



A PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO COMO CRITÉRIO DE
ESTABILIDADE HIDRO-SEDIMENTOLÓGICA DE CANAIS DE MARÉ

Monica Frickmann Young Buckmann

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Oceânica.

Orientador: Paulo Cesar Colonna Rosman

Rio de Janeiro

Julho de 2019

A PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO COMO CRITÉRIO DE
ESTABILIDADE HIDRO-SEDIMENTOLÓGICA DE CANAIS DE MARÉ

Monica Frickmann Young Buckmann

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA OCEÂNICA.

Examinada por:

Prof. Paulo Cesar Colonna Rosman, Ph.D.

Prof. Marcos Nicolás Gallo, D.Sc.

Prof. Claudio Freitas Neves, Ph.D.

Prof. José Paulo Soares de Azevedo, Ph.D.

Prof. Josefa Varela Guerra, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 2019

Buckmann, Monica Frickmann Young

A Persistência do Excesso de Tensão no Fundo Como Critério de Estabilidade Hidro-Sedimentológica de Canais de Maré / Monica Frickmann Young Buckmann – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XXIX, 208 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Paulo Cesar Colonna Rosman

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Oceânica, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 120-125.

1. Canal de maré. 2. Estabilidade de Canais de maré. 3. Modelagem Computacional. I. Rosman, Paulo Cesar Colonna. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Oceânica. III. Título.

Dedico este trabalho a minha filha,
Roberta Frickmann Young Buckmann

AGRADECIMENTOS

Agradeço sobretudo a Deus, que me guia, fortalece e encoraja todos os dias.

Aos meus familiares, pais, irmãos, cunhadas e sobrinhos, que me apoiaram durante esta jornada.

Em especial, agradeço a minha filha Roberta pela constante companhia e incentivo. Ao seu lado o caminho é sempre mais belo.

Aos engenheiros Roberto Young e Henrique Gustavo dos Santos Frickmann que me transmitiram seus conhecimentos e principalmente o entusiasmo pela arte de engenheirar.

Ao meu orientador Paulo Cesar Colonna Rosman por toda dedicação e assistência ao longo deste trabalho. Agradeço a amizade, paciência, gentileza e pelos inúmeros ensinamentos. A Patrícia Auler Rosman por todo apoio e amizade.

Ao professor Geraldo Wilson Júnior pela amizade e incentivo em retomar os estudos e ingressar no doutorado. Tudo que aprendi em suas aulas e durante a dissertação de mestrado foram essenciais no desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor e supervisor acadêmico sênior do Capítulo de Estudantes de Pós-Graduação do Instituto de Costas, Oceanos, Portos e Rios da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Claudio Freitas Neves, e a todos os membros do UFRJ COPRI. Sou muito grata pela oportunidade de participar da formação e consolidação deste grupo cujo objetivo é o avanço do conhecimento, educação, desenvolvimento e prática das engenharias costeira, oceanográfica, civil, hídrica, ambiental e portuária.

Aos meus muitos amigos da COPPE, que me incentivaram e me acolheram tão bem. Por todo companheirismo, momentos de alegria e palavras de conforto nas etapas difíceis. Em especial aos meus afilhados de casamento Rodrigo Amado e Monica Pertel e a querida Marise, que alegrou os meus dias e sempre me aconchegou nos seus abraços.

Ao apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

E todos que, de alguma forma contribuíram para a elaboração desta tese, o meu mais sincero obrigada!

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

A PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO COMO CRITÉRIO DE ESTABILIDADE HIDRO-SEDIMENTOLÓGICA DE CANAIS DE MARÉ

Monica Frickmann Young Buckmann

Julho/2019

Orientador: Paulo Cesar Colonna Rosman

Programa: Engenharia Oceânica

Este trabalho propõe uma metodologia para projeto de área hidráulica crítica de canais de maré estáveis em termos hidro-sedimentológicos, com análise de viabilidade. Um canal de maré estável é capaz de expelir o excesso de sedimentos depositados no seu interior, mantendo sua embocadura desobstruída, variando pouco ao longo de décadas. A metodologia é baseada na persistência em que a tensão de atrito exercida pelo escoamento excede a tensão crítica de mobilidade do sedimento mediano no fundo, e conforma com critérios clássicos bem estabelecidos para análises de estabilidade dinâmica de canais de maré. A pesquisa utilizou modelagem computacional com análises de 5985 casos envolvendo sistemas lagunares idealizados com um canal de maré, com diferentes amplitudes de maré, diâmetro mediano de sedimentos, áreas de espelho de água lagunar e geometria dos canais de maré morfologicamente naturais. Constatou-se que os canais estáveis que satisfazem as relações de O'Brien ($P \times A_c$) apresentam em sua seção crítica uma persistência do excesso de tensão no fundo numa faixa entre 65% e 85% do tempo de um ciclo de maré de sizígia média. Pelas análises, conclui-se que, durante um mês lunar, a área crítica projetada de um canal de maré estável, para ser viável, deve ter correntes que mantenham persistência de excesso de tensão no fundo da área crítica em 75% do tempo, com tolerância de $\pm 10\%$. Essa metodologia mostra-se mais realista, pois inclui o sedimento local, relações morfológicas de seções de naturais, variabilidade de marés no ciclo mensal, permitindo definir a viabilidade de canais de maré projetados ao indicar a geometria de seção crítica mais garantida. Vale lembrar que os critérios clássicos indicam uma área de seção crítica supostamente estável, porém, sem garantia de viabilidade.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

THE PERSISTENCE OF THE EXCESS OF BOTTOM SHEAR STRESS AS A
CRITERION IN THE HYDRO-SEDIMENTOLOGICAL STABILITY OF TIDAL INLETS

Monica Frickmann Young Buckmann

July/2019

Advisor: Paulo Cesar Colonna Rosman

Department: Ocean Engineering

This work proposes a methodology for projecting the critical cross-sectional area of stable tidal inlets in hydro-sedimentological terms, with feasibility analysis. A stable tidal inlet can expel excess sediment deposited inside it, keeping its mouth clear, varying little over decades. The methodology is based on the persistence in which the shear stress exerted by the currents exceeds the critical mobility shear stress for the median diameter bottom sediment and conforms to well-established classical criteria for analysis of dynamic stability of tidal inlets. The research used computational modeling with analyses of 5985 cases involving idealized lagoon systems with one tidal inlet, with different tidal amplitudes, median sediment diameters, lagoon surface areas and channel geometries of the morphologically natural tidal inlets. It was found that the stable channels that satisfy the relations of O'Brien ($P \times A_c$) show in its cross-sectional area a persistence of excess shear stress in a range between 65% and 85% of the time of a tidal cycle of average spring tidal cycle. The analysis concludes that, during a lunar month, for a channel to be viable, its projected critical cross-sectional area of a stable tidal inlet must have currents that maintain persistence of excess shear stress at the bottom of the critical area in 75% of the time, with a tolerance of $\pm 10\%$. This methodology is more realistic because it includes the local sediment, morphological relationships of natural cross-sectional areas, tidal variability in the monthly cycle, allowing to define the viability of projected tidal inlets by indicating a more guaranteed critical cross-sectional area geometry. It is worth remembering that the classical criteria indicate a supposedly stable critical cross-sectional area, but without guarantee of viability.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xxiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xxvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Motivação.....	2
1.2 Objetivos	3
1.3 Estrutura do Texto.....	3
2 O ESTADO DA ARTE SOBRE HIDRO-SEDIMENTOLOGIA DE CANAIS DE MARÉ 5	
2.1 Definição e Conceitos de Canal de Maré.....	5
2.2 Elementos Morfológicos dos Canais de Maré	13
2.2.1 Canal.....	14
2.2.2 Delta de vazante.....	14
2.2.3 Delta de enchente.....	16
2.3 Classificação de Estuários e de Canais de Maré quanto a sua Morfologia.....	17
2.4 Considerações sobre a Hidrodinâmica dos Canais de Maré	21
2.5 Considerações sobre o Transporte de Sedimentos e os Mecanismos de Transposição	22
2.6 Modelagem Hidrodinâmica de Canais de Maré.....	24
2.6.1 O processo da modelagem ambiental	25
2.6.2 Tipos de estuários e modelos pertinentes	29
2.6.3 Modelo hidrodinâmico 2DH.....	30
2.6.4 Modelo hidrodinâmico 1D.....	33
2.7 Solução Analítica para elevação em uma lagoa ou bacia interna	33
2.8 Solução Numérica e os Modelos Computacionais Utilizados	39
2.8.1 Tensões de atrito devido ao vento na superfície livre.....	41
2.8.2 Tensões de atrito no fundo.....	42
2.8.2.1 Equações de Chézy, Manning e Darcy – Weisbach para escoamento permanente e uniforme em canais com superfície livre	43
2.8.3 Condições de contorno	44
2.8.4 Condições iniciais.....	45
2.9 Critério de Mobilidade de Sedimentos.....	45
2.10 Estabilidade Hidro-sedimentológica de Canais de Maré	50
2.10.1 Critérios clássicos de estabilidade de canais de maré.....	51

2.10.2	Método de análise e viabilidade de estabilidade de canal de maré.....	57
3	INVESTIGAÇÃO DA PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO.....	65
3.1	Esquema metodológico da investigação da persistência.....	65
3.2	Cenários.....	66
3.3	Modelo Analítico	68
3.3.1	Dados de entrada do Modelo Analítico	70
3.3.2	Resultados do Modelo Analítico	71
3.4	Determinação das geometrias dos canais.....	74
3.5	Modelo Hidrodinâmico 1D	84
3.6	Resultados do Modelo Hidrodinâmico 1D e determinação das persistências.....	89
3.6.1	Resumo das persistências para todos os cenários simulados.....	93
3.6.2	Discussão dos resultados	97
4	METODOLOGIA PROPOSTA PARA PROJETO DE CANAL DE MARÉ ESTÁVEL COM ÁREA HIDRÁULICA CRÍTICA DEFINIDA	100
4.1	Esquema metodológico para análise de estabilidade	100
5	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA.....	103
5.1	Introdução.....	103
5.2	Modelagem Digital do terreno.....	103
5.3	Simulação do modelo analítico.....	104
5.4	Elevações impostas na fronteira aberta	106
5.5	Modelo Hidrodinâmico unidimensional, MH1D.....	107
5.6	Resultados das persistências para cada A_c	109
5.6.1	Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$...	110
5.6.2	Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$...	112
5.6.3	Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$...	113
5.6.4	Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$...	113
5.6.5	Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$...	114
5.7	Discussão dos resultados	115

6 CONCLUSÕES	117
7 RECOMENDAÇÕES	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
Anexo 1 – EQUAÇÕES GOVERNANTES GERAIS DO MODELO HIDRODINÂMICO UNIDIMENSIONAL	126
Anexo 2 – RESULTADOS DOS MODELOS ANALITICOS DA INVESTIGAÇÃO DA PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO	132
Anexo 3 – RESULTADOS DAS PERSISTÊNCIAS DE TENSÃO NO FUNDO DOS CENÁRIOS DA INVESTIGAÇÃO	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribuição global das restingas frontais relacionadas com o regime de maré (FLEMMING, 2005), modificada em (DAVIS & DARYLMPLE,2010).....	6
Figura 2. Canais de maré na Costa do mar de Wadden na Holanda, Costa de Algarve em Portugal e Costa do Mar Adriático na Itália. Adaptado de (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).	7
Figura 3. Laguna de Términos, a maior laguna costeira do México, localizada na Baía de Campeche, ao sudoeste da Península de Yucatán. A laguna está conectada ao Golfo do México através de dois canais de maré, na esquerda o canal de maré Carmem e na direita o Puerto Real (NASA, 2019).	8
Figura 4. Canal da Joatinga na Barra da Tijuca, RJ, Brasil, que liga as Lagunas de Jacarepaguá, Camorim, Tijuca e Marapendi ao mar. Na esquerda vista do costão rochoso da Joatinga (ZEE, 2017) e na direita vista do mar em direção ao costão (GHISI, 2010).	8
Figura 5. Abertura do canal de maré “Old Inlet” em Fire Islands pela passagem do Furacão Sandy (FIREISLANDANDBEYOND.COM,2019).	9
Figura 6. Canal de maré aberto após forte ressaca na restinga da Ilha do Cardoso, em Cananeia, extremo sul do litoral de São Paulo. Canal aberto (foto da esquerda), restinga antes do rompimento (foto de cima da direita) e mapa de localização do rompimento (foto de baixo da direita). (PIMENTEL, 2018)	10
Figura 7. Lagoa de Albufeira, Sesimbra, Portugal. O canal de maré é oficialmente aberto na primavera para renovação das águas da lagoa (“A Terceira Dimensão”, 2009).	11
Figura 8. Lagoa de Melides, Grândola, Portugal. Aproveitam as datas equinociais e marés de sizígia para abrir o canal de maré e renovar das águas da lagoa (“A Terceira Dimensão”, 2017).....	11
Figura 9. Lagoa de Imboassica (foto da esquerda acima), Macaé, Rio de Janeiro, Brasil (MOROTE, 2018). Imagem do Google Earth, 2019 (foto da direita abaixo) e abertura do canal de maré em 2016 (VITÓRIO et al., 2017).	12
Figura 10. Dragagem de manutenção do canal de maré Baker’s Haulover na Flórida, Estados Unidos (CAVACHE INC, 2019).	13
Figura 11. Esquema de um canal de maré. Adaptado de DAVIS, FITZGERALD (2004).....	14
Figura 12. Morfologia dos deltas de vazante classificados quanto a sua morfologia em relação à predominância entre as correntes de maré versus as correntes longitudinais marinhas. (OERTEL, 1975).....	15
Figura 13. Canal de Maré Essex, em Massachusetts, Estados Unidos. Na esquerda uma ortofoto evidenciando todos os elementos morfológicos de um canal de maré (HAYES & FITZGERALD, 2013). Na direita uma fotografia aérea mostrando os deltas de enchente e vazante bem desenvolvidos (DAVIS & FITZGERALD, 2004). Ambas imagens retratam um instante de baixamar.....	17
Figura 14. Classificação morfológica de estuários (FAIRBRIDGE, 1980).	18
Figura 15. Classificação dos canais de maré quanto a sua morfologia (HAYES, 1979).	19
Figura 16. Exemplos de canais de maré classificados de acordo com (HAYES, 1979) através de fotografias aéreas. A) Canal dominado por maré, Canal de Maré Boca Grande, Flórida, Estados Unidos. B) Canal misto com estrutura, Canal de Maré Masonboro, Carolina do	

Norte, Estados Unidos. C) Canal misto sem estruturas, Canal de Maré New Pass, Flórida, Estados Unidos. D) Canal dominado por ondas, estabilizado por estruturas, Canal de Maré Shinneckock, Nova York, Estados Unidos.....	20
Figura 17. Esquema de transporte de sedimentos em canal de maré. Adaptado de (MOTA, 1973).	24
Figura 18. Diagrama do processo de modelagem hidrodinâmica ambiental. A parte realçada é a rota usual (ROSMAN, 2019).....	26
Figura 19. Sistema de coordenadas do sistema de modelagem (3D & 2DH), onde NR é o nível de referência e, \bar{u} é a velocidade promediada na vertical.	31
Figura 20. Esquema de um sistema ideal constituído de canal de maré e Lagoa ou bacia interna. (PINTO, 1999).....	34
Figura 21. Esquema de perdas de carga em um canal de maré ideal. (PINTO, 1999)	36
Figura 22. Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental, Tela Inicial.	40
Figura 23. Diagrama de Shields tradicional, no qual a obtenção de τ_0 implica em processo iterativo, porque a velocidade de atrito u^* aparece nos dois eixos.	46
Figura 24. Diagrama de Shields modificado, no qual a tensão crítica $\tau_c = \rho \theta u_*^*$, pode ser obtida diretamente das características do sedimento e da água.	47
Figura 25. Tensão crítica para mobilidade, τ_c , calculada pelo diagrama de Shields modificado. No caso considerou-se água com $\rho_a = 1025 \text{ kg/m}^3$, $\nu = 1,04 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ e sedimentos com $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$. Unidades ϕ	48
Figura 26. Velocidade máxima em um canal de maré em função da área de menor seção transversal, conforme o critério de Escoffier (1940). (PINHEIRO, 2015).....	56
Figura 27. Gráfico de $V_{\text{máx}} \times A_c$ levando em consideração o critério de Escoffier para amplitudes de maré variando entre 0,10 m e 0,70 m. Exemplo para canal de 800m, área da bacia interna de $1,0 \times 10^7 \text{ m}^2$, amplitude da rugosidade do fundo de 0,030m e a maré com período de 44640s e amplitudes de 0,10 a 0,70m.	59
Figura 28. Diagrama $V_{\text{máx}} \times A_c$ completo para a análise de estabilidade de um canal de maré idealizado. Exemplo para canal de 800m, área da bacia interna de $1,0 \times 10^7 \text{ m}^2$, amplitude da rugosidade do fundo de 0,030m e a maré com período de 44640s e amplitudes de 0,10 a 0,70m.	61
Figura 29. Exemplo de gráfico de frequência acumulada de ocorrência de amplitudes de maré.	61
Figura 30. Gráfico de frequência de ocorrência de velocidades que satisfazem aos três critérios utilizados no exemplo.	62
Figura 31. Relação entre largura e profundidade da menor seção transversal para canais de maré, obtida através da observação de canais de maré estáveis e de resultados de modelos de laboratório. (METHA, 1976).....	63
Figura 32. Esquema metodológico na investigação da persistência do excesso de tensão no fundo.....	66
Figura 33. Tela explicativa do Modelo Analítico em planilha Excel, mostrando os dados de entrada e o botão calcula que executa a macro. O exemplo refere-se aos cenários 11 a 15.....	69

Figura 34. Exemplo de obtenção da área crítica em função da interseção da curva $[(P \times A_c)]_{\text{Jarret}}$ com a curva de fechamento de amplitude 0,30m. Cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$71	71
Figura 35. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_0 para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_072	72
Figura 36. Ajuste logarítmico das relações empíricas de BRUUN (1978.).....75	75
Figura 37. Tela do MH1D do SisBaHiA® que visualiza a malha do modelo com área de bacia $1,0E+07m^2$ e canal com 800m de comprimento, A_c de $1067 m^2$, base de 233m e 6,65m de batimetria.85	85
Figura 38. Tela do MH1D do SisBaHiA® que visualiza as malhas dos modelos com área de bacia $1,0E+07m^2$. Na malha da esquerda o canal tem 400m de comprimento e A_c de $91 m^2$, na do centro o canal tem 800m de comprimento e A_c de $118 m^2$, e na direita o canal tem 1200m de comprimento e A_c de $135m^2$86	86
Figura 39. Malhas do Modelo 1D com áreas críticas definidas pelo limite de estabilidade das amplitudes 0,10m e de todas as áreas de bacia. Malhas com seus respectivos nomes.87	87
Figura 40. Elevações impostas na fronteira dos modelos, seção S001.....88	88
Figura 41. Localização da estação de gravação dos resultados no modelo de $243 m^2$ dos cenários 26 a 30, Todos os modelos têm a estação na mesma localização.88	88
Figura 42. Velocidades registradas na Estação Canal Mar do modelo de $243 m^2$ dos cenários 26 a 30. Os pontos vermelhos mostram os tempos de velocidade nula de cada ciclo de maré escolhido89	89
Figura 43. Determinação da persistência do excesso de tensão no fundo em um ciclo de maré.91	91
Figura 44. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 1: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_0 que o ponto se encontra.92	92
Figura 45. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret. para o cenário 1: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$92	92
Figura 46. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 1: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$93	93
Figura 47. Esquema metodológico de projeto de canal estável101	101
Figura 48. Limite de estabilidade obtido através do modelo analítico, calculado no item 3.3, que corresponde a área do canal de $296m^2$105	105
Figura 49. Serie temporal de maré astronômica considerada na fronteira do modelo para o mês de março de 2019, com cotas relativas ao nível médio de maré.....107	107
Figura 50. Tela do MH1D do SisBaHiA® que visualiza a malha do modelo com área de bacia $1,5E+07m^2$, canal com 800m de comprimento, A_c de $1715 m^2$, largura de 335m, 7m de profundidade e localização da estação Canal Mar utilizada para gravação dos resultados.108	108

- Figura 51. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 1: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$ 110
- Figura 52. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_o para os cenários 1 a 5: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$. O limite de estabilidade corresponde a área do canal de $296m^2$ 111
- Figura 53. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 2: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$ 112
- Figura 54. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 3: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$ 113
- Figura 55. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 4: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$ 114
- Figura 56. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 5: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$ 114
- Figura 57. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_o para os cenários 1 a 5: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$ e valores de A_c para persistência de 75% para cada cenário..... 116
- Figura 58. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_o para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 132
- Figura 59. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 6 a 10: $A_b =1,5E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 133
- Figura 60. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 11 a 15: $A_b =1,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 134
- Figura 61. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 16 a 20: $A_b =8,0E+06m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 135
- Figura 62. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 21 a 25: $A_b =6,0E+06m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 136
- Figura 63. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 26 a 30: $A_b =4,0E+06m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 137
- Figura 64. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 31 a 35: $A_b =1,0E+07m^2$, $L=400m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o 138

Figura 65. $V_{\text{máx}}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 36 a 40: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=1200m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_o	139
Figura 66. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 1: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	140
Figura 67. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret. para o cenário 1: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	141
Figura 68. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 1: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	141
Figura 69. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 2: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	142
Figura 70. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 2: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	142
Figura 71. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 2: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	143
Figura 72. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 3: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	143
Figura 73. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 3: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	144
Figura 74. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 3: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	144
Figura 75. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 4: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	145
Figura 76. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 4: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	145
Figura 77. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 4: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	146
Figura 78. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 5: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	146
Figura 79. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 5: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	147
Figura 80. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 5: $A_b =2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	147

Figura 81. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	149
Figura 82. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	149
Figura 83. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	150
Figura 84. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 7: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	150
Figura 85. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 7: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	151
Figura 86. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 7: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	151
Figura 87. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	152
Figura 88. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	152
Figura 89. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	153
Figura 90. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	153
Figura 91. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	154
Figura 92. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	154
Figura 93. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	155
Figura 94. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	155
Figura 95. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	156
Figura 96. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	157
Figura 97. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	158

Figura 98. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	158
Figura 99. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	159
Figura 100. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	159
Figura 101. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	160
Figura 102. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 13: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	160
Figura 103. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 13: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	161
Figura 104. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 13: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	161
Figura 105. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 14: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	162
Figura 106. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 14: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	162
Figura 107. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 14: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	163
Figura 108. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 15: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	163
Figura 109. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 15: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	164
Figura 110. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 15: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	164
Figura 111. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	166
Figura 112. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	166
Figura 113. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	167
Figura 114. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 17: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	167

Figura 115. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 17: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	168
Figura 116. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 17: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	168
Figura 117. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 18: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	169
Figura 118. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 18: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	169
Figura 119. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 18: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	170
Figura 120. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 19: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	170
Figura 121. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 19: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	171
Figura 122. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 19: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	171
Figura 123. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 20: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.	172
Figura 124. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 20: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	172
Figura 125. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 20: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	173
Figura 126. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	174
Figura 127. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	175
Figura 128. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	175
Figura 129. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.....	176
Figura 130. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	176
Figura 131. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	177

Figura 132. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	177
Figura 133. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	178
Figura 134. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r $m\acute{a}x$ para o cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	178
Figura 135. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	179
Figura 136. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	179
Figura 137. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r $m\acute{a}x$ para o cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	180
Figura 138. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	180
Figura 139. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	181
Figura 140. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r $m\acute{a}x$ para o cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	181
Figura 141. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	183
Figura 142. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	183
Figura 143. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r $m\acute{a}x$ para o cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$	184
Figura 144. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	184
Figura 145. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	185
Figura 146. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r $m\acute{a}x$ para o cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$	185
Figura 147. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	186
Figura 148. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	186

Figura 149. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$	187
Figura 150. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	187
Figura 151. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	188
Figura 152. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$	188
Figura 153. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	189
Figura 154. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	189
Figura 155. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$	190
Figura 156. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 31: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	191
Figura 157. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 31: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,125mm$	192
Figura 158. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 31: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,125mm$	192
Figura 159. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	193
Figura 160. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,187mm$	193
Figura 161. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,187mm$	194
Figura 162. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	194
Figura 163. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,250mm$	195
Figura 164. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,250mm$	195
Figura 165. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.....	196

Figura 166. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,375mm$	196
Figura 167. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,375mm$	197
Figura 168. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.	197
Figura 169. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,500mm$	198
Figura 170. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,500mm$	198
Figura 171. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.	200
Figura 172. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,125mm$	200
Figura 173. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,125mm$	201
Figura 174. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.	201
Figura 175. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,187mm$	202
Figura 176. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,187mm$	202
Figura 177. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.	203
Figura 178. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,250mm$	203
Figura 179. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,250mm$	204
Figura 180. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas Ac , $V_{\text{máx}}$ e a_o que o ponto se encontra.	204
Figura 181. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times Ac$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,375mm$	205
Figura 182. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r \text{ máx}$ para o cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,375mm$	205

Figura 183. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.....	206
Figura 184. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,500mm$	206
Figura 185. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r m\acute{a}x$ para o cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,500mm$	207

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Classificação morfológica de estuários combinando as classificações propostas por PRITCHARD (1967) e por FAIRBRIDGE (1980). (SILVA, 2016)	18
Tabela 2. Significado dos termos da equação da continuidade do modelo 2DH.....	31
Tabela 3. Significado dos termos da equação de quantidade de movimento do modelo 2DH.	32
Tabela 4. Valores de tensão crítica para mobilidade, τ_c , para sedimentos com massa específica $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, água com $\rho_a = 1025 \text{ kg/m}^3$, e viscosidade cinemática $\nu = 1,04E-6 \text{ m}^2/\text{s}$	49
Tabela 5. Valores de C e q para a fórmula empírica desenvolvida por Jarret (1976). Adaptado de Pinto (1999).	54
Tabela 6. Quadro resumo do critério de estabilidade de BRUUN (1978), baseado na razão entre o Prisma de Maré (P) e o Transporte Litorâneo Total (M_t) que cruza a embocadura.	55
Tabela 7. Classificação da granulometria segundo ABNT – NBR 6502/95.	67
Tabela 8. Cenários utilizados para avaliar a persistência do excesso de tensão no fundo.	68
Tabela 9. Dados de entrada de cada cenário para simulação do modelo analítico.	70
Tabela 10. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas para os cenários 1 a 5: $A_b = 2,0E+07 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	72
Tabela 11. Áreas da menor seção do canal, A_c , nos limites de estabilidade calculado pelo Modelo Analítico para cada cenário.	73
Tabela 12. Faixa de Velocidades Médias Máximas na região definida entre as curvas de $(P \times A_{c \text{ máx}})$ e $(P \times A_{c \text{ mín}})$	73
Tabela 13. Faixa de Velocidades Médias Máximas nas curvas de $P \times A_{c \text{ Jarret}}$	74
Tabela 14. Relações $A_c \times B \times h$, empíricas apresentadas em BRUUN (1978).	74
Tabela 15. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 1 a 5: $A_b = 2,0E+07 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$	76
Tabela 16. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 6 a 10: $A_b = 1,5E+07 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$	77
Tabela 17. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 11 a 15: $A_b = 1,0E+07 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$	78
Tabela 18. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 16 a 20: $A_b = 8,0E+06 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$	79
Tabela 19. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 21 a 25: $A_b = 6,0E+06 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$	80
Tabela 20. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 26 a 30: $A_b = 4,0E+06 \text{ m}^2$, $L = 800 \text{ m}$	81

Tabela 21. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 31 a 35: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=400m$	82
Tabela 22. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 35 a 40: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=1200m$	83
Tabela 23. Relação entre as áreas, comprimento e larguras das bacias.....	85
Tabela 24. Persistências entre as curvas $[(P \times A_c)]_{m\acute{a}x}$ e $[(P \times A_c)]_{m\acute{i}n}$	94
Tabela 25. Persistências dos modelos que interceptam as curvas $[(P \times A_c)]_{Jarret}$	95
Tabela 26. Persistências dos modelos que interceptam as curvas de $C_r m\acute{a}x$	96
Tabela 27. Cenários de modelagem.....	103
Tabela 28. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 1 a 5 com a área da bacia interna $A_b = 1,5E+07m^2$, e canal com comprimento $L=800m$	105
Tabela 29. Constantes harmônicas da estação Porto do Rio de Janeiro (Ilha Fiscal), e seus respectivos valores de período, amplitude e fase.	106
Tabela 30. Persistência do excesso de tensão no fundo para A_c simuladas pelo MH1D e relativa a cada diâmetro de sedimento de fundo.	109
Tabela 31. A_c em m^2 definida para cada cenário, d_{50} e persistência.....	115
Tabela 32. Definição da geometria do canal através das equações de BRUUN (1978).	115
Tabela 35. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	132
Tabela 36. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 6 a 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	133
Tabela 37. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 11 a 15: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	134
Tabela 38. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 16 a 20: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	135
Tabela 39. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 21 a 25: $A_b = 6,0E+06m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	136
Tabela 40. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 26 a 30: $A_b = 4,0E+06m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	137
Tabela 41. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 31 a 35: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=400m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2	138

Tabela 42. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 36 a 40: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=1200m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .	139
Tabela 43. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 1 a 5 com $A_b=2.0E+07m^2$, $L=800m$.	148
Tabela 44. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 1 a 5 com $A_b=2.0E+07m^2$, $L=800m$.	148
Tabela 45. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 1 a 5 com $A_b=2.0E+07m^2$, $L=800m$.	148
Tabela 46. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 6 a 10 $A_b=1.5E+07m^2$, $L=800m$.	156
Tabela 47. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 6 a 10 $A_b=1.5E+07m^2$, $L=800m$.	156
Tabela 48. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 6 a 10 $A_b=1.5E+07m^2$, $L=800m$.	157
Tabela 49. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 11 a 15: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=800m$.	165
Tabela 50. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 11 a 15: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=800m$.	165
Tabela 51. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 11 a 15: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=800m$.	165
Tabela 52. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 16 a 20: $A_b=8.0E+06m^2$, $L=800m$.	173
Tabela 53. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 11 a 15: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=800m$.	173
Tabela 54. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 11 a 15: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=800m$.	174
Tabela 55. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 21 a 25: $A_b=6.0E+06m^2$, $L=800m$.	182
Tabela 56. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 21 a 25: $A_b=6.0E+06m^2$, $L=800m$.	182
Tabela 57. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 21 a 25: $A_b=6.0E+06m^2$, $L=800m$.	182
Tabela 58. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 26 a 30: $A_b=4.0E+06m^2$, $L=800m$.	190
Tabela 59. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 26 a 30: $A_b=4.0E+06m^2$, $L=800m$.	190
Tabela 60. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 26 a 30: $A_b=4.0E+06m^2$, $L=800m$.	191

Tabela 61. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 31 a 35: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=400m$	199
Tabela 62. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 31 a 35: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=400m$	199
Tabela 63. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 31 a 35: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=400m$	199
Tabela 64. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 36 a 40: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=1200m$	207
Tabela 65. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 36 a 40: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=1200m$	207
Tabela 66. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 36 a 40: $A_b=1.0E+07m^2$, $L=1200m$	208

LISTA DE SÍMBOLOS

$a_c \rightarrow$ Aceleração de campo	ms^{-2}
$A_b \rightarrow$ Área do espelho d'água da laguna	m^2
$A_c \rightarrow$ Área hidráulica da menor seção transversal do canal de maré	m^2
$A_c^* \rightarrow$ Valor crítico de A_c	m^2
$a_o \rightarrow$ Amplitude de maré	m
$B \rightarrow$ Largura do canal	m
$C_r \rightarrow$ Capacidade de resposta;	
$d \rightarrow$ Diâmetro do grão de sedimento	mm
$g \rightarrow$ Aceleração da gravidade	ms^{-2}
$h_c \rightarrow$ profundidade média na seção crítica	m
$H \rightarrow$ Altura instantânea da coluna d'água	m
$K_e \rightarrow$ Coeficiente de perda de carga localizada na entrada do canal	
$K_s \rightarrow$ Coeficiente de perda de carga localizada na saída do canal	
$h_b \rightarrow$ profundidade média da lagoa	m
$L_b \rightarrow$ Maior distância horizontal desde a entrada da lagoa até a margem	m
$M \rightarrow$ Volume de sedimentos que atravessam determinada seção durante um ano médio	$\text{m}^3\text{ano}^{-1}$
$M_t \rightarrow$ Transporte litorâneo total, volume de sedimentos total que passa pela embocadura do canal, independente do sentido, durante um ano	$\text{m}^3\text{ano}^{-1}$
$NR \rightarrow$ Nível de Referência	m
$P \rightarrow$ Prisma de maré, volume de água médio que entra pelo canal durante a enchente de sizígia	m^3
$P_H \rightarrow$ Perímetro hidráulico da seção transversal	m
$R_h \rightarrow$ Raio hidráulico	m
$R^* \rightarrow$ Número de Reynolds do grão	

S_s	→ Densidade do sedimento em relação à água ambiente	
T	→ Período da maré.	s
U	→ Velocidade média na coluna d'água na direção x	ms ⁻¹
V	→ Velocidade média na coluna d'água na direção y	ms ⁻¹
u	→ Velocidade na direção x	ms ⁻¹
u_i	→ Velocidades horizontais	ms ⁻¹
u^*	→ velocidade de atrito no leito	ms ⁻¹
\hat{u}_i	→ Velocidades horizontais promediadas na vertical	ms ⁻¹
v	→ Velocidade na direção y	ms ⁻¹
w	→ Velocidade na direção z	ms ⁻¹
ζ	→ Posição da superfície livre da água	m
$\bar{\zeta}(x, y)$	→ Posição média no tempo da superfície livre da água	m
η_b	→ Posição da superfície livre da água na lagoa	m
η_o	→ Posição da superfície livre da água no oceano	m
x, y	→ Dimensões horizontais	m
z	→ Dimensão vertical	m
ρ	→ Massa específica da água	kgm ⁻³
ρ_0	→ Massa específica de referência, igual a 1025 kg/m ³	kgm ⁻³
ρ_s	→ Massa específica do sedimento	kgm ⁻³
γ_s	→ peso específico do grão	N m ⁻³
γ, γ_o	→ peso específico da água	N m ⁻³
Ω	→ Velocidade de rotação da terra;	ms ⁻¹
Ψ	→ Parâmetro de Shields	
σ	→ Frequência angular da maré	s ⁻¹

ν → viscosidade cinemática da água	m^2s^{-1}
Φ → Ângulo de latitude	°
$\hat{\tau}_{ij}^T$ → Soma da dispersão horizontal e a difusão turbulenta horizontal	Nm^{-2}
τ_i^ζ → Tensão de atrito na superfície	Nm^{-2}
τ_j^F → Tensão de atrito no fundo	Nm^{-2}
$\hat{\tau}^S$ → Tensão do vento média na superfície livre da seção transversal	Nm^{-2}
$\hat{\tau}^C$ → Tensão do atrito no fundo, média no perímetro hidráulico da seção transversal	Nm^{-2}
τ_c → Tensão crítica de mobilidade	Nm^{-2}
τ_o → Tensão de arrasto no leito	Nm^{-2}

1 INTRODUÇÃO

Historicamente as zonas costeiras têm atraído as populações e suas diversas atividades econômicas e de lazer. Atualmente 25% da população do globo vive em áreas distando até 100 km do mar e a menos de 100 m de altitude do nível do mar (IBGE, 2011).

Devido a fatores históricos relacionados à ocupação do território brasileiro e seguindo a tendência mundial da população em ocupar predominantemente áreas próximas ao litoral, o Brasil apresenta, de acordo com o Censo Demográfico 2010, cerca de 27% da população em municípios da zona costeira (IBGE, 2011).

No Brasil, os maiores portos estão instalados no interior de estuários e assim como em todo o mundo, grande parte da população vive ao redor de lagunas. Isso significa que são de grande importância para a sociedade medidas para evitar o risco de inundações no entorno das lagunas, garantir a estabilidade das áreas urbanizadas adjacentes, preservar a qualidade da água no interior desses ambientes e manter o canal de navegação.

Define-se canais de maré, em inglês *tidal inlets*, como aqueles que ligam lagunas ou bacias internas ao mar. Nesses canais a vazão de água doce é geralmente pequena em relação à vazão de água salgada.

A maioria dos canais de maré tem origem no rompimento de um cordão litorâneo, entretanto não existe uma causa bem definida que determine a sua evolução. Como o próprio nome indica, o principal fator de influência é a maré, que provoca correntes para dentro e para fora do canal.

Um canal de maré é dito hidro-sedimentologicamente estável quando as correntes de enchente e de vazante são capazes de expelir o excesso de sedimentos depositados no seu interior, fazendo com sua embocadura permaneça sempre desobstruída. Trata-se de uma estabilidade dinâmica no qual as dimensões do canal variam pouco em torno de uma configuração média na escala temporal da engenharia.

Obter esta geometria estável ideal é uma tarefa difícil devido à complexidade dos mecanismos hidro-sedimentológicos envolvidos, da ocorrência de eventos esporádicos extremos e das particularidades de cada canal de maré.

No âmbito deste desafio, desde 1940 foram estabelecidos critérios empíricos e semi-empíricos para definir a estabilidade de canais de maré, como os critérios clássicos de ESCOFFIER

(1940), O'BRIEN (1931 e 1969), BRUUN (1978) e SKOU (1990). Entretanto, tais critérios basicamente indicam se o canal tende a ser estável ou não para uma dada área hidráulica crítica e não apresentam uma metodologia consistente para projeto de um canal estável com área hidráulica crítica definida.

Este trabalho propõe uma metodologia consistente para projeto de canais de maré estáveis com definição da área hidráulica crítica. A definição de tal área é baseada na análise da persistência do excesso de tensão no fundo, ou seja, a persistência em que, a tensão de atrito exercida pelo escoamento excede a tensão crítica de mobilidade do sedimento no fundo de canais de maré, que sejam dinamicamente estáveis segundo critérios bem estabelecidos, durante um mês lunar.

A pesquisa foi feita através de modelagem computacional com análises de 5985 casos envolvendo 40 cenários de sistemas lagunares idealizados com um único canal de maré. Os cenários foram formulados para diferentes amplitudes de maré, diâmetro mediano de sedimentos, áreas de espelho de água lagunar e geometria dos canais de maré.

1.1 Motivação

A maioria dos canais de maré naturais não apresentam condições estáveis e seguras para navegação. Isso ocorre devido às fortes correntes, aos constantes assoreamentos e à exposição às ondas do mar. Solucionar estes problemas através de constantes dragagens ou da construção de guia-correntes, estabilização e alinhamento dos taludes requer um enorme investimento financeiro. Portanto, conhecer a morfologia dos canais de maré e os processos físicos que regem o transporte hidro-sedimentológico no canal e em seu entorno são essenciais para o projeto dessas obras de engenharia e para o melhor entendimento dos canais de maré naturais.

Os métodos que vêm sendo utilizados por diversos pesquisadores para avaliar as condições de estabilidade de seção geométrica de um canal de maré e a sua viabilidade de projeto apresentados em (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017) e (ROSMAN,1992) constituem ferramentas práticas mas supõem diversas simplificações, não contemplam a granulometria do sedimento do fundo, e condicionam a definição de uma seção ideal a restrições locais de disponibilidade de espaço para implementação do canal e à frequência de condições de maré que satisfaçam as condições de estabilidade.

O que motiva e justifica esta pesquisa é a importância, para o estudo e projeto de obras de engenharia, de se obter uma seção de canal de maré bem definida, mais realista e estável, tendo em vista o impacto econômico e social que estas obras causam para a sociedade.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é o desenvolvimento de uma metodologia para projeto de área hidráulica crítica de canais de maré estáveis em termos hidro-sedimentológicos, com análise de viabilidade.

Os objetivos específicos do trabalho são:

- ✓ Investigação sobre persistência do excesso de tensão de atrito no fundo de canais de maré classificados como dinamicamente estáveis através de critérios bem estabelecidos de estabilidade.
- ✓ Desenvolvimento da metodologia para determinação da área crítica de um canal de maré estável, com geometria morfológicamente natural, e análise de viabilidade mediante persistência do excesso de tensão de atrito no fundo ao longo de um mês lunar.

1.3 Estrutura do Texto

A estrutura do texto deste trabalho foi desenvolvida como se segue.

O **Capítulo 2** contém o levantamento bibliográfico sobre a hidro-sedimentologia de canais de maré. São apresentados definições e conceitos de canal de maré, a sua distribuição sobre o globo e exemplos no Brasil e no exterior. Segue-se com a caracterização dos elementos morfológicos, classificação dos canais quanto à sua morfologia e considerações sobre a hidrodinâmica, transporte de sedimentos e mecanismos de transposição. São apresentadas a formulação matemática do modelo hidrodinâmico, a solução analítica de MEHTA & ÖZSOY (1978) e a solução numérica dos modelos computacionais 2DH e 1D utilizados na pesquisa. O critério de mobilidade de sedimentos e a teoria de estabilidade hidro-sedimentológica de canais de maré completam esta revisão bibliográfica.

O **Capítulo 3** apresenta os métodos utilizados em cada etapa do processo de investigação da persistência do excesso de tensão no fundo em canais de maré idealizados. A persistência do excesso de tensão no fundo é definida como a razão entre o tempo em que a tensão de atrito no

fundo, τ_o , é maior que a tensão de atrito mínima capaz de mobilizar o sedimento, τ_c , e o tempo total do ciclo de maré. O processo de investigação inclui a simulação dos modelos analíticos para os 5965 casos dos 40 cenários propostos. São descritos os modelos unidimensionais desenvolvidos e apresentados os resultados em forma de gráficos e tabelas.

No **Capítulo 4** é detalhada a metodologia para projeto de canal de maré estável com área hidráulica crítica definida com base no novo critério de persistência do excesso de tensão de atrito no fundo durante um mês lunar.

O **Capítulo 5** contém uma aplicação da metodologia proposta que se refere a um canal de maré idealizado, cujo modelo analítico já havia sido desenvolvido no capítulo 3. Foram definidas geometrias de canais para cinco diâmetros de sedimento de fundo diferentes, mostrando a influência da granulometria na definição da área hidráulica.

Por fim, o **Capítulo 6** e o **Capítulo 7** traçam as principais conclusões e recomendações deste trabalho.

Os anexos trazem detalhes de formulação matemática de modelos utilizados bem como gráficos e tabelas dos diversos casos analisados.

2 O ESTADO DA ARTE SOBRE HIDRO-SEDIMENTOLOGIA DE CANAIS DE MARÉ

Este capítulo contém um embasamento teórico da hidro-sedimentologia de canais de maré. Inicia-se com a definição e conceitos de canal de maré, a sua distribuição sobre o globo e alguns exemplos no Brasil e no exterior.

Segue-se com a caracterização dos elementos morfológicos, classificação dos canais quanto à sua morfologia e considerações sobre a hidrodinâmica, transporte de sedimentos e mecanismos de transposição.

São apresentadas a formulação matemática do modelo hidrodinâmico, a solução analítica de MEHTA & ÖZSOY (1978) e a solução numérica dos modelos computacionais 2DH e 1D utilizados na pesquisa.

A formulação e os valores de tensão crítica para mobilidade dos sedimentos, τ_c , utilizados na pesquisa são descritos em critério de mobilidade de sedimentos.

Os conceitos, os critérios clássicos e a metodologia utilizada atualmente na definição da estabilidade hidro-sedimentológica de canais de maré completam esta revisão bibliográfica.

2.1 Definição e Conceitos de Canal de Maré

Uma laguna é um corpo d'água costeiro com uma ligação livre com o mar, dentro do qual ocorre uma mistura mensurável da água salgada do mar com a água doce proveniente da drenagem das terras. A troca de massas d'água e as trocas biológicas entre o mar e a laguna ocorrem em cada ciclo de maré.

Um sistema lagunar pode ter um ou mais canais de maré. Os canais de maré, em inglês *tidal inlets*, podem ser definidos como uma ligação entre lagunas e bacias internas ao mar, ou como passagens ou cortes nas restingas frontais. Nesses canais a vazão de água doce é geralmente pequena em relação à vazão de água salgada.

GLAESER (1978) realizou o primeiro estudo sobre a distribuição das restingas frontais na superfície terrestre, concluindo que elas, assim como os canais de maré, ocorrem em 10% da costa do globo. Posteriormente, STUTZ & PILKEY (2000) identificaram através de mapas, imagens de satélite e estudos anteriores, 1,500 restingas frontais num comprimento total de

15.100km, ocorrendo em 6,5% da linha de costa da superfície terrestre, sendo 86% localizadas no hemisfério norte e 5,9% localizadas no Brasil. A diferença entre as distribuições provém de um refinamento na distinção entre canais de maré e desembocaduras lagunares.

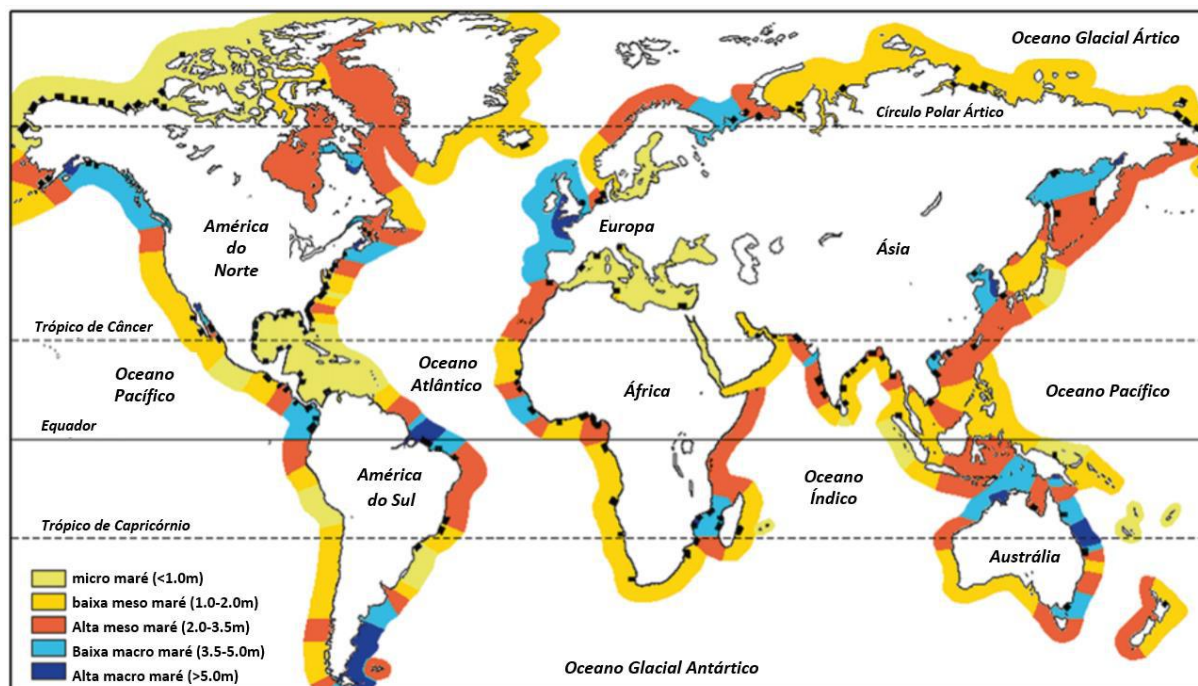


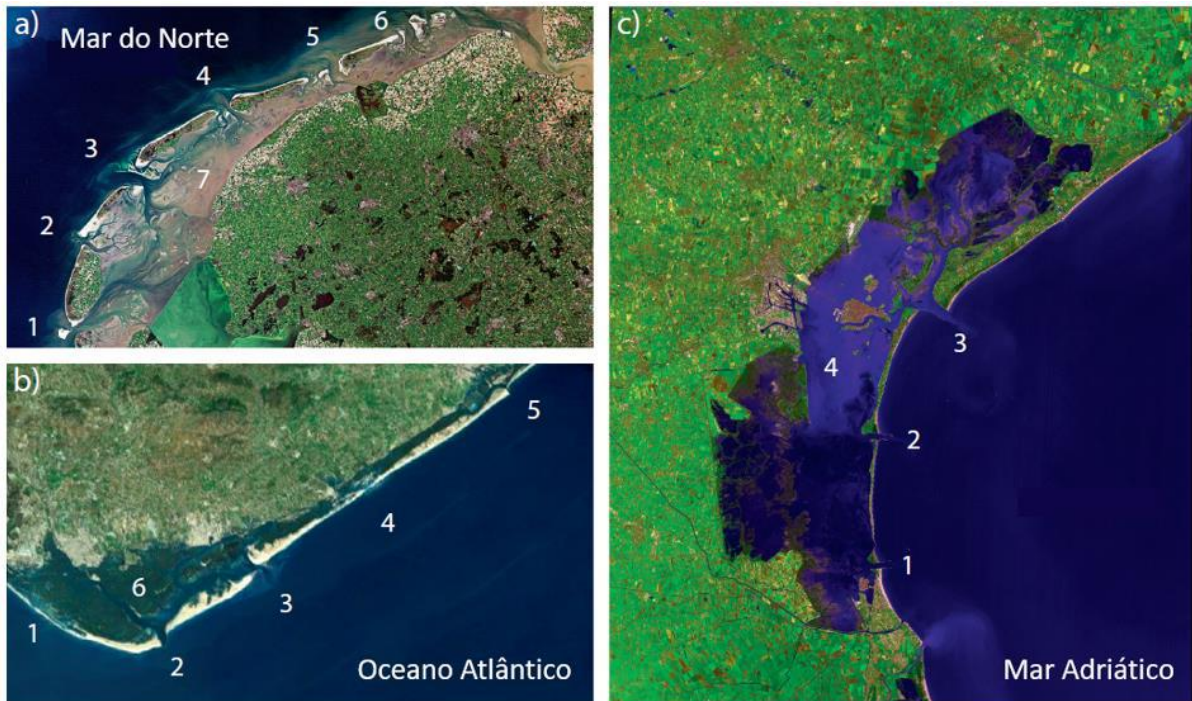
Figura 1. Distribuição global das restingas frontais relacionadas com o regime de maré (FLEMMING, 2005), modificada em (DAVIS & DARYLMPLE, 2010).

Segundo HAYES (1979), a presença de restingas frontais é limitada a costas onde a altura da maré, i.e., a diferença entre as cotas de preamar e baixa-mar, é menor que 3.5m. Na Figura 1 observa-se a distribuição global das restingas frontais relacionadas com o regime de maré (FLEMMING, 2005). Nesta distribuição associa-se a ocorrência de canais de maré com a presença de restingas frontais. As restingas frontais são representadas pelos pontos pretos ao longo da costa (DAVIS & DARYLMPLE, 2010).

A explicação da presença das restingas frontais em costas com micro ou mesomarés, é por terem uma zona de arrebenção das ondas limitadas a uma faixa mais estreita. Quando as marés de uma região são muito altas a zona de arrebenção varia muito entre a baixa-mar e a preamar, com isso a areia é distribuída por uma grande extensão, dificultando a formação de barras (ROSMAN, 1992).

Exemplos de canais de maré cortando restingas frontais nas costas do Mar de Wadden na Holanda, Algarve em Portugal e Mar Adriático na Itália são apresentados na Figura 2. A Laguna de Términos, a maior laguna costeira do México com uma superfície de 2.500 km², está

conectada ao Golfo do México através de dois grandes canais de maré, como mostra a Figura 3. A laguna está localizada na Baía de Campeche, ao sudoeste da Península de Yucatán. Cinquenta por cento do volume de água da lagoa é renovado a cada 9 dias, principalmente em função da variação da maré que apresenta uma amplitude média de 0,3m. A velocidade máxima registrada nos canais de maré é de 1,3m/s (DAVID & KJERFVE, 1988). Imagem de (NASA,2019).



a) Costa do Mar de Wadden na Holanda:

1. Canal Texel
2. Canal Eyerlandse Gat
3. Canal Vlie
4. Canal Ameland
5. Canal Frisian
6. Canal Lauwera
7. Mar de Wadden

b) Costa de Algarve em Portugal:

1. Canal Ancão
2. Canal Faro-Olhão
3. Canal Armona
4. Canal Fuseta
5. Canal Tavira
6. Lagoa Ría Formosa

c) Costa do Mar Adriático na Itália:

1. Canal Chioggia
2. Canal Malamocco
3. Canal Lido
4. Lagoa de Veneza

Figura 2. Canais de maré na Costa do mar de Wadden na Holanda, Costa de Algarve em Portugal e Costa do Mar Adriático na Itália. Adaptado de (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

Os canais de maré permitem a passagem de água, sedimentos, nutrientes, organismos, pessoas e barcos entre o agitado ambiente marinho e o calmo ambiente lagunar. Usualmente eles cortam as restingas frontais, mas também podem separá-las de costões rochosos.



Figura 3. Laguna de Términos, a maior laguna costeira do México, localizada na Baía de Campeche, ao sudoeste da Península de Yucatán. A laguna está conectada ao Golfo do México através de dois canais de maré, na esquerda o canal de maré Carmem e na direita o Puerto Real (NASA, 2019).

O Canal da Joatinga na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, que liga as Lagunas de Jacarepaguá, Camorim, Tijuca e Marapendi ao mar, c.v. Figura 4, é um exemplo de canal de maré que separa a restinga da praia da Barra de um costão rochoso, o costão da Joatinga.



Figura 4. Canal da Joatinga na Barra da Tijuca, RJ, Brasil, que liga as Lagunas de Jacarepaguá, Camorim, Tijuca e Marapendi ao mar. Na esquerda vista do costão rochoso da Joatinga (ZEE, 2017) e na direita vista do mar em direção ao costão (GHISI, 2010).

Canais de maré podem surgir, geralmente por breve período, na ocorrência de grandes cheias, quando a “barra” de areia que separa a lagoa do mar é rompida devido à pressão exercida pelo acúmulo de água doce drenado para o interior da lagoa, ou na ocorrência de ressacas em virtude do esforço aplicado pelas grandes ondas (ROSMAN, 1992).

A abertura do canal de maré “Old Inlet” em Fire Islands, a maior ilha paralela à costa sul de Long Island, Nova York, deveu-se ao rompimento da restinga frontal durante a passagem do furacão Sandy em outubro de 2012. Desde então este canal vem sendo monitorado por pesquisadores, mostrando que até hoje o canal continua aberto, c.v. Figura 5.



Figura 5. Abertura do canal de maré “Old Inlet” em Fire Islands pela passagem do Furacão Sandy (FIREISLANDANDBEYOND.COM,2019).

Em agosto de 2018 uma forte ressaca rompeu o trecho mais estreito da restinga da Ilha do Cardoso, em Cananeia, no extremo sul do litoral de São Paulo, divisa com o Paraná. Rapidamente abriu-se um canal de 170m de largura e 3m de profundidade. O canal encontra-se aberto até hoje. A localização do canal de maré e as fotos de antes e depois do rompimento da restinga frontal podem ser apreciados na Figura 6.

As lagoas, com ligação livre para o mar, transformam-se em lagoas costeiras em regime de cheias com a obstrução dos canais de maré. Se não há interferência antrópica, isso ocorre naturalmente, quando o assoreamento na laguna atinge um ponto em que o prisma de maré se torna insuficiente para gerar correntes de enchente e vazante capazes de manter a dinâmica de uma barra estuarina típica. A obstrução do canal de maré pode ocorrer naturalmente e de modo surpreendentemente súbito, e.g., por ressacas durante marés de quadratura na estação de poucas

chuvas. Em tais situações, a enorme quantidade de sedimentos transportados pelas ondas pode entupir facilmente o canal de maré, pois este não terá correntes suficientemente fortes para se auto limpar (ROSMAN, 2013).



Figura 6. Canal de maré aberto após forte ressaca na restinga da Ilha do Cardoso, em Cananeia, extremo sul do litoral de São Paulo. Canal aberto (foto da esquerda), restinga antes do rompimento (foto de cima da direita) e mapa de localização do rompimento (foto de baixo da direita). (PIMENTEL, 2018)

Entretanto não raras intervenções antrópicas desastradas podem levar um sistema lagunar para a situação de lagoas em regime de cheias. Quando pontes mal projetadas são construídas sobre canais de maré de lagoas, é comum se fazer um forte estrangulamento da seção transversal visando a uma suposta “economia” na superestrutura da ponte.

O impacto ambiental da mudança de um sistema lagunar para a situação de lagoas em regime de cheias é enorme. A dinâmica do sistema é totalmente modificada. Cessam as trocas biológicas e as trocas de massas d’água a cada ciclo de maré. Tais trocas passam a ocorrer eventualmente e de modo imprevisível, quando a barra é rompida em uma dada cheia. Os rompimentos são geralmente violentos, pois ocorrem quando o nível da lagoa está muito acima do nível do mar. Os impactos destes rompimentos na costa vizinha e na própria lagoa são significativos. Nos poucos dias em que a barra permanece aberta, a lagoa costeira volta a ser laguna, e novamente ocorrem ricas trocas com o mar nos poucos ciclos de maré que ocorreram antes da barra ser novamente fechada pelos processos litorâneos. Entretanto, a entrada de água do mar nos ciclos de maré em que a barra permanece aberta, aumenta a salinidade da lagoa costeira em regime de cheia, causando enorme impacto na nova ecologia desenvolvida (ROSMAN, 2013).

Em contrapartida dos casos em que os canais de maré surgem por ação da natureza existem aqueles em que são necessárias aberturas periódicas com o objetivo de melhorar a qualidade das águas das lagoas costeiras e evitar inundações. Este são os casos das Lagoas de Albufeira e Melides em Portugal, Lagoa de Imboassica, Macaé, no Rio de Janeiro, Brasil, e do canal Baker's Haulover na costa sudeste da Florida, Estados Unidos.



Figura 7. Lagoa de Albufeira, Sesimbra, Portugal. O canal de maré é oficialmente aberto na primavera para renovação das águas da lagoa (“A Terceira Dimensão”, 2009).

A Lagoa de Albufeira, c.v. Figura 7, localizada em Sesimbra, Portugal, tem até 15m de profundidade e sua barra é aberta oficialmente na primavera para renovação das águas da lagoa. Na Lagoa de Melides, c.v. Figura 8, localizada em Grândola, Portugal, são utilizadas as datas equinociais e marés de sizígia para a abertura do canal de maré.



Figura 8. Lagoa de Melides, Grândola, Portugal. Aproveitam as datas equinociais e marés de sizígia para abrir o canal de maré e renovar das águas da lagoa (“A Terceira Dimensão”, 2017).

A Figura 9 mostra a abertura artificial da barra da Lagoa Imboassica, em Macaé, Rio de Janeiro, realizada em novembro de 2016. As aberturas artificiais da barra arenosa da Lagoa de

Imboassica, na faixa de maior proximidade da lagoa com o mar, têm sido feitas geralmente para amenizar os efeitos das inundações dos bairros do seu entorno, construídos sobre áreas alagadas da lagoa. Algumas vezes essas aberturas são realizadas sob a justificativa de “limpar” a lagoa e “renovar” as suas águas, amenizando os problemas causados pela eutrofização (VITÓRIO *et al.*, 2017).



Figura 9. Lagoa de Imboassica (foto da esquerda acima), Macaé, Rio de Janeiro, Brasil (MOROTE, 2018). Imagem do Google Earth, 2019 (foto da direita abaixo) e abertura do canal de maré em 2016 (VITÓRIO *et al.*, 2017).

Na maioria das vezes os canais de maré não apresentam condições seguras para navegação. Isso ocorre devido às fortes correntes, aos contastes assoreamentos e à exposição às ondas do mar. De forma a contornar essas dificuldades e minimizar a necessidade de dragagens os canais costumam sofrer intervenções como a construção de guia-correntes, estabilização e alinhamento dos taludes. Para o estudo e projeto dessas obras de engenharia e para o melhor entendimento dos canais de maré naturais são necessários o conhecimento da morfologia dos canais de maré e dos processos físicos que regem seu transporte hidro-sedimentológico.



Figura 10. Dragagem de manutenção do canal de maré Baker's Haulover na Flórida, Estados Unidos (CAVACHE INC, 2019).

2.2 Elementos Morfológicos dos Canais de Maré

Canais de maré geralmente apresentam correntes com altas velocidades, geradas pela diferença de nível d'água entre a bacia interna e o mar. Por causa disso, a troca de sedimentos entre estes dois ambientes é bastante significativa. Entretanto, quando o fluxo deixa o canal e alcança a bacia ou o mar, a corrente diverge, fazendo com que a velocidade diminua e os sedimentos sejam então depositados. Isso leva à formação de extensos depósitos de sedimentos em ambas as extremidades. Tais depósitos são chamados de banco ou delta de maré vazante (localizado na extremidade do canal voltada para o mar) e banco ou delta de maré de enchente (localizado na extremidade do canal voltada para a bacia interna) (PINHEIRO, 2015).

Os canais de maré são, portanto, caracterizados por três elementos morfológicos: o canal, o banco ou delta de vazante e o banco ou delta de enchente, c.v. o esquema da Figura 11.

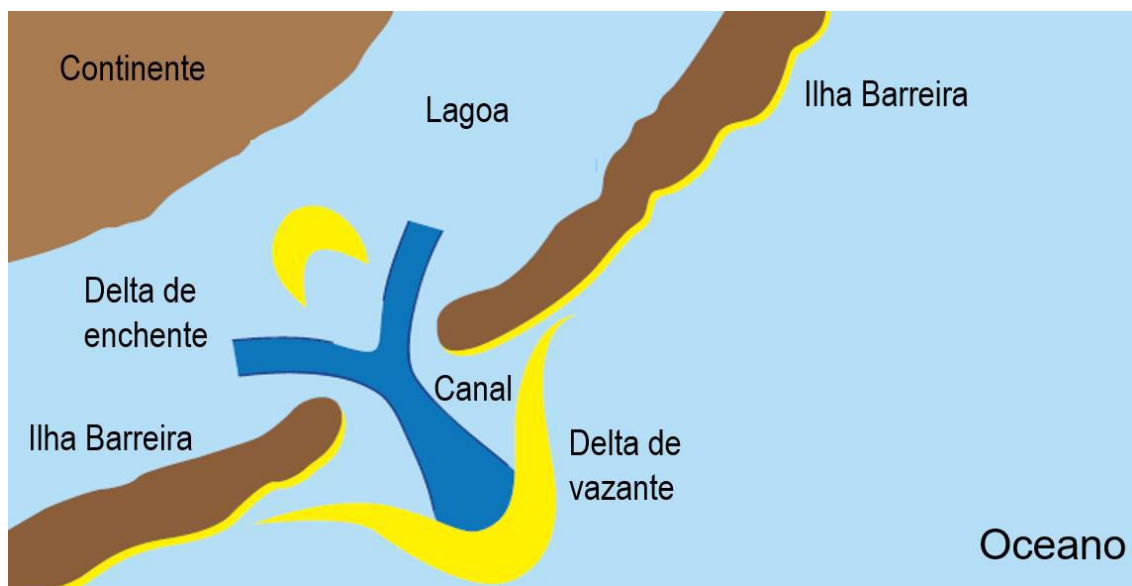


Figura 11. Esquema de um canal de maré. Adaptado de DAVIS, FITZGERALD (2004).

2.2.1 Canal

O canal propriamente dito está limitado pelos deltas de vazante e de enchente e pode apresentar as formas mais diversas. Alguns são retos e orientados perpendicularmente à praia, outros apresentam fortes curvaturas. A forma em planta do canal está relacionada aos canais preferenciais de escoamento nas “lagoas”, o transporte de sedimentos longitudinal na praia, além da existência de sedimentos consolidados ou afloramentos rochosos.

As seções transversais ao longo canal têm variadas dimensões, cuja menor área hidráulica se localiza onde o canal é mais estreito e profundo e apresenta as maiores velocidades. Esta seção do canal é conhecida como garganta ou área crítica, A_c . As seções transversais do canal são geralmente assimétricas, apresentando um talude mais íngreme no lado preferencial de passagem do escoamento de vazante. As dimensões dos canais de maré variam entre 500 a 5000m de comprimento, 2 a 30m de profundidade e 50 a 200m de largura (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

2.2.2 Delta de vazante

Os deltas de vazante são acúmulos de sedimentos provenientes do canal que se juntam com os sedimentos oriundos do transporte litorâneo e eventualmente a alguns sedimentos vindos das áreas adjacentes. São, portanto, resultado da interação entre as correntes de maré, ondas e correntes litorâneas na porção marinha da desembocadura (DAVIS, 2011).

A forma desses bancos pode ser triangular ou de semicírculo ou irregular. Os canais de maré com um grande prisma de maré, volume de água do mar que entra na bacia interna pelo canal, durante a enchente da maré, são dominados pela maré e possuem grandes deltas de vazante, se estendendo para longe da costa. Já os canais dominados por onda, com pequenos prismas de maré, possuem deltas de vazante pequenos, abraçando a costa (SHA, 1989).

Os deltas de vazante nos canais dominados por onda se prolongam no sentido da corrente de deriva litorânea.

A classificação dos deltas de vazante de (OERTEL, 1975) apresenta quatro variações morfológicas que dependem da interação entre a direção e intensidade das correntes litorâneas versus a intensidade das correntes de maré.

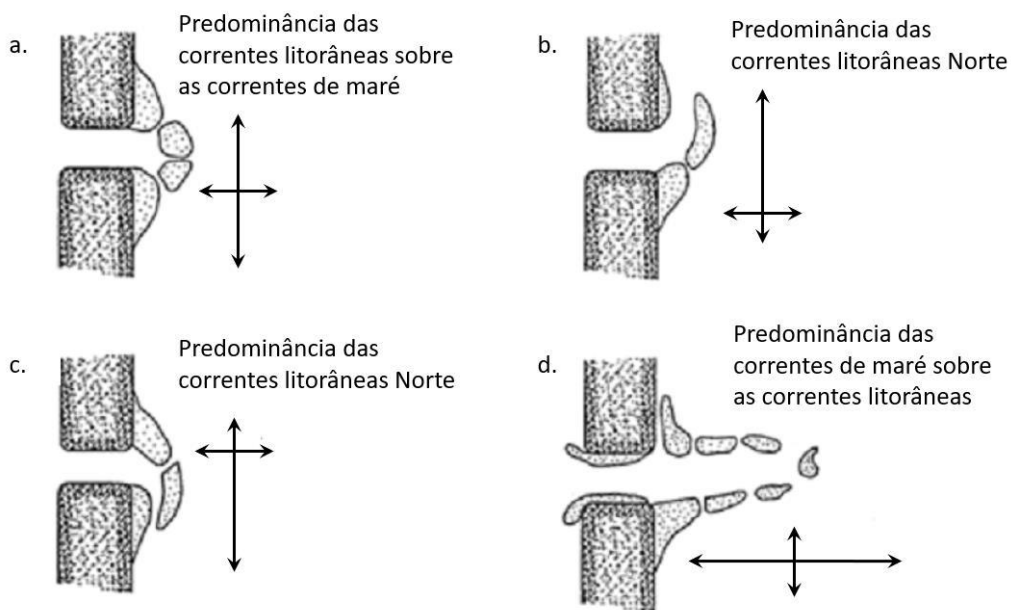


Figura 12. Morfologia dos deltas de vazante classificados quanto a sua morfologia em relação à predominância entre as correntes de maré versus as correntes longitudinais marinhas. (OERTEL, 1975).

Quando não há predominância entre as correntes longitudinais à praia e as correntes de enchente prevalecem às de vazante, se desenvolve um delta simétrico, Figura 11a. Se as correntes longitudinais predominarem para um sentido, norte ou sul, por exemplo, o delta tem uma orientação única, Figuras 11b e 11c, podendo apresentar variações sazonais. Quando as correntes de maré superam as correntes marinhas, o delta é estreito e se estende para o oceano, figura 4d (CEM, 2002).

Resumidamente, a energia da onda tende a mover o sedimento em direção à costa. Portanto, os deltas de maré vazante dominado por onda migram em direção à costa bloqueando a garganta

do canal, enquanto os deltas de maré vazante em regiões dominadas por maré estendem-se em direção ao oceano (ELIAS & VAN DER SPEK, 2017).

A criação de bancos de sedimentos em frente à embocadura de canais pode fechá-los, mas também existem situações em que esta presença pode melhorar a estabilidade através da criação de um mecanismo de transposição, ou em inglês *by-pass*, de uma parte dos sedimentos trazidos pela corrente litorânea.

2.2.3 Delta de enchente

A laguna é exposta à deposição de sedimentos trazidos pelo canal durante o fluxo de enchente. Assoreamentos se formam logo na entrada da lagoa devido a um decréscimo rápido na velocidade diminuindo radicalmente a capacidade de transporte de sedimentos. A forma dos assoreamentos depende do padrão local de escoamento e da magnitude das tensões de atrito.

Os bancos de maré enchente são comumente construídos ou aumentam suas dimensões durante eventos de tempestade. Suas características morfológicas são, em geral, função da amplitude de maré, prisma de maré e espaço disponível para acomodação. Em geral exibem formato de ferradura e são mais bem desenvolvidos em regiões com moderada a grandes amplitudes de maré.

Na vazante, quando o escoamento deixa a lagoa e converge em direção a entrada do canal a distribuição de velocidades através da área de escoamento é quase uniforme. Na enchente, ao entrar na lagoa vindo do canal o escoamento é frequentemente em forma de um jato com grandes velocidades na direção central e velocidades decrescentes nas laterais. O jato entrando em águas tranquilas provoca em seus laterais remoinhos semelhantes ao que ocorrem no lado marítimo do canal quando a ação das ondas e correntes litorâneas são desprezíveis.

A Figura 13 apresenta duas imagens do canal de maré Essex em Massachusetts, Estados Unidos em datas diferentes e instantes de baixa mar. A figura da esquerda é uma ortofoto de 2001, onde todos os elementos morfológicos, os bancos de enchente, vazante e o canal, ficam muito evidentes (HAYES & FITZGERALD, 2013). A figura da direita é uma fotografia aérea mostrando os deltas de enchente e de vazante bem desenvolvidos.



Figura 13. Canal de Maré Essex, em Massachusetts, Estados Unidos. Na esquerda uma ortofoto evidenciando todos os elementos morfológicos de um canal de maré (HAYES & FITZGERALD, 2013). Na direita uma fotografia aérea mostrando os deltas de enchente e vazante bem desenvolvidos (DAVIS & FITZGERALD, 2004). Ambas imagens retratam um instante de baixamar.

2.3 Classificação de Estuários e de Canais de Maré quanto a sua Morfologia

A primeira definição de estuário foi feita por CAMERON & PRITCHARD (1963), como sendo um corpo de água costeiro parcialmente fechado, com ligação livre ao oceano, estendendo-se rio acima até o limite da influência das marés, sendo que em seu interior a água do mar é mensuravelmente diluída pela água doce oriunda da drenagem continental (DYER, 1997).

Diversos autores têm proposto diferentes classificações de estuários com base em critérios morfológicos, de salinidade e hidrodinâmicos. Combinando as classificações propostas por PRITCHARD (1967) e por FAIRBRIDGE (1980), usando, de acordo com este último autor, o relevo relativo e o grau de fechamento, como critérios de classificação, é possível, com base nas características morfológicas, chegar a uma definição de tipos de estuários como indicado na Tabela 1 e exemplificado na Figura 14.

De acordo com a classificação de estuários de FAIRBRIDGE (1980) os sistemas lagunares são estuários formados por barras (em geral restingas frontais), e estas são mais facilmente geradas em costas com marés médias ou fracas, por terem zona de arrebenção das ondas limitadas a uma faixa mais estreita. Na literatura internacional estuários formado por barras levam o nome de *bar built estuaries*.

Tabela 1. Classificação morfológica de estuários combinando as classificações propostas por PRITCHARD (1967) e por FAIRBRIDGE (1980). (SILVA, 2016)

Tipos		Características
Alto relevo	Fiorde	Estuários de seção em U, em geral originados por geleiras, caracterizados por grandes profundidades e estratificação.
Relevo médio	Rias ou Vale inundadas	Estuários com seção em V em que a parte terminal do vale tem uma cota abaixo do nível do mar.
Baixo Relevo	Planície Costeira	De configuração em funil, com ou sem barra na ligação com o mar.
	Ilha Barreira (<i>bar-built</i>)	Estuários gerados quando uma cadeia de ilhas barreira delimita uma zona de costa onde deságuam cursos de água doce, com restinga paralela à costa.
	Cego	Com ligação ao mar temporária.
Delta Estuarial		Com braços efêmeros fora do canal principal.
Composto	De origem tectônica	Originados por movimentos tectônicos como falhas ou subsidência local. Com canal de ligação ao mar e estuário de planície costeira no interior.

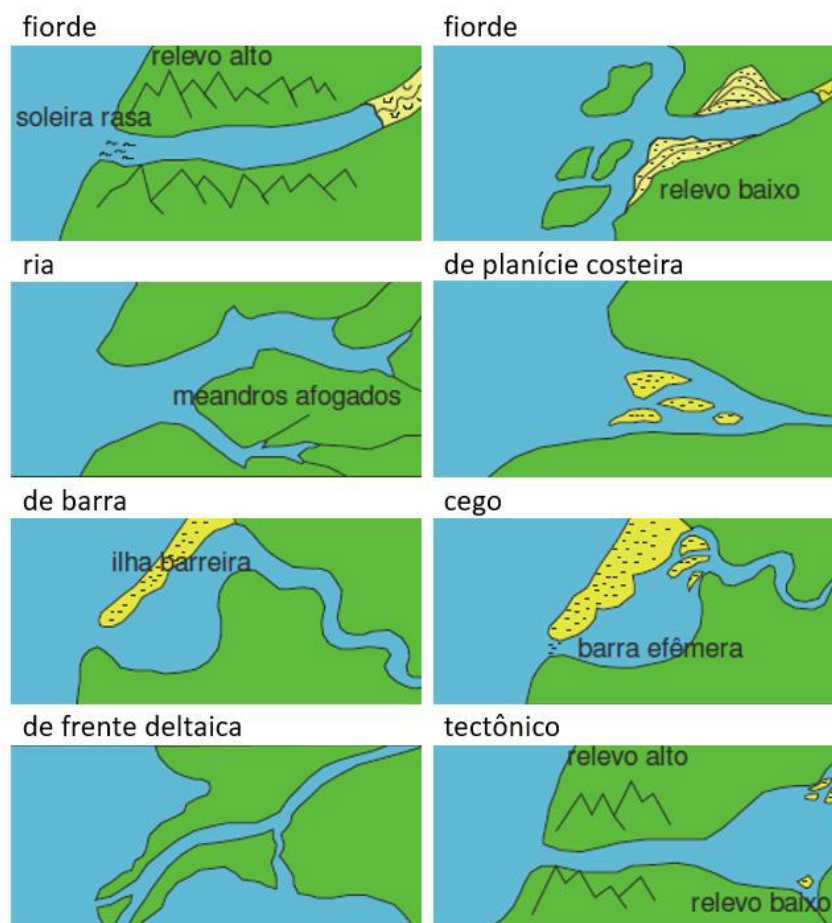


Figura 14. Classificação morfológica de estuários (FAIRBRIDGE, 1980).

HAYES (1975), propôs uma classificação geomorfológica de estuários baseada na altura da maré, em função das formas deposicionais distintas observadas na embocadura de canais estuarinos e lagunares ao longo de costas de restinga. Na classificação de HAYES, estuários de micro e meso marés estão associados a restingas e ocasionais canais de conexão entre o estuário ou laguna e o mar. Cerca de quarenta definições e classificações de estuários podem ser encontradas em (PERILLO, 1995).

Posteriormente, HAYES (1979) classificou qualitativamente os canais de maré quanto a sua morfologia como dominados por ondas, mistos ou dominados por maré, c.v. Figura 15.

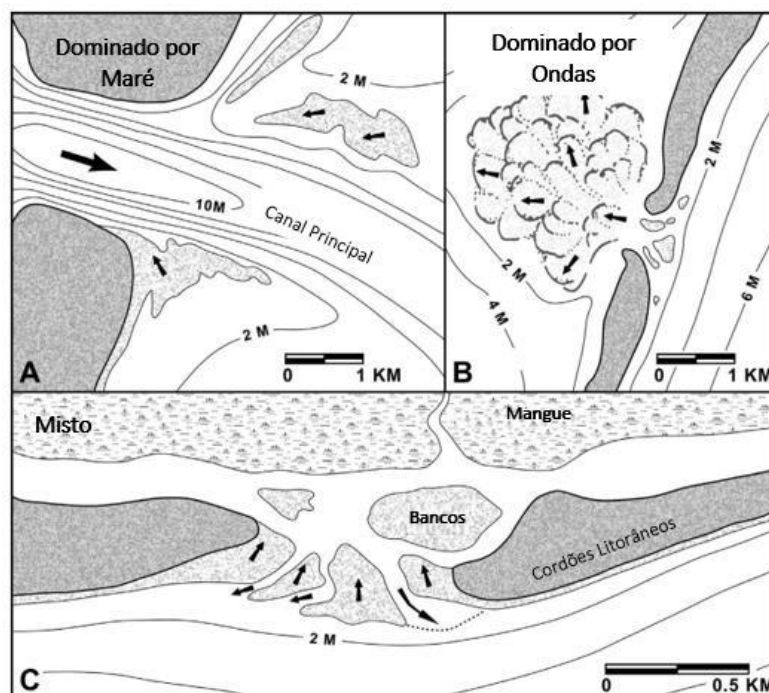


Figura 15. Classificação dos canais de maré quanto a sua morfologia (HAYES, 1979).

Os canais de maré dominados por ondas possuem bancos de vazante menores em área e volume do que os dominados por maré e são tipicamente associados com micromarés (altura < 2m), enquanto os canais dominados por maré têm deltas de vazante bem desenvolvidos e são tipicamente associados a meso marés (2m < altura < 4 m).

Deltas de vazante em canais dominados por ondas tem a forma em arco, conforme a seção 2.2.2, e dois bancos alongados, paralelos ao canal, alongando-se em direção ao oceano nos canais dominados por maré.

Os canais mistos podem apresentar uma grande variedade de morfologias de acordo com as relações entre os forçantes ondas e marés (FITZGERALD, 2015).

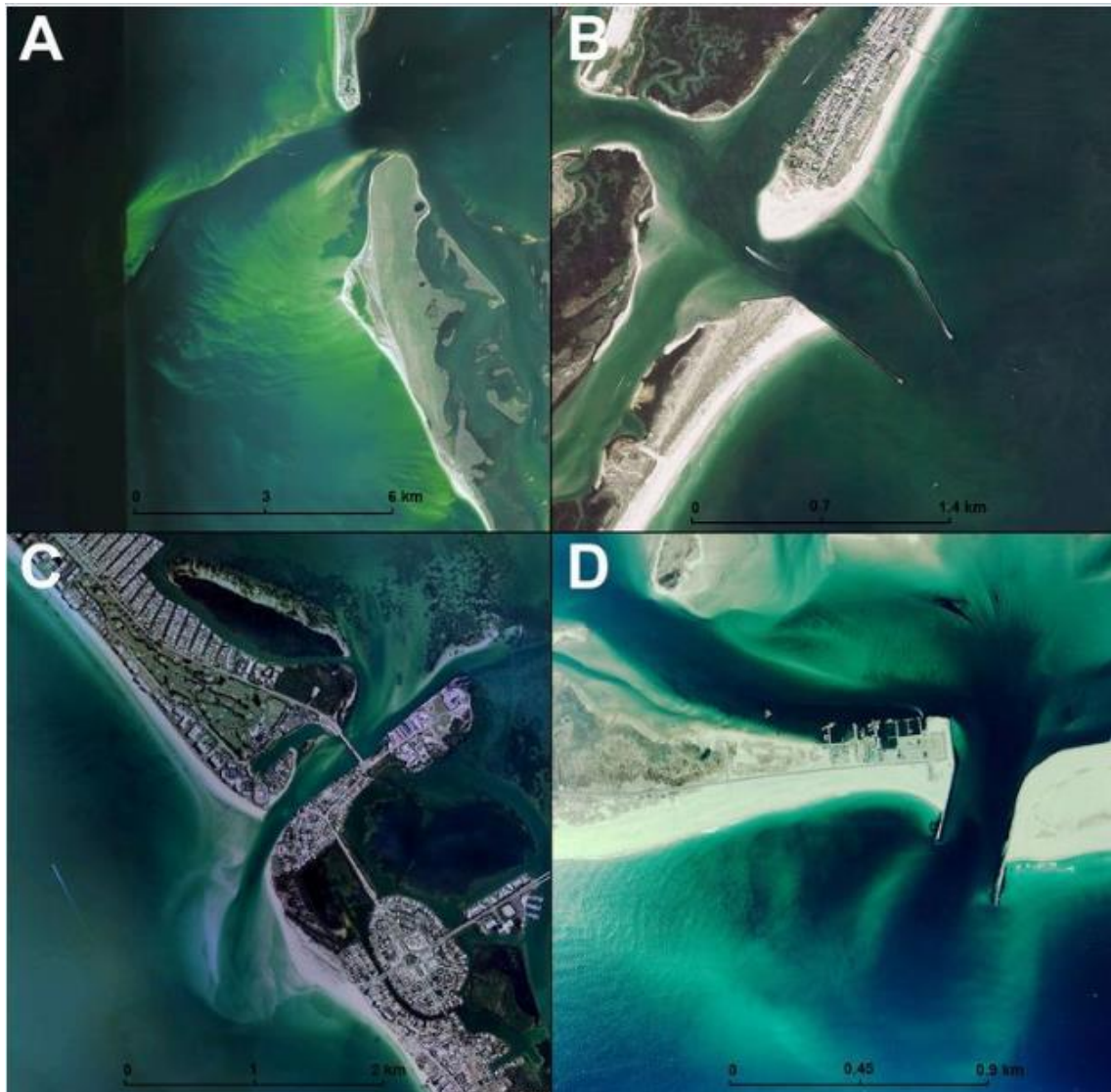


Figura 16. Exemplos de canais de maré classificados de acordo com (HAYES, 1979) através de fotografias aéreas. A) Canal dominado por maré, Canal de Maré Boca Grande, Flórida, Estados Unidos. B) Canal misto com estrutura, Canal de Maré Masonboro, Carolina do Norte, Estados Unidos. C) Canal misto sem estruturas, Canal de Maré New Pass, Flórida, Estados Unidos. D) Canal dominado por ondas, estabilizado por estruturas, Canal de Maré Shinnecock, Nova York, Estados Unidos.

A Figura 16 apresenta exemplos de canais de maré classificados de acordo com (HAYES, 1979) através de fotografias aéreas, quanto a sua morfologia como dominados por ondas, mistos ou dominados por maré. A) canal dominado por maré, o Canal de Maré Boca Grande, na Flórida, Estados Unidos. O canal mostra delta de vazante com bancos alongados, estreitos e se estendendo para o oceano. B) Canal misto com estrutura, Canal de Maré Masonboro, na Carolina do Norte, Estados Unidos. O canal é protegido por guia-correntes que evitam o

assoreamento do canal. C) Canal misto sem estruturas, Canal de Maré New Pass, na Flórida, Estados Unidos. Este canal misto sem guia-correntes um banco de areia em barlamar funcionando como uma plataforma de transposição dos sedimentos. D) Canal dominado por ondas, estabilizado por estruturas, Canal de Maré Shinnecock, em Nova York, Estados Unidos. Canal protegido por guia-correntes e transporte longitudinal seguindo para oeste, evidenciado pelo assoreamento a barlamar.

2.4 Considerações sobre a Hidrodinâmica dos Canais de Maré

O principal forçante em canais de maré é o gradiente de pressão barotrópico. Este gradiente provém da diferença do nível d'água, que ocorre entre o mar e o interior da laguna, ao longo dos ciclos de maré.

O volume de água que escoar para dentro do canal na enchente se acumula na laguna até que não exista diferença entre os níveis d'água no mar e da bacia interior, a maré no oceano começa a baixar e o gradiente da superfície muda de sinal, e na vazante a água começa a se escoar em direção ao mar novamente. Quando os níveis do mar e da laguna se igualam as velocidades são próximas de zero.

A maré no interior da laguna tem em geral menor amplitude que a maré no mar. Este efeito de amortecimento é proporcional à área do espelho d'água da laguna, A_b , e inversamente proporcional a seção hidráulica do canal de maré, A_c (SILVA, 2013).

A área superficial da lagoa, A_b , também é de grande importância quando se leva em consideração o atraso de fase entre a elevação da superfície do mar e a elevação da superfície na lagoa. Uma grande lagoa terá uma resposta menos imediata à maré que uma pequena porque o volume acumulado na lagoa durante o fluxo de enchente (meio período de maré) terá maior área para encher (PINTO, 1999). Assim, o nível d'água em uma laguna com grande espelho d'água sobe lentamente, resultando num menor gradiente e menores velocidades ao longo do canal, enquanto numa laguna com pequeno espelho d'água o nível sobe rapidamente (SILVA, 2013).

A área hidráulica e a geometria do canal determinam sua capacidade de descarga, sendo assim variáveis importantes na regulação de nível de uma laguna. Quanto maior a área da seção transversal do canal maior será a capacidade de descarga. Quanto maior o comprimento do

canal maior serão a resistência ao escoamento e a diferença de fase entre as elevações da água no mar e na laguna.

Outros fatores que influenciam a hidrodinâmica do canal, além da maré, são a corrente ao longo da costa adjacente ou ao longo da orla do corpo d'água interior, a ação das ondas na extremidade marítima do canal e a presença dos bancos de sedimentos que aumentam a resistência ao escoamento.

A corrente longitudinal se origina da quebra das ondas a montante da embocadura do canal. Como a corrente longitudinal corre paralela a linha da costa, representa uma força perpendicular ao escoamento que entra e sai do canal.

Os padrões de corrente na embocadura de um canal de maré são essenciais na análise dos processos morfológicos que dizem respeito a deposição e erosão de sedimentos (PINTO, 1999).

2.5 Considerações sobre o Transporte de Sedimentos e os Mecanismos de Transposição

O canal e os deltas de enchente e de vazante junto com as praias adjacentes constituem um sistema de trocas de sedimentos (DEAN, 1988). Os sedimentos são transportados pelas correntes de maré e pelas correntes longitudinais ao longo da costa.

O padrão do transporte de sedimentos depende dos diâmetros dos grãos, dos parâmetros de rugosidade e do volume de sedimentos provenientes de correntes longitudinais e das ondas.

Muito do que se sabe sobre o transporte de sedimentos em canais de maré tem sido inferências sobre a migração, tamanho e forma dos deltas e bancos de areias, comparados com mapas, sequências de levantamentos batimétricos e fotos aéreas. Isso porque é difícil realizar medições diretas de transporte de sedimentos em canais de maré (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

Os sedimentos, em geral, areias, são transportados em direção ao canal de maré através das correntes longitudinais. As correntes longitudinais e o transporte de sedimentos oriundos dessas correntes se devem à incidência oblíqua das ondas, ao longo da praia (KAMPHUIS, 2006). Parte do sedimento transportado pelas correntes longitudinais entra no canal através das correntes de enchente e é depositado no delta de enchente. Outra parte é lançada para as regiões mais profundas do oceano ou margeiam o delta de vazante, num mecanismo de transposição.

Os sedimentos depositados na lagoa e os lançados de volta ao oceano não retornam mais ao canal ou aos deltas de enchente e vazante. Como resultado, o volume de areia que chega a sotamar é inferior ao volume trazido pela corrente litorânea, causando erosão nesta parte da costa (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

Na Figura 17, (MOTA, 1973) fez um esquema que resume o transporte de sedimentos num canal de maré. As zonas I, a barlamar e a sotamar do canal, são dinamicamente dominadas pela ação exclusiva de ondas. As zonas II e III constituem em conjunto, o canal de maré propriamente dito; na zona III, no canal, a dominância é quase exclusiva das correntes de maré, enquanto em II, no banco de vazante, intervêm simultaneamente as ondas e as correntes segundo processos sempre complexos e não aditivos. Na zona IV, na zona lagunar, nem a agitação exterior das ondas nem as correntes de maré são capazes de movimentar o material do fundo.

O estudo da zona II é particularmente difícil devido a interação onda-correntes. A presença do banco de vazante altera a propagação das ondas, resultando concentrações de energia em certos pontos, dispersões em outros, zonas de arrebentação preferenciais, intensos transportes de massa, que mesmo na ausência das correntes de maré carecem de cuidados de exploração e interpretação (MOTA, 1973).

O canal de maré, zonas II e III, sempre representa uma perturbação no transporte de sedimentos litorâneo, podendo ser encarado como uma verdadeira barreira que pode ser vencida por completo, parcialmente ou não ser vencida, se comportando como um verdadeiro sumidouro das areias litorais.

Sendo assim, designando por M o saldo do volume de sedimentos que atravessam determinada seção durante um ano médio, pode-se dizer que em relação ao transporte litorâneo existirão três situações:

- 1- Equilíbrio dinâmico: $M_3 = 0$; $M_1 = M_2$;
- 2- Transposição parcial: $M_2 < M_1$; $M_1 - (M_2 + M_3) \geq 0$;
- 3- Transposição nula: $M_2 = 0$; $M_1 - M_3 \geq 0$,

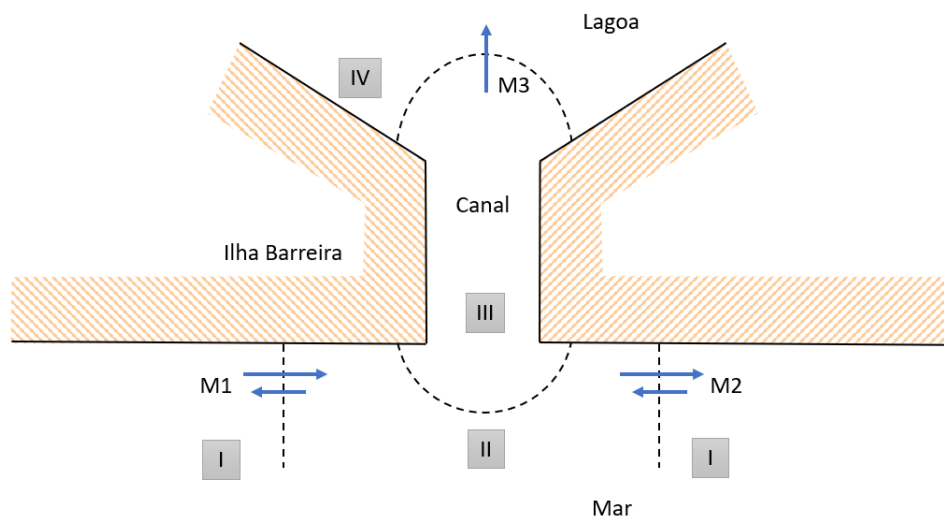


Figura 17. Esquema de transporte de sedimentos em canal de maré. Adaptado de (MOTA, 1973).

No presente trabalho somente a zona III será avaliada. A capacidade de arrastamento dos sedimentos será exclusiva pela ação de correntes de maré de enchente e de vazante não considerando a ação das ondas.

BRUUN & GERRITSEN foram os primeiros a correlacionar os mecanismos de transposição de sedimentos com as condições de estabilidade de canais de maré, relacionando o prisma de maré de sizígia média, P , com o transporte litorâneo total, denominado M_t , relação P/M_t . Entende-se por prima de maré de sizígia, P , o volume médio de água que entra pelo canal durante enchentes de sizígia e, por transporte litorâneo total, M_t , o volume de sedimentos total que passa pela embocadura, independente do sentido, durante um ano, (BRUUN & GERRITSEN, 1959). Este critério de estabilidade será tratado mais adiante.

2.6 Modelagem Hidrodinâmica de Canais de Maré

Crescentemente a modelagem computacional tem sido a ferramenta básica de diferentes áreas da Engenharia desde os anos 70, especialmente em estudos relativos a corpos d'água naturais destinando-se a projetos de gerenciamento hídrico, portuário, costeiro e ambiental. Até início da década de 80 a modelagem de corpos d'água era feita com base principalmente em modelos físicos reduzidos, uma vez que a modelagem numérica era praticamente inviável com os computadores de então. Com o crescimento exponencial da capacidade dos computadores, a modelagem física veio progressivamente dando lugar à modelagem computacional (SILVA, 2013).

A mecânica do movimento para um escoamento qualquer é governada localmente e instantaneamente pelas equações de Navier-Stokes. Tais equações representam o princípio da conservação da quantidade de movimento e, em conjunto com a equação da continuidade, uma equação de estado e uma equação de transporte para cada constituinte da equação de estado compõe o modelo matemático fundamental para qualquer corpo de água.

Usualmente dá-se o nome de modelagem hidrodinâmica à aplicação das leis de conservação de massa e da quantidade de movimento da água, resultando na definição dos padrões de correntes. Chama-se de modelagem do transporte de escalares à determinação da concentração de substâncias, ou outras propriedades escalares, por exemplo quantidade de calor ou temperatura. O termo modelagem de qualidade da água é adotado quando os escalares de interesse são parâmetros que qualificam a água.

Neste trabalho somente são utilizados modelos hidrodinâmicos em fluido homogêneo, que são modelos para determinação do padrão de correntes em corpos d'água com superfície livre, tais como rios, lagos, reservatórios etc. Tais modelos variam grandemente em complexidade indo desde modelos unidimensionais (1D) até modelos tridimensionais (3D), passando por modelos bidimensionais em planta ou promediados verticalmente (2DH), bidimensionais em perfil ou promediados lateralmente (2DV).

2.6.1 O processo da modelagem ambiental

O processo de modelagem pode ser sintetizado com o diagrama apresentado na Figura 18 (ROSMAN, 2019).

Modelos são apenas ferramentas que propiciam a obtenção de informações organizadas de forma adequada. Usualmente em forma de relatórios com mapas, gráficos e tabelas, incluindo respectivas análises. Por vezes usam-se técnicas multimídia para gerar animações que ajudam no entendimento da dinâmica de sistemas ambientais.

No caso de corpos de água, os fenômenos de interesse são os movimentos e os transportes de substâncias e propriedades nos corpos de água que se quer estudar.

As observações iniciais de um dado fenômeno são qualitativas, tendo por intuito propiciar um entendimento das causas, efeitos e agentes intervenientes. Em uma segunda etapa, parte-se para observações quantitativas, fazendo-se medições das grandezas das causas, efeitos e agentes

intervenientes inferidos na etapa de observação qualitativa. Através das observações e medições desenvolvem-se modelos conceptuais dos fenômenos de interesse.

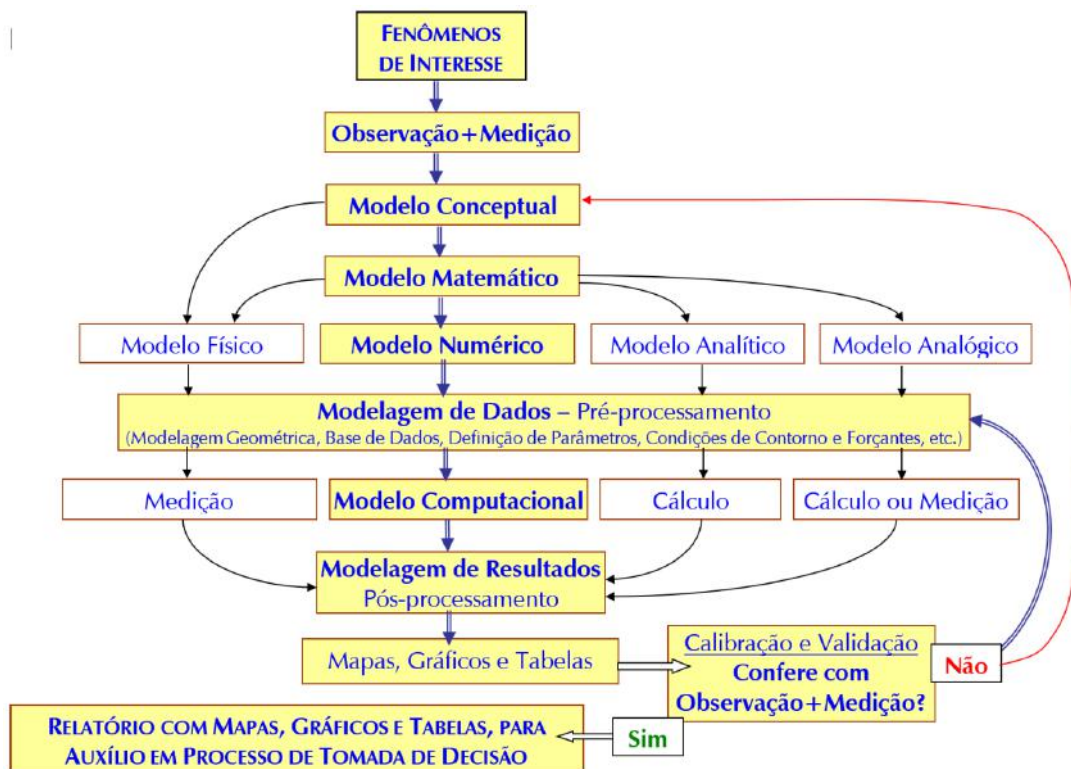


Figura 18. Diagrama do processo de modelagem hidrodinâmica ambiental. A parte realçada é a rota usual (ROSMAN, 2019).

O modelo conceptual é o primeiro e mais fundamental dos modelos. A modelagem conceptual corresponde a formar na mente a concepção do fenômeno observado, conhecer suas causas e efeitos, compreender as interações e relevância dos agentes intervenientes na sua ocorrência.

Como indica o diagrama, a partir do modelo conceptual existem duas rotas. A mais comum é a tradução para um modelo matemático, mas por vezes o entendimento não é suficiente para isso, e recorre-se diretamente a um modelo físico.

A modelagem matemática consiste na tradução para a linguagem matemática do modelo conceptual do fenômeno de interesse. Para tanto é necessário haver regras e princípios formais a serem seguidos e descritos matematicamente.

Os modelos conceptuais empíricos quando traduzidos para os modelos matemáticos frequentemente o são em equações relativamente fáceis de resolver. Por sua vez, os modelos mais gerais, frequentemente ao serem traduzidos em modelos matemáticos são escritos em termos de equações diferenciais. E, na grande maioria dos casos, não se consegue obter uma

solução geral para tais equações. Por esta razão o modelo matemático é a grande encruzilhada do processo de modelagem, pois dependendo da possibilidade de resolvê-lo, quatro rotas são possíveis, levando respectivamente aos modelos físico, numérico, analítico e analógico.

As equações diferenciais que regem o escoamento e o transporte de escalares qualificadores em corpos de água só propiciam soluções gerais para situações bastante simplificadas e idealizadas. E por isso, só nestas situações é que se obtêm os chamados modelos analíticos. Nas demais situações, que compreendem a grande maioria das de interesse prático, não há solução geral conhecida. Neste caso, resta recorrer aos modelos físicos e aos modelos numéricos.

Os modelos analógicos de fato só são usados em situações muito peculiares e em geral de cunho mais acadêmico do que prático. Por exemplo, fazendo-se a analogia entre o fluxo das correntes elétricas e o fluxo das correntes hidráulicas pode-se desenvolver alguns modelos de circuito hidráulico em analogia a modelos de circuitos elétricos.

Os modelos físicos são modelos que reproduzem em escala reduzida, modelos conceptuais de fenômenos de interesse, chamados de protótipos. A modelagem física foi vastamente utilizada até meados dos anos 70, pois era praticamente a única alternativa viável para se obter soluções para inúmeros problemas práticos. À medida que foram surgindo computadores mais capazes, os modelos físicos foram sendo substituídos por modelos numéricos, e a tendência continua. Hoje em dia os modelos físicos estão restritos a casos muito especiais, pois sempre que possível recorre-se a modelos numéricos por serem incomparavelmente mais baratos e eficientes.

Os modelos numéricos são traduções dos modelos matemáticos adaptados para diferentes métodos de cálculo, por exemplo, diferenças finitas, volumes finitos e elementos finitos, além de modelos estocásticos. Com a viabilização de se fazer muitas contas muito rapidamente através dos computadores, esta tornou-se a rota mais comum para resolver os modelos matemáticos. Praticamente qualquer modelo matemático pode ser resolvido através de um modelo numérico, e em geral há relativamente pouca perda de informação na tradução de um para o outro.

A modelagem de dados é uma etapa de “pré-processamento”. Trata-se de uma etapa comum a qualquer tipo modelo usado para obter informações quantitativas do modelo conceptual e do modelo matemático. De fato, qualquer que seja o modelo usado para se obterem informações quantitativas, antes de obtê-las será necessário preparar o modelo e organizar os dados de entrada. Evidentemente o tipo de pré-processamento a ser feito depende do modelo adotado.

Após a etapa de pré-processamento, para cada tipo de modelo haverá uma rota diferente para se alcançar os resultados quantitativos desejados. Para os modelos físicos, as informações quantitativas são obtidas através de medição direta, com uso de diversos equipamentos específicos. Para os modelos numéricos, os resultados quantitativos desejados serão obtidos via um modelo computacional, que é a tradução de um modelo numérico para uma linguagem computacional que possa ser compilada e executada em um computador. Os computadores estão para os modelos numéricos como os equipamentos de medição estão para os modelos físicos. No caso dos modelos analíticos, as informações quantitativas são obtidas diretamente através de cálculo. E, por fim, no caso de modelos analógicos podem ser obtidos por meio de cálculo e medição.

A etapa de pós-processamento comum a todos os modelos, na qual se faz seleção, interpretação e tradução da massa de informações quantitativas, obtidas de forma que possam mais facilmente serem assimiladas.

Tradicionalmente na etapa de pós processamento os resultados quantitativos dos modelos são transformados em mapas, gráficos e tabelas. Mais recentemente, resultados de modelos computacionais têm sido apresentados também através de animações.

A calibração e validação são etapas do processo de modelagem imprescindíveis para qualquer modelo. É nesta etapa que se pode de fato verificar e validar um dado modelo através da pergunta: Os resultados obtidos conferem com o que se observa e se mede a respeito do fenômeno de interesse? Para esta pergunta há duas respostas levando a duas rotas respectivamente:

Não: neste caso o modelo não está validado e entra-se no processo de calibração efetivamente, com duas rotas possíveis. Note que no diagrama as duas são rotas circulares pois seguindo o processo volta-se à caixa de “calibração e validação”. A mais comum é a rota circular curta que leva à caixa do pré-processamento, o que corresponde ao usual procedimento de calibração via ajustes de montagem e de parâmetros, acertos de dados de entrada e coeficientes em qualquer tipo de modelo. A menos comum, é a rota circular longa levando novamente para o modelo conceptual. A rota longa é seguida apenas no caso de repetidos insucessos de validação do modelo com a rota curta. Neste caso há que se questionar coisas mais fundamentais, e verificar se não há erro de concepção.

Sim: neste caso o modelo está validado e o processo de modelagem termina na efetiva incorporação dos resultados do modelo ao acervo de informações a serem consideradas no processo de tomada de decisão.

O Relatório para auxílio no processo de tomada de decisões é o objetivo final do processo de modelagem, ou seja, produzir informações organizadas para auxiliar um processo de tomada de decisões.

2.6.2 Tipos de estuários e modelos pertinentes

A decisão sobre o tipo de modelo mais adequado para um determinado fenômeno em um dado corpo d'água é uma questão de custo e benefício. Sem dúvida o modelo mais geral se aplica a qualquer caso, mas os custos envolvidos podem ser muito grandes. Em termos de modelagem, dois aspectos são de fundamental importância: a morfologia do estuário e a estrutura hidrosalina. Listam-se alguns exemplos de tipos de modelo e aplicações que, dependendo do fenômeno de interesse e do tipo de estuário, possibilitam diferentes simplificações:

- Modelo tridimensional geral (3Dg), são modelos gerais que incluem todas as equações, incluindo gradientes de densidade. Se aplica a qualquer caso pois é geral. Possui todas as dimensões (x, y, z, t).
- Modelo tridimensional simples (3D), tem a hidrodinâmica mais simples pois não se incluem gradientes de densidade. Se aplica a corpos d'água que apresentem coluna d'água com densidade homogênea, quando se deseja obter perfis verticais das variáveis. Também tem todas as dimensões (x, y, z, t). No caso de sistemas estuarinos, seriam aplicáveis a estuários pouco estratificados, tendendo a verticalmente homogêneos. O transporte de contaminantes pode ser resolvido desacoplado da hidrodinâmica.
- Modelo bidimensional na horizontal (2DH), nos quais as variáveis são médias na vertical, i.e., só têm dimensões (x, y, t). Também aplicável a estuários com pouca estratificação tendendo a verticalmente homogêneos.
- Modelo bidimensional em perfil (2DV), aplicável em corpos d'água com estratificação de densidade na coluna d'água, mas com pouca variação lateral, usualmente são corpos d'água estreitos. As variáveis médias na lateral, i.e., supondo que o eixo x seja o longitudinal e y o transversal, as variáveis terão as dimensões do perfil vertical (x, z, t).

- Modelo unidimensional (1D), aplicável a estuários com seção transversal homogênea, resultando em variáveis médias na seção transversal. Sendo o eixo x o longitudinal, as variáveis têm dimensões (x, t) . Pode ser aplicado a estuários de calha única ou com múltiplas calhas formando uma rede de canais.
- Modelo pontual, com variáveis pontuais, que só variam no tempo. Geralmente são modelos semi-analíticos, aplicáveis a casos específicos como canais de ligação de alguns sistemas lagunares.

A formulação matemática do modelo hidrodinâmico tridimensional (3D) e bidimensional na horizontal (2DH) com o significado de seus termos se encontram em (ROSMAN, 2019).

São apresentados adiante um resumo das equações governantes gerais do modelo hidrodinâmico bidimensional na horizontal (2DH) e do modelo hidrodinâmico unidimensional (1D).

2.6.3 Modelo hidrodinâmico 2DH

As equações governantes dos modelos bidimensionais na horizontal (2DH) são obtidas por promediação na direção vertical das equações tridimensionais. Assim, no modelo 2DH, as equações governantes do modelo 3D são integradas analiticamente na dimensão vertical, reduzindo a dimensionalidade do problema.

No modelo 2DH, a cada intervalo de tempo, são calculadas as componentes das velocidades médias na vertical, $\hat{u}_i(x, y, z)$ na direção x_i , e a altura instantânea da coluna de água, H , que é dada pela diferença entre a cota da superfície livre, $z = \zeta(x, y, t)$, e a cota da superfície do fundo, $z = -h(x, y, t)$. Portanto:

$$H(x, y, t) = \zeta(x, y, t) + h(x, y, t) \quad (2.1)$$

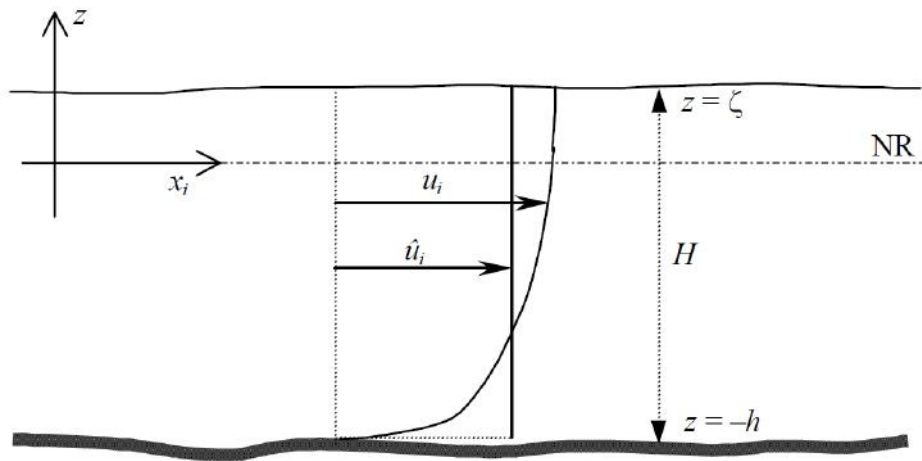


Figura 19. Sistema de coordenadas do sistema de modelagem (3D & 2DH), onde NR é o nível de referência e, \hat{u}_i é a velocidade promediada na vertical.

Nota-se que a variação da cota batimétrica h com tempo só ocorre em modelagem acoplada com processos sedimentológicos e evolução morfológica de batimetria.

Num escoamento 2DH, integrado na vertical, são necessárias três equações para determinar as três incógnitas de circulação hidrodinâmica: superfície livre (ζ) e as velocidades promediadas na vertical \hat{u}_i . Assim, utilizando notação indicial, essas equações são resumidas abaixo. Pode-se comparar a descrição dos termos com uma descrição semelhante para os escoamentos 2DH e 3D, em (ROSMAN, 2019).

- Equação da continuidade do volume ou imposição da condição de incompressibilidade da água, em um modelo 2DH:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial[\hat{u}_i H]}{\partial x_i} = \Sigma q = 0 \quad (2.2)$$

Tabela 2. Significado dos termos da equação da continuidade do modelo 2DH.

$\frac{\partial H}{\partial t}$	Variação da coluna d'água no tempo.
$\frac{\partial[\hat{u}_i H]}{\partial x_i}$	Variação da vazão através da coluna d'água nas direções x e y .
Σq	Representa os fluxos de precipitação (q_p), evaporação (q_e), infiltração afluyente (q_i), por unidade de área.

Esta equação expressa que a resultante dos fluxos que entram e que saem num volume de controle fixo no espaço é nula.

▪ Equações de quantidade de movimento 2DH para um escoamento integrado na vertical, nas direções x e y:

$$\frac{\partial \hat{u}_i}{\partial t} + \hat{u}_j \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_j} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} - g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \frac{H}{2} + \frac{1}{\rho_0 H} \left[\frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} + \tau_i^\zeta - \tau_j^F \right] + a_{ci} \quad (2.3)$$

onde a massa específica local do fluido média na coluna d'água é $\hat{\rho}$, e ρ_0 é a massa específica constante de referência. H é a profundidade instantânea, também chamado de altura da coluna d'água ou “tirante hidráulico”. $\hat{\tau}_{ij}^T$ é a soma da dispersão horizontal e a difusão turbulenta horizontal, τ_i^ζ é a tensão de atrito na superfície e τ_j^F é a tensão de atrito no fundo. A aceleração de campo é representada por a_{ci} .

Tabela 3. Significado dos termos da equação de quantidade de movimento do modelo 2DH.

$\frac{\partial \hat{u}_i}{\partial t}$	Representa a aceleração local do escoamento 2DH, i.e., em uma dada posição, a taxa de variação temporal da quantidade de movimento média na vertical por unidade de massa. Em escoamentos permanentes, esse termo é igual a zero.
$\hat{u}_j \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_j}$	Representa a aceleração advectiva do escoamento 2DH, i.e., em um determinado instante, representam o balanço dos fluxos advectivos médios na vertical, por unidade de área, de quantidade de movimento na direção x, por unidade de massa. Em escoamentos uniformes, esses termos são iguais a zero.
$-g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i}$	Representa a variação da pressão hidrostática na direção x (gradiente de pressão), devido à declividade da superfície livre na direção x. Conforme indicado pelo sinal negativo, este termo força escoamentos de lugares onde o nível de água é mais alto para onde o nível de água é mais baixo.
$-g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \frac{H}{2}$	Representa a variação da pressão hidrostática na direção x (gradiente de pressão), devido às diferenças de densidade $\hat{\rho}/\rho_0$ da água na direção x. Conforme indicado pelo sinal negativo, este termo força o escoamento de lugares com maior densidade para locais com menor a densidade.
$\frac{1}{\rho_0 H} \left(\frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} \right)$	Representa a resultante das tensões dinâmicas turbulentas 2DH no escoamento, i.e., em um determinado instante, representam o balanço dos fluxos difusivos médios na vertical, por unidade de área, de quantidade de movimento na direção x, por unidade de massa. Por exemplo, esses termos são responsáveis pela geração de vórtices horizontais em zonas de recirculação.
$\frac{1}{\rho_0 H} (\tau_i^\zeta)$	Representa a tensão do vento na superfície livre por unidade de massa. Se o vento estiver na mesma direção do escoamento, esse termo irá acelerar o escoamento; se estiver oposto, irá retardar o escoamento.
$\frac{1}{\rho_0 H} (\tau_j^F)$	Representa a tensão de atrito no fundo atuante no escoamento 2DH por unidade de massa. Conforme indicado pelo sinal negativo, esse termo sempre tende a desacelerar o escoamento. É sempre oposto ao escoamento.
a_{ci}	Representa a aceleração de Coriolis decorrente do referencial estar se movendo com a rotação da Terra. Esse termo é irrisório próximo ao equador, i.e., em baixas latitudes, e pouco relevante em corpos de água relativamente pequenos.

2.6.4 Modelo hidrodinâmico 1D

Os modelos 1D podem ser desenvolvidos de duas formas: ou pela integração dos modelos 2DV ao longo da vertical ou pela integração dos modelos 2DH ao longo da lateral. É mais fácil deduzir as equações do modelo 1D por integração lateral do modelo 2DH. De qualquer modo, as equações resultantes serão as mesmas, e representarão variáveis médias na seção transversal.

A dedução das equações governantes gerais se encontram no Anexo: “Equações Governantes Gerais do Modelo Hidrodinâmico Unidimensional” e também são encontradas em (CALIXTO, 1990) e (PINTO, 1999).

▪ Equação da continuidade do modelo hidrodinâmico 1D sem considerar efeitos de evaporação, precipitação e infiltração e fluxos laterais, sendo $A(x, t)$ a área hidráulica em função do nível d’água instantâneo $\zeta(x, t)$ da seção transversal na posição x e $U(x, t)$ a velocidade média na seção transversal.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(UA)}{\partial x} = 0 \quad (2.4)$$

▪ Equação da quantidade de movimento do modelo hidrodinâmico 1D sendo H_H a profundidade hidráulica da seção, b a largura da seção na linha d’água, e P_H o perímetro hidráulico da seção transversal. O termo $\hat{\tau}_L^T$ é a tensão longitudinal média na tensão transversal e $\hat{\tau}^S$ é a tensão do vento média na superfície livre da seção transversal.

$$\frac{\partial UA}{\partial t} + \frac{\partial UUA}{\partial x} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} A - g \frac{AH_H}{2} \frac{\partial (\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho_0} \left\{ \frac{\partial \hat{\tau}_L^T A}{\partial x} + b \hat{\tau}^S - \hat{\tau}^S P_H \right\} \quad (2.5)$$

As equações acima são semelhantes às chamadas equações de Saint-Venant.

2.7 Solução Analítica para elevação em uma lagoa ou bacia interna

Vários pesquisadores buscaram resolver as equações (2.4) e (2.5) para obtenção respectiva da elevação na bacia interna e a vazão ou a velocidade média no canal. Dentre estes citam-se as soluções analíticas encontradas por (KEULEGAN, 1967), (O’BRIEN & CLARK, 1974), (KING, 1974) e (MEHTA & ÖZSOY, 1978), (WALTON & ESCOFFIER, 1981), (DILORRENZO, 1988), (DEAN & DALRYMPLE, 2001) e (WALTON, 2004). Uma breve

exposição dos resultados de (MEHTA & ÖZSOY, 1978) será apresentada a seguir. Uma exposição mais detalhada desta solução pode ser encontrada em (PINTO, 1999) e (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

As soluções analíticas são obtidas através de simplificações adicionais nas equações descritas nos itens anteriores idealizando um canal de maré tal como o apresentado no sistema da Figura 21. O canal de maré hidráulicamente é similar a um canal aberto com uma área da seção transversal constante, A_c , igual à área da seção crítica, profundidade h_c , igual à profundidade média na seção crítica e comprimento L .

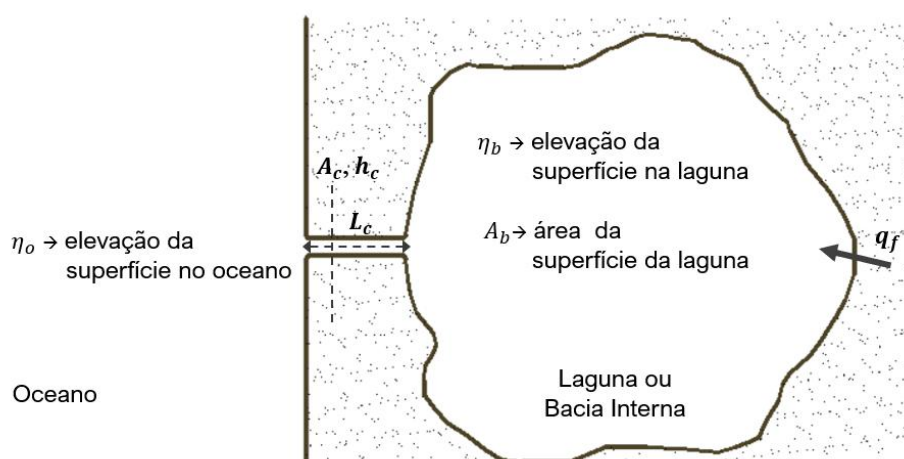


Figura 20. Esquema de um sistema ideal constituído de canal de maré e Lagoa ou baía interna. (PINTO, 1999)

Nesta solução analítica são supostas válidas as seguintes considerações:

- A área do espelho d'água do canal e da lagoa são pouco sensíveis à variação do nível d'água, i.e., as paredes são consideradas como verticais.
- Perdas de carga no oceano e na baía interna desprezíveis.
- Nível d'água horizontal dentro da lagoa, i.e., a maré está em fase ao longo dela.
- Comprimento do canal curto em relação ao comprimento da onda de maré.
- Amplitude da maré na baía interna pequena em relação à profundidade média.
- Topografia do fundo da baía interna com variação suave.
- Maré oceânica aproximada por uma função harmônica simples.
- Efeitos de ondas e transporte sólido na embocadura marítima ignorados.

As considerações de perdas de carga no oceano e na baía interna desprezíveis e nível d'água horizontal dentro da lagoa implicam que, para corpos d'água relativamente pequenos, o tempo de

propagação da onda de maré sobre L_b , (maior distância horizontal desde a entrada da lagoa até a margem), em profundidade média da bacia, h_a , é pequeno comparado com o período típico de maré, ou seja:

$$\frac{L_b}{\sqrt{gh_b}} \ll T \quad (2.6)$$

onde T é o período da maré.

Sendo satisfeita a equação (2.6), a superfície da água na bacia interna oscilará uniformemente. Portanto a superfície da água em qualquer tempo permanecerá horizontal, e o preenchimento da bacia interna assemelhar-se-á ao de um pistão hidráulico. Tal condição exprime que a vazão na seção da embocadura lagunar, q_b , é igual à taxa de variação temporal do volume, ∇ , na bacia interna, mais o aporte de água doce de afluentes à bacia, q_f .

$$q_b = \frac{d\nabla}{dt} + q_f \quad (2.7)$$

Sendo, \bar{u} a velocidade média numa seção transversal, $q_b = \bar{u}A_c$ e $\nabla = \eta_b A_b$:

$$\bar{u} = \frac{A_b}{A_c} \frac{d\eta_b}{dt} + \frac{q_f}{A_c} \quad (2.8)$$

onde A_b representa a área superficial da bacia interna e η_b o nível d'água instantâneo na bacia interna. Supondo $q_f = 0$, a equação (2.7) pode ser reescrita como:

$$q_b = A_b \frac{d\eta_b}{dt} \quad (2.9)$$

Na equação (2.9) A_b é igual à média entre as áreas dos espelhos d'água de preamar e de baixa-mar na bacia interna, o que é matematicamente equivalente a supor que a bacia interna tenha margens verticais e espelho d'água com área A_b constante, ou que a variação volumétrica do corpo d'água, em função de η_b seja linear.

A dinâmica de um problema tal como o sistema ideal de um canal de maré e bacia interna, apresentado na Figura 20 exige para sua solução o conhecimento de três elementos, a saber:

- Equação da continuidade e equação da conservação da quantidade de movimento
- Elevação da maré junto a embocadura marítima do canal

- Relações entre as tensões de atrito no fundo do canal e a velocidade de escoamento

A elevação da maré junto à embocadura marítima do canal representa uma condição de contorno e o volume de armazenamento na bacia interna representa a condição de contorno na extremidade lagunar do canal.

Integrando-se a equação da conservação da quantidade de movimento (2.3) ao longo do comprimento do canal, L_c , admitindo-se que a velocidade média numa seção transversal, \bar{u} , pouco varia ao longo do canal e ainda inserindo-se os coeficientes de perda de carga na entrada e saída do escoamento no canal, chega-se às equações:

$$\eta_o - \eta_b = \frac{L_c}{g} \frac{d\bar{u}}{dt} + F \frac{|\bar{u}|\bar{u}}{2g} \quad (2.10)$$

$$F = \left(K_e + K_s + f \frac{L_c}{4R_h} \right) \quad (2.11)$$

onde η_b e η_o são os níveis d'água instantâneos na bacia interna e no oceano respectivamente, f é fator de atrito de Darcy-Weisbach e F é o coeficiente de perda de carga ou segundo (O'BRIEN & CLARK, 1974) impedância, numa analogia a problemas de eletricidade e acústica. K_e e K_s são os coeficientes de perda de carga localizada na entrada e saída do canal e R_h o raio hidráulico.

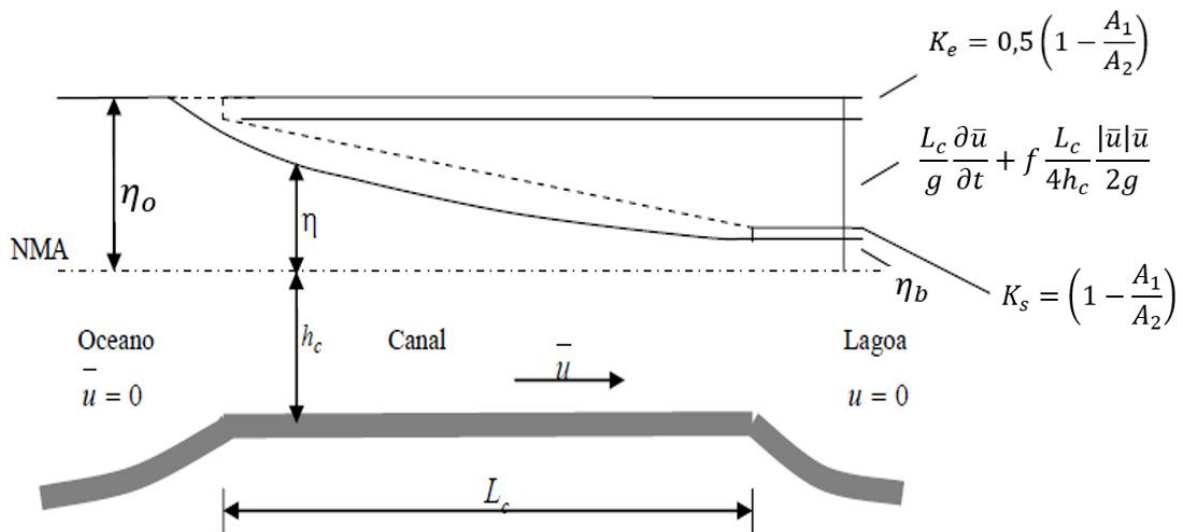


Figura 21. Esquema de perdas de carga em um canal de maré ideal. (PINTO, 1999)

Conforme pode-se observar na Figura 21, a perda de carga total, $\eta_o - \eta_b$, é a soma de quatro contribuições tratadas separadamente. Assim as perdas de carga podem ser descritas como:

- perda na entrada devido à turbulência gerada na convergência do fluxo para dentro do canal, onde A_1 é a área da seção transversal dentro do canal próximo à embocadura, e A_2 é a área da seção transversal fora do canal junto a embocadura.

$$K_e = 0,5 \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right) \quad (2.12)$$

- perda na saída do canal devido à separação do fluxo quando da sua entrada na bacia interna ou no mar dependendo de estar-se em regime de enchente ou vazante

$$K_s = \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right) \quad (2.13)$$

No escoamento em canais de maré, tanto a extremidade do canal quanto a lagunar são embocaduras, uma vez que ambas funcionam como entrada e saída do escoamento. É comum em embocaduras lagunares que A_1 seja muito menor que A_2 , de modo que na prática K_e apresenta valores entre 0,2 e 0,5 e K_s fica muito próximo de 1,0. Em canais naturais, quando as embocaduras oferecem uma transição relativamente suave entre o canal e o mar ou a bacia interior, K_e apresenta valores baixos variando entre 0,05 e 0,25. Entretanto, mesmo em tais casos $K_s \approx 1$, em decorrência do efeito de jato que normalmente ocorre na saída do escoamento do canal (MEHTA & ÖZSOY, 1978).

- perda de carga devido ao atrito no fundo do canal

$$f \frac{L_c}{4h_c} \frac{|\bar{u}|\bar{u}}{2g} \quad (2.14)$$

A profundidade média da seção transversal pode substituir o raio hidráulico na fórmula original pois a seção transversal de um canal de maré sob o ponto de vista da hidráulica pode ser considerada larga, implicando que o raio hidráulico, R_h , pode ser aproximado por h_c , profundidade média na seção crítica.

- perda de carga devido a inércia

$$\frac{L_c}{g} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (2.15)$$

Admitindo-se que $q_f = 0$ e combinando as equações (2.8), (2.10) e (2.11), chega-se a:

$$\frac{d^2 \eta_b}{dt^2} + \frac{F}{2L_c} \frac{A_b}{A_c} \frac{d\eta_b}{dt} \left| \frac{d\eta_b}{dt} \right| + \frac{g}{L_c} \frac{A_b}{A_c} \eta_b = \frac{g}{L_c} \frac{A_c}{A_b} \eta_o \quad (2.16)$$

onde A_c é a área crítica, i.e., a seção transversal com menor área no canal.

A maré no oceano pode ser aproximada por uma onda senoidal simples, i.e.,

$$\eta_o = a_0 \text{sen} \sigma t ; \sigma = \frac{2\pi}{T} \quad (2.17)$$

Sendo a_0 a amplitude da maré no mar, MEHTA & ÖZSOY (1978) obtiveram uma solução para η_b na equação (2.16) em termos de uma série de Fourier, que com variáveis adimensionais pode ser escrito como:

$$\frac{d\tilde{\eta}_b}{d\tilde{t}} \left| \frac{d\tilde{\eta}_b}{d\tilde{t}} \right| = \alpha^2 \tilde{a}_b^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{8 \text{sen}(n\pi/2)}{n\pi(4-n^2)} \cos(\alpha\tilde{t} - \theta) \quad (2.18)$$

Onde a_b é a amplitude da maré na bacia interna, e as variáveis adimensionais usadas são:

$$\tilde{\eta}_b = \frac{\eta_b}{a_0} ; \tilde{t} = \sqrt{\frac{g}{L_c} \frac{A_c}{A_b}} t ; \alpha = \frac{\sigma t}{\tilde{t}} \quad (2.19)$$

Considerando apenas o primeiro termo da série de Fourier obtêm-se os resultados usados nos cálculos do modelo analítico:

$$\tilde{\eta}_b = \tilde{a}_b \text{sen}(\alpha\tilde{t} - \theta) \quad (2.20)$$

$$\tilde{a}_b = \frac{a_b}{a_0} = \left[\frac{\sqrt{(1-\alpha^2)^4 + \mu^2 - (1-\alpha^2)^2}}{\frac{\mu^2}{2}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.21)$$

$$\mu = \frac{16}{3\pi} \alpha^2 \beta ; \beta = \left(K_e + K_s + f \frac{L_c}{4R_h} \right) \frac{a_0}{2L_c} \frac{A_b}{A_c} \quad (2.22)$$

Uma vez calculada a amplitude de maré na bacia interna (lagoa), o prisma de maré, P , é facilmente calculado através de:

$$P = 2a_b A_b \quad (2.23)$$

e a velocidade é obtida da equação da continuidade, resultando em:

$$\tilde{u} = \frac{1}{\alpha} \frac{d\tilde{\eta}_b}{d\tilde{t}} = V_{max} \cos(\alpha\tilde{t} - \theta) ; \theta = \tan^{-1} \left[\frac{\mu \tilde{a}_b}{2(1-\alpha^2)} \right] \quad (2.24)$$

Voltando à forma de variáveis dimensionais em (2.24) pode-se mostrar que a velocidade média máxima em A_c é obtida pela expressão:

$$V_{max} = \frac{\pi P}{T A_c} \quad (2.25)$$

Para canais que apresentam significativa variabilidade espacial, isto é, seções transversais com geometria muito variada, há que se estimar um comprimento equivalente, conforme explicam MEHTA & ÖZSOY (1978).

2.8 Solução Numérica e os Modelos Computacionais Utilizados

Os modelos computacionais utilizados neste trabalho fazem parte do SisBaHiA[®] – Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental: um sistema profissional de modelos computacionais, registrado pela Fundação Coppetec, órgão gestor de convênios e contratos de pesquisa da COPPE/UFRJ, desenvolvido para projetos, estudos e gestão ambiental de recursos hídricos.

O SisBaHiA, cuja tela inicial está ilustrada na Figura 23, foi desenvolvido para realização de projetos, estudos e gestão ambiental de recursos hídricos. Os modelos nele implementados podem ser utilizados para previsão do escoamento das águas e do transporte de grandezas escalares de interesse. Este sistema pode ser aplicado em simulações de cenários em águas costeiras, baías, estuários, rios, canais, reservatórios, lagos ou lagoas, visando à compreensão da dinâmica de processos nestes complexos sistemas ambientais (ROSMAN, 2019).

Foram utilizados no presente estudo os módulos de modelo hidrodinâmico 1D e de modelo hidrodinâmico 2DH.



Figura 22. Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental, Tela Inicial.

O SisBaHiA[®] possui modelos hidrodinâmicos planejados para representar escoamentos em corpos de água com geometria complexa, usualmente presente em corpos de água naturais. A discretização espacial utiliza elementos finitos quadrangulares biquadráticos e/ou triangulares quadráticos, possibilitando boa representação de contornos de corpos de água naturais, considerando as limitações de processamento computacional.

O modelo hidrodinâmico do SisBaHiA[®] é da linhagem FIST (*Filtered in Time and Space*), um eficiente sistema de modelos numéricos que utiliza o método de elementos finitos para calcular escoamentos de grande escala. O FIST é um sistema de modelagem de corpos d'água com superfície livre, no qual a modelagem de turbulência é baseada em técnicas de filtragem. O modelo hidrodinâmico do SisBaHiA[®] é otimizado para a modelagem de corpos d'água naturais.

A formulação numérica do modelo hidrodinâmico emprega o método dos elementos finitos com elementos sub-paramétricos Lagrangeanos biquadráticos, para a discretização espacial horizontal. A discretização temporal é feita por meio de um esquema numérico implícito de diferenças finitas.

As equações da conservação da quantidade de movimento e a equação da continuidade que são resolvidas pelos modelos hidrodinâmicos foram apresentadas nos itens 2.6.3 e 2.6.4. A seguir apresentam-se as equações que determinam as tensões de atrito devido ao vento na superfície livre (τ_i^ζ) e as tensões de atrito no fundo (τ_j^F).

No modelo 2DH, a cada intervalo de tempo e para cada nó da malha de discretização, são calculadas as componentes das velocidades médias na vertical, $\hat{u}_i(x, y, z)$ na direção x_i , e a altura instantânea da coluna de água, H , que é dada pela diferença entre a cota da superfície livre, $z = \zeta(x, y, t)$, e a cota da superfície do fundo, $z = -h(x, y, t)$.

No modelo 1D, a cada intervalo de tempo e para cada seção transversal da malha de discretização, são calculadas as velocidades médias na seção transversal e a altura instantânea da coluna de água, H , que é dada pela diferença entre a cota da superfície livre e do fundo.

2.8.1 Tensões de atrito devido ao vento na superfície livre

Como é usual em modelos de escoamento com superfície livre, no programa FIST3D, o atrito na superfície livre devido ao vento também é escrito em termos de uma formulação de velocidade quadrática:

$$\tau_i^\zeta = \rho_{ar} C_D W_{10}^2 \cos \phi_i ; [i = 1, 2] \quad (2.26)$$

onde ρ_{ar} é a densidade do ar, C_D é o coeficiente de arraste do vento, W_{10} é o valor local da velocidade do vento medida a 10 metros acima da superfície livre, e ϕ_i é o ângulo entre o vetor de velocidade do vento local e a direção x_i . O coeficiente de arraste do vento, C_D , pode ser determinado a partir de uma série de fórmulas empíricas. A fórmula adotada no modelo FIST3D é adaptada a partir da expressão desenvolvida por WU (1982), com a introdução de c_W , como um coeficiente de calibração:

$$C_D = \min[c_W(0,80 + 0,066W_{10}) \times 10^{-3}; 0,00275] ; [W_{10} \text{ em } m/s] \quad (2.27)$$

Em geral, em modelos 1D não é relevante a inclusão da tensão na superfície livre que, se incluída, também pode ser definida pela equação (2.27).

2.8.2 Tensões de atrito no fundo

A tensão de atrito no fundo no módulo 2DH é calculada através da seguinte expressão:

$$\tau_i^B = \rho_0 \beta U_i ; [i = 1,2] \quad (2.28)$$

onde β , no caso em que o módulo 2DH não é acoplado com o módulo 3D, é descrito por:

$$\beta = \frac{g}{C_h^2} \sqrt{U^2 + V^2} \quad (2.29)$$

O coeficiente de Chézy, C_h é definido como:

$$C_h = 18 \log_{10} \left(\frac{12H}{2\varepsilon} \right) = 18 \log_{10} \left(\frac{6H}{\varepsilon} \right) \quad (2.30)$$

Onde 2ε é a altura e ε é a amplitude da rugosidade equivalente do fundo, a qual, entre outros fatores, depende de haver apenas efeitos de correntes ou de correntes e ondas.

Também é comum especificar o parâmetro β em termos do coeficiente de Manning “ n ” ou do coeficiente de Darcy – Weisbach “ f ”. Tais coeficientes têm a seguinte equivalência com o coeficiente de Chézy:

$$C_h = \frac{H^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (2.31)$$

A definição do coeficiente de atrito a partir da equação (2.31) é preferível, pois além de ser variável no tempo e no espaço, depende diretamente da amplitude da rugosidade equivalente de fundo $\varepsilon(x, y, t)$ e de $H(x, y, t)$.

Para canais com fundo de concreto, recomenda-se ε entre 0,0005 e 0,01 m, supondo que estejam desimpedidos de areia. Para canais com fundo de areia, há formação de rugas com ε entre 0,01 e 0,05 m, (ABBOTT & BASCO, 1989). Em escoamentos de maré é difícil estimar a amplitude da rugosidade do fundo em função da altura das formas do fundo (plano, dunas, antidunas), visto que a relativamente rápida variação do escoamento impede o estabelecimento de formas bem definidas. Em trechos com curvas acentuadas ou alterações bruscas na seção transversal (e.g. uma ponte), um valor maior de ε deve ser adotado de modo a simular o efeito de perda de carga localizada (PINTO, 1999).

A resolução das equações acima descritas está condicionada ao conhecimento das condições iniciais e de contorno.

No módulo 1D, a tensão de atrito na calha é calculada de modo semelhante ao do módulo 2DH, isto é:

$$\tau^c = \rho_0 \beta |U|U \quad \therefore \quad \beta = \frac{g}{C_h^2} \quad \therefore \quad C_h = 18 \log_{10} \left(\frac{6R_h}{\varepsilon} \right) \quad (2.32)$$

2.8.2.1 Equações de Chézy, Manning e Darcy – Weisbach para escoamento permanente e uniforme em canais com superfície livre

Considera-se nesta seção o caso de escoamento permanente e uniforme na direção x em um canal largo e longo, sem a ação do vento, de estruturas, de ondas e de fluxos através da superfície livre e do fundo. Neste caso, a equação de quantidade de movimento 2DH para um escoamento integrado na vertical, (2.3) fica reduzida a:

$$0 = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{1}{\rho_0 H} [-\tau_j^F] \quad (2.33)$$

Substituindo a definição de tensão de atrito no fundo dada em (2.28), obtêm-se:

$$U|U| = -C_h^2 \frac{\partial \zeta}{\partial x} H \quad \therefore \quad U^2 = C_h^2 \left| \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right| H \quad \therefore \quad U = C_h \sqrt{\frac{\partial \zeta}{\partial x} H} \quad (2.34)$$

Em escoamento permanente e uniforme, em canal largo e longo, a declividade da superfície livre é aproximadamente a mesma que a do fundo (I), ou seja, $\frac{\partial \zeta}{\partial x} \cong I$. Além disso, o raio hidráulico do canal é aproximadamente igual à profundidade média da seção transversal, ou seja, $H \approx R_h$. Dessa forma, utilizando também a relação entre os coeficientes de Chézy, Manning e Darcy – Weisbach, a equação (2.34) pode ser escrita como:

$$|U| = C_h \sqrt{\left| \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right| H} \rightarrow U = \underbrace{C_h \sqrt{IR_h}}_{\text{Chézy}} \rightarrow U = \underbrace{\frac{R_h^{1/6}}{n} \sqrt{IR_h}}_{\text{Manning}} \rightarrow U = \underbrace{\sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{IR_h}}_{\text{Darcy-Weisbach}} \quad (2.35)$$

Essas são as conhecidas equações de Chézy, Manning e Darcy – Weisbach para escoamento permanente e uniforme em canais com superfície livre.

2.8.3 Condições de contorno

As condições de contorno a serem prescritas são do tipo horizontal e vertical.

As condições de contorno verticais são: velocidade zero no fundo e a tensão de atrito do vento na superfície livre, calculada a partir das velocidades de vento dadas. Quanto aos contornos horizontais, existem dois tipos: contornos de terra e contornos abertos.

Contornos de terra, em geral, representam as margens do corpo de água e possíveis pontos com afluxos ou efluxos como, por exemplo, rios, estuários, vertedores etc. Contornos abertos geralmente representam os limites do domínio de água modelado, e não uma fronteira física. A prescrição de fluxos ou velocidades normais é usualmente associada a contornos terrestres, enquanto a prescrição de elevações da superfície livre é geralmente associada a contornos

abertos. Frequentemente, os contornos de terra não possuem contribuição externa e um valor de fluxo (ou de velocidade) normal nulo é imposto.

2.8.4 Condições iniciais

Para o instante inicial de simulação devem ser fornecidos ao modelo 2DH os valores da elevação da superfície livre, ζ , e as componentes da velocidade U e V , para todos os nós do domínio. Para o modelo 1D devem ser fornecidas a elevação da superfície livre, ζ e a velocidade, para cada seção transversal. Além de satisfazer às equações governantes, os valores adotados para a condição inicial devem ser os mais semelhantes possíveis àqueles adotados para a condição de contorno no primeiro passo de tempo.

2.9 Critério de Mobilidade de Sedimentos

Para uma determinada granulometria de sedimentos no leito, a mobilização do sedimento, depende da tensão crítica de arraste, τ_c . Valores da tensão de arrasto no leito, τ_o , acima daquele valor crítico podem promover o deslocamento e transporte de grãos enquanto, para valores inferiores aquela tensão, os grãos permanecem imóveis, ou, se em movimento, tenderão a depositar no fundo.

No caso de sedimentos não-coesivos, o critério de mobilidade usualmente empregado baseia-se no parâmetro de Shields, Ψ que tem a seguinte expressão:

$$\Psi = \frac{u_*^2}{g(S_s - 1)d} = \frac{\tau_o}{\gamma_o(S_s - 1)d} = f\left(\frac{du_*}{v}\right) \therefore S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{\rho_s}{\rho_o} \quad (2.36)$$

Onde:

- τ_o → tensão de arrasto no leito
- γ_s → peso específico do grão → $g\rho_s$
- γ ou γ_o → peso específico da água → $g\rho_o$
- g → aceleração da gravidade
- ρ_s → massa específica do sedimento
- ρ_o → massa específica da água
- d → diâmetro do grão

- u_* → velocidade de atrito no leito
- ν → viscosidade cinemática da água

O termo $\left(\frac{du_*}{\nu}\right)$ também é conhecido como Número de Reynolds do grão, R^* . A densidade do sedimento em relação à água ambiente é S_s .

A Figura 23 é a representação gráfica tradicional do Diagrama de Shields, mostrando a relação entre o parâmetro de Shields, Ψ , e o número de Reynolds do grão, R^* .

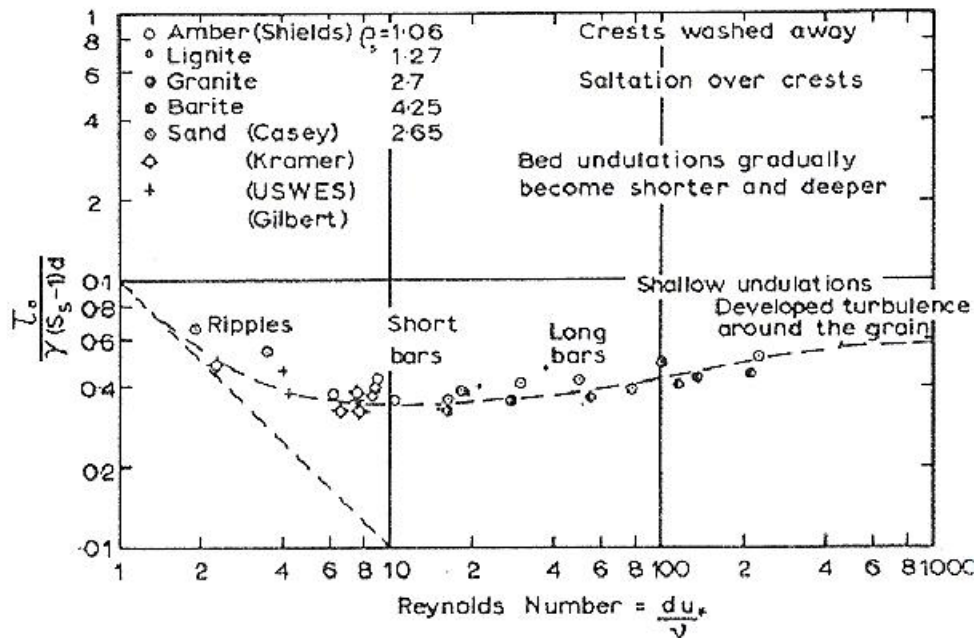


Figura 23. Diagrama de Shields tradicional, no qual a obtenção de τ_o implica em processo iterativo, porque a velocidade de atrito u^* aparece nos dois eixos.

Como o emprego do tradicional Diagrama de Shields apresentado na Figura 23 acarreta em um processo iterativo, apresenta-se na Figura 24 um diagrama modificado, no qual a tensão crítica pode ser obtida diretamente a partir da caracterização do sedimento e da água.

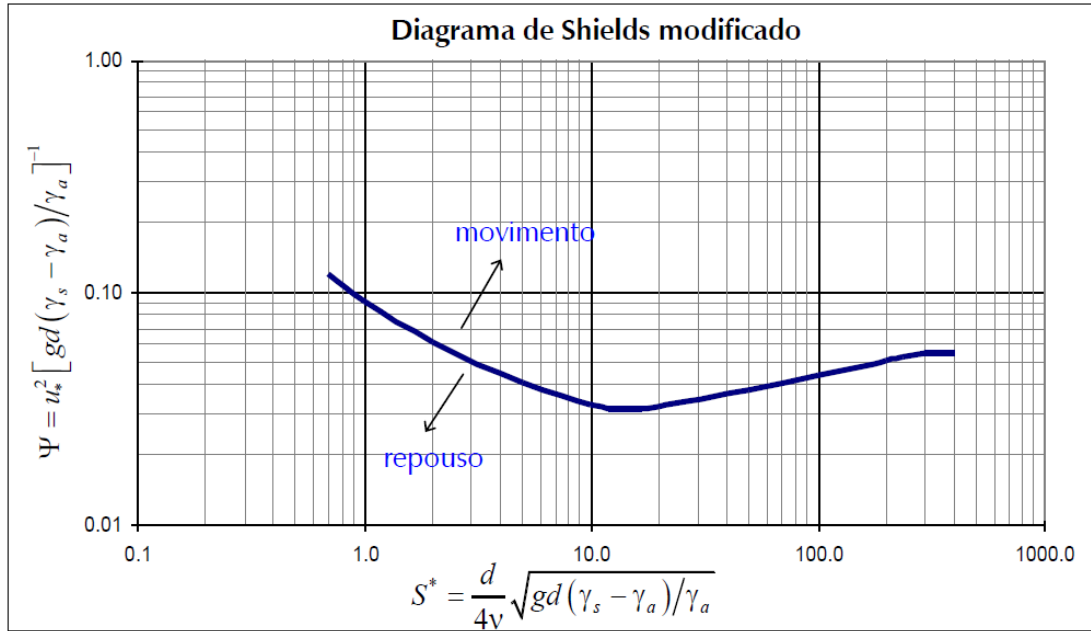


Figura 24. Diagrama de Shields modificado, no qual a tensão crítica $\tau_c = \rho_o u_*^2$, pode ser obtida diretamente das características do sedimento e da água.

Na Figura 24 $S^* = 0,25d_*^{1,5}$, e a curva sai da equação A curva do diagrama modificado pode ser gerada pela equação (2.37). A Figura 25 apresenta um gráfico exemplificando de valores de τ_c calculados para água salgada com sedimentos com diâmetros em unidades $\phi = -\ln(d[\text{mm}])/\ln(2)$.

A equação (2.37) apresenta uma parametrização do diagrama de Shields baseada na de VAN RIJN (1993) em função do diâmetro adimensional do grão de sedimento, d_* . Na expressão de Ψ_{cr} , há versões com limites inteiros 4; 10; 20 e 150 ao invés dos apresentados:

$$d_* = d \left(\frac{g(S_s - 1)}{\nu^2} \right)^{1/3} \therefore \Psi_{cr} = \begin{cases} 0,225d_*^{-0,95} & \text{se } d_* < 4,5 \\ 0,140d_*^{-0,64} & \text{se } 4,5 \leq d_* < 10,2 \\ 0,040d_*^{-0,10} & \text{se } 10,2 \leq d_* < 17,9 \\ 0,013d_*^{0,29} & \text{se } 17,9 \leq d_* < 145 \\ 0,055 & \text{se } d_* \geq 145 \end{cases} \quad (2.37)$$

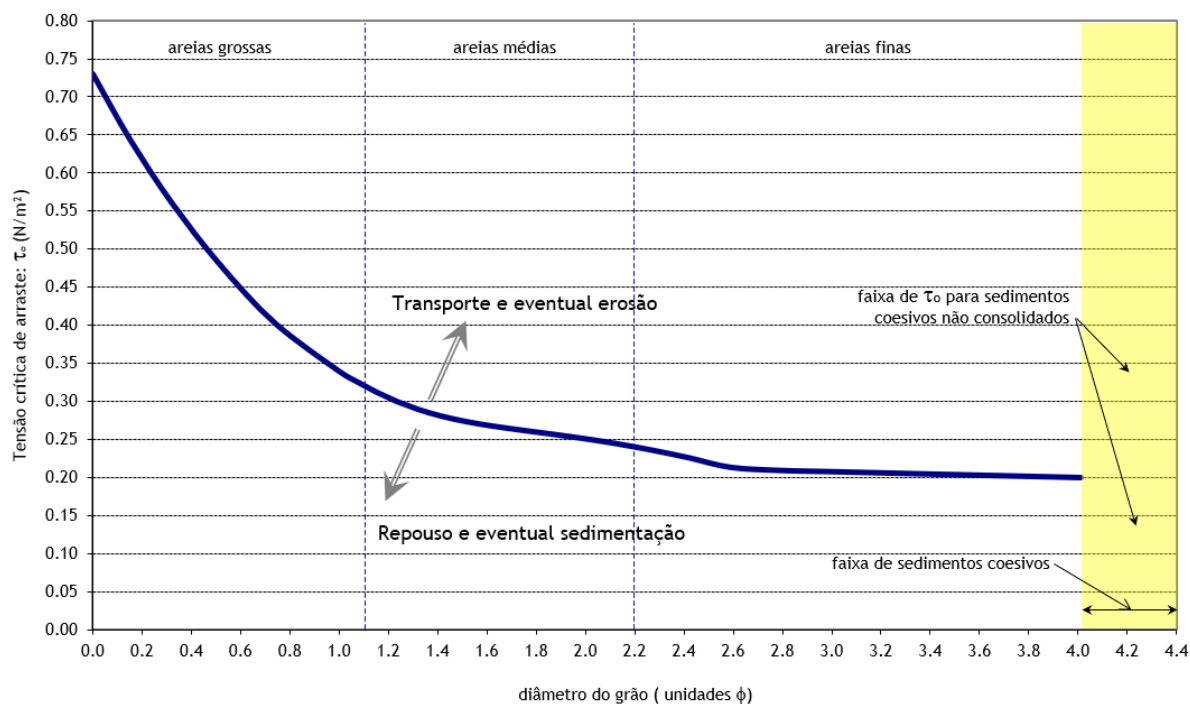


Figura 25. Tensão crítica para mobilidade, τ_c , calculada pelo diagrama de Shields modificado. No caso considerou-se água com $\rho_a = 1025 \text{ kg/m}^3$, $\nu = 1,04E-6 \text{ m}^2/\text{s}$ e sedimentos com $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$. Unidades ϕ .

Os valores de tensão crítica de mobilidade τ_c utilizados neste trabalho e calculados pela equação (2.37) são baseados nos valores listados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores de tensão crítica para mobilidade, τ_c , para sedimentos com massa específica $\rho_s = 2650$ kg/m, água com $\rho_a = 1025$ kg/m³, e viscosidade cinemática $\nu = 1,04E-6$ m²/s.

Sedimentos	d (mm)	d (f)	S*	Ψ	τ_c (N/m ²)
Areia Muito Fina	0.062	4.01	0.46	0.152	0.201
	0.083	3.59	0.72	0.116	0.204
	0.104	3.27	1.00	0.094	0.206
	0.125	3.00	1.32	0.079	0.208
Areia Fina	0.146	2.78	1.66	0.068	0.210
	0.166	2.59	2.04	0.061	0.214
	0.187	2.42	2.43	0.057	0.227
	0.208	2.26	2.85	0.054	0.237
	0.229	2.13	3.29	0.050	0.245
Areia Média	0.250	2.00	3.75	0.047	0.251
	0.275	1.86	4.32	0.044	0.258
	0.300	1.74	4.93	0.041	0.263
	0.325	1.62	5.55	0.039	0.268
	0.350	1.51	6.21	0.037	0.274
	0.375	1.42	6.88	0.035	0.281
	0.400	1.32	7.58	0.034	0.290
	0.425	1.23	8.31	0.033	0.300
	0.450	1.15	9.05	0.033	0.313
	0.475	1.07	9.81	0.032	0.326
Areia grossa	0.500	1.00	10.60	0.032	0.340
	0.600	0.74	13.93	0.032	0.404
	0.700	0.51	17.56	0.032	0.481
	0.800	0.32	21.45	0.033	0.560
Areia Muito Grossa	0.900	0.15	25.60	0.034	0.644
	1.000	0.00	29.98	0.034	0.730
	2.000	-1.00	84.79	0.042	1.785
	3.000	-1.58	155.77	0.049	3.106
	4.000	-2.00	239.83	0.053	4.511
	5.000	-2.32	335.17	0.055	5.811
	6.000	-2.58	440.59	0.057	7.304
	7.000	-2.81	555.20	0.060	8.872
	8.000	-3.00	678.33	0.062	10.501
	9.000	-3.17	809.41	0.064	12.183
10.000	-3.32	947.99	0.066	13.916	

2.10 Estabilidade Hidro-sedimentológica de Canais de Maré

Um canal de maré é dito hidro-sedimentologicamente estável quando as correntes de enchente e de vazante são capazes de expelir o excesso de sedimentos depositados no seu interior, fazendo com que sua embocadura permaneça sempre desobstruída e suas dimensões não sofram alterações significativas ao longo dos anos, variando pouco em torno de uma configuração média na escala temporal da engenharia.

As condições de estabilidade da embocadura dos canais dependem predominantemente da maré, do clima de ondas, do transporte litorâneo ao longo da praia adjacente, da descarga fluvial e das características morfológicas da bacia interna. O fluxo das marés tende a limpar o canal enquanto o transporte litorâneo de sedimentos tende a bloqueá-lo (BRUUN, P.& GERRITSEN, 1959).

A estabilidade depende do balanço entre forças provocadas por agentes desestabilizadores, que propiciam o acúmulo de sedimentos na embocadura do canal e seu conseqüente fechamento, e forças provocadas por agentes estabilizadores, que propiciam a mobilização dos sedimentos e que fazem com que estes sejam expelidos para o mar ou para o interior da lagoa, mantendo assim o canal aberto.

Os agentes estabilizadores são: as velocidades das correntes de maré no canal e o volume de água a ser escoado no canal a cada ciclo de maré. Como agentes desestabilizadores, destacam-se os processos sedimentológicos, que estão diretamente ligados à geometria da calha do canal e à taxa de transporte de sedimentos.

Segundo GOODWIN (1996) existem dois tipos de estabilidade de canais: (a) estabilidade quanto à migração do canal ao longo da linha de costa e (b) estabilidade quanto ao fechamento da seção transversal do canal. Portanto, um canal pode ser considerado instável por sua localização, por sua geometria, ou ambos. A literatura internacional se refere a esses dois tipos de estabilidade como (a) *location stability* e (b) *cross-sectional stability*.

Neste trabalho a estabilidade diz respeito a estabilidade quanto ao fechamento da seção transversal do canal.

Quando se fala em estabilidade de canais de maré refere-se a um conceito de estabilidade dinâmica, onde a morfologia não apresenta tendências progressivas. Este conceito de estabilidade de canais de maré foi inicialmente introduzido por (ESCOFFIER, 1940).

Sendo assim, para o sistema costeiro canal, laguna e praia, existe uma geometria de canal ideal para o qual o canal sempre tende a retornar caso ocorram alterações significativas no sistema ocasionando modificações na morfologia do canal. É esta geometria ideal e estável que se busca conhecer nos projetos de engenharia, seja para dimensionar e construir um canal, mas também prever a conservação de estruturas em projetos existentes.

No entanto, não existe uma formulação que indique esta geometria. Para contornar o problema foram estabelecidos até hoje inúmeros critérios de estabilidade de canais empíricos e semi-empíricos, que apesar de não indicar a geometria ideal e estável, indicam se o canal em estudo tende a ser estável ou não.

2.10.1 Critérios clássicos de estabilidade de canais de maré

Os critérios de estabilidade de canais de maré desenvolvidos e fundamentados nas últimas décadas em diversos trabalhos como LE CONTE (1905); O'BRIEN (1931, 1969); ESCOFFIER (1940); BRUUN & GERRITSEN (1959); O'BRIEN & DEAN (1972); MOTA (1973); DEAN (1976); JARRET (1976); BRUUN & MEHTA & JOHNSON (1978); SKOU (1990); VAN DE KREEKE (1998); TOWNEND (2005), podem ser divididos em quatro relações empíricas entre os agentes estabilizadores e desestabilizadores:

- Relação entre Prisma de Maré e Área da Menor Seção Transversal
- Relação entre Prisma de Maré e Transporte Litorâneo Total
- Relação entre Velocidade Média Máxima e Área da Menor Seção Transversal do Canal
- Relação entre Capacidade de Resposta e Área da Menor Seção Transversal do Canal

Nestes critérios são usadas as seguintes definições:

Prisma de Maré (P): volume de água do mar que entra na bacia interna pelo canal, durante a enchente da maré em m^3 ;

Seção Transversal Crítica do Canal (A_c): é a área hidráulica em relação ao nível médio do mar da menor seção transversal do canal em m²;

Velocidade Média Máxima ($V_{máx}$): é o máximo valor da velocidade média na seção crítica em m/s, nas condições de maré média de sizígia.

Transporte Litorâneo Total (M_t): é a soma do módulo do transporte de sedimentos ao longo da praia que passa pela embocadura, independente do sentido em m³/ano;

Capacidade de Resposta (C_r): é uma função que exprime a taxa de variação de agentes restauradores da estabilidade quando ocorrem eventos desestabilizantes.

2.10.1.1 Relação $P \times A_c$: entre o prisma de maré e a área da menor seção transversal

Com base em observações e medições em canais de maré estáveis com embocaduras em costas arenosas, LE CONTE (1905), depois seguido por O'BRIEN (1931) observaram que a área da menor seção transversal de canais de maré poderia ser relacionada ao prisma de maré de sizígia médio através da seguinte equação de potência:

$$A_c = CP^q \quad (2.38)$$

onde C é um coeficiente dimensional e q é um número adimensional.

Desde então muitos autores vêm aplicando esta regressão em dados experimentais. Exemplos deste tipo de análise foram feitas em canais nos Estados Unidos por LE CONTE (1905), O'BRIEN (1931 e 1969), JARRET (1976), VAN DE KREEKE (1992) e POWELL *et al.* (2006). Resultados para canais de maré japoneses são apresentados em SHIGEMURA (1980). Para o mar de Wadden, na parte holandesa e alemã as referências são os trabalhos de VAN DE KREEKE (1998) e DIECKMANN *et al.* (1988) respectivamente. TOWNEND (2005) apresentou trabalho para canais no Reino Unido e HEATH (2005) e HUME & HERDENDORF (1992) para canais na Nova Zelândia (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

Utilizando o sistema métrico os valores de C para cada conjunto de canais analisados variam entre 10^{-6} a 10^{-3} . Os valores de q são aproximadamente iguais a 1, variando entre 0,80 e 1,05. Entre as razões para estes coeficientes variarem para diferentes conjuntos de canais são citados

na literatura os diferentes tipos de transporte litorâneo, diâmetros dos grãos e características das marés.

Em 1931, O'Brien apresentou pela primeira vez uma fórmula com a relação $A_c - P$, obtida através do resultado da regressão de oito canais de maré no pacífico com dois guia-correntes:

$$A_c = 9,02 \times 10^{-4} \times P^{0,85} \text{ (canais com dois guia-correntes)} \quad (2.39)$$

Ao invés de utilizar a equação (2.39), O'BRIEN (1969) mostrou que para oito canais de maré sem guia-correntes nos Estados Unidos, a relação $A_c - P$ poderia ser razoavelmente representada pela equação linear:

$$A_c = 6,56 \times 10^{-5} \times P \text{ (canais sem guia-correntes)} \quad (2.40)$$

Inspirando-se nos estudos de O'Brien, JARRET (1976) obteve relações semelhantes ao analisar a regressão de 108 canais de maré estáveis em praias de costa aberta, com granulometria variando de fina a média, e diferentes características de embocadura: com nenhum, com um ou com dois guia-correntes. As embocaduras estudadas pertenciam às costas do Pacífico, do Atlântico e do Golfo do México. Para o conjunto analisado, JARRET (1976) mostra que os canais com ou sem guia-correntes na embocadura, em 95% dos casos, apresentavam área da menor seção transversal satisfazendo aos seguintes limites:

$$5,20 \times 10^{-4} \times P^{0,97} \leq A_c \leq 4,03 \times 10^{-4} \times P^{0,85} \quad (2.41)$$

Com valor mais frequente em torno de:

$$A_c = 1,57 \times 10^{-4} \times P^{0,95} \quad (2.42)$$

onde A_c é medido em m^2 e P em m^3 .

JARRET (1976) observou que em costas sujeitas a forte ação de ondas, logo de maior energia, os valores de A_c tendem a ser menores ao passo que, em locais mais abrigados das ondas, as embocaduras tendem a apresentar valores de A_c maiores que os previstos pela equação (2.42).

A Tabela 1 abaixo mostra algumas das relações observadas por JARRET (1976) para a fórmula geral (2.42) com A_c em ft^2 e P em ft^3 .

Tabela 5. Valores de C e q para a fórmula empírica desenvolvida por Jarret (1976). Adaptado de Pinto (1999).

Fórmula Geral: $A_c = CP^q$ com A_c em ft^2 e P em ft^3 .			
Costa	Nº de Guia-correntes	C	q
Atlântico	0, 1 ou 2	$7,75 \times 10^{-6}$	1,05
	0 ou 1	$5,37 \times 10^{-6}$	1,07
	2	$3,77 \times 10^{-5}$	0,95
Golfo do México	0, 1 ou 2	$5,02 \times 10^{-4}$	0,84
	0 ou 1	$3,51 \times 10^{-4}$	0,86
Pacífico	0, 1 ou 2	$1,19 \times 10^{-4}$	0,91
	0 ou 1	$1,91 \times 10^{-6}$	1,10
	2	$5,28 \times 10^{-4}$	0,85
Embocaduras nas 3 costas	0, 1 ou 2	$5,74 \times 10^{-5}$	0,95
	0 ou 1	$1,04 \times 10^{-5}$	1,03
	2	$3,76 \times 10^{-4}$	0,86

As expressões de O'BRIEN (1931 e 1969) e de JARRET (1976) são validadas para regiões com marés predominantemente semidiurnas, com ou sem desigualdades diurnas. Embocaduras situadas em regiões de marés diurnas apresentam relações diferentes (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

A maior parte dos trabalhos em estabilidade de maré desenvolvidos até hoje concentram-se na calibração de coeficientes das formulações empíricas de O'Brien baseados em observações na natureza e em modelos físicos, (STIVE *et al.*, 2012). Outras correlações para as expressões de O'Brien podem ser encontradas em (STIVE, 2012) e (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017).

2.10.1.2 Relação P / M_t : entre o Prisma de Maré e o Transporte Litorâneo Total

A maior crítica usualmente feita ao critério de O'Brien representado pelas relações tipo $P \times A_c$, é que tais relações não explicitam o transporte de sedimentos em decorrência dos processos litorâneos vizinhos à embocadura. O fato de uma embocadura permanecer aberta, ou de um canal de maré ser "estável", depende do balanço entre os agentes desestabilizadores que favorecem o fechamento da embocadura depositando sedimentos, e os agentes estabilizantes que favorecem a abertura da embocadura expelindo os sedimentos depositados.

BRUUN & GERRITSEN (1958) e depois BRUUN (1978) baseados em medições na natureza e mediante a aplicação a um grande número de embocaduras, desenvolveram um critério que relaciona o transporte litorâneo total, M_t , causado pela ação das ondas, com o prisma de maré de sizígia médio, P , que representa a capacidade dos fluxos de enchente e vazante da maré em expelir os sedimentos depositados no canal. Tal critério está resumido na Tabela 6.

Tabela 6. Quadro resumo do critério de estabilidade de BRUUN (1978), baseado na razão entre o Prisma de Maré (P) e o Transporte Litorâneo Total (M_t) que cruza a embocadura.

$P/M_t < 20$	→	Embocaduras instáveis, do tipo “canais de extravasamento”. Navegação possível apenas para pequenas embarcações.
$20 < P/M_t < 50$	→	Embocaduras tipo “transpasse de barra”. Ondas arrebatam sobre a barra durante as tempestades. Barra permanece aberta durante a época de cheias fluviais. Perigoso para navegação.
$50 < P/M_t < 100$	→	Permanência de canal desobstruído, mas com formação usual de barra na entrada. Navegação possível com dragagem de canal pelo meio da barra.
$100 < P/M_t < 150$	→	Condição de estabilidade relativamente boa, embora não a ideal. Formação de barra pode acontecer.
$P/M_t > 150$	→	Condição de estabilidade boa, grande capacidade de escoar sedimentos e fraca formação de barra.

2.10.1.3 Relação $V_{m\acute{a}x} \times A_c$: entre a velocidade média máxima e a área da menor seção transversal

ESCOFFIER (1940) desenvolveu um critério para analisar a estabilidade de canais de maré quando percebeu que, com o aumento da área da menor seção transversal ocorria, um aumento da velocidade máxima até um valor de pico, denominado área hidráulica crítica (A_c^*). A partir deste ponto a velocidade começava a diminuir para seções transversais maiores.

Desenhando estas informações em um gráfico, o autor estabeleceu dois tipos de regiões, uma (Região 1) instável e uma (Região 2) estável, conforme a Figura 26. Dessa forma, Escoffier avaliou que para os canais localizados na Região 1, uma diminuição da seção transversal implica em uma redução da velocidade e conseqüentemente uma tendência a aumentar a taxa

de deposição sedimentar, diminuindo ainda mais a área da seção. Por outro lado, nos canais localizados na (Região 2), uma diminuição da seção transversal provoca um aumento na velocidade e conseqüentemente uma tendência a aumentar a taxa de transporte sólido, de forma a restabelecer a área da seção transversal.

Ao percorrer a curva de Escoffier a explicação para a forma é a seguinte: da direita para a esquerda, com a diminuição da área ocorre um aumento da velocidade. Um aumento da velocidade significa um aumento da tensão no fundo e conseqüentemente maior capacidade de escoamento transportar sedimentos. A única maneira da velocidade aumentar é aumentando a diferença entre o nível do mar e o nível dentro da bacia. Isso só é possível se existir uma diminuição da amplitude na bacia, uma vez que a amplitude no mar não pode ser modificada. Se a amplitude da maré na bacia diminui, o prisma de maré também diminui. Dessa forma, a partir da extremidade direita da curva até o ponto de máxima velocidade, o que acontece é que a diminuição da vazão é menor que a diminuição da área e a velocidade aumenta. A partir do ponto de máxima velocidade, a diminuição da vazão é maior que a diminuição da área e a velocidade diminui. No ponto de máxima velocidade, para uma variação de vazão tem-se a mesma variação da área e a velocidade permanece constante.

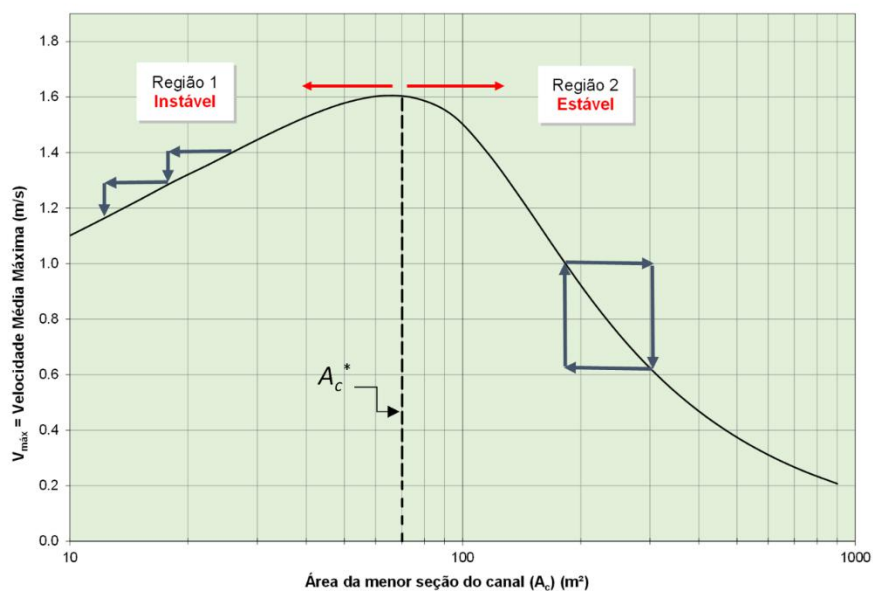


Figura 26. Velocidade máxima em um canal de maré em função da área de menor seção transversal, conforme o critério de Escoffier (1940). (PINHEIRO, 2015).

Embora o método de Escoffier permita determinar se o canal de uma dada lagoa ou bacia interna tem ou não condições de estabilidade, não permite definir diretamente qual seria o valor da área de menor seção transversal, A_c , para uma estabilidade ótima e também não leva em

consideração a ocorrência de eventos extremos, como por exemplo uma forte ressaca, que poderia levar a área A_c de um canal estável para uma situação de instabilidade, caso A_c seja pouco maior que A_c^* .

2.10.1.4 Relação $C_r \times A_c$: entre a Capacidade de Resposta e a Área da Menor Seção Transversal

Partindo do critério de estabilidade de ESCOFFIER (1940), SKOU (1990) apresenta a ideia de que a seção de equilíbrio ótima seria aquela com máxima Capacidade de Resposta. Isto é, seria a seção na qual a ação dos agentes desestabilizadores, (mudanças em A_c), causaria a máxima resposta dos agentes estabilizadores (mudanças em $V_{máx}$). Skou definiu a função Capacidade de Resposta, C_r , como o valor negativo da taxa de variação de $V_{máx}$ em função de A_c :

$$C_r = - \frac{\partial V_{máx}}{\partial A_c} \quad (2.43)$$

Segundo SKOU (1990), a área A_c ótima seria aquela na qual o valor de C_r é máximo, isto é, seria o valor de área no qual a ação dos agentes desestabilizadores (mudanças em A_c) causaria a máxima resposta dos agentes estabilizadores (mudanças em $V_{máx}$). Em outras palavras, esta é a área que tenderia mais rápida e fortemente ao equilíbrio.

Canais instáveis ($A_c < A_c^*$) apresentam capacidade resposta negativa e canais estáveis ($A_c > A_c^*$) apresentam capacidade de resposta positiva. Quando ($A_c = A_c^*$), a capacidade de resposta é nula.

O método da capacidade de resposta, ou método de Skou, é considerado o mais rigoroso para a análise de estabilidade de canais de maré, pois exige não apenas que a área da menor seção transversal do canal seja maior que a área limite A_c^* , mas também que a resposta a um evento desestabilizador seja máxima.

Estes critérios de análise de estabilidade de embocaduras de maré tornaram-se clássicos da literatura e vêm sendo utilizados por diversos estudos envolvendo tais ambientes.

2.10.2 Método de análise e viabilidade de estabilidade de canal de maré

Os métodos que vem sendo utilizados para avaliar as condições de estabilidade de um canal de maré, existente ou a ser projetado, e que analisam a viabilidade deste canal, baseiam-se na

metodologia geral desenvolvida por O'BRIEN & DEAN (1972), que correlaciona o critério de Relação entre o Prisma de Maré e a Menor Área da Seção Transversal (O'BRIEN, 1969) com o critério de Relação entre a Velocidade Média Máxima e a Menor Área da Seção Transversal (Esoffier, 1940). Nesta metodologia a Velocidade Média Máxima pode ser calculada em função de P e A_c , e a relação do tipo $P \times A_c$ pode ser representada no diagrama de Esoffier. Este método indica se um canal é instável ou não, e a tendência do canal em fechar ou abrir quando seu estado sofre alguma alteração, mas não fornece uma geometria ideal de projeto.

A metodologia de O'BRIEN & DEAN (1972) foi acrescida e implementada em planilha Excel por ROSMAN (1992). Essa metodologia é uma combinação dos quatro critérios de estabilidade descritos no item anterior. A utilização de apenas um dos critérios de estabilidade poderia vir a se mostrar incompleta ou exigente demais. Segundo (ROSMAN, 1992) esse método de análise e viabilidade de estabilidade de canal de maré segue os seguintes passos, que serão explicados adiante:

1º Passo: Analisar as condições de maré e definição das amplitudes características.

2º Passo: Construir o diagrama de ESCOFFIER (1940), $V_{máx} \times A_c$, para as amplitudes de maré definidas.

3º Passo: Traçar curvas relacionando $V_{máx}$ e A_c em função das relações do tipo $P \times A_c$ no diagrama.

4º Passo: Traçar a curva de máxima capacidade de resposta, $C_{rmáx}$ no diagrama.

5º Passo: Construir o gráfico de frequência de ocorrência de alturas de maré que satisfazem as condições de estabilidade $P \times A_c$ e $C_{rmáx}$.

6º Passo: Analisar de viabilidade da estabilidade do canal através da ocorrência de a_o com condição de estabilidade.

7º Passo: Avaliar a necessidade da construção de guia-correntes através da relação entre P / M_t , entre o Prisma de Maré e o Transporte Litorâneo Total.

8º Passo: Definir da configuração geométrica do canal.

O passo inicial para uma análise de estabilidade consiste em analisar as condições de maré da área de estudo, já que a área da seção transversal varia de acordo com a altura de maré. Define-

se o intervalo de amplitudes de maré (a_o) e as amplitudes desejadas, para que seja possível, no 2º passo, traçar uma família de curvas relacionando $V_{m\acute{a}x}$ e A_c com as diferentes amplitudes dentro deste intervalo.

Essas curvas, $V_{m\acute{a}x} \times A_c$, chamadas curvas de fechamento, correspondem a resposta hidrodinâmica do canal para cada diferente amplitude. A amplitude de maré é definida como a variação do nível d'água em relação ao nível médio. Alternativamente, a_o pode ser aproximada pela metade da altura de maré. Define-se altura de maré como o valor absoluto da diferença entre o nível de preamar registrado em um determinado momento e o nível da próxima (ou da anterior) baixamar.

Essa família de curvas de fechamento pode ser gerada através de formulações analíticas, como solução analítica de METHA & ÖSZÖY (1978), item 2.7, ou através de modelos numéricos, como apresentado por PINTO (1999).

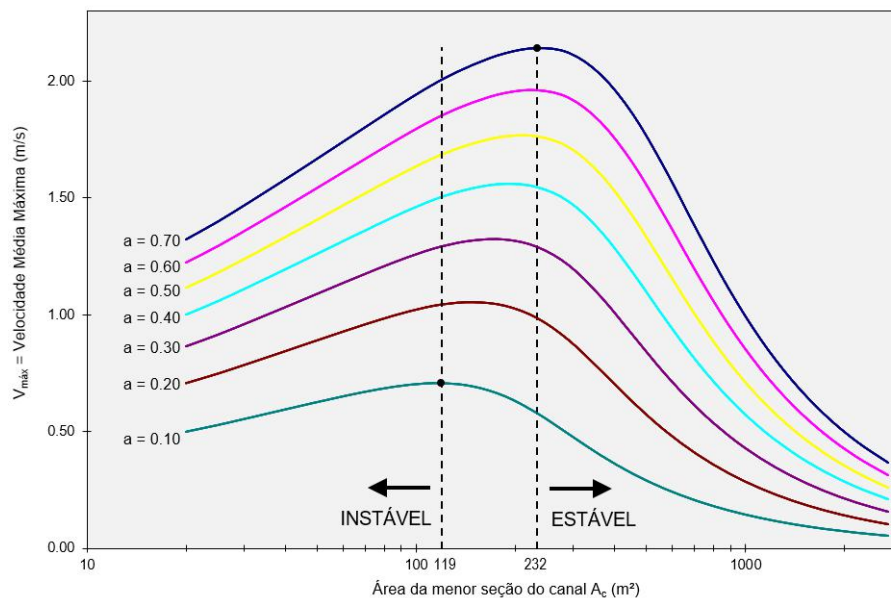


Figura 27. Gráfico de $V_{m\acute{a}x} \times A_c$ levando em consideração o critério de Escoffier para amplitudes de maré variando entre 0,10 m e 0,70 m. Exemplo para canal de 800m, área da bacia interna de $1,0E+07m^2$, amplitude da rugosidade do fundo de 0,030m e a maré com período de 44640s e amplitudes de 0,10 a 0,70m.

A Figura 27, exemplifica essa situação para um canal idealizado, com curvas $V_{m\acute{a}x} \times A_c$ para amplitudes de maré variando desde 0,10 a 0,70 m. O critério de Escoffier indica que o canal deste exemplo será estável para áreas maiores que 232 m², que é a área na qual a curva da maior amplitude maré apresenta maior velocidade média máxima. É o máximo da curva de fechamento de maior amplitude. O canal será instável para áreas menores que 119 m², que é a

área correspondente a maior velocidade média máxima da curva de fechamento de menor amplitude. Para áreas situadas na faixa entre 119 e 232 m², o canal pode ser estável ou instável, dependendo da fase da maré.

No 3º passo, através da metodologia desenvolvida por METHA & ÖSZÖY (1978) é possível obter o valor de $V_{máx}$ a partir dos valores de P e A_c , equação (2.25). Desta maneira, o próximo passo consiste em traçar curvas relacionando $V_{máx}$ e A_c em função das relações do tipo $P \times A_c$. Como há uma gama de relações, como as de O'BRIEN (1969), JARRET (1976) e DEAN (1976), que variam quanto ao nível de exigência, plota-se no gráfico a curva mais exigente e a menos exigente.

No 4º passo calcula-se o valor de máxima capacidade de resposta para cada curva de fechamento e, unindo estes pontos, obtém-se a curva de máxima capacidade de resposta.

A Figura 28 mostra o diagrama $V_{máx} \times A_c$ já com as curvas de exigência máxima e mínima para o critério $P \times A_c$ e com a curva de máxima capacidade de resposta, $C_{r máx}$.

O cruzamento das curvas $[(P \times A_c)]_{máx}$, $[(P \times A_c)]_{mín}$ e $C_{r máx}$ com as curvas de $V_{máx} \times A_c$ de cada amplitude de maré (a_o variando de 0,10 a 0,70 m), ou seja, com as curvas de fechamento, indica o ponto de área transversal ótima para cada diferente amplitude de maré em relação a um destes critérios.

Por exemplo, o cruzamento da curva $C_{r máx}$ com a curva $a_o = 0,70$ m indica que, para uma maré com esta amplitude, a área ótima, de acordo com critério de Skou, é de aproximadamente 511 m². Já de acordo com o critério de O'Brien ($P \times A_c$), a área ótima para uma maré de amplitude 0,70 m é de aproximadamente 666 m² para o critério mais exigente e 1216 m² para o critério menos exigente.

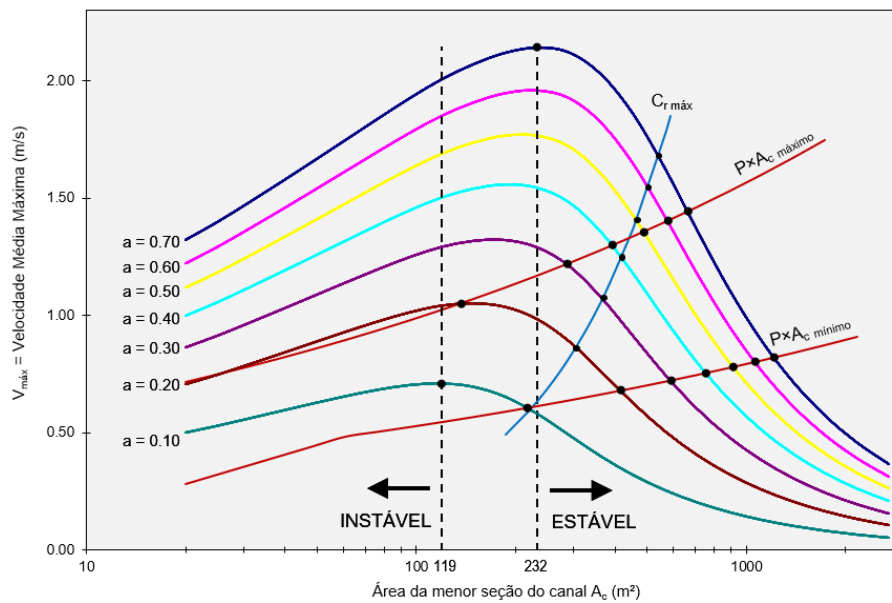


Figura 28. Diagrama $V_{máx} \times A_c$ completo para a análise de estabilidade de um canal de maré idealizado. Exemplo para canal de 800m, área da bacia interna de $1,0E+07m^2$, amplitude da rugosidade do fundo de 0,030m e a maré com período de 44640s e amplitudes de 0,10 a 0,70m.

Cada um destes pontos também indica os mínimos valores de $V_{máx}$ requeridos no canal para manter a estabilidade para esses valores de A_c . Portanto, para atingir o valor de $V_{máx}$ necessário para estabilidade é preciso que ocorram alturas de maré iguais ou maiores que a correspondente à curva de $V_{máx}$ onde ocorre o cruzamento considerado.

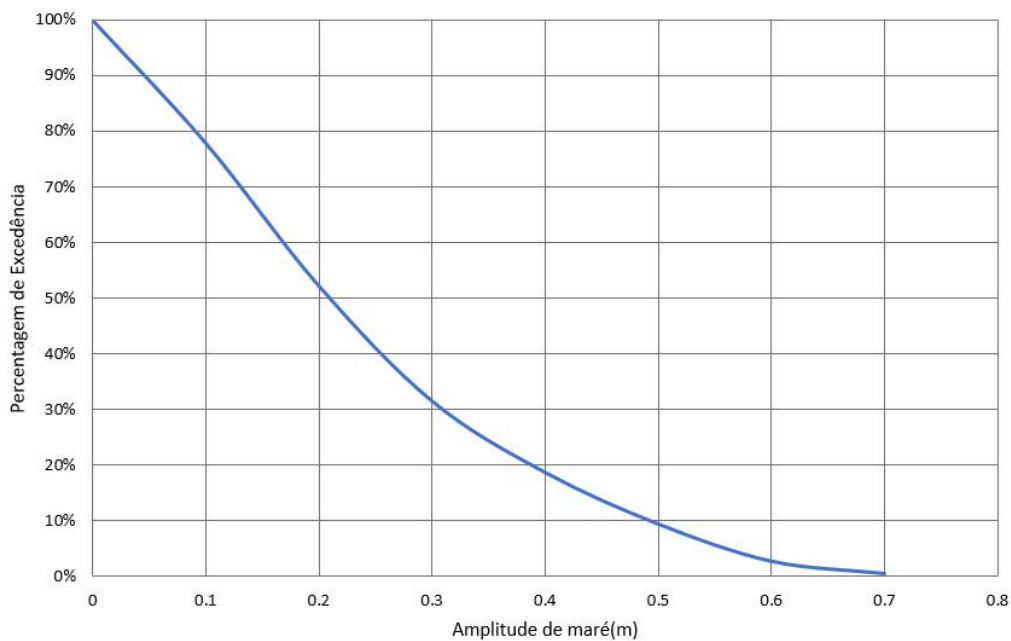


Figura 29. Exemplo de gráfico de frequência acumulada de ocorrência de amplitudes de maré.

A viabilidade de um dado canal ser estável depende, portanto, de ocorrerem com grande frequência marés que forcem escoamentos no canal, que produzam $V_{m\acute{a}x}$ maior ou igual ao mínimo necessário, condizente com o valor de A_c estabelecido.

Na Figura 29 é apresentado exemplo de percentagem de tempo durante a qual cada amplitude de maré é excedida. No passo 5, a partir do gráfico da Figura 30 é possível traçar o gráfico da Figura 31, que apresenta a frequência de ocorrência de amplitudes de maré que geram velocidades que satisfazem às condições de estabilidade estabelecidas pelos critérios de $[(P \times A_c)]_{máx}$, $[(P \times A_c)]_{mín}$ e $C_{rmáx}$.

Para construir a Figura 30 deve-se obter no gráfico da Figura 28 os valores de A_c dos pontos de cruzamento das curvas $[(P \times A_c)]_{máx}$, $[(P \times A_c)]_{mín}$ e $C_{rmáx}$ com as curvas das diferentes amplitudes de maré, que estão destacados com pontos pretos. Com o valor de A_c determinado para cada ponto de cruzamento, tira-se da Figura 29 a percentagem de ocorrência da amplitude de maré correspondente. Ao realizar o mesmo procedimento para todos os pontos de cruzamento, a Figura 30 toma forma e se configura como um importante instrumento para avaliar as condições de estabilidade do canal de maré.

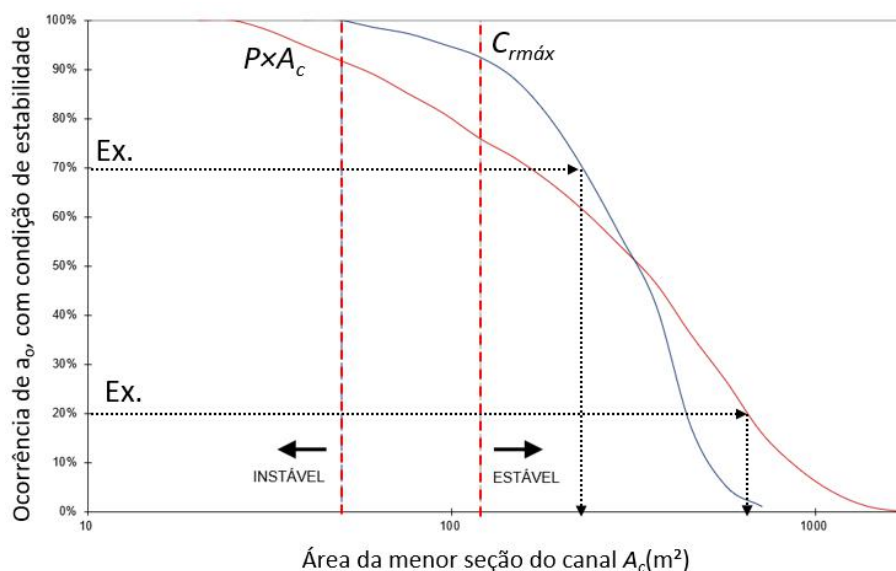


Figura 30. Gráfico de frequência de ocorrência de velocidades que satisfazem aos três critérios utilizados no exemplo.

No 6o passo faz-se a análise de viabilidade verificando se existe uma área que atenda aos critérios analisados com uma grande probabilidade de ocorrência. Para este caso exemplificado pode-se dizer que um valor de A_c de aproximadamente 250 m² garantiria, muito provavelmente, a estabilidade do canal, pois os critérios de $P \times A_c$ mais exigente e menos exigente seriam

satisfeitos em 32% e 72% do tempo respectivamente, e o critério de $C_{r\max}$ seria atendido em 72% do tempo.

Após levar a análise a este ponto já é possível concluir pela viabilidade ou não do projeto de um canal hidro-sedimentologicamente estável. A partir deste ponto, no 7º passo, deve ser utilizado o critério de Per Bruun, que envolve a razão entre prisma de maré e transporte litorâneo total defronte à embocadura (P/M_t) e avaliar a necessidade da construção de guia-correntes e da utilização de mecanismos de transpasse de areia. Para o caso de P/M_t pequeno, é extremamente recomendado a utilização de ambos. Projetos como este demandariam detalhados estudos da dinâmica de sedimentos do local e da dinâmica ambiental.

Uma vez que já se sabe o valor da área hidráulica de projeto, falta apenas definir a configuração geométrica do canal no último passo. Assumindo sua seção transversal como próxima de um retângulo, a largura e a profundidade do canal devem respeitar a relação mostrada na Figura 31. Esta relação foi obtida por METHA (1976), por meio de observações de campo e canais de laboratório para uma variedade de canais de maré estáveis com um ou dois guia-correntes. Para se obter relações para canais sem guia-correntes há de se recorrer a um gráfico semelhante apresentado em BRUUN (1978).

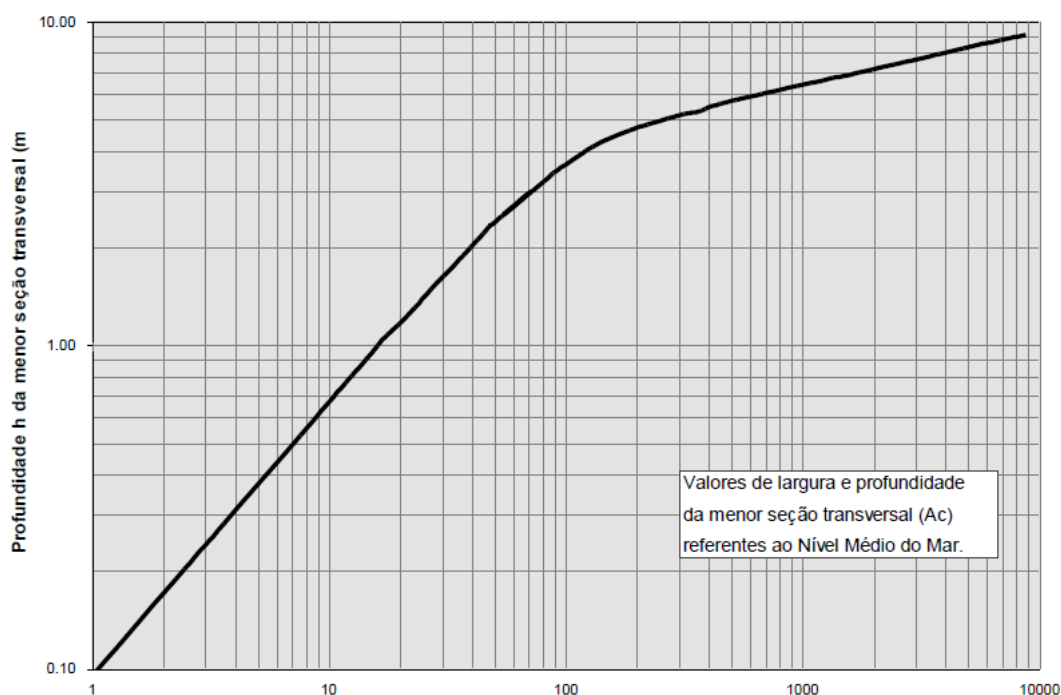


Figura 31. Relação entre largura e profundidade da menor seção transversal para canais de maré, obtida através da observação de canais de maré estáveis e de resultados de modelos de laboratório. (METHA, 1976).

Para o método apresentado neste item, e que vem sendo utilizado para avaliar as condições de estabilidade de um canal de maré e a sua viabilidade, a granulometria do sedimento do fundo do canal de maré não é considerada nas análises e a solução analítica utilizada assume diversas simplificações.

Será que os canais estáveis observados na natureza por O'Brien, Jarret e diversos outros autores revelam algo em comum sobre a persistência do excesso de tensão no fundo?

Esta pergunta coloca em cena a natureza do sedimento do fundo, aspecto inexistente nos critérios clássicos e leva a investigação da persistência do excesso de tensão no fundo.

3 INVESTIGAÇÃO DA PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO

Este capítulo descreve cada etapa do processo de investigação da persistência do excesso de tensão no fundo em canais de maré idealizados de seções críticas estáveis. Ressalta-se que foram investigados neste trabalho sistemas lagunares com um único canal de maré e sem a influência da vazão fluvial.

Define-se persistência do excesso de tensão no fundo como a razão entre o tempo em que a tensão de atrito no fundo, τ_o , é maior que a tensão de atrito mínima capaz de mobilizar o sedimento, τ_c , e o tempo total do ciclo de maré. Daqui em diante a persistência do excesso de tensão no fundo será chamada unicamente de persistência e será denotada por t^+/t , podendo ser expressa sob a forma de fração ou de percentual. O ciclo de maré é tempo de uma enchente e uma vazante consecutivas.

Nesta investigação foram utilizados dois modelos computacionais: o modelo analítico implementado em planilha Excel por ROSMAN (1992) envolvendo a solução analítica de (MEHTA & ÖZSOY, 1978) e a metodologia de avaliação das condições de estabilidade de um canal de maré desenvolvida por O'BRIEN & DEAN (1972); e o Modelo Hidrodinâmico Unidimensional do SisBaHiA®.

3.1 Esquema metodológico da investigação da persistência

Para facilitar o entendimento de como foi o processo de investigação da persistência do excesso de tensão no fundo foi criado um esquema metodológico, apresentado na Figura 32.

Este é um esquema que mostra a sequência de etapas que foram realizadas começando pela definição dos cenários que são simulados pelo modelo analítico. Como resultado da simulação de cada cenário através do modelo analítico obtém-se a determinação das seções críticas limites de estabilidade de acordo com a teoria de ESCOFFIER (1940) e a definição das áreas críticas dos canais de maré cujas malhas de discretização e modelos hidrodinâmicos serão desenvolvidos e simulados através de modelos hidrodinâmicos unidimensionais do SisBaHiA®.

Como o modelo analítico fornece somente a área da seção crítica é necessário estabelecer a geometria da seção. A geometria dos canais é estabelecida utilizando-se as relações empíricas apresentadas por BRUUN (1978). Através dos resultados das simulações do MH1D,

especificamente das séries temporais da tensão de atrito na seção crítica do canal, são determinadas as persistências.

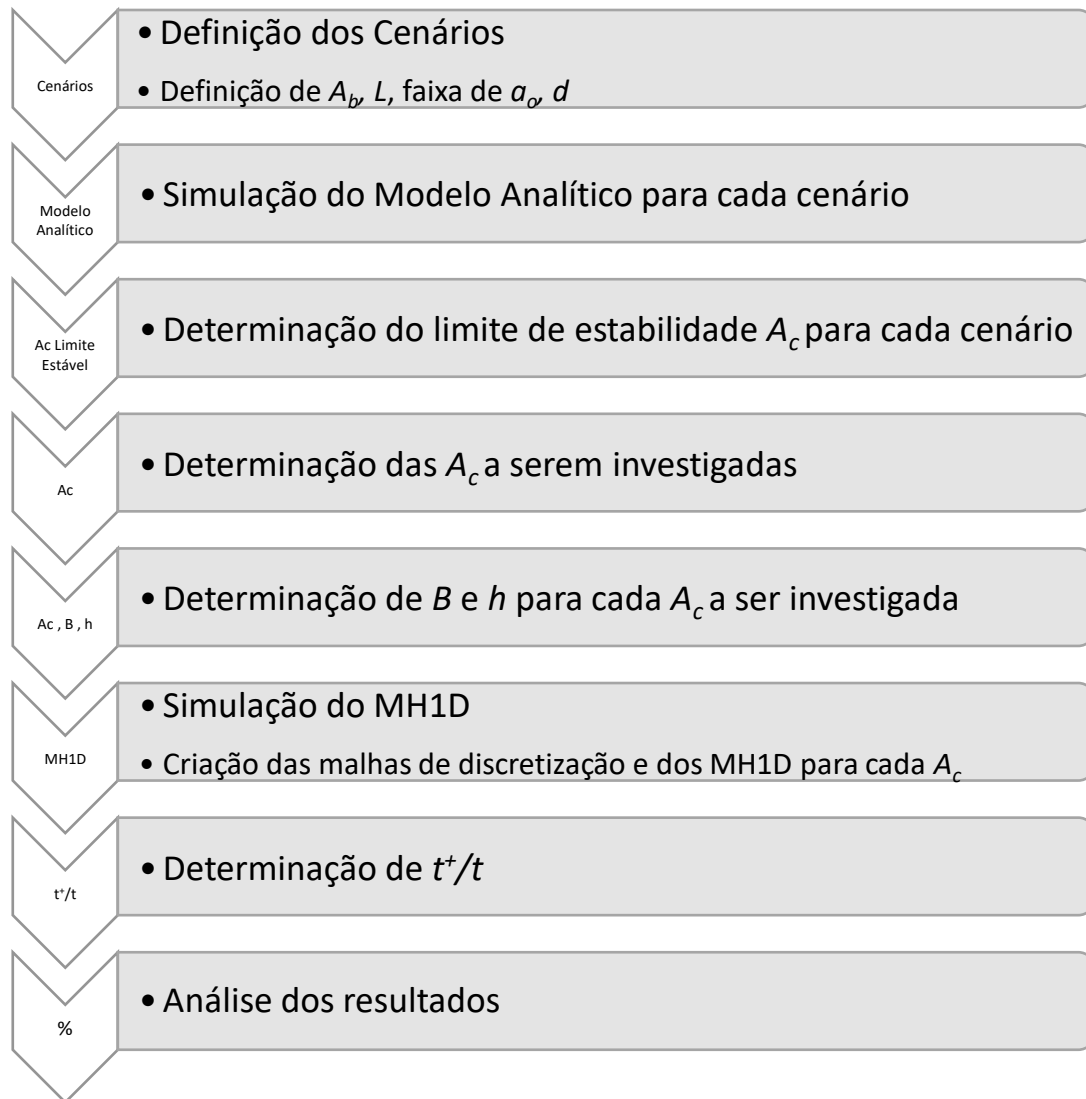


Figura 32. Esquema metodológico na investigação da persistência do excesso de tensão no fundo.

3.2 Cenários

Os cenários escolhidos para representar o sistema lagunar formado por mar, canal e bacia interna procuraram abranger diferentes geometrias de canais e lagoas e diferentes tipos de sedimento de fundo na faixa de areias finas e médias.

Os cenários foram esquematizados de forma a abranger canais com fundo de areias finas ($d=0,125$ e $0,187\text{mm}$), médias ($d= 0,250$, $0,375$ e $0,500\text{mm}$), de comprimentos de 400, 800 e 1200m, e áreas da lagoa de $20\text{E}+06$, $15\text{E}+06$, $10\text{E}+06$, $8\text{E}+06$, $6\text{E}+06$ e $4\text{E}+06\text{m}^2$.

As amplitudes de maré características consideradas nos modelos foram $a_o = 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60$ e $0,70$ m. Essas marés foram escolhidas por representarem as amplitudes características das regiões Sul e Sudeste do Brasil onde se encontram a maior quantidades de lagunas e canais de maré.

Segundo ABNT – NBR 6502/95 as areias médias estão classificadas com diâmetro dos grãos entre 0,2 a 0,6 mm, c.v. Tabela 7.

Tabela 7. Classificação da granulometria segundo ABNT – NBR 6502/95.

Classificação	d_{50} (mm)
Areia Grossa	$0,6 > d_{50} > 2$
Areia Média	$0,2 > d_{50} > 0,6$
Areia Fina	$0,06 > d_{50} > 0,2$
Silte	$0,002 > d_{50} > 0,06$
Argila	$d_{50} > 0,002$

Na Tabela 8 os cenários são enumerados de acordo com a granulometria representada pelo diâmetro mediano, d_{50} , em milímetros, o comprimento do canal, L , em metros, a área da lagoa, A_b , em metros quadrados e a amplitude da rugosidade de fundo, ε , em metros.

Conforme item 2.8.2, para canais com fundo de areia, há formação de rugas com ε entre 0,01 e 0,05 m, (ABBOTT & BASCO, 1989). A amplitude da rugosidade de fundo, ε , foi definida como 0,030m para todo o domínio em todos os cenários.

Estes cenários foram elaborados para simulação do modelo analítico.

Tabela 8. Cenários utilizados para avaliar a persistência do excesso de tensão no fundo.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	ϵ (m)
1	0,125	800	2.0E+07	0,03
2	0,187	800	2.0E+07	0,03
3	0,250	800	2.0E+07	0,03
4	0,375	800	2.0E+07	0,03
5	0,500	800	2.0E+07	0,03
6	0,125	800	1.5E+07	0,03
7	0,187	800	1.5E+07	0,03
8	0,250	800	1.5E+07	0,03
9	0,375	800	1.5E+07	0,03
10	0,500	800	1.5E+07	0,03
11	0,125	800	1.0E+07	0,03
12	0,187	800	1.0E+07	0,03
13	0,250	800	1.0E+07	0,03
14	0,375	800	1.0E+07	0,03
15	0,500	800	1.0E+07	0,03
16	0,125	800	8.0E+06	0,03
17	0,187	800	8.0E+06	0,03
18	0,250	800	8.0E+06	0,03
19	0,375	800	8.0E+06	0,03
20	0,500	800	8.0E+06	0,03
21	0,125	800	6.0E+06	0,03
22	0,187	800	6.0E+06	0,03
23	0,250	800	6.0E+06	0,03
24	0,375	800	6.0E+06	0,03
25	0,500	800	6.0E+06	0,03
26	0,125	800	4.0E+06	0,03
27	0,187	800	4.0E+06	0,03
28	0,250	800	4.0E+06	0,03
29	0,375	800	4.0E+06	0,03
30	0,500	800	4.0E+06	0,03
31	0,125	1200	1.0E+07	0,03
32	0,187	1200	1.0E+07	0,03
33	0,250	1200	1.0E+07	0,03
34	0,375	1200	1.0E+07	0,03
35	0,500	1200	1.0E+07	0,03
36	0,125	400	1.0E+07	0,03
37	0,187	400	1.0E+07	0,03
38	0,250	400	1.0E+07	0,03
39	0,375	400	1.0E+07	0,03
40	0,500	400	1.0E+07	0,03

3.3 Modelo Analítico

O modelo analítico utilizado foi implementado em planilha Excel por ROSMAN (1992), envolvendo a solução analítica de (MEHTA & ÖZSOY, 1978) e a metodologia de avaliação das condições de estabilidade de um canal de maré desenvolvida por O'BRIEN & DEAN (1972). O modelo está fundamentado nas equações da conservação da quantidade de movimento e equação da continuidade promediadas na seção transversal, apresentada no item 2.7. A metodologia foi mostrada no item 2.10.2.

São dados de entrada o comprimento do canal, a área da bacia, a rugosidade equivalente dos sedimentos de fundo, as amplitudes de maré características, o período da maré e os coeficientes

de perda de carga na entrada e na saída do canal. O modelo é executado através de macro no botão Calcula (Prismas), c.v. Figura 33.

O modelo analítico fornece os prismas de maré e velocidades máximas para uma faixa de valores de áreas críticas de canal, para cada uma das amplitudes de maré que se pretende analisar.

A partir dos valores de velocidades máximas e áreas críticas de canal calculadas constrói-se o Diagrama de Escoffier, gráfico ($V_{m\acute{a}x}$ no canal em função de A_c e a_o). As chamadas curvas de fechamento correspondem à resposta hidrodinâmica do canal para cada amplitude de maré.

Segundo o critério de Escoffier são definidas as regiões de estabilidade e instabilidade dos canais a partir dos picos das curvas de fechamento.

A partir dos valores de P e A_c , segundo a equação (2.25), os valores de $V_{m\acute{a}x}$ são obtidos e são traçadas as curvas em função das relações do tipo ($P \times A_c$). Como o modelo fornece uma gama de relações que variam quanto ao nível de exigência, escolheu-se plotar no gráfico a curva mais exigente e a menos exigente e valor mais frequente obtido por JARRET (1976), que se refere a equação (2.41).

O que se pretende ao desenvolver os modelos analíticos para cada cenário é estabelecer valores característicos de A_c para serem simulados no modelo MH1D já que o modelo analítico não fornece os a variação temporal da tensão de atrito na seção crítica. Estes valores característicos que se procuram são valores na interseção das curvas $[(P \times A_c)]_{m\acute{a}x}$, $[(P \times A_c)]_{Jarret}$, $[(P \times A_c)]_{m\acute{i}n}$ e $C_{rm\acute{a}x}$ com as curvas de ($V_{m\acute{a}x} \times A_c$) de cada amplitude de maré (a_o variando de 0,10 a 0,70 m), ou seja, com as curvas de fechamento.

HIDRÁULICA DE CANAIS DE MARÉ (Metha & Ószöy - 1978)

Dados de Entrada		Calcula (Prismas)	
$a_o =$	0.10 m	$a_b =$	0.101 m
$T =$	44640.00 seg	Prisma =	2.03E+06 m ³
$A_c =$	1270.53 m ²	$V_{m\acute{a}x} =$	0.11 m/s
$A_b =$	1.00E+07 m ²	Máxima amplitude da maré na embocadura (metade da altura de maré)	
$L =$	800.00 m	$f =$	0.027
$K_e =$	0.20	alfa =	0.11
$K_s =$	1.00	beta =	1.09
$\epsilon =$	0.030 m	mu =	0.0
$a_{oMAX} =$	0.70 m	K =	8.51 (coeficiente de replecao)
$h =$	5.52 m	ab/ao =	1.01
B =	230.11 m	Área da Menor Seção do Canal [Ac] (m ²)	
Ph =	241.15 m	O'Brien =	132.9 m ²
Rh =	5.27 m	Jarret (1976) =	153.9 m ²
B/h =	41.7	(-5%) =	68.1 m ²
hc =	2.31 m	(+5%) =	394.9 m ²

Figura 33. Tela explicativa do Modelo Analítico em planilha Excel, mostrando os dados de entrada e o botão calcula que executa a macro. O exemplo refere-se aos cenários 11 a 15.

3.3.1 Dados de entrada do Modelo Analítico

Como modelo analítico não considera o diâmetro dos grãos característicos do domínio de modelagem, os cenários foram agrupados de acordo com as áreas da bacia interna A_b . Foram então realizada oito simulações de acordo com os cenários da Tabela 8: cenário 1 a 5, cenário 6 a 10, cenário 11 a 15, cenário 16 a 20, cenário 21 a 25, cenário 26 a 30, cenário 31 a 35 e cenário 36 a 40,

A Tabela 9 resume os dados de entrada para cada grupo de cenários para simulação do modelo analítico. Nesta tabela a simbologia é a mesma apresentada em 2.7, onde:

- $T \rightarrow$ período da maré em (s)
- $A_b \rightarrow$ área da bacia interna em (m^2)
- L ou $L_c \rightarrow$ comprimento do canal em (m)
- K_e e $K_s \rightarrow$ coeficientes de perda de carga localizada na entrada e saída do canal
- $\varepsilon \rightarrow$ altura da rugosidade do fundo em (m)
- $a_o \rightarrow$ amplitude da maré no contorno aberto, ou seja, no mar em (m)

A faixa de valores de áreas críticas, A_c , utilizada nas simulações também foram apresentadas na tabela. Essa faixa é a diferença entre a A_c inicial e final de cada cenário. Somente a A_c inicial é dado de entrada, pois a A_c final é calculada através do fator A_c , que fornece o incremento das áreas críticas.

As amplitudes de maré características consideradas nos modelos foram $a_o = 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60$ e $0,70m$.

Outras aplicações do modelo analítico podem ser encontradas em (PINTO, 1999) e (SILVA, 2013 e 2015).

Tabela 9. Dados de entrada de cada cenário para simulação do modelo analítico.

	Cenário 1 a 5	Cenário 6 a 10	Cenário 11 a 15	Cenário 16 a 20	Cenário 21 a 25	Cenário 26 a 30	Cenário 31 a 35	Cenário 35 a 40	Unid.
$a_o =$	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	m
$T =$	44640	44640	44640	44640	44640	44640	44640	44640	s
$A_c =$	2299.058911	1815.046508	1270.532556	1089.027905	847.0217039	605.0155028	1428.883155	1428.883155	m^2
$A_b =$	2.00E+07	1.50E+07	1.00E+07	8.00E+06	6.00E+06	4.00E+06	1.00E+07	1.00E+07	m^2
$L =$	800	800	800	800	800	800	400	1200	m
$K_e =$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
$K_s =$	1	1	1	1	1	1	1	1	
$\varepsilon =$	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	m
$a_{o\ max} =$	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	m
Fator A_c	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	
A_c Inicial	190	150	105	90	70	50	80	80	m^2
A_c Final	2299	1815	1270	1089	847	605	1429	1429	m^2

3.3.2 Resultados do Modelo Analítico

Os resultados dos modelos analíticos são fornecidos através de gráficos de $(V_{m\acute{a}x} \times A_c)$ e tabelas.

As áreas destacadas nos gráficos mostram as regiões estáveis segundo o critério de Escoffier (1940). Os pontos pretos marcam os limites de estabilidade e as interseções entre as curvas $[(P \times A_c)]_{m\acute{a}x}$, $[(P \times A_c)]_{Jarret}$, $[(P \times A_c)]_{m\acute{i}n}$ e $C_{r\acute{m}a}x$ com as curvas de fechamento. Os limites de estabilidade são as áreas críticas relativas aos picos das curvas de fechamento.

As tabelas listam as áreas críticas relacionadas com as interseções e os limites da curva de fechamento. Ou seja, listam as áreas críticas dos pontos pretos, que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para cada respectiva amplitude de maré a_0 .

A Figura 34 ilustra um exemplo de obtenção da área crítica em função da interseção da curva $[(P \times A_c)]_{Jarret}$ com a curva de fechamento de amplitude 0,30m para o grupo de cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$.

A Figura 34 apresenta as velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_0 para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MH1D para a respectiva amplitude de maré a_0 . Os gráficos de todos cenários se encontram no Anexo: “Resultados dos Modelos Analíticos da Investigação da Persistência do Excesso de Tensão no Fundo”.

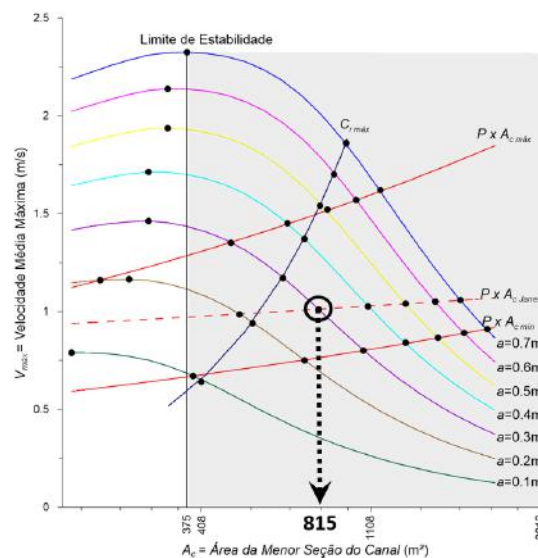


Figura 34. Exemplo de obtenção da área crítica em função da interseção da curva $[(P \times A_c)]_{Jarret}$ com a curva de fechamento de amplitude 0,30m. Cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$

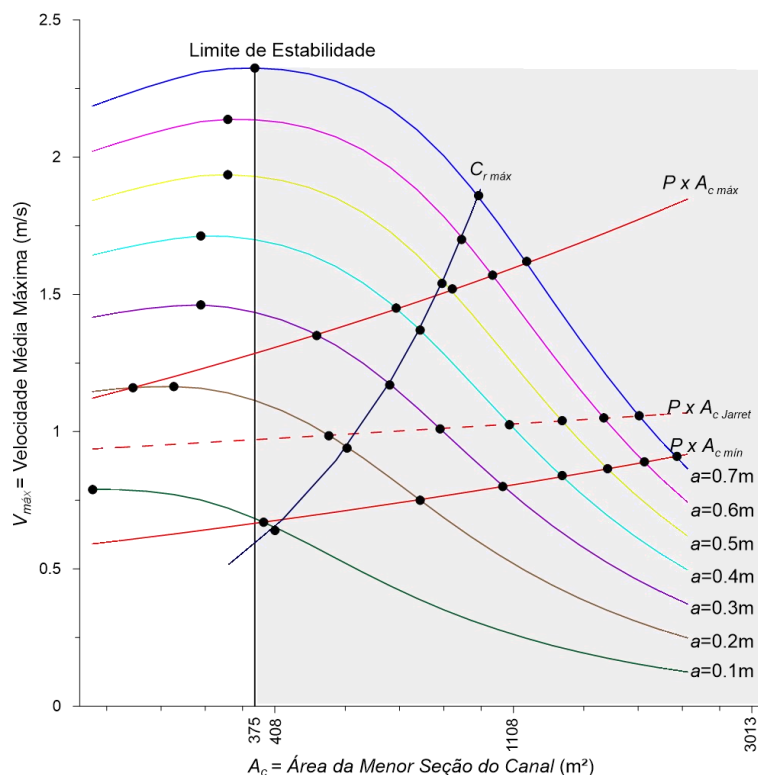


Figura 35. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_o para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_o .

A Tabela 10 apresenta as áreas críticas em m^2 , resultantes das interseções entre as curvas para os cenários 1 a 5: $A_b=2.0E+07m^2$, $L=800m$ e que correspondem aos pontos pretos da figura anterior. As tabelas de todos cenários também se encontram no Anexo: “Resultados dos Modelos Analíticos da Investigação da Persistência do Excesso de Tensão no Fundo”.

Tabela 10. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_o (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	375	335	335	299	299	267	190
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	1172	1016	858	678	486	225	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	1878	1619	1360	1090	815	512	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	2200	1920	1645	1360	1060	750	389
Curva $C_{r\ máx}$	958	892	822	750	660	552	408

Na Tabela 11 são apresentadas as áreas da menor seção do canal, A_c , nos limites de estabilidade para cada cenário. Nota-se que A_c limite aumenta proporcionalmente com o aumento da área do espelho d’água da lagoa, A_b . Comparando-se os grupos de cenários (11 a 15) em que $A_b=1,0E+07m^2$ e $L=800m$ com (31 a 35) e (36 a 40) em que $L=400m$ e $1200m$ respectivamente,

percebe-se também que com o aumento do comprimento do canal, a resistência ao escoamento e A_c limite aumentam.

Tabela 11. Áreas da menor seção do canal, A_c , nos limites de estabilidade calculado pelo Modelo Analítico para cada cenário.

Cenário	L (m)	A_b (m ²)	A_c LIMITE (m ²)
1 a 5	800	2,0E+07	375
6 a 10	800	1,5E+07	296
11 a 15	800	1,0E+07	232
16 a 20	800	8,0E+06	199
21 a 25	800	6,0E+06	155
26 a 30	800	4,0E+06	111
31 a 35	400	1,0E+07	176
36 a 40	1200	1,0E+07	297

As velocidades médias máximas na região definida entre as curvas de $P \times A_{c\ máx}$ e $P \times A_{c\ mín}$ são apresentadas na Tabela 12. As velocidades nesta região variam de 0,60 a 1,62 m/s e são maiores para as lagoas de maior superfície. As velocidades praticamente não variam com o aumento do comprimento do canal, como mostra a comparação entre os grupos de cenários (11 a 15) com (31 a 35) e (36 a 40). As velocidades médias máximas nas curvas de $P \times A_{c\ Jarret}$ são próximas de 1 m/s, c.v. Tabela 20,

Tabela 12. Faixa de Velocidades Médias Máximas na região definida entre as curvas de $(P \times A_{c\ máx})$ e $(P \times A_{c\ mín})$.

Cenário	L (m)	A_b (m ²)	$V_{máx}$ (m/s) entre $P \times A_{c\ máx}$ e $P \times A_{c\ mín}$
1 a 5	800	2,0E+07	0,67 < V < 1,62
6 a 10	800	1,5E+07	0,65 < V < 1,54
11 a 15	800	1,0E+07	0,61 < V < 1,44
16 a 20	800	8,0E+06	0,59 < V < 1,39
21 a 25	800	6,0E+06	0,56 < V < 1,33
26 a 30	800	4,0E+06	0,53 < V < 1,24
31 a 35	400	1,0E+07	0,61 < V < 1,44
36 a 40	1200	1,0E+07	0,60 < V < 1,44

Tabela 13. Faixa de Velocidades Médias Máximas nas curvas de $P \times A_c$ Jarret.

Cenário	L (m)	A_b (m ²)	$V_{m\acute{a}x}$ (m/s) entre $P \times A_c$ máx e mín
1 a 5	800	2,0E+07	0,99 < V < 1,06
6 a 10	800	1,5E+07	0,97 < V < 1,05
11 a 15	800	1,0E+07	0,95 < V < 1,02
16 a 20	800	8,0E+06	0,94 < V < 1,01
21 a 25	800	6,0E+06	0,92 < V < 1,00
26 a 30	800	4,0E+06	0,90 < V < 0,98
31 a 35	400	1,0E+07	0,96 < V < 1,02
36 a 40	1200	1,0E+07	0,94 < V < 1,02

3.4 Determinação das geometrias dos canais

A geometria dos canais foi determinada a partir das áreas críticas resultantes do modelo analítico. Para definição das larguras e profundidades dos canais utilizaram-se as relações empíricas apresentadas por BRUUN (1978), *c.v.* Tabela 14.

As equações de BRUUN (1978), que resultaram da pesquisa de diversos autores como (MEHTA, 1978), foram ajustadas por uma curva logarítmica cuja expressão está apresentada na Figura 36 e que apresentou um coeficiente de correlação de $R^2 = 0,9956$.

Tabela 14. Relações $A_c \times B \times h$, empíricas apresentadas em BRUUN (1978).

Área Crítica A_c (m ²)	Largura da base B (m)	Profundidade h (m)
$A_c < 22$	$B = \left(\frac{A_c}{e^{-2,35902}} \right)^{0,54143}$	$h = \frac{A_c}{B}$
$22 \leq A_c < 115$	$B = \left(\frac{A_c}{e^{-2,19936}} \right)^{0,55981}$	$h = \frac{A_c}{B}$
$115 \leq A_c < 306$	$B = \left(\frac{A_c}{e^{-1,52595}} \right)^{0,62016}$	$h = \frac{A_c}{B}$
$306 \leq A_c < 2120$	$B = \left(\frac{A_c}{e^{-0,15627}} \right)^{0,76451}$	$h = \frac{A_c}{B}$
$A_c \geq 2120$	$B = \left(\frac{A_c}{e^{0,71108}} \right)^{0,85839}$	$h = \frac{A_c}{B}$

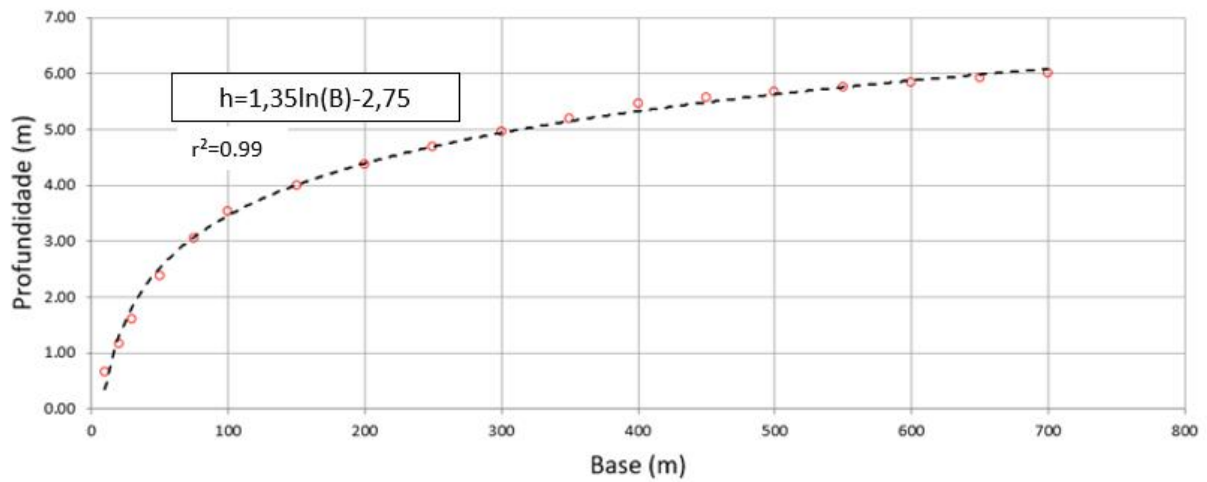


Figura 36. Ajuste logarítmico das relações empíricas de BRUUN (1978.).

As tabelas a seguir apresentam toda a geometria dos canais que serão modelados. As bases são calculadas a partir das áreas críticas e relações da Tabela 21 e as profundidades são calculadas a partir da expressão de ajuste da curva da Figura 36.

As áreas críticas coincidentes ou muito próximas de outra não serão simuladas já que é fácil observar que as persistências do excesso de tensão no fundo serão praticamente coincidentes.

Tabela 15. Geometria dos canais que serão simulados pelo MHID para os cenários 1 a 5: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	190	66.71	4.33
	0,2	267	82.37	4.79
	0,3	299	88.36	4.94
	0,4	299	88.36	4.94
	0,5	335	95.97	5.09
	0,6	335	95.97	5.09
	0,7	375	104.66	5.24
P x A _c máximo	0,1			
	0,2	225	74.08	4.56
	0,3	486	127.60	5.59
	0,4	678	164.58	6.04
	0,5	858	197.05	6.36
	0,6	1016	224.23	6.59
	0,7	1172	250.10	6.78
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	512	132.69	5.66
	0,3	815	189.45	6.29
	0,4	1090	236.61	6.68
	0,5	1360	280.23	6.98
	0,6	1619	320.17	7.22
	0,7	1878	358.64	7.42
P x A _c mínimo	0,1	389	107.63	5.29
	0,2	750	177.79	6.18
	0,3	1060	231.61	6.64
	0,4	1360	280.23	6.98
	0,5	1645	324.10	7.24
	0,6	1920	364.76	7.45
	0,7	2200	401.81	7.63
Cf máximo	0,1	408	111.62	5.36
	0,2	552	140.65	5.77
	0,3	660	161.23	6.01
	0,4	750	177.79	6.18
	0,5	822	190.69	6.30
	0,6	892	202.99	6.41
	0,7	958	214.37	6.51

Tabela 16. Geometria dos canais que serão simulados pelo MHID para os cenários 6 a 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	150	57.61	4.01
	0,2	211	71.13	4.47
	0,3	236	76.31	4.62
	0,4	264	81.87	4.77
	0,5	296	87.83	4.93
	0,6	296	87.83	4.93
	0,7	296	87.83	4.93
P x A _c máximo	0,1			
	0,2			
	0,3	392	108.26	5.30
	0,4	543	138.89	5.74
	0,5	678	164.58	6.04
	0,6	805	187.67	6.27
	0,7	927	209.05	6.46
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	385	106.78	5.28
	0,3	616	152.95	5.91
	0,4	830	192.11	6.31
	0,5	1034	227.26	6.61
	0,6	1230	259.51	6.85
	0,7	1430	291.19	7.05
P x A _c mínimo	0,1	307	89.81	4.97
	0,2	586	147.22	5.85
	0,3	834	192.82	6.32
	0,4	1065	232.45	6.65
	0,5	1290	269.13	6.91
	0,6	1503	302.48	7.12
	0,7	1715	334.59	7.29
C _f máximo	0,1	327	94.25	5.06
	0,2	433	116.82	5.44
	0,3	513	132.88	5.66
	0,4	578	145.68	5.83
	0,5	634	156.35	5.95
	0,6	684	165.70	6.05
	0,7	730	174.15	6.14

Tabela 17. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 11 a 15: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	118	49.54	3.68
	0,2	148	57.02	3.99
	0,3	165	61.17	4.14
	0,4	185	65.62	4.29
	0,5	207	70.40	4.44
	0,6	232	75.53	4.60
	0,7	232	75.53	4.60
P x A _c máximo	0,1			
	0,2	137	54.46	3.89
	0,3	287	86.15	4.88
	0,4	394	108.58	5.31
	0,5	490	128.30	5.60
	0,6	579	145.87	5.83
	0,7	666	162.35	6.02
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	255	80.06	4.72
	0,3	418	113.71	5.39
	0,4	562	142.59	5.79
	0,5	702	169.02	6.09
	0,6	838	193.52	6.33
	0,7	972	216.76	6.53
P x A _c mínimo	0,1	217	72.44	4.51
	0,2	416	113.29	5.38
	0,3	592	148.37	5.86
	0,4	755	178.69	6.19
	0,5	912	206.46	6.44
	0,6	1067	232.78	6.65
	0,7	1216	257.25	6.83
Cf máximo	0,1	237	76.51	4.63
	0,2	312	90.82	4.99
	0,3	366	102.73	5.21
	0,4	410	112.04	5.36
	0,5	447	119.69	5.48
	0,6	480	126.39	5.58
	0,7	511	132.59	5.66

Tabela 18. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 16 a 20: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L=800m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	101	45.32	3.47
	0,2	126	51.82	3.78
	0,3	142	55.59	3.93
	0,4	159	59.64	4.08
	0,5	178	63.98	4.24
	0,6	178	63.98	4.24
	0,7	199	68.64	4.39
P x A _c máximo	0,1			
	0,2	116	49.12	3.66
	0,3	240	77.11	4.64
	0,4	330	94.91	5.07
	0,5	408	111.62	5.36
	0,6	483	127.00	5.58
	0,7	554	141.03	5.77
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	200	68.86	4.40
	0,3	337	96.45	5.10
	0,4	454	121.12	5.50
	0,5	566	143.27	5.80
	0,6	677	164.40	6.04
	0,7	785	184.09	6.24
P x A _c mínimo	0,1	179	64.29	4.25
	0,2	344	97.97	5.13
	0,3	488	128.00	5.60
	0,4	625	154.65	5.93
	0,5	755	178.60	6.19
	0,6	883	201.33	6.40
	0,7	1006	222.54	6.57
Cf máximo	0,1	195	67.79	4.36
	0,2	258	80.64	4.74
	0,3	304	89.28	4.96
	0,4	340	97.10	5.11
	0,5	372	104.01	5.23
	0,6	401	110.16	5.33
	0,7	427	115.58	5.42

Tabela 19. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 21 a 25: $A_b = 6,0E+06m^2$, $L=800m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	78	39.37	3.13
	0,2	98	44.70	3.44
	0,3	110	47.62	3.59
	0,4	123	51.03	3.74
	0,5	138	54.75	3.90
	0,6	155	58.74	4.05
	0,7	155	58.74	4.05
P x A _c máximo	0,1			
	0,2	88	42.00	3.29
	0,3	190	66.71	4.33
	0,4	260	81.03	4.75
	0,5	323	93.37	5.04
	0,6	381	105.93	5.27
	0,7	437	117.64	5.45
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	144	56.17	3.95
	0,3	255	80.06	4.72
	0,4	345	98.19	5.13
	0,5	431	116.30	5.43
	0,6	515	133.28	5.67
	0,7	597	149.33	5.87
P x A _c mínimo	0,1	140	55.20	3.92
	0,2	270	82.95	4.80
	0,3	383	106.36	5.27
	0,4	490	128.30	5.60
	0,5	592	148.28	5.86
	0,6	690	166.81	6.07
	0,7	789	184.81	6.25
Cf máximo	0,1	160	59.96	4.10
	0,2	202	69.29	4.41
	0,3	240	77.11	4.64
	0,4	270	82.95	4.80
	0,5	295	87.63	4.92
	0,6	319	92.48	5.03
	0,7	341	97.32	5.12

Tabela 20. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 26 a 30: $A_b = 4,0E+06m^2$, $L=800m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	56	32.61	2.68
	0,2	79	39.45	3.14
	0,3	88	42.03	3.29
	0,4	99	44.78	3.44
	0,5	111	47.72	3.60
	0,6	111	47.72	3.60
	0,7	111	47.72	3.60
P x A _c máximo	0,1			
	0,2	56	32.61	2.68
	0,3	136	54.22	3.88
	0,4	186	65.86	4.30
	0,5	231	75.30	4.59
	0,6	273	83.52	4.82
	0,7	313	91.15	5.00
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	80	39.82	3.16
	0,3	171	62.49	4.19
	0,4	233	75.71	4.60
	0,5	293	87.17	4.91
	0,6	350	99.17	5.15
	0,7	406	111.21	5.35
P x A _c mínimo	0,1	99	44.74	3.44
	0,2	191	66.93	4.33
	0,3	271	83.14	4.81
	0,4	347	98.63	5.14
	0,5	419	113.81	5.39
	0,6	489	128.10	5.60
	0,7	558	141.72	5.78
Cf máximo	0,1	109	47.22	3.57
	0,2	144	56.24	3.96
	0,3	171	62.49	4.19
	0,4	193	67.29	4.35
	0,5	212	71.29	4.47
	0,6	228	74.69	4.57
	0,7	243	77.70	4.66

Tabela 21. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 31 a 35: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=400m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	91	42.85	3.34
	0,2	119	49.78	3.69
	0,3	135	54.00	3.87
	0,4	154	58.57	4.04
	0,5	154	58.57	4.04
	0,6	176	63.53	4.22
	0,7	176	63.53	4.22
P x A _c máximo	0,1			
	0,2	202	69.29	4.41
	0,3	313	91.15	5.00
	0,4	410	112.04	5.36
	0,5	501	130.60	5.63
	0,6	588	147.61	5.85
	0,7	672	163.47	6.03
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	276	84.09	4.83
	0,3	425	115.16	5.41
	0,4	564	142.98	5.79
	0,5	701	168.84	6.09
	0,6	835	192.99	6.32
	0,7	968	216.08	6.52
P x A _c mínimo	0,1	225	74.08	4.56
	0,2	415	113.09	5.38
	0,3	588	147.61	5.85
	0,4	752	178.15	6.18
	0,5	908	205.76	6.44
	0,6	1060	231.61	6.64
	0,7	1208	255.95	6.82
Cf máximo	0,1	197	68.22	4.38
	0,2	259	80.84	4.74
	0,3	305	89.46	4.97
	0,4	342	97.54	5.12
	0,5	373	104.23	5.24
	0,6	401	110.16	5.33
	0,7	427	115.58	5.42

Tabela 22. Geometria dos canais que serão simulados pelo MH1D para os cenários 35 a 40: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=1200m$.

	Amplitude	Ac(m ²)	B(m)	Prof.(m)
Máx Curvas Fech.	0,1	135	54.00	3.87
	0,2	176	63.53	4.22
	0,3	200	68.90	4.40
	0,4	228	74.74	4.57
	0,5	260	81.06	4.75
	0,6	260	81.06	4.75
	0,7	297	87.92	4.93
P x A _c máximo	0,1			
	0,2			
	0,3	239	76.91	4.64
	0,4	367	102.94	5.21
	0,5	501	130.60	5.63
	0,6	566	143.36	5.80
	0,7	655	160.30	6.00
P x A _c Jarret	0,1			
	0,2	189	66.49	4.32
	0,3	402	110.37	5.34
	0,4	557	141.62	5.78
	0,5	701	168.84	6.09
	0,6	835	192.99	6.32
	0,7	974	217.10	6.53
P x A _c mínimo	0,1	201	69.08	4.40
	0,2	415	113.09	5.38
	0,3	588	147.61	5.85
	0,4	752	178.15	6.18
	0,5	908	205.76	6.44
	0,6	1071	233.45	6.66
	0,7	1218	257.57	6.83
Cf máximo	0,1	252	79.48	4.71
	0,2	338	96.66	5.10
	0,3	402	110.37	5.34
	0,4	455	121.33	5.50
	0,5	500	130.40	5.63
	0,6	541	138.50	5.74
	0,7	577	145.49	5.82

3.5 Modelo Hidrodinâmico 1D

As simulações computacionais foram realizadas no Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental (SisBaHiA[®]). Foi utilizado o modelo hidrodinâmico unidimensional, módulo MH1D, que resolve as equações de Saint-Venant.

O primeiro passo para análises de hidrodinâmica foi a modelagem digital do terreno. Essa etapa, no contexto de modelagem, inclui a definição do domínio de interesse, discretização desse domínio e caracterização do terreno com dados de batimetria e rugosidade de fundo. Essas são informações que compõe a malha de discretização. Depois desenvolveram-se os modelos hidrodinâmicos para cada cenário de modelagem incluindo a maré e a definição das estações para gravação dos resultados.

Foi desenvolvida uma malha de discretização e um modelo hidrodinâmico para cada uma das áreas críticas definidas no item anterior.

As malhas de discretização desenvolvidas se basearam nas geometrias dadas pelos cenários de modelagem e pelas tabelas de área, base e profundidade do item anterior.

Para todas as malhas construídas as seções marítimas começam na seção S001 com 2000m de largura e 25m de profundidade. As seções têm a profundidade diminuída num talude de 1:20 em um comprimento de 430 m chegando 3.5m, na seção S012. A partir de 430m, S012, a profundidade diminui linearmente até a profundidade característica do canal que começa na seção S024 distante 510m da S001.

A largura das seções marítimas diminui linearmente de 2000m na S001 até 696m na S008, distante 350m. A partir daí até a seção S024, onde começa o canal, as larguras diminuem linearmente até as larguras características do modelo.

Para as malhas relativas aos cenários 1 a 30, o canal se localiza entre as seções S024, a 510m da seção S001, e a S067, a 1310m, tendo, portanto, 800m de extensão. Para as malhas dos cenários 31 a 35 o canal tem 400m de comprimento, e se localiza entre as seções S024, a 510m da seção S001, e a S067, a 910m. Para as malhas dos cenários 36 a 40 o canal tem 1200m de comprimento, e se localiza entre as seções S024, a 510m da seção S001, e a S067, a 1710m. O canal apresenta a largura e batimetria constantes características de cada modelo de acordo com os valores listados da Tabela 22 a Tabela 29.

Ao sair do canal e entrar na bacia a profundidade aumenta linearmente da seção S067 até a S074, distante 1405m da S001, chegando a 5m e mantendo-se constante até a seção final. A largura da bacia também aumenta linearmente da seção S067 até a seção S080, distante 1680m da S001. As larguras e comprimentos das bacias são distintos e de acordo com cada área de bacia, conforme a Tabela 30,

Procurou-se manter uma relação igual a1 entre o comprimento e largura do canal, mantendo-os com a forma mais próxima de um quadrado.

Tabela 23. Relação entre as áreas, comprimento e larguras das bacias.

Área da bacia A_b (m ²)	Comprimento L (m)	Largura B (m)
2,0E+07	4570	4550
1,5E+07	4020	3900
1,0E+07	3920	3200
8,0E+06	2920	2922
6,0E+06	2620	2460
4,0E+06	2120	2065

Como exemplo, a Figura 37 mostra a malha 1D do modelo com área de bacia 1,0E+07m² e canal de 800m de comprimento, área da seção transversal crítica, A_c , de 1067 m², base de 232,78m e 6,65m de batimetria. Nesta figura a seção mar é a seção a prno extremo sul e a seção de montante, representando a última seção da bacia interna é a seção do extremo norte.

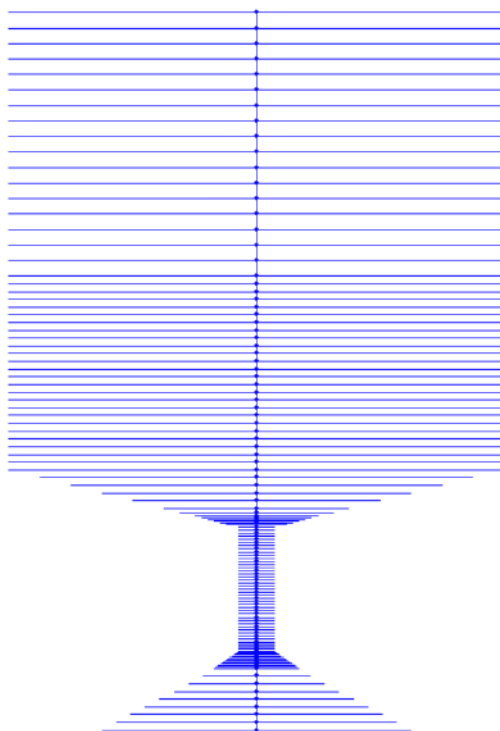


Figura 37. Tela do MH1D do SisBaHiA[®] que visualiza a malha do modelo com área de bacia 1,0E+07m² e canal com 800m de comprimento, A_c de 1067 m², base de 233m e 6,65m de batimetria.

A Figura 38 apresenta três malhas de modelos com mesma área de bacia, $A_b=1,0E+07m^2$. A da esquerda refere-se ao modelo com canal de 400m de comprimento, área da seção transversal crítica, A_c , de 91 m², base de 42,85m e canal com 3,34m de profundidade. A do centro refere-se ao modelo com canal de 800m de comprimento, A_c , de 118 m², base de 49,54m e canal com 3,68m de profundidade. A da direita refere-se ao modelo com canal de 1200m de comprimento, A_c de 135 m², base de 54,00 m e canal com 3,68m de profundidade.

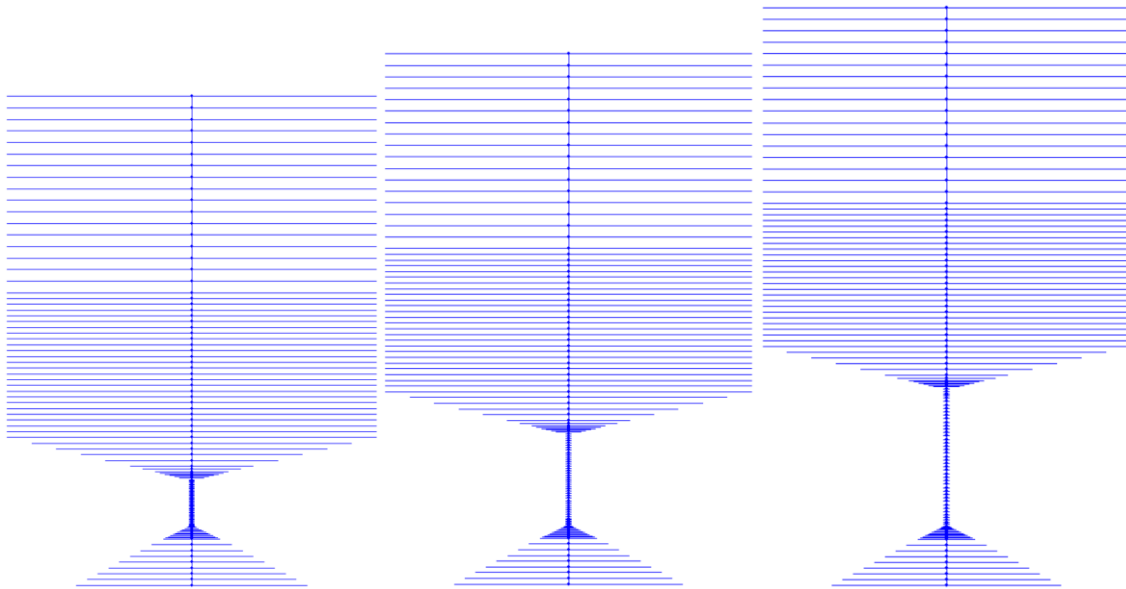


Figura 38. Tela do MH1D do SisBaHiA[®] que visualiza as malhas dos modelos com área de bacia $1,0E+07m^2$. Na malha da esquerda o canal tem 400m de comprimento e A_c de 91 m², na do centro o canal tem 800m de comprimento e A_c de 118 m², e na direita o canal tem 1200m de comprimento e A_c de 135m².

A Figura 39 mostra as malhas cujas áreas críticas definidas através dos máximos das curvas de fechamento com amplitude de 0,10m. O propósito de apresentar esta figura é mostrar todas as áreas de bacia interna construídas. Procurou-se estabelecer a mesma proporção das dimensões das bacias, em planta, assemelhando-se a um quadrado.

Foram desenvolvidas no total 171 malhas de discretização e em seguida 171 modelos hidrodinâmicos unidimensionais, módulos do SisBaHiA[®]. Esses números são menores do que o número total de pontos de interseções porque foram descontadas as áreas com valores iguais ou muito próximos. Foram executadas 24 malhas de discretização e em seguida 24 modelos hidrodinâmicos para as seções críticas com área de bacia interna $A_b=2,0E+07m^2$, relativas aos cenários 1 a 5. Para os cenários 6 a 10, com $A_b=1,5E+07m^2$ foram desenvolvidas 23 malhas de discretização e seus respectivos modelos hidrodinâmicos. Para os cenários 11 a 15, com $A_b=1,0E+07m^2$ foram desenvolvidas 22 malhas de discretização e seus respectivos modelos

hidrodinâmicos. Para os cenários 16 a 20, com $A_b=8,0E+06m^2$ foram desenvolvidas 20 malhas de discretização e seus respectivos modelos hidrodinâmicos. Para os cenários 21 a 25, com $A_b=6,0E+06m^2$ foram desenvolvidas 20 malhas. Para os cenários 26 a 30, com $A_b=4.0E+06m^2$ foram desenvolvidas 19 malhas. Para os cenários 31 a 35, com $A_b=1,0E+07m^2$ e canal com comprimento de 400m, foram desenvolvidas 22 malhas. Para os cenários 35 a 40, com $A_b=1,0E+07m^2$ e canal com comprimento de 1200m, foram desenvolvidas 21 malhas.

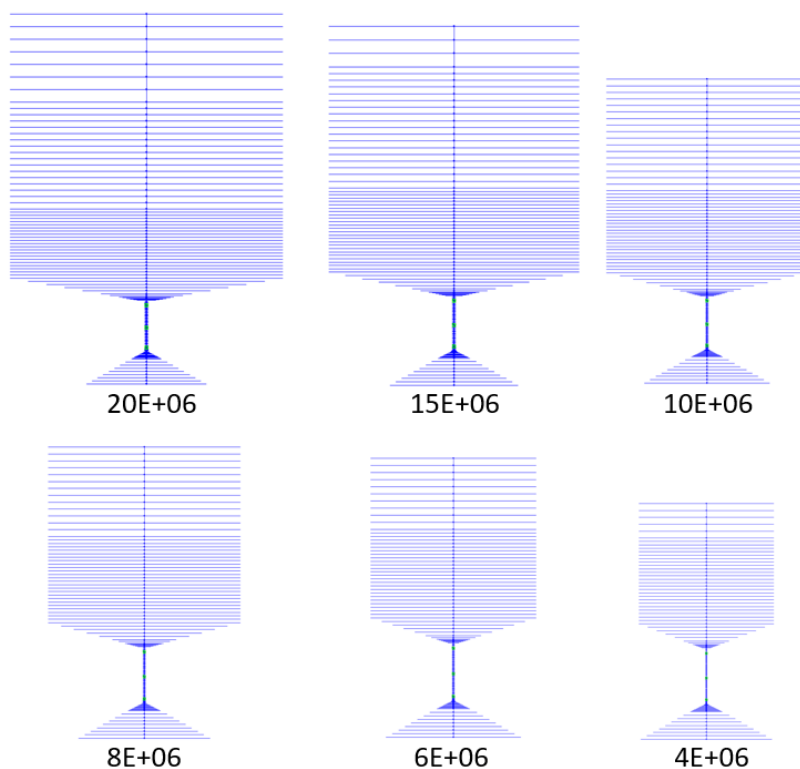


Figura 39. Malhas do Modelo 1D com áreas críticas definidas pelo limite de estabilidade das amplitudes 0,10m e de todas as áreas de bacia. Malhas com seus respectivos nomes.

A elevação imposta na fronteira aberta de todos os modelos, seção S001, é uma função senoidal, com período de 44640s, igual à do modelo analítico, e com amplitudes de 0,10, 0,20, 0,30, 0,40, 0,50, 0,60 e 0,70m. Cada amplitude foi repetida 3 vezes de forma que os resultados de uma amplitude não influenciasse a de outro. O tempo total de simulação é de 937440s, e a série temporal de elevações é apresentada na Figura 40.

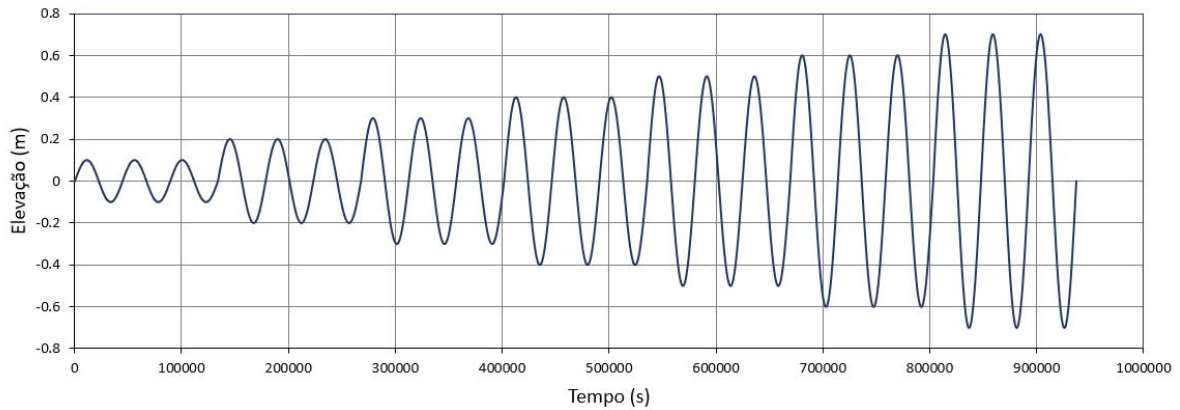


Figura 40. Elevações impostas na fronteira dos modelos, seção S001.

Para facilitar a análise dos resultados foi estabelecida uma estação onde foram registradas as séries temporais de elevação, velocidade, tensão de atrito no fundo e vazão. Esta estação localizou-se na seção S030 para todos os modelos.

A Figura 42 apresenta, como exemplo, a localização da estação na malha cuja área crítica é de 243 m² e faz parte dos cenários 26 a 30, ou seja, o canal tem 800m de comprimento e a bacia interna tem 4,0E06m².

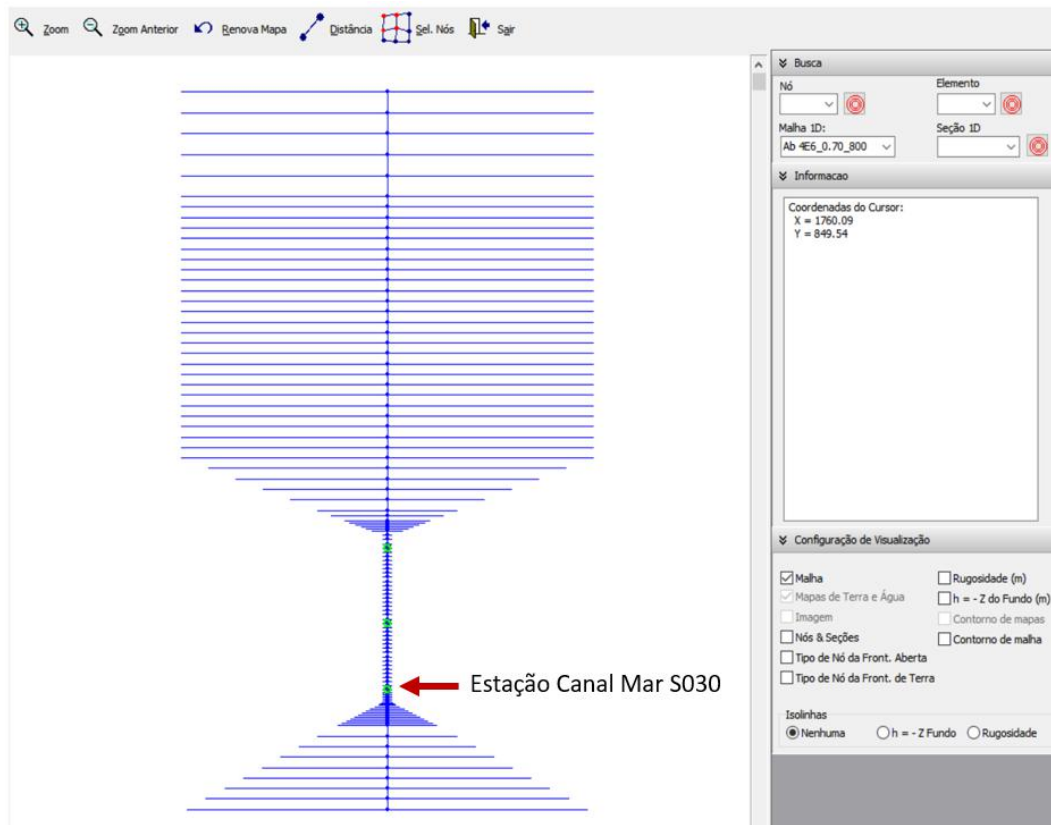


Figura 41. Localização da estação de gravação dos resultados no modelo de 243 m² dos cenários 26 a 30, Todos os modelos têm a estação na mesma localização.

Definem-se para cada modelo os ciclos de maré referentes a cada uma das amplitudes de 0,10 a 0,70m. Pode-se verificar na Figura 42 os ciclos de maré escolhidos para o modelo exemplificado anteriormente. As velocidades foram registradas na Estação Canal Mar. Os ciclos começam com velocidade nula seguidos de uma enchente (velocidade > 0) e acaba com velocidade nula no final da vazante consecutiva (velocidade < 0). O canal tem a direção sul-norte de forma que velocidades positivas representam a enchente e as velocidades negativas indicam a vazante.

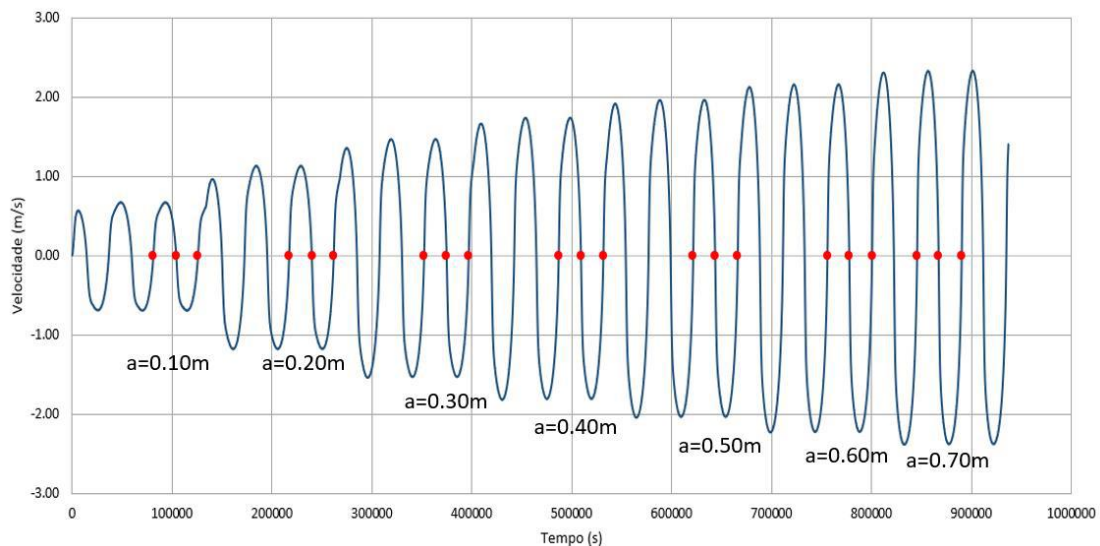


Figura 42. Velocidades registradas na Estação Canal Mar do modelo de 243 m² dos cenários 26 a 30. Os pontos vermelhos mostram os tempos de velocidade nula de cada ciclo de maré escolhido

3.6 Resultados do Modelo Hidrodinâmico 1D e determinação das persistências

O sedimento de fundo escolhido para esta pesquisa abrange a faixa de areias finas ($d=0,125$ e $0,187\text{mm}$) e médias ($d= 0,250, 0,375$ e $0,500\text{mm}$). As tensões críticas de mobilidade dos sedimentos, τ_c , para essas granulometrias, de acordo com a Tabela 4, são respectivamente $0,208, 0,227, 0,258, 0,281$ e $0,340\text{N/m}^2$.

Em planilha Excel, a partir dos resultados de série temporal de tensão de fundo, para cada ciclo de maré escolhido e para cada diâmetro foram calculados os seguintes parâmetros:

- Tempo total do ciclo de maré, $t(s)$;
- Tempo total de enchente, $t_e(s)$;
- Tempo total de vazante, $t_v(s)$;

- Tempo no ciclo de maré em que a tensão no fundo supera o valor previamente definido como tensão crítica de mobilidade, $t^+(s)$;
- Tempo na enchente em que a tensão no fundo supera o valor previamente definido como tensão crítica de mobilidade, $t_e^+(s)$;
- Tempo na vazante em que a tensão no fundo supera o valor previamente definido como tensão de crítica mobilidade, $t_v^+(s)$;
- Persistência total do excesso de tensão no fundo, t^+/t ;

O tempo total do ciclo de maré, $t(s)$, é a soma dos tempos totais de enchente, $t_e(s)$, e de vazante, $t_v(s)$. O tempo no ciclo de maré em que a tensão no fundo supera o valor previamente definido como tensão crítica, $t^+(s)$, é a soma dos tempos em que a tensão crítica é superada na enchente, $t_e^+(s)$, e na vazante, $t_v^+(s)$. A persistência total do excesso de tensão no fundo é a fração t^+/t .

A persistência é calculada para cada ciclo de maré e amplitude de cada modelo simulado. As persistências foram calculadas analiticamente através das séries temporais de tensão de atrito na Estação Canal Mar e das tensões críticas de mobilidade relativas a granulometria de cada cenário em questão.

A Figura 43 exemplifica como são determinados os tempos no ciclo de maré em que a tensão no fundo supera a tensão crítica em um ciclo de maré.

Os valores das persistências dos modelos hidrodinâmicos simulados são apresentados em conjunto, de acordo com cada cenário, na forma de gráficos e tabelas. Cada ponto nos gráficos refere-se a um modelo simulado.

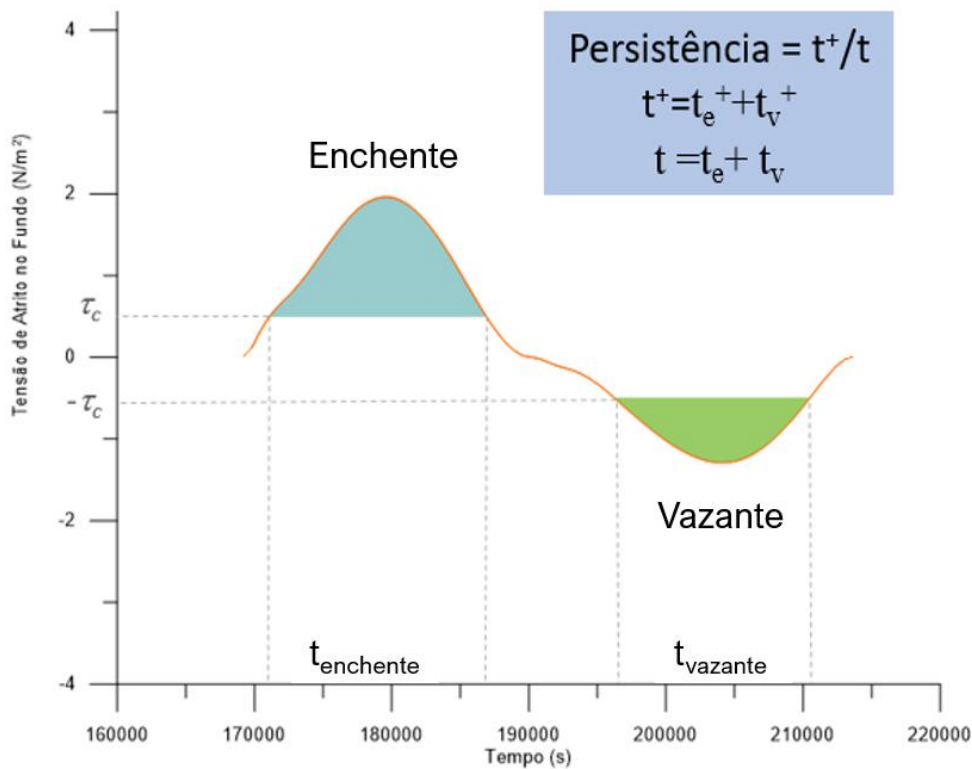


Figura 43. Determinação da persistência do excesso de tensão no fundo em um ciclo de maré.

Como foram simulados 171 modelos hidrodinâmicos e para cada um desses modelos são analisadas a persistência do excesso de tensão no fundo para 5 tipos de sedimento para cada uma das 7 amplitudes de maré, resultam num total de 5985 casos analisados. Esses casos foram agrupados em cada respectivo cenário.

Para cada um dos 40 cenários os resultados são apresentados através de três gráficos. O primeiro é um gráfico do tipo pontos classificados que define os limites de persistência entre as curvas $[(P \times A_c)]_{máx}$ e $[(P \times A_c)]_{mín}$. Os limites de persistência entre essas curvas são representados pelos pontos escuros e os valores estão listados nas legendas. O segundo gráfico exhibe os valores da persistência e a localização no gráfico dos modelos que coincidem com a curva $[(P \times A_c)]_{Jarret}$, e o terceiro exhibe os valores dos modelos que coincidem com a curva de $C_{máx}$.

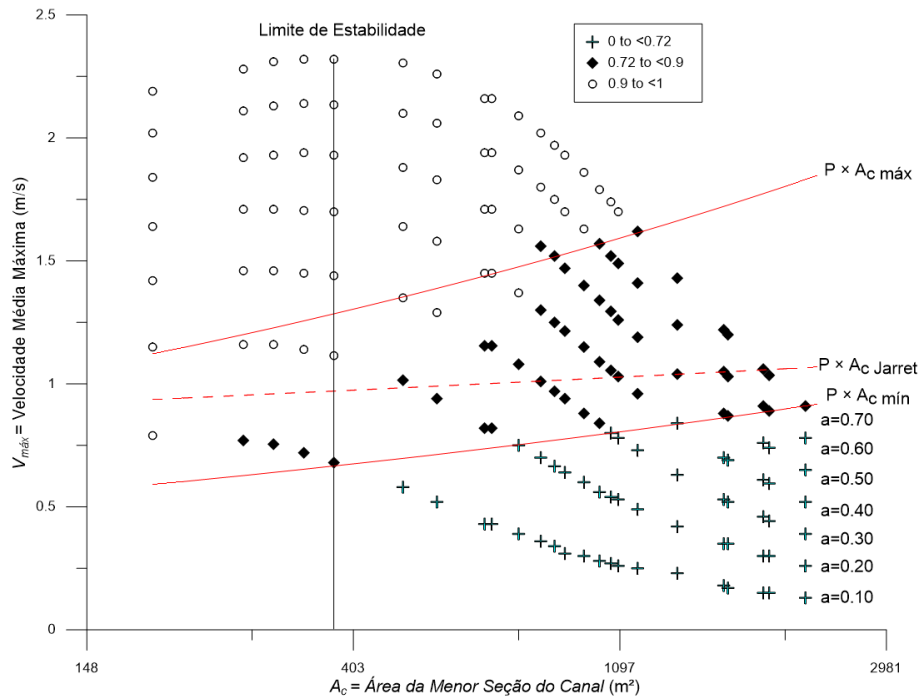


Figura 44. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 1: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

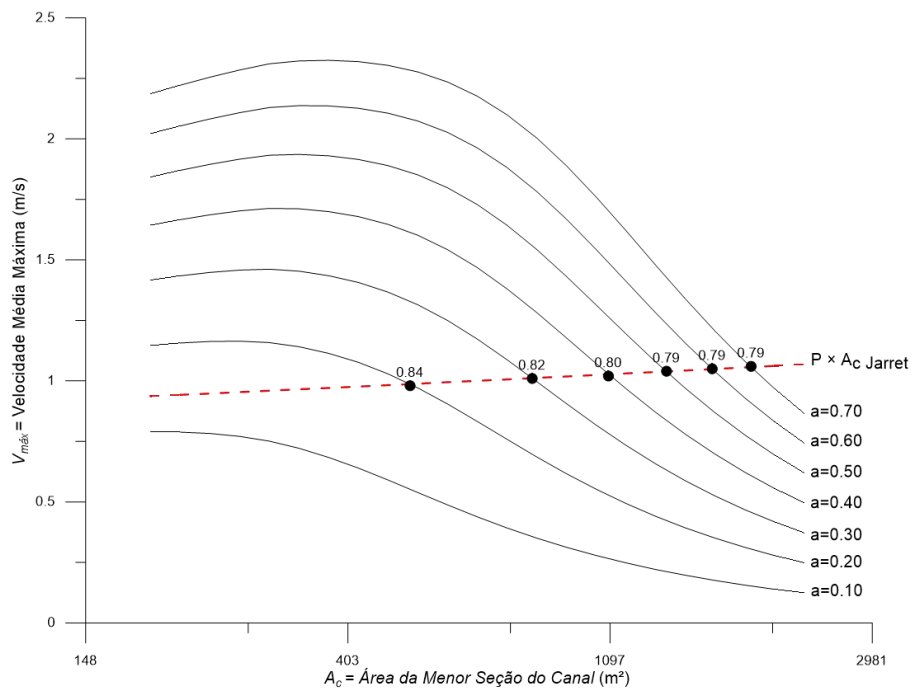


Figura 45. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulao empírica de Jarret, para o cenário 1: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

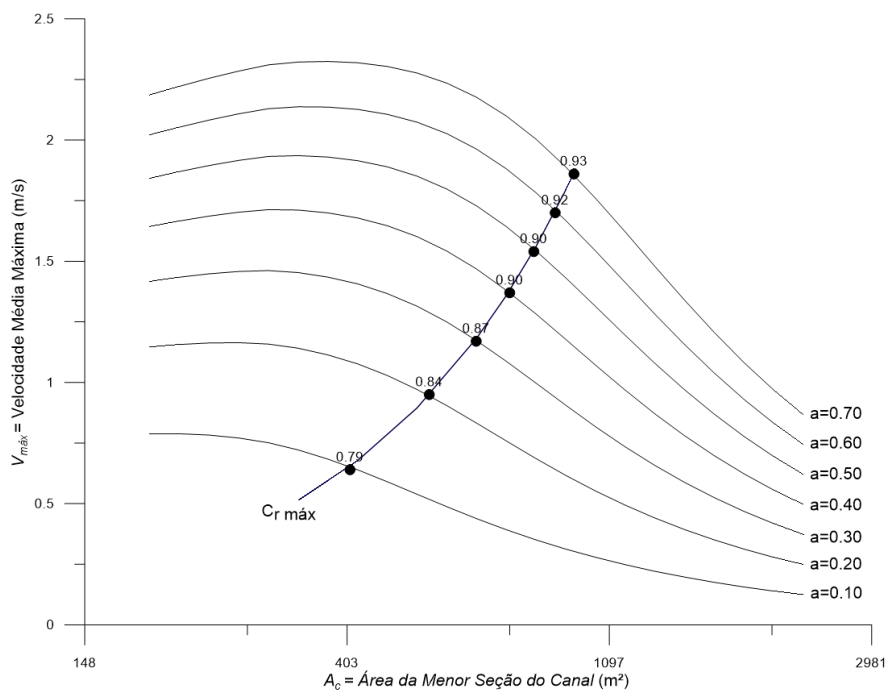


Figura 46. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 1: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

A Figura 66 exemplifica o gráfico do tipo pontos classificados que define os limites de persistência entre as curvas $[(P \times A_c)]_{máx}$ e $[(P \times A_c)]_{mín}$. A Figura 67 exemplifica o gráfico de persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret e a Figura 68 exemplifica o gráfico de persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$. Todas as 3 figuras se referem ao cenário 1: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Os gráficos para todos os cenários se encontram no Anexo: “Resultados das Persistências de Tensão no Fundo dos Cenários da Investigação”

3.6.1 Resumo das persistências para todos os cenários simulados

É apresentado a seguir um resumo dos resultados das persistências calculadas através do MH1D para os 5695 casos analisados agrupados aos seus respectivos cenários.

Tabela 24. Persistências entre as curvas $[(P \times A_c)]_{\text{máx}}$ e $[(P \times A_c)]_{\text{mín}}$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^*/t entre $P \times A_c$ máximo e mínimo
1	0,125	800	2,00E+07	0,72 < t^*/t < 0,90
2	0,187	800	2,00E+07	0,70 < t^*/t < 0,90
3	0,250	800	2,00E+07	0,68 < t^*/t < 0,90
4	0,375	800	2,00E+07	0,65 < t^*/t < 0,88
5	0,560	800	2,00E+07	0,63 < t^*/t < 0,88
6	0,125	800	1,50E+07	0,72 < t^*/t < 0,90
7	0,187	800	1,50E+07	0,70 < t^*/t < 0,90
8	0,250	800	1,50E+07	0,68 < t^*/t < 0,90
9	0,375	800	1,50E+07	0,63 < t^*/t < 0,90
10	0,560	800	1,50E+07	0,63 < t^*/t < 0,88
11	0,125	800	1,00E+07	0,68 < t^*/t < 0,90
12	0,187	800	1,00E+07	0,65 < t^*/t < 0,88
13	0,250	800	1,00E+07	0,63 < t^*/t < 0,88
14	0,375	800	1,00E+07	0,65 < t^*/t < 0,88
15	0,560	800	1,00E+07	0,60 < t^*/t < 0,88
21	0,125	800	6,00E+06	0,63 < t^*/t < 0,88
22	0,187	800	6,00E+06	0,62 < t^*/t < 0,87
23	0,250	800	6,00E+06	0,60 < t^*/t < 0,87
24	0,375	800	6,00E+06	0,58 < t^*/t < 0,86
25	0,560	800	6,00E+06	0,54 < t^*/t < 0,84
26	0,125	800	4,00E+06	0,63 < t^*/t < 0,88
27	0,187	800	4,00E+06	0,63 < t^*/t < 0,86
28	0,250	800	4,00E+06	0,62 < t^*/t < 0,85
29	0,375	800	4,00E+06	0,59 < t^*/t < 0,84
30	0,560	800	4,00E+06	0,54 < t^*/t < 0,80
31	0,125	400	1,00E+07	0,66 < t^*/t < 0,85
32	0,187	400	1,00E+07	0,66 < t^*/t < 0,85
33	0,250	400	1,00E+07	0,65 < t^*/t < 0,84
34	0,375	400	1,00E+07	0,63 < t^*/t < 0,83
35	0,560	400	1,00E+07	0,58 < t^*/t < 0,80
36	0,125	1200	1,00E+07	0,68 < t^*/t < 0,91
37	0,187	1200	1,00E+07	0,66 < t^*/t < 0,90
38	0,250	1200	1,00E+07	0,66 < t^*/t < 0,90
39	0,375	1200	1,00E+07	0,63 < t^*/t < 0,89
40	0,560	1200	1,00E+07	0,58 < t^*/t < 0,87

Tabela 25. Persistências dos modelos que interceptam as curvas $[(P \times A_c)]_{Jarret}$

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^*/t em $P \times A_c$ Jarret
1	0,125	800	2,00E+07	0,79 < t^*/t < 0,84
2	0,187	800	2,00E+07	0,78 < t^*/t < 0,84
3	0,250	800	2,00E+07	0,76 < t^*/t < 0,83
4	0,375	800	2,00E+07	0,75 < t^*/t < 0,81
5	0,560	800	2,00E+07	0,72 < t^*/t < 0,79
6	0,125	800	1,50E+07	0,78 < t^*/t < 0,87
7	0,187	800	1,50E+07	0,77 < t^*/t < 0,86
8	0,250	800	1,50E+07	0,75 < t^*/t < 0,85
9	0,375	800	1,50E+07	0,74 < t^*/t < 0,84
10	0,560	800	1,50E+07	0,71 < t^*/t < 0,82
11	0,125	800	1,00E+07	0,78 < t^*/t < 0,88
12	0,187	800	1,00E+07	0,76 < t^*/t < 0,87
13	0,250	800	1,00E+07	0,75 < t^*/t < 0,86
14	0,375	800	1,00E+07	0,74 < t^*/t < 0,85
15	0,560	800	1,00E+07	0,70 < t^*/t < 0,83
21	0,125	800	6,00E+06	0,77 < t^*/t < 0,88
22	0,187	800	6,00E+06	0,75 < t^*/t < 0,87
23	0,250	800	6,00E+06	0,74 < t^*/t < 0,86
24	0,375	800	6,00E+06	0,73 < t^*/t < 0,85
25	0,560	800	6,00E+06	0,70 < t^*/t < 0,83
26	0,125	800	4,00E+06	0,77 < t^*/t < 0,91
27	0,187	800	4,00E+06	0,76 < t^*/t < 0,91
28	0,250	800	4,00E+06	0,74 < t^*/t < 0,90
29	0,375	800	4,00E+06	0,73 < t^*/t < 0,90
30	0,560	800	4,00E+06	0,70 < t^*/t < 0,89
31	0,125	400	1,00E+07	0,77 < t^*/t < 0,83
32	0,187	400	1,00E+07	0,76 < t^*/t < 0,83
33	0,250	400	1,00E+07	0,74 < t^*/t < 0,81
34	0,375	400	1,00E+07	0,73 < t^*/t < 0,80
35	0,560	400	1,00E+07	0,70 < t^*/t < 0,77
36	0,125	1200	1,00E+07	0,78 < t^*/t < 0,92
37	0,187	1200	1,00E+07	0,77 < t^*/t < 0,91
38	0,250	1200	1,00E+07	0,76 < t^*/t < 0,91
39	0,375	1200	1,00E+07	0,74 < t^*/t < 0,90
40	0,560	1200	1,00E+07	0,71 < t^*/t < 0,89

Tabela 26. Persistências dos modelos que interceptam as curvas de $C_r máx$

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^*/t em $C_r máx$
1	0,125	800	2,00E+07	0,79 < t^*/t < 0,93
2	0,187	800	2,00E+07	0,78 < t^*/t < 0,93
3	0,250	800	2,00E+07	0,76 < t^*/t < 0,92
4	0,375	800	2,00E+07	0,75 < t^*/t < 0,91
5	0,560	800	2,00E+07	0,71 < t^*/t < 0,91
6	0,125	800	1,50E+07	0,73 < t^*/t < 0,92
7	0,187	800	1,50E+07	0,71 < t^*/t < 0,92
8	0,250	800	1,50E+07	0,69 < t^*/t < 0,92
9	0,375	800	1,50E+07	0,65 < t^*/t < 0,91
10	0,560	800	1,50E+07	0,57 < t^*/t < 0,91
11	0,125	800	1,00E+07	0,69 < t^*/t < 0,95
12	0,187	800	1,00E+07	0,66 < t^*/t < 0,94
13	0,250	800	1,00E+07	0,62 < t^*/t < 0,94
14	0,375	800	1,00E+07	0,57 < t^*/t < 0,94
15	0,560	800	1,00E+07	0,48 < t^*/t < 0,94
21	0,125	800	6,00E+06	0,57 < t^*/t < 0,91
22	0,187	800	6,00E+06	0,54 < t^*/t < 0,90
23	0,250	800	6,00E+06	0,50 < t^*/t < 0,90
24	0,375	800	6,00E+06	0,46 < t^*/t < 0,89
25	0,560	800	6,00E+06	0,38 < t^*/t < 0,88
26	0,125	800	4,00E+06	0,53 < t^*/t < 0,90
27	0,187	800	4,00E+06	0,50 < t^*/t < 0,89
28	0,250	800	4,00E+06	0,46 < t^*/t < 0,89
29	0,375	800	4,00E+06	0,41 < t^*/t < 0,88
30	0,560	800	4,00E+06	0,33 < t^*/t < 0,87
31	0,125	400	1,00E+07	0,71 < t^*/t < 0,93
32	0,187	400	1,00E+07	0,69 < t^*/t < 0,93
33	0,250	400	1,00E+07	0,67 < t^*/t < 0,92
34	0,375	400	1,00E+07	0,64 < t^*/t < 0,92
35	0,560	400	1,00E+07	0,57 < t^*/t < 0,91
36	0,125	1200	1,00E+07	0,66 < t^*/t < 0,92
37	0,187	1200	1,00E+07	0,64 < t^*/t < 0,91
38	0,250	1200	1,00E+07	0,60 < t^*/t < 0,91
39	0,375	1200	1,00E+07	0,55 < t^*/t < 0,90
40	0,560	1200	1,00E+07	0,42 < t^*/t < 0,89

3.6.2 Discussão dos resultados

O valor médio das persistências dos modelos cujas velocidades máximas, $V_{máx}$, se encontram entre as curvas $[(P \times A_c)]_{máx}$ e $[(P \times A_c)]_{mín}$ é 0,76 sendo que a média dos mínimos é 0,64 com desvio padrão de 0,04 e a média dos máximos é 0,87 com desvio padrão de 0,03. Estes resultados foram calculados baseados na Tabela 24.

O valor médio das persistências dos modelos cujas velocidades máximas interceptam as curvas de $[(P \times A_c)]_{Jarret}$ é 0,80, sendo que a média dos mínimos é 0,75 com desvio padrão de 0,03 e a média dos máximos é 0,86 com desvio padrão de 0,04. Estes resultados foram calculados baseados na Tabela 25.

O valor médio das persistências dos modelos que interceptam as curvas de $C_{rmáx}$ é 0,76, sendo que a média dos mínimos é 0,64 com desvio padrão de 0,12 e a média dos máximos é 0,87 com desvio padrão de 0,02. Estes resultados foram calculados baseados na Tabela 26.

Para todo o conjunto de persistências dos modelos cujas velocidades máximas interceptam as curvas de $[(P \times A_c)]_{Jarret}$ as estatísticas calculadas são:

- Desvio padrão: 0,04
- Mediana: 0,77
- Valor máximo: 0,92
- Valor mínimo: 0,69

Para todo o conjunto de persistências dos modelos cujas velocidades máximas interceptam as curvas de $C_{rmáx}$ as estatísticas calculadas são:

- Desvio padrão: 0,08
- Mediana: 0,87
- Valor máximo: 0,94
- Valor mínimo: 0,32

Juntando os dois conjuntos anteriores, persistências dos modelos cujas velocidades máximas interceptam as curvas de $[(P \times A_c)]_{Jarret}$ e persistências dos modelos cujas velocidades máximas interceptam as curvas de $C_{máx}$ as estatísticas passam a ser:

- Desvio padrão: 0,07
- Mediana: 0,81
- Valor máximo: 0,94

- Valor mínimo:0,32

Os resultados das persistências calculadas apresentam um desvio padrão pequeno, mostrando que o conjunto de dados é uniforme.

A partir destes resultados observa-se que os canais considerados estáveis de acordo com a teoria clássica de estabilidade de canais de maré, apresentam uma persistência de excesso de tensão no fundo numa faixa de variabilidade entre 65 a 85% num ciclo de maré.

Dentro do intervalo de amplitudes de maré utilizados de $a_0 = 0,10\text{m}$ a $0,70\text{m}$, a persistência de 65% do tempo do ciclo de maré está relacionada às menores amplitudes e as persistências de 85% relacionam-se com as maiores amplitudes.

Pode-se definir o valor de persistência de 75% como um critério de projeto. Este valor encontra-se no centro da faixa entre 65 e 85% e próximo ao valor da mediana encontrada para o conjunto de modelos que se relacionam com a curva ($P \times A_c$) formulada por JARRET (1976) para valores mais frequentes.

As formulações de O'BRIEN (1931, 1969) se basearam em observações de 28 canais de maré da costa dos Estados Unidos. Desses canais, 9 se localizavam na costa do Atlântico, 18 na costa do Pacífico e 1 na costa do Golfo do México. Com objetivo de analisar se as três costas americanas apresentam as mesmas relações entre prisma de maré e área da seção crítica dos canais e se existia alguma influência da existência de guia-correntes, JARRET (1976) analisou 108 canais de maré sendo 59 na costa do Atlântico, 25 na costa do Pacífico e 24 na costa do Golfo do México, (KRAUS, 2009).

A formulação mais frequente de JARRET (1976) para a curva de O'Brien, a quem são creditadas as relações do tipo $P \times A_c$, se refere então a observações de um grande número de canais de maré, com diferentes regimes de maré, granulometria, dimensões de lagunas, transporte litorâneo e presença ou não de obras de estabilização.

Formulações propostas por diversos outros autores e que podem ser encontradas em (KRAUS, 2009), STIVE (2009, 2012) e (VAN DE KREEKE & BROUWER, 2017) fornecem valores próximos da formulação de JARRET (1976). Um exemplo pode ser encontrado em (HUME & HERDENDORF, 1990) que comparou os resultados de JARRET (1976) para canais de maré na costa americana com canais de maré da Nova Zelândia (KRAUS, 2009).

Isto significa que canais classificados como dinamicamente estáveis através da Teoria de Escoffier (1940), com geometrias morfologicamente naturais segundo as formulações apresentadas em (BRUUN, 1978) e listadas na tabela 14, e que se comportam de forma que em aproximadamente 75% do tempo de um mês lunar apresentam velocidades capazes de mobilizar os sedimentos depositados no fundo, são capazes de expelir o excesso de sedimentos depositados no seu interior, fazendo com que sua embocadura permaneça sempre desobstruída e suas dimensões não sofram alterações significativas ao longo dos anos, variando pouco em torno de uma configuração média na escala temporal da engenharia.

4 METODOLOGIA PROPOSTA PARA PROJETO DE CANAL DE MARÉ ESTÁVEL COM ÁREA HIDRÁULICA CRÍTICA DEFINIDA

A metodologia proposta para determinação da área crítica de um canal de maré estável, com geometria morfologicamente natural e análise de viabilidade baseia-se na persistência do excesso de tensão de atrito no fundo durante um mês lunar como um novo critério de projeto. Nesta metodologia, além da utilização de modelagem computacional incorporam-se também as características e a granulometria do sedimento local.

O que se propõe é a viabilidade e definição de projeto de um canal de maré estável, garantindo que as correntes promovam uma persistência de excesso de tensão no fundo da área crítica do canal dentro de uma faixa entre 65 e 85% em um ciclo de maré, com valor ótimo de 75%. O ciclo de maré em questão é a maré astronômica local incluindo um mês lunar ou pelo menos meio mês lunar que inclua uma sizígia e uma quadratura completas.

A metodologia se apoia em modelos computacionais que permitem simular de forma mais realista os escoamentos, incluindo os mais diversos processos que envolvem a complexidade dos escoamentos estuarinos e de canais de maré.

Estas simulações podem ser realizadas através de qualquer modelo computacional que resolva as equações de Saint-Venant, e neste trabalho optou-se pelo SisBaHiA[®].

O processo de modelagem hidrodinâmica ambiental é bem descrito pelo diagrama da Figura 18 do item 2.6.1. Na metodologia aqui proposta o desenvolvimento do modelo hidrodinâmico segue exatamente as etapas deste diagrama que são comuns a todo projeto de circulação hidrodinâmica.

4.1 Esquema metodológico para análise de estabilidade

A Figura 47 apresenta um esquema da metodológico para projeto de um canal estável.

ETAPA 1: O processo inicia com a modelagem de dados que inclui a modelagem geométrica e definição dos contornos do domínio, a base de dados com a obtenção dados ambientais pertinentes ao projeto ou ao canal existente, como batimetria e rugosidade, a definição de parâmetros e condições de contorno e forçantes, como maré e vazões fluviais.

Antes da segunda etapa, simulação do modelo hidrodinâmico para várias geometrias de canal, pode-se realizar a simulação do modelo analítico conforme exposto no item 2.10.2 e utilizado no item 3. Através do modelo analítico pode-se verificar o limite de estabilidade segundo o critério clássico de ESCOFFIER (1940) e obter a indicação da faixa de áreas críticas que deve ser definida para serem simuladas através de modelo computacional.

ETAPA 2: Esta etapa começa com a definição das áreas hidráulicas críticas e das geometrias dos canais através de relações entre a área, a base ou largura e a profundidade. Utilizam-se as equações de BRUUN (1978) que foram ajustadas e utilizadas nesta pesquisa para uma variedade de canais de maré estáveis com um ou dois guia-correntes.

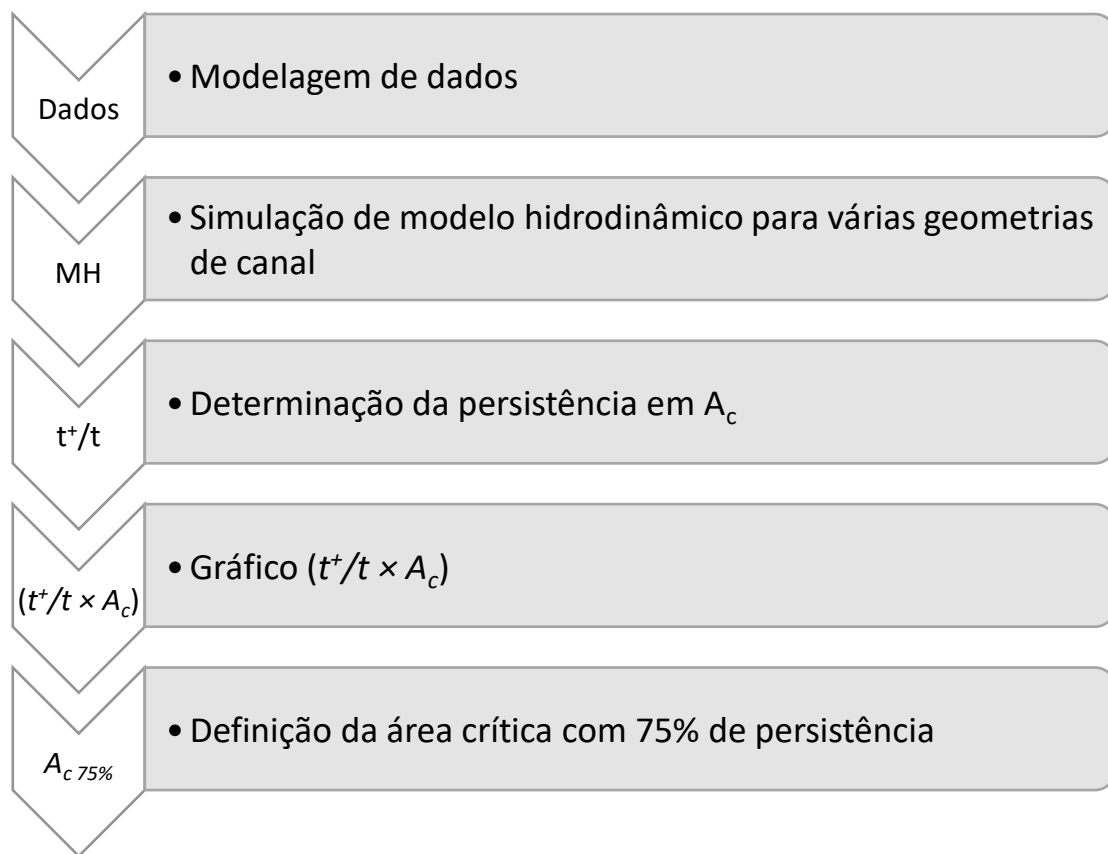


Figura 47. Esquema metodológico de projeto de canal estável

ETAPA 3: Definindo-se as diversas malhas de discretização, o próximo passo é desenvolver, implementar e simular um modelo hidrodinâmico para cada uma delas e obter, para as áreas hidráulicas críticas, A_c , as séries temporais de tensão de atrito no fundo de forma a calcular a persistência do excesso de tensão.

Através dos resultados dos modelos hidrodinâmicos obtém-se, para a área hidráulica crítica dos canais de maré, as séries temporais de tensão de atrito no fundo.

De acordo com a granulometria do sedimento característico do canal, que pode ser o diâmetro mediano dos grãos, d_{50} , verifica-se a tensão crítica de mobilidade, τ_c , para este d_{50} .

De acordo com a tensão crítica de mobilidade o procedimento para calcular as persistências de excesso de tensão no fundo para cada modelo segue de acordo com o que foi exposto no item 3.6.

A persistência do excesso de tensão pode ser escrita em forma de fração ou percentagem.

ETAPA 4: Com os valores de persistência, t^+/t , calculados para cada modelo, pode-se confeccionar o gráfico ($t^+/t \times A_c$).

ETAPA 5: A definição da área hidráulica de projeto pode ser graficamente através do gráfico ($t^+/t \times A_c$). O valor da seção hidráulica ideal é referente a persistência de 75%. Caso as restrições urbanísticas não permitam projetar essa área os resultados da investigação mostraram que o canal provavelmente estará bem próximo ao equilíbrio se respeitar a faixa de persistência entre 65 e 85%.

5 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

5.1 Introdução

A fim de ilustrar a metodologia proposta foi desenvolvido um estudo de caso idealizado para determinar seções hidráulicas estáveis de projeto de canais de maré.

Os cenários desenvolvidos para sistema mar + canal + bacia interna apresentam canal com comprimento de 800m e área da bacia interna de $1,50E+07m^2$ e diferem entre si pelo diâmetro dos sedimentos característicos do canal, *c.v.* Tabela 27. A aplicação consiste, portanto, na definição de 5 áreas hidráulicas críticas, uma para cada cenário.

Tabela 27. Cenários de modelagem.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)
1	0,125	800	1,50E+07
2	0,187	800	1,50E+07
3	0,250	800	1,50E+07
4	0,375	800	1,50E+07
5	0,560	800	1,50E+07

A modelagem computacional será simulada através do modelo hidrodinâmico unidimensional, MH1D, do SisBaHiA[®]. No MH1D, para uma dada geometria de canal, espelho d'água da lagoa, e condição de maré, a cada intervalo de tempo e para cada seção transversal da malha de discretização, são calculadas as velocidades médias, as tensões de atrito médias na seção transversal e a altura instantânea da coluna de água.

Segundo o esquema da Figura 47, o processo inicia com a modelagem de dados, que engloba a modelagem digital do terreno e a obtenção dos dados ambientais que irão compor a malha de discretização e o modelo hidrodinâmico.

5.2 Modelagem Digital do terreno

O primeiro passo para análises de hidrodinâmica em uma região é a modelagem digital do terreno. Essa etapa, no contexto de modelagem, inclui a definição e discretização do domínio de interesse e caracterização do terreno com dados de batimetria e rugosidade de fundo. Descrevem-se a seguir as malhas de discretização, a batimetria e a rugosidade de fundo adotadas para o canal idealizado e suas variações nas áreas críticas.

As malhas de discretização desenvolvidas têm 126 seções transversais com um comprimento total de 5330m. Para todas as malhas construídas as seções marítimas começam na seção S001 com 2000m de largura e 25m de profundidade. As seções têm a profundidade diminuída num talude de 1:20 em um comprimento de 430 m, chegando a 3,5m, na seção S012. A partir de 430m, S012, a profundidade diminui linearmente até a profundidade característica de cada canal que começa na seção S024 distante 510m da S001.

A largura das seções marítimas diminui linearmente de 2000m na S001 até 696m na S008, distante 350m. A partir daí até a seção S024, onde começa o canal, as larguras diminuem linearmente até as larguras características de cada modelo.

O canal se localiza entre as seções S024, a 510m da seção S001, e a S067, a 1310m. O canal tem, portanto, 800m de extensão, com a largura e profundidades constantes características de área crítica escolhida para ser modelada. As geometrias dos canais foram definidas utilizando-se as relações empíricas apresentadas por BRUUN (1978). As áreas críticas, A_c , do canal selecionadas para simulação variam entre 150 a 1715m² e suas geometrias estão listadas na Tabela 28. Para canais com fundo de areia, há formação de rugas com ε entre 0,01 e 0,05 m, (ABBOTT & BASCO, 1989). A amplitude da rugosidade de fundo, ε , foi definida como 0,030m para todo o domínio em todos os cenários.

5.3 Simulação do modelo analítico

A metodologia sugere que possa ser simulado o modelo analítico para verificação do limite de estabilidade e escolha das áreas críticas. O diagrama gerado, apresentado na Figura 48, exhibe o limite de estabilidade calculado através do modelo analítico no item 3.3 e que corresponde à área de 296m².

Ao sair do canal e entrar na bacia a profundidade aumenta linearmente da seção S067 até a S074, distante 1405m da S001, chegando a 5m e mantendo-se constante até a seção final. A largura da bacia também aumenta linearmente da seção S067 até a seção S080. A bacia interna tem 4020m de comprimento e 3900m de largura.

Tabela 28. Geometria dos canais que serão simulados pelo MHID para os cenários 1 a 5 com a área da bacia interna $A_b = 1,5E+07m^2$, e canal com comprimento $L=800m$.

A_c (m ²)	B (m)	Prof. (m)
296	88	5
327	94	5
385	107	5
433	117	5
513	133	6
543	139	6
586	147	6
616	153	6
678	165	6
730	174	6
805	188	6
927	209	6
1034	227	7
1065	232	7
1230	260	7
1290	269	7
1430	291	7
1503	302	7
1715	335	7

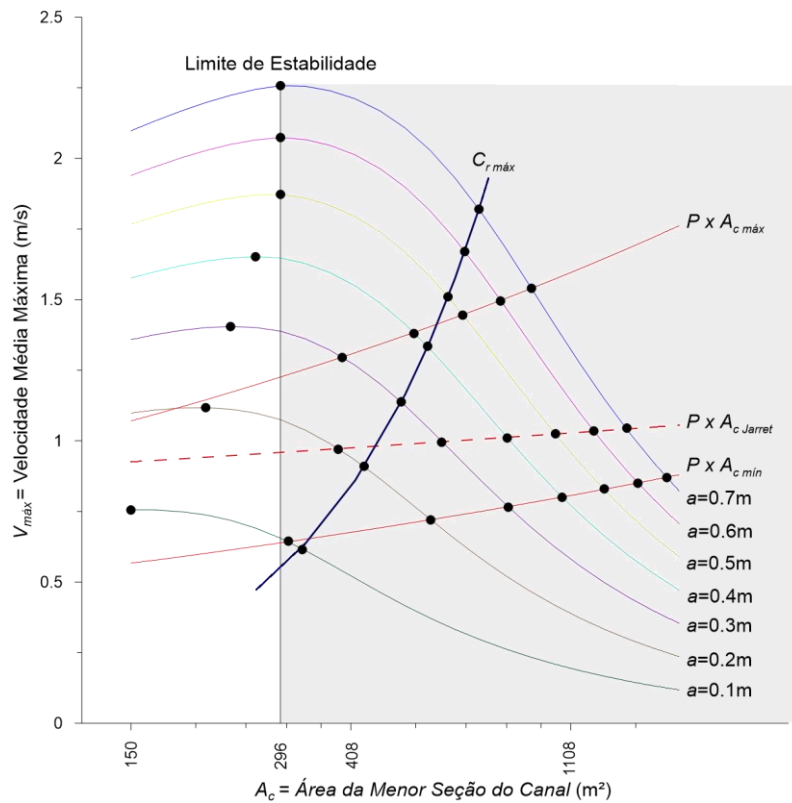


Figura 48. Limite de estabilidade obtido através do modelo analítico, calculado no item 3.3, que corresponde a área do canal de 296m².

5.4 Elevações impostas na fronteira aberta

As variações de nível d'água, dadas como condição de contorno na fronteira mar, seção 1, foram geradas a partir das constantes harmônicas fornecidas pela Fundação de Estudos do Mar (FEMAR), referentes à estação Porto do Rio de Janeiro (Ilha Fiscal) – RJ. A Tabela 29 mostra as constantes harmônicas que foram inseridas na fronteira aberta do domínio de modelagem.

Tabela 29. Constantes harmônicas da estação Porto do Rio de Janeiro (Ilha Fiscal), e seus respectivos valores de período, amplitude e fase.

Constante	Período (s)	Amplitude (m)	Fase (grau)
Sa	31556955.92	0,0723	26.595
Ssa	15778463.36	0,0430	160,986
Mm	2380713.36	0,0211	92.292
MSf	1275721.42	0,0266	200,053
Mf	1180292.34	0,0229	267.789
Q1	96726.08	0,0306	101.569
O1	92949.63	0,1087	130,774
P1	86637.20	0,0213	183.472
K1	86164.09	0,0623	192.854
N2	45570,05	0,0426	211.323
M2	44714.16	0,3405	173.574
S2	43200,00	0,1881	184.146
K2	43082.05	0,0560	176.458
MN4	22569.03	0,0247	207.488
M4	22357.08	0,0529	255.981
MS4	21972.02	0,0262	2.529

A maré prevista tem a duração de 31 dias, incluindo uma sizígia e uma quadratura, datada para 01/03/2019 a 31/03/2019. A Figura 49 mostra a maré prevista através da ferramenta “previsão de maré” do SisBaHiA[®]. Foi utilizada para a previsão da maré a base “Baías do Brasil - Baía de Guanabara.mdb” disponível em <http://baiasdobrasil.ivig.coppe.ufrj.br>.

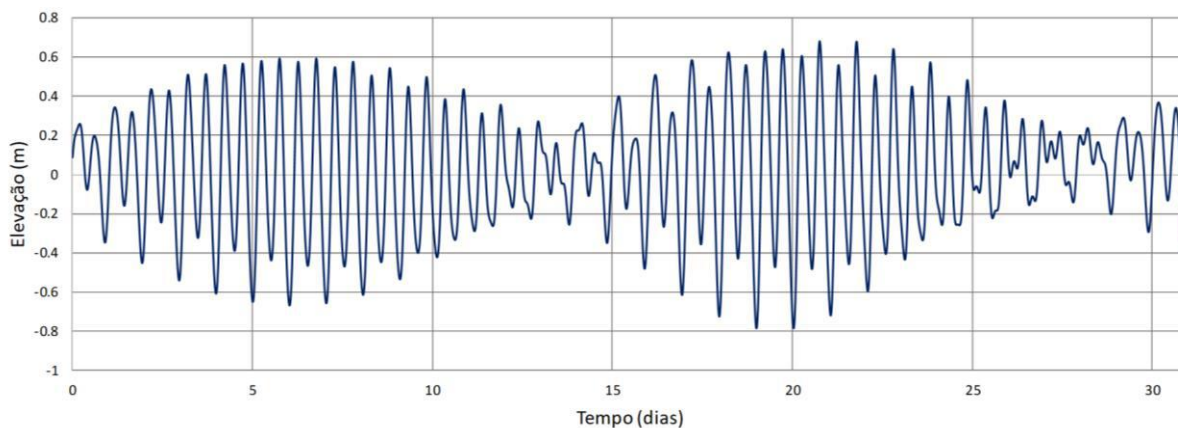


Figura 49. Série temporal de maré astronômica considerada na fronteira do modelo para o mês de março de 2019, com cotas relativas ao nível médio de maré.

5.5 Modelo Hidrodinâmico unidimensional, MH1D

Foram construídos 23 modelos hidrodinâmicos, um para cada malha correspondente a cada A_c da Tabela 28.

As simulações tiveram a duração de 31 dias, do dia 1 a 31 de março de 2019, e os resultados temporais e espaciais foram gravados a cada 300s.

Os resultados foram gravados na estação Canal Mar, S030, c.v. Figura 50, que apresenta a malha do modelo no qual o canal tem A_c de 1715 m², largura de 335m e profundidade de 7m.

As séries temporais de tensão de atrito são apresentadas em forma de tabela ou gráfico. A partir destes dados, para cada área crítica de canal pode-se obter a persistência do excesso de tensão de fundo.

A persistência total do excesso de tensão no fundo é a fração t^+/t , onde t é o tempo total da simulação. O tempo no ciclo de maré em que a tensão no fundo supera o valor previamente definido como tensão crítica, $t^+(s)$, é a soma dos tempos em que a tensão crítica é superada na enchente, $t_e^+(s)$, e na vazante, $t_v^+(s)$.

Neste exemplo adotaram-se as granulometrias para o sedimento de fundo abrangendo a faixa de areias finas ($d=0,125$ e $0,187$ mm) e médias ($d= 0,250, 0,375$ e $0,500$ mm). As tensões críticas de mobilidade dos sedimentos, τ_c , para essas granulometrias, de acordo com a Tabela 4, são respectivamente $0,208, 0,227, 0,258, 0,281$ e $0,340$ N/m².

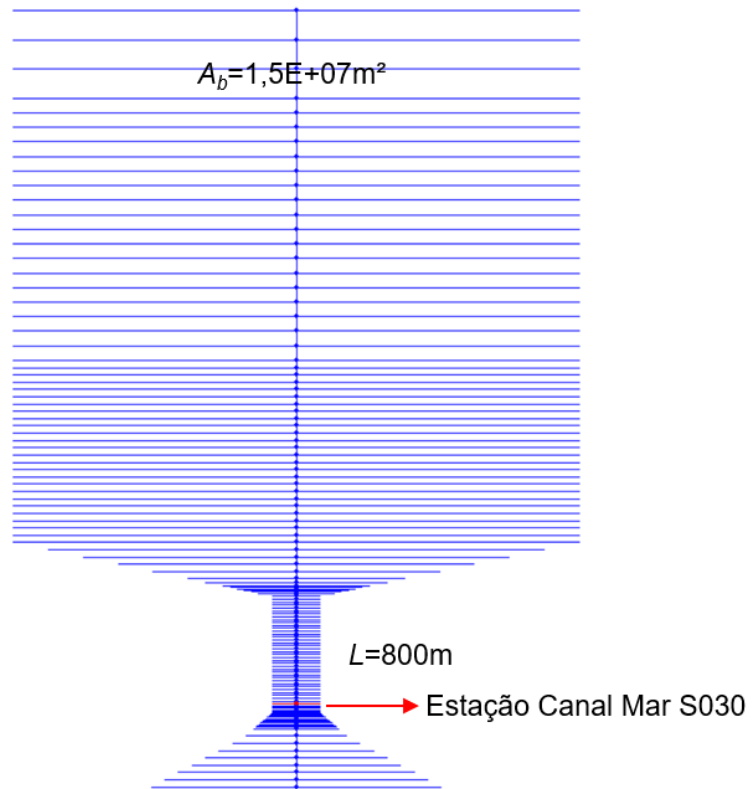


Figura 50. Tela do MH1D do SisBaHiA® que visualiza a malha do modelo com área de bacia $1,5E+07m^2$, canal com 800m de comprimento, A_c de $1715 m^2$, largura de 335m, 7m de profundidade e localização da estação Canal Mar utilizada para gravação dos resultados.

5.6 Resultados das persistências para cada A_c

A

Tabela 30 expõe os valores de persistência do excesso de tensão no fundo para todas as geometrias de canais simulados e para cada granulometria de sedimento de fundo adotada. A partir destes resultados é possível traçar curvas relacionando as áreas críticas com as persistências e desta forma definir a área que corresponda a 75% de persistência e verificar os valores correspondentes para a faixa de valores entre 65 a 86%.

Tabela 30. Persistência do excesso de tensão no fundo para A_c simuladas pelo MHID e relativa a cada diâmetro de sedimento de fundo.

A_c (m ²)	Persistências				
	$d_{50}=0,125\text{mm}$	$d_{50}=0,187\text{mm}$	$d_{50}=0,250\text{mm}$	$d_{50}=0,375\text{mm}$	$d_{50}=0,560\text{mm}$
150	96%	96%	96%	95%	95%
211	94%	94%	93%	93%	92%
236	93%	93%	92%	92%	91%
264	93%	92%	92%	91%	90%
296	92%	91%	91%	90%	89%
327	91%	90%	90%	89%	88%
385	88%	88%	87%	87%	85%
433	86%	86%	85%	84%	82%
513	82%	82%	81%	79%	78%
543	81%	80%	79%	78%	76%
586	79%	78%	77%	76%	73%
616	77%	77%	75%	74%	72%
678	79%	79%	78%	76%	74%
730	72%	71%	70%	69%	66%
805	69%	68%	67%	65%	62%
927	64%	63%	61%	59%	55%
1034	66%	65%	64%	62%	58%
1065	59%	58%	55%	53%	50%
1230	53%	52%	50%	48%	43%
1290	58%	56%	54%	52%	48%
1430	48%	46%	43%	41%	36%
1503	45%	43%	41%	38%	34%
1715	40%	37%	35%	32%	27%

5.6.1 Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

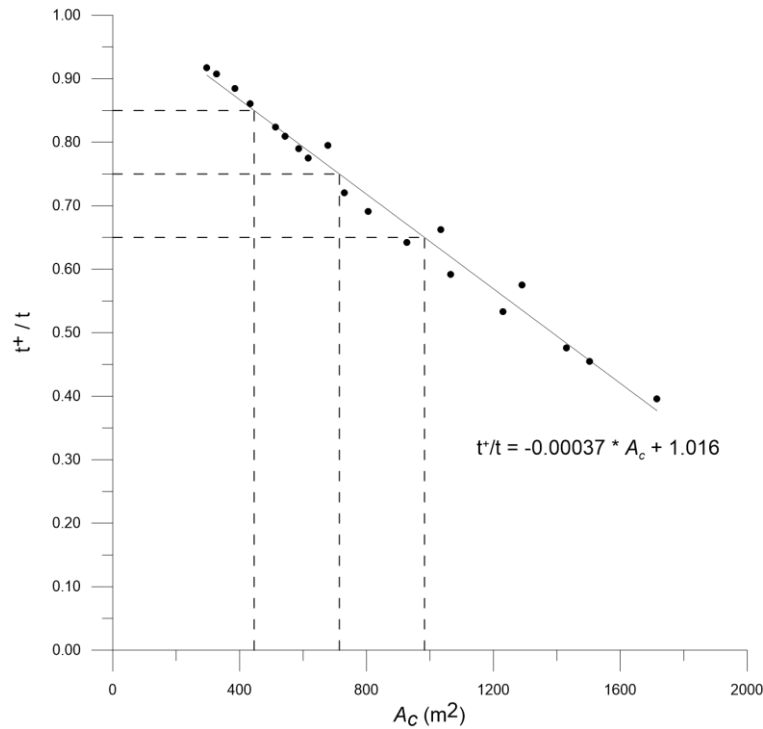


Figura 51. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 1: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

No gráfico da Figura 51 os valores de persistência foram plotados de acordo com a área crítica. Os dados foram ajustados e o resultado do ajuste são a reta traçada e a equação apresentada no gráfico. Através da equação determina-se a área crítica de $446m^2$ para a persistência de 85%, $714m^2$ para a persistência de 75% e $983m^2$ para a persistência de 65%.

Se o diâmetro médio dos grãos fosse $0,125mm$, a área ótima de projeto de canal estável, que garante 75% do tempo com tensões de fundo igual ou maiores que $0,208N/m^2$ é $714m^2$. Caso as restrições urbanísticas impedissem que o canal tenha essa seção crítica, seria recomendável que a seção não ultrapasse os limites de $446m^2$ e $983m^2$ correspondentes a 85 e 65%.

A Figura 52 relaciona este resultado com o diagrama da metodologia anterior, mostrando que o resultado de área hidráulica crítica estabelecida através do critério de persistência do excesso de tensão no fundo está próxima da interseção entre a curva de máxima capacidade de resposta com a curva de fechamento de $0,70m$. Os resultados coincidiram, mas agora considera-se a granulometria e a maré astronômica locais, numa solução mais realista e consistente.

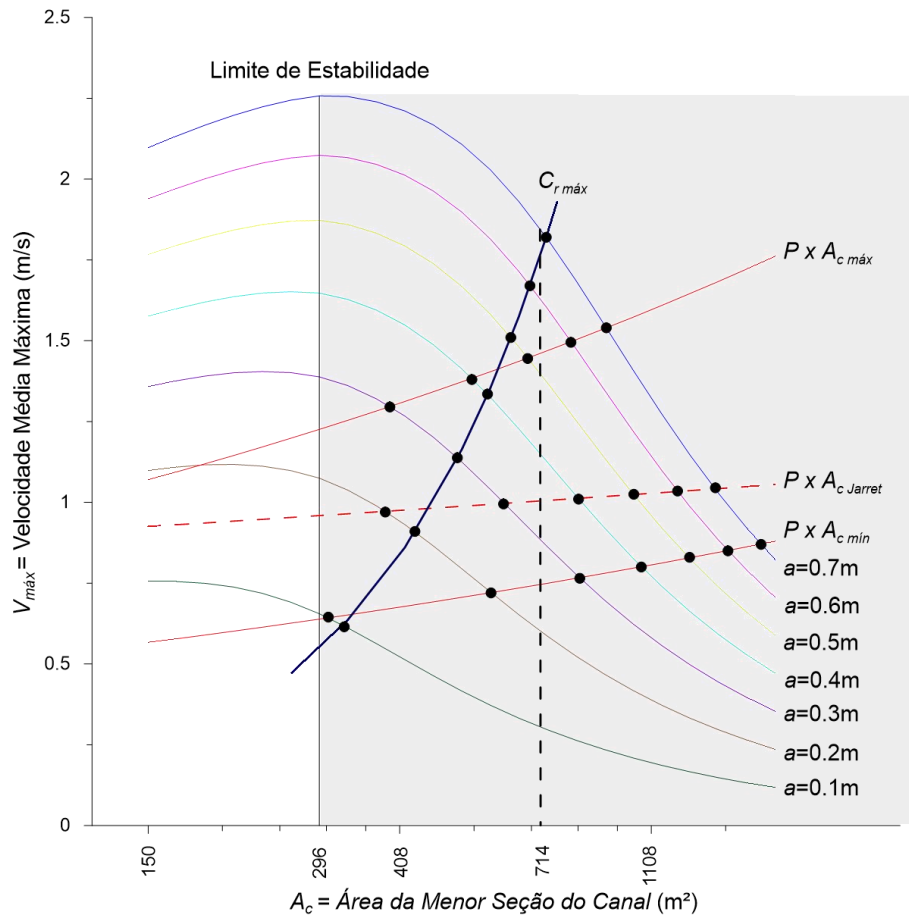


Figura 52. Velocidades m\u00e9dias m\u00e1ximas no canal em fun\u00e7\u00e3o de A_c e a_o para os cen\u00e1rios 1 a 5: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$. O limite de estabilidade corresponde a \u00e1rea do canal de $296m^2$.

5.6.2 Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

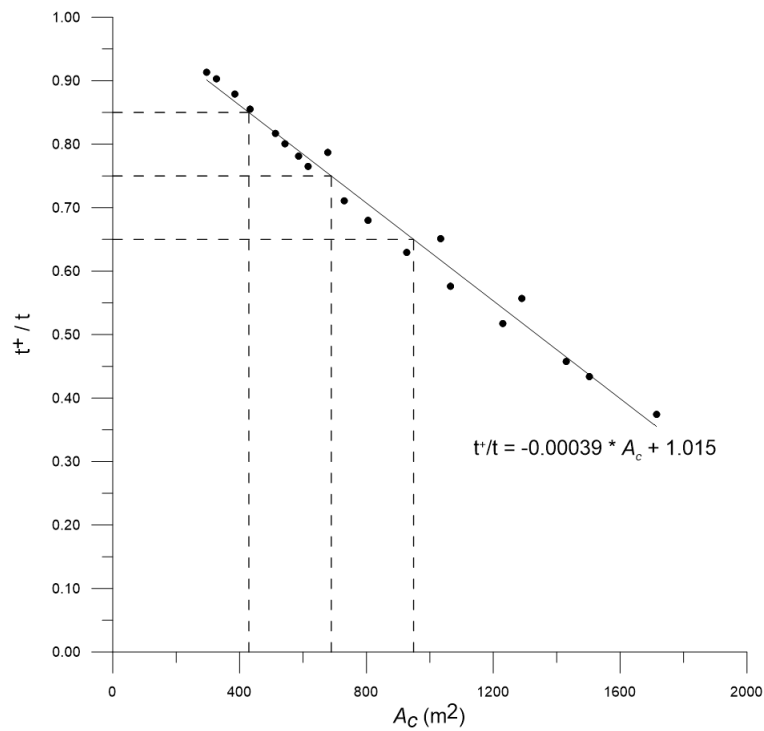


Figura 53. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 2: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

No gráfico da *Figura 53* os valores de persistência foram plotados de acordo com a área crítica. Os dados foram ajustados e através da equação determina-se a área crítica de 429m² para a persistência de 85%, 689m² para a persistência de 75% e 949m² para a persistência de 65%.

5.6.3 Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$

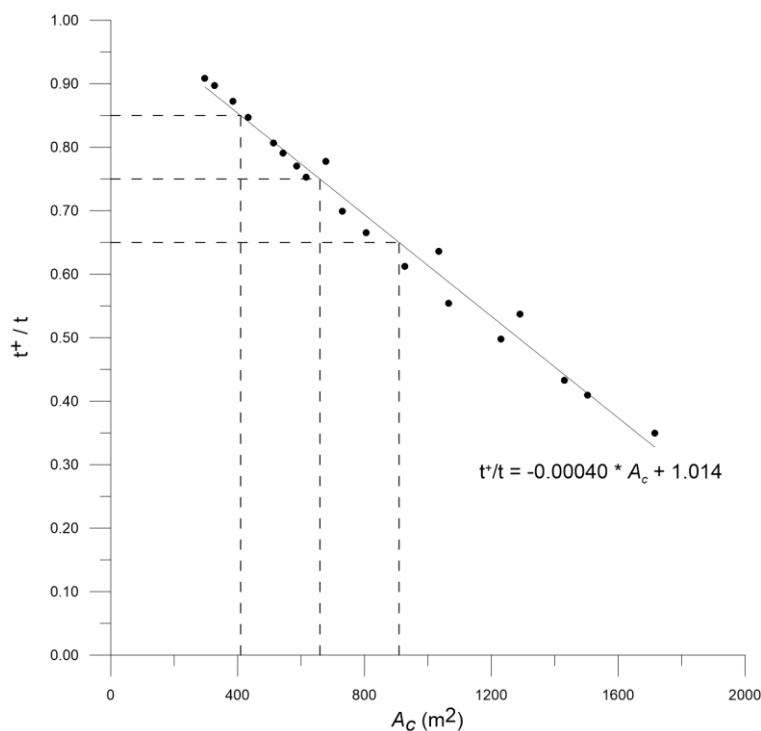


Figura 54. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MHID com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 3: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

No gráfico da Figura 54 os valores de persistência foram plotados de acordo com a área crítica. Os dados foram ajustados e através da equação determina-se a área crítica de $409m^2$ para a persistência de 85%, $659m^2$ para a persistência de 75% e $909m^2$ para a persistência de 65%.

5.6.4 Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$

No gráfico da Figura 55 os valores de persistência foram plotados de acordo com a área crítica. Os dados foram ajustados e através da equação determina-se a área crítica de $391m^2$ para a persistência de 85%, $630m^2$ para a persistência de 75% e $870m^2$ para a persistência de 65%.

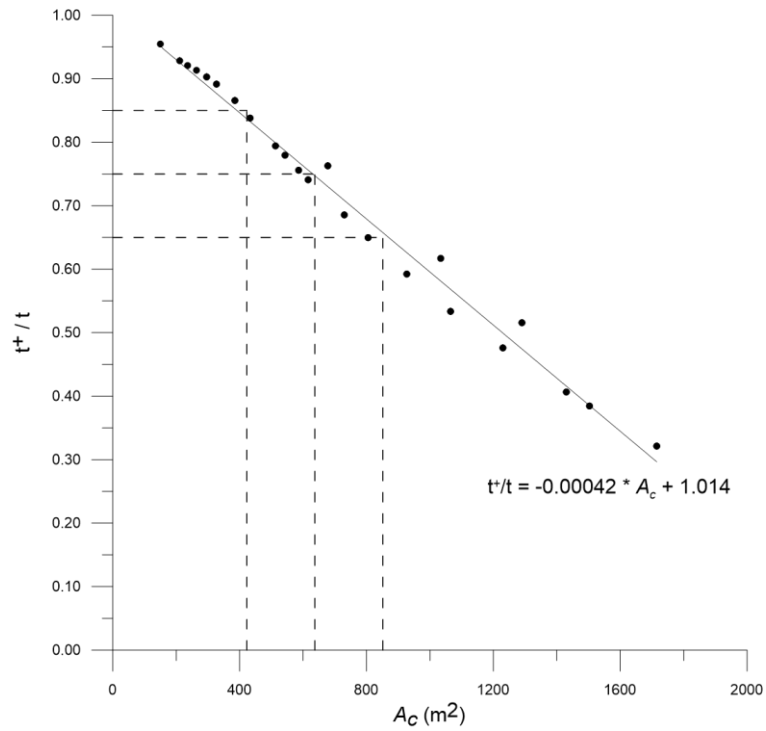


Figura 55. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 4: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

5.6.5 Gráfico ($t^+/t \times A_c$) para cenário 1: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

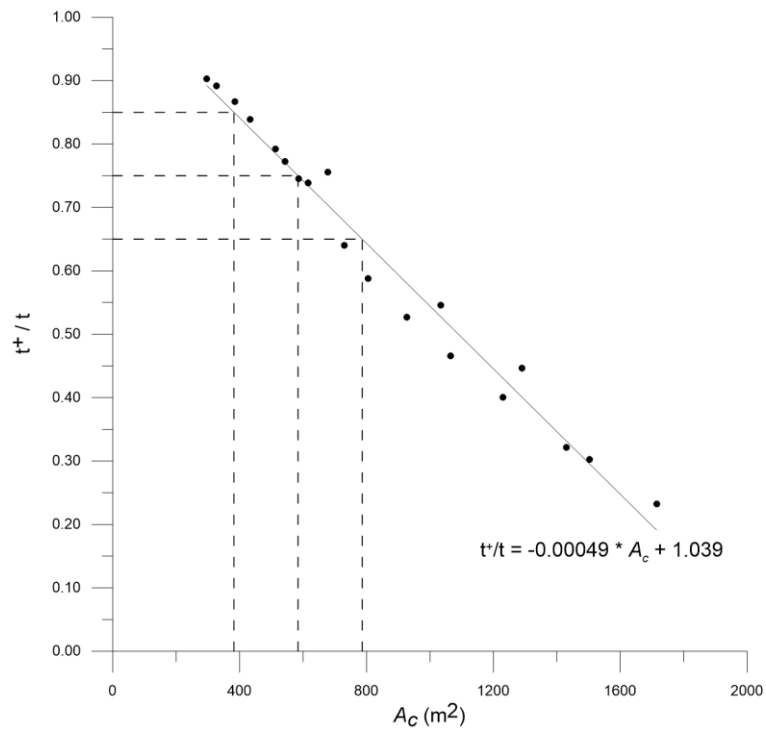


Figura 56. Persistências do excesso de tensões no fundo do modelo MH1D com maré astronômica de 14 dias da estação Ilha Fiscal para o cenário 5: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

No gráfico da *Figura 56* os valores de persistência foram plotados de acordo com a área crítica. Os dados foram ajustados e através da equação determina-se a área crítica de 382m² para a persistência de 85%, 584m² para a persistência de 75% e 786m² para a persistência de 65%.

5.7 Discussão dos resultados

Esta aplicação da metodologia proposta nesta pesquisa ilustrou como definir a seção do canal de maré e a faixa de variabilidade de mais ou menos 10% de segurança na qual esta seção pode variar garantindo a sua estabilidade.

Os resultados encontrados mostram a influência da granulometria na definição da área crítica, *c.v.* Tabela 31. Para maiores diâmetros do sedimento do fundo dos canais de maré definem-se menores áreas críticas e para menores diâmetros as áreas críticas são maiores. Isso porque a tensão crítica de mobilidade é maior para maiores diâmetros e requer maiores velocidades para mobilizar o sedimento do fundo. Para alcançar maiores velocidades são necessárias menores seções transversais.

O gráfico da *Figura 57* apresenta os valores de A_c para persistência de 75% para cada cenário.

Tabela 31. A_c em m² definida para cada cenário, d_{50} e persistência.

Cenário	d_{50} (mm)	A_c (m ²)		
		65%	75%	85%
1	0,125	446	714	983
2	0,187	429	689	949
3	0,250	409	659	909
4	0,375	391	630	870
5	0,500	382	584	786

A Tabela 32 mostra a geometria da seção através das equações de BRUUN (1978) e como ela varia para cada cenário.

Tabela 32. Definição da geometria do canal através das equações de BRUUN (1978).

Cenário	A_c (m ²)	B (m)	h (m)
1	714	171	4
2	689	167	4
3	659	161	4
4	630	156	4
5	584	147	4

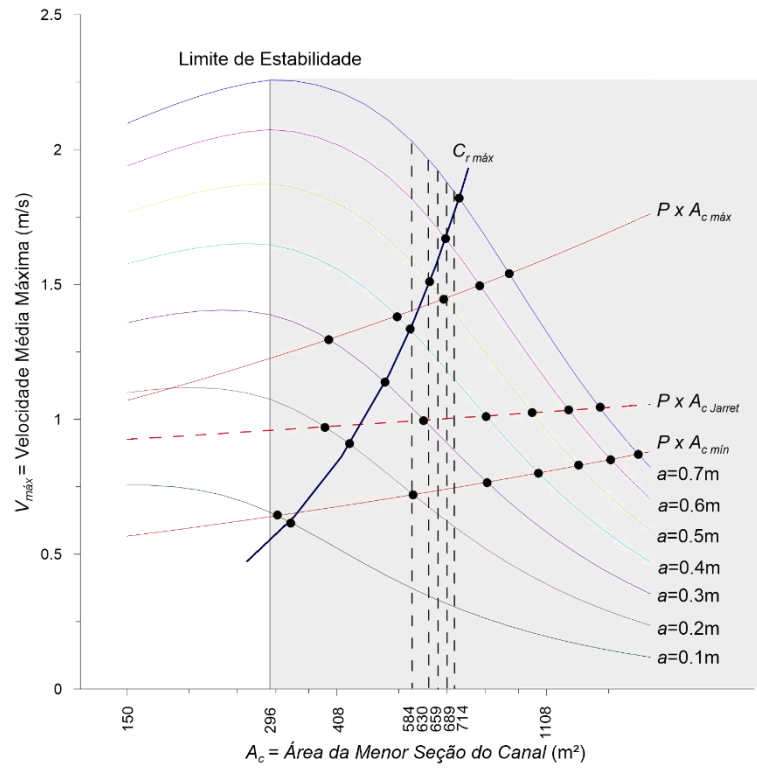


Figura 57. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_o para os cenários 1a 5: $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$ e valores de A_c para persistência de 75% para cada cenário.

6 CONCLUSÕES

A persistência do excesso de tensão no fundo foi definida como a razão entre o tempo em que a tensão de atrito no fundo, τ_o , é maior que a tensão de atrito mínima capaz de mobilizar o sedimento, τ_c , e o tempo de um mês lunar.

Foram investigadas a persistência do excesso de tensão no fundo em 5965 casos em 40 cenários criados para representar o sistema lagunar formado por mar, canal e lagoa costeira. Nestes cenários procurou-se abranger diferentes geometrias de canais e áreas do espelho d'água e diferentes tipos de sedimento de fundo na faixa de areias.

Os cenários foram esquematizados de forma a abranger canais com fundo de areias finas ($d=0,150$ e $0,187$ mm), médias ($d= 0,250, 0,375$ e $0,500$ mm), de comprimentos de canal de 400, 800 e 1200m, e áreas da lagoa variando entre $4E+06$ a $20E+06m^2$.

Através de um modelo analítico baseado na solução estabelecida por (MEHTA & ÖZSOY, 1978) e implementado em planilha Excel por ROSMAN (1992), buscou-se definir seções críticas que relacionadas aos critérios clássicos de estabilidade da literatura, (O'BRIEN, 1931), (BRUUN & GERRITSEN, 1958), (ESCOFFIER, 1940), (SKOU, 1990), pudessem ter a persistência do excesso de tensão no fundo investigada através do modelo computacional 1D que resolve as equações de Saint-Venant.

Neste trabalho todos os canais idealizados mantiveram as relações morfológicas respeitando as formulações apresentadas em (BRUUN, 1978), que são uma coletânea de formulações propostas por diversos autores como (BRUUN & MEHTA, 1978) e MEHTA (1978), entre outros. As formulações foram reunidas e foram ajustadas por uma curva logarítmica com um coeficiente de correlação $R^2= 0,9956$, conforme exposto no item 3.4.

Os resultados da investigação da persistência do excesso de tensão mostraram que para amplitudes de maré variando entre 0,10 e 0,70m, os canais estáveis que satisfazem às relações de O'Brien, para qualquer granulometria de fundo, dimensão ou tendo estruturas de estabilização ou não, apresentam em sua seção crítica uma persistência do excesso de tensão no fundo de 75% do tempo em um mês lunar. A faixa de variabilidade é de mais ou menos 10%, numa faixa entre 65% e 85% do mês lunar.

A persistência de 65% do tempo do ciclo de maré está relacionada às menores amplitudes, podendo-se associar com as marés que ocorrem na quadratura e as persistências de 85% relacionam-se com as maiores amplitudes, podendo-se associar com as marés que ocorrem na sizígia.

Deste modo, é apresentada uma metodologia de projeto de canal de maré, baseada neste novo critério de estabilidade. A metodologia considera o sedimento local e, ao se apoiar em modelos computacionais permite simular de forma mais realista os escoamentos, incluindo os mais diversos processos que envolvem a complexidade dos escoamentos estuarinos e de canais de maré.

Em resumo: para ser estável em termos hidro-sedimentológicos, um canal de maré projetado tem que ter área hidráulica crítica na qual o excesso de tensão de atrito no fundo durante um mês lunar seja de $75\% \pm 10\%$. Canais que apresentam persistência do excesso de tensão abaixo de 65% ou acima de 85% num mês lunar tendem a ser canais inviáveis.

Os resultados encontrados na aplicação da metodologia em canal de maré idealizado para diferente granulometria de fundo mostraram a importância de se considerar o sedimento na definição do canal de maré. Os resultados mostraram, como era de se esperar, que para maiores diâmetros do sedimento do fundo definem-se menores áreas críticas e para menores diâmetros as áreas críticas são maiores. Isso porque a tensão crítica de mobilidade é maior para maiores diâmetros e requer maiores velocidades para mobilizar o sedimento do fundo. Para alcançar maiores velocidades são necessárias menores seções transversais.

7 RECOMENDAÇÕES

Os resultados desta pesquisa foram obtidos para amplitudes de maré até 0,70m. Recomenda-se que a pesquisa seja estendida para locais que apresentem maiores amplitudes de maré, como por exemplo as Lagoas de Mundaú e Manguaba no litoral de Alagoas.

As medições de velocidades e tensões de atrito no fundo em canais de maré estáveis, como o Canal de Guaraíras, são importantes para a validação da metodologia apresentada.

A metodologia apresentada nesta pesquisa considera sistemas lagunares com uma única ligação com o mar. É desejável que se aplique e verifique a metodologia para sistemas lagunares com múltiplos canais de maré.

Recomenda-se que sejam realizadas modelagens de longo prazo morfodinâmica para acompanhar as tendências da morfologia dos canais propostos pela metodologia apresentada.

Outro estudo que pode ser desenvolvido é a caracterização regional e sazonal na costa brasileira, com a verificação da persistência do excesso de tensão de atrito durante um mês lunar para os diversos ambientes lagunares brasileiros com um único canal de maré.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A TERCEIRA DIMENSÃO. Disponível em: <<http://portugalfotografiaaerea.blogspot.com/2009/11/fotografia-aerea-lagoa-de-albufeira.html>>. Consultado em fevereiro, 2019.
- A TERCEIRA DIMENSÃO. Disponível em: <[http://portugalfotografiaaerea.blogspot.com/search/label/Lagoa de Melides](http://portugalfotografiaaerea.blogspot.com/search/label/Lagoa%20de%20Melides)>. Consultado em fevereiro, 2019.
- ABBOTT, M. B.; BASCO, D. R. “Computational fluid dynamics-an introduction for engineers”, *Longman Group UK Limited*, 1989.
- ABECASIS, F. “Propagação de Ondas em Rios, Canais e Albufeiras”. *Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, Lisboa*, 1973.
- BASAN, P. B.; HOPKINS, T. S.; BIGGS, R. B.; KRAFT, J. C.; NICHOLS, M. M.; GOLDSMITH, V. “Coastal Sedimentary Environments”. Second Revised, Expanded Edition. *Richard A. Davis, Jr.*, 1985.
- BRUUN, P.; GERRITSEN, F. “Natural Bypassing of Sand in Coastal Inlets”. *Journal of the Waterways and Harbors Division*, n. 85, p. 75–107, 1959.
- BRUUN, P.; GERRITSEN, F. “Stability of Coastal Inlets”. *Coastal Engineering Proceedings*, v. 1, n. 7, p. 23, 1960,
- BRUUN, P.; J. MEHTA, A.; G. JOHANSSON, I. “Stability of Tidal Inlets: Theory and Engineering”, Amsterdam, The Netherlands, *Elsevier Scientific Publ. Co.*, xviii, 23, 1978.
- CALIXTO, R. J. “Estabilidade Hidráulico-Sedimentológica de Canais de Maré, O Caso da Lagoa Rodrigo de Freitas – RJ”. Universidade Federal do Rio de Janeiro - Coppe, 1990,
- CAMERON, W.M.; PRITCHARD, D.W.” Estuaries”. In: M.N. Hill (Editor), *The Sea. Wiley-Interscience*, New York. 2: 306-324, 1963.
- CAVACHE INC. “Dredging Projects – Portfolio”. Pompano Beach. Disponível em: <http://cavache.com>. Consultado em janeiro, 2019.
- CEM. Part II: “Chapter 6 - Hydrodynamics of Tidal Inlets”. *Coastal Engineering Manual*, Department of the Army. U.S. Corps of Engineers, Washington, DC, 2002.
- CIRP. Coastal Inlets Research Program. US Army Corps of Engineers.
- DAVID, L.T., KJERFVE, B. “Tides and currents in a two-inlet coastal lagoon: Laguna de Términos, México”. *Continental Shelf Research*. Volume 18, Issue 10, Pages 1057-1079, 1998.
- DAVIS, R. A. “Barrier Island Systems — a Geologic Overview”. *Geology of Holocene Barrier Island Systems. Springer Berlin Heidelberg*. p. 1–46, 2011.
- DAVIS, R. A.; FITZGERALD, D. M. “Beaches and Coasts”. *Blackwell Publishing, UK*. 419pp, 2004.
- DAVIS, R. A.; DALRYMPLE, R. W. “Principles of tidal sedimentology”, 2010,
- DEAN, R. G. “Hydraulics and Sedimentary Features of Coastal”. *Coastal Wave Hydrodynamics*. Capítulo 11 - MIT Summer Course, 1976.

- DEAN, R. G. “Sediment Interaction at Modified Coastal Inlets: Processes and Policies BT - Hydrodynamics and Sediment Dynamics of Tidal Inlets”. 1988, New York, NY: *Springer New York*. p. 412–439, 1988.
- DEAN, R. G.; DALRYMPLE, R. A. “Coastal Processes with Engineering Applications”. Cambridge: *Cambridge University Press*. Disponível em: <<https://www.cambridge.org/core/books/coastal-processes-with-engineering-applications/AF6951F85F0E2D42D734B86CDD7F9469>>, 2001.
- DIECKMANN, R.; OSTERHUN, M.; PARTENSCKY, H.W. “A comparison between German and North American tidal inlets”. In: Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering. Ed. by *B.L. Edge*. Vol. 1. ASCE, pp. 2681–2691, 1988.
- DILORENZO, J. L. “The Overtide and Filtering Response of Small Inlet/Bay Systems BT - Hydrodynamics and Sediment Dynamics of Tidal Inlets”. New York, NY: *Springer New York*, 1988. p. 24–53, 1988.
- DYER, K. R. “Estuaries: A Physical Introduction”. 2nd. Baffins Lane, Chichester, England, *John Wiley & Sons Ltd*, 140p, 1997.
- ELIAS, E. P. L.; VAN DER SPEK, A. J. F. “Dynamic preservation of Texel Inlet, the Netherlands: Understanding the interaction of an ebb-tidal delta with its adjacent coast”. *Geologie en Mijnbouw/Netherlands Journal of Geosciences*, v. 96, n. 4, p. 293–317, 2017.
- ENOCHS, I. C.; MANZELLO, D. P.; JONES, P. R.; STAMATES, S. J.; CARSEY, T. P. “Seasonal Carbonate Chemistry Dynamics on Southeast Florida Coral Reefs: Localized Acidification Hotspots from Navigational Inlets”. *Frontiers in Marine Science*, 2019.
- ESCOFFIER, F. F. “The Stability of Tidal Inlets”, *Shore and Beach*, v. 8, n.4, pp. 100-115, 1940,
- FAIRBRIDGE, R. W. The “Estuary: its Definition and Geodynamic Cycle”. In: Chemistry and Biogeochemistry of Estuaries, E. Olausson & I. Cato (Eds.) p1-35, Interscience Publication, *John Wiley & Sons Ltd*, New York, 1980,
- FIREISLANDANDBEYOND.COM. Disponível em: <<http://fireislandandbeyond.com/>>. Consultado em maio, 2019.
- FITZGERALD, D. M. “Sediment Bypassing at Mixed Energy Tidal Inlets”. [S.l.]: *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, p. 1094–1118, 2015.
- FLEMMING, B. W. “Tidal Environments”. In: SCHWARTZ, M. L. (Org.). *Encyclopedia of Coastal Science*. Dordrecht: *Springer Netherlands*. p. 954–958. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/1-4020-3880-1_315>, 2005.
- GHISI, F. “Canal da Barra da Tijuca”. Rio de Janeiro. Geoview.info. Disponível em: <http://br.geoview.info/canal_da_barra_da_tijuca_fg,32971979p>, 2010,
- GLAESER, J. D. “Global Distribution of Barrier Islands in Terms of Tectonic Setting”. *The Journal of Geology*, v. 86, n. 3, p. 283–297, 1978.
- GOODWIN, P. “Predicting the Stability of Tidal Inlets for Wetland and Estuary Management”. *J. Coastal Res.*, SL 23. 83-101p., 1996.
- HAYES, M. O. “Barrier island morphology as a function of tidal and wave regime”. *Academic Press, NY*, p. 1–27, 1979.

- HAYES, M. O.; FITZGERALD, D. M. “Origin, Evolution, and Classification of Tidal Inlets”. *Journal of Coastal Research*, v. 69, p. 14–33, 6 nov. 2013.
- HEATH, R.A. “Stability of some New Zealand coastal inlets”. *New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research* 9(4): 449–457. DOI: 10,1080/00288330, 1975.9515580, 1975.
- HUME, T.M.; HERDENDORF, C. E. “Morphologic and hydrologic characteristics of tidal inlets on a headland dominated, low littoral drift coast, Northeastern New Zealand”. *Proc. Skagen Symposium, J. Coastal Res.* SI 9, 527-563, 1990,
- HUME, T.M.; HERDENDORF, C. E. “Factors controlling tidal inlet characteristics on low drift coasts”. *Journal of Coastal Research* 8(2): 355–375, 1992.
- IBGE. “Base de dados por municípios das Regiões Geográficas Imediatas e Intermediárias do Brasil”, 2017. Consultado em fevereiro, 2018.
- IBGE. “Atlas geográfico das zonas costeiras e oceânicas do Brasil”. Disponível em: <https://www.cambridge.org/core/product/identifiser/CBO9781107415324AO09/type/book_part>, 2011. Consultado em fevereiro, 2019.
- INMAN, D. L.; JENKINS, S. A. “Accretion and Erosion Waves on Beaches”. v. 3, p. 1–5, 2018.
- JARRET, J.T. “Tidal prism - inlet area relationships”, G.I.T.I. Report 3, U.S. Army Corps of Engineers, CERC, *Fort Belvoir, Virginia*, U.S.A. 1976.
- KEULEGAN, H. G. “Tidal Flow in Entrances; Water-Level Fluctuations of Basins in Communication with Seas”. *Committee on Tidal Hydraulics*. Technical Bulletin No. 14. U.S. Army Corps of Engineers.1967.
- KING, D. B. “The Dynamics of Inlets and Bays”. *Technical report no. 22*, Coastal and Oceanographic Engineering Laboratory, University of Florida, Gainesville, FL.1974.
- KJERFVE, B.; MAGILL, K.E. “Geographic and hydrodynamic characteristics of shallow coastal lagoons”. *Mar. Geol.*, 88: 187-199, 1989.
- KJERFVE, B., SCHETTINI, C.A.F., KNOPPERS, B., LESSA, G., FERREIRA, H. O. “Hydrology and Salt Balance in a Large, Hypersaline Coastal Lagoon: Lagoa de Araruama, Brazil”, *Estuarine, Coastal and Shelf Science* v. 42, pp 701–725, 1996.
- KRAUS, N. C. “Engineering of Tidal Inlets and Morphologic Consequences”. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, pp. 867-900, U.S. Army Engineer Research and Development Center, 2009.
- LE CONTE, L. J. “Discussion of Notes on the improvement of river and harbor outlets in The United States”. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, v. 55, n. 2, p. 306-317, 1905.
- LE MÉHAUTÉ, B. *An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves*. Nova York: [s.n.], 1976.
- M., D. Tidal Inlets. In: SCHWARTZ, M. L. (Org.). “Encyclopedia of Coastal Science”. Dordrecht: *Springer Netherlands*. p. 958–965. Disponível em: <https://doi.org/10,1007/1-4020-3880-1_316>, 2005.

- MCLACHLAN, A.; BROWN, A. C. “The Ecology of Sandy Shores”. [S.l.: s.n.], 2006.
- MCLACHLAN, A.; DEFEO, O. “The Physical Environment”. [S.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/B9780128094679000023>>, 2018.
- MEHTA, A. J.; ÖZSOY, E. “Inlet Hydraulics”. *Developments in Geotechnical Engineering*. In: Stability of tidal inlets, theory and engineering. (ed.). Bruun, P. Elsevier, Amsterdam. Elsevier. v. 23. p. 83–161, 1978.
- MOLISANI, M. M. “Resolução CBH Macaé nº 81/2018: Critérios Para Abertura Emergencial da Barra Arenosa da Lagoa Imboassica”. [S.l.: s.n.], 2018. Disponível em: <<http://cbhmacae.eco.br/site/index.php/2018/07/17/resolucao-cbh-macae-n-812018-criterios-para-abertura-emergencial-da-barra-arenosa-da-lagoa-imboassica/>> Acesso em: dezembro, 2018.
- MOROTE, Angel. RO Rio das Ostras Jornal. “Pesquisa estuda possíveis formas de recuperação da Lagoa Imboassica, em Macaé, 2018”. Disponível em: <<https://riodasostrasjornal.blogspot.com/2014/10/pesquisa-estuda-possiveis-formas-de.html>>. Consultado em maio, 2019.
- MOTA, I. B. “Embocaduras Lagunares - Contribuição para o estudo das suas condições de equilíbrio”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 1973.
- MULHERN, J. S.; JOHNSON, C. L.; MARTIN, J. M. “Is barrier island morphology a function of tidal and wave regime?” *Marine Geology*, v. 387, p. 74–84, 2017.
- NASA. “Visible Earth – A catalog of NASA images and animations of our home planet”. <https://visibleearth.nasa.gov>. Consultado em maio, 2019.
- O’BRIEN, M. P. “Estuary tidal prism related to entrance areas”. *Civil Engineering* 1(8): 738–739, 1931.
- O’BRIEN, M. P. “Equilibrium flow areas of inlets on sandy coasts”. *Journal of the Waterways and Harbors Division* 95(WW1): 43–52, 1969.
- O’BRIEN, M. P.; DEAN, R.G. “Hydraulics and sedimentary stability of coastal inlets”. In: Proceedings of the 14th International Conference on Coastal Engineering. Ed. by M.P. O’Brien. Vol. 2, pp. 761–780, 1972.
- O’BRIEN, M. P.; CLARK, R. R. “Hydraulic Constants of Tidal Entrances”. Coastal Engineering. 14th International Conference on Coastal Engineering, 1974.
- OERTEL, G. F. “EBB-Tidal Deltas of Georgia Estuaries”. In: Cronin L.E Estuaries Research, *Academic Press NY*, v. SL 2, p. 267–276, 1975.
- PERILLO, G.M.E. “Geomorphology and Sedimentology of Estuaries”. Developments in sedimentology. Instituto Argentino de Oceanografía, 8000 Bahia Blanca, Argentina e Departamento de Geología, Universidad Nacional del Sur, *Elsevier Science B.V.*, 1995.
- PIMENTEL, J. C. “Avanço do mar divide ilha, extingue enseada e “engole” 1 km do estado de SP”. G1 Santos, 29 ago. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/santos-regiao/noticia/2018/08/29/avanco-do-mar-divide-ilha-extingue-enseada-e-engole-1-km-do-estado-de-sp-video.ghtml>>, 2018.
- PINHEIRO, L. A. “Análise Hidrossedimentológica de Eventual Ruptura da Restinga da Marambaia, Baía de Sepetiba, RJ”. 2015. Programa de Pós-Graduação em Engenharia

Oceânica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coppe, 2015.

PINTO, A. C. B. “Um Modelo Numérico para Análise da Estabilidade Hidráulico-sedimentológica de Canais de Maré”. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coppe, 1999.

POWELL. M.A.; THIEKE. R.J.; MEHTA A.J. “Morphodynamic relationships for ebb and flood delta volumes at Florida’s tidal entrances”. *Ocean Dynamics* 56(3): 295–307. DOI: 10,1007/s10236-006-0064-3, 2006.

PRADEL, A. B. B. F.; BARROCAS, F. M. “Influência do Canal da Barra no nível de água do Sistema Lagunar de Maricá-RJ”. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, 2017.

PRITCHARD, D. W. “What is an Estuary: Physical Viewpoint”. In: Estuaries. G. H. Lauff (Ed.) *American Association for the Advancement of Science*, nº 83, Washington D. C., 1967.

REGIÃO DOS LAGOS G1. “Peixes morrem após abertura de canal na Lagoa de Imboassica, em Macaé”. Disponível em: <<http://g1.globo.com/rj/regiao-dos-lagos/noticia/2016/11/peixes-morrem-apos-abertura-de-canal-na-lagoa-de-imboassica-em-macaee.html>>, Acesso em: abril, 2019.

ROSMAN, P. C. C. “Solução Conjunta dos Problemas de erosão na Praia de Ipanema-Leblon e Qualidade da Água na Lagoa Rodrigo de Freitas – RJ”. *Relatório COPPETEC-ET-170173*, COPPE/UFRJ, 1992.

ROSMAN, P. C. C. “Subsídios para Modelagem de Sistemas Estuarinos”. In: ABRH/UFRJ, Métodos Numérico em Recurso Hídricos, Volume 3, capítulo 3, Rio de Janeiro, Brasil, ABRH., *Fundação COPPETEC*, 1997.

ROSMAN, P. C. C. “Aspectos Morfológicos de Rios e Estabilidade de Canais de Maré”. Área de Engenharia Costeira e Oceanográfica, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, v. Apostila, 2013.

ROSMAN, P. C. C. “Referência Técnica do SisBaHiA[®]”. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro - Coppe, 2019.

SHA, L. P. “Variation in ebb-delta morphologies along the West and East Frisian Islands, The Netherlands and Germany”. *Marine Geology*, v. 89, n. 1–2, p. 11–28, 1989.

SHIGEMURA, T. (1980). “Tidal prism - throat area relationships of the bays of Japan”. *Shore and Beach* 48(3): 30–35.

SILVA, M. C. “Estuários — Critérios para uma Classificação Ambiental”. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Volume 5 n.1 Jan/Mar, 25-35, 2016.

SILVA, R. A. G. “Análise da Viabilidade Hidro-Sedimentológica de um Canal de Maré Projetado no Oeste da Lagoa de Araruama – RJ”. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

SKOU, A. “On the geometry of cross-section areas in tidal inlets”. Series Paper No 51, Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, *Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark*, 1990,

- STIVE, M. J. F.; TRAN, T. T.; NGHIEM, T. L. “Stable and unstable coastal inlet cross-sectional behavior”. International Conference on Estuaries and Coasts, *Water Resources University*, Vietnam, n. October 2012.
- STUTZ, M. L.; PILKEY, O. H. “A Review of Global Barrier Island Distribution”. Source: Journal of Coastal Research International Coastal Symposium Journal of Coastal Research Journal of Coastal Research Special Issue, v. 34, p. 15–22, 2000, Disponível em: <<http://www.jstor.org/stable/25736270>>. Acesso em: abril, 2019.
- TOWNEND, I. “An examination of empirical stability relationships for UK estuaries”. *Journal of Coastal Research* 21(5): 1042–1063. DOI: 10,2112/03-0066R.1, 2005.
- VAN DE KREEKE, J. “Stability of Tidal Inlets; Escoffier’s analysis”. *Shore and Beach* 60(1): 9–12, 1992.
- VAN DE KREEKE, J. “Adaptation of the Frisian Inlet to a reduction in basin area with special reference to the cross-sectional area”. In: Proceedings of the 8th Conference on Physics of Estuaries and Coastal Seas (PECS) 1996. Ed. by *J. Dronkers and M.B.A.M. Scheffers*, pp. 355–362, 1998.
- VAN DE KREEKE, J.; BROUWER, R. L. “Tidal inlets: Hydrodynamics and morphodynamics”. *University Printing House*, Cambridge CB2 8BS, United Kingdom, p.1-187, 2017.
- VAN RIJN, L. C. “Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas”, *Aqua Publications. Oldemarkt, The Netherlands*, 1993.
- VITÓRIO, A. DA S. B.; FARIAS, R. N.; BARROS, M. P. “Desmistificando a relação das aberturas artificiais com o grau de eutrofização de uma lagoa costeira urbana”. Laboratório de Limnologia da UFRJ, 2017.
- WALTON, T. L.; ESCOFFIER, F. F. “Linearized solution to inlet equation with inertia”. Conference Proceedings, v. 107, 1981.
- WALTON, T. L. “Linear systems analysis approach to inlet–bay systems”. *Ocean Engineering*, v. 31, 2004.
- WU, J. “Wind stress over sea surface from breeze to hurricane”. *Journal of Geophysical Research* 87 (C 12):9704-9706, 1982.
- ZEE, D. “Soluções para a reabertura da comunicação hídrica do Canal da Joatinga com o mar”. Disponível em: <<https://olharoceanografico.com/2017/03/21/solucoes-para-a-reabertura-da-comunicacao-hidrica-do-canal-da-joatinga-com-o-mar/>>. Consultado em abril, 2019.

Anexo 1 – EQUAÇÕES GOVERNANTES GERAIS DO MODELO HIDRODINÂMICO UNIDIMENSIONAL

Neste anexo Integração do modelo 2DH ao longo da lateral.

Deduções das equações governantes gerais também são encontradas em (CALIXTO, 1990) e (PINTO, 1999).

Equação da continuidade do modelo hidrodinâmico 1D sem considerar efeitos de evaporação, precipitação e infiltração

Partindo da equação 2DH (A.1), que foi obtida através da integração na vertical da equação da continuidade 3D, basta integrá-la na lateral para se obter a equação da continuidade do modelo 1D.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial[\hat{u}_i H]}{\partial x_i} = \Sigma q = 0 \quad (\text{A.1})$$

Onde H é a profundidade instantânea, também chamado de altura da coluna d'água ou “tirante hidráulico” e \hat{u}_i são as velocidades promediadas na vertical. Integrando lateralmente a equação (A.1) e sendo B a largura do canal:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \left[\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial[\hat{u}_i H]}{\partial x_i} \right] dy = 0 \quad (\text{A.2})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial H}{\partial t} dy = \frac{\partial}{\partial t} \int_{-B/2}^{B/2} H dy - H|_{b/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial t} + H|_{-b/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial t} \quad (\text{A.3})$$

Assumindo que as margens não variam no tempo, ou seja, $\frac{\partial(B/2)}{\partial t} = \frac{\partial(-B/2)}{\partial t} = 0$:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial H}{\partial t} dy = \frac{\partial}{\partial t} \int_{-B/2}^{B/2} H dy = \frac{\partial A_H}{\partial t} \quad (\text{A.4})$$

Onde $A_H(x, t)$ é a área hidráulica, função do nível d'água instantâneo $\zeta(x, t)$ da seção transversal na posição x .

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial[\hat{u}_i H]}{\partial x_i} dy = \int_{-B/2}^{B/2} \left(\frac{\partial \hat{u} H}{\partial x} + \frac{\partial \hat{v} H}{\partial y} \right) dy \quad (\text{A.5})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial \hat{u} H}{\partial x} dy = \frac{\partial}{\partial x} \int_{-B/2}^{B/2} \hat{u} H dy - \hat{u} H|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial x} + \hat{u} H|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial x} \quad (\text{A.6})$$

Como as velocidades nas margens são nulas:

$$-\hat{u} H|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial x} = 0 \quad \therefore \quad \hat{u} H|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial x} = 0 \quad (\text{A.7})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial \hat{u} H}{\partial x} dy = \frac{\partial}{\partial x} \int_{-B/2}^{B/2} \hat{u} H dy = \frac{\partial U A_H}{\partial x} \quad (\text{A.8})$$

Onde U é a velocidade média na seção transversal.

Tem-se, então, a Equação da Continuidade 1D ou Condição de escoamento Incompressível:

$$\frac{\partial A_H}{\partial t} + \frac{\partial(U A_H)}{\partial x} = 0 \quad \therefore \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(U A)}{\partial x} = 0 \quad (\text{A.9})$$

Em sistemas estuarinos afeitos à modelagem 1D, em geral é suficiente modelar-se a área hidráulica como um trapézio, como indicado na Figura 20, podendo-se escrever:

$$A(x, t) = (\zeta + h) \left(b + \frac{m_d + m_e}{2} (\zeta + h) \right) \quad (\text{A.10})$$

Equação da quantidade de movimento do modelo hidrodinâmico 1D

Assim como foi feito com a equação da continuidade pode-se integrar lateralmente cada termo da equação (A.11):

$$\frac{\partial \hat{u}_i}{\partial t} + \hat{u}_j \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_j} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} - g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \frac{H}{2} + \frac{1}{\rho_0 H} \left[\frac{\partial(H \hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} + \tau_i^\zeta - \tau_j^F \right] + a_{ci} \quad (\text{A.11})$$

a)

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial t} H dy = \frac{\partial \int_{-B/2}^{B/2} \hat{u}_i H dy}{\partial t} - \hat{u}_i H|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial t} + \hat{u}_i H|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial t} \quad (\text{A.12})$$

Assumindo que as margens não variam no tempo, ou seja, $\frac{\partial(B/2)}{\partial t} = \frac{\partial(-B/2)}{\partial t} = 0$:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial H}{\partial t} dy = \frac{\partial \int_{-B/2}^{B/2} \hat{u}_i H dy}{\partial t} = \frac{\partial U \int_{-B/2}^{B/2} H dy}{\partial t} = \frac{\partial U A_H}{\partial t} \quad (\text{A.13})$$

b)

$$\begin{aligned} \int_{-B/2}^{B/2} \hat{u}_j \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_j} H dy \\ = \frac{\partial \int_{-B/2}^{B/2} (\hat{u}_i \hat{u}_j H) dy}{\partial x_j} - \hat{u}_i \hat{u}_j H|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial x_j} + \hat{u}_i \hat{u}_j H|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (\text{A.14})$$

Como as velocidades nas margens são nulas:

$$-\hat{u}_i \hat{u}_j H|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial x_j} = 0 \quad \therefore \quad \hat{u}_i \hat{u}_j H|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial x_j} = 0 \quad (\text{A.15})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} \hat{u}_j \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_j} H dy = \frac{\partial \int_{-B/2}^{B/2} (\hat{u}_i \hat{u}_j H) dy}{\partial x_j} \frac{\partial}{\partial x} = \frac{\partial U U \int_{-B/2}^{B/2} H dy}{\partial x} = \frac{\partial U U A_H}{\partial x} \quad (\text{A.16})$$

c)

$$\int_{-B/2}^{B/2} g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} H dy = -g \int_{-B/2}^{B/2} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\partial \zeta}{\partial y} \right) H dy = -g \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial \zeta}{\partial x} H dy - g \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial \zeta}{\partial y} H dy \quad (\text{A.17})$$

Considerando $\bar{\zeta}(x, y)$, médio na seção transversal y :

$$-g \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial \zeta}{\partial y} H dy = 0 \quad (\text{A.18})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} H dy = -g \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial x} \int_{-B/2}^{B/2} H dy = -g \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial x} A_H \quad (\text{A.19})$$

d)

$$\int_{-B/2}^{B/2} g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \frac{H}{2} H dy = -g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \frac{1}{2} \int_{-B/2}^{B/2} H H dy = -g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \bar{H} \bar{H} b \frac{1}{2} \quad (\text{A.20})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} g \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \frac{H}{2} H dy = -g \frac{A_H H_H}{2} \frac{\partial(\hat{\rho}/\rho_0)}{\partial x_i} \quad (\text{A.21})$$

Onde H_H é a profundidade hidráulica.

e)

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{1}{\rho_0} \frac{1}{H} \left[\frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} + \tau_i^\zeta - \tau_j^F \right] H dy = \int_{-B/2}^{B/2} \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} + \tau_i^\zeta - \tau_j^F \right] dy \quad (\text{A.22})$$

$$\begin{aligned} & \int_{-B/2}^{B/2} \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} + \tau_i^\zeta - \tau_j^F \right] dy \\ &= \frac{1}{\rho_0} \left\{ \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} dy + \int_{-B/2}^{B/2} \tau_i^\zeta dy - \int_{-B/2}^{B/2} \tau_j^F dy \right\} \quad (\text{A.24}) \end{aligned}$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} dy = \frac{\partial \int_{-B/2}^{B/2} (H\hat{\tau}_{ij}^T) dy}{\partial x_j} - (H\hat{\tau}_{ij}^T)|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial x_j} + (H\hat{\tau}_{ij}^T)|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial x_j} \quad (\text{A.25})$$

Fazendo o (balanço horizontal dos fluxos difusivos e dispersivos) – (balanço vertical dos fluxos difusivos e dispersivos) tem-se:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{i1}^T)}{\partial x} dy - \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{i2}^T)}{\partial y} dy \quad (\text{A.26})$$

$$\begin{aligned} \int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{i1}^T)}{\partial x} dy &= \frac{\partial \int_{-B/2}^{B/2} (H\hat{\tau}_{i1}^T) dy}{\partial x} - (H\hat{\tau}_{i1}^T)|_{B/2} \frac{\partial(B/2)}{\partial x} \\ &\quad + (H\hat{\tau}_{i1}^T)|_{-B/2} \frac{\partial(-B/2)}{\partial x} \end{aligned} \quad (\text{A.27})$$

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{i2}^T)}{\partial y} dy = +(H\hat{\tau}_{i2}^T)|_{B/2} - (H\hat{\tau}_{i2}^T)|_{-B/2} \quad (\text{A.28})$$

Aplicando a condição de contorno dinâmica de margem direita, $-B/2$:

$$H\hat{\tau}_{M_d}^T = H\hat{\tau}_{i1}^T \frac{\partial(B/2)}{\partial x} + H\hat{\tau}_{i2}^T \quad (\text{A.29})$$

Aplicando a, condição de contorno dinâmica de margem esquerda, $B/2$:

$$H\hat{\tau}_{M_e}^T = H\hat{\tau}_{i1}^T \frac{\partial(-B/2)}{\partial x} + H\hat{\tau}_{i2}^T \quad (\text{A.30})$$

Incorporando-se $\hat{\tau}_{M_d}^T$ e $\hat{\tau}_{M_e}^T$ ao termo de tensão longitudinal média na tensão transversal, $\hat{\tau}_L^T$:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \frac{\partial(H\hat{\tau}_{ij}^T)}{\partial x_j} dy = \frac{\partial \hat{\tau}_L^T \int_{-B/2}^{B/2} H dy}{\partial x_j} = \frac{\partial \hat{\tau}_L^T A_H}{\partial x} \quad (\text{A.31})$$

Sendo $\hat{\tau}^S$ o termo de tensão do vento média na superfície livre da seção transversal:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \hat{\tau}_i^S dy = \hat{\tau}^S \int_{-B/2}^{B/2} dy = \hat{\tau}^S [B/2 - (-B/2)] = B\hat{\tau}^S \quad (\text{A.32})$$

Sendo $\hat{\tau}^C$ o termo de tensão do atrito no fundo, médio no perímetro hidráulico da seção transversal e P_H o perímetro hidráulico da seção transversal:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \hat{\tau}_i^F dy = \hat{\tau}^C \oint_{-B/2}^{B/2} dy = \hat{\tau}^S P_H \quad (\text{A.33})$$

f) Desconsiderando-se a aceleração de Coriolis para estuários:

$$\int_{-B/2}^{B/2} \hat{\tau}_i^F da_{ci} H dy = 0 \quad (\text{A.34})$$

Tem-se, então, a Equação da Quantidade de Movimento 1D:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial U A_H}{\partial t} + \frac{\partial U U A_H}{\partial x} \\ & = -g \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial x} A_H - g \frac{A_H H_H}{2} \frac{\partial (\hat{\rho} / \rho_0)}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho_0} \left\{ \frac{\partial \hat{\tau}_L^T A_H}{\partial x} + b \hat{\tau}^S - \hat{\tau}^S P_H \right\} \end{aligned} \quad (\text{A.35})$$

Anexo 2 – RESULTADOS DOS MODELOS ANALITICOS DA INVESTIGAÇÃO DA PERSISTÊNCIA DO EXCESSO DE TENSÃO NO FUNDO

Cenário 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$

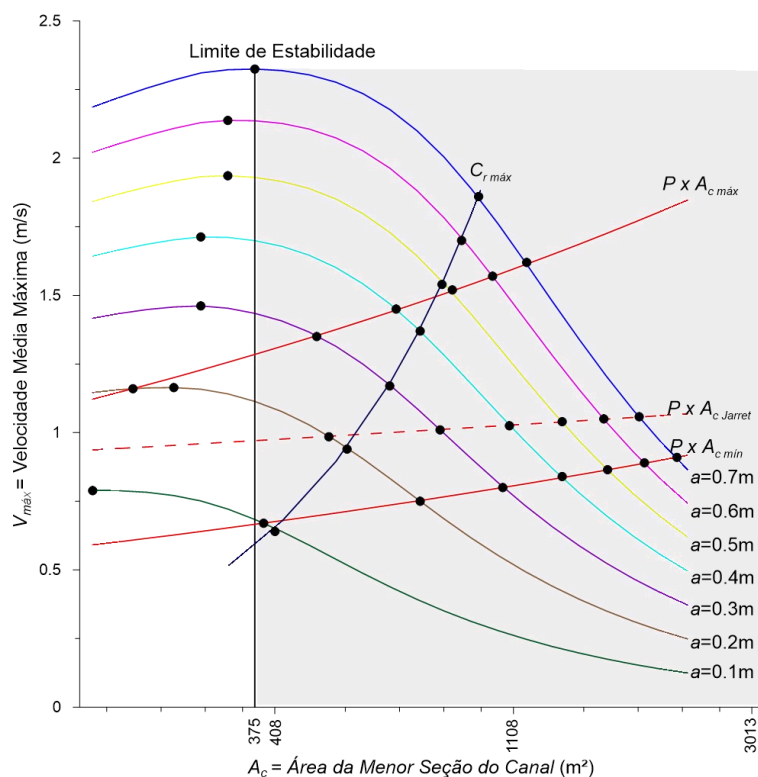


Figura 58. Velocidades médias máximas no canal em função de A_c e a_o para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_o .

Tabela 33. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 1 a 5: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_o (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	375	335	335	299	299	267	190
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	1172	1016	858	678	486	225	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	1878	1619	1360	1090	815	512	
Curva ($P \times A_{c\ min}$)	2200	1920	1645	1360	1060	750	389
Curva $C_{r\ máx}$	958	892	822	750	660	552	408

Cenário 6 a 10: $A_b=1,5E+07m^2, L=800m$

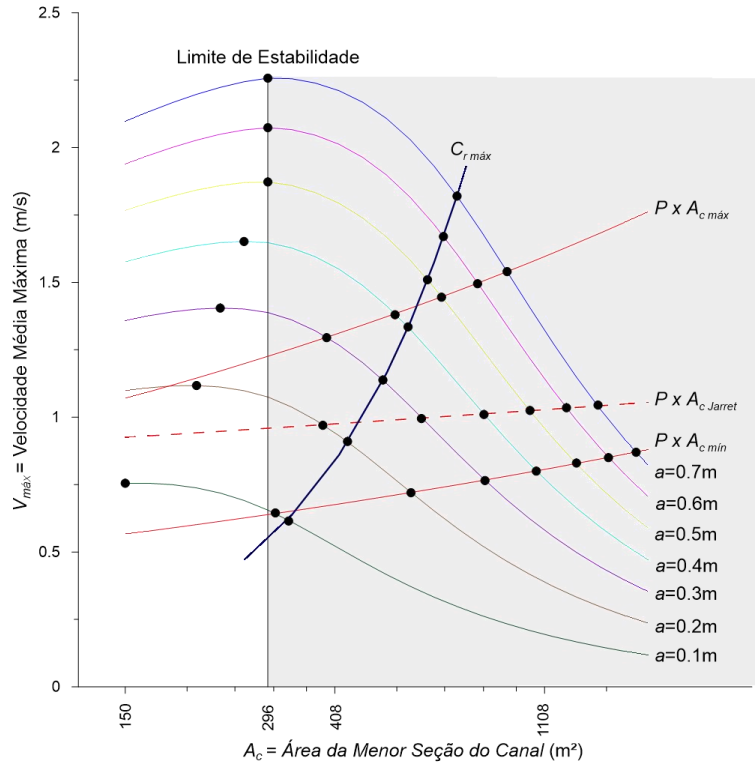


Figura 59. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_0 para os cenários 6 a 10: $A_b = 1,5E+07m^2, L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_0 .

Tabela 34. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 6 a 10: $A_b = 1,5E+07m^2, L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_0 (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	296	296	296	264	236	211	150
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	927	805	678	543	392		
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	1430	1230	1034	830	616	385	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	1715	1503	1290	1065	834	586	307
Curva $C_{r\ máx}$	730	684	634	578	513	433	327

Cenário 11 a 15: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$

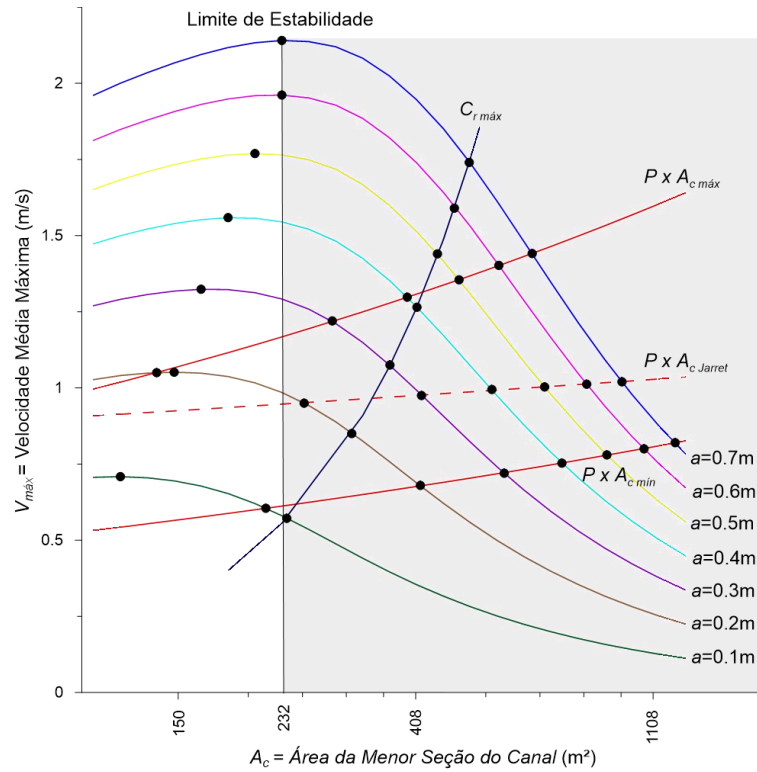


Figura 60. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 11 a 15: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_o .

Tabela 35. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 11 a 15: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_o (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	232	232	207	185	165	148	118
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	666	579	490	394	287	137	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	972	838	702	562	418	255	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	1216	1067	912	755	592	416	217
Curva $C_{r\ máx}$	511	480	447	410	366	312	237

Cenário 16 a 20: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$

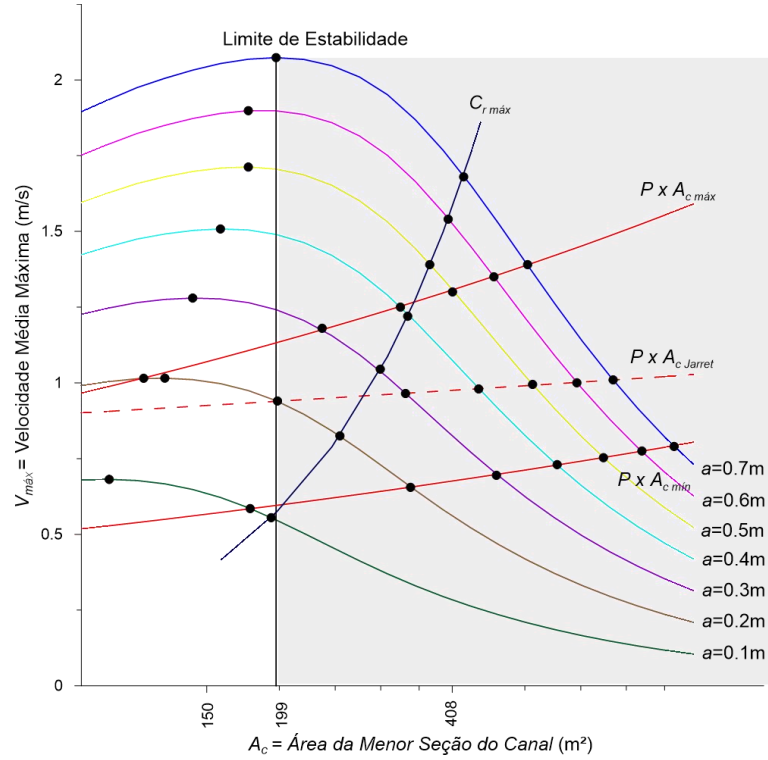


Figura 61. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 16 a 20: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_o .

Tabela 36. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 16 a 20: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_o (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	199	178	178	159	142	126	101
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	554	483	408	330	240	116	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	785	677	566	454	337	200	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	1006	883	755	625	488	344	179
Curva $C_{r\ máx}$	427	401	372	340	304	258	195

Cenário 21 a 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$

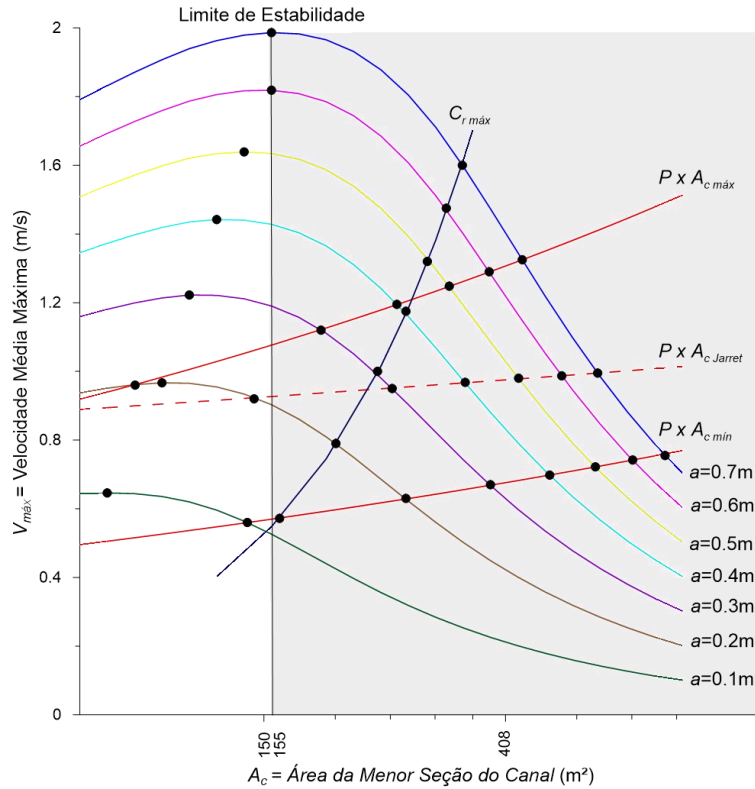


Figura 62. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_0 para os cenários 21 a 25: $A_b = 6,0E+06m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_0 .

Tabela 37. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 21 a 25: $A_b = 6,0E+06m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_0 (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	155	155	138	123	110	98	78
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	437	381	323	260	190	88	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	597	515	431	345	255	144	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	789	690	592	490	383	270	140
Curva $C_{r\ máx}$	341	319	295	270	240	202	160

Cenário 26 a 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$

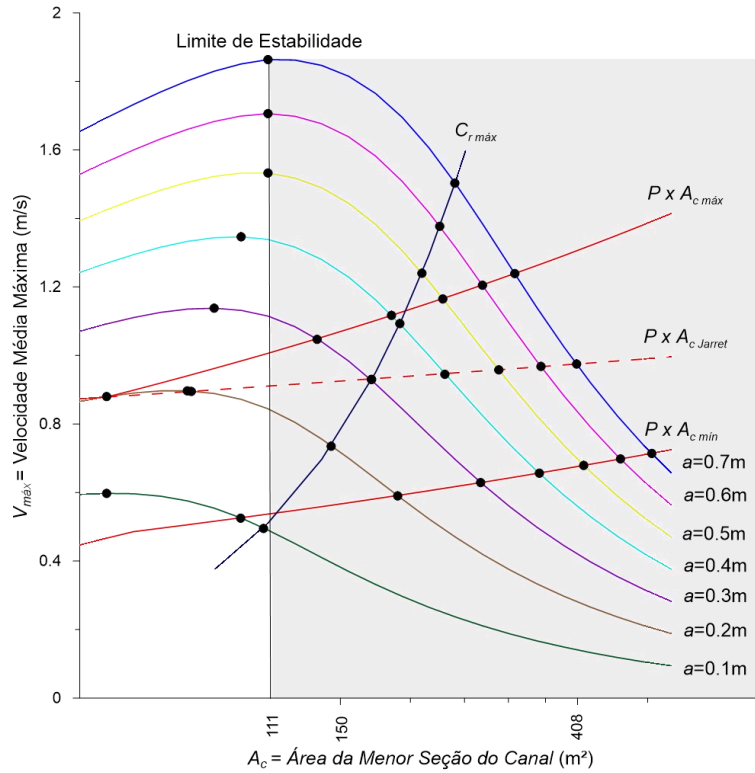


Figura 63. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_0 para os cenários 26 a 30: $A_b = 4,0E+06m^2$, $L=800m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_0 .

Tabela 38. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 26 a 30: $A_b = 4,0E+06m^2$, $L=800m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_0 (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	111	111	111	99	88	79	56
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	313	273	231	186	136	56	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	406	350	293	233	171	80	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	558	489	419	347	271	191	99
Curva $C_{r\ máx}$	243	228	212	193	171	144	109

Cenário 31 a 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$

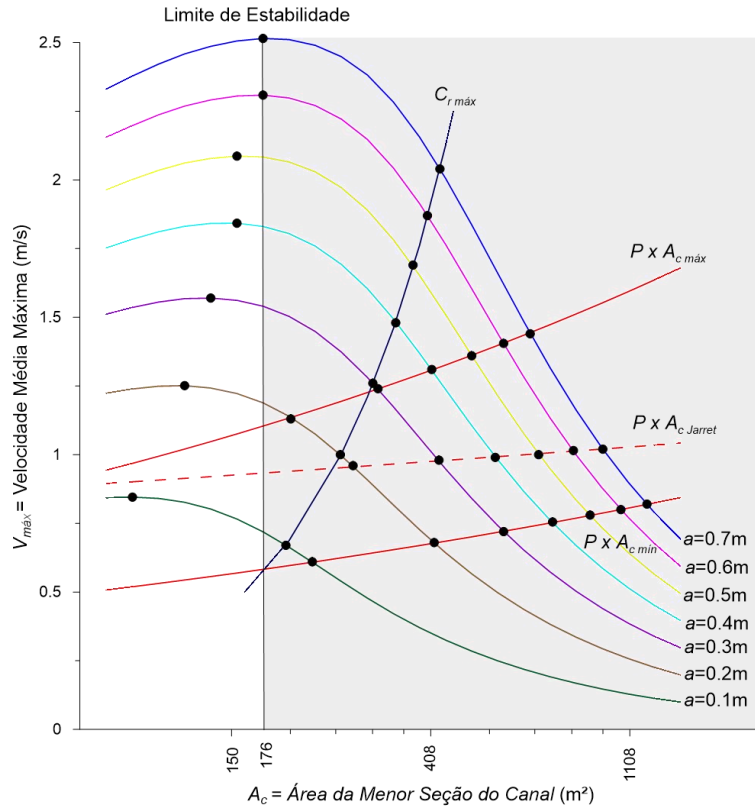


Figura 64. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_o para os cenários 31 a 35: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=400m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_o .

Tabela 39. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 31 a 35: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=400m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_o (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	176	176	154	154	135	119	91
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	672	588	501	410	313	202	
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	968	835	701	564	425	276	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	1208	1060	908	752	588	415	225
Curva $C_{r\ máx}$	427	401	373	342	305	259	197

Cenário 36 a 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$

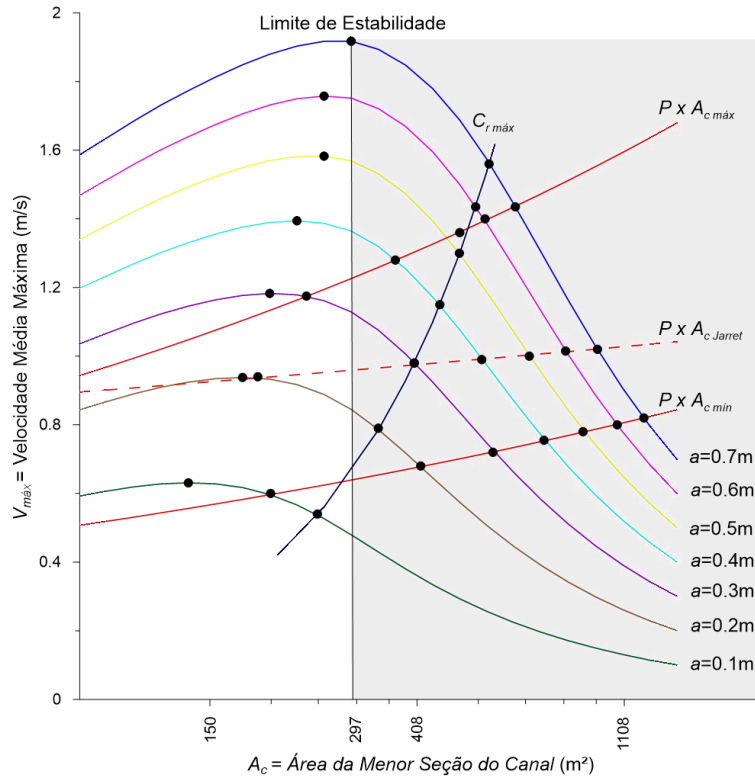


Figura 65. $V_{máx}$ no canal em função de A_c e a_0 para os cenários 36 a 40: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=1200m$. A área destacada no gráfico é a região estável. Os pontos pretos marcam as interseções entre as curvas, indicando as áreas críticas do canal que terão as persistências de excesso de tensão, t^+/t , investigadas no MHID para a respectiva amplitude de maré a_0 .

Tabela 40. Áreas críticas resultantes de interseções entre as curvas do gráfico anterior para os cenários 36 a 40: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=1200m$. Correspondem aos pontos pretos da figura. Áreas em m^2 .

Interseção	a_0 (m)						
	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
Limites máximos das curvas de fechamento	297	260	260	228	200	176	135
Curva ($P \times A_{c\ máx}$)	655	566	501	367	239		
Curva ($P \times A_{c\ Jarret}$)	974	835	701	557	402	189	
Curva ($P \times A_{c\ mín}$)	1218	1071	908	752	588	415	201
Curva $C_{r\ máx}$	577	541	500	455	402	338	252

Anexo 3 – RESULTADOS DAS PERSISTÊNCIAS DE TENSÃO NO FUNDO DOS CENÁRIOS DA INVESTIGAÇÃO

Cenário 1: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

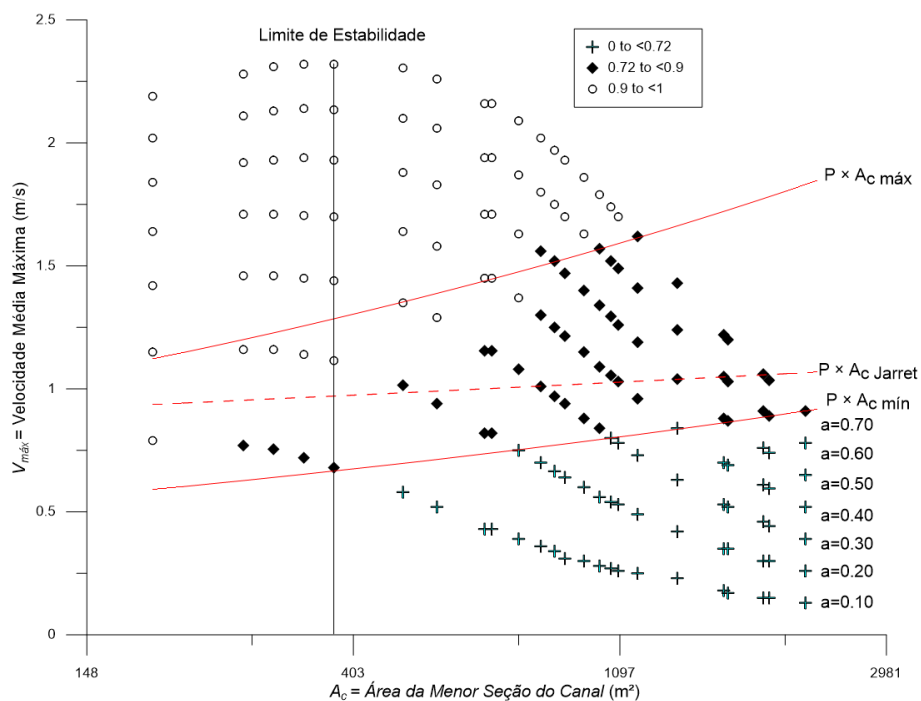


Figura 66. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 1: $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

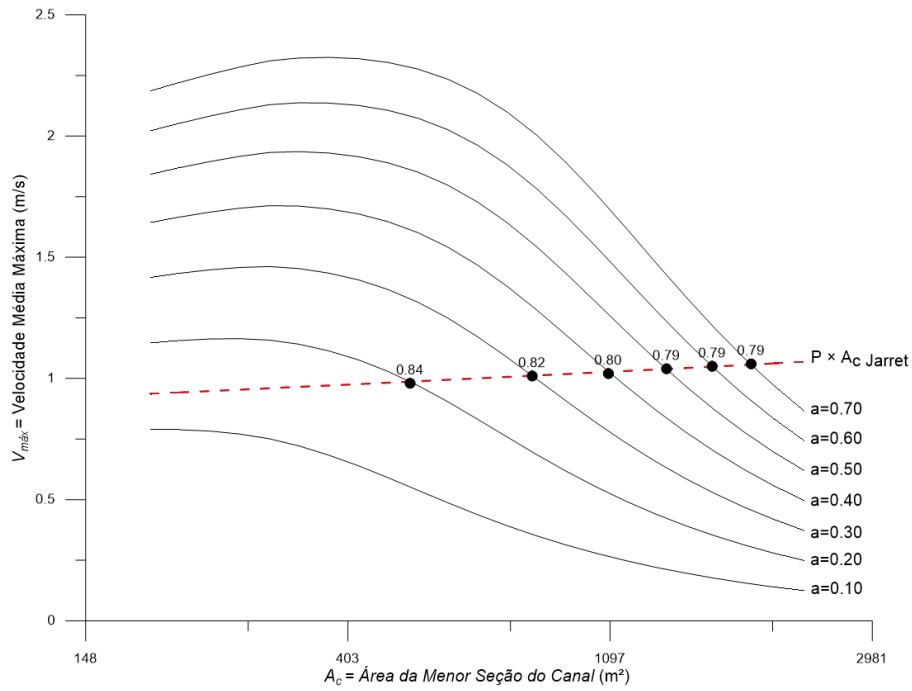


Figura 67. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret. para o cenário 1: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

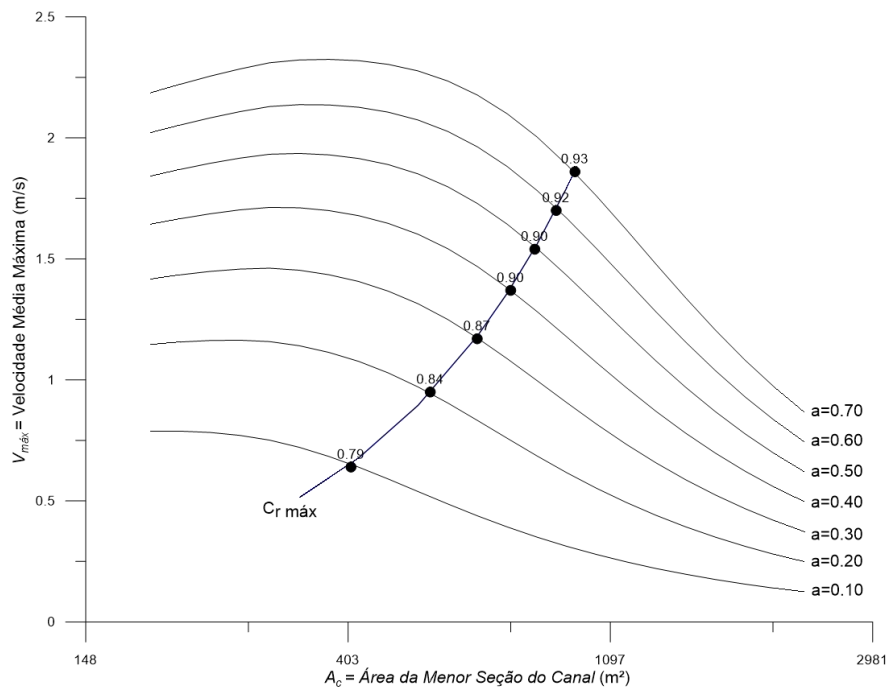


Figura 68. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 1: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 2: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

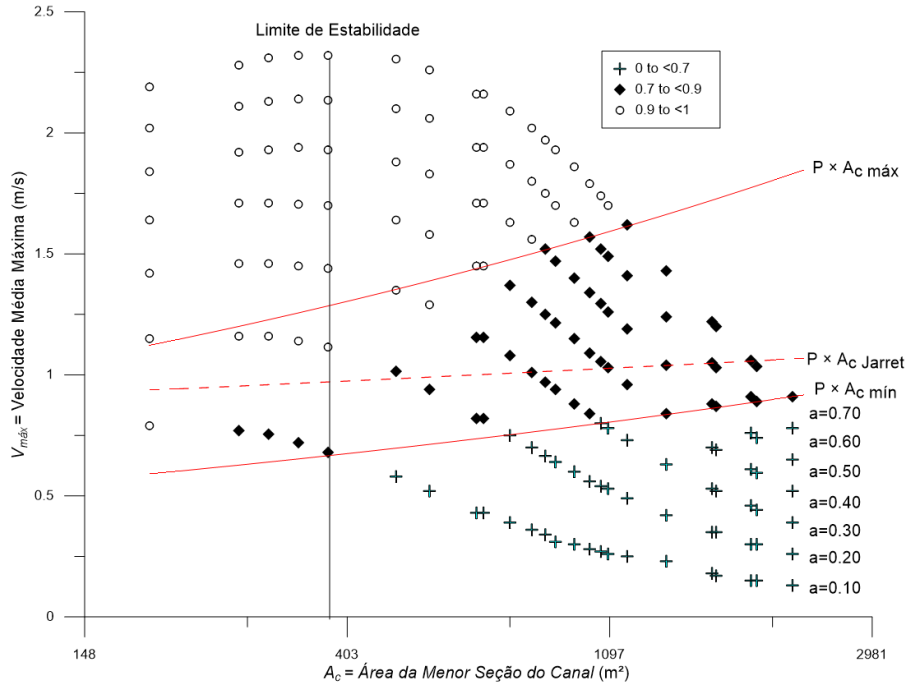


Figura 69. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 2: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

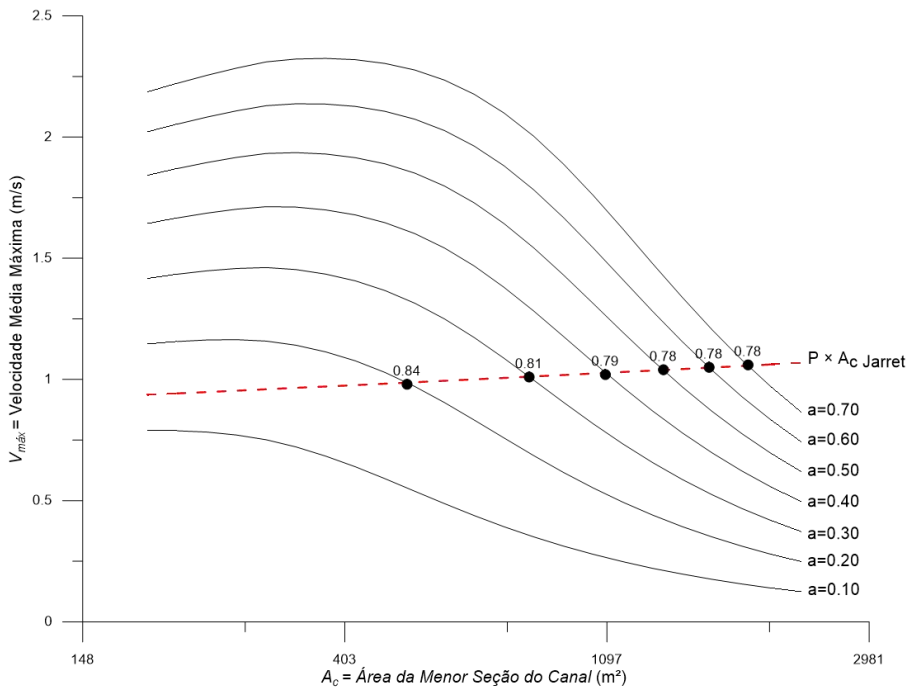


Figura 70. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulacao empírica de Jarret para o cenário 2: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

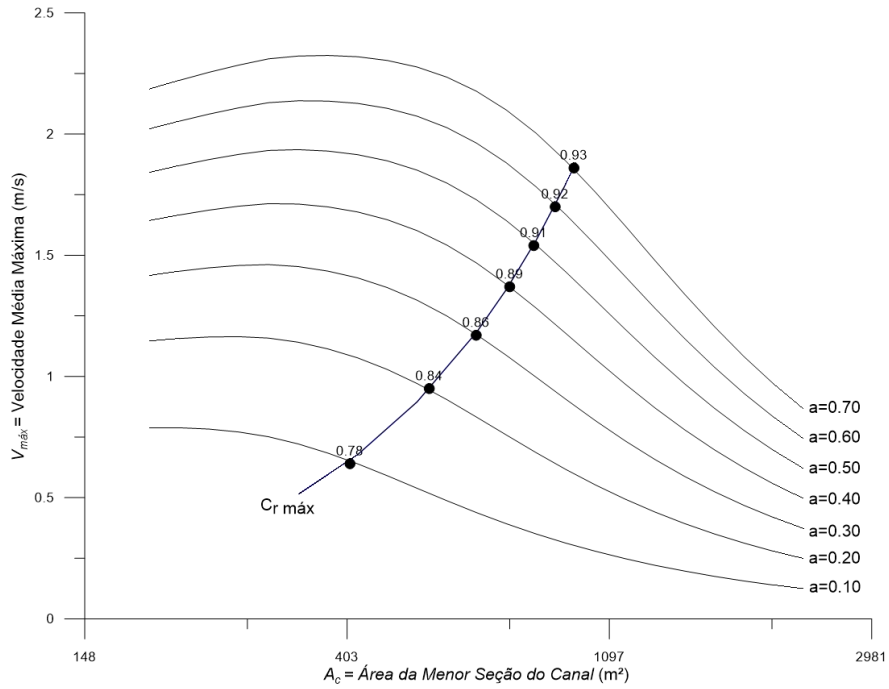


Figura 71. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 2: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 3: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$

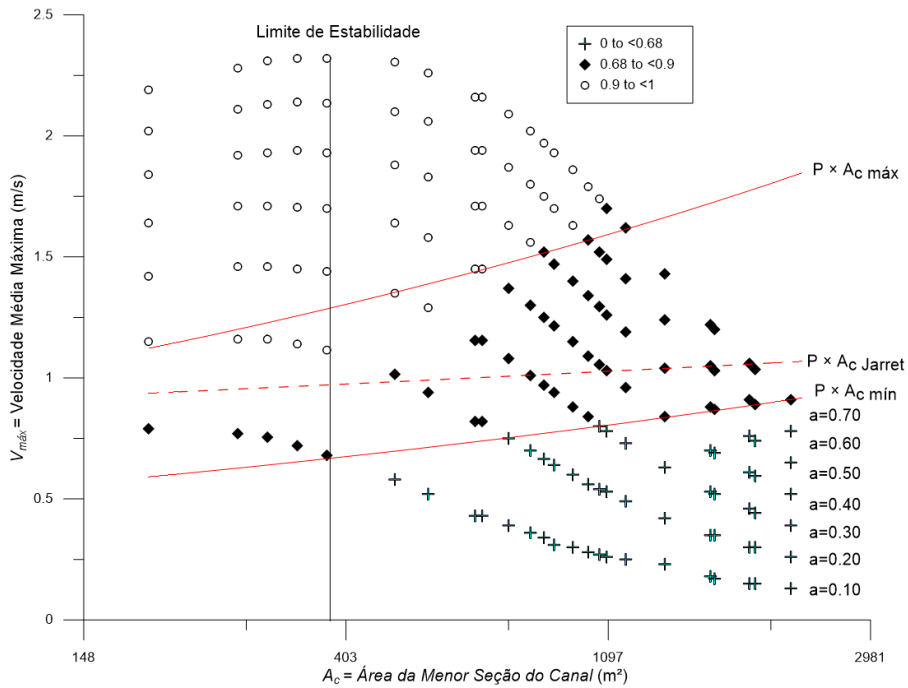


Figura 72. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 3: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

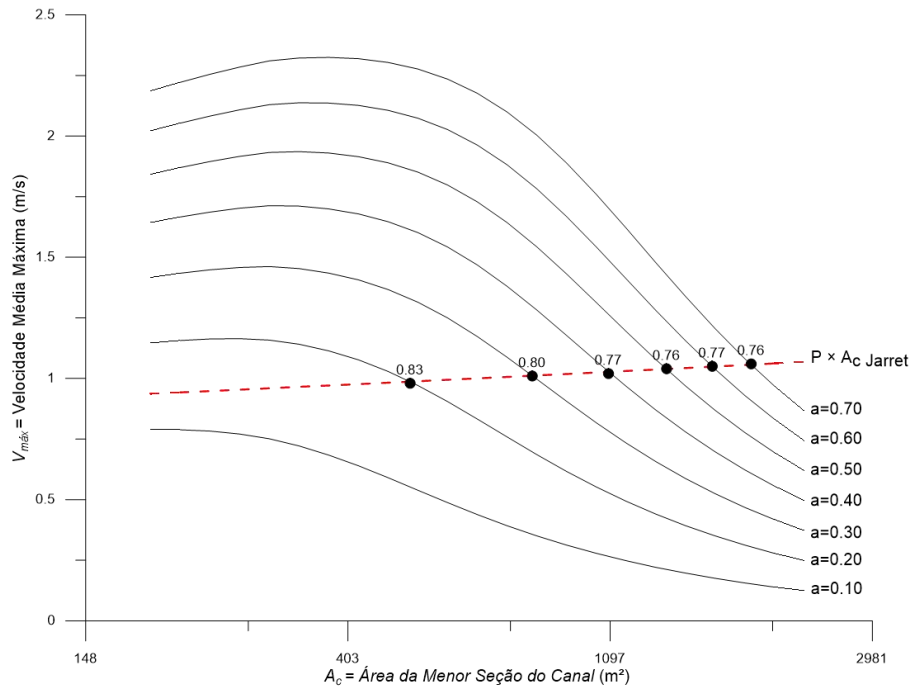


Figura 73. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 3: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

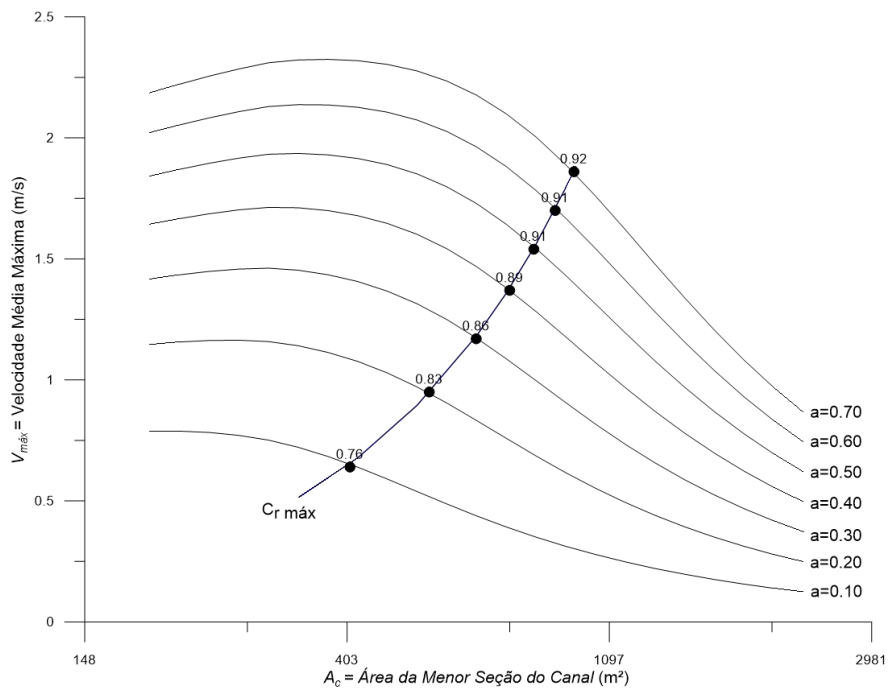


Figura 74. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 3: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

Cenário 4: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$

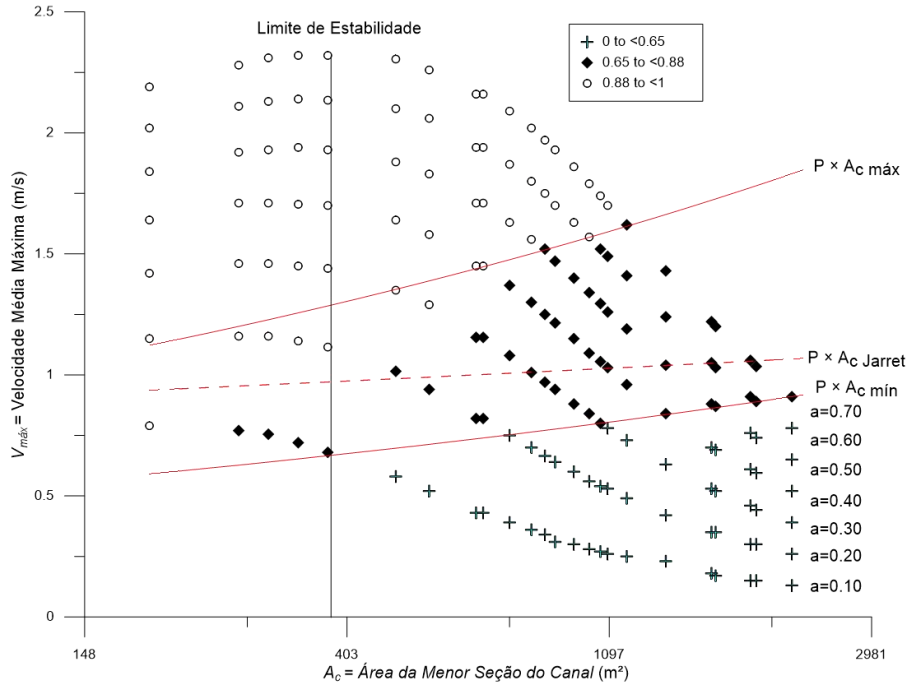


Figura 75. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 4: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\grave{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

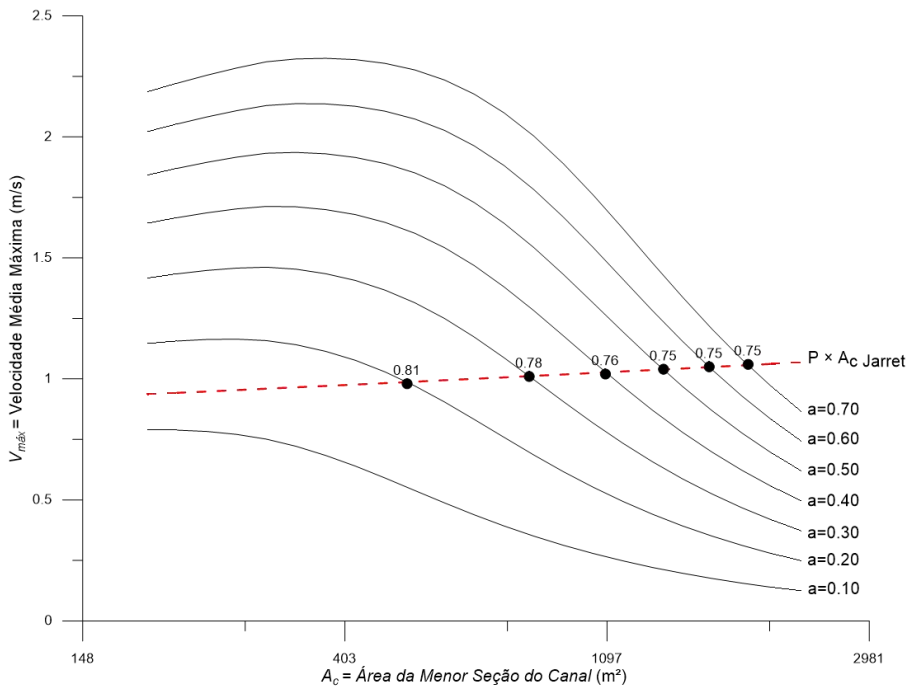


Figura 76. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 4: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

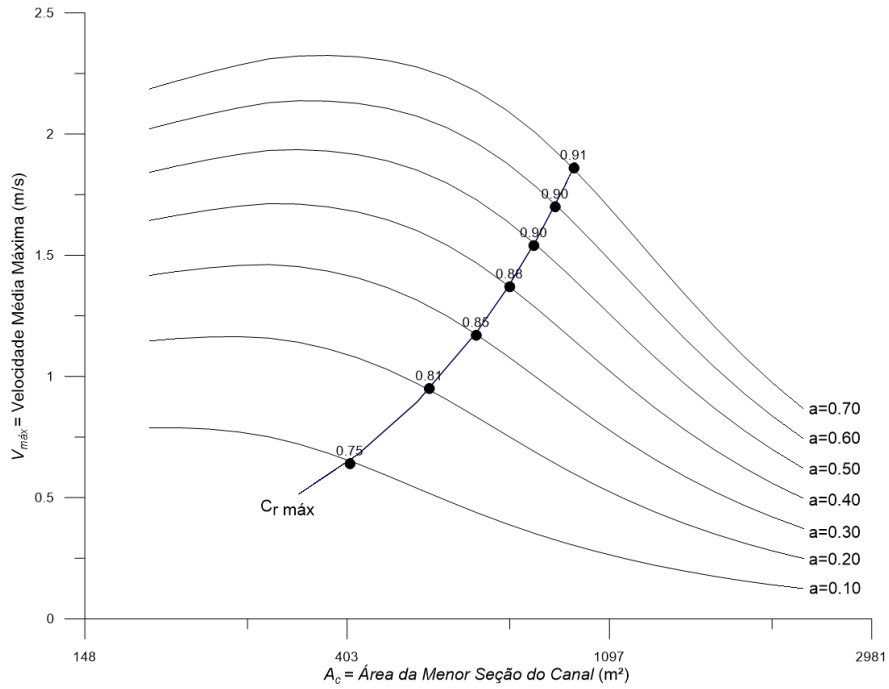


Figura 77. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 4: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

Cenário 5: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

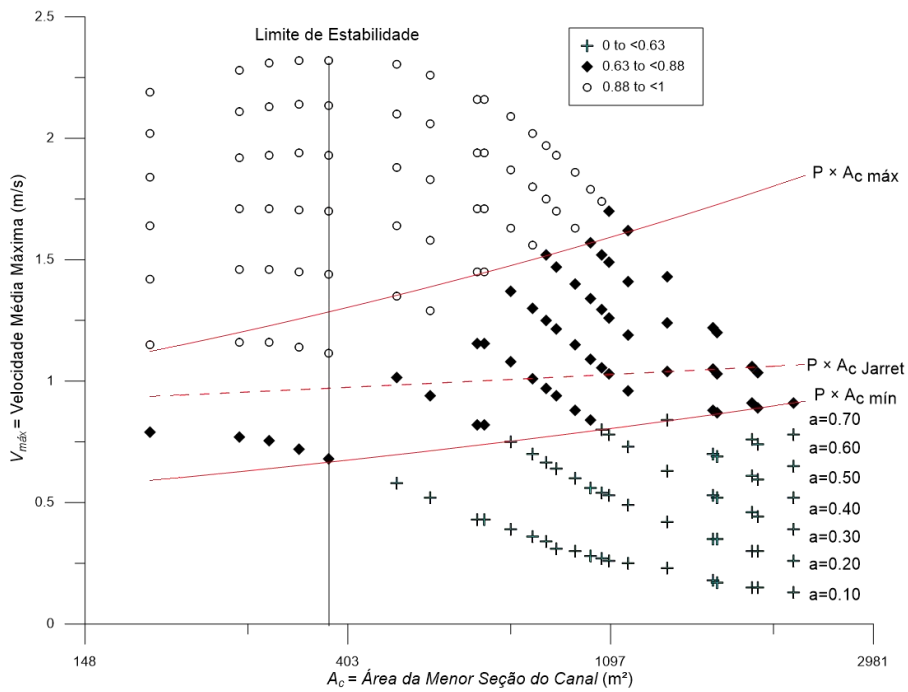


Figura 78. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 5: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

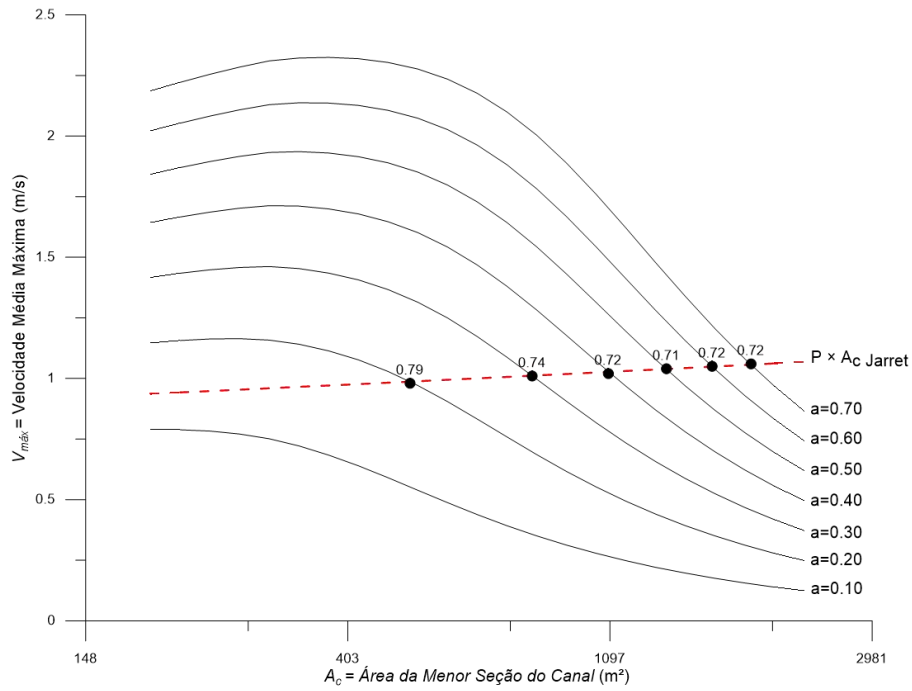


Figura 79. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 5: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

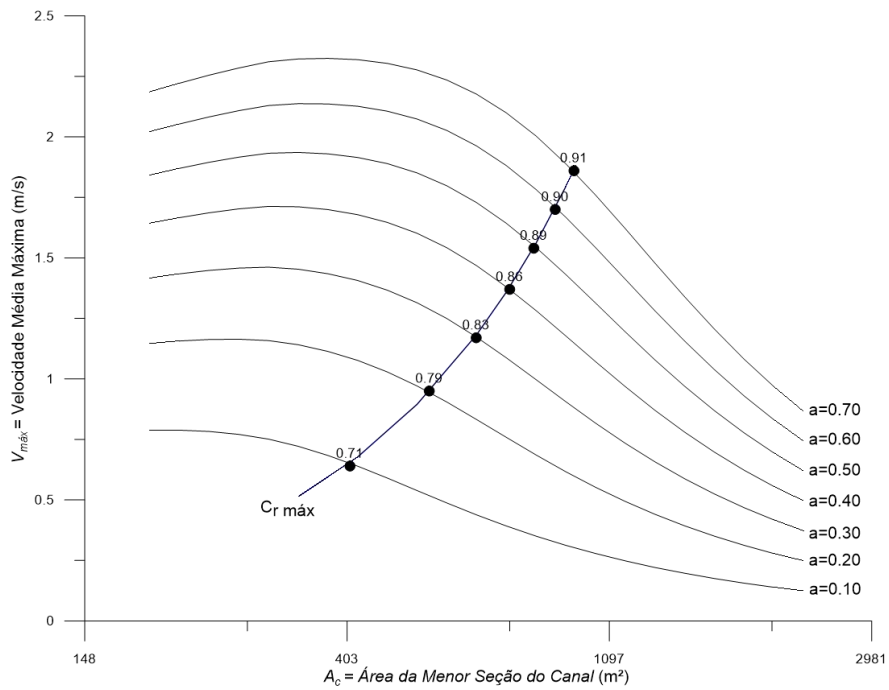


Figura 80. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 5: $A_b = 2,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 1 a 5

Tabela 41. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 1 a 5 com $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c$ máx e mín
1	0,125	800	2,0E+07	0,72 < t^+/t < 0,90
2	0,187	800	2,0E+07	0,70 < t^+/t < 0,90
3	0,250	800	2,0E+07	0,68 < t^+/t < 0,90
4	0,375	800	2,0E+07	0,65 < t^+/t < 0,88
5	0,500	800	2,0E+07	0,63 < t^+/t < 0,88

Tabela 42. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 1 a 5 com $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c$ Jarret
1	0,125	800	2,0E+07	0,79 < t^+/t < 0,84
2	0,187	800	2,0E+07	0,78 < t^+/t < 0,84
3	0,250	800	2,0E+07	0,76 < t^+/t < 0,83
4	0,375	800	2,0E+07	0,75 < t^+/t < 0,81
5	0,500	800	2,0E+07	0,72 < t^+/t < 0,79

Tabela 43. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 1 a 5 com $A_b=2,0E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em C_r máx
1	0,125	800	2,0E+07	0,79 < t^+/t < 0,93
2	0,187	800	2,0E+07	0,78 < t^+/t < 0,93
3	0,250	800	2,0E+07	0,76 < t^+/t < 0,92
4	0,375	800	2,0E+07	0,75 < t^+/t < 0,91
5	0,500	800	2,0E+07	0,71 < t^+/t < 0,91

Cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

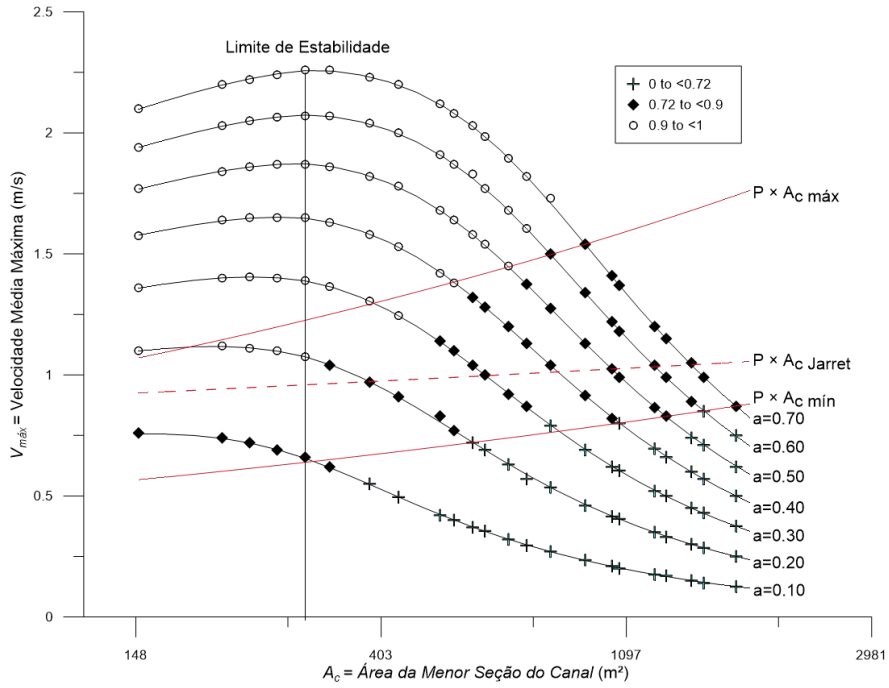


Figura 81. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

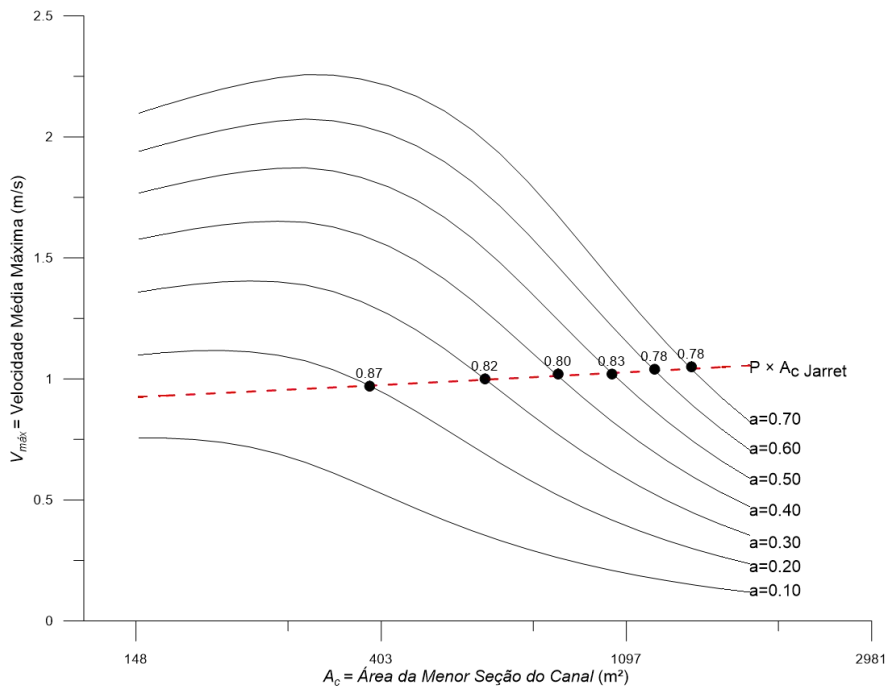


Figura 82. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulao empírica de Jarret para o cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,125mm$.

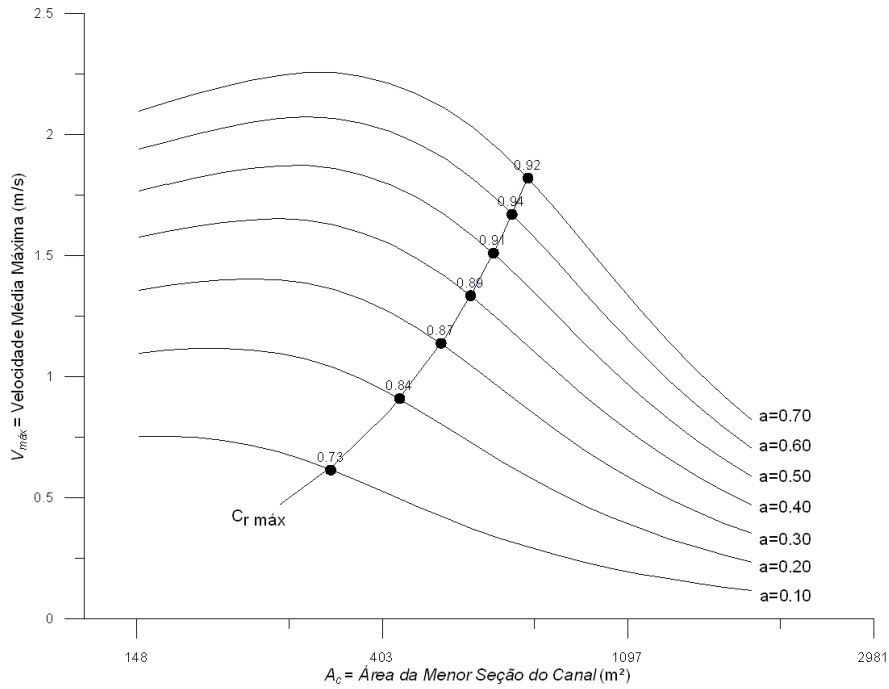


Figura 83. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 6: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 7: $A_b = 1.5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

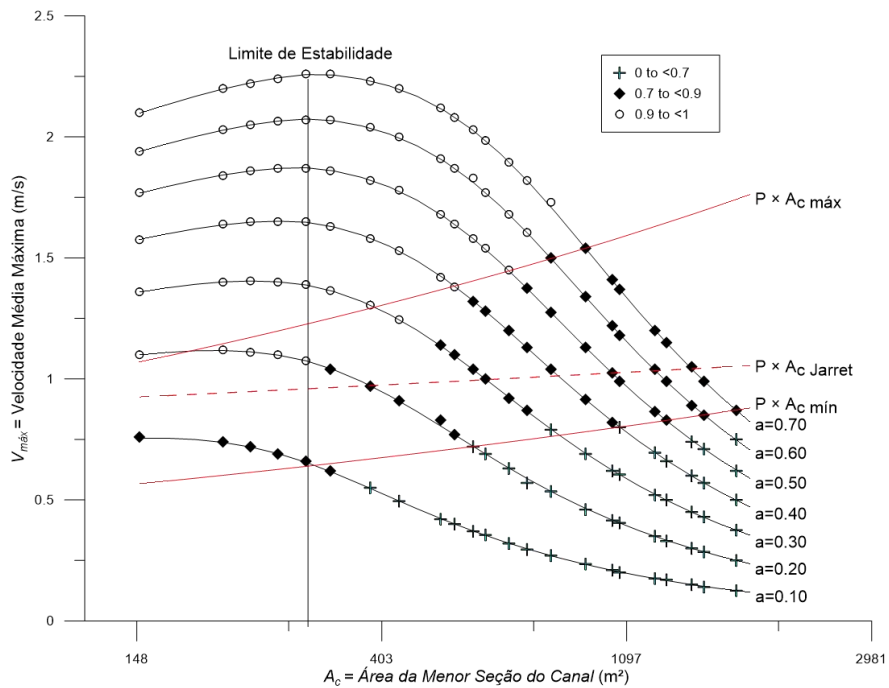


Figura 84. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 7: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

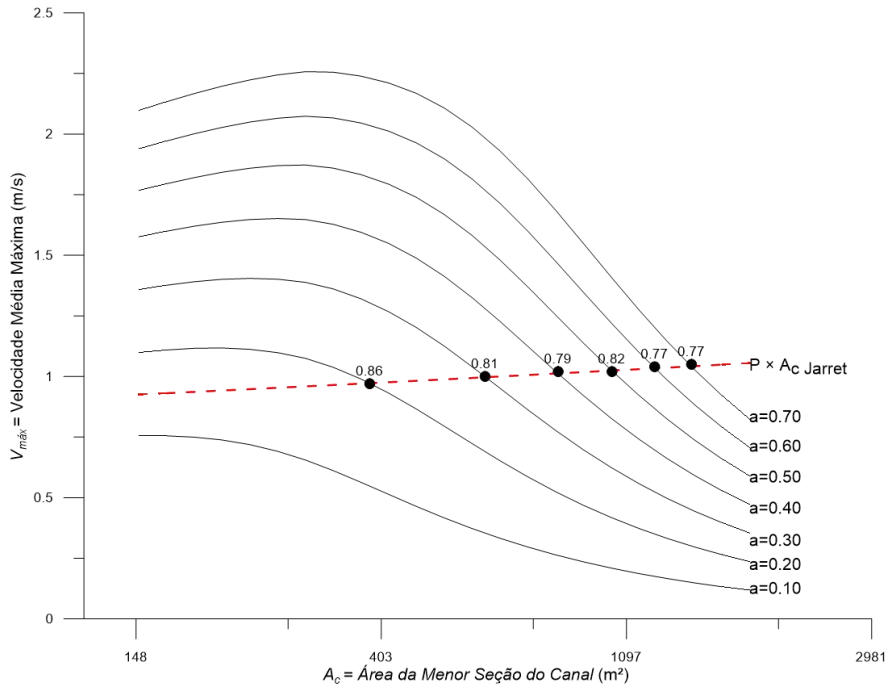


Figura 85. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 7: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

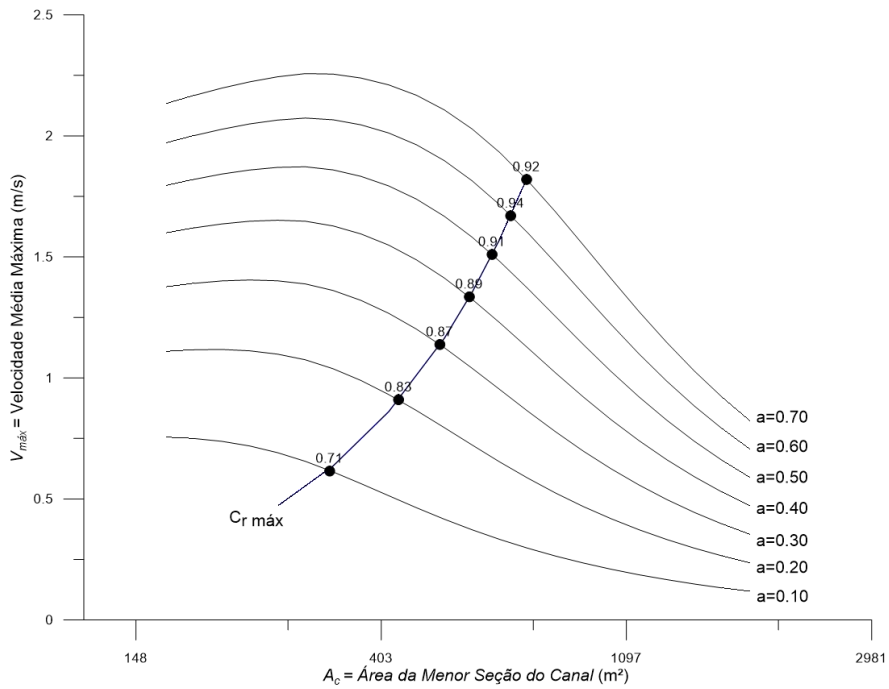


Figura 86. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 7: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$

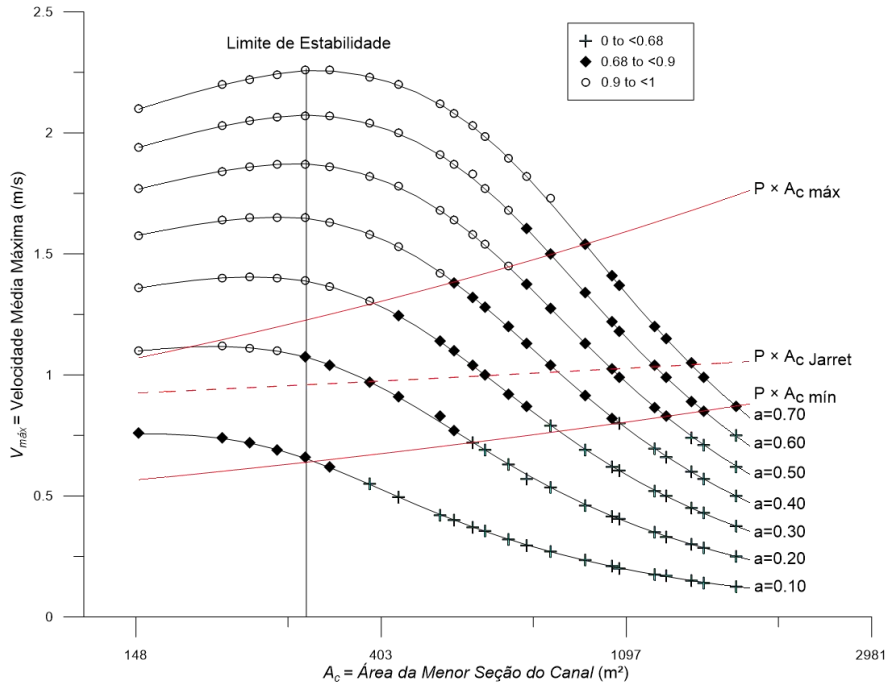


Figura 87. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

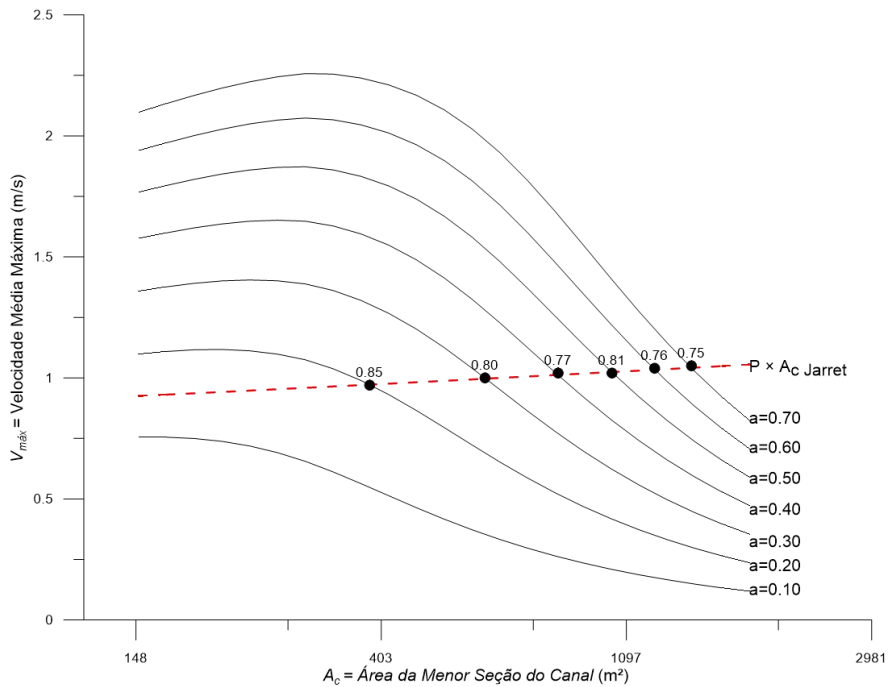


Figura 88. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,250mm$.

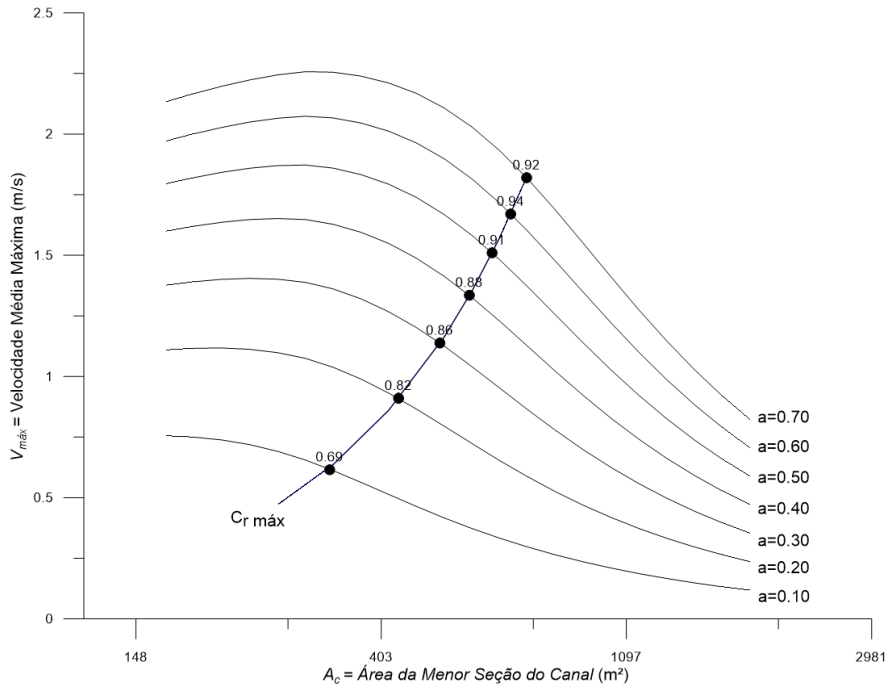


Figura 89. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r\ máx$ para o cenário 8: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,250mm$.

Cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$

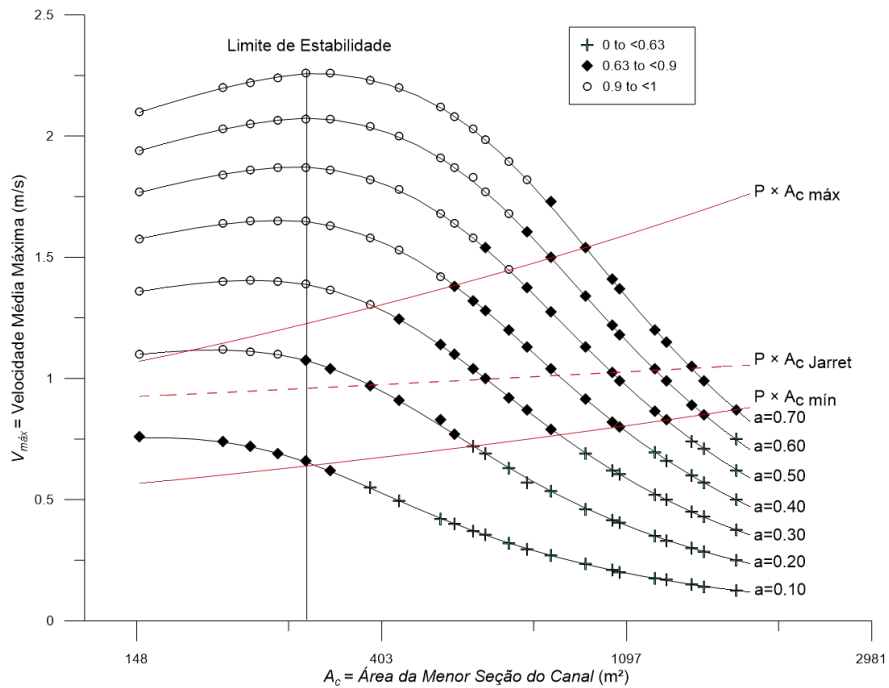


Figura 90. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

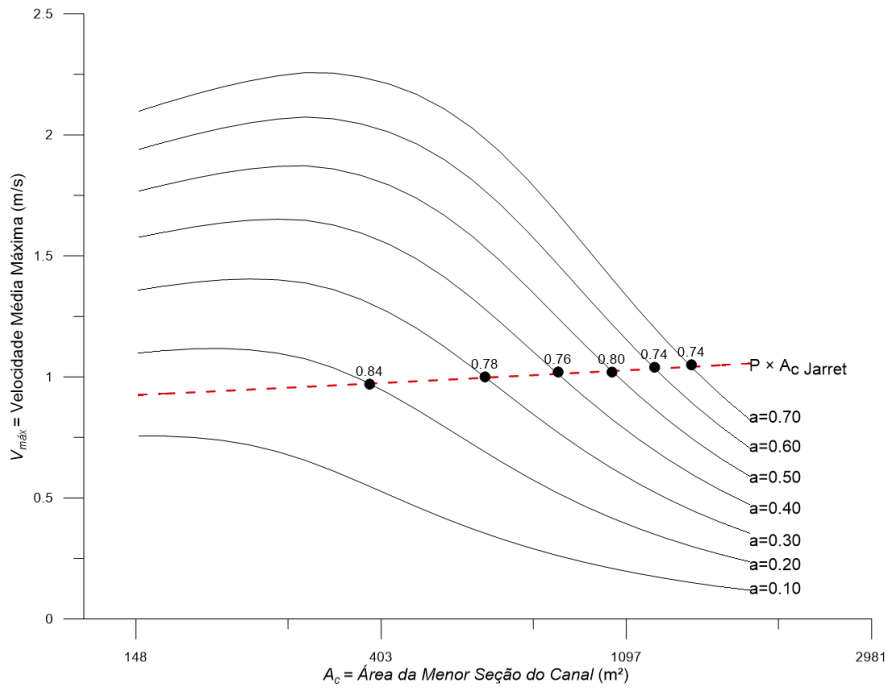


Figura 91. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

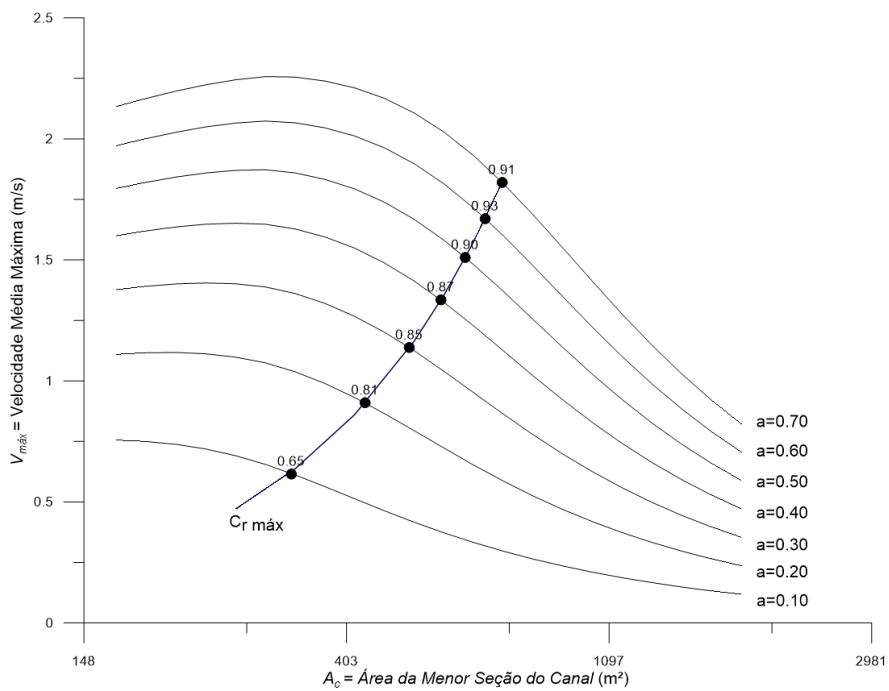


Figura 92. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 9: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

Cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

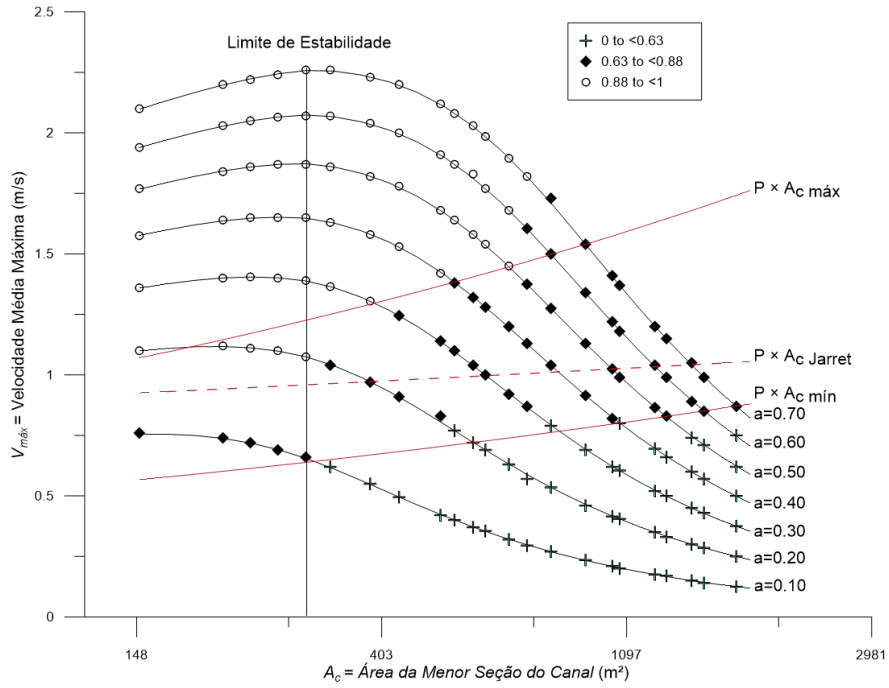


Figura 93. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

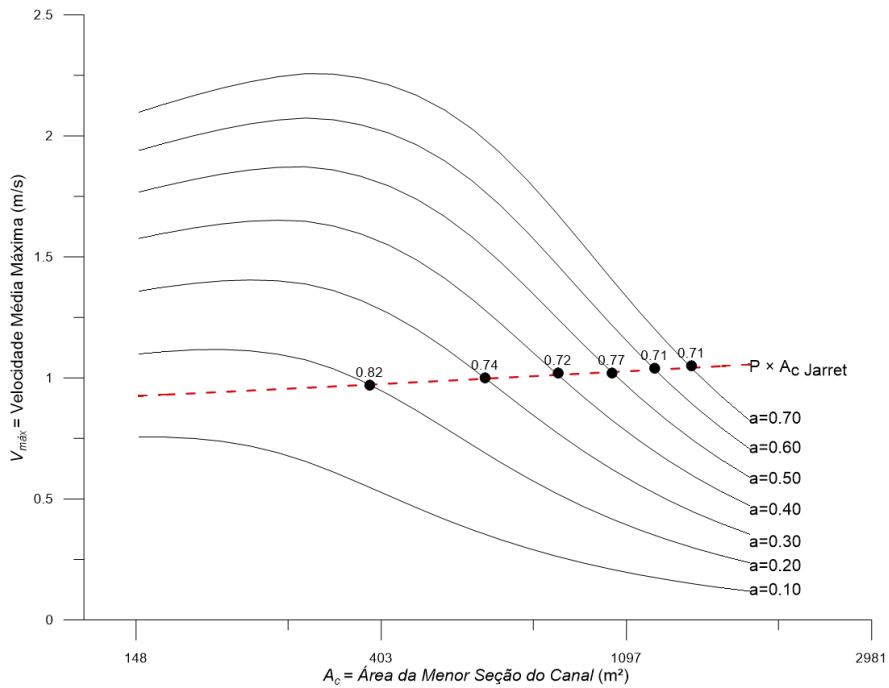


Figura 94. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,500mm$.

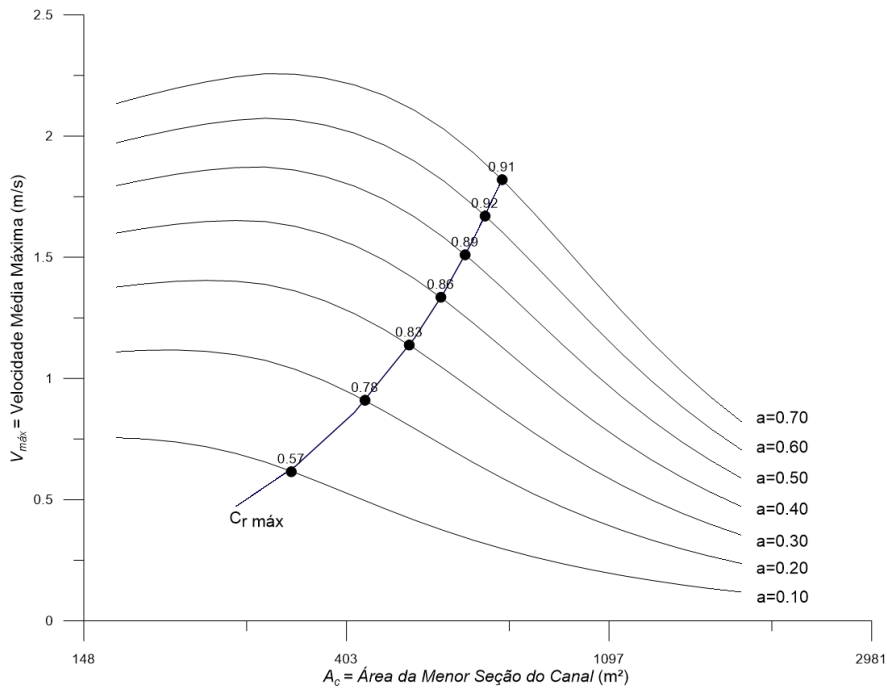


Figura 95. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 10: $A_b = 1,5E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 6 a 10

Tabela 44. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 6 a 10 $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c máx$ e min
6	0,125	800	1,5E+07	0,72 < t^+/t < 0,90
7	0,187	800	1,5E+07	0,70 < t^+/t < 0,90
8	0,250	800	1,5E+07	0,68 < t^+/t < 0,90
9	0,375	800	1,5E+07	0,63 < t^+/t < 0,90
10	0,500	800	1,5E+07	0,63 < t^+/t < 0,88

Tabela 45. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c Jarret$ para cenários 6 a 10 $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c Jarret$
6	0,125	800	1,5E+07	0,78 < t^+/t < 0,87
7	0,187	800	1,5E+07	0,77 < t^+/t < 0,86
8	0,250	800	1,5E+07	0,75 < t^+/t < 0,85
9	0,375	800	1,5E+07	0,74 < t^+/t < 0,84
10	0,500	800	1,5E+07	0,71 < t^+/t < 0,82

Tabela 46. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 6 a 10 $A_b=1,5E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em C_r máx
6	0,125	800	1,5E+07	0,73 < t^+/t < 0,92
7	0,187	800	1,5E+07	0,71 < t^+/t < 0,92
8	0,250	800	1,5E+07	0,69 < t^+/t < 0,92
9	0,375	800	1,5E+07	0,65 < t^+/t < 0,91
10	0,500	800	1,5E+07	0,57 < t^+/t < 0,91

Cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

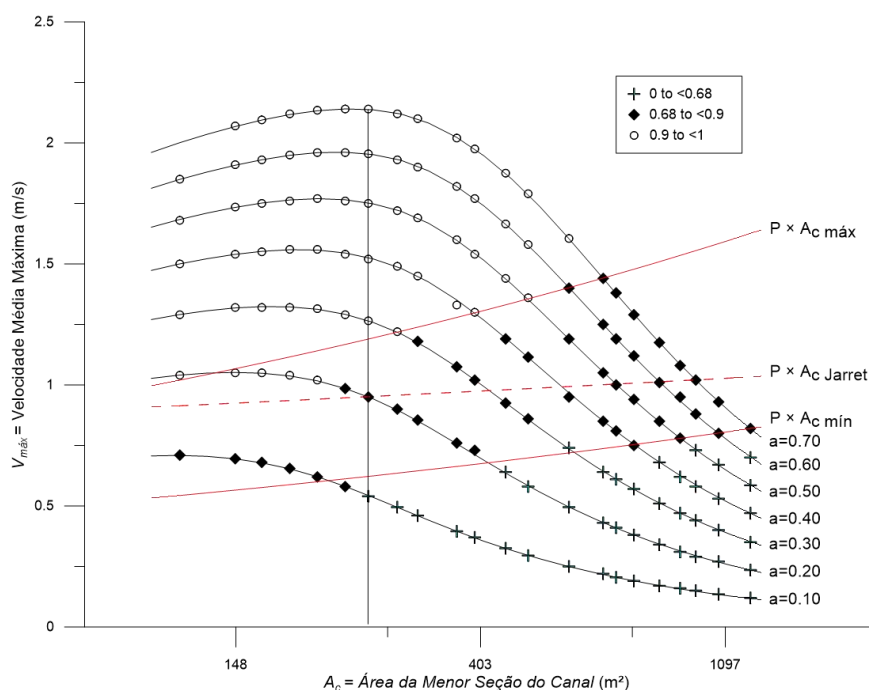


Figura 96. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

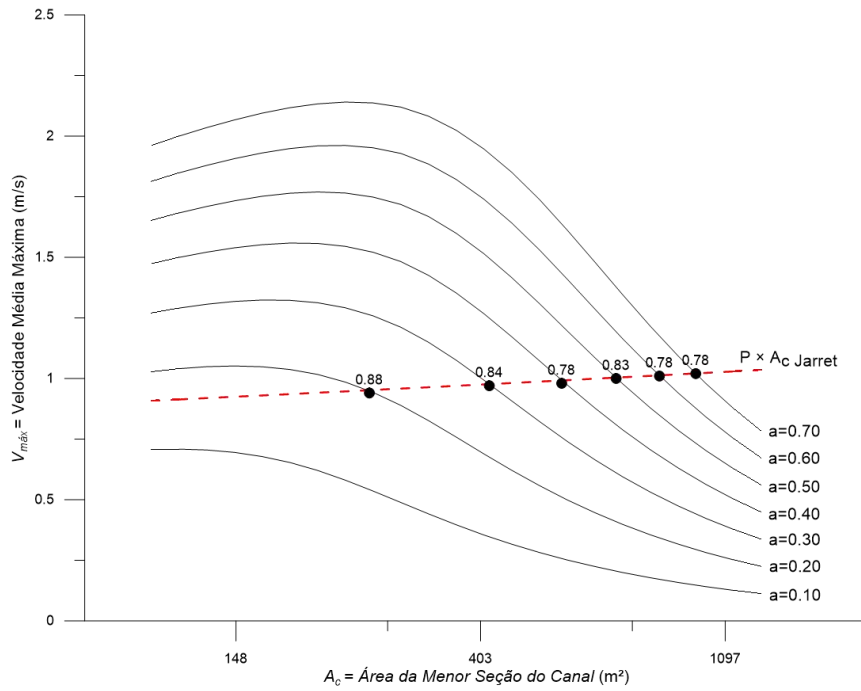


Figura 97. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

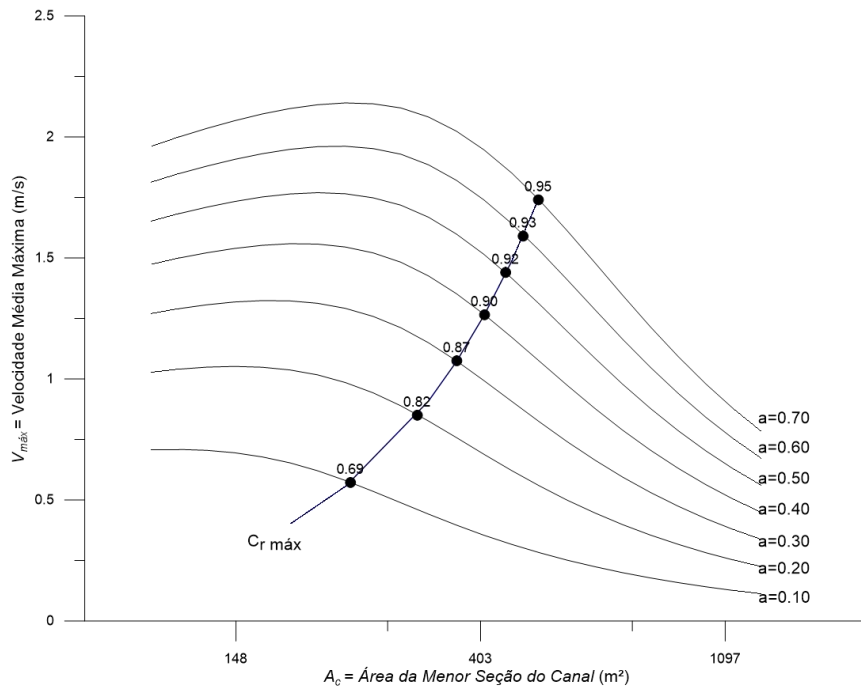


Figura 98. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 11: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

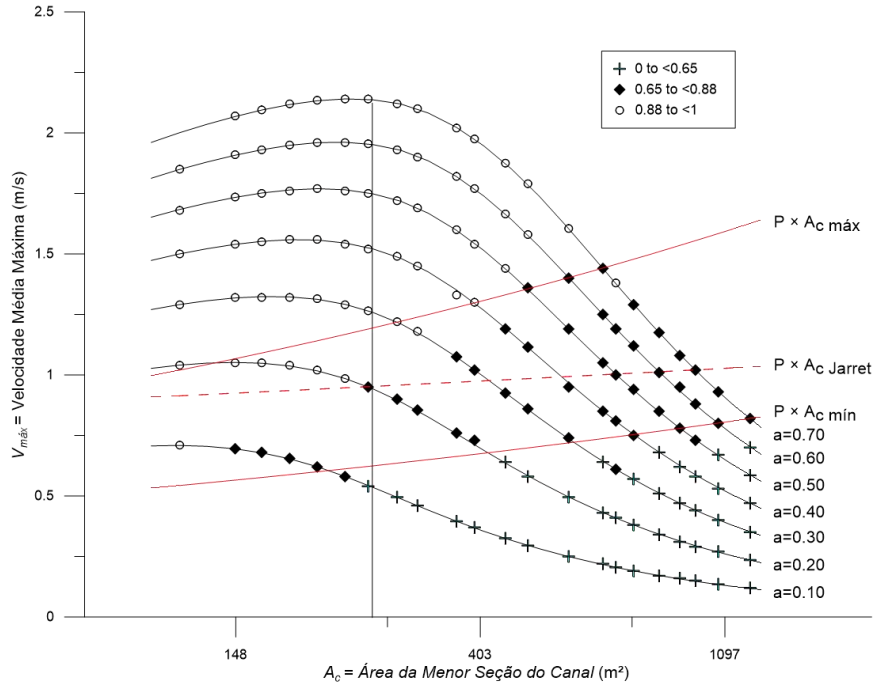


Figura 99. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\grave{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

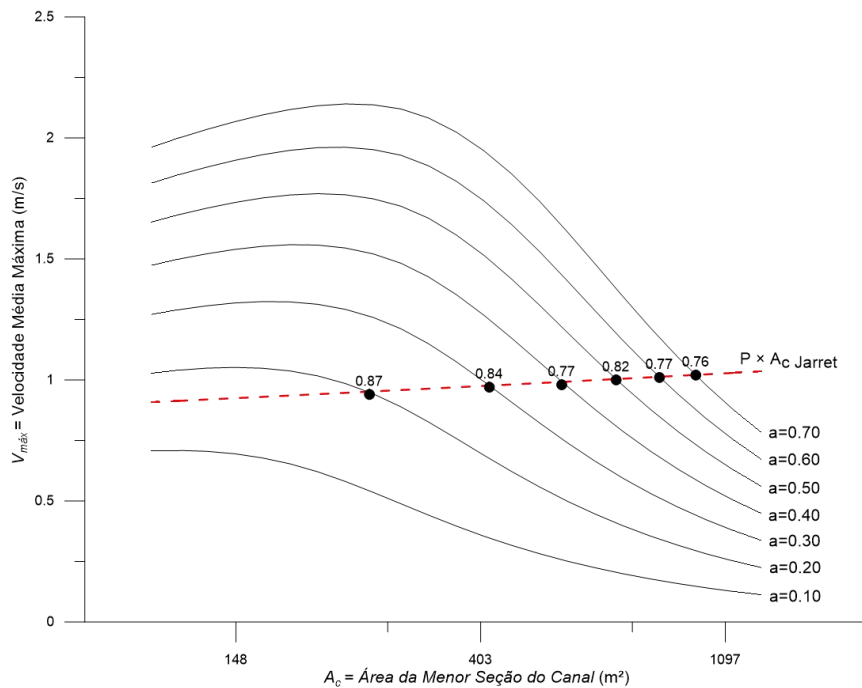


Figura 100. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d = 0,187mm$.

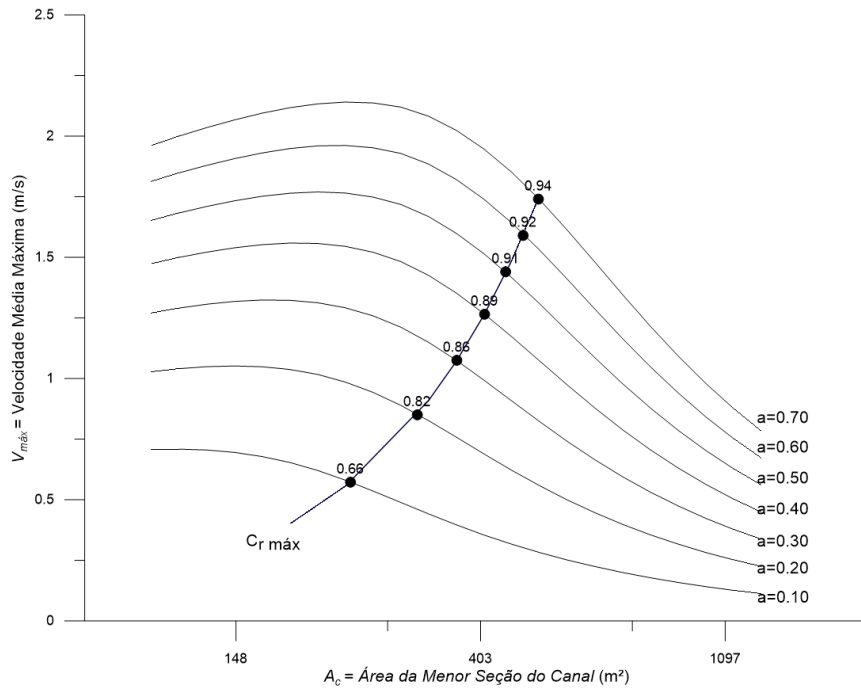


Figura 101. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 12: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 13: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$

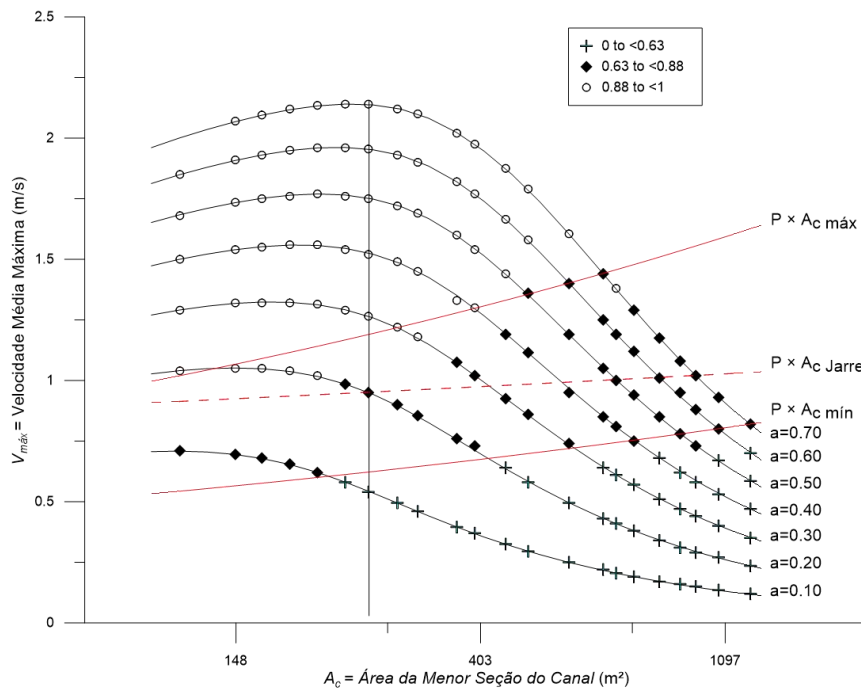


Figura 102. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 13: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

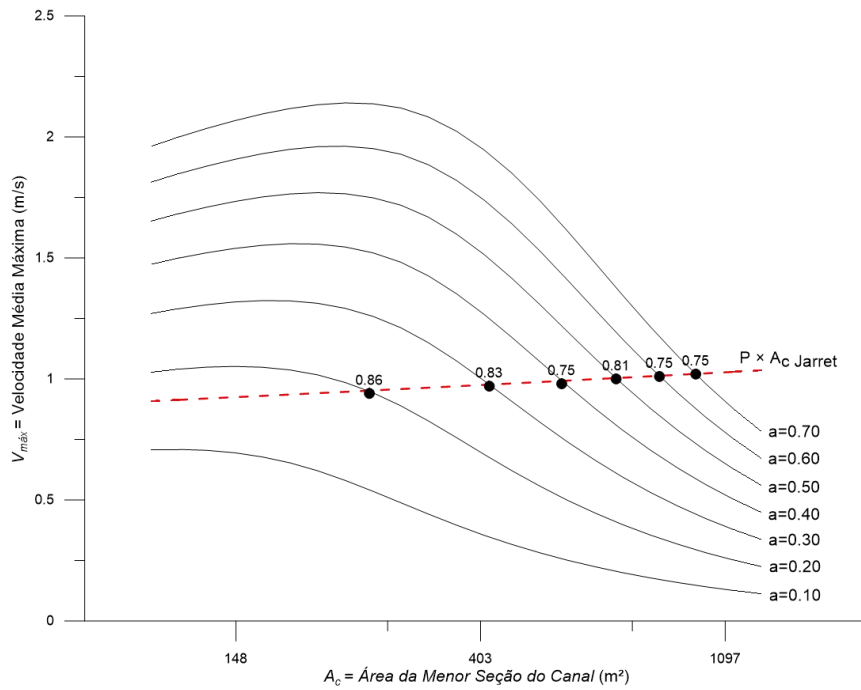


Figura 103. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 13: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

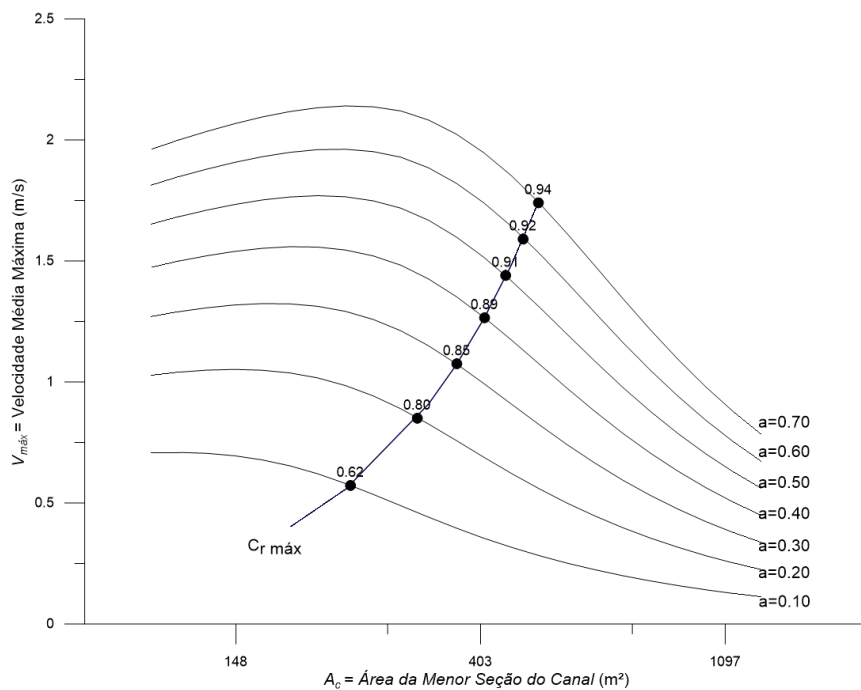


Figura 104. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 13: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

Cenário 14: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$

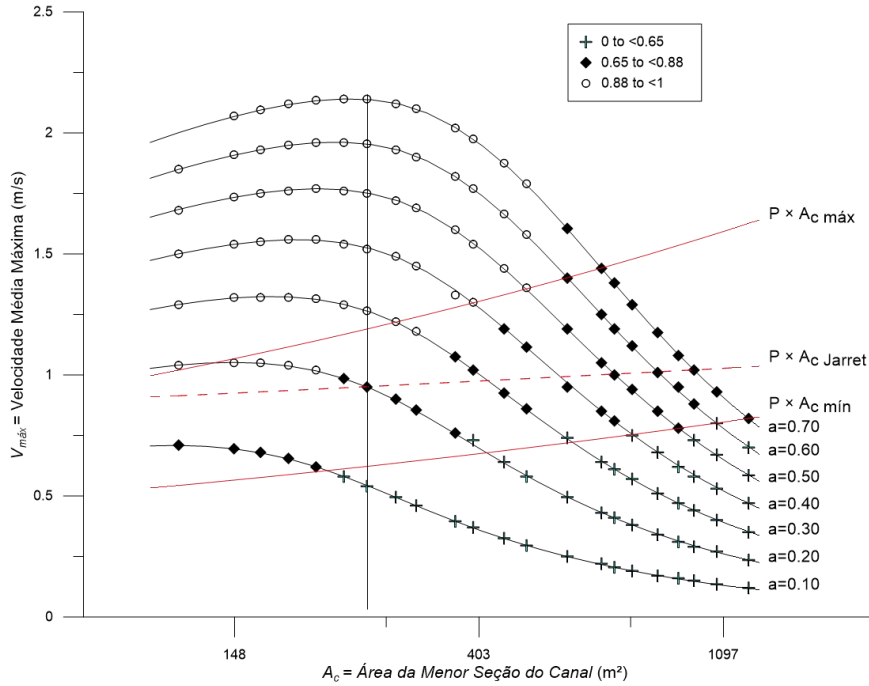


Figura 105. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 14: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

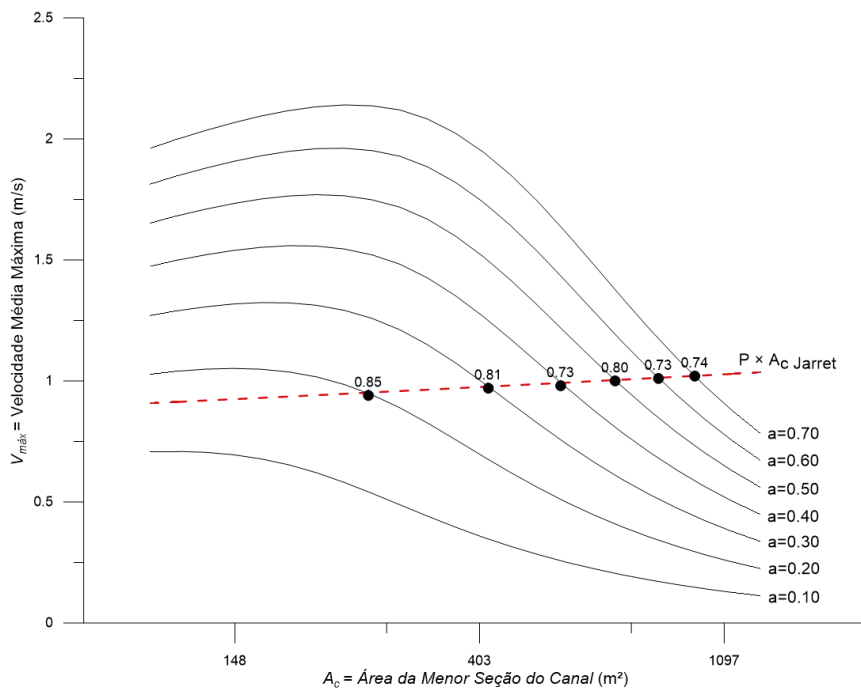


Figura 106. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 14: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

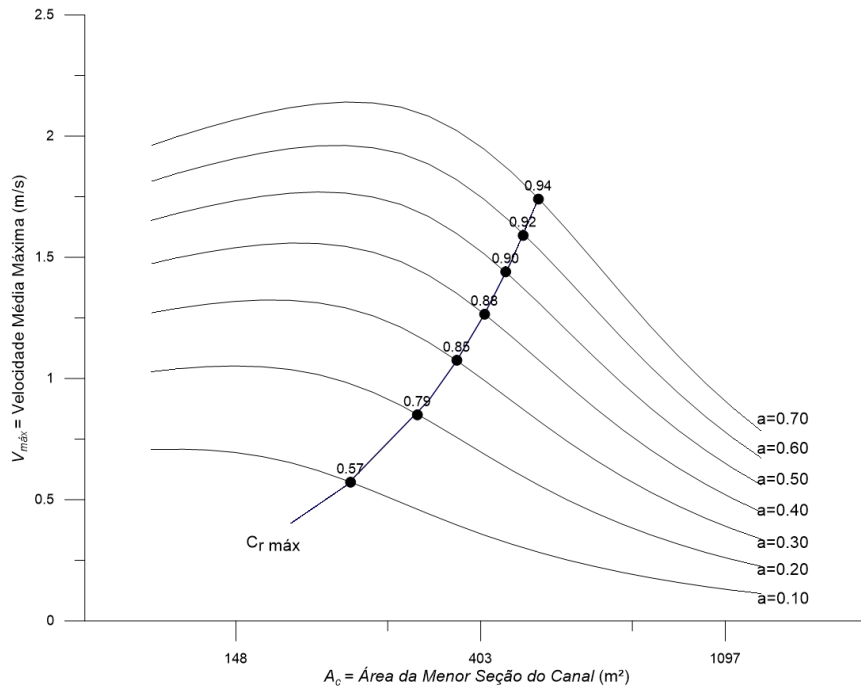


Figura 107. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 14: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

Cenário 15: $A_b = 1.0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

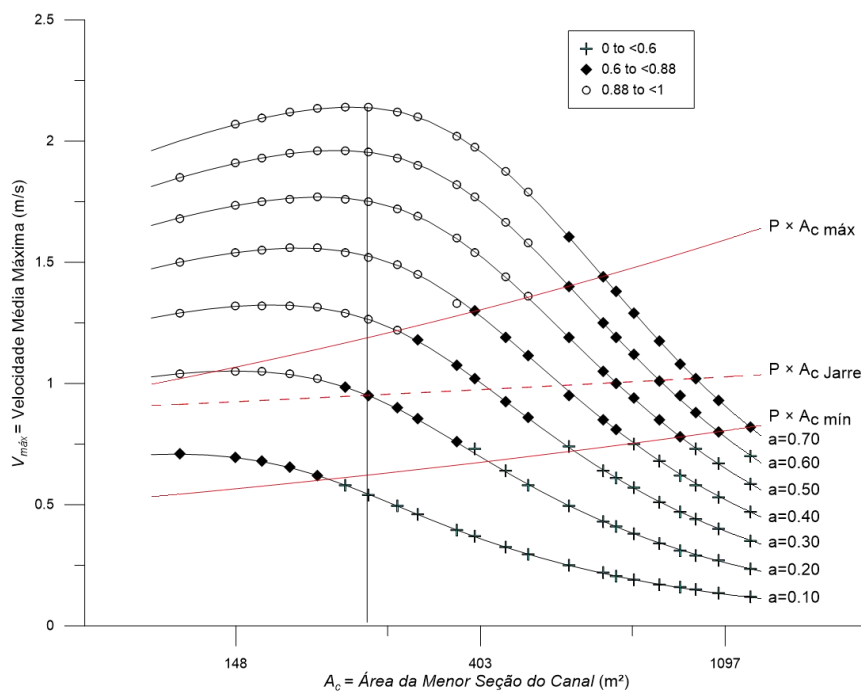


Figura 108. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 15: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

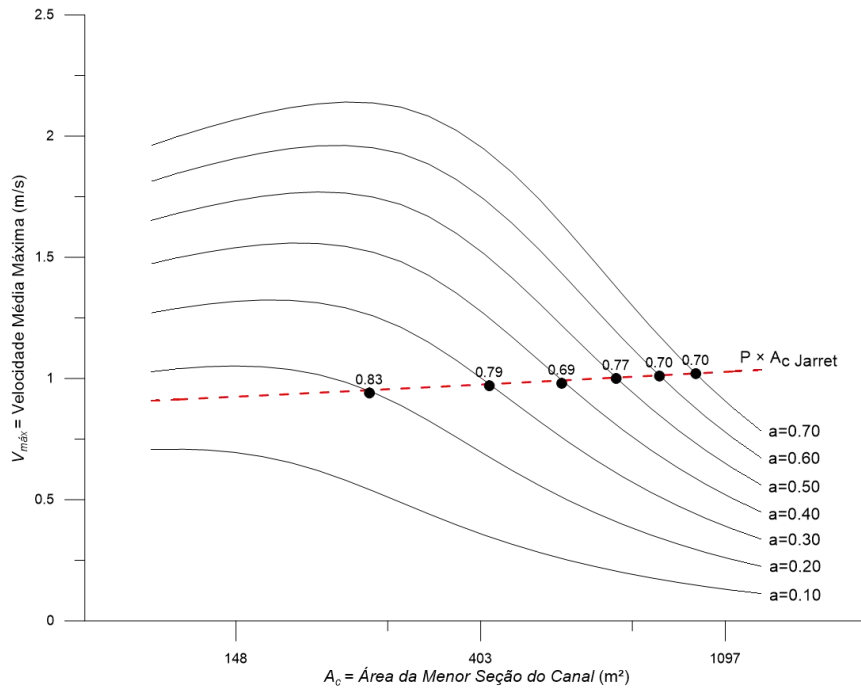


Figura 109. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 15: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$.

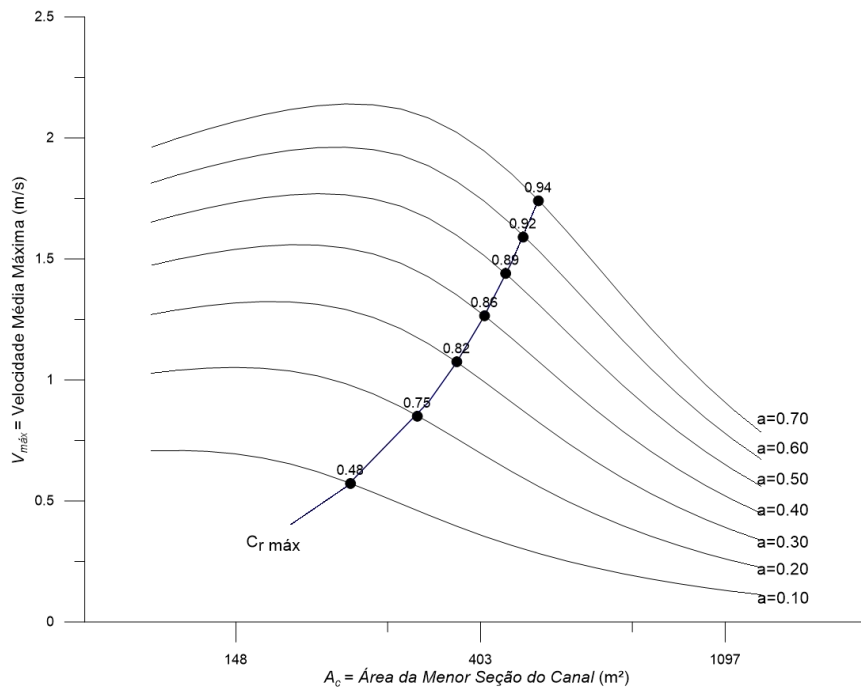


Figura 110. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 15: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 11 a 15

Tabela 47. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 11 a 15:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c$ máx e mín
11	0,125	800	1,0E+07	0,68 < t^+/t < 0,90
12	0,187	800	1,0E+07	0,65 < t^+/t < 0,88
13	0,250	800	1,0E+07	0,63 < t^+/t < 0,88
14	0,375	800	1,0E+07	0,65 < t^+/t < 0,88
15	0,500	800	1,0E+07	0,60 < t^+/t < 0,88

Tabela 48. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 11 a 15:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c$ Jarret
11	0,125	800	1,0E+07	0,78 < t^+/t < 0,88
12	0,187	800	1,0E+07	0,76 < t^+/t < 0,87
13	0,250	800	1,0E+07	0,75 < t^+/t < 0,86
14	0,375	800	1,0E+07	0,74 < t^+/t < 0,85
15	0,500	800	1,0E+07	0,70 < t^+/t < 0,83

Tabela 49. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 11 a 15:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em C_r máx
11	0,125	800	1,0E+07	0,69 < t^+/t < 0,95
12	0,187	800	1,0E+07	0,66 < t^+/t < 0,94
13	0,250	800	1,0E+07	0,62 < t^+/t < 0,94
14	0,375	800	1,0E+07	0,57 < t^+/t < 0,94
15	0,500	800	1,0E+07	0,48 < t^+/t < 0,94

Cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

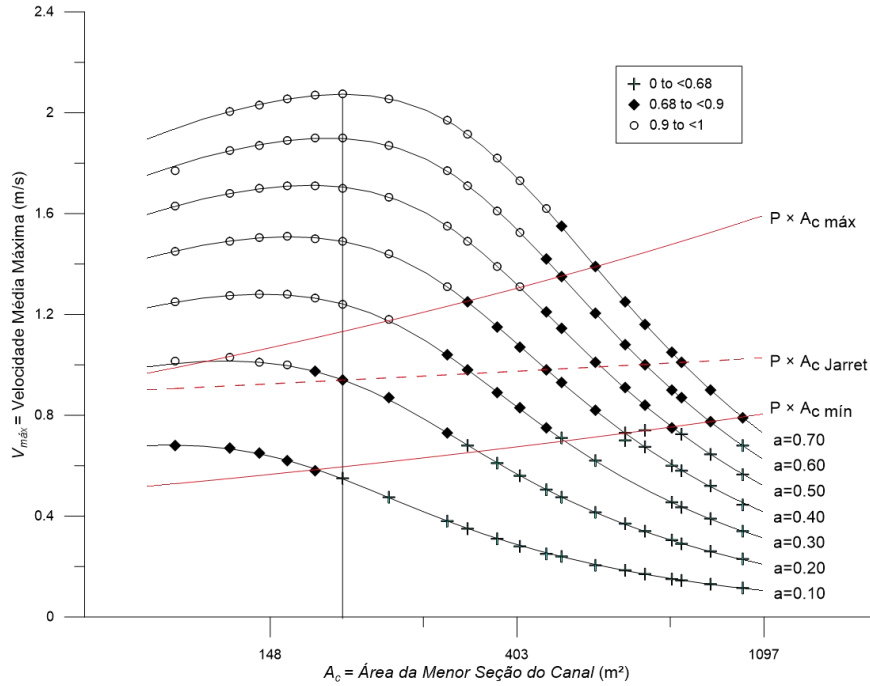


Figura 111. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

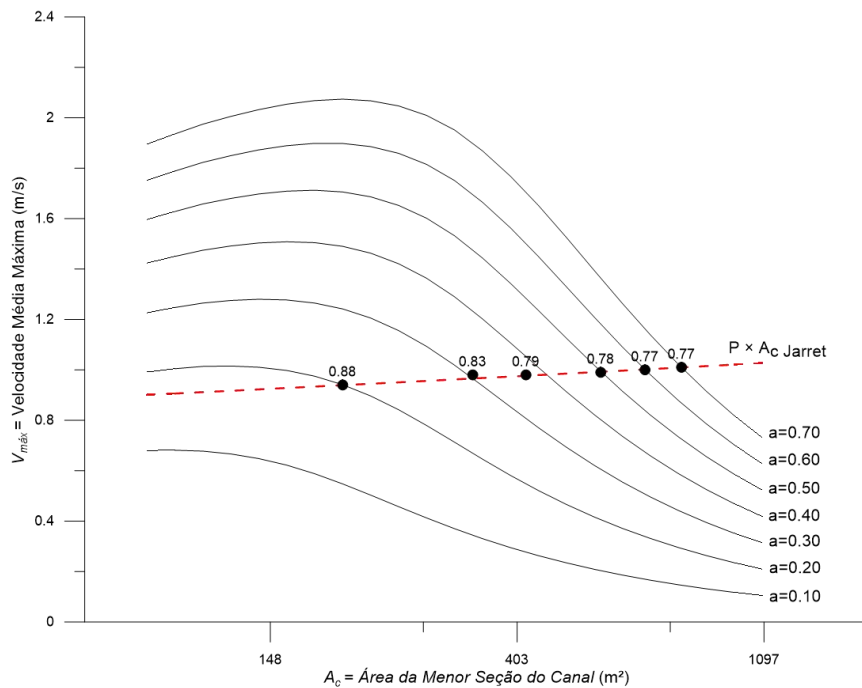


Figura 112. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

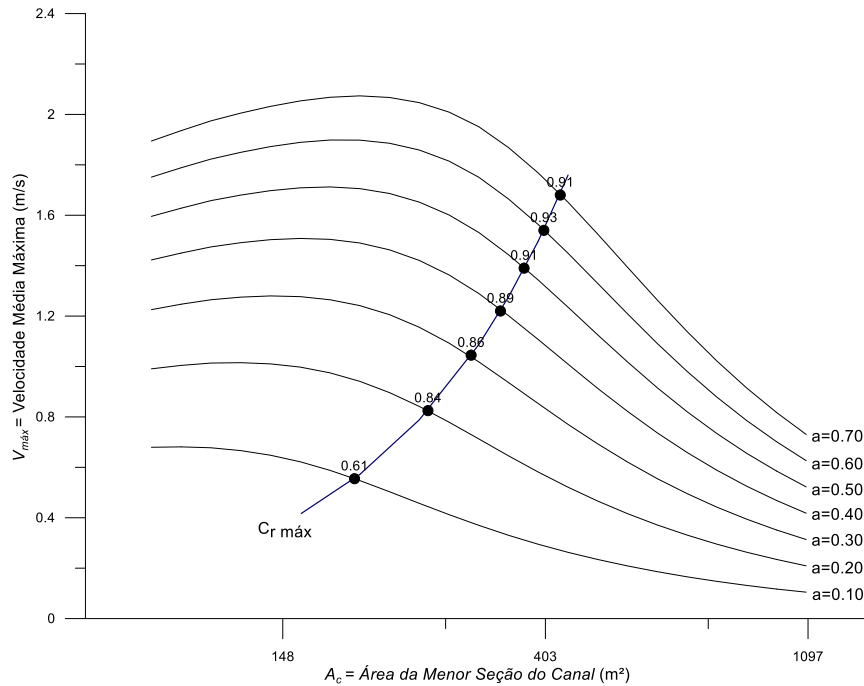


Figura 113. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva Cr máx para o cenário 16: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 17: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

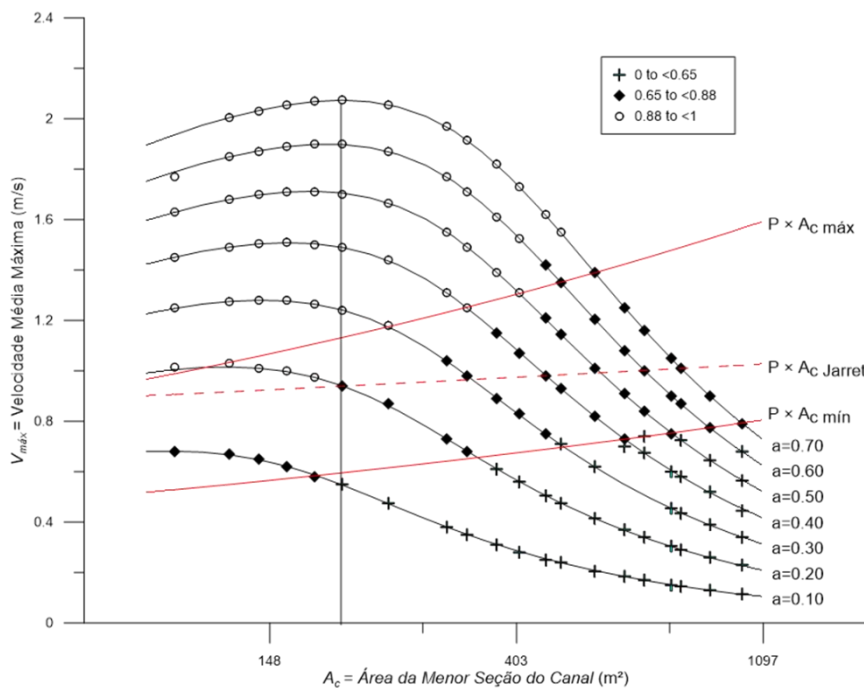


Figura 114. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 17: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

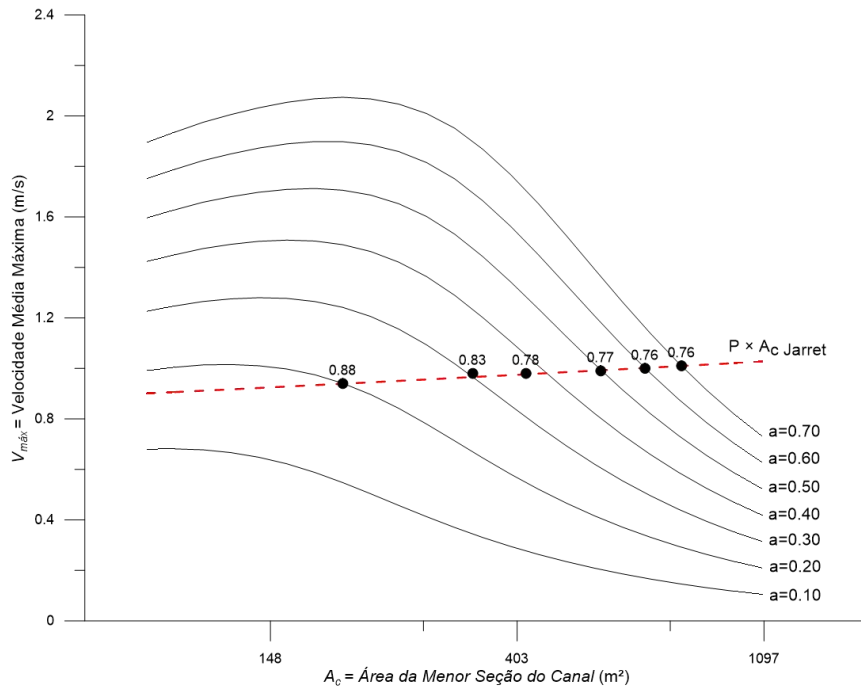


Figura 115. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 17: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

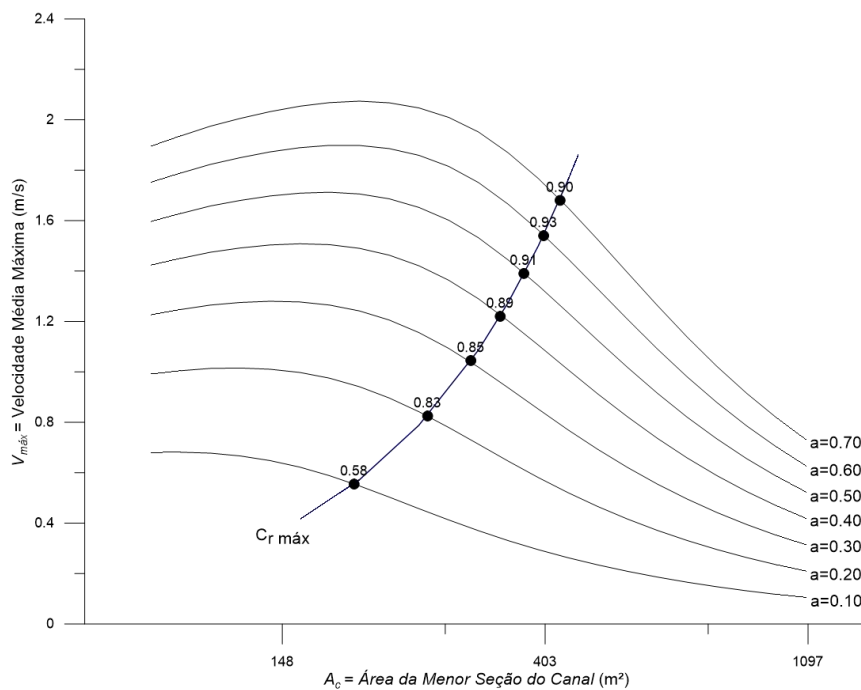


Figura 116. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 17: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 18: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$

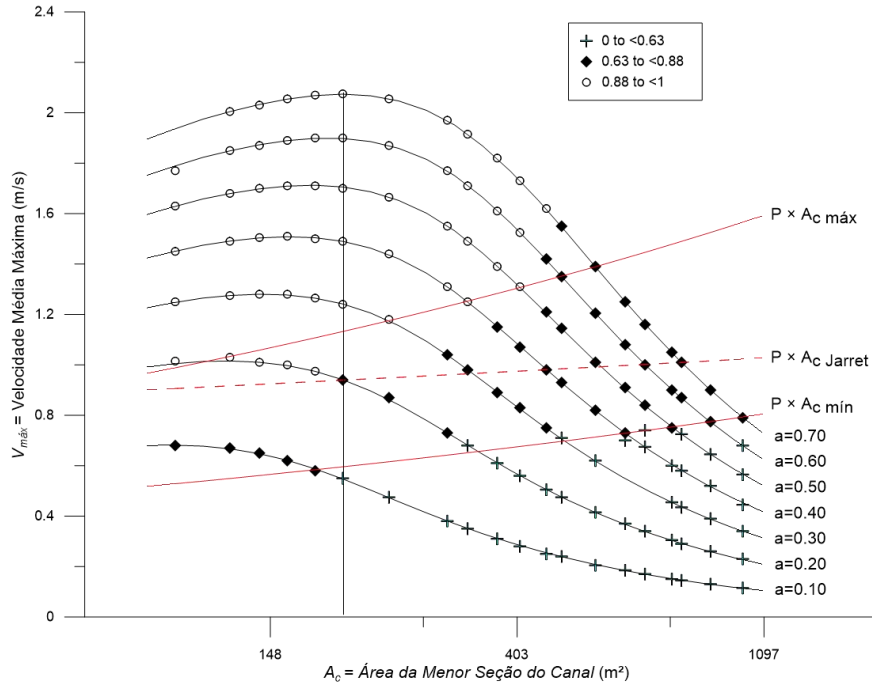


Figura 117. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 18: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\grave{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

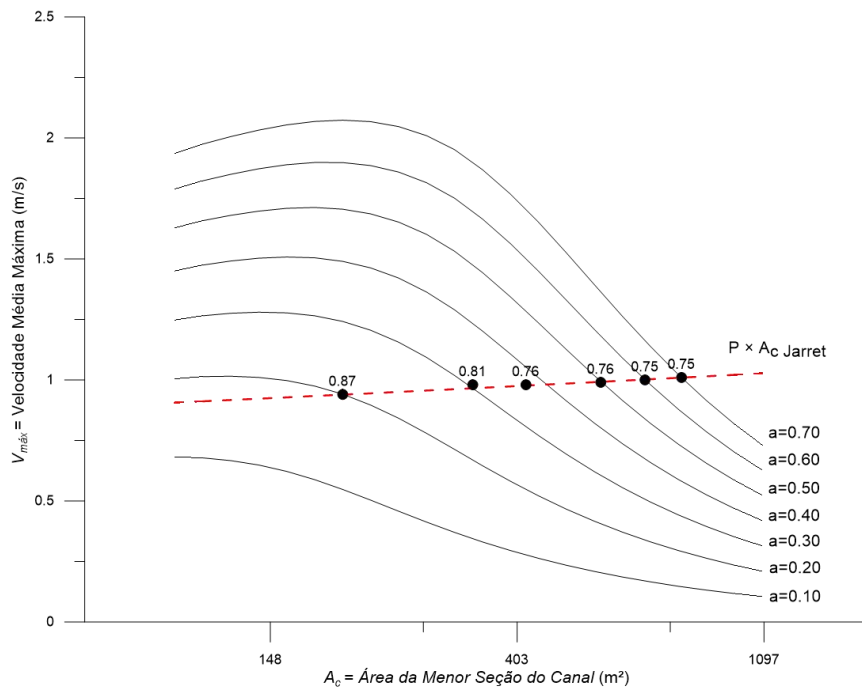


Figura 118. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 18: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

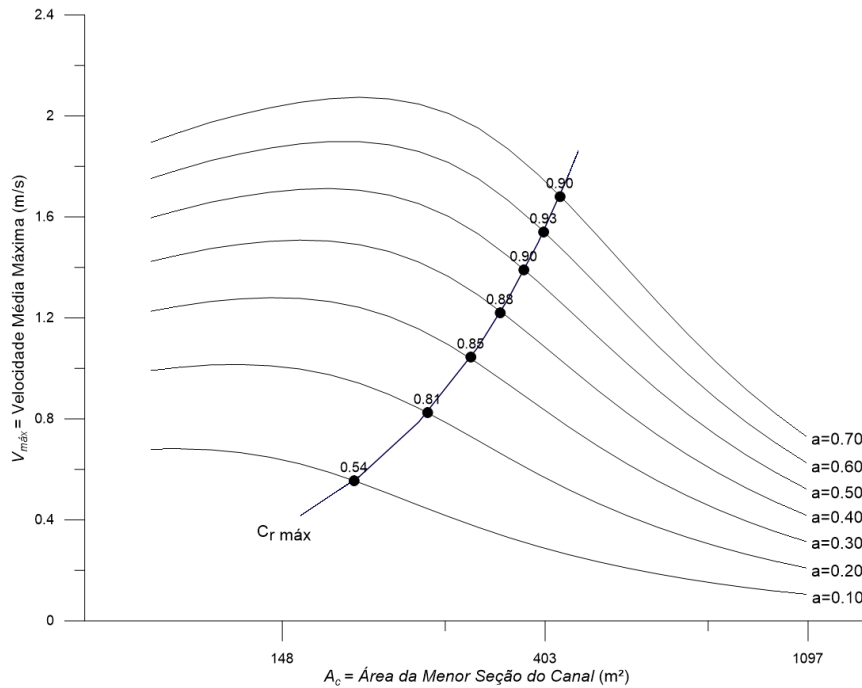


Figura 119. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 18:
 $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

Cenário 19: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$

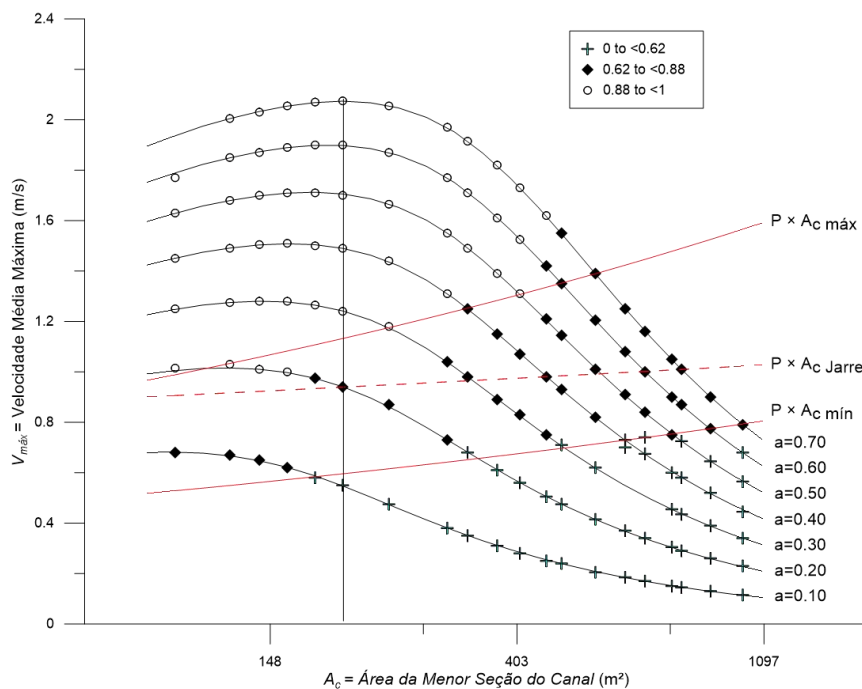


Figura 120. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 19: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

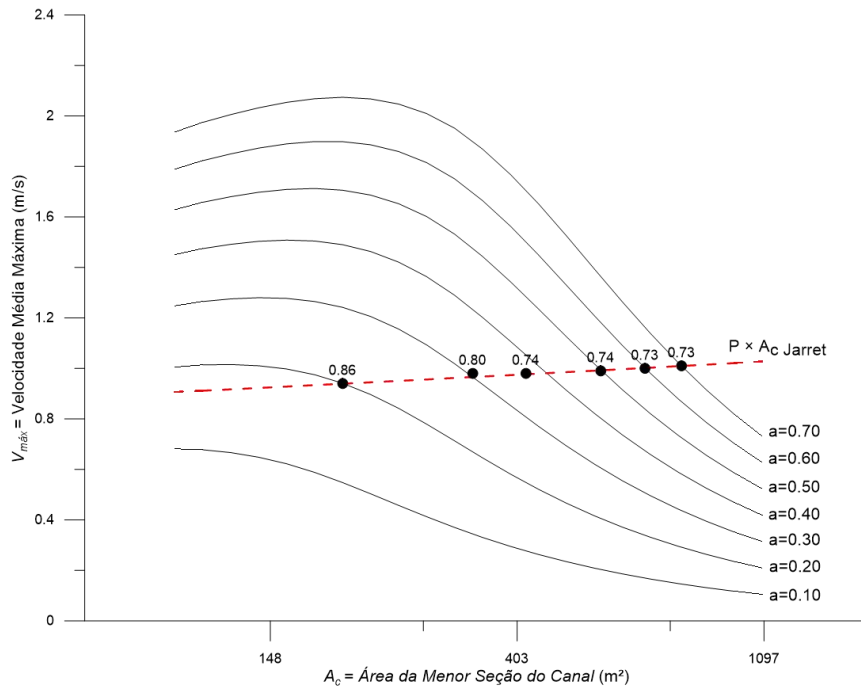


Figura 121. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 19: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$.

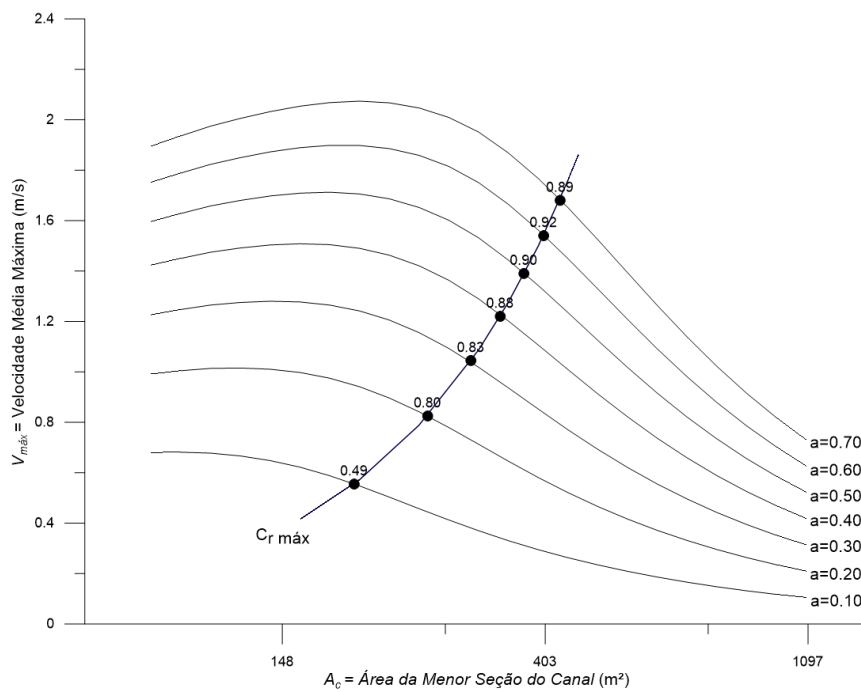


Figura 122. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 19: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$.

Cenário 20: $A_b = 8,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

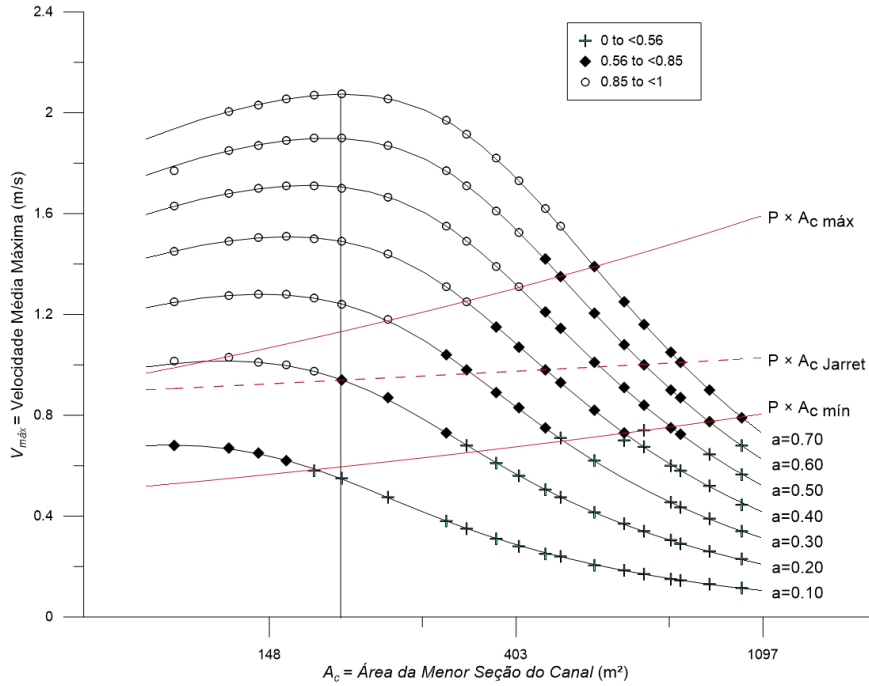


Figura 123. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 20: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e ao que o ponto se encontra.

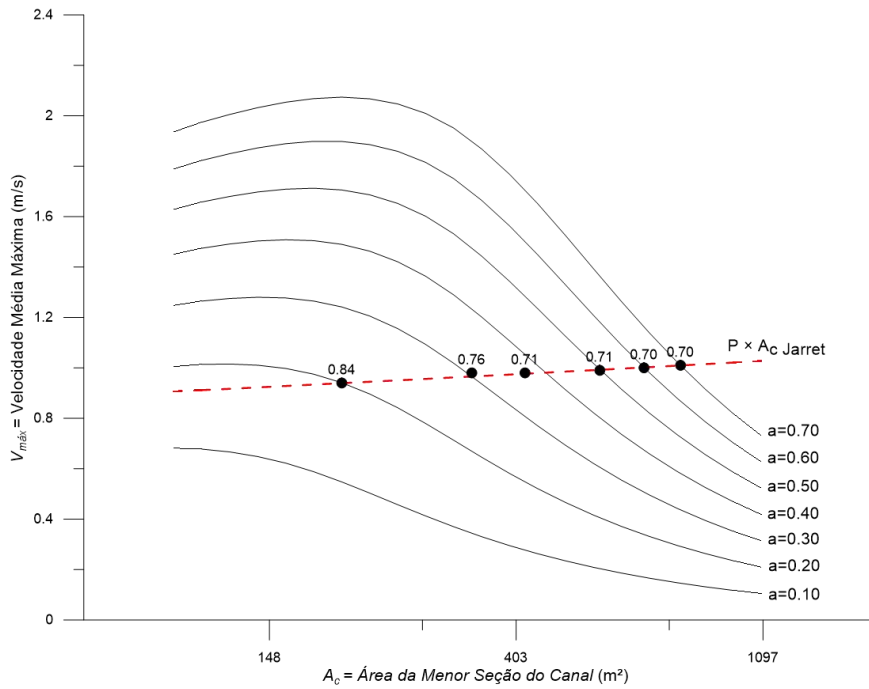


Figura 124. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 20: $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

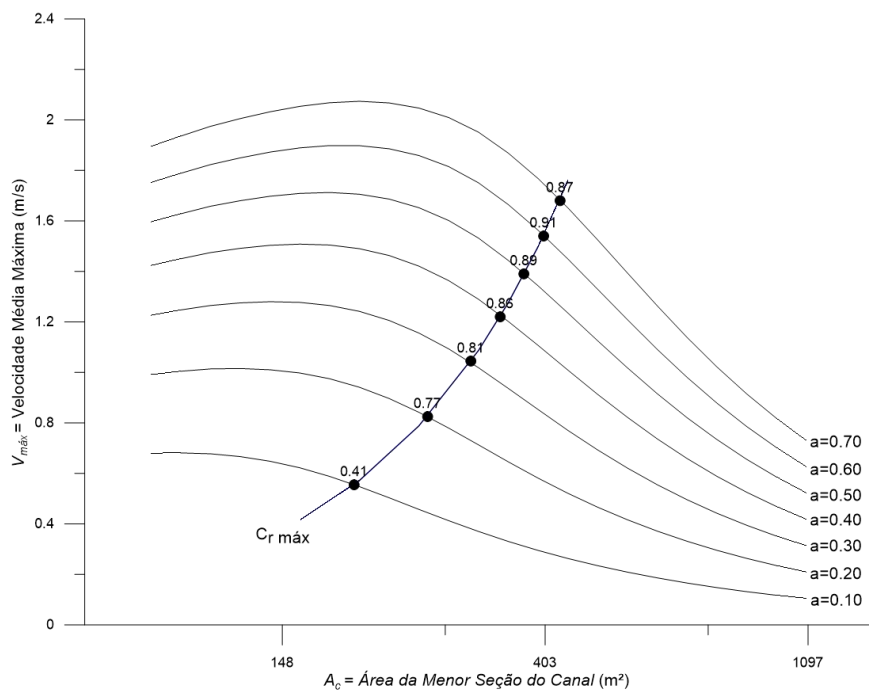


Figura 125. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 20:
 $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$, $d=0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 15 a 20

Tabela 50. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 16 a 20:
 $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c máx$ e min
16	0,125	800	8,0E+06	0,68 < t^+/t < 0,90
17	0,187	800	8,0E+06	0,65 < t^+/t < 0,88
18	0,250	800	8,0E+06	0,63 < t^+/t < 0,88
19	0,375	800	8,0E+06	0,62 < t^+/t < 0,88
20	0,500	800	8,0E+06	0,56 < t^+/t < 0,85

Tabela 51. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c Jarret$ para cenários 16 a 20:
 $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c Jarret$
16	0,125	800	8,0E+06	0,77 < t^+/t < 0,88
17	0,187	800	8,0E+06	0,76 < t^+/t < 0,88
18	0,250	800	8,0E+06	0,75 < t^+/t < 0,87
19	0,375	800	8,0E+06	0,73 < t^+/t < 0,86
20	0,500	800	8,0E+06	0,70 < t^+/t < 0,84

Tabela 52. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $C_r máx$ para cenários 16 a 20:
 $A_b=8,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m^2)	t^+/t em $C_r máx$
16	0,125	800	8,0E+06	0,61 < t^+/t < 0,91
17	0,187	800	8,0E+06	0,58 < t^+/t < 0,90
18	0,250	800 <td 8,0E+06	0,54 < t^+/t < 0,90	
19	0,375	800	8,0E+06	0,49 < t^+/t < 0,89
20	0,500	800	8,0E+06	0,41 < t^+/t < 0,87

Cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

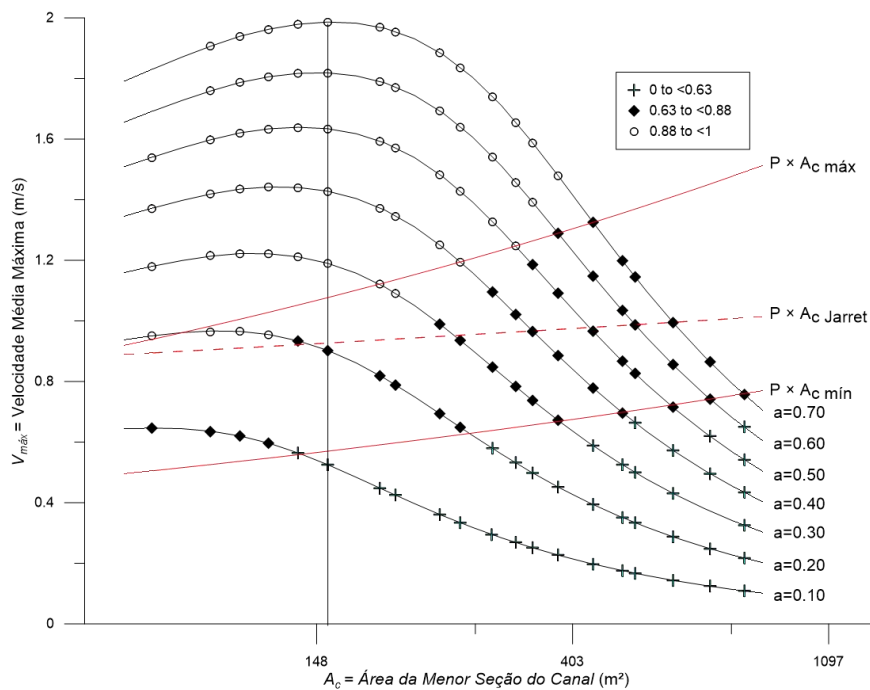


Figura 126. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

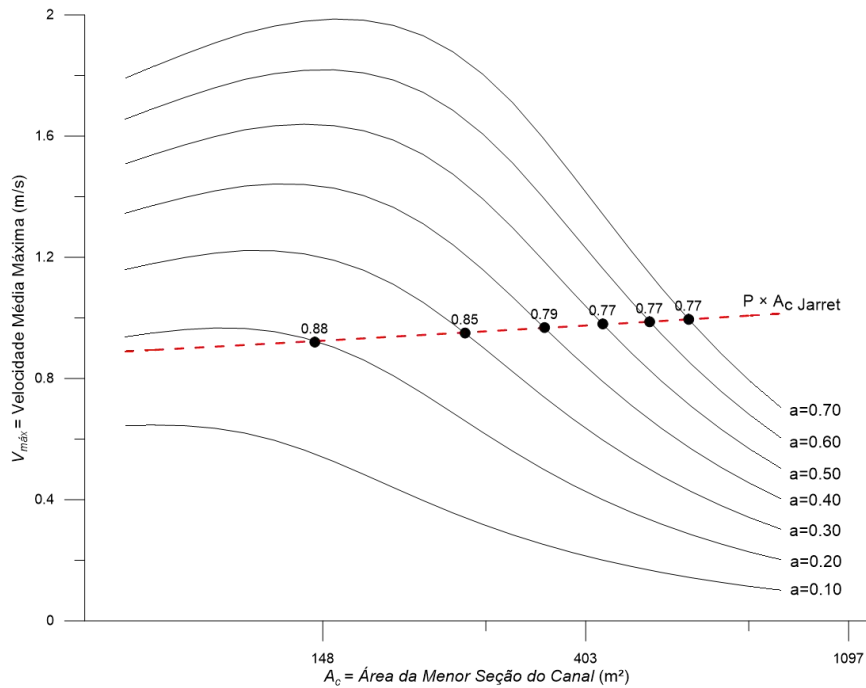


Figura 127. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

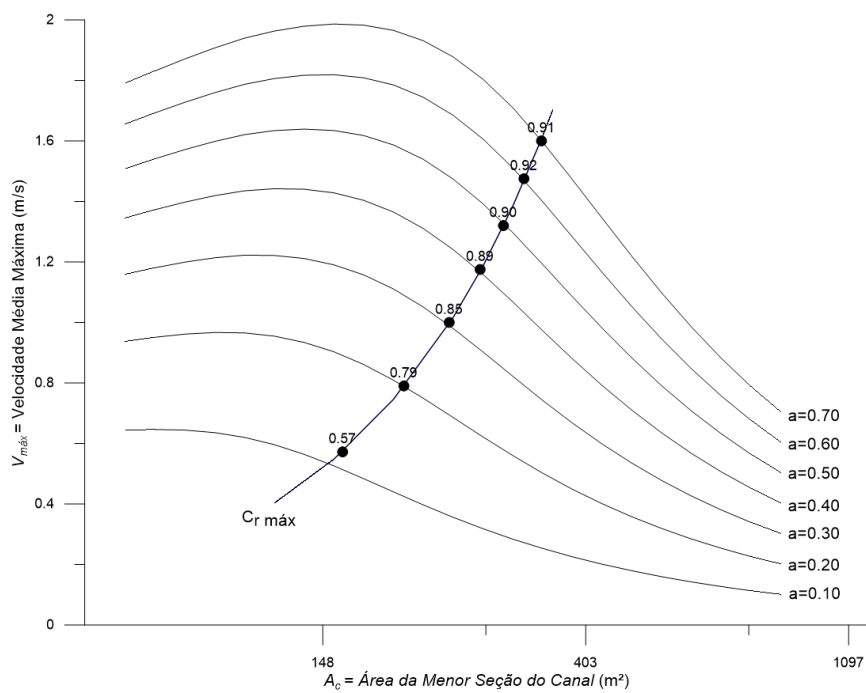


Figura 128. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 21: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

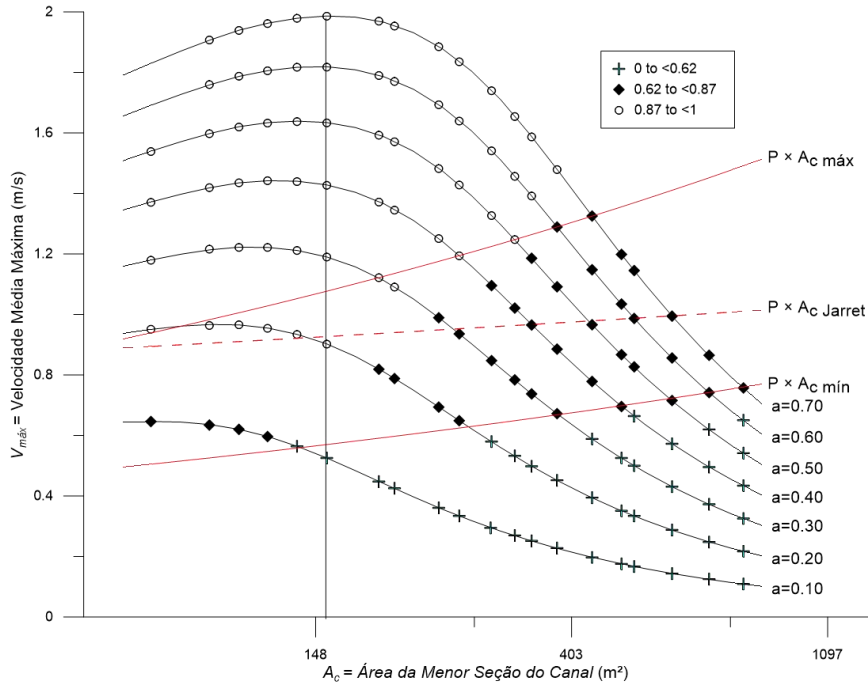


Figura 129. Persist\ecncias do excesso de tens\oes no fundo classificadas para o cen\ario 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d = 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodin\amico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

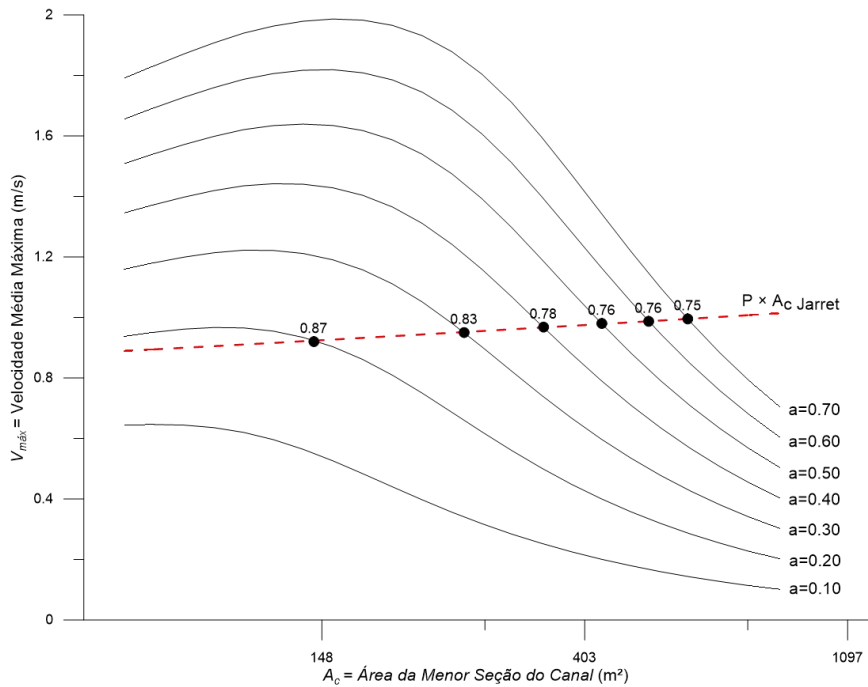


Figura 130. Persist\ecncias do excesso de tens\oes na curva $P \times A_c$ da formula\c\ao emp\irica de Jarret para o cen\ario 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d = 0,187mm$.

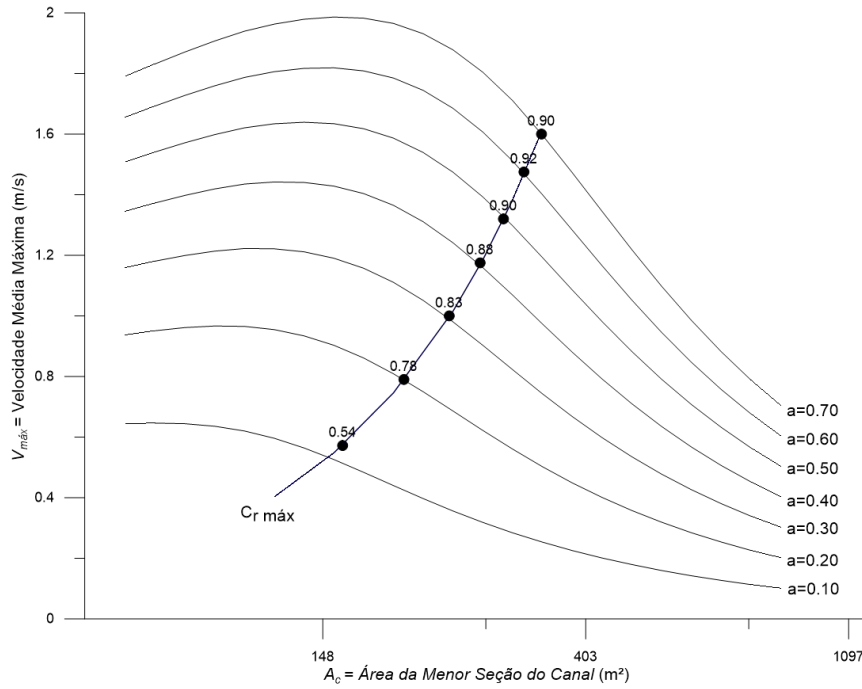


Figura 131. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 22: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L= 800m$, $d= 0,250mm$

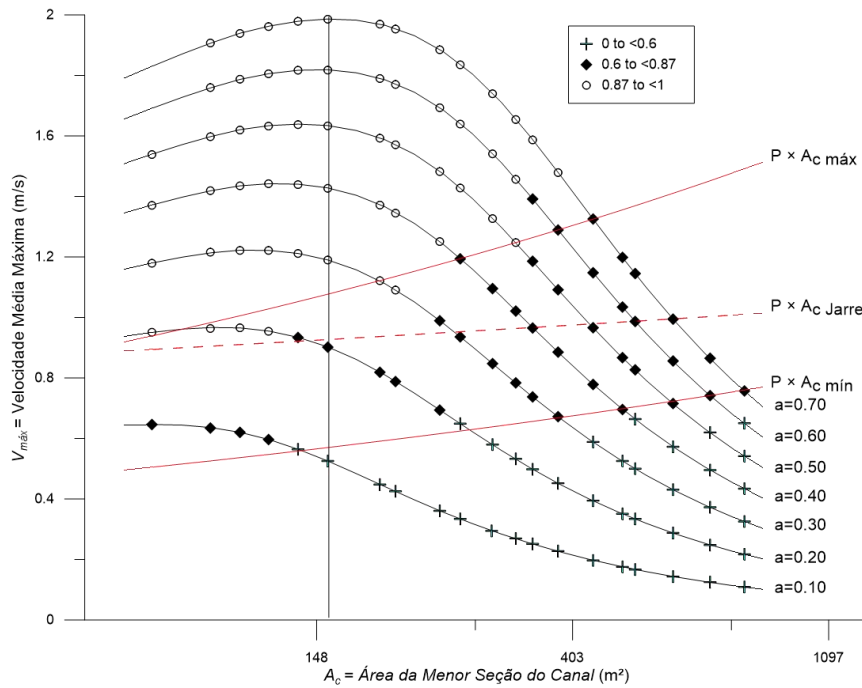


Figura 132. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

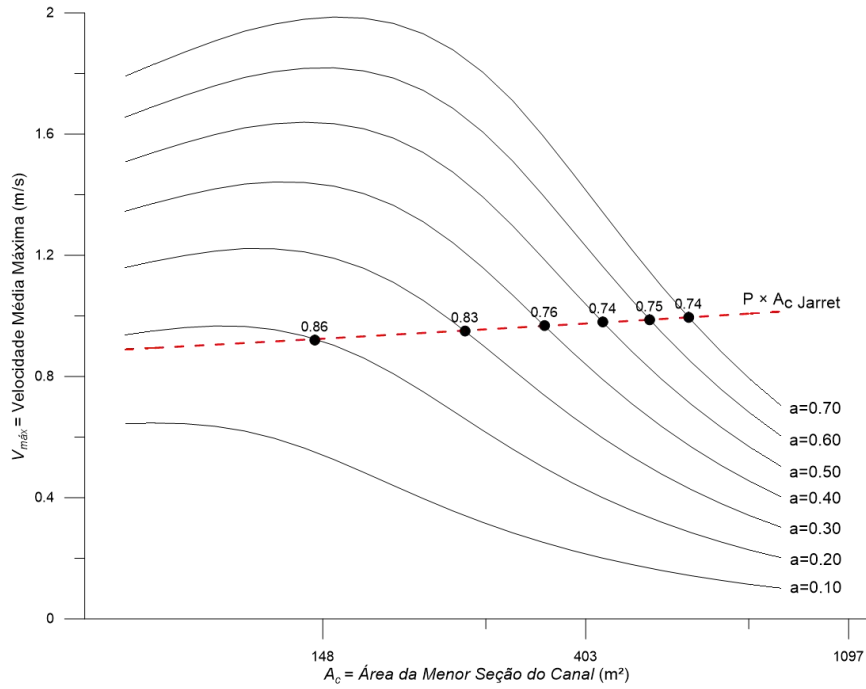


Figura 133. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

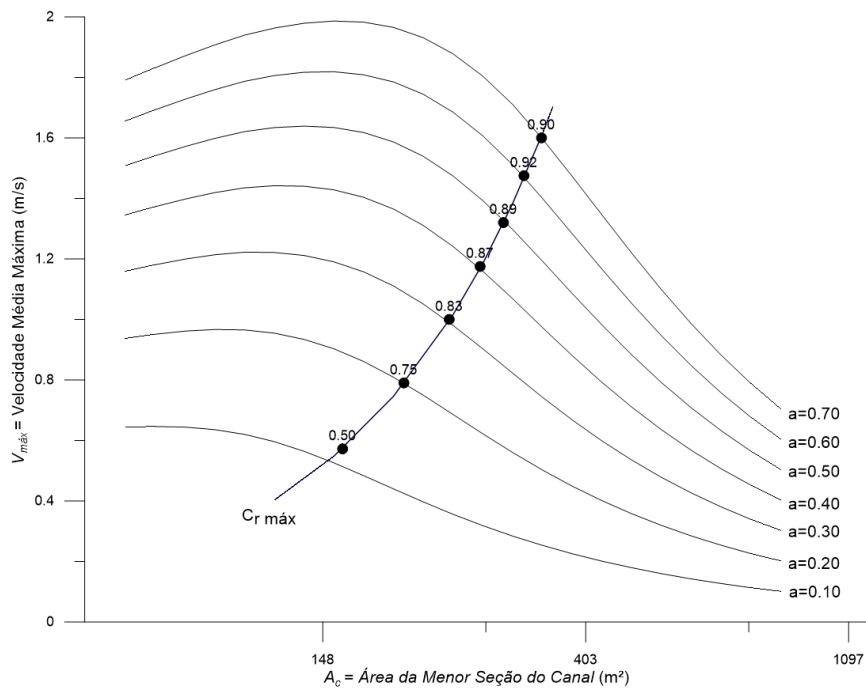


Figura 134. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 23: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,250mm$.

Cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,375mm$

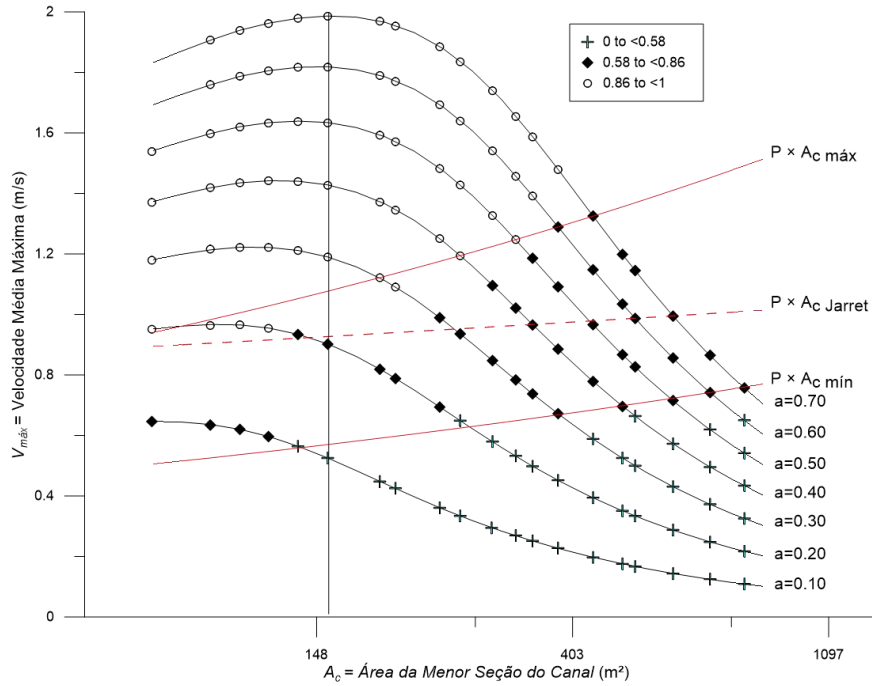


Figura 135. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d = 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

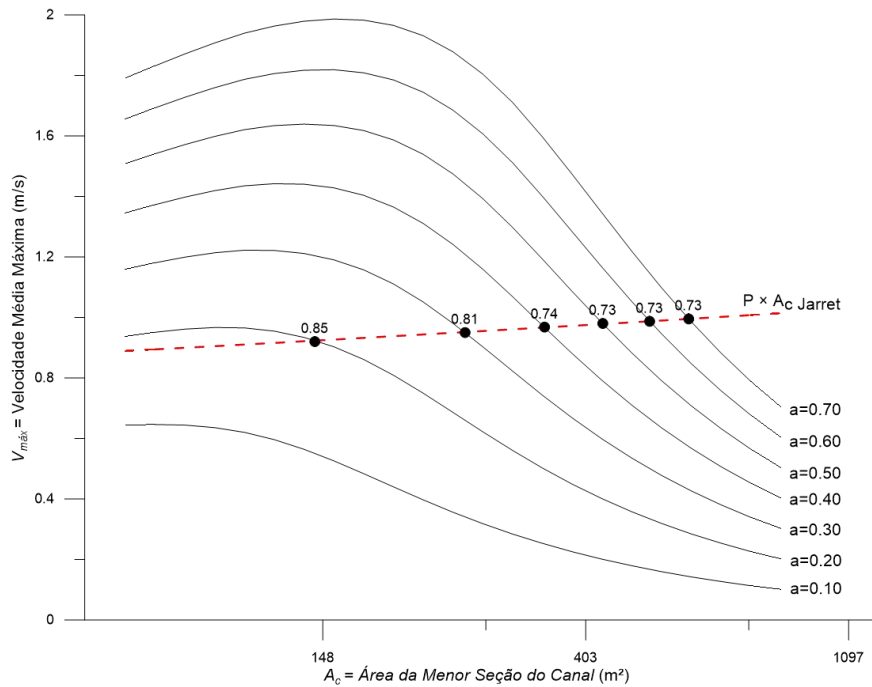


Figura 136. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d = 0,375mm$.

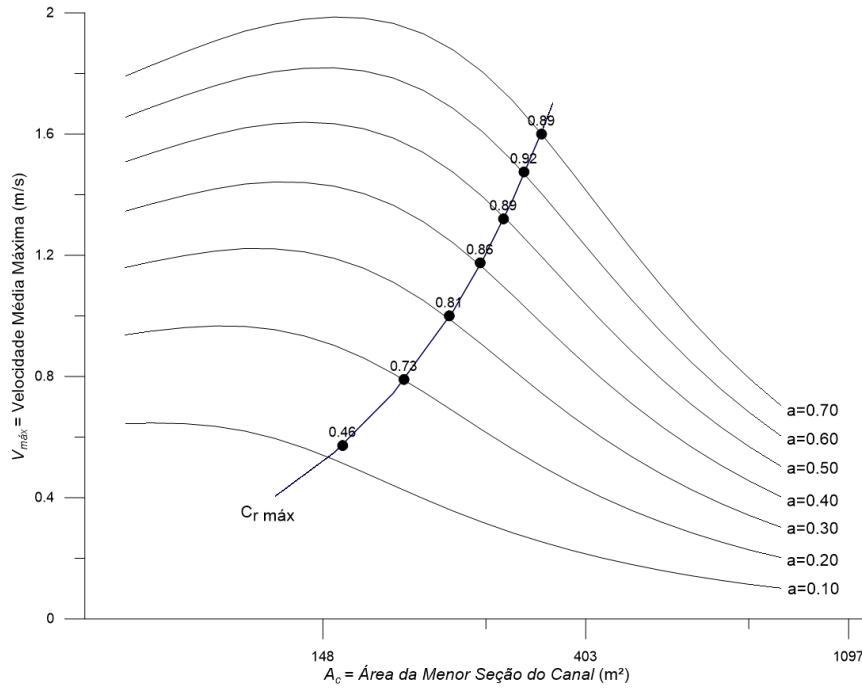


Figura 137. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 24: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

Cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

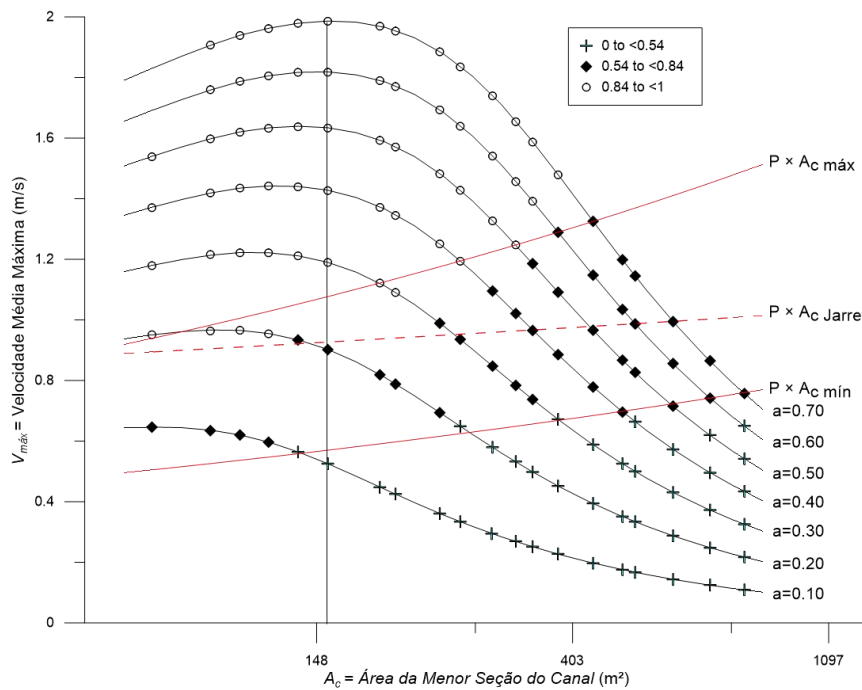


Figura 138. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

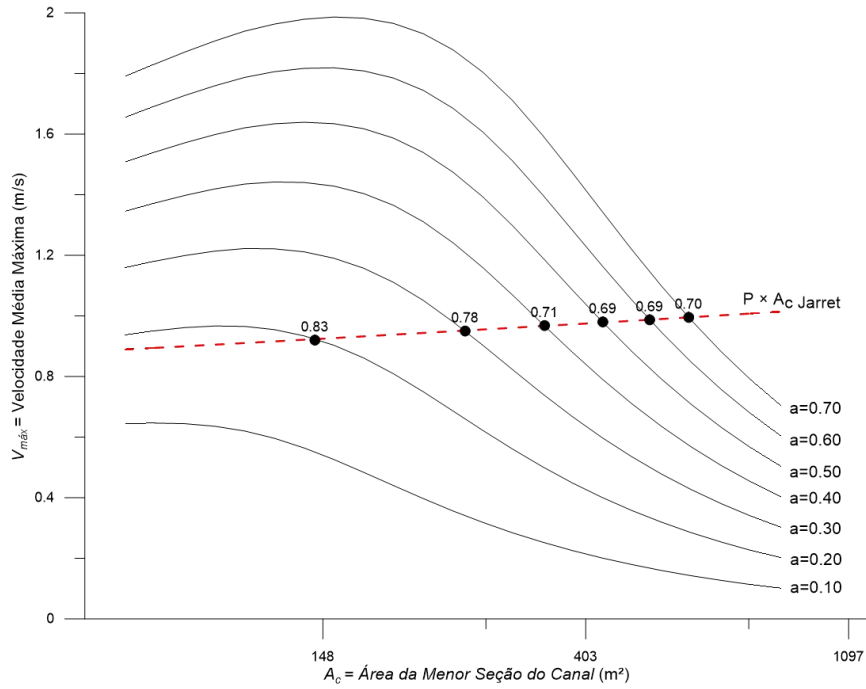


Figura 139. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

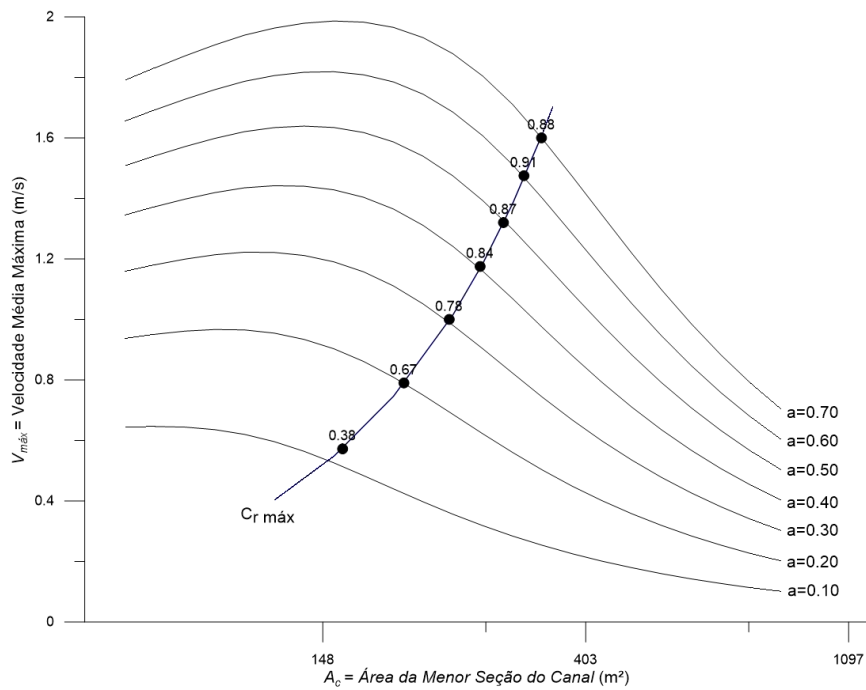


Figura 140. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 25: $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 21 a 25

Tabela 53. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 21 a 25:
 $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c$ máx e mín
21	0,125	800	6,0E+06	0,63 < t^+/t < 0,88
22	0,187	800	6,0E+06	0,62 < t^+/t < 0,87
23	0,250	800	6,0E+06	0,60 < t^+/t < 0,87
24	0,375	800	6,0E+06	0,58 < t^+/t < 0,86
25	0,500	800	6,0E+06	0,54 < t^+/t < 0,84

Tabela 54. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 21 a 25:
 $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c$ Jarret
21	0,125	800	6,0E+06	0,77 < t^+/t < 0,88
22	0,187	800	6,0E+06	0,75 < t^+/t < 0,87
23	0,250	800	6,0E+06	0,74 < t^+/t < 0,86
24	0,375	800	6,0E+06	0,73 < t^+/t < 0,85
25	0,500	800	6,0E+06	0,70 < t^+/t < 0,83

Tabela 55. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 21 a 25:
 $A_b=6,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em C_r máx
21	0,125	800	6,0E+06	0,57 < t^+/t < 0,91
22	0,187	800	6,0E+06	0,54 < t^+/t < 0,90
23	0,250	800	6,0E+06	0,50 < t^+/t < 0,90
24	0,375	800	6,0E+06	0,46 < t^+/t < 0,89
25	0,500	800	6,0E+06	0,38 < t^+/t < 0,88

Cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,125mm$

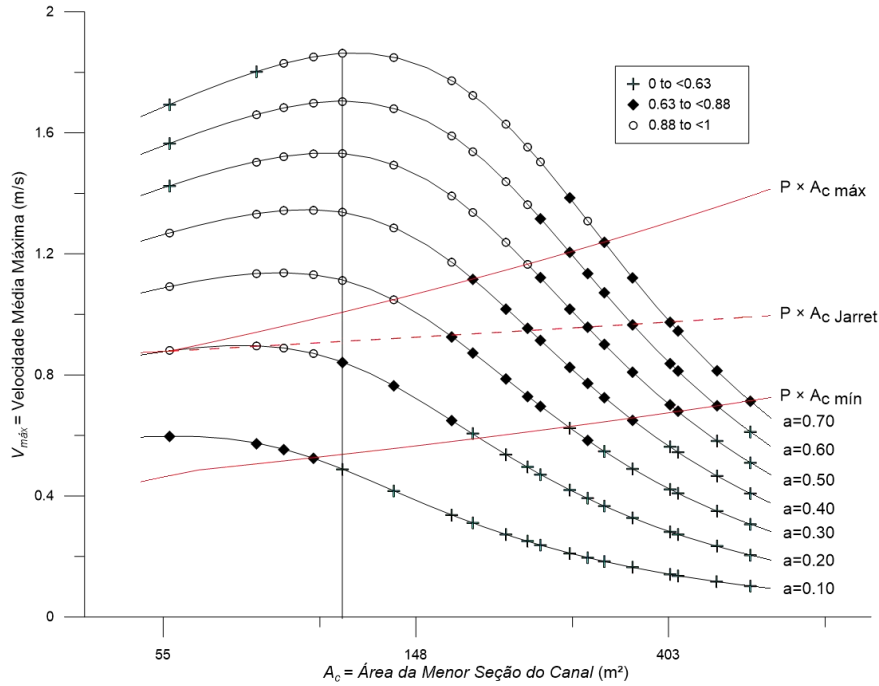


Figura 141. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

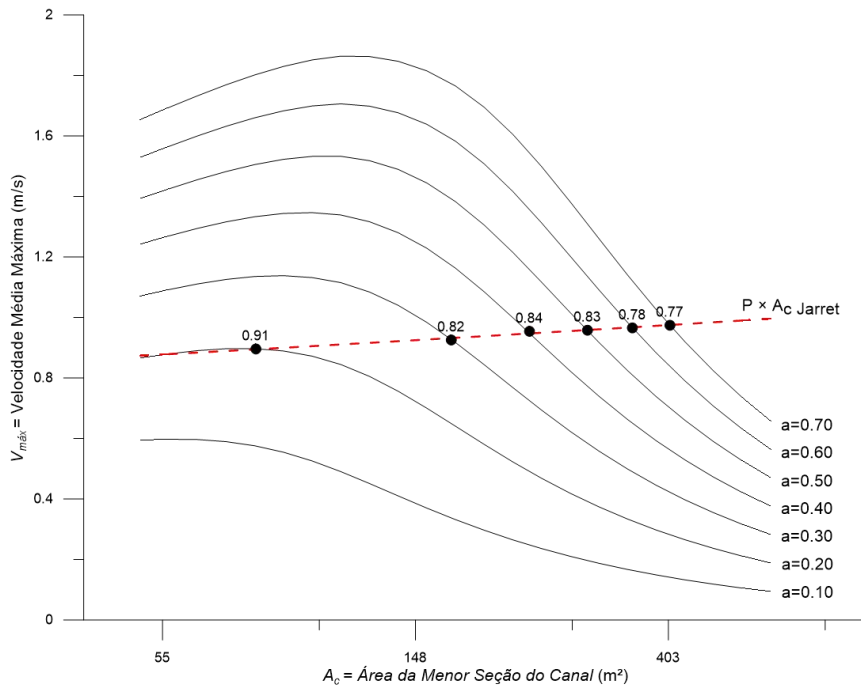


Figura 142. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

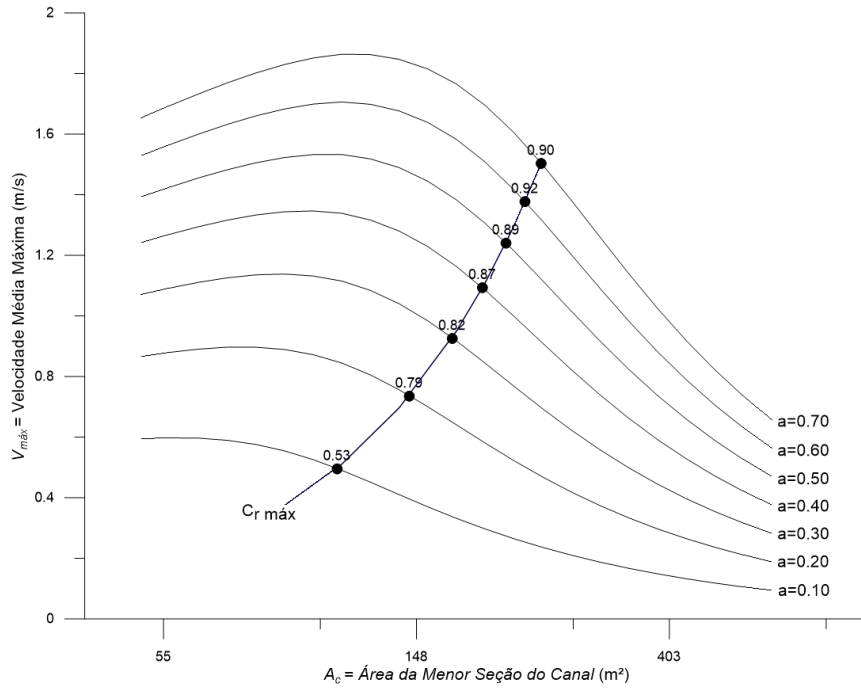


Figura 143. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 26: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,187mm$

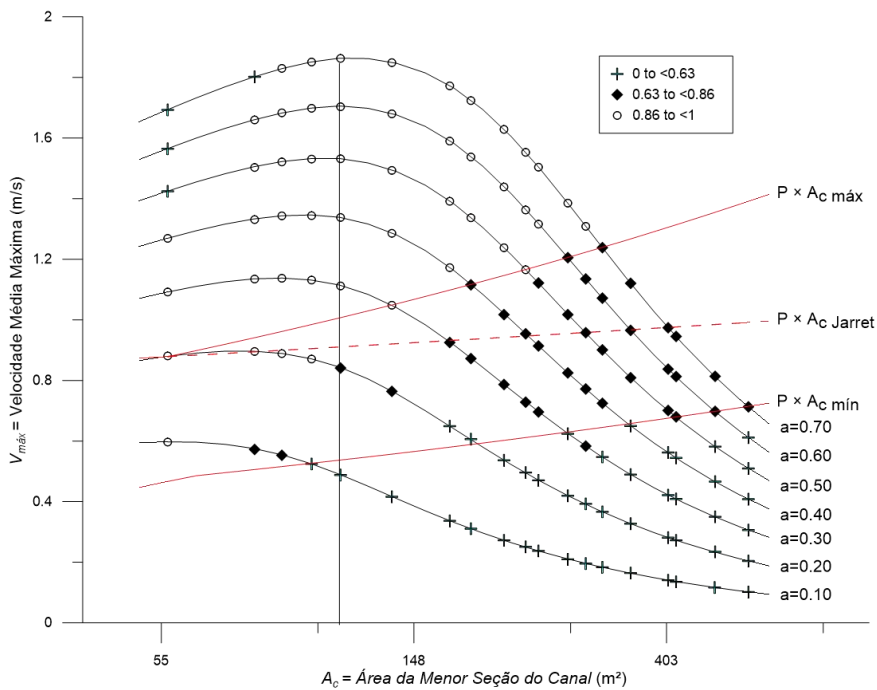


Figura 144. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

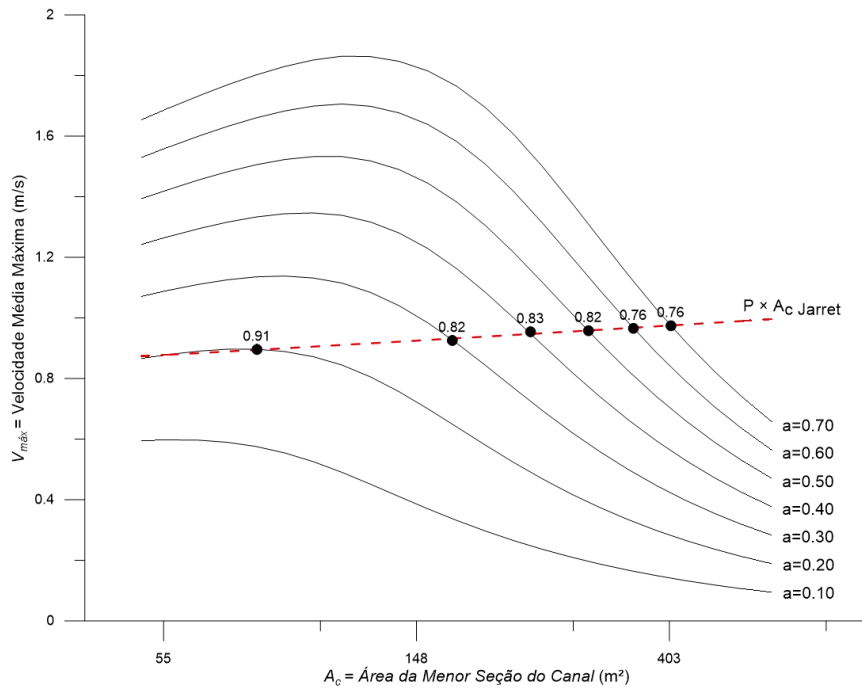


Figura 145. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

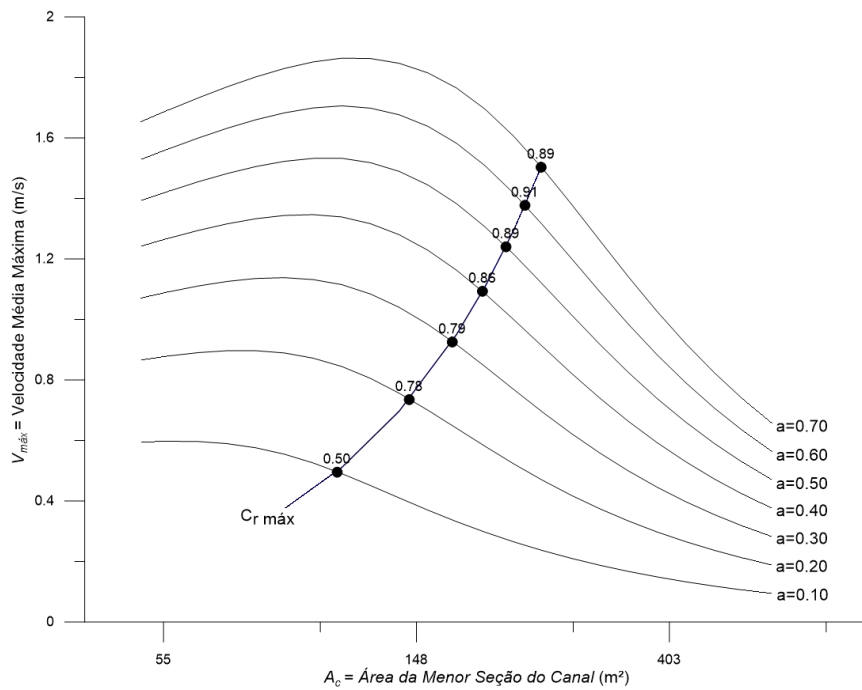


Figura 146. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 27: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,250mm$

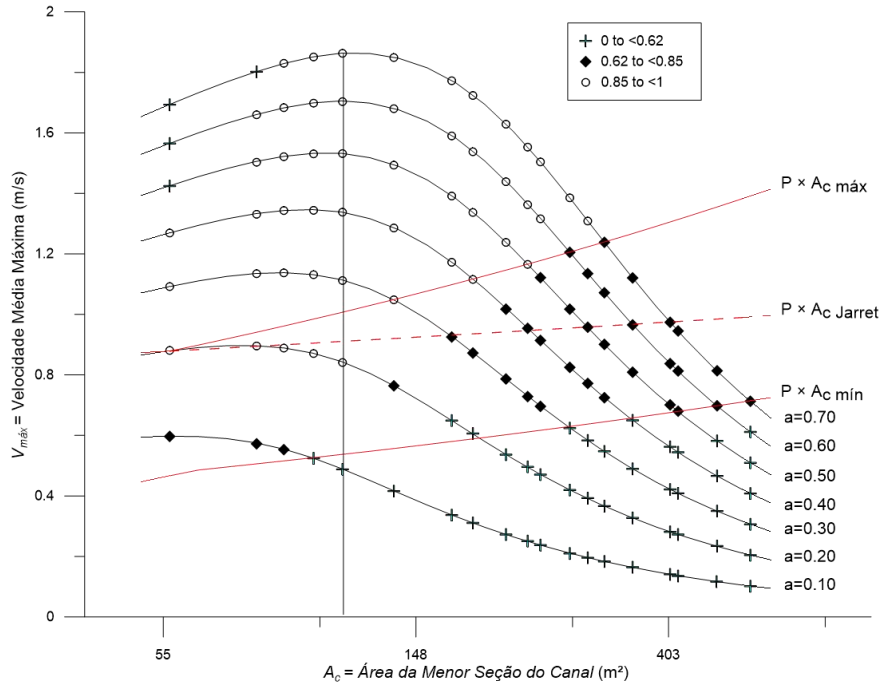


Figura 147. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d = 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

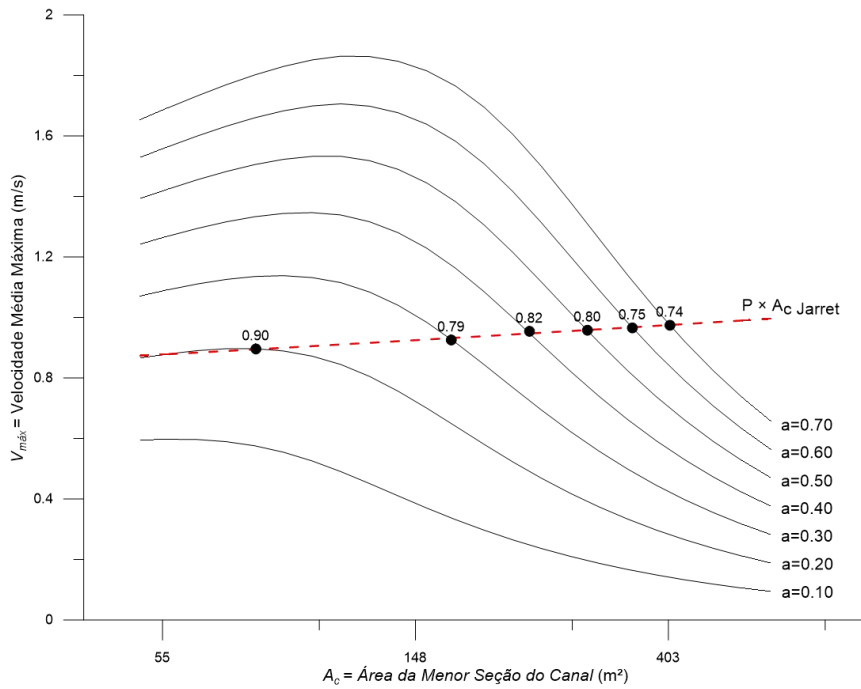


Figura 148. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d = 0,250mm$.

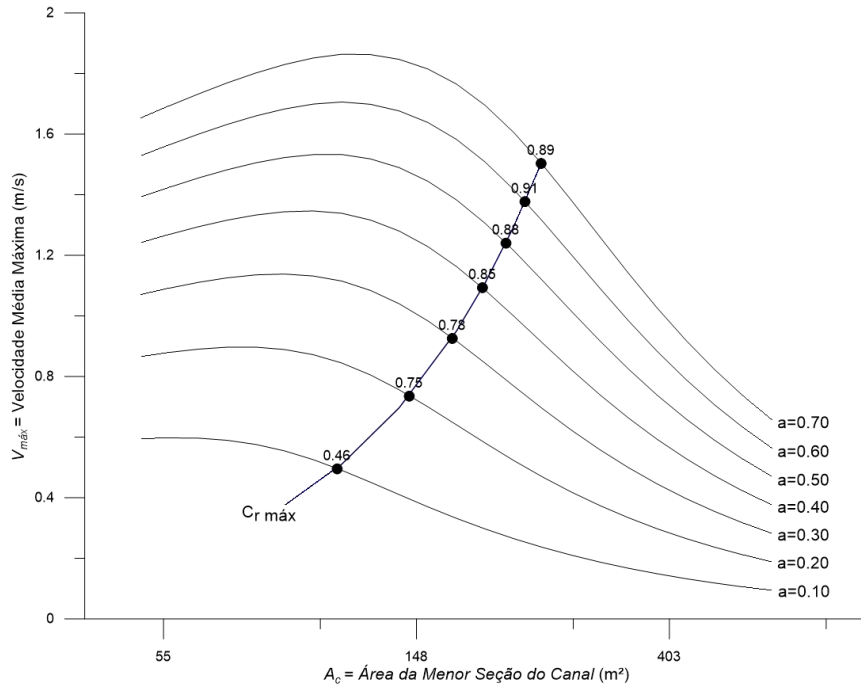


Figura 149. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 28: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d=0,250mm$.

Cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d=0,375mm$

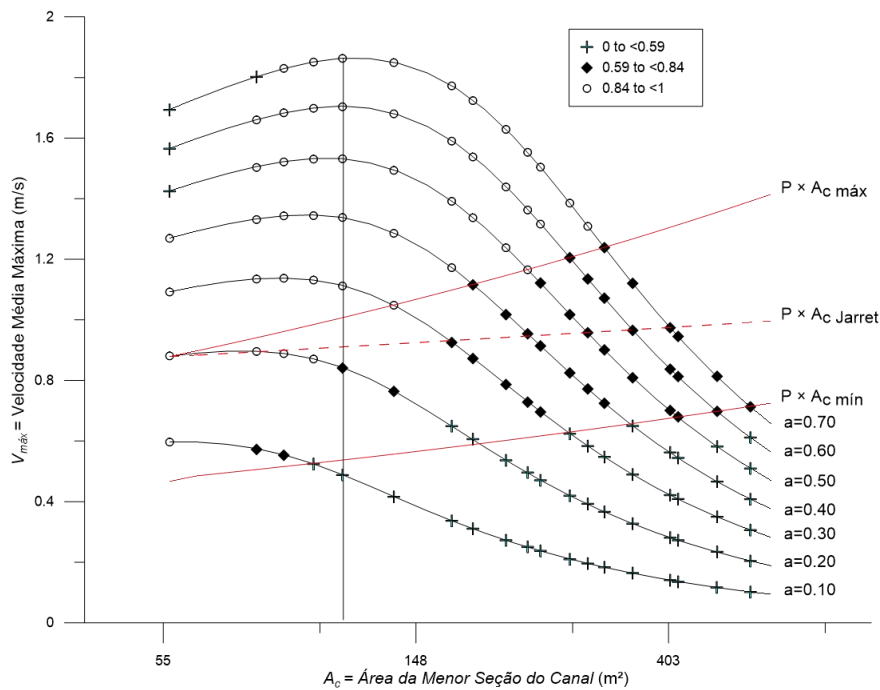


Figura 150. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d=0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

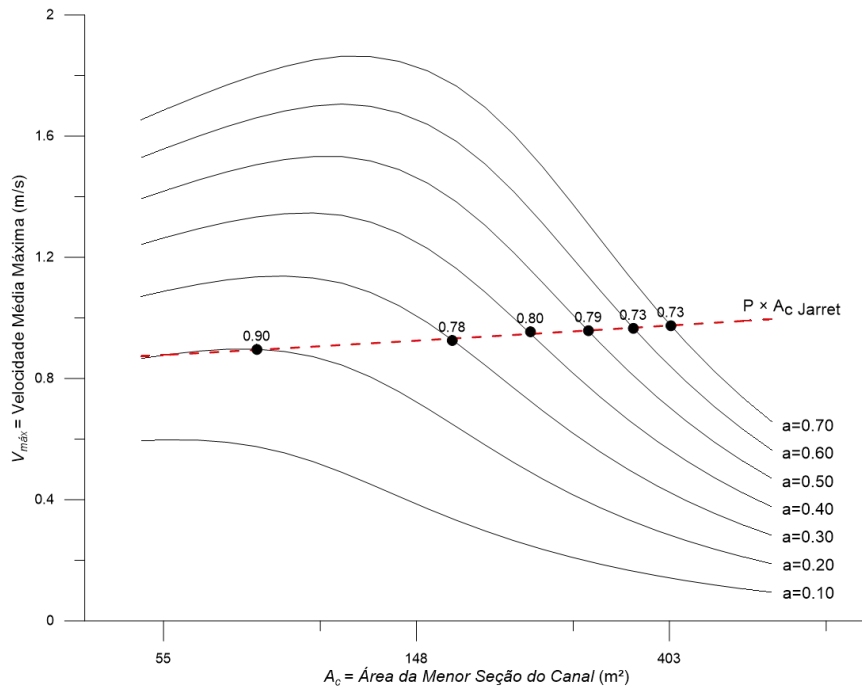


Figura 151. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

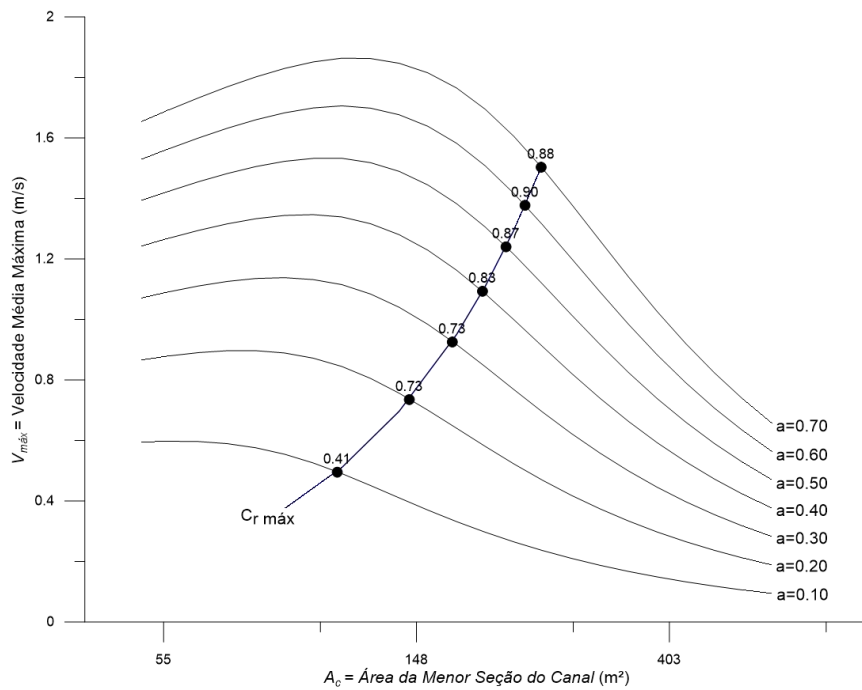


Figura 152. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 29: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,375mm$.

Cenário 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L = 800m$, $d = 0,500mm$

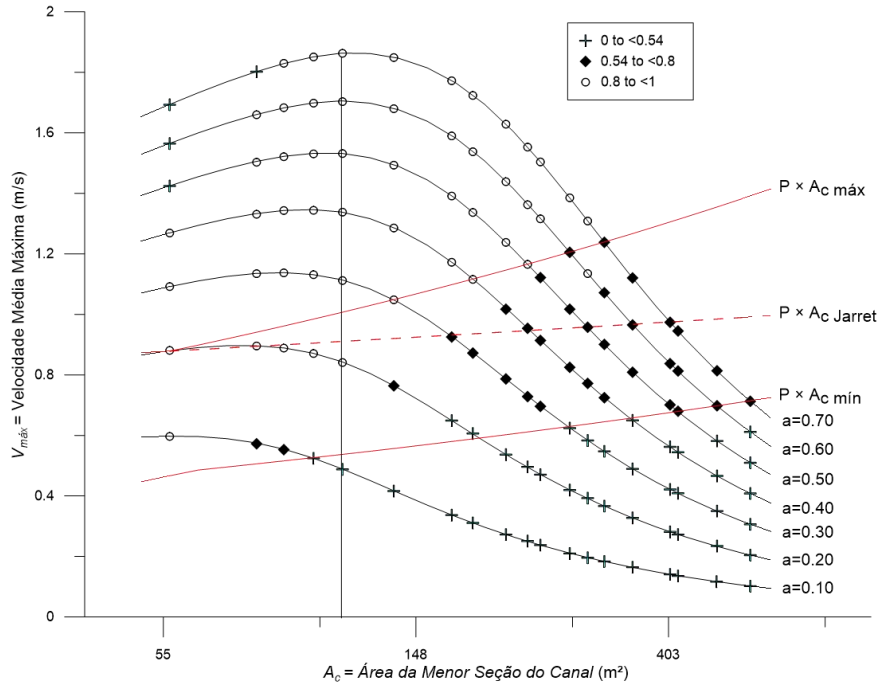


Figura 153. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\grave{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

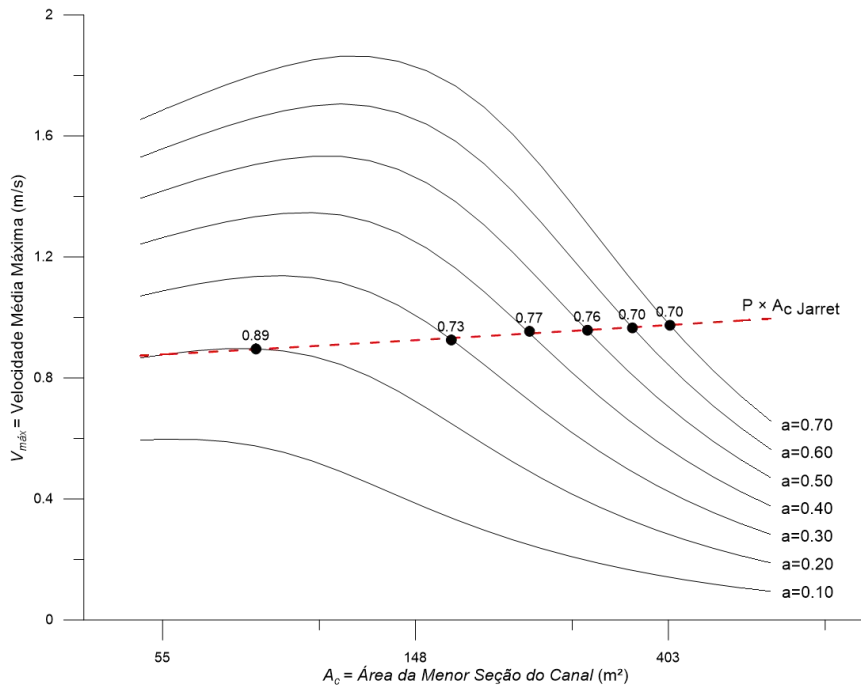


Figura 154. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 30: $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d= 0,500mm$.

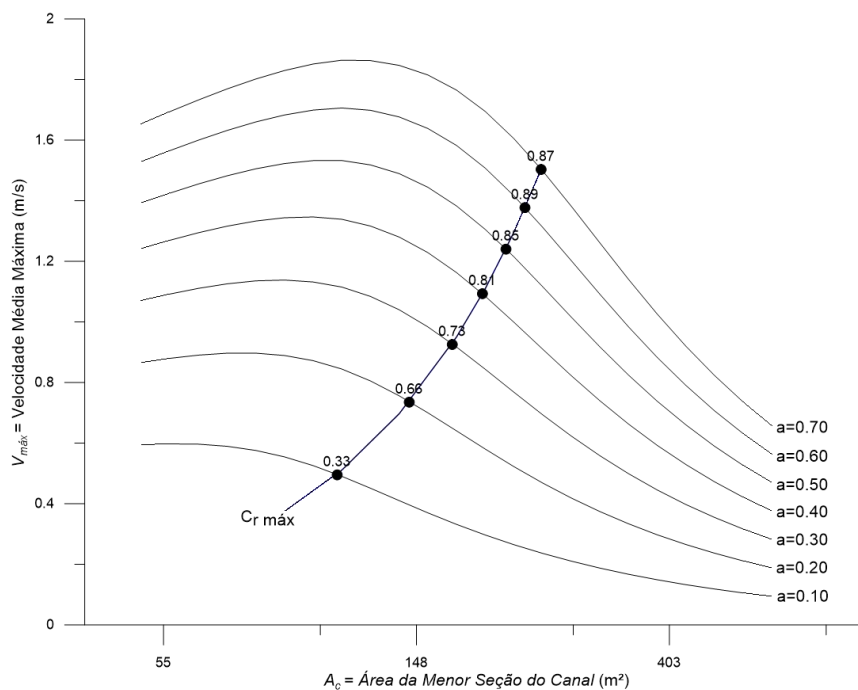


Figura 155. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 30:
 $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$, $d=0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 26 a 30

Tabela 56. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 26 a 30:
 $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c máx$ e min
26	0,125	800	4,0E+06	0,63 < t^+/t < 0,88
27	0,187	800	4,0E+06	0,63 < t^+/t < 0,86
28	0,250	800	4,0E+06	0,62 < t^+/t < 0,85
29	0,375	800	4,0E+06	0,59 < t^+/t < 0,84
30	0,500	800	4,0E+06	0,54 < t^+/t < 0,80

Tabela 57. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c Jarret$ para cenários 26 a 30:
 $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c Jarret$
26	0,125	800	4,0E+06	0,77 < t^+/t < 0,91
27	0,187	800	4,0E+06	0,76 < t^+/t < 0,91
28	0,250	800	4,0E+06	0,74 < t^+/t < 0,90
29	0,375	800	4,0E+06	0,73 < t^+/t < 0,90
30	0,500	800	4,0E+06	0,70 < t^+/t < 0,89

Tabela 58. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $C_r máx$ para cenários 26 a 30:
 $A_b=4,0E+06m^2$, $L=800m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $C_r máx$
26	0,125	800	4,0E+06	0,53 < t^+/t < 0,90
27	0,187	800	4,0E+06	0,50 < t^+/t < 0,89
28	0,250	800	4,0E+06	0,46 < t^+/t < 0,89
29	0,375	800	4,0E+06	0,41 < t^+/t < 0,88
30	0,500	800	4,0E+06	0,33 < t^+/t < 0,87

Cenário 31: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d=0,125mm$

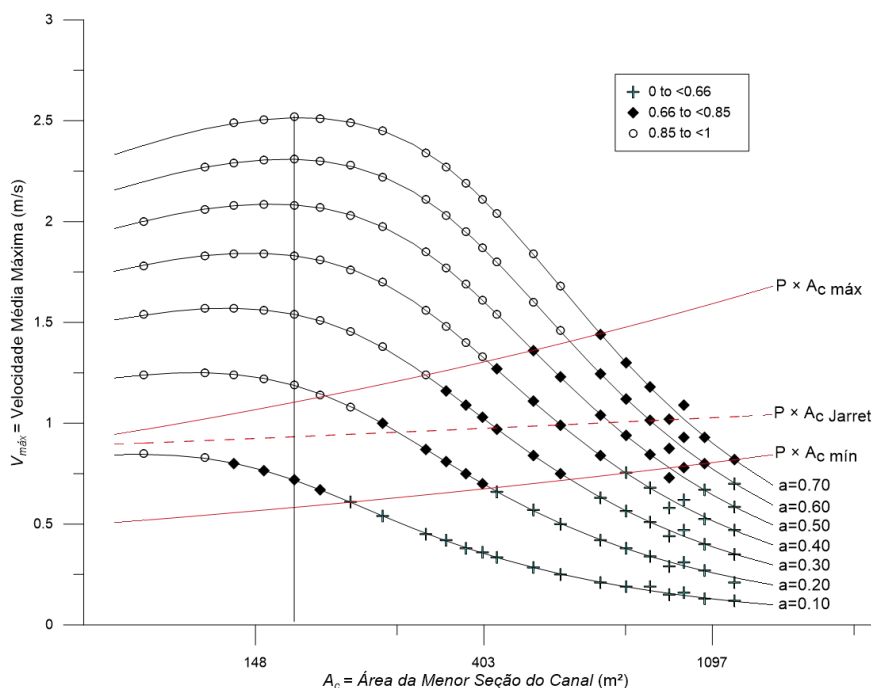


Figura 156. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 31: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d=0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

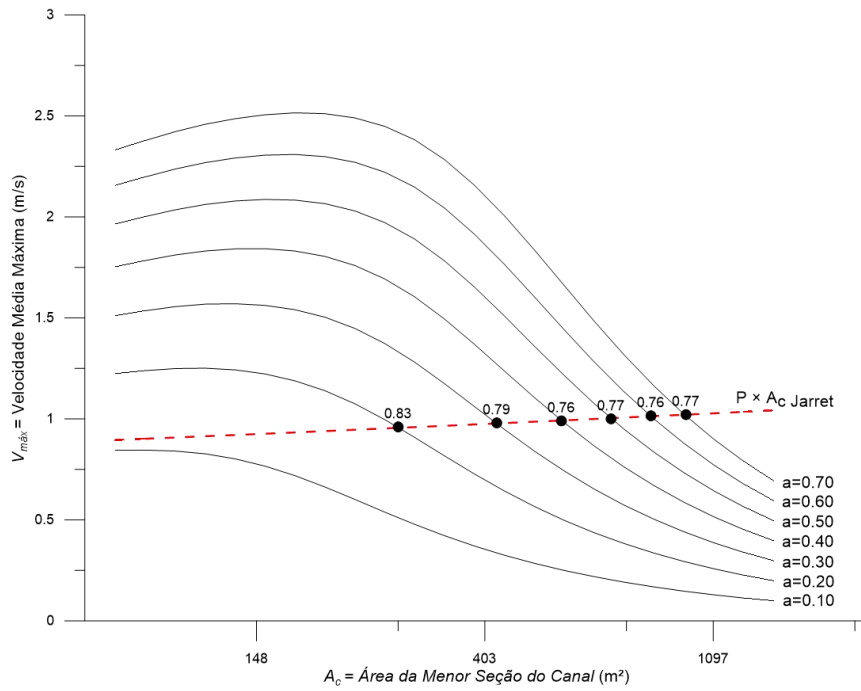


Figura 157. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 31: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 400m$, $d = 0,125mm$.

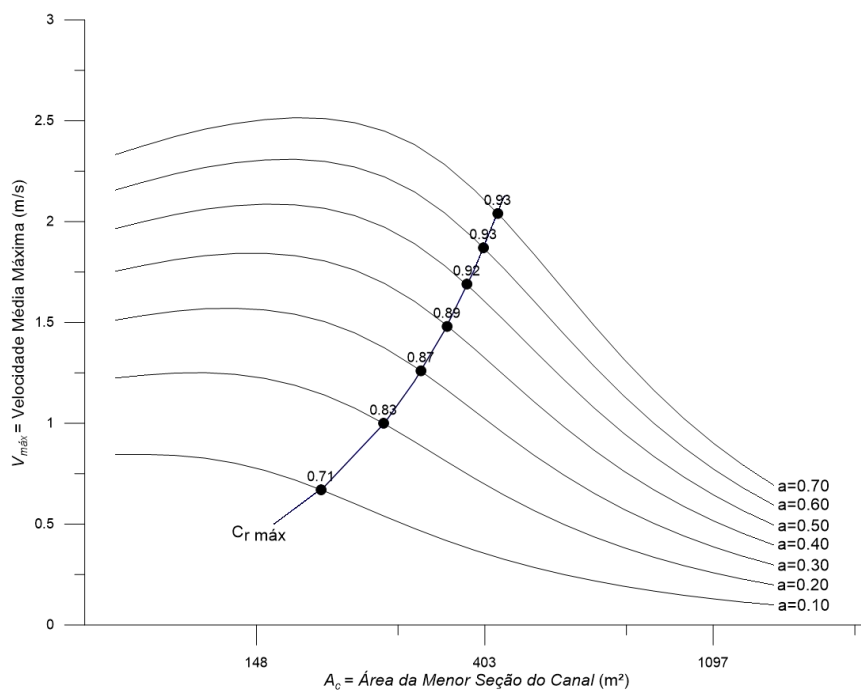


Figura 158. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 31: $A_b = 1,0E+07m^2$, $L = 400m$, $d = 0,125mm$.

Cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 400m$, $d = 0,187mm$

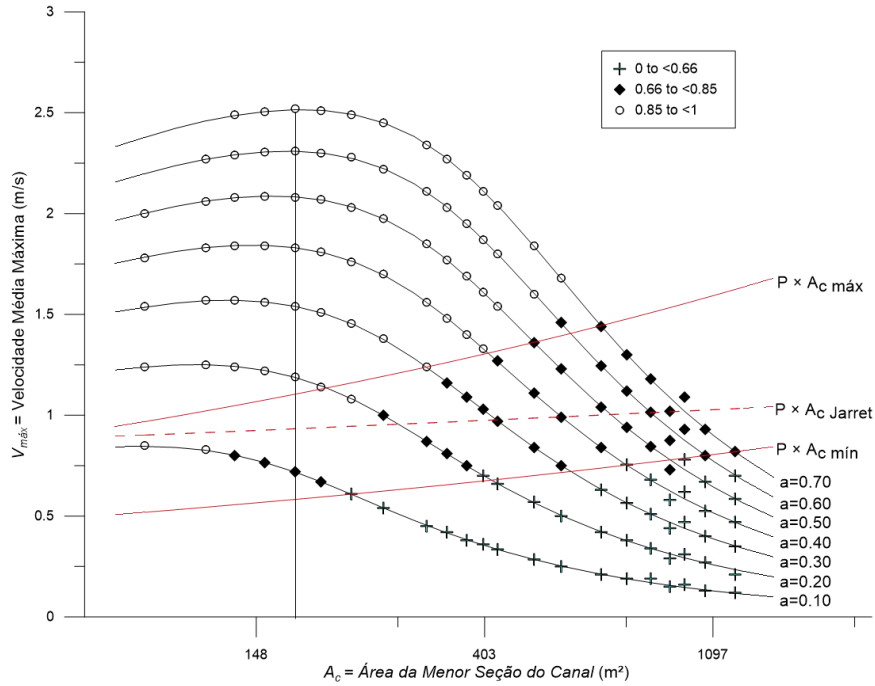


Figura 159. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d = 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

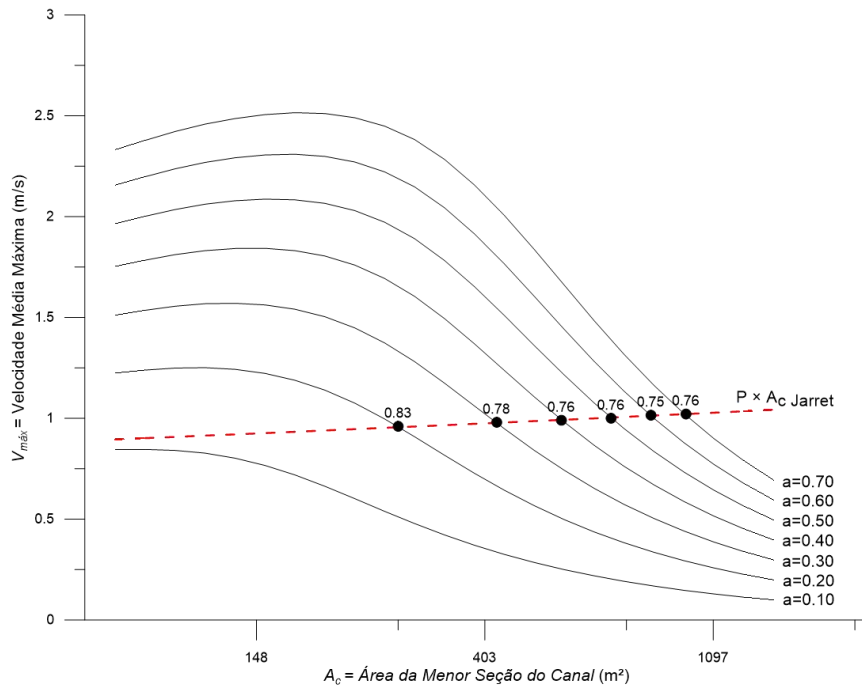


Figura 160. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d = 0,187mm$.

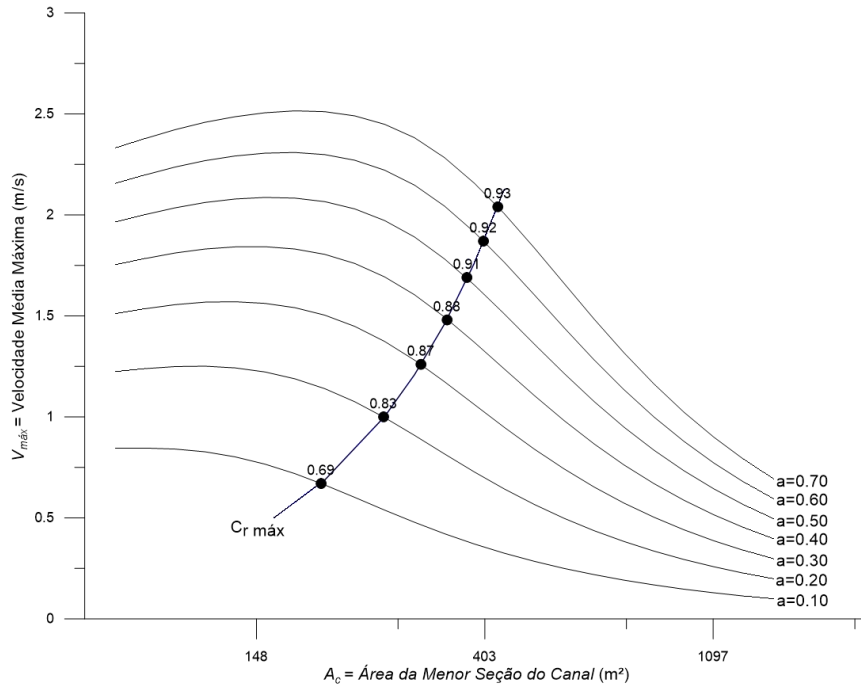


Figura 161. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 32: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,187mm$.

Cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 400m$, $d = 0,250mm$

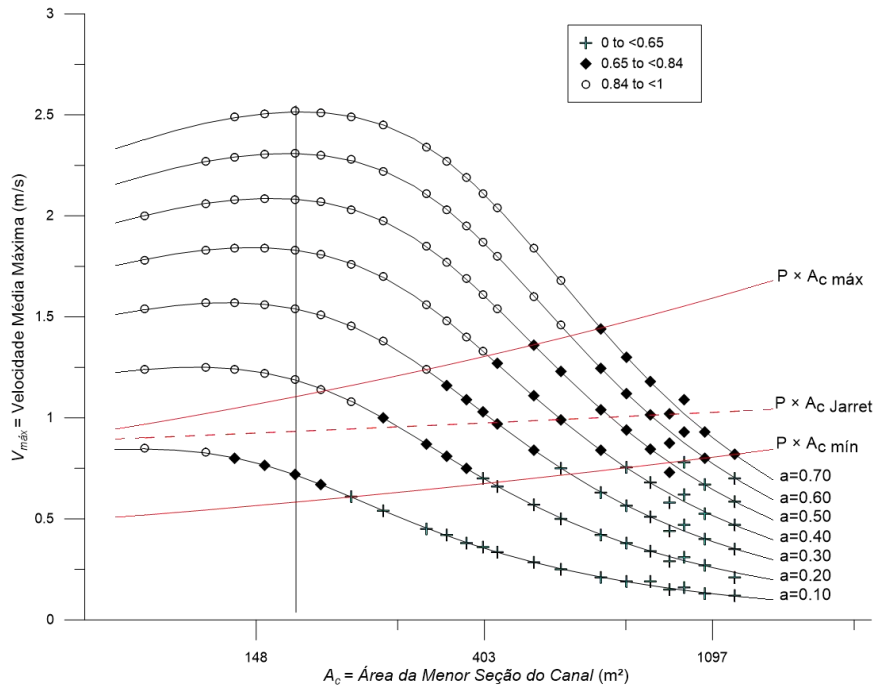


Figura 162. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

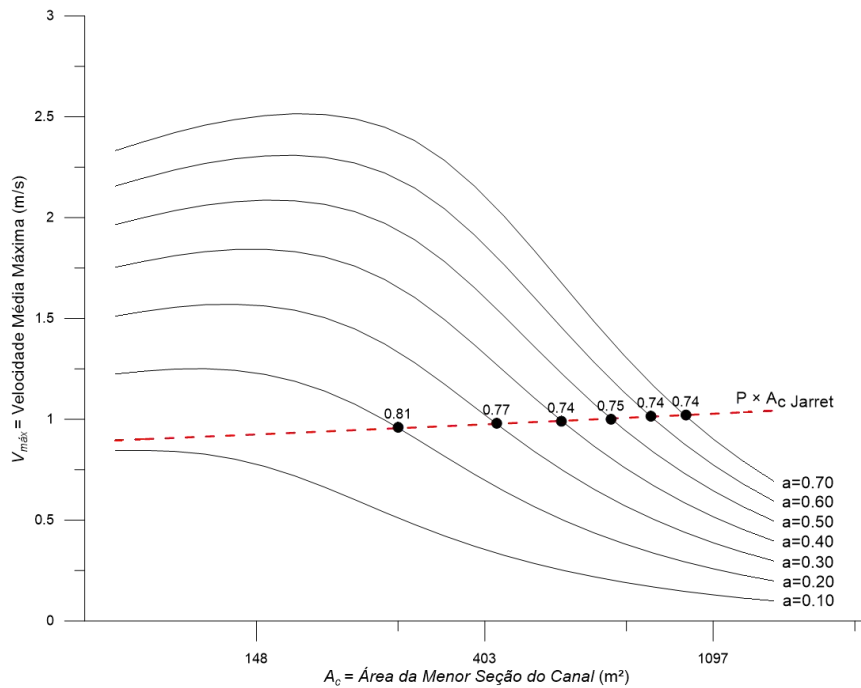


Figura 163. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,250mm$.

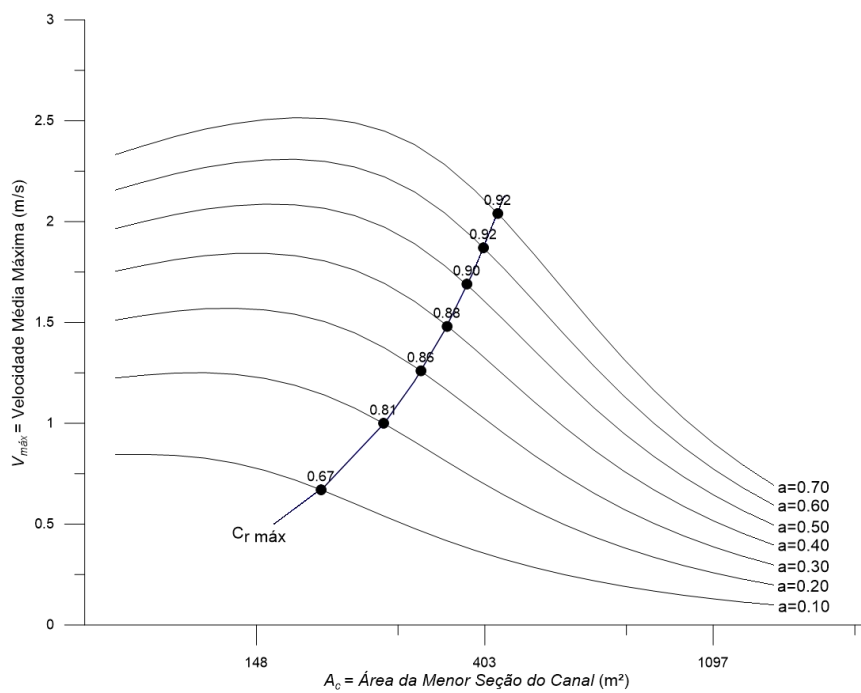


Figura 164. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 33: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,250mm$.

Cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 400m$, $d = 0,375mm$

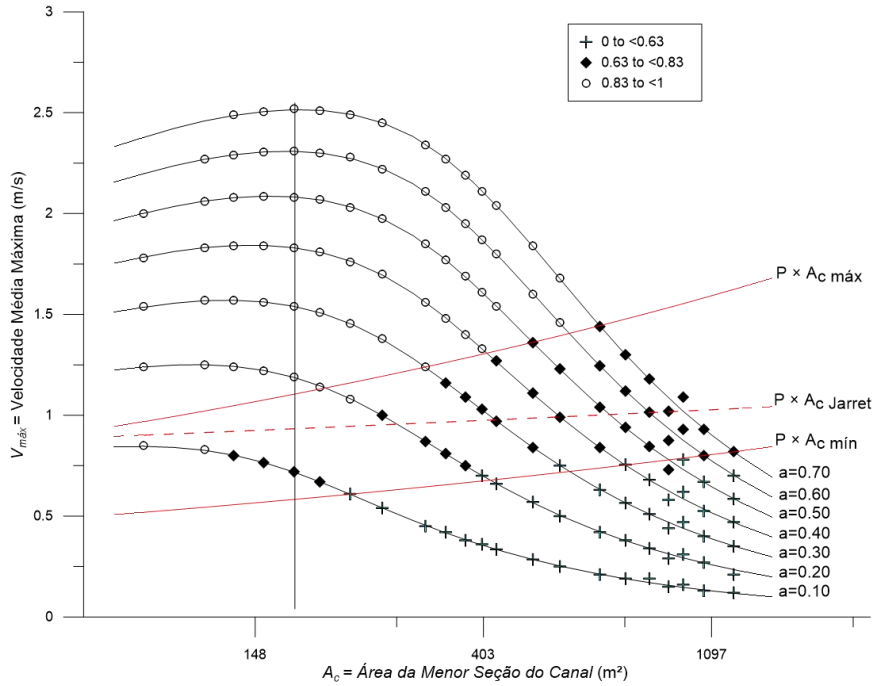


Figura 165. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\grave{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

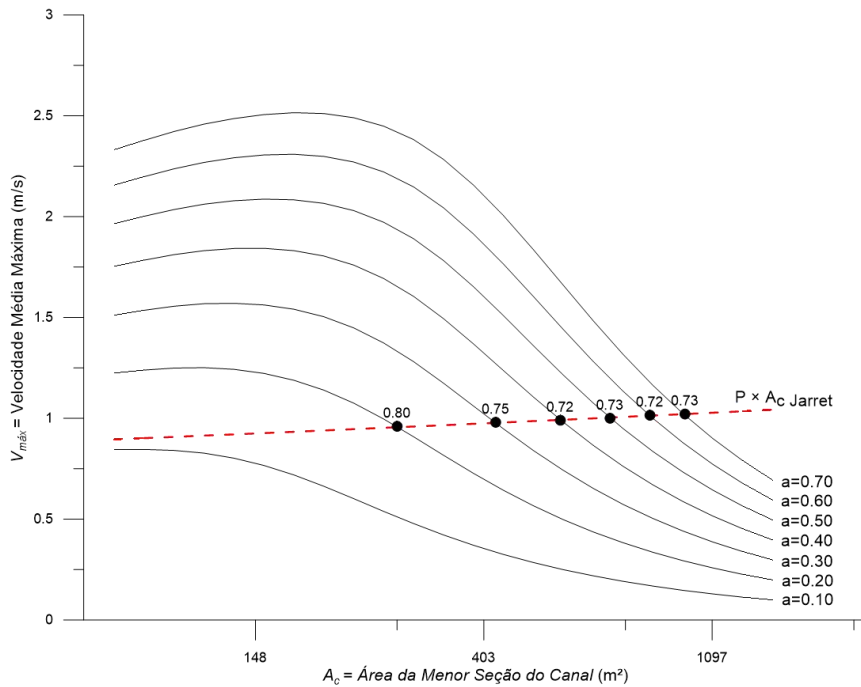


Figura 166. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,375mm$.

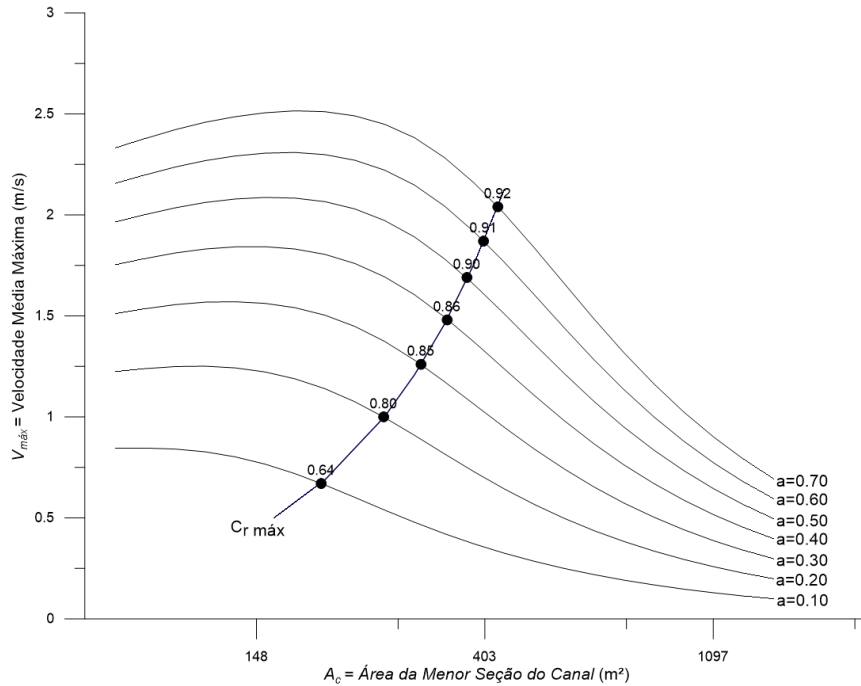


Figura 167. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 34: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d=0,375mm$.

Cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d=0,500mm$

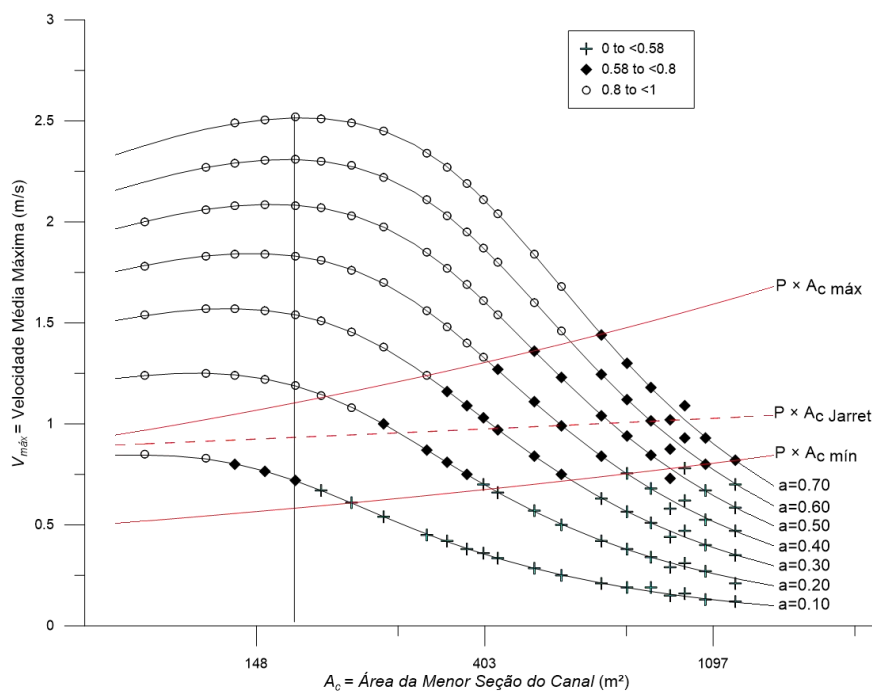


Figura 168. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d=0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

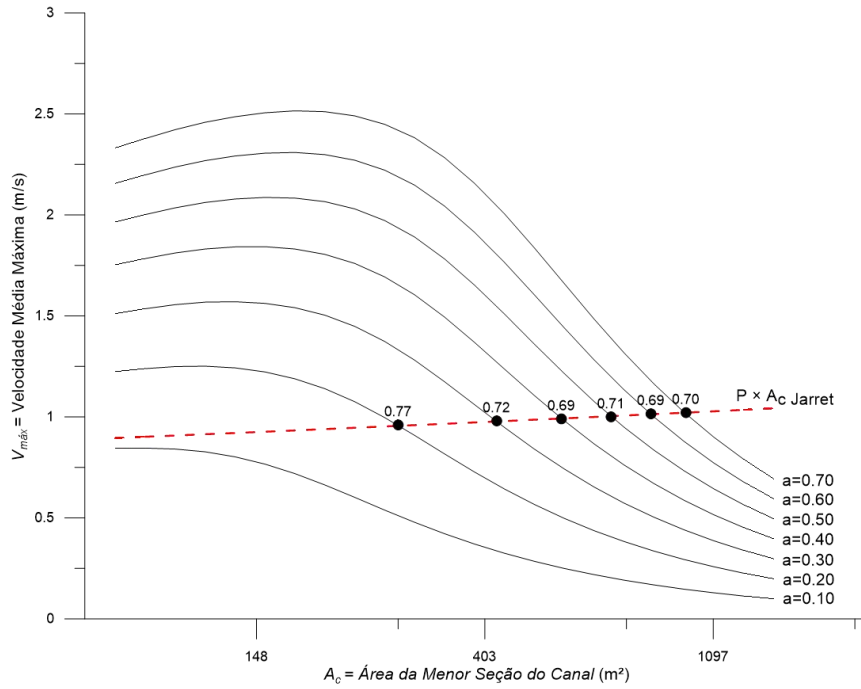


Figura 169. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,500mm$.

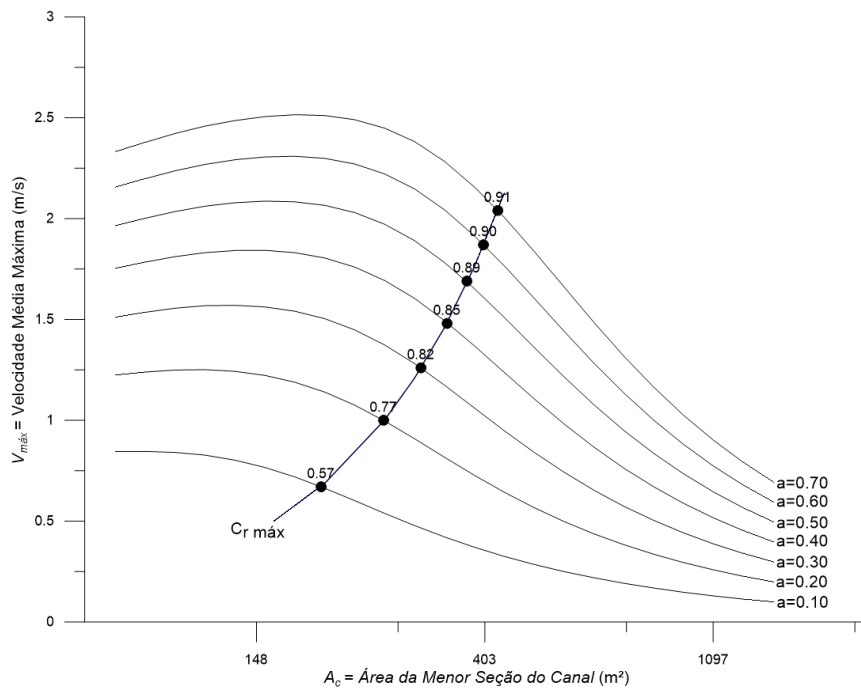


Figura 170. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 35: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$, $d= 0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 30 a 35

Tabela 59. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 31 a 35:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c$ máx e mín
31	0,125	400	1,0E+07	0,66 < t^+/t < 0,85
32	0,187	400	1,0E+07	0,66 < t^+/t < 0,85
33	0,250	400	1,0E+07	0,65 < t^+/t < 0,84
34	0,375	400	1,0E+07	0,63 < t^+/t < 0,83
35	0,500	400	1,0E+07	0,58 < t^+/t < 0,80

Tabela 60. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c$ Jarret para cenários 31 a 35:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c$ Jarret
31	0,125	400	1,0E+07	0,77 < t^+/t < 0,83
32	0,187	400	1,0E+07	0,76 < t^+/t < 0,83
33	0,250	400	1,0E+07	0,74 < t^+/t < 0,81
34	0,375	400	1,0E+07	0,73 < t^+/t < 0,80
35	0,500	400	1,0E+07	0,70 < t^+/t < 0,77

Tabela 61. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 31 a 35:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=400m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em C_r máx
31	0,125	400	1,0E+07	0,71 < t^+/t < 0,93
32	0,187	400	1,0E+07	0,69 < t^+/t < 0,93
33	0,250	400	1,0E+07	0,67 < t^+/t < 0,92
34	0,375	400	1,0E+07	0,64 < t^+/t < 0,92
35	0,500	400	1,0E+07	0,57 < t^+/t < 0,91

Cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 1200m$, $d = 0,125mm$

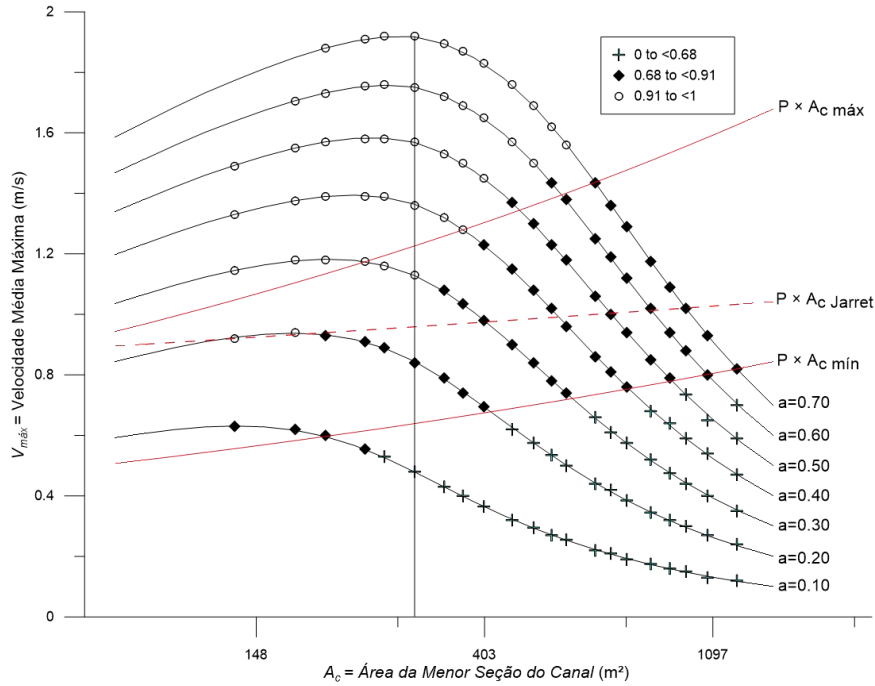


Figura 171. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,125mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

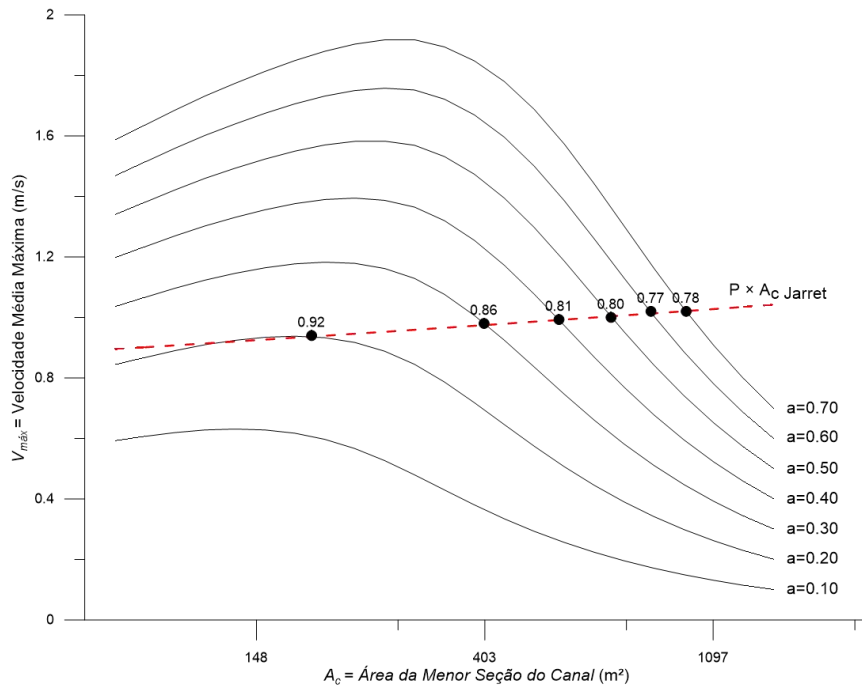


Figura 172. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,125mm$.

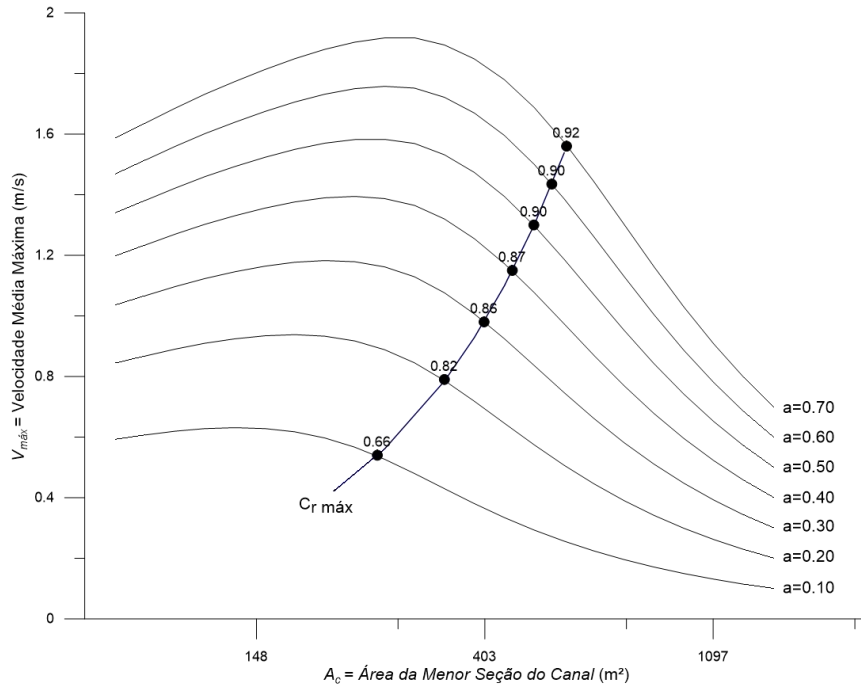


Figura 173. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva C_r máx para o cenário 36: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,125mm$.

Cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 1200m$, $d = 0,187mm$

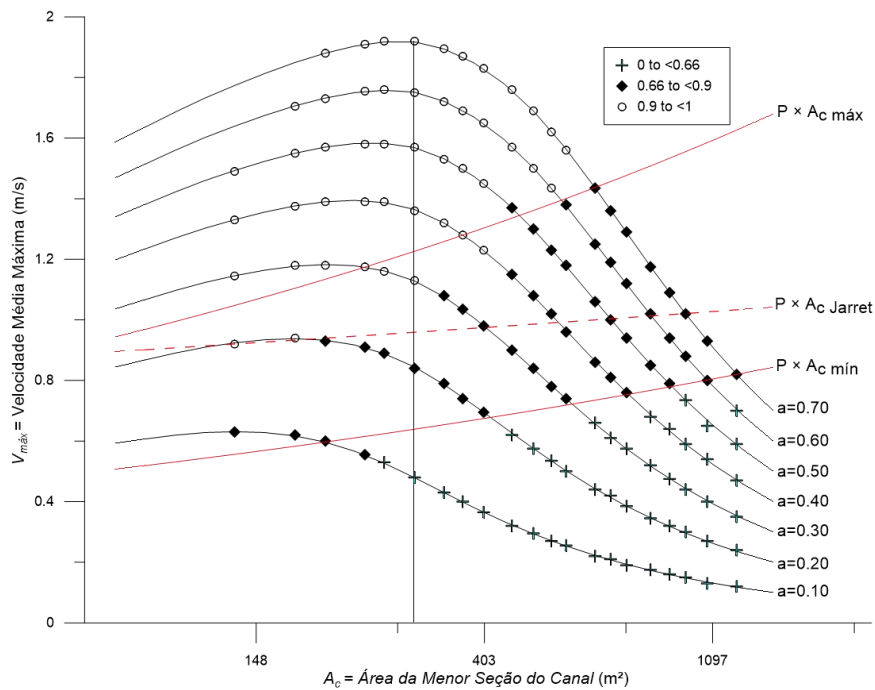


Figura 174. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,187mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

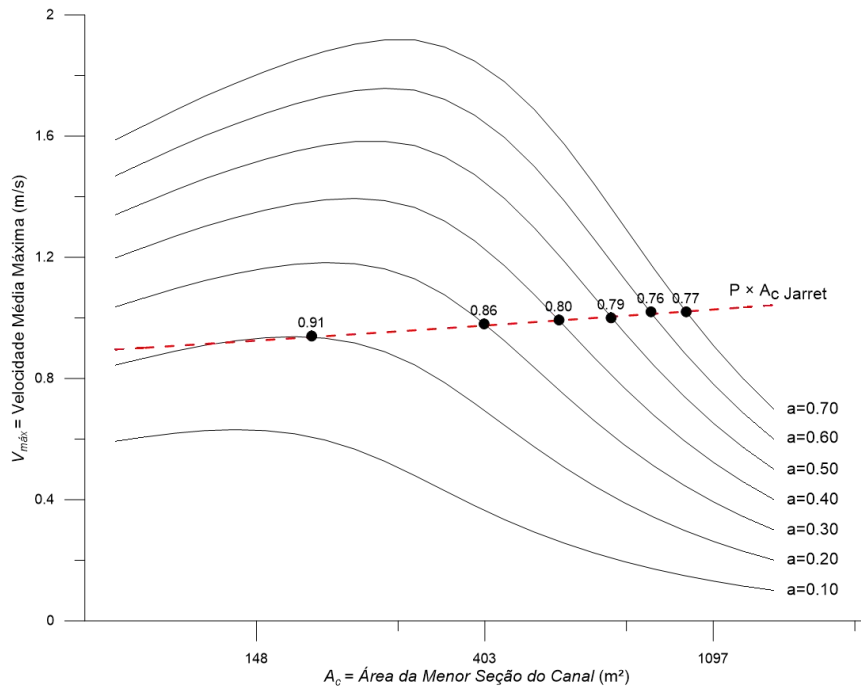


Figura 175. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,187mm$.

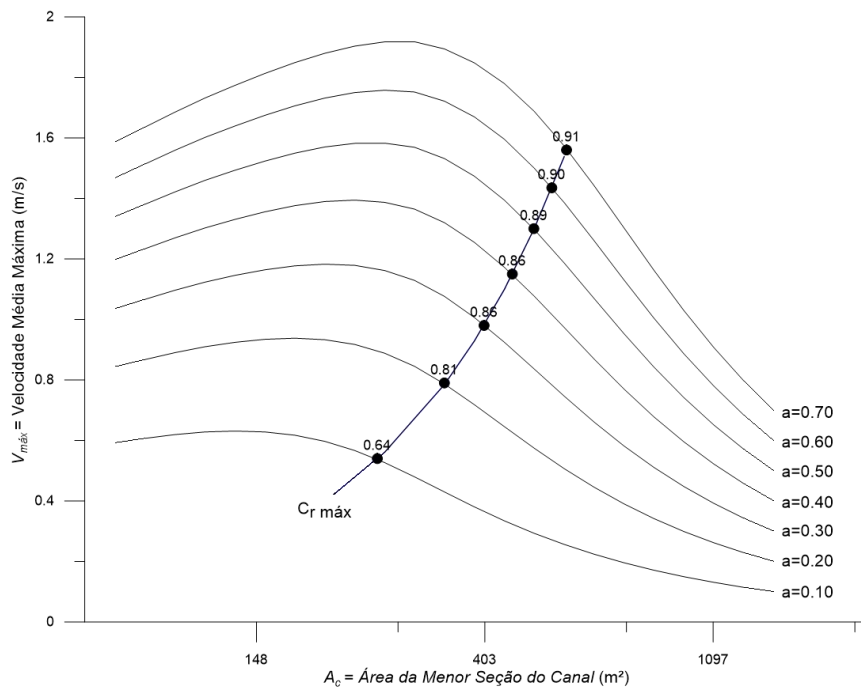


Figura 176. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 37: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,187mm$.

Cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 1200m$, $d = 0,250mm$

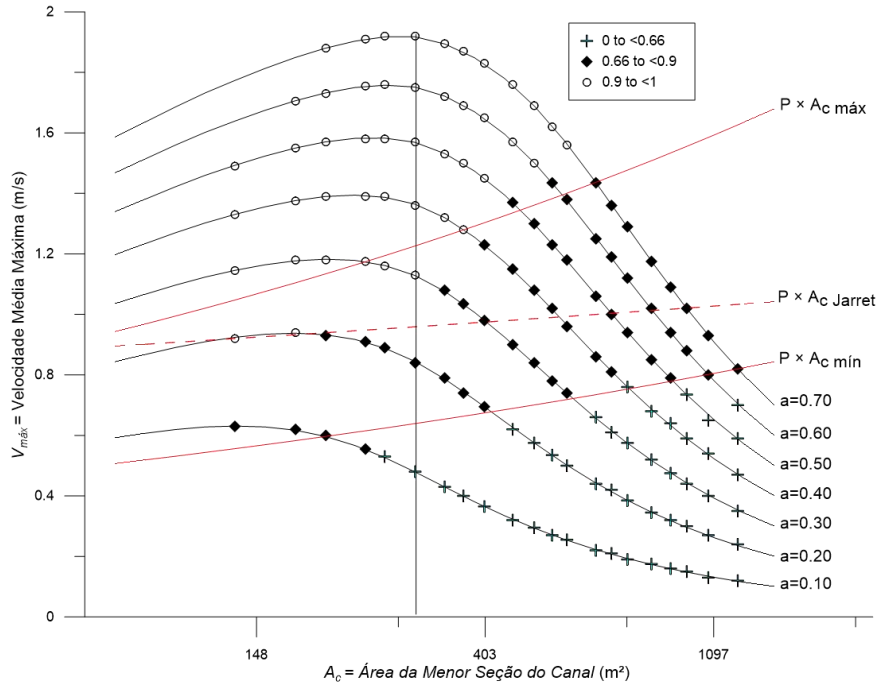


Figura 177. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,250mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{máx}$ e a_o que o ponto se encontra.

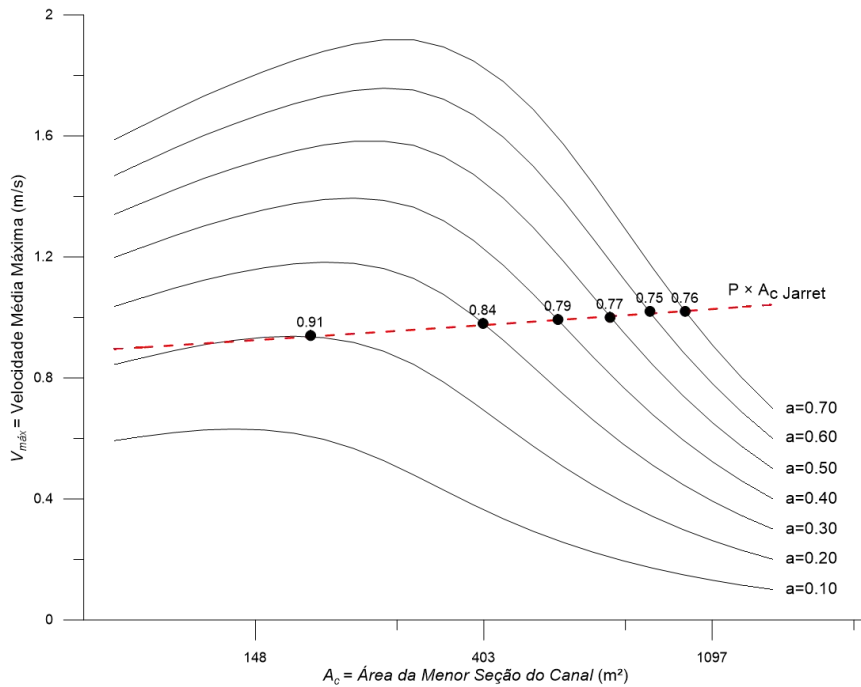


Figura 178. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,250mm$.

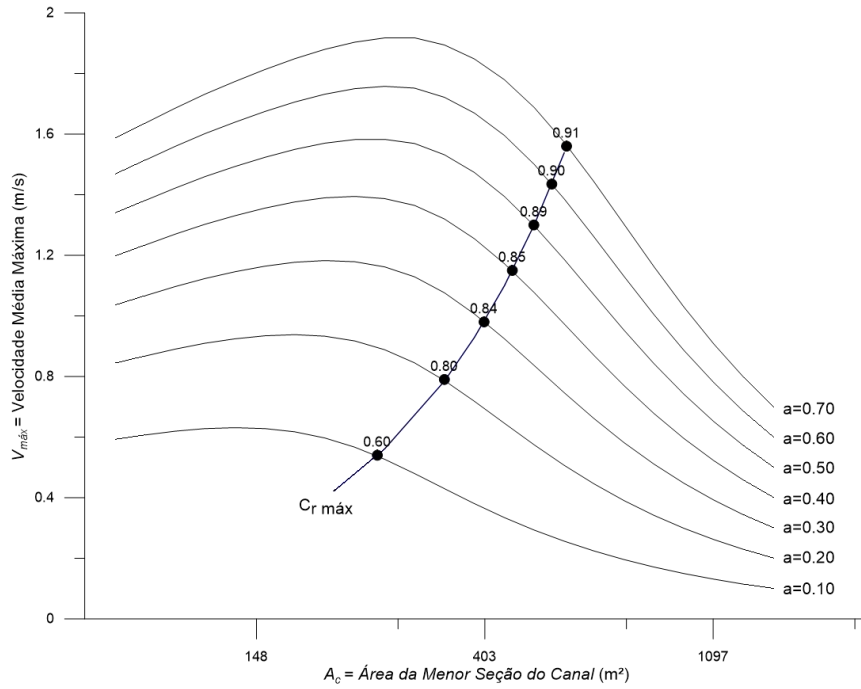


Figura 179. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 38: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,250mm$.

Cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,375mm$

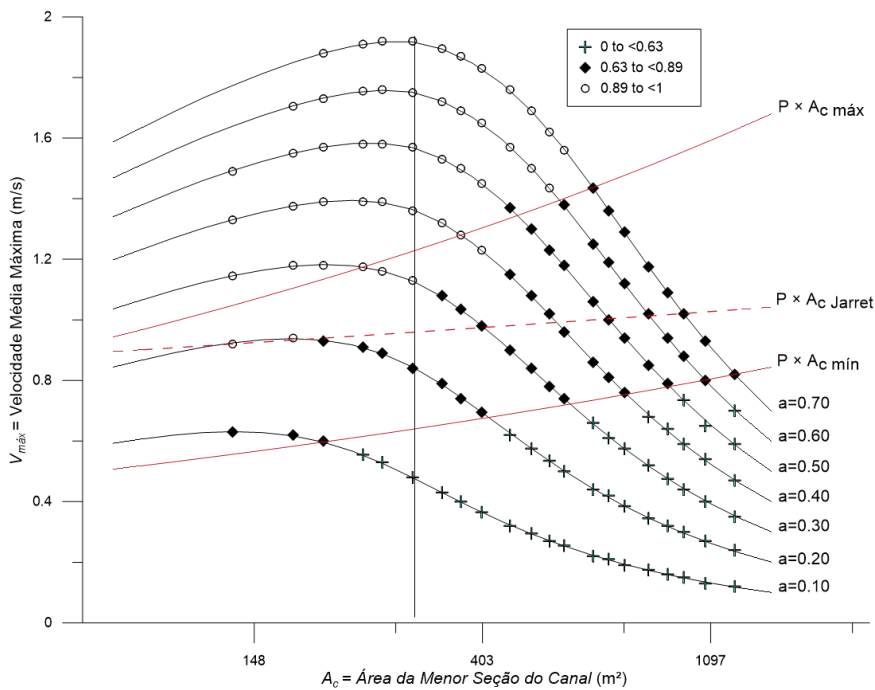


Figura 180. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,375mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_máx$ e a_o que o ponto se encontra.

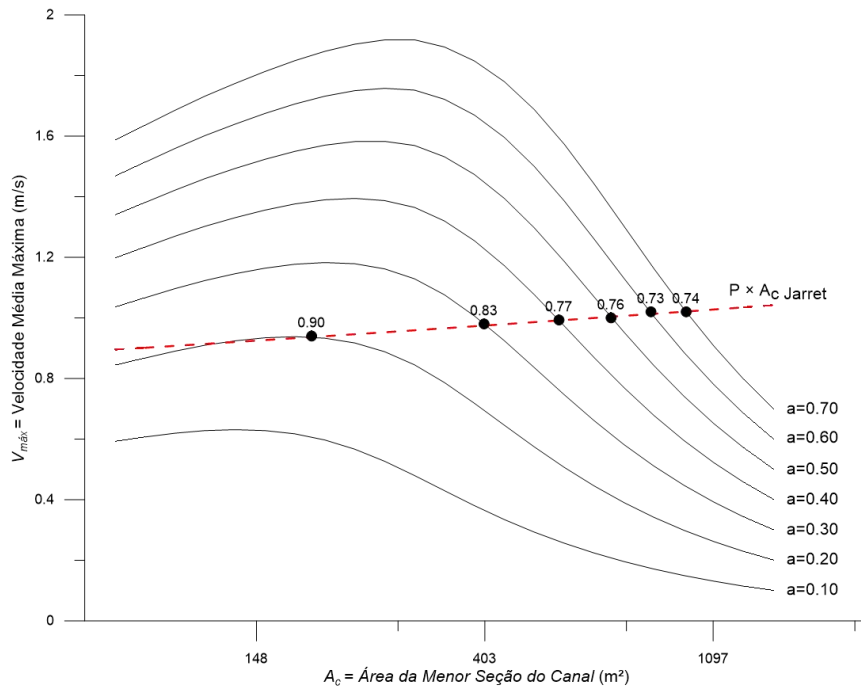


Figura 181. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,375mm$.

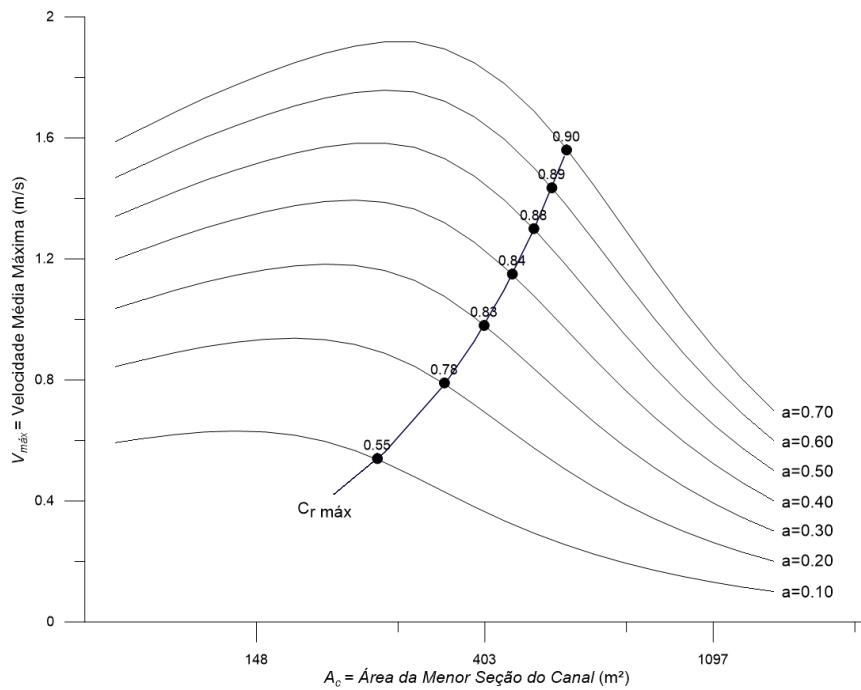


Figura 182. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 39: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,375mm$.

Cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L = 1200m$, $d = 0,500mm$

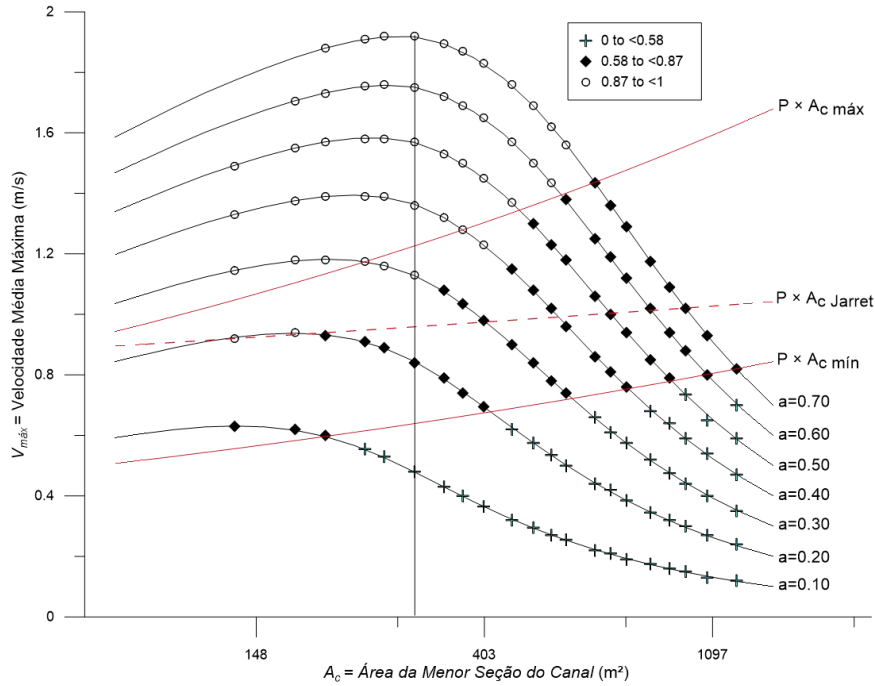


Figura 183. Persistências do excesso de tensões no fundo classificadas para o cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,500mm$. Cada ponto refere-se a um modelo hidrodinâmico unidimensional simulado para as respectivas A_c , $V_{m\acute{a}x}$ e a_o que o ponto se encontra.

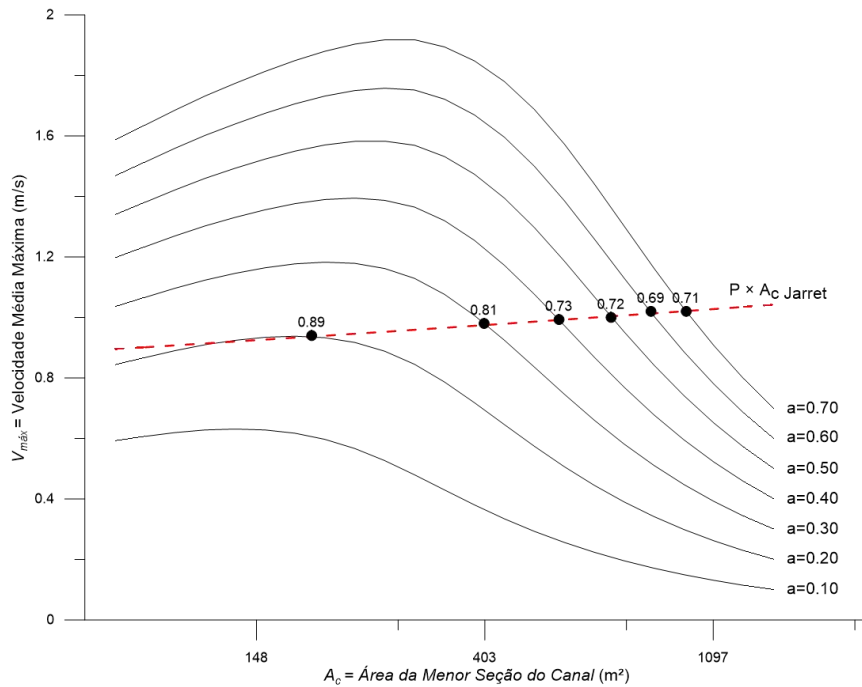


Figura 184. Persistências do excesso de tensões na curva $P \times A_c$ da formulação empírica de Jarret para o cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d= 0,500mm$.

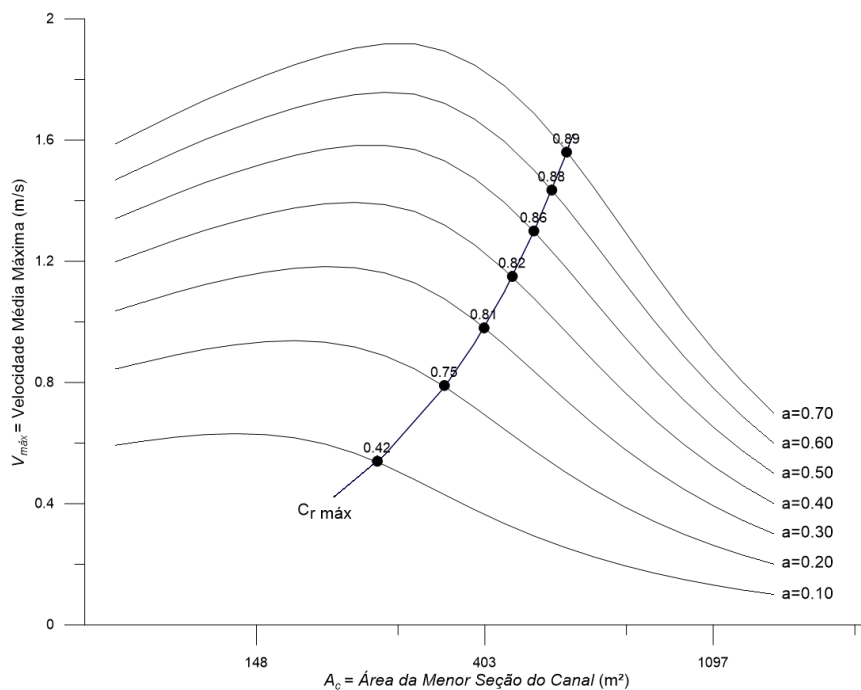


Figura 185. Persistências do excesso de tensões no fundo na curva $C_r máx$ para o cenário 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$, $d=0,500mm$.

Resumo dos valores de persistência para cenários 36 a 40

Tabela 62. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , classificadas para os cenários 36 a 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t entre $P \times A_c máx$ e min
36	0,125	1200	1,0E+07	0,68 < t^+/t < 0,91
37	0,187	1200	1,0E+07	0,66 < t^+/t < 0,90
38	0,250	1200	1,0E+07	0,66 < t^+/t < 0,90
39	0,375	1200	1,0E+07	0,63 < t^+/t < 0,89
40	0,500	1200	1,0E+07	0,58 < t^+/t < 0,87

Tabela 63. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva $P \times A_c Jarret$ para cenários 36 a 40: $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em $P \times A_c Jarret$
36	0,125	1200	1,0E+07	0,78 < t^+/t < 0,92
37	0,187	1200	1,0E+07	0,77 < t^+/t < 0,91
38	0,250	1200	1,0E+07	0,76 < t^+/t < 0,91
39	0,375	1200	1,0E+07	0,74 < t^+/t < 0,90
40	0,500	1200	1,0E+07	0,71 < t^+/t < 0,89

Tabela 64. Valores das persistências do excesso de tensão, t^+/t , na curva C_r máx para cenários 36 a 40:
 $A_b=1,0E+07m^2$, $L=1200m$.

Cenário	d_{50} (mm)	L (m)	A_b (m ²)	t^+/t em C_r máx		
36	0,125	1200	1,0E+07	0,66	< t^+/t <	0,92
37	0,187	1200	1,0E+07	0,64	< t^+/t <	0,91
38	0,250	1200	1,0E+07	0,60	< t^+/t <	0,91
39	0,375	1200	1,0E+07	0,55	< t^+/t <	0,90
40	0,500	1200	1,0E+07	0,42	< t^+/t <	0,89