

AVALIAÇÃO DA POLUIÇÃO DIFUSA GERADA POR ENXURRADAS  
EM MEIO URBANO

Jorge Henrique Alves Prodanoff

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS  
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

---

Prof. Flávio Cesar Borba Mascarenhas, D.Sc.

---

Prof. Rui Carlos Vieira da Silva, D.Sc.

---

Prof. Webe João Mansur, Ph.D.

---

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Mônica Ferreira do Amaral Porto, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

JUNHO DE 2005

PRODANOFF, JORGE HENRIQUE  
ALVES

Avaliação da Poluição Difusa Gerada por  
Enxurradas em Meio Urbano. [Rio de  
Janeiro] 2005.

X, 266 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,  
D.Sc., Engenharia Civil, 2005)

Tese - Universidade Federal do Rio de  
Janeiro, COPPE.

1. Poluição Difusa Urbana, 2. Modelação  
Matemática, 3. Método dos Volumes  
Finitos, 4. Esquema Numérico de Alta  
Resolução, 5. Limitador Universal.

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

## ***Dedicatória***

*Na minha família  
encontrei a felicidade  
razão para alimentar a emoção de viver  
contemplar o nascer de um filho  
e logo logo chega o segundo  
é o resgate da vida  
é a lembrança da infância  
o sorriso de uma criança é quase tudo  
é o vôo da alma  
Cristina, Caio e Diogo  
Estejam sempre perto de mim*

### ***Citação Favorita***

"What doesn't kill us makes us stronger."

**(Friedrich Nietzsche)**

## *Agradecimentos*

*Agradeço a todas as pessoas com que tive a chance de conviver desde os tempos de escola e que me doaram parte de seu tempo. Muito tempo se passou desde que comprei minha primeira revista científica em 1979. Naqueles tempos de juventude sonhava em ser um oceanógrafo bem do jeito como nos documentários do J. Cousteau. Tempos depois estava disputando ingressos para mostra anual de filmes científicos. Tenho esses sentimentos a muito tempo guardados e por essa razão procurei ao máximo aproveitar o tempo que permaneci pesquisando nos laboratórios da COPPE. Lembro-me bem de uma conversa, logo após o término do mestrado em 1991, quando naquela ocasião o Professor Webe disse: “Muitos trabalham para poucos pesquisarem”.*

*Gostaria de agradecer aqueles que contribuíram nesta fase e aos “muitos” também.*

- Agradeço ao CNPq e a minha esposa Cristina pelo suporte financeiro, principalmente pela pontualidade e tolerância, respectivamente, nestes 3 anos.*
- Agradeço ao meu orientador, Flávio Mascarenhas pelas várias discussões sobre CFD, pela seriedade e diplomacia de sua conduta e pela confiança em mim depositada. Ao professor Marcelo Gomes Miguez, amigo de longa data desde os tempos do laboratório de Hidrologia em 1987, mostrou-se sempre um grande incentivador. Ao prof. Webe pelo exemplo de pesquisador autêntico. Reconheço o esforço e agradeço ao professor José Paulo que viabilizou minha vinda de Campinas com projeto de P&D Furnas.*
- A minha família, Cristina, Caio e Diogo (faltam ainda 3 semanas para nascer), meus pais, Jorge e Iracema, meus irmãos, Fernando e Claudia.*
- A colaboração e o apoio de todos os integrantes do Laboratório de Hidráulica Computacional. Gostaria de reservar um agradecimento especial aos amigos Franklin, Max, Mariana, Luis Paulo, Renata, Viviane, Alfredo(s), Felipe, Carlos, Magali, Guilherme, DeBonis, Patrícia, Olívia, Raul, Eduardo, Bruno, Valéria, Beth e Jairo. As bibliotecárias do CT meu muito obrigado. Agradeço ao funcionário Marcos da LAMSA pela arriscada atividade de varrição e coleta de material na Linha Amarela. A Dra. Maria Cristina do LEMA pelas análises e dedicação.*
- A todos os doutorandos meu respeito e admiração pelo grande sacrifício à pesquisa.*

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

## AVALIAÇÃO DA POLUIÇÃO DIFUSA GERADA POR ENXURRADAS EM MEIO URBANO

Jorge Henrique Alves Prodanoff

Junho/2005

Orientador: Flávio Cesar Borba Mascarenhas

Programa: Engenharia Civil

O problema da poluição ambiental urbana já não se restringe apenas à qualidade do ar que respiramos e da água em nossas torneiras. A maioria daqueles que habitam a cidade do Rio de Janeiro não sabem os prazeres que os corpos d'água como a baía de Guanabara um dia já proporcionou. É enganoso pensar que o tratamento das águas residuais levará a uma despoluição das áreas contaminadas. A deposição atmosférica, os resíduos sólidos, o esgoto pluvial e o lodo decantado continuarão presentes durante um longo período. Este trabalho tem por objetivo avaliar e quantificar a poluição gerada por enxurradas em meio urbano. São apresentadas e aplicadas diversas metodologias para avaliação das cargas poluentes carregadas durante uma tempestade. Uma operação sustentável dos sistemas de drenagem se faz, dentre outros, com o monitoramento hidrometeorológico, modelos de escoamento e de ferramentas para a gestão integrada dos recursos hídricos, que em muito auxiliam o processo de tomada de decisão. Essas ferramentas geralmente utilizam modernas técnicas numéricas e de geoprocessamento para a implementação de modelos de avaliação de impactos e controles ambientais. Um modelo matemático é derivado baseado nos princípios de conservação da massa, resultando na equação advecção-difusão-reação-produção unidimensional para escoamentos variados no tempo e no espaço. A correta utilização da equação de transporte, pode reproduzir os comportamentos físicos, químicos e biológicos de alguns dispositivos de retenção, equalização e tratamento das águas de enxurradas e servidas.

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

## STORMWATER POLLUTION EVALUATION IN URBAN ENVIRONMENT.

Jorge Henrique Alves Prodanoff

June/2005

Advisor: Flávio Cesar Borba Mascarenhas

Department: Civil Engineering

Air pollution and safe drinking waters are not the only focus of urban environmental pollution issues in our major cities today. Only a few local citizens from new generations heard of the beneficial uses of water bodies like Guanabara Bay, RJ. It is a common belief that the waste water treatment plants will repair contaminated areas. Atmospheric deposition, solid wastes, storm water and deposited sludge will keep present and full activated. The main purpose of the present thesis is the evaluation and quantification of urban storm water pollution. Some well known methodologies from literature are collected and case studies presented for estimation of loads and event mean concentration. A wholly sustainable urban drainage system can only become useful if weather monitoring, flood behavior and managements procedures stay altogether, composing an integrated water resources decision support tool. Frequently, these kinds of tools make use of modern numerical techniques and geographic information system in order to develop environmental impacts studies and non structural activities. Mathematical models are derived from the principle of conservation mass to represent the movement, decay, storage and treatment of stormwater runoff pollutants and dry weather wastewater flows through natural and engineered transport systems. The unsteady advection dispersion equation are solved using traditional finite differences and high resolution finite volume method. Detention time and decay coefficients are key parameters in establishing the final form of the governing differential equation.

## INDICE

Capítulo 1 – Introdução .....	1
1.1 Poluição Hídrica em Meio Urbano .....	1
1.1.1 Breve Histórico .....	1
1.1.2 Reflexões Sobre o Processo de Urbanização .....	2
1.1.3 Nova Abordagem do Problema de Enchentes Urbanas .....	3
1.1.4 As Enxurradas .....	4
1.1.5 Fontes de Poluição .....	6
1.1.6 Impactos da Urbanização – Resumo .....	9
1.2 Razões para Coleta de Dados de Qualidade de Água .....	10
1.2.1 Embasamento Teórico .....	10
1.2.2 Razões .....	10
1.3 Definições e Noções Básicas .....	13
1.3.1 Natureza das Fontes de Poluição .....	13
1.3.2 Substâncias conservativas e não conservativas .....	15
1.3.3 Sólidos em Suspensão .....	16
1.4 Relações de Fluxo, Concentração e Carga dos Poluentes .....	17
1.4.1 Concentração .....	17
1.4.2 Primeira Carga de Lavagem ou First-Flush .....	18
1.4.3 Concentração Média no Evento .....	21
1.5 Polutograma Sintético .....	23
1.6 Justificativas do Presente Trabalho .....	24
1.7 Estrutura do Trabalho .....	25
Capítulo 2 – Recursos Hídricos e Poluição .....	28
2.1 Introdução .....	28
2.2 Usos da Água .....	29
2.2.1 Importância dos Cursos d’Água .....	29
2.2.2 Prevenção de Cheias .....	34
2.2.3 Usos Recreativos .....	35
2.2.4 Usos Biológicos .....	37
2.2.5 Usos Relacionados à Saúde do Homem .....	37
Capítulo 3 – Pesquisa Bibliográfica .....	39
3.1 Qualidade da Água .....	39
3.1.1 Generalidades .....	39
3.1.2 Lixo .....	40
3.1.3 Nutrientes .....	40
3.1.4 Microorganismos .....	41
3.1.5 Toxicidade .....	42
3.1.6 Metais Pesados .....	43
3.1.7 Orgânicos Tóxicos .....	44
3.1.8 Granulometria e Deposição de Partículas .....	45
3.1.9 Óleos e Graxas .....	46
3.2 Fontes de Poluição .....	46
3.2.1 Gerais .....	46
3.2.2 Atmosférica .....	48
3.2.3 Telhados e Coberturas .....	49
3.2.4 Auto-estradas e Rodovias .....	50
3.2.5 Extravasamento de Sistema Combinado de Esgoto .....	51

3.2.6	Despejos Ilegais.....	51
3.2.7	Industriais .....	52
Capítulo 4 – Modelos Empíricos para Avaliação da Produção de Poluentes durante as Enxurradas..... 53		
4.1	Introdução.....	53
4.2	Revisão Bibliográfica .....	54
4.3	Caracterização dos Poluentes .....	57
4.4	Métodos Empíricos para Avaliação Quantitativa da Poluição Gerada durante as Enxurradas.....	66
4.4.1	Método da Concentração Média no Evento .....	67
4.4.2	Método da Taxa de Exportação.....	67
4.4.3	Métodos de Acumulação e Lavagem de Material .....	68
4.4.4	Método Simplificado de SCHUELER (1987).....	72
4.4.5	Método de Heaney.....	74
4.4.6	Método de Amy.....	75
1.2	Sedimentos .....	77
4.5	Estudos de Caso.....	93
4.5.1	Método de SCHUELER (1987) para um Trecho de Rodovia.....	93
4.5.2	Método do FHWA para um Trecho de Rodovia .....	95
4.5.3	Método de AMY para um Reservatório de Detenção .....	97
4.5.4	Método de DRIVER e TASKER - Rio Carioca – Laranjeiras .....	100
Capítulo 5 – Geração Sintética de Polutogramas .....		
5.1	Introdução.....	109
5.2	Sistema do Tipo First Flush.....	109
5.3	Funções de Lavagem ou “Wash-off”.....	110
5.4	Curvas de Massa.....	112
5.5	Geração de um Polutograma Sintético .....	114
5.6	Exemplo de Cálculo .....	115
5.7	Planilha de Cálculo.....	117
5.8	Conclusões.....	118
Capítulo 6 – Modelos Numéricos de Transporte de Poluentes .....		
6.1	Modelos Matemáticos de Transporte de Poluentes .....	119
6.1.1	Leis de Conservação.....	119
6.1.2	Equação de Advecção.....	122
6.1.3	Coeficientes Variáveis.....	124
6.1.4	Difusão e a Equação de Advecção-Difusão Unidimensional.....	126
6.1.5	Termos de Fonte .....	127
6.1.6	Termos de Fonte – Efeitos Externos .....	127
6.1.7	Termos de Fonte - Reação.....	127
6.1.8	Equação Adevcção Difusão Reação e Produção .....	129
6.1.9	Modelo de Transporte de Poluentes .....	129
6.1.10	Equação ADRP para Águas Subterrâneas.....	132
6.1.11	Técnicas Numéricas para Solução das Equações ADRP.....	134
6.1.12	Equação Modificada.....	135
6.2	Método das Diferenças Finitas .....	136
6.2.1	Introdução.....	136
6.2.2	Conceitos Básicos.....	136
6.2.2.1	Avaliação da Derivada Primeira.....	137
6.2.2.2	Avaliação da Derivada Segunda.....	139

6.2.2.3	Aproximação de Ordem Alta.....	139
6.2.3	MDF Aplicado a Equação de Advecção.....	140
6.2.4	MDF para a Equação da Difusão.....	149
6.2.5	MDF para a equação da ADRP .....	151
6.3	Método dos Volumes Finitos.....	154
6.3.1	Introdução .....	154
6.3.2	Formulação Geral para as Leis de Conservação.....	154
6.3.3	Fluxo Numérico para a Equação da Difusão.....	158
6.3.4	Condição CFL .....	159
6.3.5	Fluxo Instável .....	161
6.3.6	Método de Lax-Friedrichs .....	161
6.3.7	Método de Lax Wendroff de dois Passos por Richtmyer.....	162
6.3.8	Método de Bott .....	162
6.3.9	Método Upwind ou Célula de Donor .....	164
6.3.10	Método de Crowley de Quarta Ordem .....	164
6.3.11	Método de Fromm de Quarta Ordem .....	165
6.4	MVF segundo a abordagem de LEONARD.....	166
6.4.1	Esquemas Polinomiais Arbitrários de Ordem Alta para Advecção.....	166
6.4.2	Esquema QUICK para o Regime Permanente.....	170
6.4.3	Esquema de Leith .....	172
6.4.4	Esquema QUICKEST para Fluxos Transientes .....	173
6.5	Métodos de Alta Resolução.....	176
6.5.1	Normalização de Variáveis.....	176
6.5.2	Avaliação da Derivada Temporal.....	177
6.5.3	Limitador Universal.....	179
6.5.4	Critério de Monotonicidade.....	181
6.5.5	Estratégia ULTIMATE para Variáveis Normalizadas .....	183
6.5.6	Estratégia simplificada ULTIMATE QUICKEST .....	186
6.5.7	Discriminador de Extremos.....	187
Capítulo 7 – Resultados dos Modelos Numéricos.....		189
7.1	Convergência, Precisão e Estabilidade.....	189
7.1.1	Introdução .....	189
7.1.2	Convergência .....	189
7.1.3	Escolha da Norma.....	190
7.2	Avaliação e Desempenho dos Algoritmos.....	192
7.2.1	Escolha da Norma.....	192
7.2.2	Soluções Analíticas .....	192
7.2.3	Resultados – MDF e MVF .....	193
7.3	Resultados para a Equação da Advecção .....	194
7.3.1	MDF para Advecção Pura com Velocidade Constante .....	195
7.3.2	MDF para Advecção Pura com Velocidade Espacialmente Variável ..	209
7.3.3	MVF para Advecção Pura com Velocidade Constante .....	215
7.3.4	MVF para Advecção Pura com Velocidade Variável .....	222
7.3.5	Estratégia ULTIMATE QUICKEST para Advecção Pura.....	224
7.4	Soluções Analíticas para a Equação ADRP .....	229
7.5	Resultados para a Equação da Advecção-Difusão .....	235
7.5.1	MDF com Velocidade Constante .....	235
7.5.2	MVF com Velocidade Constante .....	241
Capítulo 8 – Conclusões e Recomendações .....		244

8.1	Conclusões.....	244
8.1.1	Dados Históricos .....	244
8.1.2	Metodologias para Avaliação da Produção de Poluentes.....	244
8.1.3	Monitoramento da Qualidade da Água.....	244
8.1.4	Polutograma Sintético .....	245
8.1.5	Técnicas Numéricas - MDF.....	245
8.1.6	Técnicas Numéricas - MVF.....	246
8.2	Recomendações .....	248
8.2.1	Monitoramento Hidrometeorológico e Ambiental .....	248
8.2.2	Monitoramento da Qualidade da Água.....	248
8.2.3	Acoplamento com Modelos Hidráulicos .....	248
8.2.4	Técnicas Numéricas de Solução da Equação ADRP.....	249
Capítulo 9 – Referências Bibliográficas.....		251

# Capítulo 1 – Introdução

## 1.1 Poluição Hídrica em Meio Urbano

### 1.1.1 Breve Histórico

A investigação sobre a poluição gerada pelas enxurrada em meio urbano possui uma longa história em alguns países do mundo, todavia no Brasil ainda se encontra em um estágio inicial. Nos Estados Unidos, os relatos remontam de meados da década de 60, quando pela primeira vez agências governamentais identificaram que as cargas associadas às descargas ou vazões provenientes de cheias urbanas representavam grandes fontes de poluição dos corpos hídricos. Em 1972, nas emendas ao Ato chamado “Clean Water Act”, o Programa Nacional de Escoamentos Urbanos (no original NURP) foi estabelecido, contendo como meta principal ajudar na investigação da poluição das águas no ambiente urbano (EPA, 1983). O relatório “Inventário Nacional de Qualidade da Água” entregue em 1995 ao Congresso Americano, afirmou que 30% dos casos identificados de impactos na qualidade da água são atribuídos às descargas de enxurradas ou de fontes distribuídas (EPA 1995). Algumas das cidades nos EUA e países desenvolvidos, que obtiveram êxito na coleta e tratamento da águas residuais, segundo novos levantamentos, têm mostrado que as fontes de poluição difusa passaram a ser as maiores causadoras de degradação da qualidade das águas superficiais (DRISCOLL *et al.* 1990, EPA 1983). Além disso, as enxurradas podem conter quantidades significativas de substâncias tóxicas.

Mesmo após investigações detalhadas, continuam a existir muitas incertezas sobre o processo de poluição gerado pelas enxurradas. Estas incertezas refletem a falta de intensivas campanhas de campo para verificação. Os processos de origem difusa são intrinsecamente difíceis e complexos de se modelar devido à natureza estocástica do fenômeno. Por essa razão, é de se esperar que o processo estudado não possa ser previsto de forma puramente determinística. Todavia, do ponto de vista de engenharia ou de gerenciamento, os modelos determinísticos continuarão a ser bastante úteis.

O gerenciamento integrado das cheias urbanas deve tanto abranger aspectos de quantidade quanto de qualidade dos escoamentos urbanos. Os controles da quantidade alcançaram um grau de maturidade devido aos esforços conduzidos no passado. Os

controles de qualidade continuam no estágio inicial de desenvolvimento. As atividades antrópicas a muito já são reconhecidas como sendo as mais importantes que afetam a qualidade, como a urbanização e agricultura. De fato, a maioria das atividades humanas impacta seriamente os escoamentos devido à impermeabilização das superfícies. O sucesso de um programa de controle de poluição reside, dentre outros aspectos, na coleta sistemática de dados ambientais e também modelagem consistente dos processos de geração, acumulação e transporte de poluentes.

### **1.1.2 Reflexões Sobre o Processo de Urbanização**

A urbanização é um fato irreversível em praticamente todo o planeta. No início do século 20 apenas 10% da Humanidade residiam em áreas urbanas; hoje, metade, mais de 2,9 bilhões, vive em cidades. Existem 19 mega cidades, das quais 15 localizadas nos países em desenvolvimento, com população acima de 10 milhões de habitantes. Essa evolução, por si só, já faz a ecologia urbana um tema fundamental. Por muito tempo as relações entre o ambiente natural e o construído foram vistas sob o prisma do conflito. A idéia da separação, do confronto, da subjugação do ambiente natural frente à vontade criadora e construtora foi uma constante. Nas óticas marxistas, que influenciaram tanto urbanistas no século 20, a “contradição entre o homem e a natureza” precedia e sucederia àquela entre classes sociais. Mesmo as correntes de arquitetos que aparentemente valorizaram os espaços verdes não conseguiam perceber que a cidade de concreto, asfalto e vidro na verdade não constituía um ente separado da natureza, mas natureza transformada, um novo ecossistema integrado, modificado, diferente do ambiente natural, mas não fora dele, não imune aos ciclos, dinâmicos e reações, SIRKIS (2003).

Na escala de planejamento urbano, esse pensamento mostrou-se desastroso ao desprezar a principal matéria da qual é feito o tecido urbano, as calçadas, as esquinas, as praças, as lojas nas ruas, a densidade humana, que criam a humanidade, onde o espaço público é primordial e a mistura de usos é argamassa integradora, SIRKIS (2003).

Tentou-se substituir o tecido urbano tradicional por não-cidades de condomínios ensimesmados, com torres cercadas de grades ou super quadras, uso segregado, vias expressas, shopping e uma sufocante dependência do transporte individual. Criou-se um bizarro espaço, nem urbano nem rural, na escala do automóvel, não do pedestre. Isso,

freqüentemente, no bojo de um discurso ambientalmente sedutor: supostamente essa não cidade seria melhor para a preservação de espaços verdes e para a qualidade de vida dos moradores que as promíscuas cidades densas, cheias de gente nas ruas. Mas as próprias áreas verdes urbanas dependem da dinâmica dos bairros que as rodeiam.

SIRKIS (2003) declara suas manifestações de antipatia pela não-cidade nas suas variantes modernista, “planificada” (condomínios isolados ou super quadras, vias expressas e shoppings) ou aquela mais americanizada do "urban sprawl" (subúrbios de classe média com charmosas ruas arborizadas de casa e jardins) e diz que tais variantes merecem duas ressalvas. Em primeiro lugar, a existência desses tipos de aglomerados de baixa densidade constitui fato consumado e irreversível. Por outro lado, numerosas pessoas apreciam o estilo de vida que isso lhes proporciona. Portanto, não há como fugir dessas não-cidades, e são necessárias políticas que lidem com os aspectos mais problemáticos sem muita ilusão em relação à possibilidade de modificá-los. Modelos urbanísticos, uma vez implementados, têm vida muito longa.

### **1.1.3 Nova Abordagem do Problema de Enchentes Urbanas**

Em diversos países, o crescimento da preocupação geral, tanto do poder público quanto da população, tem evidenciado a importância da gestão ambiental das cheias urbanas. Isto tem resultado numa deterioração progressiva dos valores ambientais dos ecossistemas aquáticos em ambientes urbanos. Freqüentemente, esta baixa qualidade da água pode ser diretamente atribuída às atividades de uso e ocupação do solo.

O acúmulo de resíduos sólidos carregados pelas águas das chuvas também pode causar poluição nos rios locais. A má qualidade da limpeza urbana e a falta de conscientização da população têm trazido grandes prejuízos à qualidade das águas pluviais. É preciso então reduzir a geração de resíduos sólidos. O excesso de lixo é um empecilho para a implantação de reservatórios de retenção, aumenta os riscos sanitários e o custo de manutenção da rede de drenagem, PARKINSON (2003).

Todavia, o gerenciamento das cheias urbanas sob uma nova e inovadora ótica esta começando a ser desenhada. Trata-se do desenvolvimento sustentável da drenagem urbana com o objetivo de imitar o ciclo hidrológico natural. Existem diversos exemplos práticos onde engenheiros, planejadores, paisagistas e outros especialistas tiveram sucesso na reintegração da água na paisagem urbana. Em muitos casos, os recursos

hídricos foram o principal foco na revitalização de áreas centrais da cidade. De forma similar, áreas áridas vislumbram as águas das chuvas como um recurso potencial, onde a enxurrada está sendo utilizada localmente de forma benéfica, ao invés de ser rapidamente descarregada como uma espécie de resíduo, HEANEY *et al.* (1999)

Este novo modelo incorpora técnicas inovadoras da engenharia como a construção de pavimentos permeáveis e de canais abertos com vegetação, ambos buscando atenuar as vazões de pico e reduzir também a concentração de poluentes das águas de chuva nas áreas urbanas. O modelo define como princípios modernos da drenagem urbana, PARKINSON (2003):

- Novos desenvolvimentos não podem aumentar a vazão de pico das condições naturais (ou prévias) - controle da vazão de saída ;
- O planejamento da bacia deve incluir controle do volume;
- Deve se evitar a transferência dos impactos para jusante.

Para gestão dos recursos hídricos é necessária a integração das diversas agendas que existem em uma bacia e que estão associadas aos recursos hídricos (agenda azul), ao meio ambiente (agenda verde) e à cidade (agenda marrom). Essas políticas também têm que ser compatibilizadas nesta unidade de planejamento geral, que é a bacia hidrográfica. Para que estas técnicas de engenharia sejam implementadas e para se assegurar à operação sustentável dos sistemas de drenagem, novos métodos de planejamento e gerenciamento urbano são necessários.

#### **1.1.4 As Enxurradas**

O escoamento urbano e o carregamento de poluentes aumentam de forma permanente com o desenvolvimento da cidade e se mantém num patamar elevado durante toda a vida útil do empreendimento. Isso acontece em razão das superfícies impermeáveis como: ruas, calçadas, passeios públicos, ciclovias, estradas, telhados, quadras esportivas, etc., permanentemente reduzem a infiltração das chuvas e do escoamento para o subsolo.

Taxas aceleradas de escoamento superficial também ocorrem em função da urbanização e podem aumentar de forma significativa à habilidade das águas destacarem os sedimentos e poluentes associados a ele, carregando-os para fora do seu meio e vindo depositá-los mais a jusante. Taxas altas de escoamento também podem

causar erosão dos canais e de suas margens. O aumento do volume de escoamento superficial e de vazões também aumenta as cheias urbanas, que resultam na perda de vidas humanas e de propriedades.

A urbanização também pode afetar severamente as águas subterrâneas. Em alguns casos, o escoamento de águas poluídas contamina as águas subterrâneas. Mais freqüentemente, as superfícies impermeáveis bloqueiam a infiltração afetando não somente os níveis do lençol freático, mas também a quantidade de água liberada pelo aquífero para o rio durante o período de estiagem. Do ponto de vista de qualidade da água, os períodos de estiagem são considerados críticos porque a quantidade disponível para diluir os poluentes atinge um mínimo durante este período. Vazões reduzidas durante um longo período de estiagem também afeta negativamente a vida aquática.

Os escoamentos superficiais, compostos pelas águas das chuvas, dos fluxos de áreas em construção e da vazão de base (contaminada), têm sido apontados com causadores de impactos significativos nos corpos d'água receptores e no habitat aquático. Esses efeitos são obviamente mais severos para pequenos corpos receptores que recebem fluxos de bacias de drenagem em franco desenvolvimento e com altas taxas de urbanização. Todavia, alguns estudos têm demonstrado a existência de impactos significativos sobre a vida aquática de rios com grau de urbanização menor que 10%.

De forma a melhor identificar e compreender esses impactos é necessário incluir um monitoramento biológico e analisar a qualidade dos sedimentos também. A maioria dos impactos sobre a vida aquática está provavelmente relacionada aos problemas crônicos de longa duração, causados pela destruição do habitat por sedimentos contaminados e quebra da cadeia alimentar. Várias linhas de pesquisa indicam que uma adequada análise dos impactos ambientais biológicos dos corpos receptores deve incluir a investigação de um número de grupos de organismos vivos (peixes, macroinvertebrados bentônicos, algas, macrófitas, etc.) em complementação aos estudos de qualidade de água e do sedimento. Estudos simplificados com apenas a qualidade de água, mesmo realizando possíveis comparações com os padrões de qualidade da água para a proteção da vida aquática, são usualmente inadequados para prever impactos biológicos associados, BURTON e PITT (2002).

DUDA *et al.* (1982) apresentam uma discussão sobre o porquê das abordagens tradicionais de levantamento da qualidade da água, na seleção das opções de controle nas áreas urbanas, têm falhado. A maior dificuldade da abordagem tradicional quando aplicada aos escoamentos urbanos é a complexidade das fontes poluentes, os problemas de monitoramento durante as chuvas intensas e as limitações quando se utilizam os padrões legais de qualidade de água para avaliar a severidade dos problemas dos corpos receptores durante a estação chuvosa. No Brasil, não temos uma lei específica que regule os padrões de qualidade de água de corpos hídricos localizados em áreas urbanas.

Para a melhor clareza e concisão do texto fica implícito, que a partir deste ponto, quando se falar de qualidade das águas (QA) significará “qualidade das águas de enxurradas no meio urbano” ou “qualidades das águas pluviais urbanas”. Na literatura internacional o termo em inglês “stormwater quality” é mais compacto e dirigido ao meio urbano por definição. O termo escoamento (superficial) de enxurradas no meio urbano será abreviado em (ESMU).

#### **1.1.5 Fontes de Poluição**

O entendimento das fontes potenciais de poluentes é de fundamental importância quando se estuda os impactos do lançamento dos escoamentos. A acumulação de vários poluentes dentro da área da bacia pode ser atribuída a diversas fontes e os efeitos individuais são de difícil separação. Todavia, o conhecimento qualitativo das prováveis fontes possibilita ao investigador a se concentrar nas áreas problemáticas e avaliar dispositivos de controle que podem ser usados para desviar cargas adversas antes que elas atinjam o sistema de drenagem, vide figura 1.1. As principais fontes poluidoras são, SARTOR e BOYD (1972):

- 1) Pavimentação das ruas. Os componentes oriundos da degradação da superfície de rolamento podem fazer parte da carga da ESMU. O material agregado é o maior contribuinte e quantidades adicionais provem dos enchimentos e de qualquer substância aplicada na superfície. A quantidade de poluentes dependerá da idade e tipo de superfície, do clima e da quantidade e tipo de tráfego.
- 2) Motores dos Veículos. Os veículos podem contribuir com uma larga variedade de materiais no ESMU. O lançamento ou derramamento de combustíveis e lubrificantes, partículas advindas dos pneus ou fluidos de freio, emissões de exaustão capturadas, produtos da corrosão e partes quebradas que despencam da

lataria, tudo isso vem a compor lançamentos sobre o pavimento. Enquanto se espera que a quantidade de material depositada pelos veículos seja pequena, o potencial poluente é considerável. Os veículos são as principais fontes não pontuais de asbestos e de alguns metais pesados.

- 3) Deposição atmosférica. Os poluentes atmosféricos resultam ou de processos naturais ou de processos antropogênicos. As fontes de poluição atmosférica são entendidas como qualquer processo natural ou antropogênico que possa liberar ou emitir matéria ou energia para a atmosfera, tornando-a contaminada ou poluída. O potencial significado da deposição de poeiras ficou evidente durante um estudo conduzido na cidade de Cincinnati, WEIBEL *et al.* (1964). Durante o período de estudo, uma deposição seca de 567 kg/ha foi medida na estação de monitoramento e 818 kg/ha de sólidos em suspensão foram medidos no escoamento.
- 4) Vegetação. Folhas, grama, galhos e outros tipos de plantas que caem ou são depositados na área urbana podem ser parte do problema. As quantidades irão depender da localização geográfica, estação, práticas paisagísticas e de disposição.
- 5) Superfície do solo. O tipo de cobertura encontrada na bacia de drenagem e os volumes de tráfego e de pedestres são função do uso do solo e logo vão afetar a QA.
- 6) Lixo. O lixo domiciliar, especialmente quando não degradável, apresenta formas e volumes variáveis em sua composição. Muitas vezes, ao seguir o escoamento, colidem e aglutinam-se, formando blocos maiores e mais pesados, que tendem a se depositar no leito, agravando a propensão para o assoreamento. A combinação da presença dos sedimentos originados pela erosão do solo da bacia com o acréscimo de lixo nos escoamentos dos rios e seus afluentes, acarreta em uma grande redução da eficiência da rede de drenagem da bacia (CAMPOS, 2000).
- 7) Derramamentos. Este óbvio poluente superficial pode incluir quase todas as substâncias jogadas nas ruas das cidades. Sujeira, areia, entulho e cascas são os exemplos mais comuns. Os derramamentos industriais e químicos são potencialmente os mais sérios.
- 8) Agroquímicos. Uma grande variedade de químicos podem ser utilizados como fertilizantes, pesticidas e herbicidas.
- 9) Locais de construção. A erosão do solo proveniente de áreas em construção e a produção crescente do ESMU causam sérios problemas econômicos, sociais e

ambientais. Esses problemas podem ser causados por atividades de desenvolvimento urbanístico como loteamentos, construções casas e prédios, grandes projetos tais como distritos industriais, centros de lazer e rodovias. A descarga de metais pesados tóxicos e matéria orgânica que resultam em pescados inadequados ao consumo humano, água não potável, além de ocorrer uma mudança da vida aquática para espécies mais tolerantes a poluição; no fechamento de praias. Os danos causados pela erosão do terreno e sedimentação na rede de drenagem, atingem seu pico durante a construção, quando a exposição do solo é máxima.

10) Sistemas coletores. Sistemas de drenagem pluvial que usam canais naturais ou canais de terra trabalhados ficarão sujeitos a erosão de suas margens. Os sistemas tendem também a acumular material depositado que será desprendido e transportado durante as enxurradas.

11) Redes de esgotos deficientes. Causam vazamentos e contaminações indesejadas sobre os demais sistemas e serviços urbanos, além da possibilidade de proliferação de doenças de veiculação hídrica durante o transbordamento sobre as margens.

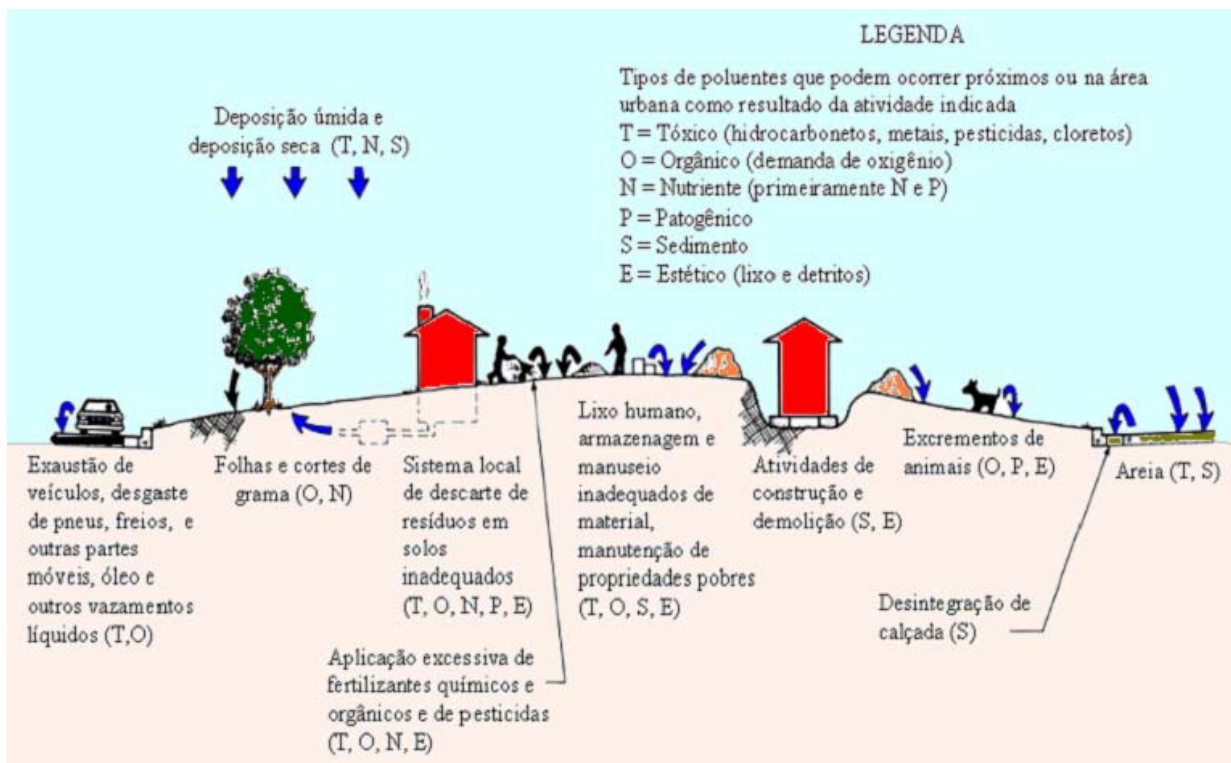


Figura 1.1 – Principais Fontes de Poluição no Meio Urbano, WALESH (1989).

### 1.1.6 Impactos da Urbanização – Resumo

A tabela 1.1 apresenta de forma resumida os impactos da urbanização e seus efeitos diretos mais importantes.

<b>IMPACTOS</b>	<b>EFEITOS</b>
Impermeabilização	Aumento da vazão de cheia; Diminuição da vazão de estiagem.
Redes de Drenagem	Maiores picos a jusante.
Lixo	Degradação da qualidade da água; Entupimento de bueiros e galerias.
Redes de esgotos deficientes	Degradação da qualidade da água; Moléstias de veiculação hídrica; Enchentes agravam os efeitos devido à contaminação da várzea de inundação.
Desmatamento e Desenvolvimento Indisciplinado	Maiores picos e volumes; Mais erosão; Assoreamento em canais e galerias.
Ocupação das várzeas	Maiores prejuízos; Maiores picos; Maiores custos de utilidades públicas.

Tabela 1.1 – Impactos da urbanização sobre a bacia hidrográfica (PORTO et al., 1993).

## **1.2 Razões para Coleta de Dados de Qualidade de Água**

### **1.2.1 Embasamento Teórico**

Da literatura técnica e das discussões com muitas organizações, está claro que muita confusão e falta de esclarecimento ainda persistem sobre as razões para coletar dados da qualidade de água. Em alguns casos, uma necessidade forte para um programa da qualidade de água é expressa, com pouca definição de finalidades e de objetivos do programa, exceto uma noção vaga de “saber a qualidade”. Mais a mais, alguns programas de levantamento de dados bem projetados, quando baseados na aproximação usual de monitoramento padrões falham em não incluir recursos e projetos específicos para interpretar e analisar os dados coletados, RICKERT (1991).

A falta de objetivos claros, e como conseguí-los, resulta que em muitos órgãos governamentais ou privados são gastos recursos financeiros limitados em: (a) coletando dados da qualidade de água que tem pouco ou nenhum significado em termos das possíveis fontes poluentes, (b) emitindo relatórios que consistem meramente em tabelas contendo dados "crus" com quase nenhuma interpretação, e (c) em projetos que prestam pouca ou quase nenhuma atenção à representatividade dos dados produzidos.

### **1.2.2 Razões**

Conforme mostrado na tabela 1.2, são quatro principais razões para coletar dados sobre a QA. Elas devem fornecer informações para: (a) alcançar objetivos sociais, (b) dar suporte a análise de decisão regulatória, (c) definir problemas emergentes ou existentes da QA, e (d) permitir o avanço da compreensão científica. Estes quatro itens são listados propositadamente nesta ordem, porque a seqüência deve fluir em ambos os sentidos para que os objetivos sociais sejam atendidos. Órgãos de gerenciamento, de regulamentação, e as agências ambientais e científicas devem claramente definir as necessidades de informação que, delineiam os objetivos específicos para programas de qualidade de água e para auxiliar no avanço da compreensão científica. A compreensão científica é básica para a definição dos problemas de QA, que devem estar bem definidos para um gerenciamento eficiente e integrado dos recursos hídricos. Em suma, os recursos hídricos devem ser corretamente gerenciados para alcançar os objetivos sociais (VRBA e PENKY, 1991; apud RICKERT, 1991).

Infelizmente, a maioria das fontes de informação que citam as finalidades e os objetivos de programas de QA, fornecem somente uma parte deste retrato, com as razões específicas misturadas entre as diversas categorias. Alguns destes objetivos de monitoramento podem estar amarrados a razões específicas dentro das quatro categorias mencionadas, visto que outros são amplos ou confusos e parecem ter significado claro mas, de fato, possam ser definidos de forma muito diferente pelas diversas organizações.

A tabela 1.2 foi desenvolvida para ajudar as organizações: (a) efetuar decisões claras sobre as razões porque estão planejando ou conduzindo programas de QA e (b) indicar claramente os objetivos e metas como uma base para projetar e executar os programas de QA, que tenham boa probabilidade de sucesso. Além disso, o diagrama esquemático sugere que para preencher um conjunto tão complexo de necessidades de informação, irá requerer um processo que integre aproximações múltiplas, melhor que confiar meramente na aproximação padrão de estação fixa, amostragem fixa do intervalo do tempo. O processo integrado de aproximações múltiplas é a *avaliação da qualidade de água* (AQA), e a finalidade imediata é avançar na compreensão científica da QA. Assim, os quatro primeiros itens da última coluna da tabela 1.2 -- para definir linhas de base, o status, mudanças ou tendências, e causa-efeitos -- são os objetivos para avaliação da qualidade da água. Implícitas nos objetivos para a AQA estão as dimensões espacial e temporal. Isto é, a AQA deve-se encontrarem com estes quatro objetivos no que se refere (a) postos de monitoramento em número suficientes para definir adequadamente a variabilidade espacial da QA, e (b) da duração e da frequência apropriadas de amostragem para definir a sazonalidade e as mudanças e tendências de longo termo.

Quando os vários objetivos são encontrados com sucesso, a AQA fornece uma base firme para a definição dos problemas da QA, subsidiando sistemas de análise de decisão, e indo, portanto de encontro com os objetivos sociais.

Atingir Metas Sociais	Subsidiar o Sistema de Análise de Decisões sobre Outorgas de Uso	Definir Problemas Emergentes ou Existentes de Qualidade de Água	Avançar no Desenvolvimento Científico e Tecnológico
1. Proteger a Vida Aquática <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Quantidade Suficiente</li> <li>▪ Qualidade Adequada</li> </ul>	1. Desenvolver e melhorar o planejamento, gerenciamento e outorga de uso dos recursos hídricos	1. Temperatura 2. Erosão / Assoreamento	1. Definir as condições naturais da Q.A (background)
2. Proteger a Saúde Humana <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Abastecimento Público</li> <li>▪ Recreação e Lazer</li> </ul>	2. Alocação de Recursos financeiros entre os diferentes problemas e programas de Q.A.	3. Salinização 4. Qualidade Sanitária	2. Definir o status atual das condições de Q.A.
3. Proteger outras classes de Uso <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Agricultura</li> <li>▪ Indústria</li> <li>▪ Estética</li> </ul>	3. Estabelecer diretrizes, padrões e critérios para os efluentes e manutenção dos usos da água	5. Resíduos Orgânicos Biodegradáveis 6. Eutrofização	3. Definir Mudanças ou tendências na Q.A.
	4. Garantir o cumprimento das diretrizes, a obediência aos padrões e critérios estabelecidos para cada tipo de efluente e uso específico do solo	7. Acidificação 8. Compostos Tóxicos 9. Radionuclídeos ?	4. Identificar, definir e avaliar as causas dos problemas de Q.A. <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Naturais</li> <li>▪ Antrópicas</li> </ul>
	5. Determinar a eficiência geral do programa	10. Nitrato	5. Descobrir o fluxo, taxas e fatores que regem o controle dos processos químicos e biológicos
	6. Determinar a carga de trabalho adicional de controle de poluição	11. Outros	

Tabela 1.2 : Razões para Coletar Dados de Qualidade de Água (Fonte: RICKERT, 1991)

## 1.3 Definições e Noções Básicas

Neste item são apresentados alguns conceitos e definições básicas sobre tópicos relacionados à hidrologia e poluição urbana, de forma que as justificativas e motivações deste trabalho de dissertação sejam mais bem entendidas.

### 1.3.1 Natureza das Fontes de Poluição

De forma genérica, a poluição das águas decorre da adição de substâncias ou de formas de energia que, diretamente ou indiretamente, alterem as características físicas e químicas do corpo d'água de uma maneira tal, que prejudique a utilização das suas águas para usos benéficos. Torna-se importante ressaltar a existência de duas formas distintas, pelas quais as águas poluídas atingem um determinado corpo receptor: (a) fontes pontuais e (b) fontes não-pontuais ou fontes difusas.

A primeira, denominada **fonte ou poluição pontual**, refere-se, como o próprio nome esclarece, à poluição decorrente de ações modificadoras localizadas. É o caso, por exemplo, da desembocadura de um rio, de efluentes de uma estação de tratamento de esgotos domésticos ou industriais, ou mesmo, a saída de um tronco coletor de esgotos domésticos sem tratamento, ou ainda a saída no mar de um emissário submarino.

A segunda, denominada **poluição difusa**, se dá pela ação das águas da chuva ao lavarem e transportarem a poluição nas suas diversas formas espalhadas sobre a superfície do terreno (urbano ou rural) para os corpos receptores. A poluição difusa alcança os rios, lagoas, baías, etc., distribuída ao longo das margens, não se concentrando em um único local como é o caso da poluição pontual.

A origem da poluição difusa é bastante diversificada, sendo que contribuem: a abrasão e o desgaste das ruas pelos veículos, lixo acumulado nas ruas e calçadas, resíduos orgânicos de pássaros e animais domésticos, atividades de construção, resíduos de combustível, óleos e graxas deixados por veículos, poluentes do ar, etc. Os principais poluentes que são assim carregados são sedimentos, matéria orgânica, bactérias, metais como cobre, zinco, manganês, ferro e chumbo, hidrocarbonetos provenientes do petróleo, tóxicos, como os pesticidas, e os poluentes do ar que se depositam sobre as superfícies. Eventos de precipitação podem elevar as concentrações de metais tóxicos no corpo receptor até a níveis agudos, ELLIS (1986).

Ligações irregulares (não são clandestinas como vários textos indicam) de esgotos, efluentes de fossas sépticas, vazamentos de tanques de combustível enterrados, restos de óleo lubrificante, tintas, solventes e outros produtos tóxicos despejados em sarjetas e bueiros também contribuem para o aumento das cargas poluidoras transportadas pelas redes de drenagem urbana. A poluição gerada pelo escoamento superficial da água em zonas urbanas é de origem difusa, uma vez que provém de atividades que depositam poluentes de forma esparsa sobre a área de contribuição da bacia hidrográfica. Segundo NOVOTNY (1991), são cinco as condições que caracterizam as fontes difusas de poluição,:

- *lançamento da carga poluidora é intermitente e está relacionado à precipitação;*
- *os poluentes são transportados a partir de extensas áreas;*
- *as cargas poluidoras não podem ser monitoradas a partir de seu ponto de origem, mesmo porque sua origem exata é impossível de ser identificada;*
- *o controle da poluição de origem difusa obrigatoriamente deve incluir ações sobre a área geradora da poluição, ao invés de incluir apenas o controle do efluente quando do lançamento;*
- *é difícil o estabelecimento de padrões de qualidade para o lançamento do efluente, uma vez que a carga poluidora lançada varia com a intensidade e a duração do evento meteorológico, a extensão da área de produção naquele específico evento, e outros fatores que tornam a correlação vazão x carga poluidora praticamente impossível de ser estabelecida.*

O grau de poluição das águas é medido através de características físicas, químicas e biológicas das impurezas existentes, que, por sua vez, são identificadas por *parâmetros de qualidade das águas*.

De uma maneira geral, as características físicas são analisadas sob o ponto de vista de sólidos (suspensos, coloidais e dissolvidos na água) e gases. As características químicas, nos aspectos de substâncias orgânicas e inorgânicas e as biológicas sob o ponto de vista da vida animal, vegetal e organismos unicelulares (algas).

A poluição por cargas difusas é um fenômeno com origem no ciclo hidrológico. Inicia-se com o arraste dos poluentes atmosféricos pela chuva e o escoamento superficial direto será responsável pelo transporte dos poluentes dispostos sobre a superfície da área urbana até o lançamento final no corpo receptor. A poluição por cargas difusas é um fenômeno aleatório como o evento hidrológico responsável pela sua ocorrência, (EPA 1983; DRISCOLL *et al.* 1990; PORTO, 1995).

As concentrações dos poluentes no escoamento gerado variam ao longo do evento hidrológico, assim como variam as vazões. É de se esperar que tais valores formem um polutograma, com a mesma forma genérica do hidrograma correspondente.

É difícil calcular ou prever a distribuição temporal das concentrações de poluentes, isto é, o polutograma. Na maior parte dos estudos de poluição por cargas difusas, no entanto, o objetivo principal é a avaliação do impacto do lançamento da drenagem urbana sobre o corpo receptor, e a resposta do ecossistema ao problema geralmente se dá de forma razoavelmente lenta.

A qualidade das águas do escoamento superficial urbano tende a ser extremamente variável (EPA 1983; DRISCOLL *et al.* 1990). A intensidade da chuva geralmente varia de forma bastante irregular e imprevisível. Essa variação da intensidade das chuvas afeta diretamente as taxas de escoamento, as taxas de lavagem (lixiviação) dos poluentes, a erosão e suspensão de sedimentos, a forma e geometria dos canais naturais e uma série de outros fenômenos que de uma maneira complexa determinam a distribuição temporal dos poluentes e as vazões observadas.

Somando-se a tudo isso, a natureza transiente e imprevisível das fontes de poluentes, seus mecanismos de lançamento e as diferenças dos intervalos de tempo entre os eventos chuvosos também contribuem para a grande variabilidade dos processos de produção e transporte de poluentes. Como resultado, a concentração de poluentes e outras características das tempestades em uma determinada localidade flutua significativamente durante um simples evento hidrológico e de evento para evento.

### **1.3.2 Substâncias conservativas e não conservativas**

Considera-se que uma substância é conservada, isto é, não existem perdas de massa devido a reações químicas ou degradações bioquímicas. Tais substâncias podem incluir, por exemplo, total de sólidos dissolvidos, cloretos e certos metais que durante certas épocas do ano são transportados na forma dissolvida.

Contudo, os poluentes conservativos podem sofrer algumas mudanças à medida que são transportados ao longo dos cursos d'água. O efeito mais significativo é o da dispersão, que proporciona um espalhamento ou aumento na distribuição espacial da mancha ou polutograma à medida que se propaga para jusante, devido principalmente a soma de diversos processos como a turbulência e assimetria dos fluxos, e variação nos

regimes de escoamento. A figura 1.2 mostra qualitativamente o efeito do fenômeno de dispersão.

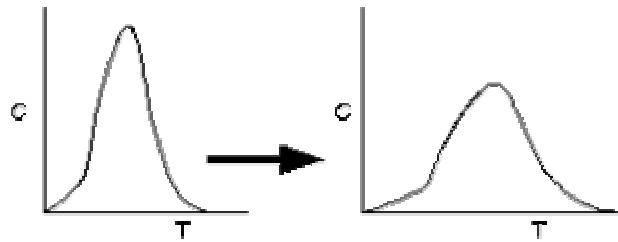


Figura 1.2 - Dispersão de Poluentes durante o Transporte

Em uma primeira abordagem, o efeito acima descrito usualmente pode ser desprezado para as situações de drenagem urbana em pequenas bacias de captação. Isto significa dizer, quer a massa de poluentes afluente que chega a um emissário submarino, a uma lagoa ou outra localização de interesse é igual à massa gerada pela enxurrada.

Assumindo-se que uma substância sofra decaimento com o tempo devido a reações químicas, degradação bacteriana, decaimento radioativo ou devido à deposição por decantação para fora da coluna d'água. Muitas substâncias exibem decaimento ou comportamento não conservativo incluindo matéria orgânica oxidável, nutrientes, compostos químicos voláteis e bactéria. Uma hipótese muito prática é que o decaimento de uma determinada substância decaia de acordo com uma reação de primeira ordem, isto é, a taxa de perda da substância é proporcional à concentração em qualquer instante. Então, o balanço de massa, em regime permanente, é uma equação diferencial linear de primeira ordem, THOMMANN e MULLER (1987),

$$\frac{1}{A} \frac{d(Qc)}{dx} = -Kc \quad (1.1)$$

onde K é a taxa de decaimento [ $T^{-1}$ ] da substância.

### 1.3.3 Sólidos em Suspensão

Muitos poluentes ocorrem na forma particulada e costumam ter forte afinidade com os sólidos em suspensão (SS). Por conseguinte, a remoção de SS irá quase sempre remover muitos outros poluentes particulados encontrados no ESMU.

O princípio acima não se aplica aos poluentes dissolvidos tal como o nitrito e nitrato ( $\text{NO}_2$ ,  $\text{NO}_3$ ), e o fósforo solúvel ( $\text{PO}_4$ ). Bacia de retenção seca tem exibido consistentemente baixos valores de remoção de  $\text{NO}_2$ ,  $\text{NO}_3$  dissolvidos e PD. A remoção de poluentes dissolvidos é mais bem obtida através de outros métodos com ação biológica.

O tipo e quantidade de poluentes encontrados no ESMU e o grau de relacionamento desses poluentes em associação com os sedimentos são significativamente importantes. Os seguintes fatores, dentre outros, tem importância na descrição das características de deposição do SS e poluentes associados:

- Carga de poluentes por tipo;
- Percentual de poluentes decantáveis;
- Distribuição granulométrica;
- Distribuição dos sólidos pelas velocidades de queda;
- Distribuição dos poluentes pelas velocidades de queda;
- Densidade dos poluentes decantáveis.

## 1.4 Relações de Fluxo, Concentração e Carga dos Poluentes

### 1.4.1 Concentração

A medida primária para quantificar um componente químico é a sua concentração,  $C$ , definida como:

$$C = \frac{\text{quantidade (massa) do componente}}{\text{volume do fluido}} \quad (1.2)$$

Muitos dos componentes são medidos em termos de sua massa e a concentração  $C$  possui unidades como  $\text{mg/L}$  ou  $\text{g/m}^3$ . Como a densidade da água é próxima a  $1.0 \text{ g/cm}^3$ , unidades de  $\mu\text{g/cm}^3$ ,  $\text{mg/L}$ , e  $\text{g/m}^3$  são numericamente equivalentes a partes por milhão (ppm) por massa na água, uma feliz coincidência, enquanto  $\mu\text{g/L}$  (microgramas por litro) é numericamente equivalente a partes por bilhão (ppb) por massa.

A concentração também pode ser definida para variáveis não medidas em unidades de massa. Por exemplo, bactérias são frequentemente medidas como um número (e.x. número mais provável de organismos ou NMP) por unidade de volume.

O impacto de poluentes no corpo hídrico pode ser influenciado tanto pela concentração quanto pela carga. A carga tanto pode tanto significar a massa total  $M$  em um volume  $V$  de água:

$$M = C V \quad (1.3)$$

ou a taxa de fluxo de massa  $L$  (massa/tempo) na água escoando com a vazão  $Q$  (volume/tempo):

$$L = C Q \quad (1.4)$$

#### **1.4.2 Primeira Carga de Lavagem ou First-Flush**

Intensidade e duração da tempestade podem ter um impacto marcante no tipo e quantidade de poluentes presentes no escoamento superficial. Resultados de pesquisas conduzidas na década de 1970 concluíram que as concentrações de poluentes tendem a ser muito mais alta no início da tempestade quando comparadas com o meio ou o final. Estes estudos concluíram que os estoques de poluentes acumulados nas superfícies pavimentadas eram rapidamente lavados durante a primeira parte da tempestade, e conforme a tempestade continuava os poluentes disponíveis para lavagem eram esgotados e as concentrações diminuía.

Um dos fenômenos discutidos, quando se trata de prever polutogramas, é a ocorrência da chamada carga de lavagem (em inglês, “first flush”). A explicação mais comum é a de que se trata da remoção inicial do material acumulado no período entre chuvas, quer sobre o solo, quer no interior das canalizações, significando que o pico do polutograma ocorreria, em muitos casos, antes do pico das vazões. O fato desta carga de lavagem às vezes ocorrer e outras não, pode estar relacionado com as perdas iniciais no escoamento superficial. Dependendo da rugosidade e do estado de conservação do pavimento, as perdas iniciais são maiores e possibilitam a retenção de uma parte dos poluentes junto com a parcela de água assim acumulada. Dependendo também do volume total escoado e da altura da lâmina formada sobre as superfícies urbanas, esta perda será mais ou menos representativa. É mais freqüente observar-se o fenômeno da carga de lavagem em bacias pequenas do que em bacias maiores, PORTO (1995).

A verificação local da ocorrência ou não da carga de lavagem torna-se importante nos casos em que se pretende reter o escoamento superficial urbano em bacias de detenção para o controle de carga poluidora a ser lançada no corpo receptor.

Caso a carga de lavagem se verifique, grande parte da carga poluidora estará contida no volume inicial escoado.

Muitos estudos subsequentes nas décadas de 80 e 90 confirmaram este fenômeno de “first-flush” (FF) e ampliaram a teoria para incluir a regra da “half-inch”. Essencialmente, esta regra afirma que 90% dos poluentes são transportados durante a passagem da primeira meia-polegada de escoamento superficial (efetivo). As figuras 1.3, 1.4 e 1.5 apresentam hidrogramas e polutogramas obtidos em rios urbanos na cidade de São Paulo-SP. Cabe aqui ressaltar que existem diversas formas de se definir o fenômeno de FF, merecendo um capítulo especial. As figuras 1.3 a 1.5 foram incluídas com a finalidade de confirmar a existência do fenômeno de antecipação do pico do polutograma em relação ao pico do hidrograma. Dependendo da metodologia escolhida, o fenômeno de FF, pode ou não estar caracterizado.

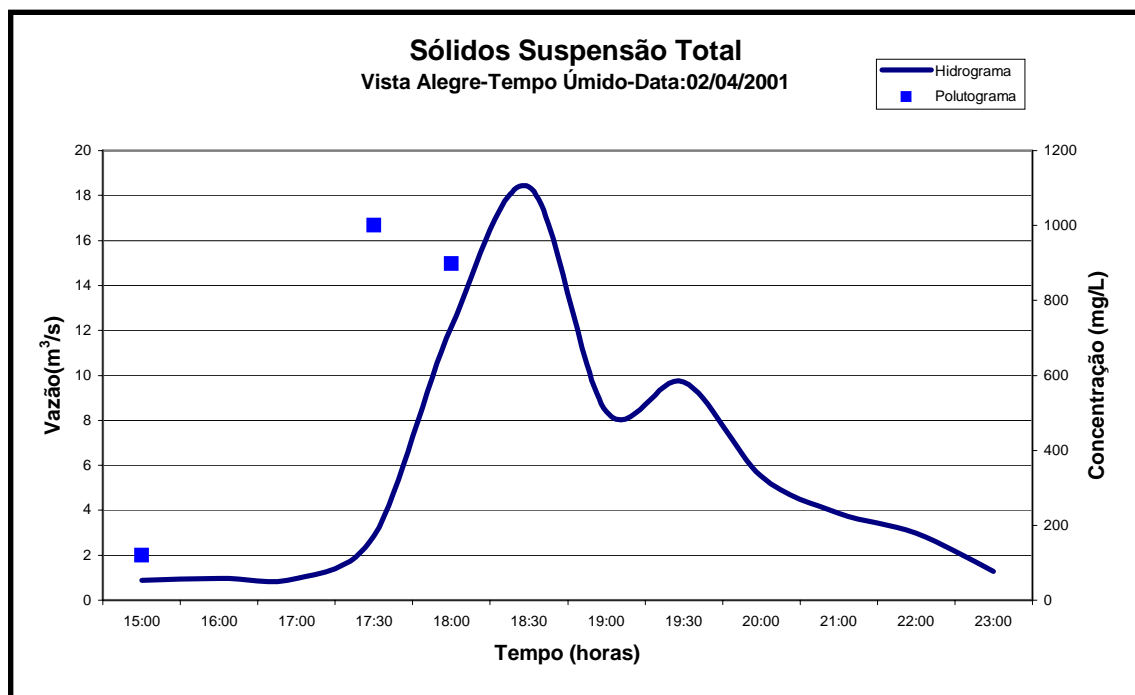


Figura 1.3 - Fenômeno de First-Flush para Sólidos em Suspensão.

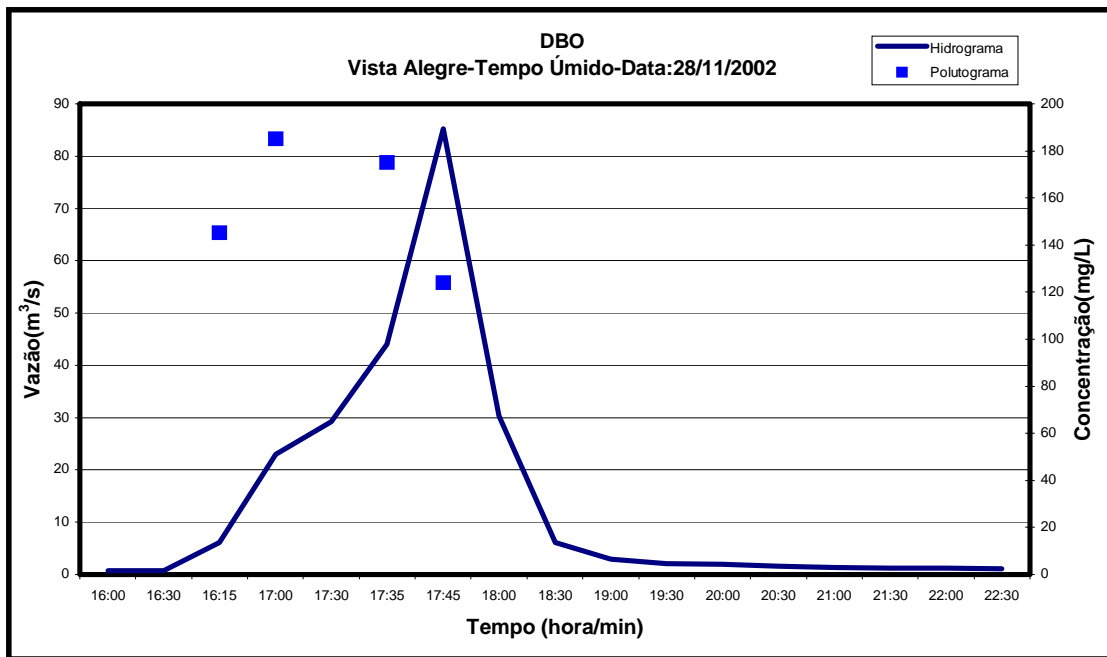


Figura 1.4 - Fenômeno de First-Flush para DBO.

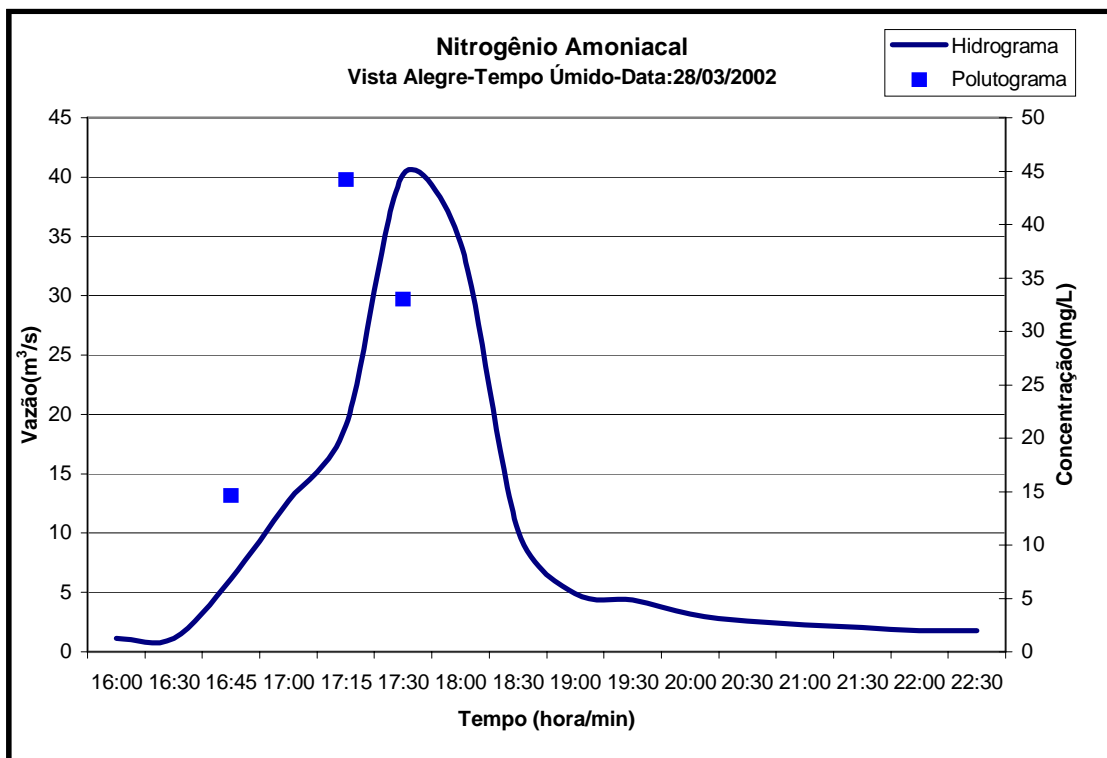


Figura 1.5 - Fenômeno de First-Flush para Nitrogênio Amoniaca.

### 1.4.3 Concentração Média no Evento

Para uma avaliação global do impacto das cargas difusas, pode-se calcular o fator Concentração Média no Evento - CME, que em um só valor resume a relação entre a massa de poluente transportada pelo volume de água escoado. A CME tem sido extensivamente utilizada como indicador do grau de impacto ambiental devido a QA do ESMU. A CME, como o próprio nome diz, representa a concentração ponderada de um poluente correspondente a um evento completo de enxurrada. Alguns estudos mostram que a CME pode ser muito diferente de evento para evento e caso a caso. Geralmente, acredita-se que o tipo de uso do solo da bacia seja o fator mais importante que causa a diferença das CME's.

A CME é estimada tanto de amostras compostas coletadas automaticamente ou de uma série de amostras simples coletadas durante o evento da enxurrada. Quando a CME é estimada a partir de amostras simples, cada amostra isolada, fisicamente, representa uma concentração instantânea de poluentes dentro do evento, e a CME é calculada a partir destes valores de concentração instantânea. Um método razoável de cálculo é usar a média ponderada pela vazão destas concentrações instantâneas. Um amostrador automático coleta uma grande quantidade de amostras individuais, constituindo uma série instantânea de amostras de concentração. A CME é igual ao resultado da análise de uma simples, porém enorme amostra.

Matematicamente, a CME pode ser definida como a massa total do poluente ( $M$ ) descarregado durante o evento dividida pelo volume total ( $V$ ) escoado durante a enxurrada.

$$CME = \bar{C} = \frac{M}{V} = \frac{\int C(t)Q(t)dt}{\int Q(t)dt} \quad (1.5)$$

Na equação (1.5),  $C(t)$  é uma função temporal suave que representa a curva de concentração do poluente (ordenadas no polutograma;  $M/L^3$ , mg/l) e  $Q(t)$  também é uma função suave no tempo que representa a curva de vazões da enxurrada (ordenadas do hidrograma;  $L^3/T$ , l/s). Todavia, na prática, estima-se as integrais em (1.5) não pelas funções  $Q(t)$  e  $C(t)$  mais pelas medições experimentais de campo, isto é, a partir de valores discretos. Assumindo-se que foram feitas medições de concentração e taxas de descarga baseadas em igual incremento de tempo, a CME pode ser estimada por

$$CME = \frac{\sum_i c_i q_i}{\sum_i q_i} \quad (1.6)$$

Do ponto de vista da aproximação da função contínua em (1.5), quanto mais medições são feitas, mais precisa é a aproximação obtida pela expressão (1.6).

Como é evidenciada a partir da figura 1.6, a concentração instantânea durante a enxurrada pode ser maior ou menor que CME, mas o uso da CME como uma característica do evento substitui a real variação temporal de  $C$  versus  $t$  em um evento de enxurrada por um pulso de concentração constante tendo igual massa e duração do evento verdadeiro. Isto garante apenas que as cargas do evento serão corretamente representadas.

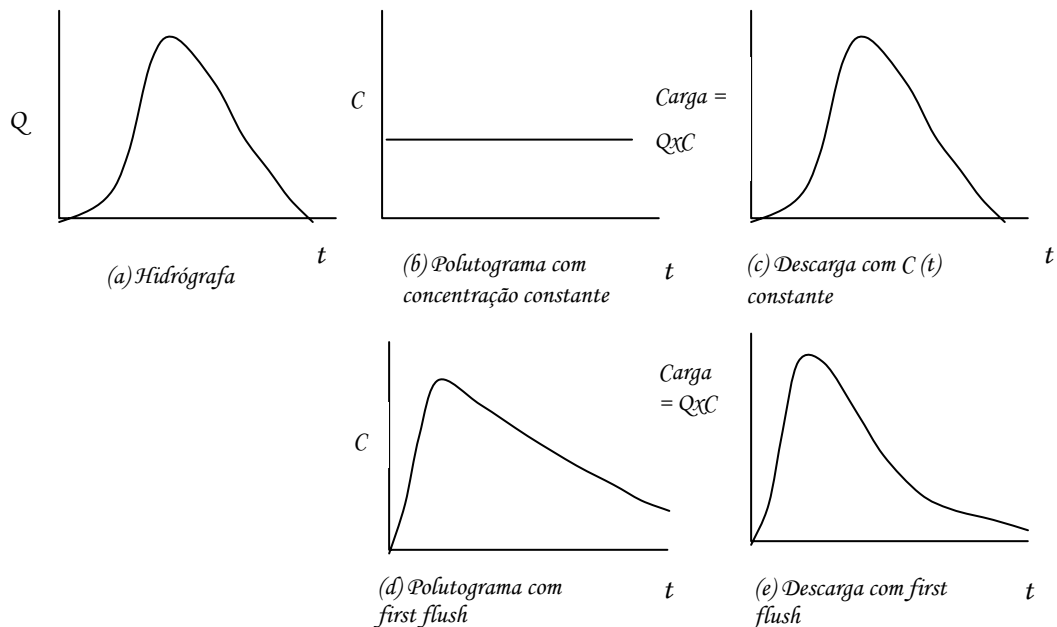


Figura 1.6 – Efeito do First-Flush na forma do polutograma e na curva de descargas

Assim como a concentração instantânea varia dentro da enxurrada, as CME variam de tempestade para tempestade, como ilustrado na figura 1.7, e também de local para local.

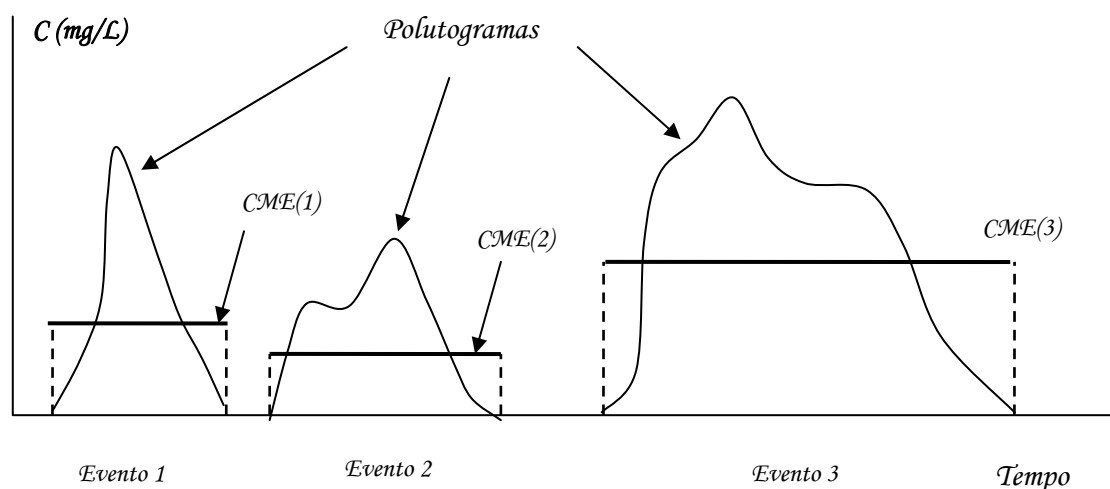


Figura 1.7 – Variação dos polutogramas entre as tempestades e as respectivas CME

O estabelecimento da Concentração Média no Evento (CME) como parâmetro indicador do potencial poluidor de cada evento de precipitação traz algumas vantagens como (NOVOTNY, 1992):

- as CME's exibem distribuição log-normal;
- é um parâmetro conciso, representando um conjunto de dados muito variável;
- a maior facilidade de comparação entre eventos e locais diferentes;

## 1.5 Polutograma Sintético

Assume-se, que a geração sintética de um polutograma possua importância prática para o planejamento e dimensionamento de estruturas de controle de poluição, semelhante àquela dada ao hidrograma sintético. A hidrógrafa sintética é aquela desenvolvida com o uso mínimo de dados fluviais, uma situação muito comum na prática. A hidrógrafa de um escoamento superficial é definida como uma expressão das descargas superficiais com o passar do tempo. É uma expressão das características da bacia hidrográfica que invariavelmente governam as relações entre as precipitações e o escoamento resultante. Ela representa os efeitos integralizados do regime pluviométrico e características da bacia, como área, forma, declividades, padrão de drenagem, uso do solo, da morfologia fluvial e características hidráulicas de dispositivos especiais construídos fora da calha principal. Alguns dos métodos mais comumente utilizados

são: racional, hidrógrafa do Soil Conservation Service, hidrógrafa unitária, Santa Bárbara e hidrógrafa de tempo unitário discreto.

No capítulo 5, mostra-se em detalhes o passo necessário para a confecção de um polutograma sintético. Estas curvas têm como finalidade substituir temporariamente os polutogramas, que ainda não foram levantados. Isto somente é possível em uma fase inicial de planejamento, pois é imperativo realizar campanhas intensivas de monitoramento, para que se tenha um conhecimento do comportamento real de cada bacia quanto ao processo de produção e lavagem dos diversos poluentes prioritários.

## **1.6 Justificativas do Presente Trabalho**

Esta dissertação apresenta alguns tópicos relevantes sobre poluição difusa em ambiente urbano, explorando duas vertentes de abordagem sobre estimativa e modelagem das cargas poluidoras geradas pelas enxurradas. Dentro de uma visão prática e objetiva buscaram-se exaustivamente modelos de aplicação direta, desde aqueles mais simples (equação linear) até aqueles mais elaborados (conjunto de regressões múltiplas), de forma a se ter um domínio destas técnicas, motivando aplicações imediatas através de estudos de caso. Na segunda abordagem exploram-se profundamente várias soluções numéricas da equação advecção-difusão, que tem sido amplamente utilizada em modelos de transporte de poluentes nas diversas áreas da física como em poluição atmosférica, águas subterrâneas, poluição de rio, lagos e estuários, apenas para citar algumas aplicações.

Os dispositivos de controle como as bacias de detenção e os sistemas de filtragem têm assumido um crescente papel de importância no gerenciamento integrado de cheias urbanas. A função destes sistemas é interceptar e amortecer as flutuações das concentrações e das cargas, promovendo equalizações e abatimentos.

Os modelos matemáticos de transporte, apresentados no capítulo 6, foram construídos a partir do princípio físico da conservação da massa, de forma a representar o movimento, decaimento, armazenamento e tratamento dos poluentes presentes nas enxurradas e das águas residuais do período de estiagem, transportados nos sistemas de drenagem naturais ou artificiais. A equação unidimensional transiente de conservação de massa pode então ser simplificada ou adaptada para aplicação nos vários caminhos percorridos, escrevendo-se apenas dos termos dominantes da equação governante.

O trabalho de MEDINAS *et al.* (1981a) apresenta uma conceituação unificada para o sistema físico dos corpos receptores nos ambientes urbano e rural. Para cada tipo especial de estrutura ou compartimento é feita uma abordagem teórica dos comportamentos hidráulicos e bioquímicos governantes. Em um segundo artigo em seqüência, MEDINAS *et al.* (1981b) exploram alguns aspectos práticos da metodologia proposta. Eles enfatizam que para executar as simulações nas mais diversas condições é importante possuir um modelo robusto e confiável para cada caso.

## **1.7 Estrutura do Trabalho**

Sendo a principal preocupação das ações de controle de cheias urbanas a atenuação dos volumes de água que escoam sobre a superfície da bacia de captação, visando prevenir efeitos adversos, a importância do controle da qualidade da água deve ser considerada. A qualidade das águas das enxurradas varia muito de uma bacia hidrográfica para outra; todavia, é possível estimar grosseiramente as cargas de poluentes produzidas, bastando que algumas características físicas, climáticas e meteorológicas da bacia sejam conhecidas. A carga de poluentes é definida como a massa de poluente que escoar por uma bacia em um determinado intervalo de tempo multiplicado pela área da mesma. Esta carga de poluentes é de tal magnitude e importância, que poderá causar impactos negativos na qualidade da água dos corpos hídricos receptores, mesmo daqueles localizados longe da fonte geradora.

O texto da tese se desenvolve da seguinte forma:

No segundo capítulo, intitulado “Recursos Hídricos e Poluição”, são apresentados os diversos usos da água no meio urbano e exemplos de sua importância e necessidade de cuidados. Também neste capítulo alguns tópicos sobre poluição em áreas urbanas são abordados, junto com as fontes de poluição e impactos ambientais associados.

No terceiro capítulo, intitulado “Pesquisa Bibliográfica”, é feito um levantamento de publicações, livros, artigos científicos, relatórios técnicos e demais fontes de informação, que foram separados em dois grandes tópicos: Qualidade da água e Fontes de poluição. Devido a enorme quantidade de referências, apenas parte do material coletado foi transcrito ou referenciado;

No quarto capítulo, intitulado “Modelos Empíricos para Avaliação da Produção de Poluentes durante Enxurradas”, após uma breve introdução é apresentada uma revisão bibliográfica sobre diversos modelos e estudos em varias partes do mundo. O próximo item detalha a caracterização dos poluentes através de relatos, sendo enriquecido por inúmeras tabelas, contendo levantamentos de dados históricos das principais fontes de poluição urbana e suas principais características físicas. A seguir são apresentadas as relações fundamentais de fluxo, concentração e carga para o fenômeno físico em si. A seguir são descritas algumas das metodologias existentes para estimar a carga de poluentes. Na segunda parte desse capítulo são apresentados estudos de casos para bacias urbanas e auto-estradas no estado do Rio de Janeiro, de forma a demonstrar a facilidade de aplicação destes métodos de cálculo;

No quinto capítulo, intitulado “Geração Sintética de Polutogramas”, é apresentada uma metodologia de geração sintética de um polutograma, a partir do conhecimento prévio do hidrograma, da curva de massa  $M(V)$  e da CME.

No sexto capítulo, intitulado “Modelos Numéricos para Avaliação do Transporte de Poluentes durante Enxurradas”, cujo primeiro terço apresentado às leis de conservação de massa aplicada a sistemas hiperbólicos, chegando a equação da advecção com coeficientes constantes e variáveis, a seguir a equação da difusão é apresentada, e então os outros termos que compõem o modelo de transporte de poluentes são introduzidos. Devido à importância dos modelos de transportes em águas subterrâneas um item foi acrescido ao final desta conceituação. No segundo terço do capítulo o Método das Diferenças Finitas MDF é rapidamente revisto, para então se apresentar diversos esquemas clássicos existentes na literatura. No terço final do capítulo o Método dos Volumes Finitos MVF é apresentado, dando continuidade aos conceitos mostrados na primeira parte do capítulo. Após apresentar esquemas clássicos escritos nesta formulação, o capítulo passa quase que integralmente ser conduzido pelos modelos e abordagem de LEONARD para o volume de controle. Esquemas de alta resolução, monotonicidade, limitador universal, limitador de fluxo, captura de choque e discriminador de extremos locais são apresentados e explicados.

No sétimo capítulo, intitulado “Resultados dos Modelos Numéricos”, apresenta resumidamente alguns critérios de precisão e estabilidade dos esquemas numéricos. A seguir são mostrados os critérios de avaliação e desempenho dos algoritmos numéricos implementados através de índices e por comparação com soluções analíticas

(quando existirem). Os resultados estão separados pelos métodos numéricos empregados (Diferenças Finitas ou Volumes Finitos), pela equação diferencial (advecção, advecção-difusão, com ou sem os termos de reação ou produção) e pelo caráter transitório ou não do campo de velocidades existente no estirão fluvial ou na galeria de drenagem.

No oitavo capítulo, são apresentadas as principais conclusões deste trabalho de pesquisa e feitas algumas recomendações para trabalhos futuros.

Resumidamente, pode-se dizer que os principais objetivos deste trabalho são a busca exaustiva de modelos matemáticos robustos, capazes de representar as etapas de acumulação de poluentes, a geração sintética de um polutograma e por último a propagação do polutograma pelo sistema de drenagem, sempre que possível utilizando o mínimo de informações possíveis. Uma ênfase especial é dada na estruturação de um modelo matemático computacional, baseado nos princípios de conservação da massa, que permita a representação dos fenômenos de advecção, dispersão, decaimento, produção, armazenamento e tratamento das águas poluídas geradas pelas enxurradas, através dos diversos sistemas de drenagem natural ou construídas. O estado da arte é atingido na fase referente à implementação de uma solução numérica monotônica (positiva definida) da equação advecção-difusão, em um domínio unidimensional, utilizando para tal as mais avançadas e modernas técnicas numéricas existentes na literatura especializada. Os testes numéricos realizados foram os mais rigorosos possíveis, correspondendo ao caso da advecção pura (Peclet infinito) de uma frente de onda abrupta. A aprovação nestes testes confere confiabilidade ao modelo de transporte de poluentes para propagar qualquer forma de distribuição inicial de polutograma sintético ou uma frente de choque.

## Capítulo 2 – Recursos Hídricos e Poluição

### 2.1 Introdução

Os atributos de cada evento hidrológico são resultado das condições meteorológicas antecedentes, tipos de uso do solo, intensidade e duração das chuvas e outras características físicas ou climáticas. Devido à característica de heterogeneidade da tempestade e sua correspondente qualidade das águas do escoamento superficial, a previsão dos efeitos acarretados nos corpos receptores, além de difícil, é feita de forma grosseira na melhor das hipóteses. As águas pluviais frequentemente acarretam impactos ambientais aos ecossistemas aquáticos. Esses impactos ou fatores estressantes incluem a demanda de oxigênio, sólidos em suspensão e dissolvidos, íons alterados, nutrientes, organismos patogênicos, metais, compostos orgânicos naturais e sintéticos, pH e temperatura. Esses impactos podem interagir em diversos graus de formas antagônicas, aditivas ou por sinergia, afetando os organismos vivos.

Existem inúmeros problemas associados aos corpos d'água receptores de águas pluviais, que interferem nos principais usos das águas do meio urbano. O aumento das vazões cria problemas significativos no habitat dos rios urbanos pela variação na geometria do canal, causando significativa erosão na calha fluvial e condições instáveis do leito. As ocupações marginais afetam dramaticamente o habitat pela remoção das matas ciliares e vegetações ribeirinhas e pelo lançamento de detritos orgânicos diretamente sobre os rios e córregos. Outro impacto é o aumento do transporte de sedimentos associados à falta de controle do material erodido em áreas em construção ou com movimentação de terras. Esses sedimentos finos em sua maioria cobrem os sedimentos fluviais, que normalmente são mais grosseiros, que são necessários à desova dos peixes e assoreiam pequenas lagoas marginais. Outro fator estressante é a grande quantidade de material flutuante e lixo que são levados pelo escoamento durante as tempestades e se acumulam ao longo dos cursos d'água, CAMPOS (2000). Isto cria um impacto visualmente desagradável e condições potencialmente perigosas, interferindo com o uso dos recursos hídricos e no desempenho hidráulico do sistema de drenagem pluvial.

A principal razão de se promover um tratamento das águas pluviais é a redução dos impactos adversos sobre os corpos receptores.

## **2.2 Usos da Água**

### **2.2.1 Importância dos Cursos d'Água**

Pode-se considerar improvável que uma bacia hidrográfica completamente desenvolvida e que não possua quaisquer dispositivos de controle de cheias, possa usufruir os usos básicos dos recursos hídricos. Com o desenvolvimento plenamente estabelecido e com a falta de controles adequados, é comum encontrar os cursos d'água bastante degradados. Os usos biológicos também devem se constituir num objetivo, mas com a compreensão que o ecossistema natural dos rios ser severamente modificado com a urbanização ou atividades agrícolas. Certos controles básicos de cheias urbanas aliado às proteções dos ambientes aquáticos podem possibilitar o aproveitamento adequado de parte ou todo dos usos benéficos. Um planejamento cuidadoso e a utilização racional das estruturas de controle de cheias são necessários para alcançar os objetivos básicos na maioria das bacias hidrográficas. Recreação de contato, a pesca e abastecimento de água não são considerados objetivos apropriados para as bacias altamente desenvolvidas. Todavia, esses usos mais nobres poderiam ser possíveis em áreas urbanas onde os corpos hídricos receptores são de grande porte e drenam grandes áreas não urbanizadas e desenvolvidas.

Existem muitos exemplos a nível mundial onde a população local reconheceu o valor adicionado pela estética dos rios ao paisagismo das cidades. Com esse tipo de reconhecimento surge uma espécie de orgulho por essas águas nos córregos e um desejo genuíno de melhorar as suas condições, BURTON e PITT (2002).

#### **Exemplos de Atuação**

Provavelmente, o exemplo mais famoso, nos EUA, dos benefícios econômicos advindos pela harmonia proporcionada pelos cursos d'água, é a localidade de Riverwalk em San Antonio, Texas (Figuras 2.1 a 2.3). O passeio público de Riverwalk foi planejado e construído décadas atrás, mas apenas recentemente teve seu pleno valor reconhecido. Watcomm Creek, Bellingham, Washington (Figura 2.4), Austin, Texas (Figura 2.5) e Denver, Colorado (Figuras 2.6 a 2.8) são algumas das localidades dos EUA que urbanizaram as áreas vizinhas aos córregos dentro da região central destas cidades, BURTON e PITT (2002).



Figura 2.1 Seção original de Riverwalk

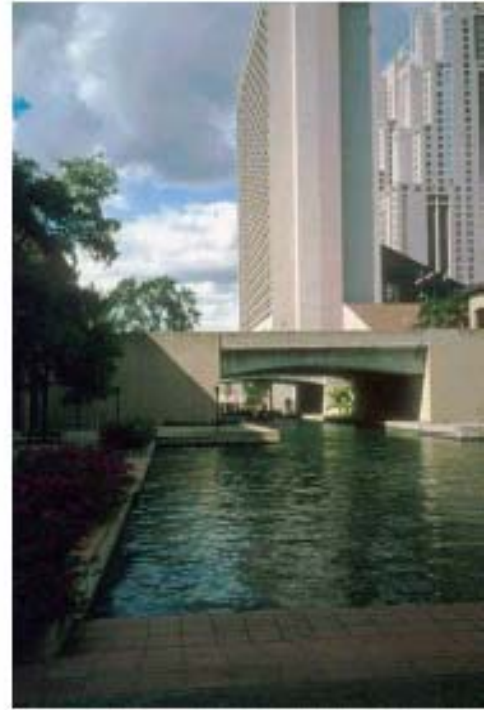


Figura 2.2 Seção atual de Riverwalk



Figura 2.3 Controle de detritos em Riverwalk



Figura 2.4 Ciclovia em Watcom Creek



Figura 2.5 Área de banho em Barton Springs



Figura 2.6 Pista de corrida em Cherry Creek



Figura 2.7 Pista de Cherry Creek



Figura 2.8 Junção dos rios Cherry Creek e Platte

GÖRANSSON (1998) também descreve o uso estético da drenagem nas áreas urbanas na Suécia. A ênfase principal é dada à retenção das águas pluviais circulando na drenagem superficial ao invés de direcioná-las rapidamente para os canais e condutos subterrâneos. Pequenos canais naturalmente esculpidos pelas chuvas são utilizados para conduzir as águas coletadas nos telhados para o sistema de drenagem. Alguns destes canais são em forma de espiral, dando um efeito visual bastante interessante, principalmente em áreas de pouca beleza urbanística. Algumas destas espirais são formadas por áreas de infiltração e raramente são notadas durante a estação seca.

A prefeitura de Tóquio realizou um esforço concentrado para restaurar rios urbanos de valor histórico que foram poluídos, aterrados ou tiveram os seus cursos desviados por completo. FUJITA (1998) descreve como os moradores de Tóquio

desempenharam um papel relevante na revitalização de cursos d'água e canais: “Áreas com fontes de água propiciam aos cidadãos um conforto e diversão, assim como um lugar para observar a natureza e contemplar a paisagem”. Infelizmente, a urbanização intensiva que tem ocorrido na cidade de Tóquio durante as últimas décadas tem resultado na forte degradação dos cursos d'água, incluindo o total desaparecimento de alguns córregos.

Em muitos locais implantados nos EUA, sistemas de tratamento utilizando bacias de retenção alagadas são usados para aumentar o valor imobiliário das propriedades localizadas nas vizinhanças. As figuras **2.9a** e **2.9b** mostram dois exemplos desse tipo de intervenção (em Austin, TX e no Lago Oswego, OR, respectivamente). Muitas pessoas gostam de viver perto das bacias de tratamento do tipo alagadas, sendo que o valor de suas propriedades é tipicamente maior do que aquelas que estão mais afastadas, MARSALEK *et al.* (1982). Esses autores também fazem indicação que os pequenos sistemas de alagados estão menos sujeitos a contestações judiciais que as grandes bacias de retenção. DEBO e RUBY (1982) fizeram um resumo a partir de um levantamento conduzido na cidade de Atlanta, GA, com moradores da proximidade de um sistema de 15 pequenas bacias de retenção e descobriram que praticamente a metade dos entrevistados, não fazia idéia da existência destes dispositivos. WIEGAND *et al.* (1986) descobriram que as wetlands, quando adequadamente operadas, são as preferidas por moradores quando comparadas com outras práticas de controle de cheias urbanas.



Figura 2.9(a) - Propaganda dos benefícios do sistema de tratamento (Austin,Texas)



Figura 2.9(b) - Valorização dos imóveis (Lake Oswego, Oregon).

A figura 2.10 mostra uma vista parcial da Lagoa Rodrigo de Freitas-RJ, uma das áreas mais valorizadas na cidade. Este corpo hídrico recebe toda a carga de poluição durante as enchurrada sem qualquer tratamento, apesar de ser o maior espaço em termos diversidades de lazer e recreação da zona sul carioca.



Figura 2.10 – Lagoa Rodrigo de Freitas – RJ (vista da sede náutica do CRVG).

### 2.2.2 Prevenção de Cheias

Vários problemas são causados pelo incremento da vazão de pico, que está intimamente associado ao aumento das taxas de escoamento superficial e ao decréscimo do tempo de concentração da bacia de drenagem. Devido às altas vazões em trânsito, durante a época de águas altas, é comum os rios urbanos apresentarem vazões menores que as vazões mínimas históricas durante o período de estiagem, devido a menor recarga do lençol freático. As obstruções e pedregulhos naturais que existiam originalmente nos rios e canais, que ajudam na manutenção da vida aquática, tipicamente prejudicam o sistema de drenagem, e por isso são freqüentemente removidos para melhorar a condutância dos canais e vias. Outros conflitos comuns estão associados à construção de canais de drenagem prismáticos (Figura 2.11), enquanto que o ecossistema aquático necessita de uma diversidade de características de canais e reentrâncias. Este conflito deve ser resolvido através de um planejamento integrado, incluindo controle das fontes e controles de drenagem que impliquem efeitos mínimos na vida aquática. A solução ótima deve fornecer os benefícios de controle de cheias e drenagem eficientes, enquanto preserva um habitat biológico adequado, BURTON e PITT (2002).



Figura 2.11 - Canalizações na bacia do rio Joana-RJ

### 2.2.3 Usos Recreativos

Para esse uso em especial, a preocupação básica é com os odores, lixo, aparência (estética), acessos (pontes e caminhos) e controles de níveis. A segurança é um item importante em áreas urbanas onde crianças freqüentemente brincam perto dos corpos d'água, (Figuras 2.12 e 2.13). A boa estabilidade dos taludes e o controle de flutuação rápida de níveis são de vital importância. Excessivo crescimento de algas, acompanhados de odores e péssimo visual, também podem ocorrer ao longo de rios impactados, e cursos d'água e canais urbanos (Figura 2.14). Alguns controles simples foram instalados em determinadas áreas para reduzir o impacto estético (Figura 2.15). Esse último tipo de dispositivo poderia ter evitado impactos visuais, além de outros, como os apresentados na praia de São Conrado, RJ (Figura 2.16 a 2.17), CAMPOS (2000).



Figura 2.12 - Crianças brincando em um córrego urbano



Figura 2.13 - Praia de rio na região metropolitana em Navesink, NJ



Figura 2.14 - Algas e materiais Flutuantes, Orlando



Figura 2.15 - Dispositivo de controle



Figuras 2.16- A chuva forte causou ressaca e levou sujeira à praia.



Figura 2.17 - Lixo se acumula na praia em São Conrado.

#### **2.2.4 Usos Biológicos**

Este uso também é importante, sendo definido de diferentes formas por diversos autores. É pouco razoável se esperar que as condições naturais dos corpos receptores sejam uma realidade em rios urbanizados ou com bacias ocupadas pela agricultura, onde os impactos ambientais são inevitáveis. Busca-se uma diversidade da vida aquática a níveis aceitáveis e a ausência de episódios de mortandade de peixes. Espécies tidas como sensíveis são prováveis vítimas em córregos urbanizados e por isso necessitam de atenção especial. Os impactos mais importantes que atuam sobre a vida aquática são do tipo: destruição do habitat (incluindo desestabilização dos canais e das margens, sedimentação e perda de áreas de refúgio e de vegetação), flutuação das vazões, contaminação das águas no período de estiagem, sedimentos contaminados e possível degradação da qualidade da água na época das cheias. A diminuição da recarga dos lençóis subterrâneos e aumento da vazão de pico durante as tempestades são associados com o decréscimo de vazões no período de estiagem. A vida aquática sofre um estresse adicional durante o período de estiagem, devido ao acréscimo de temperatura e a simples diminuição da mobilidade e oportunidades de alimentação, BURTON e PITT (2002).

#### **2.2.5 Usos Relacionados à Saúde do Homem**

Em boa parte do país, os escoamentos provindos de áreas urbanas e agricultáveis drenam suas águas para mananciais de abastecimento público, áreas de recreação e lazer ou de pesca. Nesses casos, uma preocupação está especialmente relacionada aos produtos tóxicos e organismos patogênicos. Estações de tratamento para abastecimento público são freqüentemente afetadas por águas residuárias lançadas nas áreas drenadas pelos seus mananciais e por essa razão são projetadas para reduzir e monitorar os constituintes mais preocupantes. À medida que as descargas de montante aumentam, o tratamento se torna mais difícil e oneroso, aumentando também a probabilidade de um surto de doenças com sérias conseqüências, BURTON e PITT (2002). Praias e regiões de banho, na região urbana, tem apresentado uma maior freqüência de alertas de proibição de uso, devido às altas contagens de bactérias após eventos de chuva. Apesar da pesca em áreas urbanas e de agricultura intensiva serem práticas comuns (Figuras 2.18), muitas municipalidades estão colocando avisos de advertência para desencorajar esta prática (Figura 2.19)



Figura 2.18 Pesca na zona urbana no rio Neva, St. Petersburg, Rússia



Figura 2.19 Cartaz de advertência em Village Creek, Alabama.

## Capítulo 3 – Pesquisa Bibliográfica

### 3.1 Qualidade da Água

#### 3.1.1 Generalidades

Um estudo da qualidade da água realizado por CHUI (1997) em duas bacias hidrográficas urbanas, adjacentes à cidade de Singapura utilizou o monitoramento contínuo das precipitações e vazões, e amostragem sistemática do ESMU. Foram derivadas correlações entre a CME para sólidos em suspensão (SS) e a demanda química de oxigênio (DQO) com o período seco antecedente e as características da precipitação.

VANBUREN *et al.* (1997) conduziram um estudo durante três anos avaliando as descargas de uma área de estacionamento sobre uma lagoa no próprio leito do rio e concluíram que a melhor distribuição estatística entre o escoamento do lote de estacionamento e o escoamento de base do córrego seria a distribuição log-normal, enquanto se mostrou pouco adequada para o evento de vazão e o escoamento de base da lagoa. Esses autores aplicaram uma distribuição do tipo normal para os constituintes solúveis (sólidos, solúveis, cloretos, sulfatos e DQO) e a vazão de saída da lagoa.

MUNN e GRUBER (1997) estudaram as relações entre o uso da terra e compostos organoclorados encontrados nos sedimentos fluviais e nos peixes no platô central Columbia a leste de Washington e do Idaho e reportaram que a maioria dos compostos organoclorados continua presente no meio ambiente.

LINE *et al.* (1997), desenvolveram um programa de amostragem no estado da Carolina do Norte que coletou a primeira descarga em 20 diferentes localidades, cobrindo dez diferentes grupos de indústrias. Os compostos Zn e Cu foram os metais mais comuns encontrados enquanto outros poluentes incluindo orgânicos voláteis e semivoláteis, pesticidas e poluentes convencionais, especialmente, nutrientes e sólidos, apresentaram altas concentrações quando quantidades significativas de resíduos biológicos ou solo exposto estão presentes. MUSCARA *et al.* (1997) reportou poluentes típicos, isto é, Fe, Zn, Níquel (Ni), nitrogênio-nitrato e nitrogênio-nitrito, produzidos numa área de construção de uma auto-estrada nas imediações de Houston, Texas.

THOMSON *et al.* (1997a) examinaram as relações entre parâmetros substitutos (SS, TSD, total de sólidos voláteis e carbono orgânico total) e outros constituintes de interesse (ex. metais, espécies iônicas e nutrientes) utilizando o banco de dados de amostras coletadas nas auto-estradas de Minnesota para análise de regressão. Encontraram que as relações dos constituintes metais e nutrientes eram limitadas às áreas urbanas com condições ambientais similares. De posse dos resultados de monitoramento e de um modelo estatístico, THOMSON *et al.* (1997b) concluíram que aproximadamente 15-20 amostras são necessárias para fornecer uma boa estimativa da CME para SS, TSD, COT e Zn.

### **3.1.2 Lixo**

ARMITAGE e ROOSEBOOM (2000a) demonstraram que uma grande quantidade é transportada nos escoamentos urbanos na África do Sul e que a quantidade de lixo produzida estava relacionada ao uso da terra, cobertura vegetal, nível de limpeza das ruas e ao tipo de chuva. Os benefícios advindos da redução foram documentados utilizando os seus trabalhos na Austrália e na Nova Zelândia, e apresentaram equações de projeto para o dimensionamento de coletores (alçapões) de lixo e detritos grosseiros ARMITAGE e ROOSEBOOM (2000b). NEWMAN *et al.* (2000a) caracterizaram os resíduos flutuantes carregados pelo escoamento superficial urbano. Os resultados desse estudo devem ser utilizados para o desenvolvimento de modelos de transporte para prever o movimento e o controle destes materiais flutuantes.

A principal fonte de lixo no canal de Bristol no Reino Unido foi atribuída como de origem fluvial, derivada do sistema de esgotamento sanitário combinado (WILLIAMS e SIMMONS, 1997a). Segundo WILLIAMS e SIMMONS (1997b), a limpeza das margens dos rios fornece uma informação valiosa sobre a acumulação e movimentação do lixo, mostrando uma correlação nítida entre os eventos de cheias e o movimento dos lixos. Neste mesmo trabalho, mostra-se que o lixo e os detritos grossos têm uma produção crescente durante os eventos de cheias.

### **3.1.3 Nutrientes**

BALL e ABUSTAN (2000) investigaram a exportação de fósforo de uma bacia urbana em Sidney, New South Wales, Austrália e derivaram uma relação entre sólidos inorgânico em suspensão e o fósforo particulado para essa bacia de captação. Esses

resultados objetivam sua aplicação na previsão do desempenho de bacias de retenção ou de wetlands para o tratamento do escoamento urbano.

Cento e sessenta e dois testes de erosão induzida de solo foram conduzidos por LIU *et al.* (1999), para auxiliar a previsão da perda de solo e o subsequente aumento na produção de sólidos em suspensão total. Esses autores concluíram que a perda de solo era dependente da intensidade das precipitações, da tensão cisalhante do solo e resistência à compressão.

JAMES e GRACIE (1999), após seis anos de monitoramento das vazões e QA, concluíram que o constituinte nitrato parece ser o poluente primário de origem agrícola como de maior preocupação em Walnut Creek, o estado da Califórnia. Apontaram que as práticas de gestão para reduzir a lixiviação de NO<sub>3</sub> dos campos e o aumento da remoção nos sistemas urbanos deveriam receber uma consideração prioritária.

#### **3.1.4 Microorganismos**

Como parte de um exercício de modelagem para a previsão de retirada da restrição de fechamento para banho de mar após um evento de tempestade, JIN *et al.* (2000) caracterizaram o movimento de organismos indicadores (*E. coli*, *enterococci* e coliformes fecais), lançados a partir de emissários de drenagem pluvial no Lago Ponchartrain na praia de Lincoln no estado de Nova Orleans. Eles encontraram que, como esperado, um rápido decréscimo da concentração de organismos na região próxima do ponto de lançamento e que para o intervalo de dois ou três dias após o bombeamento, a concentração de organismos indicadores na praia de Lincoln ficou abaixo dos padrões sanitários estabelecidos por lei para o uso de contato direto para o banho. Os dados coletados por esses autores mostraram que *E. coli* foi o melhor organismo indicador para os ambientes aquáticos de água doce, enquanto *enterococci* mostrou-se mais adequado para ambientes marinhos.

FRANCY *et al.* (2000) relacionaram as fontes potenciais de microorganismos (coliformes totais, *E. coli* e *Clostridium perfringens*) aos corpos hídricos. Em geral poucos organismos foram encontrados nas águas subterrâneas. Os autores descobriram que o tipo de uso da terra apresentou a maior influência na concentração de indicadores bacteriológicos nas correntes, enquanto a presença de sistemas sépticos e poços profundos possuem a maior influência na concentração de bactéria em águas subterrâneas.

SKERRET e HOLLAND (2000) descobriram que a ocorrência de *Cryptosporidium oocyst* em áreas da cidade de Dublin, Irlanda, aumentavam após tempestades severas. Seus resultados também mostraram que o *Cryptosporidium oocyst* estava amplamente disperso nos ambientes aquáticos nas áreas de Dublin.

BORST e SELVAKUMAR (2003) investigaram os efeitos de adição e agitação de compostos químicos antes da análise da concentração de microorganismos presentes no escoamento urbano de um único evento de tempestade de verão para determinar se os organismos associados às partículas ou escondidos nelas possuem um papel significativo. O método padrão de filtração por membrana foi utilizado para a contagem dos microorganismos. Todos os microorganismos, com exceção do *Escherichia coli*, mostraram um aumento na concentração medida após a mistura da amostra a 22000 rpm com ou sem a adição de reagentes químicos. A não ser o streptococci fecal, a concentração de organismos decresceram com a adição da solução de Camper tanto nas amostras misturadas e não misturadas antes das análises. Os resultados não mostraram correlações entre o aumento das concentrações de coliforme total, coliforme fecal e streptococcus fecal com o tamanho médio das partículas.

### **3.1.5 Toxicidade**

PARKER *et al.* (2000) analisaram os sedimentos encontrados no escoamento superficial urbano na área metropolitana de Phoenix, Arizona. Eles descobriram que o conteúdo inorgânico do sedimento é similar com aqueles apresentados nos solos não impactados pelo escoamento urbano. A concentração de metais (Cd, Cu, Pb e Zn) obtida foi elevada, todavia abaixo dos níveis que necessitem de remediação. As concentrações de Arsênico encontradas também estavam altas, todavia verificou-se que a fonte era geológica e não antropogênica. Clordane, DDT, dieldrin, toxaphene e PCBs foram encontrados nos sedimentos em todas as estações de amostragem. A toxicidade do sedimento foi detectada, mas não pode ser explicada baseada nos resultados químicos.

LOVE e WOOLLEY (1999) encontraram que a toxicidade do escoamento urbano estava muito mais alta do que o do esgoto tratado. O projeto chamado Concord, financiado pela EPA, examinou a necessidade de tratamento do escoamento para o reuso. O escoamento urbano da região de serrarias na Columbia Britânica foi monitorado quanto à toxicidade por BAILEY *et al.* (1999), que encontrou em 42 de 58

amostras toxicidade a filhotes de truta arco-íris. Cátions bivalentes, especialmente zinco, foram à fonte mais comum de toxicidade.

Um estudo de toxicidade do escoamento urbano da baía de Santa Mônica, Califórnia, contemplou a análise de amostras de águas superficiais e amostras de sedimentos que se seguiram a quatro eventos de cheias significativos. A toxicidade esteve presente nas amostras de água na zona costeira e era proporcionais a concentração no escoamento na pluma e as mudanças nas características do sedimento, tais como granulométrica e carbono orgânico total, também ficaram evidentes, BAY *et al.* (1998).

### **3.1.6 Metais Pesados**

WILLIAMSON e MORRISEY (2000) modelaram o aumento de metais pesados (Pb, Zn e Cu) em estuários urbanos devido à contaminação do escoamento superficial, sendo o modelo baseado no comportamento dos metais no escoamento em si e durante o transporte no estuário.

O escoamento superficial urbano foi alvo de estudo por BATISTA NETO *et al.* (2000) como fonte potencial das concentrações de metais (Pb, Zn, Ni, Cu e Cr) encontrados no levantamento de Jurujuba localizado no sudeste Brasileiro. Análise de amostras de sedimentos indicou um aumento na concentração de metais ocorreu na época em que uma rápida urbanização teve início na bacia hidrográfica.

BARBOSA e HVITVED-JACOBSEN (1999) examinaram os metais pesados no escoamento de auto-estradas em Portugal. As concentrações de Cd e Cr usualmente ficaram abaixo do limite de detecção (1µg/L), os níveis de cobre ficaram entre 1 e 54 µg/L, chumbo entre 1 e 200 µg/L e zinco entre 50 e 1460 µg/L. A redução do valor de pH provocou o aumento da desorção dos valores retido de Zn, Cu e Pb contidas no solo das estruturas de barragens dos reservatórios de tratamento destas águas.

Um estudo conduzido por SANSALONE e BUCHBERGER (1997) analisou o escoamento urbano de cinco localidades de uma auto-estrada de alto tráfego em Cincinnati, Ohio. Eles descobriram que a concentração média do evento (EMC) de Zn, Cd e Cu excederam os padrões de qualidade de água para lançamento. Além disso, notou-se que os constituintes Zn, Cd e Cu estão principalmente na forma dissolvida

enquanto os outros metais, isto é, Pb, Fe e Alumínio estão principalmente aderidos às partículas.

### 3.1.7 Orgânicos Tóxicos

SHINYA *et al.* (2000) investigaram a concentração de metais e hidrocarbonetos aromáticos policíclicos, PAHs, no escoamento oriundo de quatro sistemas de drenagem urbano-rodoviária. Os resultados mostraram o fenômeno de primeira descarga (“first flush”) tanto para os metais e para PAHs. A maioria dos metais estava aderida às partículas, assim como as PAHs de maior peso molecular. Fenantreno, fluoranteno e pireno contabilizaram cerca de 50% do total quantificado de PAH em cada amostra.

SMITH *et al.* (2000a) analisaram PAHs no escoamento de quatro localidades em áreas urbanas: um posto de gasolina, uma rampa de acesso de uma rodovia e em dois estacionamentos de alto e baixo volumes de tráfego. O local do posto de gasolina produziu o mais alto valor da carga total de PAH (2.24g/ano/m<sup>2</sup>), seguido pelo estacionamento de alto volume de tráfego (0.0556g/ano/m<sup>2</sup>), a rampa (0.052g/ano/m<sup>2</sup>) e o estacionamento de baixo tráfego (0.0323g/ano/m<sup>2</sup>). As concentrações de PAHs normalmente se apresentaram maiores durante a primeira descarga do escoamento superficial e rapidamente decaíram com o passar do tempo.

As variações sazonais de herbicidas (diuron e simazine) nos escoamentos urbanos foram examinados por REVITT *et al.* (1999). A concentração de herbicidas foi maior durante os eventos chuvosos, com o máximo nível registrado de diuron com 238µg/L e de simazine com 2.2 µg/L. O valor de extremo máximo ocorreu durante o evento chuvoso, que se seguiu logo após a aplicação do herbicida. Durante este evento, mais de 45% do volume aplicado de diuron foi perdido para o escoamento.

LOGANATHAN *et al.* (1997) avaliaram as fontes de bifenóis policlorinados (PCB) em CSO lançado no rio Buffalo, N.Y. analisando o esgotamento sanitário e combinado, as deposições atmosférica seca e úmida e amostras de poeiras das ruas dos coletores do distrito da rua Babcock. A composição congênere (do mesmo tipo) do PCB sugeriu que a poeira contaminada da rua é uma das fontes potenciais de PCB no CSO e no rio Buffalo.

### 3.1.8 Granulometria e Deposição de Partículas

GROUT *et al.* (1999) investigaram a composição e morfologia de materiais coloidais que entram nos cursos d'água urbanos (Brays Bayou, Houston, Texas), durante um evento chuvoso. Foi realizada uma análise do carbono orgânico, Si, Al, Fe, Cr, Cu, Mn, Zn, Cd, Mg e Ca sobre uma fração de material que passou no filtro de 0.45  $\mu\text{m}$ . Esta fração, tradicionalmente definida como “dissolvida”, foi ainda mais fracionada por ultracentrifugação nas frações coloidal e dissolvida.

ANDRAL *et al.* (1999) analisaram a granulometria e velocidade de decantação das partículas de amostras de escoamento urbano de oito eventos chuvosos da auto-estrada A9 na região de Kerault, França. Os autores concluíram que para tratar eficientemente o escoamento as partículas menores que 50  $\mu\text{m}$  em diâmetro (que representam aproximadamente 3/4 das partículas analisadas, em peso) devem ser capturadas. O tamanho médio das partículas das amostras analisadas ficou em torno de 15  $\mu\text{m}$ . A velocidade de queda destas partículas também foi estudada. As velocidades médias de queda das partículas menores que 50  $\mu\text{m}$  variaram na faixa de 2.5 a 3.3m/h, enquanto as partículas maiores contidas na faixa de 50 a 100 $\mu\text{m}$  em diâmetro apresentaram velocidades de queda variando de 5.7 a 13 m/h.

KRISHNAPPAN *et al.* (1999) examinaram a distribuição granulométrica dos sólidos em suspensão em um reservatório de detenção alagado. Eles utilizaram um equipamento submersível a laser para analisar o tamanho das partículas, que possibilitou examinar suas características sem perturbar a amostra. Eles encontraram que os sólidos em suspensão eram em sua maior parte constituídos de flocos, com tamanho máximo variando de 30 $\mu\text{m}$  (inverno) a 212 $\mu\text{m}$  (verão). Concluíram que os flocos de tamanho entre 5 a 15 $\mu\text{m}$  devem depositar mais rápido que tanto as partículas primárias menores de densidade maior e que flocos um tanto maior de densidade mais baixa. Os flocos maiores apresentaram-se mais suscetíveis a uma quebra pela ação da turbulência.

CHARACKIS e WIESNER (1997) caracterizaram a qualidade da água e a distribuição granulométrica do escoamento urbano de dois eventos chuvosos, que indicaram relações potenciais entre o par zinco/carbono orgânico e ferro/macrocólóides (0.45 $\mu\text{m}$ -20 $\mu\text{m}$ ). Os resultados também indicaram que a concentração de no número iônico das partículas, carbono orgânico, sólidos em suspensão, Fe e Zn aumentou

durante as chuvas mas não mostrou qualquer evidência do efeito de primeira descarga (“first flush”).

As características dos sólidos sedimentáveis são muito importantes no projeto de dispositivos de CSO e estruturas de controle de sedimentação de escoamentos urbanos. PISANO (1996) apresenta uma coletânea de mais de 15 anos de dados obtidos nos Estados Unidos, separados por tipo de sistema de esgotamento.

### **3.1.9 Óleos e Graxas**

Estudos sobre o lançamento de escoamentos contendo óleos e graxas em áreas da Baía de São Francisco, mostraram que freqüentemente a concentração excedia de forma dramática valores na faixa 10-15 mg/l, que são os níveis tipicamente permitidos para descargas de fontes pontuais (STENSTROM *et al.*;1982, 1984). A carga total de fontes não-pontuais de óleos e graxas lançados na baía foi estimada compreendida na faixa entre 5 e 10 milhões de libras por ano, para chuvas médias, comparadas com cerca de 11 a 15 milhões de libras por ano descarregas de fontes pontuais (SILVERMAN *et al.*, 1985).

SILVERMAN e STENSTROM (1982a) estudaram dispositivos especiais para a dispersão e emissários submarinos para mitigar os efeitos de óleos e graxas dos escoamentos de enxurradas. SILVERMAN e STENSTROM (1982b) estudaram o uso de cinturões verdes, principalmente em estacionamentos, para controlar os efeitos de óleos e graxas dos escoamentos superficiais.

## **3.2 Fontes de Poluição**

### **3.2.1 Gerais**

Os hidrólogos já sabem há algum tempo que o escoamento superficial ocorre como resultado tanto do excesso de saturação e de infiltração em solos contendo fontes distribuídas de poluentes. As áreas que apresentam fontes distribuídas devem ser identificadas previamente aos projetos regionais de controle de qualidade da água, ENDRENY e WOOD (1999).

IATROU *et al.* (1996) descreveram os resultados de amostras de água coletadas no sistema de drenagem de New Orleans. Os locais escolhidos para amostragem

representam áreas residenciais, comerciais e industriais. SAKAI *et al.* (1996) mediram as características do escoamento urbano provindo de ruas e superfícies de telhados e encontrou a razão DQO<sub>MN</sub>: T-N na faixa de 3:1 para o caso de telhados e na faixa de 7:1 para o escoamento das ruas. A maioria dos componentes orgânicos e T-P no escoamento das ruas são insolúveis e contem nitrogênio solúvel, que pode ter vindo da contribuição da poluição atmosférica.

NOWAKOSKA-BLASZEZYK *et al.* (1996) estudaram as fontes de poluentes existente no período chuvoso na Polônia. Encontraram que o escoamento urbano de áreas de estacionamento e ruas possuíam as maiores concentrações de SS, DQO, DBO<sub>5</sub> e P<sub>b</sub>, enquanto que o fósforo veio na sua maioria de escoamentos de áreas paisagísticas.

GROMAIRE-MERTZ *et al.* (1999) coletaram o escoamento urbano de 4 telhados, 3 pátios e 6 ruas em uma bacia experimental no centro de Paris, França, e analisaram as amostras para SS, SSV, DQO, DBO<sub>5</sub>, hidrocarbonetos e metais pesados tanto na fração dissolvida como na particulada. O escoamento das ruas mostrou altas cargas de SS, DQO e hidrocarbonetos e o escoamento dos telhados apresentou altas concentrações de metais pesados.

O escoamento urbano é um dos principais processos no qual os radionuclídeos depositados na superfície do ambiente migram tanto na forma particulada quanto dissolvida. AMANO *et al.* (1999) concentraram-se na capacidade de transferência dos radionuclídeos de vida longa no incidente de Chernobyl, gerados na superfície dos solos e transportados para os rios na forma dissolvida.

O escoamento urbano da área do pátio de manobras e circulação do Porto de Tauranga, Ilha Norte, Nova Zelândia, mostrou que suas águas contêm concentrações significativas de resina ácida (ácido dehidroabético), TIAN *et al.* 1998. Amostras de sedimentos marinhos foram coletadas na região adjacente aos pátios, sendo analisadas para determinar a extensão dos depósitos da resina ácida. A concentração de parâmetros convencionais, isto é, DBO, DQO e SS, e 123 poluentes prioritários foram coletados e analisados do escoamento superficial, não tendo achado níveis alarmantes. Apenas cerca de 1-13% de DQO era biodegradável e da mesma forma a concentração de SS, sugerindo que o controle de SS diminuiria a DQO também, DE HOOP *et al.* (1998)

### 3.2.2 Atmosférica

Em um estudo da influência da deposição atmosférica sobre a concentração de mercúrio, cádmio e PCB em escoamentos urbanos, ATASI *et al.* (2000) encontraram que a deposição atmosférica era a fonte primária destes compostos nas águas superficiais por eles coletadas. Os autores argumentam que a contribuição da deposição atmosférica deve ser levada em conta tanto como fonte de poluentes, mas também no planejamento de controle de poluição.

As deposições atmosféricas, contaminadas em várias gradações, podem ser uma fonte significativa de fósforo transferida ao sistema aquático do Sul da Florida. Baseado em análise de dados de 115 estações de monitoramento, um valor de corte, utilizado para controle de qualidade, de 130 Fg/L foi determinado (AHN, 1999).

ATASI *et al.* (1999) utilizaram equipamentos altamente especializados e metodologia analítica ultralimpa para quantificar a concentração ou os fluxos de mercúrio, cádmio e PCB no ar ambiental, na precipitação, escoamento superficial, esgoto sanitário e esgotos tratados na cidade de Detroit, Michigan. A deposição atmosférica foi apontada como a fonte primária das massas de Cd, Hg e PCB, no escoamento urbano das diversas áreas monitoradas. SHIBA *et al.* (1999) também investigaram o papel da deposição atmosférica como fonte de poluentes dos escoamentos urbanos. Eles encontraram que as substâncias químicas presentes na precipitação constituíam uma importante fonte de poluentes.

Os resultados do monitoramento de dez bacias hidrográficas indicaram que o Fósforo orgânico e Carbono se correlacionaram à concentração de partículas em suspensão, que difere de bacia para bacia. Estimativas recentes também sugerem que 40% da carga de nitrogênio (N) provindo da bacia de captação e lançado na baía de Chesapeake tem origem na deposição atmosférica, 33% de resíduos de criação de animais e 27% da aplicação de fertilizantes, JORDAN *et al.* (1997).

TIMPLE (1999) descreve que o objetivo de seu projeto é contribuir para o conhecimento das relações e influências da deposição atmosférica na qualidade das águas superficiais, principalmente a carga de nitrogênio. Segundo o autor, o projeto possui dois objetivos principais a saber: estimar a carga total de nitrogênio no escoamento devido à deposição atmosférica versus outras fontes provenientes da área de

captação urbana/residencial da bacia hidrográfica da Baía de Tampa na Flórida e em segundo lugar estimar as taxas de retenção de nitrogênio. A amostragem das águas de duas bacias hidrográficas urbanas residências utilizou equipamento de coleta automática. Estes dispositivos permitiram a determinação das fontes distribuídas de nitrogênio, aplicando-se a elas as técnicas padrão de amostras compostas. A amostragem da deposição atmosférica seca e úmida localizou-se nas redondezas da estação ponte Gandy, permitindo a quantificação das entradas correspondentes a essas fontes. O estudo concluiu que cerca de 28% das fontes difusas de nitrogênio estavam diretamente atribuídas à deposição úmida atmosférica, sendo que a restante proveniente da bacia hidrográfica. A contribuição total da deposição atmosférica para a baía via descargas de fontes distribuídas é comparativamente maior, mas ocorre através de processos indiretos e que não puderam ser completamente quantificadas durante o estudo.

### **3.2.3 Telhados e Coberturas**

ZOBRIST *et al.* (2000) examinaram os potenciais efeitos do escoamento de telhados no sistema de drenagem urbana de três diferentes tipos de coberturas: telhado inclinado de barro, telhado inclinado de poliéster e um telhado horizontal de pedra. Os escoamentos dos dois telhados inclinados apresentaram uma alta concentração durante o “first flush” com um rápido declínio para níveis mais baixos. O telhado horizontal de pedra apresentou baixas concentrações muito devido à permanência dos poluentes estagnados nas poças, sendo que as pedras atuaram como um reservatório de detenção. A carga de poluentes ficou semelhante à deposição atmosférica, com exceção do cobre proveniente da corrosão dos drenos (taxa em cerca de  $5\text{g/m}^2/\text{ano}$ ).

FOERSTER (1999) reportou estudos que investigaram as fontes de poluentes do tipo telhados e coberturas. Amostras do escoamento foram tiradas de um sistema de telhados experimentais contendo cinco diferentes tipos de material de cobertura e de telhados residenciais de cinco diferentes localizações em Bayreuth, Alemanha. Encontrou-se que as fontes locais (PAH de sistemas de arrefecimento), as dissoluções de componentes metálicos do sistema de telhados e a poluição do ar existente no ambiente foram as principais fontes da poluição. Eles encontraram que o fenômeno de “first flush” provindo dos telhados era altamente poluído e que deveria ser tratado de forma especial. Os autores concluíram que os telhados que possuíam peças metálicas

não deveriam ser conectados aos dispositivos de infiltração uma vez que as concentrações de cobre e zinco excediam em muito os valores máximos permitidos. Eles também examinaram telhados “verdes“ a título de comparação de resultados. A lixiviação de superfície não protegida de zinco nos telhados “verdes” resultou em concentrações extremamente altas no escoamento. Em oposição os telhados “verdes” se mostraram aprisionadores de PAH.

#### **3.2.4 Auto-estradas e Rodovias**

O escoamento de auto-estradas apresenta cargas significativas de metais pesados e hidrocarbonetos. De acordo com a legislação Alemã, este escoamento deve ser infiltrado em diques para fornecer recarga nos aquíferos. Para investigar os efeitos da descontaminação dos diques gramados, foram tomadas diversas amostras de perfil de solos ao longo de auto-estradas com alto tráfego. Os solos foram analisados para caracterizar a contaminação em relação à distância e profundidade para o constituinte chumbo, zinco, cobre, cádmio e PAH, DIERKES e GEIGER (1999).

A QA proveniente de rodovias na região de Austin, Texas, particularmente em três localidades da auto-estrada MoPac, quanto à concentração de constituintes, foi similar em relação aos valores médios compilados pelo levantamento nacional de QA de estradas, BARRETT *et al.* (1998a). Uma vala gramada construída do lado que possui o coeficiente de escoamento superficial mais baixo devido à infiltração, reduziu a concentração da maioria dos constituintes.

Em São Francisco, Califórnia, para partículas de PAH tanto no modo ultrafino ( $< 0.12 \mu\text{m}$ ) quanto no modo de acumulação ( $0.12\text{-}2 \mu\text{m}$ ) são derivadas de veículos movidos a diesel, enquanto que veículos movidos à gasolina emitem PAH de peso moleculares maior, principalmente no modo ultrafino. Grandes veículos de carga com motor diesel foram considerados fontes importantes de partículas finas de carbono (MIGUEL *et al.*, 1998). Em um estudo europeu, 90% das partículas de uma área de captação de uma rodovia eram menores que  $100\mu\text{m}$ . As partículas menores que  $50\mu\text{m}$  foram analisados por difração a raios-X, termogravimétrica e massa específica, mostrando conteúdos de 56% argila, 15% quartzo, 12% giz, 9% matéria orgânica, 5% feldspato e 2% dolomita, ROGER *et al.* (1998).

### **3.2.5 Extravasamento de Sistema Combinado de Esgoto**

A Agência de Proteção Ambiental, EPA (1996) conduziu estudos de caso para examinar os efeitos do CSO sobre a integridade biológica em alguns rios em Ohio e Nova Iorque, utilizando protocolos rápidos de bioensaios. Os resultados foram comparados com levantamentos históricos conduzidos nos mesmos rios.

WATER ENVIRONMENT & TECHNOLOGY (1996) reportou que a contagem de coliformes fecais decresceu de cerca de 500/100ml para 150/100ml no rio Mississippi, após o programa de separação de sistemas de drenagem das cidades de Minneapolis e St. Paul, MN. Um total de 8500ha de sistemas de esgotos combinados foram separados em um programa que durou 10 anos e custaram \$332 milhões.

O resultado de amostras de sedimentos coletadas nas adjacências de CSO ao longo do baixo curso do rio Passaic em Nova Jersey, indicaram que os sedimentos próximos aos extravasores de CSO estavam contaminados com uma gama de químicos incluindo metais tóxicos, PAH, PCB, pesticidas e outros compostos orgânicos. A distribuição espacial destes compostos fortemente sugere que o CSO era a fonte primária de contaminação perto destes lançamentos, IANNUZZI *et al.* (1997).

### **3.2.6 Despejos Ilegais**

MCGEE *et al.* (2000) investigaram as fontes potenciais do indicador bactéria cuja presença fechava parte da praia de Huntington, no condado de Orange-California. O projeto tinha objetivo de levantar áreas de risco sanitário, e a investigação usou tanto as tecnologias de ponta (radar, sonar e imagens infravermelho) quanto as convencionais (sondas, inspeção dos esgotos por câmeras e poços de monitoramento).

SANGAL *et al.* (1996) conduziram um estudo de viabilidade dentro do projeto nacional demonstrativo de escoamentos urbanos para o rio Rouge, para avaliar a aplicabilidade de isótopos estáveis para identificar ligações clandestinas em três pequenas sub-bacias dentro ou perto do condado de Wayne, MI. Os resultados indicaram que a técnica de isótopos tem uma relação custo-benefício alta e também é robusta para distinguir entre as águas subterrâneas locais e as águas derivadas de lançamentos domésticos, industrial e comercial.

O estado de Baltimore, MD, examinou o seu sistema de drenagem pluvial para detectar entradas clandestinas, STACK e BELT (1996). Cerca de um terço das 344 sub-

bacias na cidade foram selecionadas como fontes potenciais de compostos tóxicos de entradas clandestinas, baseado em análise de surfactantes, fenóis, amônia, Cu, Pb, Zn e hidrocarbonetos de origem do petróleo.

### 3.2.7 Industriais

LEWIS *et al.* (2000) revisaram dados de monitoramento de escoamentos superficiais vindo de distritos industriais que eram lançados na bacia do rio San Gabriel na região de Los Angeles. O resultados desta revisão mostrou que enquanto que as instalações industriais ocupavam menos de 1% da área da bacia, contribuíam com as cargas de 10% a 70% do cobre total e entre 15% e 60% do zinco total. MORENO-GRAU *et al.* (2000) investigaram o conteúdo de metais pesados presentes em aerossóis atmosféricos e matéria particulada em suspensão de área industriais em Cartagena. As indústrias que contribuíam para a contaminação atmosférica com metais incluíam usinas de força, as refinarias, as de metais não-ferrosos, de fertilizantes e estaleiro.

HALL (1996) coletou amostras de dois sistemas de manguezais na região estuarina de áreas altamente urbanizadas, para determinar se os resíduos do processamento de minério de cromite contribuíam significativamente para as altas concentrações de Cromo nos meios bióticos e não-bióticos. Embora as concentrações de Cr, Cu e Pb foram significativamente altas em amostras de sedimentos em comparação ao local de referência, nenhum padrão foi encontrado que explicasse as altas concentrações de metais contido nas amostras.

LINE *et al.* (1996) examinaram o escoamento de dez localidades industriais na Carolina do Norte para uma vasta lista de parâmetros convencionais e substância poluentes do tipo organo-tóxicas. As áreas de refúgio de automóveis nas estradas possuíam as mais altas concentrações de metais, com exceção dos locais com preservação florestal que tinham as maiores concentrações de cromo. Outros poluentes não variaram significativamente entre os diferentes tipos de operação industrial.

## Capítulo 4 – Modelos Empíricos para Avaliação da Produção de Poluentes durante as Enxurradas

### 4.1 Introdução

O escoamento urbano é compreendido de diferentes fases de fluxo. Pode-se incluir o escoamento de base do período de estiagem, fluxo das cheias e o extravasamento do sistema de esgoto combinado. A magnitude relativa destas vazões varia de forma considerável. A estação do ano e o uso da terra tem sido identificados como importantes fatores que afetam o escoamento de base e a QA.

Uma representação imprecisa das fontes de poluição não-pontuais pode levar a projetos sub dimensionados e ineficientes nas medidas mitigadoras, ou a medidas super dimensionadas com gastos financeiros e de manutenção excessivos. É importante também ter um bom entendimento da quantidade de poluentes associados a cada diferente faixa granulométrica.

Tipicamente os modelos enxergam o problema de poluição como um processo composto de três estágios, acumulação de poluentes, lavagem da bacia e transporte pelo sistema de drenagem. A acumulação é o aumento de poluentes na superfície da bacia de captação durante períodos secos e a lavagem é a remoção dos poluentes pela chuva e escoamento superficial. A disponibilidade de poluentes na bacia é tipicamente estimada por uma relação linear, exponencial, potencial ou Michaelis-Menton que é função do número de dias secos anteriores ao evento chuvoso. A lavagem de poluentes é tipicamente modelada por um decaimento exponencial da carga superficial de poluentes disponíveis, sendo a intensidade da chuva, o volume precipitado, a taxa de escoamento ou volume escoado usados como variáveis explanatórias.

Embora diferentes componentes possam ser encontrados no ESMU, é importante focar primeiramente em certos poluentes que podem ser usados como indicadores representativos de outros tantos. Esta seleção é baseada no NURP. O EPA explica esta seleção da seguinte forma:

*“Esta lista inclui poluentes de interesse geral, que são normalmente examinados tanto em estudos de fontes pontuais e não pontuais e que se mostram representativos de importantes categorias de poluentes, notadamente, sólidos, constituintes consumidores de oxigênio, nutrientes e metais pesados.”*

## 4.2 Revisão Bibliográfica

Os principais objetivos da modelagem da qualidade das águas em meio urbano são para: caracterização dos micro poluentes; fornecer as cargas lançadas nos corpos hídricos receptores; dimensionamento das estruturas de controle; realizar uma análise de frequência dos parâmetros de qualidade; e fornecer subsídios para uma análise de custo-benefício (HUBER, 1986; apud TSIHRINTZIS e HAMID, 1997). Os dois primeiros objetivos estão relacionados à magnitude do problema e os demais estão relacionados análise e solução do problema.

Modelos distribuídos são cada vez mais utilizados em estudos regionais. Uma das principais razões é a sua compatibilidade natural com dados “raster” dos Sistemas de Informações Geográficas, SIG. ZECH e ESCARMELLE (1999) investigaram a possibilidade do uso de outras bases de dados, que foram projetados especificamente para a cartografia.

CASSAR e VERWORN (1999) descreveram a atualização de um modelo existente do tipo chuva-vazão, HYSTEM/EXTRAN e o modelo INTL de apoio à decisão para utilização em tempo real.

ZUG *et al.* (1999) descrevem os esforços computacionais e de modelação para simular tanto o controle de cheias quanto à prevenção de poluição na cidade de Gentilly, França. Um modelo matemático foi calibrado de forma satisfatória e também validado para um segundo conjunto de dados, sendo colocado em uso para simular a operação da área da bacia e seus sistemas de drenagem.

AHYERRE *et al.* (1998) examinaram diversos modelos de qualidade de água procurando determinar o porquê de nenhum dos modelos ter conseguido uso generalizado e indicou que a produção e transporte de escoamento poluído em um meio urbano são complexos, envolvendo muitos meios e muitas escalas de espaço e tempo, o que confere a essa categoria especial de modelo um grau de difícil utilização e na maioria dos casos também é dispendioso. Os autores sugerem que deve ser feita uma clara distinção entre os modelos de pesquisa e as ferramentas de gestão.

TENBROEK e BRINK (1996) compararam diversos modelos de simulação contínuos de escoamento urbano, dentre vários os modelos STORM e o SWMM. DONIGIAN *et al.* (1996) compararam os atributos de seis modelos urbanos e de sete não urbanos. MERCER *et al.* (1996) resumiram o uso de uma variedade de modelos

incluindo SWMM, WASP, um Modelo de Gerenciamento de Bacias e P8 como parte do projeto Rouge na região de Detroit, MI. Os atributos de seis modelos de escoamento urbano foram comparados por SHOEMAKER *et al.* (1996).

SWARNER e THOMPSON (1996) apresentaram os resultados de medidas exaustivas e de modelagem dos problemas causados pelo Extravasamento de Sistemas de Drenagem Separados SSO na cidade de Seattle, WA. Os resultados de uma avaliação extensiva de SSO utilizando XP SWMM para o sistema de drenagem da cidade de Miami, FL, são descritos por WALCH *et al.* (1996).

Uma variedade de modelos de simulação do escoamento urbano tem sido lançada no mercado internacional nos últimos anos. NEYLEN *et al.* (1996) descreveram a primeira versão do modelo de gerenciamento de qualidade da água no escoamento urbano da HydroWorks, desenvolvido pela Wallington Software do Reino Unido.

FOLLER *et al.* (1996) mostraram como o MOUSE pode ser usado para otimizar um sistema combinado de drenagem no leste da Alemanha. DEMPSEY *et al.* (1996) descreveram o SIMPOL, um modelo simplificado de qualidade de água urbana desenvolvido como ferramenta de modelagem do programa de pesquisa para o gerenciamento da poluição urbana no Reino Unido. O modelo SIMPOL modela o sistema de drenagem como uma série de reservatórios.

JACK *et al.* (1996) descreveram vários modelos para a caracterização de sedimentos nos esgotos.

O programa de computador, RUNMEAN (RUNOFFMEAN), foi desenvolvido por TSANIS (2000) para estimar a CME de poluentes tóxicos em escoamentos urbanos. Para o conjunto de dados monitorados foram utilizados três métodos de avaliação: método de substituição, método de regressão e o método de máxima verossimilhança modificado. Um arquivo de entrada contendo as informações mais comuns requeridas em estudos de poluição urbana está no formato mais usado pelas bases de dados toxicológicas.

OSUCH-PAJDZINSKA e ZAWILSKI (1998a) em seu artigo apresentam um modelo matemático do tipo determinístico para simular a quantidade e qualidade das vazões carregadas por um sistema de drenagem de águas pluviais para qualquer chuva desejada. É necessário o uso do modelo para calcular o hidrograma e o polutograma em qualquer ponto da rede. O modelo integra cinco submodelos: escoamento superficial,

acumulação de poluentes, carregamento de poluentes, fluxos na rede de drenagem pluvial e um último para o transporte da carga de poluentes na rede de drenagem. Esses mesmos autores em seu segundo artigo (1998b) apresentaram os resultados da calibração e verificação de modelos matemáticos para o cálculo de hidrograma e polutogramas do escoamento urbano. A calibração dos parâmetros do modelo esta baseada nos resultados obtidos a partir de estudos de campo de sub-bacias mistas industrial e residenciais e de apenas residencial com área superficial de 300 ha. O erro relativo foi calculado pela comparação das previsões fornecidas pelo modelo e os resultados da pesquisa de campo.

SWMM (The Storm Water Management Model) é um modelo dinâmico de simulação do tipo chuva-vazão, principalmente, mas não exclusivamente para áreas urbanas, sendo capaz de manipular eventos isolados ou com simulações contínuas. A propagação de vazões é realizada para sistemas de coleta superficial, sub superficial e subterrâneo, incluindo a opção de propagação hidráulica pelas equações dinâmicas completas. O escoamento e sua propagação, afetados por fontes não pontuais de poluição, também podem ser simuladas, assim como o seu armazenamento, tratamento e outras práticas de bom gerenciamento.

O modelo SLAMM é uma ferramenta de gerenciamento de áreas contendo fontes de poluição em bacias urbanas. O modelo foi inicialmente desenvolvido no meio da década de 70, primeiramente como ferramenta de agrupamento de dados dos primeiros projetos de identificação de áreas fonte de poluição e áreas prioritárias de varredura das ruas, financiados pelo programa de controle de poluição de escoamentos urbanos e sistemas combinados de esgotamento da EPA. O modelo foi finalizado durante o projeto NURP e complementado por estudos de campo e programação financiados pelo Ministério de Meio Ambiente de Ontário (CET e McLEAN, 1986, PITT, 1987, PITT e VOORHEES, 1995).

O modelo “Water Quality Analysis Simulation Program” WASP6 (DI TORO *et al.*, 1981), possui uma estrutura generalizada para a modelagem do transporte e decaimento de poluentes em águas superficiais. WASP6 é um programa para a modelagem de sistemas aquáticos em compartimentos, incluindo tanto a coluna d’água quanto à região bêntica. Os processos de advecção, dispersão, carga pontual ou difusa e trocas com o contorno são representados no modelo.

## 4.3 Caracterização dos Poluentes

### Dados e Tabelas Existentes

Os fatores hidráulicos mais importantes que afetam o volume de escoamento são a quantidade de água precipitada e a extensão de superfícies impermeáveis diretamente conectada aos córregos ou ao sistema de drenagem. São ditas áreas diretamente conectadas as ruas pavimentadas, vias, caminhos e áreas de estacionamento que drenam para sistemas do tipo meio-fio e sarjeta, e telhados que drenam diretamente para os canais de drenagem pluvial ou combinada de esgotos.

A tabela 4.1 apresenta dados antigos de QA (APWA 1969). O uso do solo e as áreas fontes possuem efeitos importantes na qualidade das águas. Sabe-se que a concentração de DBO<sub>5</sub>, bactéria e nutrientes presente no ESMU é menor do que a encontrada nos esgotos brutos de águas residuais. Todavia, o escoamento ainda possui uma concentração relativamente alta de bactérias, aliado com altas concentrações de compostos metálicos e alguns orgânicos.

O programa USEPA Nationwide Urban Runoff Program (NURP) encontrou que a concentração de poluentes, os volumes dos escoamentos e em consequência a produção anual de poluentes variam com o uso do solo. Apesar das práticas de desenvolvimento local tornarem o uso do solo um indicador não tão perfeito das características do escoamento urbano, o uso do solo deve ser utilizado como agregado aos indicadores mais apropriados, isto porque os dados de desenvolvimento são tipicamente reportados em função das categorias de uso e ocupação do solo. A quantidade de áreas impermeáveis diretamente conectadas é um ótimo indicador do volume escoado superficialmente de uma área. A extensão de superfícies impermeáveis “efetivas”, todavia, é uma função dos padrões de desenvolvimento (tamanho do lote, uso de drenagens em valas, residências, prédios, tipos de paisagens, etc.) que podem variar, significativamente, dentro de uma mesma categoria de uso da terra (como residencial de média densidade), e também pela idade da urbanização e localização dentro de uma mesma cidade, BURTON e PITT (2002).

BANNERMAN *et al.* (1979) encontraram uma alta correlação entre os valores das cargas dos poluentes e os percentuais de áreas impermeáveis conectadas durante o monitoramento de sete sub-bacias da bacia de drenagem do rio Menomonee: a carga do

poluente afluente ao rio aumentou à medida que cresceu a extensão das áreas impermeáveis diretamente conectadas ao sistema de drenagem das chuvas.

Cidade	DBO <sub>5</sub> (mg/L)	Sólidos Totais (mg/L)	Sólidos em Suspensão(mg/L)	Cloretos (mg/L)	DQO (mg/L)
Oakland, Califórnia					
Mínimo	3	726	16	300	
Máximo	7700		4400	10,260	
Média	87	1401	613	5100	
Cincinnati, Ohio					
Máxima Média do período	12	260			110
Média	17		227		111
Los Angeles					
Média de 1962–63	161	2909		199	
Washington, D.C.					
Mínimo	6		26	11	
Máximo	625		36,250	160	
Média	126		2100	42	
Seattle, Washington	10				
Oxney, Inglaterra	100a	2045			
Moscou, Rússia	186–285	1000–3500a			
Leningrado, Rússia	36	14,541			
Stockholmo, Suécia	17–80	30–8000			18–3100
Pretoria, África do Sul					
Residencial	30				29
Comercial	34				28
Detroit, Michigan	96–234	310–914	102–213b		

<sup>a</sup> Máximo.      <sup>b</sup> Média

Tabela 4.1 - Característica do escoamento superficial de cheias urbanas em estudos anteriores (APWA, 1969).

Um grande número de projetos de monitoramento de QA (tal qual EPA 1983; PITT e MCLEAN 1986) encontraram no ESMU compostos inorgânicos, orgânicos perigosos e substâncias tóxicas. Os dados do NURP, coletados de áreas residenciais, não indicaram qualquer diferença regional nas substâncias coletadas ou nas suas concentrações. Todavia, os dados de áreas residenciais e industriais obtidos por PITT e MCLEAN (1986) na cidade de Toronto chegaram a concentrações significativas e diferenças nas taxas de produção para esses dois tipos de uso do solo e para vazões do escoamento do período chuvoso e de estiagem.

As tabelas 4.2 e 4.3 listam as substâncias orgânicas tóxicas e perigosas que foram encontradas em mais de 10% das amostras de água drenadas de regiões residenciais e industriais. Os pesticidas mostrados foram em sua maioria encontrados no

escoamento de áreas residenciais, enquanto que os outros materiais perigosos prevalecem nas áreas industriais. O escoamento de base durante a estiagem pode ser um importante contribuinte de poluentes perigosos e tóxicos, BURTON e PITT (2002).

<b>Substâncias Perigosas</b>	<b>Áreas Residências</b>	<b>Áreas Industriais</b>
Benzeno	5 µg/L	5 µg/L
Clordane	17 ng/L	—
Cloroformio	—	5 µg/L
Dieldrin	2 a 6 ng/L	—
Endrin	44 ng/L	—
Methoxyclor	20 ng/L	—
Pentaclorofenol	70 a 280 ng/L	50 a 710 ng/L
Fenol	1 µg/L	4 µg/L
Fósforo	0.1 mg/L	0.5 µg/L
Tolueno	—	5 µg/L

Tabela 4.2 - Substâncias perigosas observadas em escoamentos urbanos (EPA 1983; PITT e MCLEAN 1986 (Toronto); PITT *et al.* 1996 (Birmingham)).

<b>GC/MS Voláteis</b>	<b>Áreas Residenciais</b>	<b>Áreas Industriais</b>
1,2-Dichloroethane	—	6 µg/L
Methylene chloride	—	5 µg/L
Tetrachloroethylene	—	alto em algumas áreas fonte
<b>GC/MS Neutros</b>		
Bis (2-ethylene) phthalate	8 µg/L	18 µg/L
Butyl benzyl phthalate	5 µg/L	58 µg/L
Diethyl phthalate	—	20 µg/L
Di-N-butyl phthalate	3 µg/L	4 µg/L
Isophorone	2 µg/L	—
N-Nitrosodimethylamine	—	3 µg/L
Phenanthrene	—	alto em algumas áreas fonte
Pyrene	—	alto em algumas áreas fonte
<b>GC/MS Pesticidas</b>		
BHC	até 20 ng/L	—
Chlordane	até 15 ng/L	—
Dieldrin	até 6 ng/L	—
Endosulfan sulfate	até 10 ng/L	—
Endrin	até 45 ng/L	—
PCB-1254	—	até 630 ng/L
PCB-1260	—	até 440 ng/L

Tabela 4.3 – Outras substâncias tóxicas observadas nos escoamentos urbanos

(EPA 1983; PITT e MCLEAN 1986 (Toronto); PITT *et al.* 1996 (Birmingham)).

As tabelas 4.4 e 4.5 listam valores de frações mássicas de alguns poluentes obtidos por diversos autores em amostras de ESMU.

Parâmetro	Uso do Solo		
	Residencial (mg/kg)	Comercial (mg/kg)	Industrial (mg/kg)
DBO <sub>5</sub> <sup>20</sup>	9200	8300	7500
DQO	20800	19400	35700
Nitrogênio Kjeldahl	1700	1100	1400
Nitrogênio Nitrato	50	500	60
Fósforo	900	800	1200

Tabela 4.4 - Concentração de poluentes convencionais no sedimento urbano. (SARTOR e BOYD, 1972)

As fontes das substâncias tóxicas e perigosas encontradas no escoamento urbano variam enormemente. Os hidrocarbonetos aromáticos policíclicos, o composto orgânico tóxico mais comumente detectado nos escoamentos, é em sua maioria provenientes da combustão de combustível fóssil.

Parâmetro	Residencial (mg/kg)	Comercial (mg/kg)	Industrial leve (mg/kg)	Industrial pesado (mg/kg)	Média ponderada (mg/kg)
Cd	3.0	4.2	4.0	3.9	3.4
Cr	192	225	288	278	211
Cu	93	133	128	107	104
Fe	20600	23300	21800	28600	22000
Pb	1430	3440	2780	1160	1810
Mn	392	397	490	570	418
Ni	28	48	41	37	35
Sr	21	18	27	23	21
Zn	350	520	368	317	370

Tabela 4.5 – Fração de metais no sedimento urbano (AMY *et al.*, 1974).

A tabela 4.6 mostra um resumo das CME calculadas pelo programa NURP para eventos monitorados entre 1979 e 1982 (EPA, 1983). O dados do NURP são os dados disponíveis de QA nos EUA mais detalhados e de livre acesso. Os valores obtidos estão classificados para áreas residenciais, comerciais e mistas. A tabela 4.7 lista valores de poluentes obtidos por DRISCOL *et al.* (1990) e GUPTA *et al.* (1981).

Poluente	Residencial		Uso Misto		Comercial		Área não urbana	
	Mediana	CV <sup>a</sup>	Mediana	CV	Mediana	CV	Mediana	CV
DBO <sub>5</sub> , mg/L	10	0.41	7.8	0.52	9.3	0.31	—	—
DQO, mg/L	73	0.55	65	0.58	57	0.39	40	0.78
TSS, mg/L	101	0.96	67	1.14	69	0.85	70	2.92
Nitrogênio Kjeldahl Total, µg/L	1900	0.73	1288.8	0.50	1179	0.43	965	1.00
NO <sub>2</sub> + NO <sub>3</sub> (N) µg/L	736	0.83	558	0.67	572	0.48	543	0.91
Fósforo Total, µg/L	383	0.69	263	0.75	201	0.67	121	1.66
Fósforo Solúvel, µg/L	143	0.46	56	0.75	80	0.71	26	2.11
Chumbo Total, µg/L	144	0.75	114	1.35	104	0.68	30	1.52
Cobre Total, µg/L	33	0.99	27	1.32	29	0.81	—	—
Zinco Total, µg/L	135	0.84	154	0.78	226	1.07	195	0.66

<sup>a</sup> COV : coeficiente de variação = desvio padrão /média.

Tabela 4.6– Concentração média de poluentes separados por uso do solo (EPA, 1983).

Componente	CME
pH	5.5 – 7.5 <sup>(a)</sup>
TSS	142 mg/L (0.62) <sup>(a)</sup>
Sólidos Voláteis	39 mg/L (0.58) <sup>(a)</sup>
DBO <sub>5</sub> <sup>20</sup>	5 mg/L – 25 mg/L <sup>(a)</sup>
DQO	114 mg/L (0.58) <sup>(a)</sup>
Carbono Total	25 mg/L (0.62) <sup>(a)</sup>
Nitrogênio Kjeldahl	1.83 mg/L (0.45) <sup>(a)</sup>
NO <sub>2</sub> + NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	0.76 mg/L (0.56) <sup>(a)</sup>
Ortofosfato PO <sub>4</sub> - P	0.40 mg/L (0.89) <sup>(a)</sup>
Coliforme Total	260/100ml – 180,000/100ml <sup>(b)</sup>
Coliforme Fecal	20/100ml – 1,900/100ml <sup>(b)</sup>
Streptococos Fecal	940/100ml – 27,000/100ml <sup>(b)</sup>
Óleos e Graxas	5 mg/L – 10 mg/L <sup>(a)</sup>

Os valores entre parênteses são os coeficientes de variação reportados (a) DRISCOL *et al.* (1990); (b) GUPTA *et al.* (1981)

Tabela 4.7 - Concentração média de diversos constituintes em escoamentos urbanos.

A tabela 4.8 mostra a mediana das concentrações de alguns poluentes monitorados e uma bacia de ocupação mista residencial e comercial, e de uma área industrial de Toronto, Ontário, para diferentes fases de escoamento, PITT e MCLEAN (1986). As amostras foram obtidas dos escoamentos de base e do escoamento superficial. Os escoamentos de base possuem de forma surpreendente altas concentrações de diversos poluentes, especialmente de sólidos dissolvidos (resíduo filtrado) e de coliformes fecais da área de contribuição residencial. A concentração de alguns constituintes do escoamento urbano, drenado de áreas industriais foram tipicamente maiores do que as concentrações dos mesmos constituintes de áreas residenciais. A QA do escoamento de base do período chuvoso da área industrial está muito próxima ao valor de QA do escoamento superficial do que a QA das vazões de base das áreas residenciais e seus valores de QA do escoamento superficial. Os dados levantados para os pesticidas e PCBs indicaram que os escoamentos industriais e escoamentos de base contêm tipicamente concentrações muito mais altas desses poluentes do que os escoamentos de áreas residenciais. Da mesma forma, os metais pesados mais comumente analisados prevalecem mais nas águas industriais. Todavia, os herbicidas foram apenas detectados no escoamento de áreas residenciais, especialmente nas vazões de base, BURTON e PITT (2002).

Durante a estação fria, o acréscimo de resíduos filtráveis ficou bastante aparente em ambas as bacias de estudo e em ambas vazões de base. Este aumento foi provavelmente causado pela aplicação de sal nas estradas. Em contraste, a população de bactéria ficou notória mente menor em todas as vazões durante o inverno. Mudanças nas concentrações de nutrientes e metais pesados foram pouco notadas entre as estações de inverno e verão.

BAIRD e JENNINGS (1996) revisaram uma numerosa literatura e bancos de dados de qualidade de água existentes, e compilaram as CME em relação a oito categorias de uso e ocupação do solo e diversos parâmetros. As categorias de uso do solo definidas foram: (1) industrial; (2) meios de transporte; (3) comercial; (4) residencial; (5) agricultura culturas (sequeiro e irrigada); (6) montanhas; (7) áreas não-desenvolvidas ou abertas.

	Escoamento de Base - Verão		Escoamento Superficial - Inverno	
Poluente ( mg/L)	Residencial	Industrial	Residencial	Industrial
Resíduo Total	979	554	256	371
Resíduo Filtrável	973	454	230	208
Resíduo Particulado	<5	43	22	117
Fósforo Total	0.09	0.73	0.28	0.75
Nitrogênio Kjeldahl Total	0.9	2.4	2.5	2.0
Fenólicos (µg/L)	< 1.5	2.0	1.2	5.1
DQO	22	108	55	106
Coliformes Fecais (no./100 mL)	33,000	7000	40,000	49,000
Streptococci Fecal (no./100 mL)	2300	8800	20,000	39,000
Cromo	<0.06	0.42	<0.06	0.32
Cobre	0.02	0.045	0.03	0.06
Chumbo	<0.04	<0.04	<0.06	0.08
Zinco	0.04	0.18	0.06	0.19
	Escoamento de Base - Inverno		Períodos de derretimento - Inverno	
Poluente	Residencial	Industrial	Residencial	Industrial
Resíduo Total	2230	1080	1580	1340
Resíduo Filtrável	2210	1020	1530	1240
Resíduo Particulado	21	50	30	95
Fósforo Total	0.18	0.34	0.23	0.50
Nitrogênio Kjeldahl	1.4	2.0	1.7	2.5
Fenólicos (µg/L)	2.0	7.3	2.5	15.0
DQO	48	68	40	94
Coliformes Fecais (colônias /100ml)	9800	400	2320	300
Streptococcus Fecal (colônias /100ml)	1400	2400	1900	2500
Cromo	<0.01	0.24	<0.01	0.35
Cobre	0.015	0.04	0.04	0.07
Chumbo	<0.06	<0.04	0.09	0.08
Zinco	0.065	0.15	0.12	0.31

Fonte: Pitt, R. e J. McLean. *Humber River Pilot Watershed Project*, Ontario Ministry of the Environment, Toronto, Canada. 483 pp. Junho 1986.

Tabela 4.8 – Mediana das concentrações dos poluentes por uso do solo e por estação do ano.

Componente	Classificação por Uso e Ocupação do Solo						
	Residencial	Comercial	Industrial	Transportes	Misto	Agricultura	Montanhoso
Nitrogênio Total (mg/L)	1.82	1.34	1.26	1.86	1.57	4.4	0.7
Nitrogênio Kjeldahl (mg/L NHK)	1.5	1.1	1.0	1.5	1.25	1.7	0.2
Nitrato+Nitrito (mg/L)	0.23	0.26	0.3	0.56	0.34	1.6	0.4
Fósforo Total (mg/L)	0.57	0.32	0.28	0.22	0.35	1.3	0.01
Fosforo Dissolvido (mg/L)	0.48	0.11	0.22	0.1	0.23	---	---
Sólidos em Suspensão (mg/L)	41	55.5	60.5	73.5	57.9	107	1
Sólidos Dissolvidos (mg/L)	134	185	116	194	157	1225	245
Chumbo Total (µg/L)	9	13	15	11	12	1.5	5.0
Cobre Total (µg/L)	15	14.5	15	11	13.9	1.5	10
Zinco Total (µg/L)	80	180	245	60	141	16	6
Cadmium Total (µg/L)	0.75	0.96	2	1	1.05	1	1
Cromo Total (µg/L)	2.1	10	7	3	5.5	10	7.5
Níquel Total (µg/L)	10	11.8	8.3	4	7.3	---	---
DBO (mg/L)	25.5	23	14	6.4	17.2	4.0	0.5
DQO (mg/L)	49.5	116	45.5	59	67.5	---	---
Óleos e Graxas (mg/L)	1.7	9	3	0.4	3.5	---	---
Coliformes Fecais (colônias/100 ml)	20,000	6,900	9,700	53,000	---	---	37
Strep. Fecal (colônias/100 ml)	56,000	18,000	6,00	26,000	---	---	---

Tabela 4.9 – CME por classificação do uso do solo, Baird e Jennings (1996).

A tabela 4.10 compara as descargas anuais estimadas para bacias com ocupação residencial e industrial durante épocas do ano. A produção específica de nutrientes e de metais pesados é maior na bacia industrializada. A bacia industrial contribui com a maioria do percentual de cromo e com valores comparáveis das áreas residenciais e comerciais para fósforo, DQO, cobre e zinco. Verifica-se a importância das vazões de base no período de verão para compor a produção anual. As cargas de bactérias durante o inverno é insignificante, quando comparada com as vazões do verão, mas as cargas de cloretos são muito mais importantes durante a estação fria.

Constituinte	Unidade	Residencial / Comercial					Industrial					Relação da Prod. Total Industria x Resid.	Relação da Prod. Total Industria x Resid. Ponderada
		Verão		Inverno		Total Aprox.	Verão		Inverno		Total Aproxim.		
		Descarga de base	Escoam. Urbano	Descarga de base	Água de degelo		Descarga de base	Escoam. Urbano	Descarga de base	Água de degelo			
Vazão Específica	m³/ha	1700	950	1100	1800	5600	2100	1500	660	830	5100	0.9	0.3
Resíduo total	kg/ha	1700	240	2400	1700	6100	1100	670	710	1500	4000	0.7	0.2
Cloreto	kg/ha	480	33	1200	720	2400	160	26	310	700	1200	0.5	0.2
Fósforo Total	g/ha	150	290	200	570	1200	1500	1300	220	540	3600	3.0	1.0
NKT	g/ha	1500	2800	1500	3500	9300	4900	3400	1300	2800	12000	1.3	0.4
Fenóis	g/ha	<2.6	1.2	2.3	23	26	4.1	8.1	4.8	14	31	1.2	0.4
DQO	kg/ha	38	51	52	130	270	220	170	45	91	530	2.0	0.7
Cromo	g/ha	<100	21	<10	15	36	860	600	160	290	1900	50	18
Cobre	g/ha	35	30	16	77	160	92	120	26	76	310	1.9	0.7
Chumbo	g/ha	<70	41	<70	170	210	<75	170	<25	150	320	1.5	0.5
Zinco	g/ha	70	74	70	270	480	370	430	100	350	1200	2.5	0.8
Coliforme Fecal	10 <sup>9</sup> org/ha	560	480	110	62	1200	144	760	3	6	910	0.8	0.3

Tabela 4.10 - Descarga anual de poluentes para bacias experimentais do rio Humber, Toronto (PITT e MCLEAN, 1986).

#### **4.4 Métodos Empíricos para Avaliação Quantitativa da Poluição Gerada durante as Enxurradas**

Uma etapa importante dentro dos estudos de QA é estimar a magnitude das cargas de poluentes. As cargas podem variar como resultado de um grande número de fatores, incluindo:

- Precipitação
- Solos
- Tipo de vegetação
- Uso do Solo
- Práticas de drenagem
- Práticas de gerenciamento de Saneamento

Na falta de quaisquer dados locais, dados de referências publicadas, como as várias tabelas aqui reproduzidas, podem ser usadas apenas em estudos preliminares. Os estudos baseados em tais dados podem apenas fornecer estimativas das cargas e portanto dos volumes de material afluente aos rios e lagoas, ou das exigências de gerenciamento e dos custos. Devem-se conduzir testes de sensibilidade, de forma a avaliar os efeitos de incertezas nas cargas adotadas.

##### **Alternativas para Estimar a Carga de Poluentes**

Um variado número de métodos tem sido proposto para o cálculo para das concentrações e das cargas geradas durante as enxurradas. Os métodos empíricos mais conhecidos são:

1. Concentração Média no Evento;
2. Taxa de Exportação;
3. Acumulação e Lavagem (Build-up e Washoff);
4. Schueler;
5. Heaney;
6. Amy;
7. Driver e Tasker ;e
8. Federal Highway Administration – FHWA.

#### 4.4.1 Método da Concentração Média no Evento

Neste método a carga é aproximada por uma simples relação:

$$L = 10^{-4} \cdot \bar{C} \cdot V_R \cdot A \quad (4.1)$$

onde

$L$  = Carga Annual (kg)

$\bar{C}$  = CME de longo termo (mg/l)

$V_R$  = Volume de runoff (mm)

$A$  = Área da bacia (ha)

Várias tabelas contendo valores publicados da CME foram apresentadas neste capítulo (4.1 a 4.3, 4.6 a 4.9). É muito importante uma inspeção prévia do clima, uso do solo e condições hidrológicas das respectivas áreas que as originaram, para se fazer à escolha, quando possível, daquela com características mais próximas com a área de projeto.

#### 4.4.2 Método da Taxa de Exportação

Uma alternativa ao uso do método CME (4.1) é representar as cargas como função do escoamento superficial diário. A forma da função deve ser derivada por uma análise de regressão dos dados monitorados. Caso se use dado coletado localmente, os efeitos estatísticos devido ao tamanho das amostras e erros de amostragem devem ser levados em consideração.

A forma geral da equação da taxa de exportação de poluentes é:

$$L = a \cdot R^e \quad (4.2)$$

onde

$L$  = Carga diária (kg/km<sup>2</sup>/dia)

$R$  = Escoamento superficial diário (mm/dia)

$a$  = Coeficiente empírico e

$e$  = Expoente empírico

O método da CME é uma forma particular do método da taxa de exportação com  $e = 1.0$ . As equações de taxas de exportação usadas em Brisbane, Austrália, WILLING e PARTNERS (1999). As equações de cargas de poluentes sugeridas para o uso urbano são dadas na tabela 4.11.

Poluente	Equação
----------	---------

Sedimentos	$L = 1000 R^{1.4}$
Sólidos em Suspensão (SS)	$L = 166 R^{0.75}$
Fósforo Total (PT)	$L = 0.15 R^{0.90}$
Nitrogênio Total (NT)	$L = 1.45 R^{0.86}$

Tabela 4.11 - Equações de exportação de poluentes para áreas urbanas.

Pode ser visto que através de comparação com a equação (4.1), que estas relações são não lineares, ao contrário da CME que implica uma resposta linear ao escoamento. Além disso, as equações são de uso dirigido para cálculos de cargas diárias. Esta análise pode ser estendida para períodos de tempo maiores pela soma de cargas dia a dia.

Devido a grande importância histórica e também pelo grau de aceitação e aplicabilidade técnica, amplamente divulgados na literatura internacional, os seguintes métodos são apresentados em detalhes no capítulo 5: Schueler, Heaney e Huber, Amy, Driver & Tasker e o da FHWA.

#### 4.4.3 Métodos de Acumulação e Lavagem de Material

Fontes atmosféricas podem contribuir com quantidades significativas de poluentes em escoamentos superficiais urbanos. A deposição pode ocorrer como precipitação úmida (chuva, granizo, garoa) ou deposição seca, simplesmente chamada de poeira. A poeira é produzida continuamente enquanto atividades humanas e naturais liberam finas partículas no ar ambiente. Estas finas partículas podem possuir diversos poluentes associados com elas, incluindo nitrogênio, fósforo, metais e uma variedade de produtos químicos provenientes de emissões de veículos e outros lançamentos na atmosfera. Concentrações típicas de poeira para várias cidades dos Estados Unidos variam de 17 a 170 Mg/km<sup>2</sup>/mês (10 a 100 tons/mi<sup>2</sup>/mês) (GUPTA *et al.*, 1981).

Para precipitações úmidas, as enxurradas em particular criam altos volumes de escoamento superficial e rápido deslocamento de volumes de água e poluentes. Três características de um evento de tempestade podem ser relevantes para a QA: o número de dias secos precedendo um evento de tempestade, intensidade da tempestade, e duração da tempestade. O número de dias entre eventos de tempestade, ou período seco antecedente PSA, é de interesse quando um número de dias sem chuvas permite poluentes acumularem em quantidades significativas sem serem periodicamente lavados

da superfície da estrada. Estudos anteriores identificaram PSA como uma variável influente onde uma resposta linear foi observada entre quantidades crescentes de muitos constituintes de poluentes e esta variável. Correlações significativas entre PSA e concentrações de poluentes foram encontradas para curtas durações.

A acumulação se refere ao processo pelo qual os poluentes se acumulam na área urbana em função do tempo. Acumulação é modificada pelas práticas de gerenciamento como a varrição das ruas. A lavagem é o processo pelo qual os acúmulos são carreados para o sistema de drenagem pluvial, sistema esse que até pouco tempo era chamado de esgoto pluvial.

Abordagens do tipo “build-up e washoff” potencialmente oferecem uma forma de caracterizar as cargas de poluentes mais precisas, uma vez que ela tenta representar mais o processo físico do que fornecer uma correlação estatística. Ela é usada, como opção, em diversos modelos computacionais de QA como o SWMM.

A tabela 4.12 apresenta uma estimativa da produção de poluentes de uma área urbana típica a partir de diversos estudos. As condições locais e as características da urbanização afetam de forma significativa estas estimativas. Os baixos valores mostrados nesta tabela correspondentes às áreas residenciais de baixa densidade e refletem justamente aquelas áreas drenadas por esses dispositivos. Caso se utilize o sistema convencional meio fio-sarjeta, ao invés de valas ou canaletas gramadas, a produção poderá ser aproximadamente 10 vezes maior. O aumento da eficiência da drenagem invariavelmente conduz a um aumento das descargas de poluentes, BURTON e PITT (2002).

Uso da terra	Sólidos Totais	Sólidos em Suspensão	Cloreto	Fósforo Total	Nitrogênio Kjeldahl Total	NH <sub>3</sub>	NO <sub>2</sub> e NO <sub>3</sub>	DBO <sub>5</sub>
Comercial	2100	1000	420	1.5	6.7	1.9	3.1	62
Área de estacionamento	1300	400	300	0.7	5.1	2.0	2.9	47
Alta densidade residencial	670	420	54	1.0	4.2	0.8	2.0	27
Média densidade residencial	450	250	30	0.3	2.5	0.5	1.4	13
Baixa densidade residencial <sup>b</sup>	65	10	9	0.04	0.3	0.02	0.1	1
Auto-estradas	1700	880	470	0.9	7.9	1.5	4.2	ND <sup>b</sup>
Industrial	670	500	25	1.3	3.4	0.2	1.3	ND
Parques	ND <sup>c</sup>	3	ND	0.03	ND	ND	ND	ND
Shopping center	720	440	36	0.5	3.1	0.5	1.7	ND

Uso da terra	DQO	Chumbo <sup>d</sup>	Zinco	Cromo	Cobre	Cádmio	Arsênico
Comercial	420	2.7	2.1	0.15	0.4	0.03	0.02
Área de estacionamento	270	0.8	0.8	ND	0.06	0.01	ND
Alta densidade residencial	170	0.8	0.7	ND	0.03	0.01	ND
Média densidade residencial	50	0.05	0.1	0.02	0.03	0.01	0.01
Baixa densidade residencial <sup>b</sup>	7	0.01	0.04	0.002	0.01	0.001	0.001
Auto-estradas	ND	4.5	2.1	0.09	0.37	0.02	0.02
Industrial	200	0.2	0.4	0.6	0.1	0.05	0.04
Parques	ND	0.005	ND	ND	ND	ND	ND
Shopping center	ND	1.1	0.6	0.04	0.09	0.01	0.02

<sup>a</sup> A diferença entre lb/acre/ano e kg/ha/ano é menos que 15%, e a precisão dos valores mostrados nesta tabela não pode diferenciar valores tão próximos.

<sup>b</sup> As áreas de baixa densidade residencial monitoradas foram drenadas por valas gramadas.

<sup>c</sup> ND = Não disponível.

<sup>d</sup> A carga de chumbo por unidade de área mostrada nesta tabela é atualmente esperada para serem significativamente menores que as apresentadas, pois estes valores são de períodos quando gasolina aditivada afetou, desfavoravelmente, a QA. Dados foram obtidos de BANNERMAN *et al.* (1979, 1983); MADISON *et al.* (1979); EPA (1983); PITT e MCLEAN (1986).

Tabela 4.12 – Produção de poluentes típicos de áreas urbanas.

## Carga de Poluentes na Precipitação Úmida

Existem diversas medições e evidências (trabalhos nos EUA), de que pequenas mas significativas concentrações de poluentes estão presentes nas precipitações sobre áreas urbanas ou em áreas próximas. Algumas se originam provavelmente de atividades urbanas, ex. provenientes da exaustão de veículos. Quando as chuvas atingem o solo, esses poluentes passam a compor parte da carga total de poluentes. No capítulo 3 (item fontes atmosféricas) foram apresentados alguns trabalhos relevantes (período 1996-2000), demonstrando a importância da avaliação deste componente dentro do ciclo hidrogeoquímico.

A tabela 4.13 apresenta valores típicos de medições de concentrações de poluentes na precipitação úmida.

Parâmetro	Concentração típica	Unidades
	Faixa	
Acidez (pH) <sup>(a)</sup>	3 – 6	
Orgânicos <sup>(a)</sup> : BOD <sub>5</sub>	1 – 13	mg/L
DQO	9 - 16	mg/L
COT <sup>(b)</sup>	1 - 3	mg/L
Inorgânicos C <sup>(b)</sup>	0 - 2	mg/L
Cor <sup>(b)</sup>	5 - 10	PCU
Sólidos: Totais <sup>(b)</sup>	18 - 24	mg/L
Suspensão <sup>(b)</sup>	2 - 10	mg/L
Turbidez <sup>(b)</sup>	4 – 7	JTU
Nutrientes <sup>(a)</sup> :		
N Orgânico	0.5 – 1.0	mg/L
NH <sub>3</sub> -N <sup>(b)</sup>	0.01 – 0.04	mg/L
NO <sub>2</sub> -N <sup>(b)</sup>	0.00 – 0.01	mg/L
NO <sub>3</sub> -N	0.05 – 1.0	mg/L
Total N	0.02 – 1.5	mg/L
Ortofosfato	0.0 – 0.05	mg/L
P Total	0.02 – 0.15	mg/L
Metais Pesados: <sup>(a)</sup>		
Chumbo	30 - 70	µg/L

Tabela 4.13 – Concentração de poluentes em precipitações úmidas.

Fontes: (a) BREZONIK, 1975; (b) MATTRAW e SHERWOOD, 1977

#### 4.4.4 Método Simplificado de SCHUELER (1987)

O Método Simplificado da EPA, desenvolvido em 1987, é uma equação empírica de uso fácil para a estimativa de carregamentos de poluentes para uma bacia de contribuição urbana. O método é aplicável a bacias de contribuição de áreas menores do que 2,5 km<sup>2</sup> (1 mi<sup>2</sup>), e pode ser usada para análise de planejamento do local. O método foi desenvolvido usando um banco de dados gerado durante um estudo NURP em Washington DC. Alguma precisão é perdida como resultado do esforço para fazer a equação geral e simples. O método é adequado para ser usado na tomada de decisão ao nível de planejamento local, FHWA (1996).

A carga de poluentes provenientes de uma bacia de contribuição, em quilogramas, para um intervalo especificado é :

$$L_p = \frac{[H_r \cdot P_j \cdot R_v] \cdot [C] \cdot [A]}{98,6} \quad (4.3)$$

onde:

$L_p$  = carga de poluentes durante o intervalo (kg);

$H_r$  = quantidade de chuva durante o intervalo de tempo especificado (mm);

$P_j$  = porcentagem de chuva que produz escoamento superficial no intervalo;

$R_v$  = coeficiente de escoamento superficial;

$C$  = concentração média de poluentes no escoamento superficial urbano (mg/l);

$A$  = área do local desenvolvido (ha);

98,6 = fator de conversão de unidades.

A quantidade de chuva  $H_r$  é a altura de chuva que caiu durante o intervalo de tempo de interesse. O total anual médio de chuva pode ser usado, devendo esta quantidade ser ajustada apropriadamente se usada para o cálculo da carga de poluentes em anos secos ou úmidos.

O percentual ( $P_j$ ) é usada para considerar os eventos de chuva durante o intervalo de tempo que são tão inferiores que não produzem escoamento superficial apreciável no intervalo. O volume de chuva destes eventos inferiores ou é interceptado ou é estocado antes que possam produzir escoamento superficial e eventualmente evaporar. Se a equação for usada para um evento único, o valor será 1,0.

O coeficiente de escoamento superficial ( $R_v$ ) é usado para estimar a quantidade de escoamento superficial resultante de um evento de chuvas e é igual a razão do

volume de escoamento superficial e do volume total de chuva. A razão expressa pelo coeficiente de escoamento superficial é uma função da impermeabilidade, e pode ser estimada usando a equação abaixo:

$$R_v = 0,05 - (0,009 \cdot I) \quad (4.4)$$

onde:

I = porcentagem de área impermeável;

A = área medida em hectares, se maior do que 2,5 km<sup>2</sup>, usar outro método.

O valor (C) é usado de acordo com o uso geral do solo, incluindo áreas suburbanas, urbanas, florestais e de estradas. Os valores são determinados através de análise estatística dos dados citados previamente. O valor C pode ser obtido na Tabela 4.14 para os valores médios encontrados pelo estudo NURP em diversos tipos de usos do solo e para aqueles encontrados especificamente no escoamento superficial de estradas em meio urbano.

<b>Poluentes</b>	<b>Estradas Urbanas</b>	<b>Novos locais NURP (Wash., DC)</b>	<b>Outras áreas Urbanas (Baltimore)</b>	<b>Distrito centro de negócios (Wash., DC)</b>	<b>Médias do Estudo NURP</b>	<b>Floresta (Northern Virginia)</b>
<b>Fósforo</b>						
Total	-	0,26	1,08	-	0,46	0,15
Orto	-	0,12	0,26	1,01	-	0,02
Solúvel	0,59	0,16	-	-	0,16	0,04
Orgânico	-	0,10	0,82	-	0,13	0,11
<b>Nitrogênio</b>						
Total	-	2,00	13,6	2,17	3,31	0,78
Nitrato	-	0,48	8,9	0,84	0,96	0,17
Amônia	-	0,26	1,1	-	-	0,07
Orgânico	-	1,25	-	-	-	0,54
TKN	2,72	1,51	7,2	1,49	2,35	0,61
DQO	124,0	35,6	163	-	90,8	>40,0
DBO (5-dias)	-	5,1	-	36	11,9	-
<b>Metais</b>						
Zinco	0,380	0,037	0,397	0,250	0,176	-
Chumbo	0,550	0,018	0,389	0,370	0,180	-
Cobre	-	-	0,105	-	0,047	-

Tabela 4.14: Valores de C para áreas uso com o Método Simplificado (mg/l).  
(adaptado de SCHUELER, 1987)

#### 4.4.5 Método de Heaney

HEANEY *et al.* (1977) e HEANEY e HUBER (1979) apresentaram uma classe de funções gerais que descrevem o cálculo das cargas de poluentes lavados pelas chuvas em meio urbano, pela seguinte expressão:

$$L_k = \alpha_k \cdot F_k \cdot \gamma_k \cdot P \quad (4.5)$$

onde,

$L_k$  = carga anual do poluente devido ao escoamento superficial proveniente do uso do solo  $k$  [kg/ha]

$\alpha_k$  = fator da concentração do poluente [kg/ha-ano]

$F_k$  = função da densidade populacional

$\gamma_k$  = fator da limpeza da rua

$P$  = precipitação anual

A carga total  $L$  é simplesmente a soma das “ $k$ ” cargas individuais, da forma:

$$L = \sum_k L_k \cdot A_k \quad (4.6)$$

onde,

$L$  = carga anual total de poluentes devido ao escoamento [kg]

$A_k$  = área correspondente ao uso da terra  $k$  [ha]

A equação (4.5) pode ser interpretada como uma função geral de carga na qual multiplica o fluxo d’água ( $F_k \cdot P$ ) pela concentração ( $\alpha_k$ ) e uma razão de atenuação ( $\gamma_k$ ).

A precipitação anual é obtida a partir de uma estação meteorológica local ou de um mapa de isoietas regional. Os fatores de concentração para drenagens separadas e combinadas, separadas por tipo de poluente e uso da terra são dados na Tabela.

A função de densidade populacional é a seguinte:

$$F_k = \begin{cases} 1.0 & \text{comercial e industrial} \\ 0.142 + 0.134PD^{0.54} & \text{residencial} \\ 0.142 & \text{outros usos} \end{cases} \quad (4.7)$$

onde

$PD$  = densidade populacional [pessoas/ha].

O fator de limpeza das ruas  $\gamma_k$  é baseado no intervalo  $N_s$  de limpeza das ruas:

$$\gamma_k = N_s / 20 \text{ para } N_s < 20 \quad (4.8)$$

Para  $N_s > 20$  dias, os efeitos da não-limpeza das ruas são aparentes e  $\gamma_k = 1.0$

Dado que a maior parte da carga de poluentes em uma drenagem combinada deve-se ao esgoto bruto, a limpeza urbana, por este motivo, não será capaz de reduzir significativamente estas cargas, para as áreas que possuam drenagem combinada.

Uso da Terra	<u>Poluente (kg/ha-ano)</u>				
	DOB <sub>5</sub>	SS	SV	PO <sub>4</sub>	N
<i>Drenagem Separada</i>					
Residencial	0.35	7.2	4.2	0.015	0.058
Comercial	1.41	9.8	6.2	0.033	0.131
Industrial	0.53	12.9	6.3	0.031	0.122
Outros usos	0.05	1.2	1.2	0.004	0.027
<i>Drenagem pluvial e esgotos juntos</i>					
Residencial	1.45	29.7	17.2	0.061	0.239
Comercial	5.83	40.6	25.6	0.138	0.539
Industrial	2.21	53	26.2	0.291	0.504
Outros usos	0.21	4.9	4.8	0.018	0.066

*Tabela 4.15– Fatores de concentração de poluentes para as funções de carga anual (HEANEY e HUBER, 1979).*

#### 4.4.6 Método de Amy

Uma classe de funções de carga de poluentes por evento hidrológico isolado é baseada em procedimentos gerais propostos por AMY *et al.* (1974), muitos dos quais foram incorporados no modelo de cheias urbanas STORM do U. S. Army Corps of Engineers (Hydrological Engineering Center, 1977). O total de sedimentos, também referenciados como “sujeira e poeira” ou simplesmente sólidos, contidos no escoamento é multiplicado pela concentração do poluente, através da seguinte fórmula:

$$L = 10^{-6} C \cdot Y \quad (4.9)$$

onde:

L = carga do poluente no escoamento urbano [kg/ha];

C = concentração do poluente no sedimento [ppm, µg/g ou mg/kg];

Y = sedimento lavado da área urbana durante o evento chuvoso [kg/ha].

Embora a equação (4.9) seja freqüentemente usada tanto para a fase dissolvida quanto para a fase sólida do poluente, espera-se que ela seja mais precisa no último caso.

A lavagem dos sedimentos é limitada pelo total de sedimentos que foram acumulados na superfície da bacia, passando a ser representada segundo a fórmula:

$$Y = W \cdot X \quad (4.10)$$

onde:

X = quantidade de sedimentos acumulados no instante da tempestade [kg/ha];

W = fração de X que é carregada durante a tempestade.

A função de lavagem é obtida assumindo-se que a taxa de lavagem/carreamento é uma função linear da taxa de escoamento e dos sedimentos acumulados:

$$\frac{dX(h)}{dh} = -uqX(h) \quad (4.11)$$

ou

$$X(h) = X(0) \exp \left[ -u \int_0^h q dh \right] \quad (4.12)$$

onde:

- X(h) = sedimento remanescente na superfície do solo na hora h após o início da tempestade [kg/ha];
- X(0) = sedimentos acumulados no início da tempestade [kg/ha];
- q = taxa de escoamento [cm/h];
- u = coeficiente de carreamento [cm<sup>-1</sup>].

A integral que aparece na equação (4.12) corresponde ao escoamento superficial total até a hora h da tempestade. Atribuindo-se h como sendo a duração da tempestade/chuva, então:

$$X(h) = X(0) \exp[-uQ] \quad (4.13)$$

onde:

- Q = lâmina de escoamento total gerado pela tempestade [cm].

O coeficiente de carreamento pode ser determinado assumindo-se que 90% do sedimento acumulado será lavado pelos primeiros 1.27 cm (0.5 pol) de escoamento, portanto:

$$0.1 X(0) = X(0) \exp[-1.27 u] \quad \text{ou} \quad u = 1.8 \text{ cm}^{-1}.$$

A fração de sedimentos completamente lavados será:

$$W = \frac{X(0) - X(h)}{X(0)} = 1 - \exp(-1.8Q) \quad (4.14)$$

e a equação (1) pode ser reescrita como:

$$L = 10^{-6} [1 - \exp(-1.8Q)] CX \quad (4.15)$$

Quando essa função é aplicada em uma área com diversos tipos de uso do solo, cada uma das cargas é ponderada para cada área

$$L = \sum_k a_k L_k \quad (4.16)$$

ou usando as concentrações médias ponderadas e acumulação de sedimentos obtém-se:

$$CX = \left[ \sum_k a_k X_k \right] \left[ \sum_k a_k C_k \right] \quad (4.17)$$

onde:

- $a_k$  = fração da área total do uso do solo k;
- $L_k$  = carga de poluentes correspondente ao uso do solo k [kg/ha] dada por (4.15);
- $X_k$  = sedimento acumulado na área k [kg/ha];
- $C_k$  = concentração do poluente no sedimento referente ao uso do solo k [mg/kg].

## 1.2 Sedimentos

O acúmulo de sedimentos e poluentes em áreas urbanas é um processo complexo que depende da deposição atmosférica diária e também de outras fontes, como a remoção pela varredura das ruas e a lavagem pelo escoamento superficial. Para estimar C e X na equação (4.15), deve-se iniciar os cálculos pela determinação da acumulação de sedimentos e sólidos. Quando este tipo de dado não puder ser obtido, valores médios de programas prévios de monitoramento urbano deverão ser utilizados.

Os dados de sedimentos urbanos são freqüentemente normalizados em relação ao comprimento do meio-fio da rua, isto porque a maior parte da poeira e sujeira que constituem o sedimento urbano é coletada pelas sarjetas. O acréscimo de sedimento a nível diário é dado por:

$$x = z \cdot Cl \quad (4.18)$$

onde:

- $x$  = acréscimo diário de sedimento [kg/ha.dia];
- $z$  = taxa de acumulação de sedimento [kg/km.dia por meio-fio];
- $Cl$  = densidade de extensão de meio-fio [km/ha].

O comprimento de meio-fio pode ser estimado como sendo duas vezes a extensão total da rua, e Cl é obtida dividindo-se o comprimento do meio-fio pela área.

Alternativamente, a equação de regressão dada pela American Public Works Association (1974) pode ser usada (convertida para unidades métricas).

$$CI = 0.31 - 0.27(0.93)^{PD} \quad (4.19)$$

Taxas de acumulação de sedimentos no meio urbano de diferentes fontes são apresentadas na Tabela 4.16. As taxas dadas por AMY *et al.*, (1974) e SARTOR e BOYD (1972) são valores médios baseados em um conjunto de dados levantados em diversas áreas urbanas. As taxas contidas no modelo STORM são aquelas que internamente são sugeridas como valores padrão. Embora as taxas dadas em SARTOR e BOYD (1972) sejam maiores do que os outros dois conjuntos de dados, são geralmente comparáveis com os dados de AMY *et al.*, (1974). As taxas de Sartor e Boyd são recomendadas para o uso na equação (4.18), pois são taxas mais conservativas e consistentes.

Uso do Solo	AMY <i>et al</i> (1974)	SARTOR e BOYD (1972)	STORM
	<i>(todos em kg/meio-fio-1 km-dia)</i>		
Residencial	42	-	-
residencial uni-familiar	-	48	10
residencial multi-familiar	-	66	34
Comercial	21	69	49
Industrial	-	127	68
Industrial Leve	110	-	-
Industrial Pesada	57	-	-
Parques	-	-	22
Espaços Abertos	3.4	-	-

Tabela 4.16– Taxas de acumulação de sedimentos (sólidos) urbanos

Os sedimentos irão acumular a uma taxa diária  $x$  até que as ruas sejam varridas ou um evento chuvoso ocorra. O balanço de massa diária de sedimentos é:

$$X_{t+1} = X_t + x - Y_t - S_t \quad (4.20)$$

onde:

- $X_t$  = sedimento acumulado no início do dia  $t$  [kg/ha];
- $Y_t$  = sedimento removido pelo escoamento no dia  $t$  [kg/ha];
- $S_t$  = sedimento removido pela varredura no dia  $t$  [kg/ha].

Se o evento chuvoso ocorrer no dia  $t$ , então as equações (4.10) e (4.15) ficam:

$$Y_t = [1 - \exp(-1.8Q_t)] X_t \quad (4.21)$$

onde:

- $Q_t$  = escoamento no dia  $t$  [cm].

Inversamente, se as ruas forem varridas no dia  $t$ :

$$S_t = e \cdot X_t \quad (4.22)$$

onde:

- $e$  = eficiência da limpeza por varredura da rua (fração removida pela limpeza).

Normalmente, assume-se que as ruas não são limpas/varridas no mesmo dia que ocorre o evento chuvoso.

#### **4.4.7 Método da Regressão Múltipla de DRIVER e TASKER.**

DRIVER e TASKER (1990) desenvolveram quatro conjuntos de modelos regressivos linear para estimar a carga de poluentes, o volume d'água, a concentração média de poluentes e a média anual (ou sazonal) da carga de poluentes escoados pelas enxurradas a partir de características físicas, uso do solo e de características climáticas de bacias hidrográficas urbanas nos Estados Unidos. Foram desenvolvidos trinta e quatro modelos de regressão para a carga de poluentes e para o volume d'água, e 31 modelos para a concentração média de poluentes. Utilizando modelos de regressão linear para locais específicos, foram desenvolvidos dez modelos para estimar a carga sazonal ou a carga anual média de poluentes pela análise de longos registros históricos de eventos chuvosos.

Os modelos de regressão linear ótimo foram determinados pela utilização de análise de regressão múltipla, incluindo as técnicas de mínimos quadrados. Estes modelos podem ser usados para estimar a carga de poluentes, o volume d'água, a concentração média de poluentes e a média anual (ou sazonal) da carga de poluentes de bacias hidrográficas instrumentadas ou não.

Os fatores mais significativos em todos os modelos de regressão linear foram o total pluviométrico e a área de drenagem. A área impermeável, o uso do solo e as características climáticas médias anuais também são significativos em alguns modelos. Os modelos para estimar as cargas de sólido dissolvido, nitrogênio total e amônia total

mais nitrogênio orgânico são via de regra os mais precisos, por outro lado os modelos para sólidos em suspensão foram os menos precisos.

#### 4.4.7.1 Escopo do trabalho

A primeira fase do trabalho envolveu o desenvolvimento de modelos de regressão linear para estimar valores de cargas e volumes em base regional. Para essa análise os Estados Unidos foram divididos em três regiões discriminadas pelo índice pluviométrico anual. Os coeficientes de determinação múltipla ( $R^2$ ) e erros padrão de estimativa apresentados no trabalho referido são indicativos do grau de adequação do ajuste do modelo de regressão aos dados e a acurácia das estimativas. Foram analisadas as cargas das enxurradas para 11 constituintes – incluindo demanda química de oxigênio, sólidos em suspensão, sólidos dissolvidos, nitrogênio total, amônia total mais nitrogênio orgânico como nitrogênio (nitrogênio Kjeldahl), fósforo total, fósforo dissolvido, cádmio recuperável total, cobre recuperável total, chumbo recuperável total e zinco recuperável total – e volumes de escoamento da enxurrada.

A segunda fase envolveu o desenvolvimento de modelos de regressão para estimar a concentração média do escoamento, definido como a carga de enxurrada dividida pelo volume de água escoado. As mesmas regiões, tipos de poluentes e conjuntos de variáveis explanatórias para cada modelo de carga desenvolvidos na primeira fase, foram utilizadas na segunda fase. Para cada região, um modelo de regressão também foi desenvolvido que relacionou 11 concentrações médias das enxurradas com as características físicas, o uso do solo e as variáveis climáticas.

A terceira fase envolveu a determinação de valores médios de cargas poluentes por estação (sazonal) ou carga anuais para bacias selecionadas, desenvolvendo modelos de regressão regional. Os constituintes de qualidade de água para a média sazonal ou cargas anuais - incluindo demanda química de oxigênio, sólidos em suspensão, sólidos dissolvidos, nitrogênio total, amônia total mais nitrogênio orgânico como nitrogênio (nitrogênio Kjeldahl), fósforo total, fósforo dissolvido, cádmio recuperável total, cobre recuperável total, chumbo recuperável total e zinco recuperável total.

#### 4.4.7.2 Seleção das variáveis de resposta e explanatórias

As tempestades ou enxurradas foram selecionadas do banco de dados de acordo com certos atributos e disponibilidade de variáveis específicas. Quando uma variável selecionada para uma determinada análise estava indisponível para um evento, o evento

em questão foi retirado da análise. Nenhuma tentativa foi efetuada para estimar falha nos dados. Devido às falhas nos dados, nem todos os 2813 registros de eventos chuvosos foram utilizados na maioria das análises.

Modelos de regressão regional foram desenvolvidos para 11 tipos de constituintes e mais o volume do escoamento. Os 11 tipos de constituintes calculados nas cargas de enxurradas, expressos originalmente em libras, são a demanda química de oxigênio (DQO), sólidos em suspensão (SS), sólidos dissolvidos (DS), nitrogênio total (TN), amônia total mais nitrogênio orgânico como nitrogênio (TKN), fósforo total (TP), fósforo dissolvido (DP), cádmio recuperável total (CD), cobre recuperável total (CU), chumbo recuperável total (PB) e zinco recuperável total (ZN). Os volumes de escoamento superficial (RUN) são expressos em polegadas. O programa de computador desenvolvido para o presente trabalho é capaz de manipular tanto unidades inglesas quanto no sistema internacional (métrico).

As variáveis de resposta (cargas e volume) foram selecionadas de acordo com a frequência desta variável no banco de dados e em acordo com a importância geral no planejamento urbano. Estão listadas na Tabela 4.17 as variáveis explanatórias utilizadas nos modelos de regressão em questão, suas unidades e os símbolos correspondentes.

Físicas e Uso do Solo	A	Área total de Contribuição, mi <sup>2</sup> ou m <sup>2</sup>
	I	Área impermeável, percentual de A
	LUI	Uso do solo industrial, percentual de A
	LUC	Uso do solo comercial, percentual de A
	LUR	Uso do solo residencial, percentual de A
	LUN	Uso do solo não urbano, percentual de A
	PD	Densidade populacional, pessoas por mi <sup>2</sup> ou m <sup>2</sup>
Climáticas	H <sub>r</sub>	Total precipitado no evento, em polegadas ou mm
	t <sub>r</sub>	Duração do evento, em minutos
	INT	Intensidade máxima da precipitação de 24-horas, que possua tempo de retorno de 2 anos, em polegadas ou mm.
	H <sub>MAR</sub>	Precipitação média anual, em polegadas ou mm
	MNL	Carga média anual de nitrogênio na precipitação, em libras por acre ou quilos por quilômetro quadrado
	T <sub>J</sub>	Temperatura média mínima do mês de janeiro (T <sub>J</sub> ), °F ou °C

Tabela 4.17– Características, símbolos e unidades.

As variáveis explicativas para cada modelo de regressão foram selecionadas utilizando procedimentos de regressão do tipo “stepwise”, utilizando um sistema ou

pacote de análise estatística comercial. O critério principal para a seleção do conjunto mais apropriado de variáveis foi o de possuir coeficiente de regressão significativamente diferente de zero em um nível de cinco por cento. De acordo com o texto original, diversos critérios foram aplicados para fazer distinção entre os conjuntos de variáveis que atenderam as exigências. São eles (1) o erro médio quadrado ( $\delta^2$ ); a variância sobre a regressão, que representa medida do erro com a qual cada valor observado valor Y pode ser previsto dado um valor X usando um determinado modelo; (2) coeficiente de determinação múltipla ( $R^2$ ), que mede a proporção da variação total sobre a média,  $\bar{Y}$ ; (3) Estatística de Mallows Cp, uma medida do quadrado do desvio e variância do erro (DRAPER e SMITH, 1981; apud DRIVER e TASKER, 1990); (4) o sinal dos coeficientes das variáveis explanatórias; e (5) a correlação entre as variáveis explanatórias, que se pretendia ocasionar um decréscimo da multi colinearidade entre as variáveis explanatórias.

#### **Procedimentos para o Cálculo das cargas e volumes das enxurradas**

A equação (4.23) é aplicável para o cálculo das cargas. Quando a equação (4.23) é aplicada no cálculo do volume d'água, deve-se multiplicar por 0.02832 para converter de ft<sup>3</sup> para m<sup>3</sup> ao invés de 0.4536.

$$L_p = \left[ \hat{\beta}_0' \times X_1^{\hat{\beta}_1} \times X_2^{\hat{\beta}_2} \dots \times X_n^{\hat{\beta}_n} \times BCF \right] \times 0.4536 \quad (4.23)$$

onde:

$L_p$  = carga ou volume estimado produzido pela enxurrada em kg ou m<sup>3</sup>.

$\hat{\beta}_0', \hat{\beta}_1, \hat{\beta}_2 \dots \hat{\beta}_n$  = coeficientes de regressão.

$X_1, X_2 \dots X_n$  = características físicas, uso da terra ou climáticas.

n = número de características físicas, uso da terra ou climáticas.

BCF = fator de correção de "Bias" que corrige o desvio sobre a média.

Os parâmetros que são utilizados nas equações variam de região para região e constituintes. A Tabela 4.18 lista os coeficientes de regressão dos modelos desenvolvidos para carga e volume. Todos os constituintes estão listados, seguidos por RUN, ou volume de "runoff". OS coeficientes  $\beta$  estão listados nesta tabela. O valor para a variável X é listado no topo da tabela. Deve-se notar que o estudo original foi feito inteiramente em unidades inglesas; portanto, todos os valores obtidos em unidades métricas devem ser convertidos para a inglesa antes de se entra na equação. As unidades

métricas apropriadas, com o fator de conversão, são mostradas na Tabela 4.18. Um modelo simplificado com três variáveis também foi desenvolvido para os 11 constituintes. As únicas variáveis utilizadas neste modelo foram a precipitação total, a área de drenagem e área impermeável. A Tabela 4. lista os coeficientes para este modelo simplificado. Este método pode ser usado preliminarmente ao modelo completo quando se deseja uma rápida estimativa das cargas. Para estimativas mais precisas, os modelos mostrados na Tabela 4.18 devem ser aplicados.

Foi desenvolvido um programa de computador para facilitar os cálculos referentes a equação (4.23), utilizando o aplicativo Borland DELPHI da Enterprise versão 6.0. As características físicas e climáticas das microbacias em estudo estão armazenadas em um pequeno banco de dados Microsoft ACCESS, podendo este ser manipulado internamente ao programa ou externamente. Os cálculos são realizados célula a célula, dando ao usuário a opção de salvar ou não os resultados no banco. A Imagem 4.1 mostra uma visualização da tela de interface com o usuário, quando o programa executa um cálculo de um registro específico do banco de dados. O caso apresentado é uma célula urbana pertencente a bacia hidrográfica do Rio Joana – RJ.

Variável e Região	$\beta_0$	$H_r$ (mm/25.4)	A (km <sup>2</sup> /2.59)	I+1 (percent)	LUI+1 (percent)	LUC+1 (percent)	LUR+1 (percent)	LUN+2 (percent)	PD (pess.km <sup>2</sup> x2.59)	Tr (minutos)	INT (mm/25.4)	$H_{mar}$ (mm/25.4)	MNL (kgN por km <sup>2</sup> x(2.59/0.4536))	Tj °C(5/a)+32	BCF
DQO I	7111	0.671	0.617	--	0.415	0.267	--	-0.156	--	--	--	-0.683	--	--	1.304
DQO II	36.6	0.878	0.696	--	0.072	0.261	--	-0.056	--	--	--	0.866	--	--	1.389
DQO III	479	0.857	0.634	--	0.321	0.217	--	-0.111	--	--	--	--	--	--	1.865
SS I	1518	1.211	0.735	--	--	--	--	--	--	-0.463	--	--	--	--	2.112
SS II	2032	1.233	0.439	0.274	--	--	--	--	0.041	--	--	--	--	-0.59	1.841
SS III	1990	1.017	0.984	--	0.226	0.228	--	-0.286	--	--	--	--	--	--	2.477
SD I	54.8	0.585	1.356	1.383	--	--	--	--	--	--	--	-0.718	--	--	1.239
SD II	2308	1.076	1.285	1.348	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-1.395	1.208
TN I	1132	0.798	0.96	--	0.462	0.26	--	-0.194	--	--	--	-0.951	--	--	1.139
TN II	3.173	0.935	0.939	0.672	--	--	--	--	--	--	--	--	0.196	--	1.372
TN III	0.361	0.776	0.474	0.611	--	--	--	--	--	--	--	--	0.863	--	1.709
TKN I	18.9	0.67	0.831	--	0.378	0.258	--	-0.219	--	--	--	--	1.35	--	1.206
KN II	2.89	0.906	0.768	0.545	--	--	--	--	--	--	--	--	0.225	--	1.512
TKN III	199572	0.875	0.393	--	--	--	--	0.082	--	--	--	-2.643	--	--	1.736
TP I	262	0.828	0.645	--	0.583	0.181	--	-0.235	--	--	--	-1.376	--	--	1.548
TP II	0.153	0.986	0.649	0.479	--	--	--	--	--	--	1.543	--	--	--	1.486
TP III	53.2	1.019	0.846	--	--	0.189	0.103	-0.16	--	--	--	--	--	-0.754	2.059
DP I	588	0.808	0.726	--	0.642	0.096	--	-0.238	--	--	--	-1.899	--	--	1.407
DP II	0.025	0.914	0.699	0.649	--	--	--	--	--	--	1.024	--	--	--	1.591
DP III	0.369	0.955	0.471	--	--	--	--	0.364	--	--	--	--	--	--	2.027
CD I	0.039	0.845	0.753	--	0.138	0.248	--	-0.374	--	--	--	--	--	--	1.244
CD II	0.005	1.168	1.265	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0.965	1.212
CU I	0.141	0.807	0.59	--	0.424	0.274	--	-0.061	--	--	0.928	--	--	--	1.502
CU II	0.013	0.504	0.585	0.816	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.534
CU III	4.508	0.896	0.609	--	0.648	0.253	--	-0.328	--	--	-2.071	--	--	--	2.149
PB I	478	0.764	0.918	--	-0.161	0.276	--	-0.282	--	--	--	-1.829	--	--	1.588
PB II	0.076	0.833	0.381	--	--	0.243	0.087	-0.181	--	--	--	0.574	--	--	1.587
PB III	0.081	0.852	0.857	0.999	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2.314
ZN I	224	0.745	0.792	--	--	0.172	-0.195	-0.142	--	--	--	-1.355	--	--	1.444
ZN II	0.002	0.796	0.667	1.009	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.148	1.754
ZN III	4.355	0.83	0.555	--	0.402	0.287	-0.191	--	--	--	--	--	--	-0.5	1.942
RUN I	1123052	1.016	0.916	0.677	--	--	--	--	--	--	--	-1.312	--	--	1.299
RUN II	62951	1.127	0.809	0.522	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.212
RUN III	32196	1.042	0.826	0.669	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.525

Tabela 4.18 – Resumo dos coeficientes de regressão para cargas e volumes (FHWA, 1996)

Variável e Região	$\beta_0$	$H_r$ (mm/25.4)	A (km <sup>2</sup> /2.59)	I+1 (percent)	BCF
DQO I	407	0.626	0.71	0.379	1.518
DQO II	151	0.823	0.726	0.564	1.451
DQO III	102	0.851	0.601	0.528	1.978
SS I	1778	0.867	0.728	0.157	2.367
SS II	812	1.236	0.436	0.202	1.938
SS III	97.7	1.002	1.009	0.837	2.818
SD I	20.7	0.637	1.311	1.18	1.249
SD II	3.26	1.251	1.218	1.964	1.434
TN I	20.2	0.825	1.07	0.479	1.258
TN II	4.04	0.936	0.937	0.692	1.373
TN III	1.66	0.703	0.465	0.521	1.845
TKN I	13.9	0.722	0.781	0.328	1.722
TKN II	3.89	0.944	0.765	0.556	1.524
TKN III	3.56	0.808	0.415	0.199	1.841
TP I	1.725	0.884	0.826	0.467	2.13
TP II	0.697	1.008	0.628	0.469	1.79
TP III	1.618	0.954	0.789	0.289	2.247
DP I	0.54	0.976	0.795	0.573	2.464
DP II	0.06	0.991	0.718	0.701	1.757
DP III	2.176	1.003	0.28	-0.448	2.254
CD I	0.00001	0.886	0.821	2.033	1.425
CD II	0.021	1.367	1.062	0.328	1.469
CU I	0.072	0.746	0.797	0.514	1.675
CU II	0.013	0.504	0.585	0.816	1.548
CU III	0.026	0.715	0.609	0.642	2.819
PB I	0.162	0.839	0.808	0.744	1.791
PB II	0.15	0.791	0.426	0.522	1.665
PB III	0.08	0.852	0.857	0.999	2.826
ZN I	0.32	0.811	0.798	0.627	1.639
ZN II	0.046	0.88	0.808	1.108	1.813
ZN III	0.024	0.793	0.628	1.104	2.533

Tabela 4.19– Resumo dos coeficientes de regressão do modelo com três variáveis para cargas (FHWA, 1996).

#### Procedimentos para o Cálculo da Concentração Média no Evento (CME)

Conforme dito no início deste item, DRIVER e TASKER (1990) também desenvolveram um de modelo para estimar a concentração média de poluentes do evento chuvoso. A equação (4.23) também é utilizada para prever a concentração média do evento. Esta equação permite o cálculo da concentração média para onze tipos diferentes de poluentes presentes nas águas escoadas. Os mesmos parâmetros físicos, de uso do solo e climáticos são usados na equação para determinar a concentração. Assim como nos cálculos de carga, todos os onze constituintes podem ser determinados para as regiões I e II, enquanto que todos menos sólidos dissolvidos e cádmio podem ser determinados para a região III. A **Tabela 4.** lista os coeficientes de regressão para a determinação da CME. Esses coeficientes são usados na equação (4.23). As concentrações dos parâmetros de QA, com exceção dos metais (Cd, Cu, Pb e Zn) são expressos em mg/L. A concentração dos metais é expressas em µg/L.

Variável e Região	$\beta_0$	$H_r$ (mm/25.4)	A (km <sup>2</sup> /2.59)	I+1 (percent)	LUI+1 (percent)	LUC+1 (percent)	LUR+1 (percent)	LUN+2 (percent)	PD (pess.km <sup>2</sup> x2.59)	Tr (minutos)	INT (mm/25.4)	$H_{mar}$ (mm/25.4)	MNL (kgN por km <sup>2</sup> x(2.59/0.4536))	Tj °C(5/a)+32	BCF
DQO I	5.035	-0.473	-0.087	--	0.388	0.012	--	0.048	--	--	--	0.855	--	--	1.163
DQO II	0.254	-0.259	-0.054	--	0.0003	0.025	--	-0.033	--	--	--	1.556	--	--	1.299
DQO III	46.9	-0.179	-0.047	--	0.32	0.031	--	-0.169	--	--	--	--	--	--	1.27
SS I	2041	0.143	0.108	--	--	--	--	--	--	-0.370	--	--	--	--	1.543
SS II	734	0.132	-0.342	-0.329	--	--	--	--	0.041	--	--	--	--	-0.519	1.65
SS III	176	0.054	0.286	--	0.168	0.072	--	-0.295	--	--	--	--	--	--	1.928
SD I	0.333	-0.402	0.469	0.445	--	--	--	--	--	--	--	1.497	--	--	1.352
SD II	2398	-0.112	0.519	0.468	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-1.373	1.179
TN I	3.52	-0.285	0.033	--	0.512	0.017	--	0.012	--	--	--	-0.129	--	--	1.096
TN II	1.65	-0.204	0.065	0.176	--	--	--	--	--	--	--	--	-0.296	--	1.256
TN III	26915	-0.253	-0.169	0.057	--	--	--	--	--	--	--	-2.737	--	--	1.308
TKN I	1.282	-0.449	0.022	--	0.426	-0.016	--	-0.012	--	--	--	--	0.347	--	1.167
KN II	0.83	-0.224	-0.066	0.039	--	--	--	--	--	--	--	--	0.106	--	1.321
TKN III	9549	-0.157	-0.159	--	--	--	--	-0.086	--	--	--	-2.447	--	--	1.326
TP I	0.085	-0.232	-0.012	--	0.552	-0.08	--	0.038	--	--	--	0.530	--	--	1.261
TP II	0.022	-0.177	-0.133	0.006	--	--	--	--	--	--	2.019	--	--	--	1.521
TP III	2.63	-0.016	-0.107	--	--	0.053	0.184	-0.168	--	--	--	--	--	-0.710	1.363
DP I	0.352	-0.294	-0.013	--	0.629	-0.136	--	-0.046	--	--	--	-0.297	--	--	1.266
DP II	0.003	-0.209	-0.174	0.245	--	--	--	--	--	--	1.514	--	--	--	1.567
DP III	0.06	0.189	-0.076	--	--	--	--	0.358	--	--	--	--	--	--	1.341
CD I	0.338	-0.256	0.025	--	0.090	0.033	--	-0.110	--	--	--	0.481	--	--	1.166
CD II	0.851	0.223	0.189	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0.394	1.284
CU I	11.3	-0.327	0.066	--	0.237	0.048	--	0.155	--	--	0.406	--	--	--	1.297
CU II	9.683	-0.298	-0.151	0.157	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.473
CU III	1774	-0.104	-0.077	--	0.446	0.078	--	-0.204	--	--	-3.247	--	--	--	1.348
PB I	141	-0.347	0.145	--	-0.109	0.034	--	-0.086	--	--	--	0.046	--	--	1.304
PB II	0.487	-0.268	-0.359	--	--	0.099	0.152	-0.008	--	--	--	1.088	--	--	1.433
PB III	39.8	-0.196	0.123	0.404	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.51
ZN I	199	-0.338	0.07	--	--	-0.029	0.144	0.068	--	--	--	-0.004	--	--	1.242
ZN II	0.149	-0.238	-0.201	0.278	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.961	1.65
ZN III	1879	-0.149	-0.061	--	0.285	0.146	-0.078	--	--	--	--	--	--	-0.916	1.322

Tabela 4.20 – Resumo dos coeficientes de regressão para concentração (FHWA, 1996)

**Polução Gerada por Enxurradas em Meio Urbano - Método de DRIVER e TASKER**

Arquivo Modelos RunOff Help

Inicializar Tabela 6 Tabela 7 Tabela 8 Física e Clima Banco\_Dados Cálculos

Evento  
 (Precipitação Total - 1 pol.)

25.4 Hr Total precipitado no evento, mm  
 60 tr duração do evento, min  Sistema Métrico

Dados anuais  
 30 INT-Intensidade máxima da chuva de 24 h/Tr2  
 1200 Hmar-Precipitação média anual, mm  
 10 MNL-Carga média anual de nitrogênio na precipitação, kgN/km2  
 20 Tj-Temperatura mínima média de inverno, oC

Uso do Solo e Características Físicas  
    Célula 8

22656 Área total de drenagem, m2  
 63.952336 Área impermeável, percentagem de A   
 0 LUI Uso Industrial, percentagem de A  
 40 LUC Uso Comercial, percentagem de A  
 60 LUR Uso Residencial, percentagem de A  
 0 LUN Uso não urbano, percentagem de A  
 18578.72 PD Densidade populacional, pessoas/km2

Constituintes  
 DQO  
 Sol. Susp  
 Sol. Dissol  
 N Total  
 N Kjeldahl  
 Fósforo Total  
 Fósforo Dissol  
 Cádmio  
 Cobre  
 Chumbo  
 Zinco  
 Vol d'água

Coef. Regressão  
 B0 = 1990  
 B1 = 1.017  
 B2 = 0.984  
 B3 = 0  
 B4 = 0.226  
 B5 = 0.228  
 B6 = 0  
 B7 = -0.286  
 B8 = 0  
 B9 = 0  
 B10 = 0  
 B11 = 0  
 B12 = 0  
 B13 = 0  
 BCF = 2.477

Calcular [miligramas/L]  
 Demanda Química de Oxigênio  
 Sólidos em Suspensão  
 Sólidos Dissolvidos  
 Nitrogênio Total = NN + TKN  
 Nitrogênio Kjeldahl total  
 Fósforo Total  
 Fósforo Dissolvido  
 [microgramas/L]  
 Cádmio recuperável total  
 Cobre recuperável total  
 Chumbo recuperável total  
 Zinco recuperável total  
 [m3 ou ft3]  
 Volume d'água

Resultados - Sistema Internacional

Concentração	Carga Total
0.00000	44.958893
0.00000	49.201709
0.00000	0.00000
0.00000	12.440543
0.00000	0.91660466
0.00000	0.11536335
0.00000	0.036406613
0.00000	0.00000
0.00000	0.44445442
0.00000	0.094732224
0.00000	0.044388684
0.00000	0.00000

Uso e Características Físicas

Total Pluviométrico Anual  
 Hr < 508 mm (20 in)  
 508 <= Hr <= 1020 mm  
 Hr > 1020 mm (40 in)

# Carga Completa

Salvar resultado

Uso e Ocupação do Solo

comercial 40  
 não-urbano 0  
 residencial 60

Características e Símbolos

$$L_p = \left[ \hat{\beta}_0 \times X_1^{\hat{\beta}_1} \times X_2^{\hat{\beta}_2} \dots \times X_n^{\hat{\beta}_n} \times BCF \right] \times 0.4536$$

$L_p$  = Carga escoada Estimada por Enxurrada em kg ou

$\hat{\beta}_0, \hat{\beta}_1, \hat{\beta}_2 \dots \hat{\beta}_n$  = Coeficientes obtidos por Regressão Múltipla

n = Número de parâmetros na regressão

$X_1, X_2 \dots X_n$  = Características Físicas, Uso do Solo ou Climáticas

BCF = Fator de correção de BIAS

19/07/2005 08:26:53 Seleciona uma das opções disponíveis

Imagem 4.1 – Painel principal do programa Stormwater – Método de Driver e Tasker

#### **4.4.8 Método da FHWA.**

##### 4.4.8.1 Concentrações dos Constituintes Poluidores

Os dados relatados para águas pluviais urbanas e qualidade do escoamento superficial de estradas apresentam concentrações de constituintes poluidores similares. Exceções a isso são os elevados níveis de metais pesados no escoamento superficial de estradas devido ao uso de veículos, desgaste e emissões. Metais pesados (particularmente cobre e zinco) são de longe os poluentes de maior prioridade em escoamentos superficiais de estradas. Uma quantidade significativa de nutrientes e poluentes orgânicos de prioridade pode também estar presente no ambiente estradal. Partículas e materiais sólidos no escoamento superficial de estradas são considerados poluentes importantes devido, em parte, a sua habilidade de capturar e transportar outros constituintes poluidores. O Fósforo e outras espécies de metais são conhecidos por serem absorvidas prontamente por sólidos, principalmente partículas finas. Exposição à água freqüentemente libera estes poluentes dentro do sistema aquático onde eles comprometem a qualidade do corpo d'água receptor e o habitat aquático.

Poluentes diferentes são considerados mais significativos, baseados na fonte de escoamento superficial e o uso designado do corpo d'água. Para cursos d'água, a proteção da vida aquática enfatizará normalmente metais pesados. Para lagos, se sugere que o efeito de descargas de fósforo no nível trófico seja a consideração mais importante. Portanto, a importância relativa de qualquer constituinte de escoamento superficial típico variará com o tipo do corpo d'água receptor, seu uso, e sua saúde ecológica geral.

A Tabela 4 fornece variações de concentrações de constituintes e taxas de carregamentos.

As colunas "Carga" refletem as concentrações observadas (em miligramas/litro) multiplicadas pela vazão do escoamento superficial para estimar a quantidade de poluentes (em quilogramas) que são transportadas por uma dada área superficial (em hectares) ou dentro de um evento de precipitação único. As amplas variações de valores para concentrações bem como para taxas de carregamentos enfatiza a alta variabilidade na qualidade do escoamento superficial de estradas.

Constituintes	Concentração (mg/l)	Carga (kg/ha/ano)	Carga (kg/ha/evento)
<b>SÓLIDOS</b>			
Totais	437 - 1147		58,2
Dissolvidos	356	148	
Suspensos	45 - 798	314 - 11.862	1,84 - 107,6
Voláteis, dissolvidos	131		
Voláteis, suspensos	4,3 - 79	45 - 961	0,89 - 28,4
Voláteis, totais	57 - 242	179 - 2518	10,5
<b>METAIS</b>			
Zinco	0,056 - 0,929	0,22 - 10,4	0,004 - 0,025
Cádmio	0,0 - 0,004	0,0072 - 0,037	0,002
Arsênico	0,058		
Níquel	0,053	0,07	
Cobre	0,022 - 7,033	0,030 - 4,67	0,0063
Ferro	2,429 - 10,3	4,37 - 28,81	0,56
Cromo	0,00 - 0,04	0,012 - 0,10	0,0031
Magnésio	1.062		
Merúrio	3,22	0,007	0,007
<b>NUTRIENTES</b>			
Nitrogênio Amônia	0,07 - 0,22	1,03 - 4,60	
Nitrogênio Nitrato e Nitrito	0,15 - 1,636	0,8 - 8,0	0,078
Nitrogênio Orgânico	0,965 - 2,3		
Nitrogênio Kjeldahl Total	0,335 - 55,0	1,66 - 31,95	0,17
Fósforo Total	0,113 - 0,998	0,6 - 8,23	
<b>OUTROS</b>			
Coliformes Totais	570 - 6200		
Coliformes Fecais	50 - 590		
Sódio		1,95	
Cloreto		4,63 - 1.344	
Carbono Orgânico Total	24 - 77	31,3 - 342,1	0,88 - 2,35
DQO	14,7 - 272	128 - 3868	2,90 - 66,9
DBO(5 dias)	12,7 - 37	30,6 - 164	0,98
Hidrocarbonetos Poliaromáticos		0,005 - 0,18	
Óleo e Graxa	2,7 - 27	4,85 - 767	0,09 - 0,16

Tabela 4.21- Valores médios para constituintes no escoamento superficial de estradas.

#### 4.4.8.2 Metodologia de Cálculo.

A FHWA desenvolveu um método para estimar o carregamento de poluentes devido ao escoamento superficial poluidor. Características locais usadas diretamente em equações determinam a vazão de descarga, volume de escoamento superficial, e taxa de carregamento de massa de poluentes. Os passos exigidos para determinação da carga de massa de poluentes anual e por evento incluem o cálculo da quantidade de escoamento superficial no local e identificação da concentração média de poluentes no mesmo.

Algumas informações sobre o local são necessárias para a determinação da quantidade e qualidade do escoamento superficial. A informação que precisa ser obtida inclui a área de drenagem do local, porcentagem de impermeabilidade, informações sobre o escoamento superficial da estrada e concentração de poluentes no mesmo.

Área de Drenagem e Porcentagem Impermeável. A área de drenagem da faixa-de-dominio total da estrada (A) e a área do pavimento da estrada (AI) são necessárias. Ambos os valores devem estar em hectares. (A) é a área da faixa-de-dominio total para o seguimento da estrada contribuindo com poluição para os cursos d'água. (AI) é a área do pavimento impermeável da estrada. A razão de (AI) por (A) iguala a fração impermeável do seguimento da estrada. Essa razão é usada para calcular a vazão e o volume do escoamento superficial.

Características de chuvas. As características de chuvas exigidas para calcular a carga de massa incluem o Volume Médio (Vms) e o Intervalo Médio entre Eventos (Ts). Para a análise do impacto sobre um curso d'água e análise do impacto sobre lagoas, outros parâmetros são também requeridos.

O Número Médio de Tempestades por ano será também necessário para os cálculos subsequentes para carregamento de massa. Este é igual às horas em um ano dividido pelo intervalo médio, em horas, entre tempestades:

$$N_s = (365 \times 24) / T_s$$

onde:

Ns= número médio de tempestades por ano;

Ts= intervalo médio entre tempestades (horas).

Concentrações de Poluentes no Escoamento Superficial de Estradas. Determinação da taxa de carregamento de poluentes requer a concentração mediana local dos poluentes e o coeficiente de variação da concentração média do evento poluidor. A concentração mediana local é a mediana da concentração média do evento. As tabelas 4.22 e 4.23 listam as concentrações medianas locais para estradas urbanas e rurais. Estas tabelas podem ser usadas para determinar valores iniciais das concentrações medianas locais baseadas no número de veículos por dia. A Tabela 4.22 se aplica a estradas com uma média de mais de 30.000 veículos por dia. A Tabela 4. para menos de 30.000. Geralmente, o valor mediano mostrado na tabela para 50% dos locais pode ser usado. Entretanto, deve se usar julgamento para ajustar estes valores conforme o necessário. Um coeficiente de variação para a concentração mediana local de 0,75 é geralmente uma boa estimativa para todos os locais de estradas e todos os

poluentes. Mais especificamente, 0,71 pode ser usado para estradas urbanas, enquanto 0,84 para rurais.

(A) Estradas Urbanas: Trafego médio diário usualmente mais de 30.000 veículos por dia.					
Concentração Média Local (Cmed) mg/l					
Porcentagem de locais possuindo uma CME média menor do que a concentração indicada.					
Poluentes	10% dos Locais	20% dos Locais	50% dos Locais	80% dos Locais	90% dos Locais
TSS	68	88	142	230	295
VSS	20	25	39	61	78
TOC	8	12	25	51	74
COD	57	72	114	179	227
NOC+3	0,39	0,49	0,76	1,18	1,48
TKN	1,06	1,27	1,83	2,62	3,17
PO4-P	0,15	0,21	0,40	0,76	1,06
Cobre	0,025	0,032	0,054	0,091	0,119
Zinco	0,192	0,231	0,329	0,469	0,564

Tabela 4.22- Concentrações Médias no Escoamento de Estradas Urbanas.

(B) Estradas Rurais: Trafego médio diário usualmente mais de 30.000 veículos por dia.					
Concentração Média Local (Cmed) mg/l					
Porcentagem de locais possuindo uma EMC média menor do que a concentração indicada.					
Poluentes	10% dos Locais	20% dos Locais	50% dos Locais	80% dos Locais	90% dos Locais
TSS	12	19	41	90	135
VSS	6	7	12	19	25
TOC	4	5	8	13	17
COD	28	34	49	80	85
NOC+3	0,23	0,29	0,46	0,72	0,91
TKN	0,34	0,47	0,87	1,59	2,19
PO4-P	0,06	0,08	0,16	0,33	0,48
Cobre	0,010	0,013	0,022	0,038	0,050
Zinco	0,035	0,046	0,080	0,139	0,185

Tabela 4.23 - Concentrações Médias no Escoamento de Estradas Rurais.

Estas tabelas são baseadas em medidas de campo tomadas entre 1975 e 1985. Práticas de estradas e mudanças nos veículos (mudanças nos combustíveis) através das décadas poderiam resultar em mudanças nas concentrações relatadas acima.

Volume de Escoamento Superficial. As equações seguintes determinam o volume de escoamento superficial do evento médio de tempestade.

$$V_{ms} = R_v \times H_{ms} \times A \times 10$$

onde:

$V_{ms}$  = volume de escoamento superficial para o evento de tempestade médio (m<sup>3</sup>);

$R_v$  = coeficiente de escoamento superficial;

$A$  = área de drenagem do seguimento de estrada (ha);

$H_{ms}$  = volume de chuvas para o evento de tempestade médio (mm).

$$R_v = (0,007 \times I) + 0,10$$

onde:

$I$  é a porcentagem de impermeabilidade da área de drenagem;

Carga da massa de poluentes no Escoamento Superficial. A carga de massa é calculada pela multiplicação da concentração e do volume de escoamento superficial. O carregamento de massa anual deve ser estimado pela multiplicação da carga do evento médio e o número de eventos por ano. A carga de massa média por evento é o produto do volume de escoamento superficial médio e a concentração média do evento médio para o local.

Até esse ponto, valores medianos foram usados para a concentração. A mediana precisa ser convertida para a concentração média do evento médio para o local, como mostrado abaixo:

$$C_m = C_{med} \times (1 + CV^2)^{1/2}$$

onde:

$C_m$  = Concentração Média no Evento (mg/l);

$C_{med}$  = Concentração mediana de poluentes local (mg/l);

$CV$  = coeficiente de variação da concentração média do evento.

A carga de massa do evento médio é então calculada como mostrado abaixo:

$$L_m = \frac{C_m \times V_{ms}}{1000}$$

onde:

$L_m$  = carregamento de massa de poluentes média (kg por evento)

O carregamento de massa anual do local da estrada é calculado pela multiplicação da carga de massa da tempestade média e o número de tempestades por ano.

$$L_a = L_m \times N_s$$

onde:

$L_a$  = carregamento de massa anual dos poluentes;

## 4.5 Estudos de Caso

### 4.5.1 Método de SCHUELER (1987) para um Trecho de Rodovia

A Rodovia Presidente Dutra ou BR-116 está sob jurisdição da União e atualmente é administrada como uma concessão rodoviária pela Concessionária Nova-Dutra. Classificada como uma rodovia longitudinal, de direção geral Norte-Sul, no trecho em estudo faz a ligação entre os Estados do Rio de Janeiro e São Paulo.

O trecho selecionado está localizado no Município de Queimados, parte integrante do Estado do Rio de Janeiro. Possui 2 pistas, divididas em 2 faixas de rolamento mais um acostamento, além de um canteiro central cuja área será considerada também no estudo. A faixa-de-domínio neste trecho possui 60 metros de largura.

As dimensões geométricas importantes a serem consideradas neste estudo são:

Características da Rodovia	
Velocidade Máxima	100 km/h
Largura da Faixa de Rolamento	3,60 m
Largura do Acostamento Externo	3,00 m
Largura do Canteiro Central	6.80 m

Tabela 4.24 - Dimensões da Rodovia Presidente Dutra.

A importância desse trecho está no fato da estrada cruzar o Rio Guandu, o principal recurso hídrico envolvido no abastecimento de águas para consumo da população da cidade do Rio de Janeiro. Os poluentes presentes no escoamento superficial desta estrada podem produzir uma carga poluidora considerável, que pode pôr em risco a saúde das populações ribeirinhas que venham a usar o rio como fonte de águas para consumo, e prejudicar a vida aquática e o meio-ambiente na área banhada por suas águas.

A partir da ponte que permite a estrada ultrapassar este escoamento concentrado, o trecho escolhido possui 1480 metros. Para caracterização da área, um levantamento topográfico foi realizado com uma Estação Total Topcon GTS-210.

A maior parte do trecho se desenvolve em aterro, sendo assim as águas que são interceptadas pelo seu sistema de drenagem são, na prática, apenas aquelas que incidem sobre a superfície do pavimento e área da faixa-de-domínio. Não há contribuição de águas incidentes sobre taludes de corte próximos ao leito estradal, que seriam coletadas pelas sarjetas. Também não há valetas de proteção da saia de aterro, sendo assim será necessário

propor um novo sistema de drenagem para que as águas sejam coletadas e levadas até o ponto onde pretendemos instalar a BMP.

A área total considerada envolve todo o trecho de estrada e sua faixa-de-domínio, incluindo o canteiro central. A área impermeável corresponde à superfície do pavimento asfáltico da estrada. Encontramos então a porcentagem impermeável da área:

Área:

$$\begin{aligned} \text{Total} &= \text{Comprimento total do trecho} \times \text{Largura da faixa-de-domínio} \\ &= 1600,00 \text{ metros} \times 60 \text{ metros} = 96000,00 \text{ m}^2 = 9,6 \text{ ha;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asfaltada} &= \text{Comprimento total do trecho} \times \text{Largura total das faixas de Rolamento} \\ &= 1600 \text{ metros} \times (4 \times 3,6 + 2 \times 3,0) \text{ metros} = 32.640,00 \text{ m}^2 = 3,3 \text{ ha.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \text{Área Total} / \text{Área Asfaltada} \times 100\% \\ &= 3,3 / 9,6 \text{ ha} \times 100\% = 34,4 \% \end{aligned}$$

De posse do valor I calculado, pode-se determinar o coeficiente de escoamento superficial:

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times (34,4) = 0,36$$

O volume total de chuva precipitado sobre a região durante o período de um ano, conforme observado anteriormente na apresentação dos dados de chuva correspondentes à região analisada, é de:

$$H_r = 1772,5 \text{ milímetros}$$

Considera-se que em 90% dos casos as chuvas produzem escoamento superficial apreciável.

$$P_j = 0,9$$

Estes dados permitem calcular agora a carga de poluentes anual para o trecho de estrada considerado. Para cada constituinte poluidor utilizaremos o C correspondente encontrado na tabela 4.23, obtendo pela fórmula proposta no método à carga individual para cada um deles:

$$\text{Fósforo Total: } L_p = 25,7 \text{ kg/ano}$$

$$\text{Nitrogênio Total: } L_p = 185,1 \text{ kg/ano}$$

$$\text{Demanda Química de Oxigênio: } L_p = 6.933,4 \text{ kg/ano}$$

$$\text{Demanda Biológica de Oxigênio: } L_p = 665,4 \text{ kg/ano}$$

$$\text{Zinco (Zn): } L_p = 21,2 \text{ kg/ano}$$

$$\text{Cobre (Cu): } L_p = 2,6 \text{ kg/ano}$$

Foram obtidas desta forma as cargas anuais para os diversos constituintes através do Método Simplificado.

#### 4.5.2 Método do FHWA para um Trecho de Rodovia

Fazendo a aplicação ao estudo de caso já apresentado, inicia-se pela determinação do número médio de eventos de tempestade ao longo do ano. Uma vez que não se dispõe dos dados referentes ao intervalo médio entre chuvas, não será utilizada a fórmula do método para a obtenção do número de eventos médio por ano. Será utilizado o número de dias em que ocorreram eventos de chuva ao longo do ano como uma estimativa do número de eventos anuais. A suposição é de que cada dia corresponde a um evento. Conforme discutido anteriormente, para a região do estudo tem-se, então:

$$N_s = 117,4 \text{ eventos.}$$

Em seguida passa-se para a determinação do volume médio de escoamento superficial para cada um dos eventos de chuva. O coeficiente de escoamento superficial proposto para este método precisa antes ser obtido. Como visto anteriormente, 34,4% correspondem à porcentagem impermeável (I), então:

$$R_v = (0,007 \times 34,4) + 0,10 = 0,341$$

O volume de chuvas para o evento médio de tempestade será obtido através do conhecimento da precipitação anual total e a adoção do número de dias de chuva como número médio de eventos de tempestade.

$$H_{ms} = (1772,5)/117,4 = 15,1 \text{ milímetros.}$$

Como visto anteriormente, a área total corresponde a um total de 9,6 ha. De posse destes dados, o volume de escoamento é calculado:

$$V_{ms} = 0,341 \times 15,1 \times 9,6 \times 10 = 494,2 \text{ m}^3$$

A estrada em questão possui tráfego pesado, com mais de 30.000 veículos por dia. Assim, utiliza-se a Tabela 4. que fornece a concentração mediana local (C<sub>med</sub>) para estradas em locais urbanos. O coeficiente de variação de concentração do evento médio é de 0,71 para áreas urbanas.

Para cada constituinte calcula-se agora a CME, a carga de massa por evento e a carga de massa anual.

Sólidos em Suspensão Totais:

$$C_{med} = 142 \text{ mg/L}$$

$$C_m = 142 \times (1+0,71^2)^{1/2} = 174 \text{ mg/L}$$

$$L_m = (174 \times 494,2)/1000 = 86,0 \text{ kg/evento.}$$

$$L_a = 86,0 \text{ kg/evento} \times 117,4 \text{ eventos} = 10.095,3 \text{ kg/ano.}$$

Demanda Química de Oxigênio:

$$C_{med} = 114 \text{ mg/L}$$

$$C_m = 114 \times (1+0,71^2)^{1/2} = 140 \text{ mg/L}$$

$$L_m = (140 \times 494,2)/1000 = 69,2 \text{ kg/evento.}$$

$$L_a = 69,2 \text{ kg/evento} \times 117,4 \text{ eventos} = 8.122,7 \text{ kg/ano.}$$

Nitrogênio Total:

$$C_{med} = 2,59 \text{ mg/L}$$

$$C_m = 2,59 \times (1+0,71^2)^{1/2} = 3,17 \text{ mg/L}$$

$$L_m = (3,17 \times 494,2)/1000 = 1,57 \text{ kg/evento.}$$

$$L_a = 1,57 \text{ kg/evento} \times 117,4 \text{ eventos} = 184,3 \text{ kg/ano.}$$

Fósforo Total:

$$C_{med} = 0,40 \text{ mg/L}$$

$$C_m = 0,40 \times (1+0,71^2)^{1/2} = 0,49 \text{ mg/L}$$

$$L_m = (0,49 \times 494,2)/1000 = 0,24 \text{ kg/evento.}$$

$$L_a = 0,24 \text{ kg/evento} \times 117,4 \text{ eventos} = 28,4 \text{ kg/ano.}$$

Cobre:

$$C_{med} = 0,054 \text{ mg/L}$$

$$C_m = 0,054 \times (1+0,71^2)^{1/2} = 0,066 \text{ mg/L}$$

$$L_m = (0,066 \times 494,2)/1000 = 0,033 \text{ kg/evento.}$$

$$L_a = 0,033 \text{ kg/evento} \times 117,4 \text{ eventos} = 3,9 \text{ kg/ano.}$$

Zinco:

$$C_{med} = 0,329 \text{ mg/L}$$

$$C_m = 0,329 \times (1+0,71^2)^{1/2} = 0,403 \text{ mg/L}$$

$$L_m = (0,403 \times 494,2)/1000 = 0,200 \text{ kg/evento.}$$

$$L_a = 0,200 \text{ kg/evento} \times 117,4 \text{ eventos} = 23,5 \text{ kg/ano.}$$

### 4.5.3 Método de AMY para um Reservatório de Detenção

O polder Alberto de Oliveira localiza-se na margem direita do rio Sarapuí, em ponto próximo à sua confluência com o rio Iguaçu, pouco à montante do seu deságüe na baía de Guanabara. A bacia contribuinte para o canal auxiliar possui uma área de 14,7 km<sup>2</sup> e uma extensão de aproximadamente 7 km.

O sistema vem sofrendo com a redução do seu volume de armazenagem, pela ocupação irregular da área destinada ao seu reservatório pulmão. Sucessivos loteamentos e aterros vêm ocorrendo, na última década, na área originalmente projetada para o polder. O remanescente do reservatório original possui, atualmente, cerca de 15% da área de projeto. Tal redução drástica na capacidade de armazenamento do reservatório vem acarretando em sérios alagamentos na região. A Figura 4.1 apresenta uma vista aérea do polder Alberto de Oliveira.

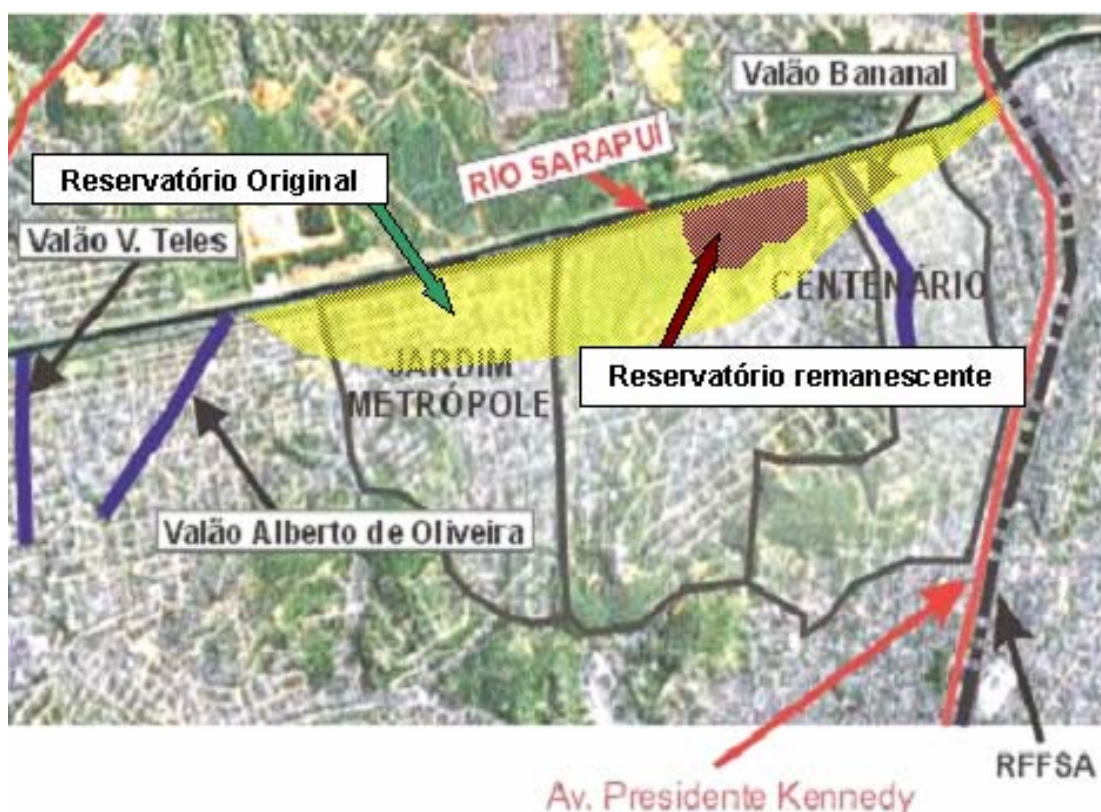


Figura 4.1- Áreas remanescentes e de projeto do polder Alberto de Oliveira.

Considerando a área do bairro de Olavo Bilac cujo escoamento contribui diretamente para o Polder, apenas a avenida Pedro Lessa possui limpeza com frequência aproximadamente semanal. Segundo informação obtida junto a moradores locais que ali transitavam no dia do levantamento de campo, as demais ruas do bairro não recebem estes serviços públicos, sendo apenas as calçadas parcialmente varridas pelos próprios moradores.

Supõe-se que as ruas pertencentes à bacia de drenagem estejam completamente limpas no primeiro dia de cálculo, isto é, o início da simulação aqui proposta. Supondo-se também que ocorra uma deposição ou produção diária de sedimentos totais da ordem de 80 kg/ha e que durante o ano hidrológico médio ocorra aproximadamente 10 eventos chuvosos de magnitude igual ou maior que 1.27 cm (0.5 pol.) de precipitação efetiva, portanto que a equação (4.15) se aplique e mais ainda arbitrando-se que o intervalo médio transcorrido entre os eventos de chuva sejam da ordem de 8 dias. Com essa última hipótese estima-se que o total de sedimentos depositados praticamente não se altere durante o transcorrer dos cálculos.

Pode-se fazer as seguintes contas aproximadas:

- $t = 0$  (início do período chuvoso);  $X_0 = 0.0$  kg/ha.

Sedimentos acumulados após 7 dias:

- $X_7 = 7(80) = 560$  kg/ha.

A eficiência de remoção normalmente utilizada na literatura é de 40%, isto é,  $e = 0,4$ . Todavia, como dito anteriormente, sabe-se que somente a avenida principal é varrida e como foi adotado um intervalo de 8 dias, acredita-se que regionalmente a eficiência de limpeza seja da ordem de 10%. Então:

- $S_7 = 0.10 (560) = 56$  kg/ha

No oitavo dia, o total de sedimentos remanescentes será igual a :

- $X_8 = X_7 - S_7 + x = 560 - 56 + 80 = 584$  kg/ha.

Para o 1º evento chuvoso, a equação de lavagem do sedimento fica sendo:

- $Y_8 = [1 - \exp(-1.8(1.27))] 584 = 524$  kg/ha.

O peso remanescente fica sendo  $584 - 524 = 60$  kg/ha.

Para o 2º evento chuvoso em seqüência, tem-se

- $X_{15} = 560 + 60$  (remanescente) = 620 kg/ha;
- $X_{16} = X_{15} - S_{15} + x = 620 - 62 + 80 = 638$  kg/ha;
- $Y_{16} = [1 - \exp(-1.8(1.27))] 638 = 574$  kg/ha .

O peso remanescente fica sendo  $638 - 574 = 64$  kg/ha.

Os cálculos devem prosseguir para os demais oito passos de forma análoga aos passos acima expostos. Verifica-se que o valor de  $Y_{16}$  praticamente se repete para os demais  $(n-2)$  eventos chuvosos. Vale ressaltar que o procedimento está baseado na hipótese que em um ano hidrológico com características de precipitação média, ocorreram 10 eventos com

precipitação superior a 12.7mm de chuva. Para um melhor detalhamento, devem-se extrair do banco de dados pluviométricos local ou de mapas de regionalização a lista de eventos de chuva e seus intervalos de ocorrência para um melhor entendimento do padrão de chuvas local.

A carga anual específica por unidade de área pode ser calculada como:

- $Y_{ano} = S Y_i$  (i = 1 até 10)  $\cong 5740$  kg/ha.ano

Para a região em estudo, cuja área de contribuição é de aproximadamente 715 ha, chega-se a um valor para a contribuição anual de sedimentos ao reservatório de:

- $Y_{total} \cong 4100$  tons/ano

Em termos de volume basta dividir o peso total 4100 t/ano pelo peso específico médio do sedimento (1,65 t/m<sup>3</sup>, amostra contendo principalmente areia), o que resulta em perda anual de volume de cerca de 2.500m<sup>3</sup>, sabendo-se que o reservatório possui 170.000 m<sup>3</sup> de volume útil (V = 200.000 m<sup>2</sup> x 0,85 m), correspondendo a 1,5% de sua capacidade.

#### **4.5.4 Método de DRIVER e TASKER - Rio Carioca – Laranjeiras**

A urbanização da cidade do Rio de Janeiro se caracterizou pela intensa modificação do meio ambiente e de seus corpos d'água. Rivalizando com as culturas nativas, que se adaptava ao ambiente, a colonização europeia do século 16, tentou transformar em pouco tempo uma região tropical em uma cidade aos moldes europeus. Isso significou a modificação do espaço antes dotado de grande número de rios. Hoje, quase todos eles ou tiveram seus cursos modificados, ou estão ocultos sob a forma de galerias pluviais, e ainda há os que já não existem.

Sob essa perspectiva o Rio Carioca se destaca. Com seu curso original passando pelos locais mais antigos da cidade, ele acompanhou desde cedo as profundas mudanças no espaço e sua história confunde-se com a da cidade.

O rio Carioca nasce, no Maciço da Tijuca. Atualmente só é visível a céu aberto da nascente até o Largo do Boticário, em frente à Ladeira do “Ascurra”, depois corre por galerias subterrâneas e na altura da Rua Barão do Flamengo, desemboca na Baía de Guanabara. Sua história é tão importante quanto à história do desenvolvimento da cidade, pois foi partindo da sua localização que surgiram os primeiros bairros do Rio de Janeiro.

O nome “Carioca” fora dado por volta do ano de 1503, quando, num de seus braços próximo ao morro da Viúva os portugueses edificaram uma casa de feitoria, apelidada pelos índios tamoios de “Cari-Óca” (Casa de Branco). Onde existiu essa casa, desaparecida já no século XVII, hoje está um prédio moderno na atual esquina da rua Cruz Lima com a Praia do Flamengo.

Em 1719 foi construído o primeiro aqueduto ligando as encostas de Santa Teresa ao Campo de Santo Antônio. O aqueduto conduzia a água até um chafariz todo de pedra com 16 bicas ornadas de carrancas e de bronze. Em 1740 foi construído um aqueduto mais longo, mais alto e mais forte para levar a água mais perto dos moradores. Em 1750, foi inaugurado o Aqueduto Carioca, construído pelos escravos, feito de pedra, cal, areia, tijolo e óleo de baleia, com 270 metros de comprimento, 18 metros de altura média e com 42 arcos em estilo romano clássico.



Figura 4.2 - Arcos da Lapa, aqueduto por onde passava o Rio Carioca.

No final do século XIX, o aqueduto perdeu sua função primeira, tornando-se via de acesso ao bairro de Santa Teresa. Os bondinhos passaram a trafegar nos arcos, transportando passageiros do Largo da Carioca para diferentes pontos do bairro.

Outra intervenção na Bacia do Rio Carioca ocorreu também no fim do século XIX. O que agora é a Floresta da Tijuca não existia há menos de dois séculos. No lugar dela, o que havia era um monte de plantações de cana-de-açúcar e café que aos poucos se estendeu por toda a Serra da Carioca até a Floresta da Tijuca, causando a devastação de ambas.

A ação predatória causou a decadência dos cafezais, pelo rápido declínio da produtividade, na primeira metade do Século XIX. Então D. Pedro II voltou-se para a Floresta com o objetivo de obter água para a cidade. Em 1861, após a desapropriação de várias fazendas, se iniciou o reflorestamento com o plantio de mais de 75 mil espécies de árvores muitas delas oriundas de outros países tropicais.

Atualmente, a Bacia do Rio Carioca possui uma ocupação heterogênea. Próximo a sua nascente há áreas verdes como a Floresta da Tijuca que resistem ao avanço das favelas enquanto ao longo de seu percurso, o rio cruza com uma das áreas mais urbanas da cidade recebendo esgotos. Essa heterogeneidade na ocupação é também observada na qualidade da água em cada trecho. Ou seja, o rio nasce com boa qualidade e adquire ao longo de seu percurso as cargas poluidoras que o transformam em sua foz em um rio de cor escura e odor desagradável.

Antes de chegar na praia do Flamengo o rio é duas vezes desviado. Sua vazão em tempo seco é coletada pela CEDAE e lavada ao emissário submarino. A vazão excedente é

interceptada por uma galeria de cintura e desviada para uma estação de tratamento, depois de passar pela estação o rio deságua na Baía de Guanabara.

### Uso e ocupação

Os dados físicos e os mapas de uso e ocupação do solo foram obtidos de SCHLEE (2001), incluindo um mapa do perfil do rio com diversas características do mesmo ao longo de sua extensão. A fim de estudar os diferentes graus de poluição em função dos diferentes tipos de ocupação, a bacia foi dividida em três regiões com características distintas. Cada uma delas apresenta um estágio que vai da ausência de urbanização a uma região extremamente urbanizada.

A primeira região está dentro do Parque da Tijuca, uma área de preservação ambiental que abriga a Floresta da Tijuca. Visitando o local se observou uma floresta densa e a quase ausência de ocupação. A única interferência humana que o rio sofre é o trem turístico que vai do Cosme Velho ao Cristo Redentor. Sobre a qualidade do rio, foi observado primeiramente que ele é límpido e sem odores fortes.



Figura 4.3 - Mapa do Parque da Tijuca



Figura 4.4 - Parque da Tijuca

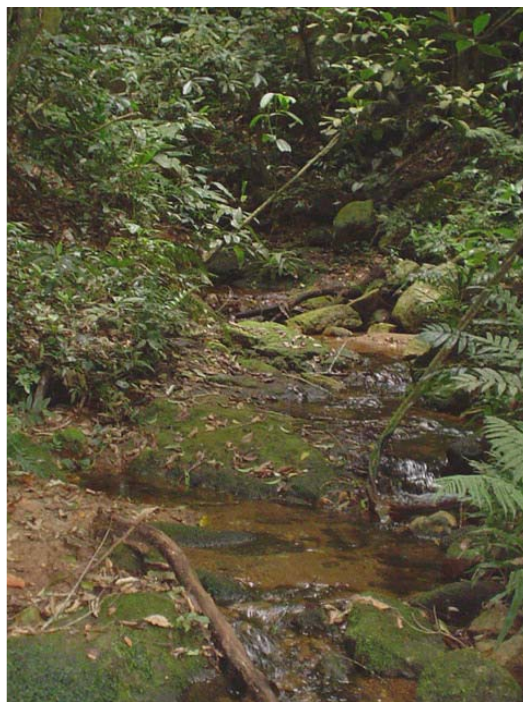


Figura 4.5 - Rio passando pelo Parque da Tijuca

A segunda região é heterogênea e composta pelos bairros de Santa Tereza e Cosme Velho, bairros tradicionais e nobres com predominância de casas, favelas, vias expressas (Túnel Rebouças) e ainda um pouco de floresta. O limite desta região é o Largo do Boticário, onde o rio passa a céu aberto pela última vez. É observada a mudança de qualidade da água, pois neste ponto o rio é turvo e com odor desagradável, o que também foi confirmado pela análise do laboratório.



Figura 4.7 - Comunidade dos Guararapes



Figura 4.6 - Próximo ao Largo do Boticário

A terceira região corresponde à planície da bacia, bastante urbanizada. O rio corre sob as ruas até chegar na estação de tratamento no Parque do Flamengo. Entretanto antes de chegar na praia do Flamengo o rio é duas vezes desviado. Sua vazão em tempo seco é coletada pela CEDAE e lavada ao emissário submarino. A vazão excedente é interceptada por uma galeria de cintura e desviada para uma estação de tratamento, depois de passar pela estação o rio deságua na Baía de Guanabara.



Figura 4.8 - Estação de tratamento na praia do Flamengo

Uso e ocupação										Clima	
Região	descrição	área	I	LUI	LUC	LUR	LUN	PD	nº de pav edificações	Temp	Umidade
1	Parque da Tijuca	1	10	0	0	0	100	0	0	22,5°C	63%
2	mista (floresta, casas, favela)	1,8	65	< 1	4	46	40	9200	1-3	26,5°C	62%
3	extremamente urbana	5,1	80	< 1	26	61	13	2300 0	7-18	27,5°C	53%

Tabela 4.25 - Uso e ocupação

Parâmetros	Planejamento Municipal de Áreas Urbanas (principais regiões da cidade)										
	Total	AP1	%	AP2	%	AP3	%	AP4	%	AP5	%
Área territorial (ha)	125528	3582.5	2.85	9898.4	7.88	20745.2	16.53	30352	24.18	60949.9	48.55
Área total construída (m2)	1.4E+08	1.8E+07	13.12	4E+07	30.3	43937926	31.88	18373389	13.33	15666071	11.37
Área residencial (m2)	9.7E+07	4572029	4.7	3E+07	34.78	31655358	32.53	15240996	15.66	11990241	12.32
População total (1996)	5551538	282544	5.09	1E+06	18.1	2297712	41.39	575992	10.37	1390505	25.05
População favelas (1996)	952429	83685	8.78	137902	14.48	505092	53.03	86157	9.06	139593	14.65
Densidade populacional (hab/ha) (1996)	44.2	78.9		101.5		110.8		19		22.8	
Área verde (média/hab)	54.93	4.78		18.83		0.57		154.25		54.22	
ISS (1998)	7.5E+08	3.6E+08	48.35	2E+08	29.58	1.11E+08	13.57	37829858	5.03	17216667	2.29
ICMS (1998)	4158972	1819633	43.75	214683	5.16	1321846	31.78	509051	12.24	293758	7.06
IPTU (1998)	4.4E+08	7.5E+07	17.19	2E+08	42.09	66360100	15.24	98264869	22.56	12705129	2.92

AP1 - área do núcleo, setor leste

AP2 - setores sul e sudeste, incluindo o vale do rio Carioca

AP3 - setor norte

AP4 - setor oeste (exterior)

Ap5 - setor oeste (interior)

Tabela 4.26 - Indicadores urbanos e sociais. Fonte PCRJ/IPP 2000-2002

Parâmetros	(CONAMA - Resolução 20/1986 e 271/2000)	Parque da Tijuca -TP			Fav. Guararapes-FG		
		Jul-Ago	Jan	Out	Jul-Ago	Jan	Out
		1991 FEEMA	2001 SCHLEE	2004 UFRJ	1991 FEEMA	2001 SCHLEE	2004 UFRJ
DBO (mg/l)	3.0	2	-	2.7	-	-	9.7
OD (mg/l)	< 6	8,6- 9,2	-	-	-	-	-
Coliformes Fecais (NMP/100ml)	200 excelente 800 satisfatório	0 - 34	150	240	-	1,2 - 3,0	1100
Condutividade (mS/cm)	-	80 - 83	60.5	-	-	80 - 149	-
Ferro (mg/l)	0.3	-	0.04	-	-	0,1 - 0,13	-
Nitrato (mg/l N-NO3)	10	1,3 - 2,0	1.25	-	-	1,19 - 1,46	-
Nitrito (mg/l N-NO2)	1.0	0.001	-	-	-	0.07	-
pH	6,0 - 9,0	5,0 - 7,4	6.35	7.12	-	6,8 - 7,25	7.31
SST (mg/l)		-	-	20	-	-	13
SSF (mg/l)	-	-	28	10	-	38 - 70	7
SSV (mg/l)		-	-	10		-	6
Nitrogênio total (mg/l N)	-	-	1.54	-	-	1,48 - 2,4	-
Fósforo total (mg/l P)	0.025	0,01 - 0,04	0.01	-	-	0,01 - 0,22	-
Amônia (mg/l N-NH <sub>3</sub> /NH <sub>4</sub> )	0.02	-	0.003	-	-	0,02 - 0,7	-
DQO (mg/l)		-	-	40	-	-	91
Cor (PtCO)		-	-	46	-	-	49
Turbidez (FAU)		-	-	9	-	-	15

Tabela 4.27 - Parâmetros de qualidade. Fonte: FEEMA-RJ, SCHLEE e LEMA/UFRJ

Parâmetros	(CONAMA - Resolução 20/1986 e 271/2000)	Largo do Boticário-LB			Conde de Baependi - CB			Parque do Flamengo - FP		
		Jul-Ago 1991 FEEMA	Jan 2001 SCHLEE	Out 2004 UFRJ	Jul-Ago 1991 FEEMA	Jan 2001 SCHLEE	Out 2004 UFRJ	Jul-Ago 1991 FEEMA	Mar 2001 FEEMA	Out 2004 UFRJ
DBO (mg/l)	3.0	2,0 - 3,6	-	17.4	20 - 60	-		20 - 50	80	20.3
OD (mg/l)	< 6	7,8 - 8,8	-	-	3,2 - 4,4	-		1,6 - 2,0	0.4	-
Col.Fecais (NMP/100ml)	200 excelente 800 satisfatório	16000 - 500000	3000 - 2400000	2400	160000 - 1600000	-		160000 - 1600000	> 16000000	2400
Condutividade (mS/cm)	-	209 - 416	274 - 416	-	270 - 300	-		300 - 560	-	-
Ferro (mg/l)	0.3	-	0,08 - 1,02	-	-	-		-	-	-
Nitrato (mg/l N-NO3)	10	2,2 - 4,0	0,86 - 2,7	-	0,02 - 1,7	-		0,02 - 0,06	-	-
Nitrito (mg/l N-NO2)	1.0	0,02 - 20	0,1 - 0,4	-	0,01 - 0,4	-		0,003 - 0,2	-	-
pH	6,0 - 9,0	6,9 - 7,3	6,5 - 7,5	7.12	6,5 - 7,5	-		6,2 - 7,3	-	7.09
SST (mg/l)		-	-	38				-	-	61
SSF (mg/l)	-	-	-	7	-	-		-	-	13
SSV (mg/l)		-	-	31				-	-	48
Nitrogênio total (mg/l N)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fósforo total (mg/l P)	0.025	0,1 - 1,54	1,2 - 2,4	-	1,2 - 2,4	-	-	1,2 - 2,4	-	-
Amônia (mg/l N-NH <sub>3</sub> /NH <sub>4</sub> )	0.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DQO (mg/l)		-	-	127.5				-	-	217.5
Cor (PtCO)		-	-	51				-	-	174
Turbidez (FAU)		-	-	20				-	-	45

Tabela 4.28 - Parâmetros de qualidade. Fonte; FEEMA-RJ, SCHLEE e LEMA/UFRJ

Carga (Kg)	Pq Tijuca	Mista	Ultra urbana
DQO	130.86	297.23	929.84
SS	229.77	762.18	4187.86
DS	0.00	0.00	0.00
TN	731.37	2887.95	5361.93
TKN	3.24	3.80	5.26
TP	0.61	2.33	9.39
DP	1.15	1.10	1.23
CD	0.00	0.00	0.00
CU	2.52	7.23	29.29
PB	0.41	4.04	12.09
ZN	0.34	0.36	0.98

Tabela 4.29 - Resultado final da aplicação do método de Driver e Tasker

## Capítulo 5 – Geração Sintética de Polutogramas

### 5.1 Introdução

Nos capítulos anteriores foram abordados diversos tópicos relativos à origem e caracterização dos poluentes acumulados nas diversas paisagens urbanas. No capítulo 4 foram apresentados alguns dos métodos empíricos disponíveis, para avaliação da produção de poluentes durante as enxurradas. Estas metodologias, particularizadas ou não, são capazes de fornecer cargas ou concentrações para eventos hidrológicos isolados ou totalizações anuais, podendo ser úteis, quando conhecidas às condições físicas climáticas dos locais monitorados, para uma avaliação preliminar da produção de poluentes de bacias “semelhantes”. A partir deste ponto se faz necessário estabelecer relações de transferência do material acumulado para o escoamento superficial propriamente dito. Isto pode ser alcançado através dos polutogramas ou dos gráficos de descarga, que relacionam as variações temporais das concentrações ou das cargas lançadas no sistema de drenagem. Os polutogramas podem ser diretamente obtidos através de levantamentos de campo, juntamente com os hidrogramas e hietogramas correspondentes ou indiretamente através de uma metodologia teórica ou semi-empírica que forneça as funções de lavagem ou “washoff”. Este capítulo apresenta uma nova maneira de construir um polutograma sintético, que servirá como condição de contorno essenciais ao funcionamento dos modelos de transporte de poluentes ou modelos de qualidade de água. A definição do que é um sistema “first flush”, agora se mostra oportuna para que seja despertado o interesse neste tipo de medida estrutural de controle de poluição. Logo a seguir é apresentado, a título ilustrativo, um modelo clássico de cálculo transferência de poluentes acumulados nas ruas.

### 5.2 Sistema do Tipo First Flush

*O que é um sistema tipo “first flush” e quando tal sistema deve ser usado?*

Um sistema do tipo “first flush” (SFF) ou da “primeira carga de lavagem” coleta os primeiros 10 a 20 mm de escoamento superficial durante o evento chuvoso, de forma separada do escoamento que se segue. O escoamento coletado é considerado como aquele potencialmente mais poluído e por isso deve ser encaminhado para uma estação de tratamento de águas residuais para estabilização ou então é armazenada para

posterior coleta na categoria de resíduo perigoso. Este SFF deve ser usado em todos os pontos de coleta da rede de drenagem pluvial onde a fonte seja potencialmente poluidora. Os poluentes potenciais comumente coletados em SFF incluem hidrocarbonetos dos combustíveis e óleos, patogênicos das fezes de animais, pesticidas e herbicidas de parques e jardins, e nutrientes dos fertilizantes. Estes escoamentos líquidos são rapidamente variados, aliada a esta dificuldade computacional tem-se também que distribuição temporal das concentrações, para pequenas bacias ou pequenas redes coletoras, muitas vezes exibe um comportamento especial que é a antecipação do pico do polutograma em relação ao pico do hidrograma. Para um canal de drenagem único o funcionamento do SFF é de concepção simples, bastando projetar uma única saída ou derivação do canal principal para a bacia coletora, que deve possuir um dispositivo hidráulico de interrupção de fluxo e um ramal de desvio de emergência. Agora, em uma rede de canais onde cada ramal possua forma, declividade e rugosidade diferentes e áreas de drenagem heterogêneas, pode ser necessária a utilização de modelos de simulação para estabelecer critérios e parâmetros técnicos, tanto para o dimensionamento do sistema de derivação quanto a sua melhor localização geográfica dentro da malha.

### 5.3 Funções de Lavagem ou “Wash-off”

O modelo de lavagem de partículas apresentado por SARTOR e BOYD (1972) utiliza a intensidade da chuva na previsão do carregamento de sedimentos depositados em superfícies impermeáveis. O modelo é dado pela seguinte expressão:

$$N(t) = N_0(1 - e^{-k \cdot r \cdot t}) \quad (5.1)$$

onde

$N$  = lavagem dos sedimentos das ruas (gramas/metro de sarjeta)

$N_0$  = carga inicial de sedimentos, antes do evento chuvoso (gramas/m-sarjeta)

$e$  = constante exponencial (2,718)

$k$  = constante de proporcionalidade (/mm)

$r$  = intensidade da chuva (mm/h)

$t$  = duração da chuva (h)

A constante de proporcionalidade,  $k$ , é uma variável subjetiva escolhida pelo usuário do modelo. Para que o modelo produza resultados confiáveis, a constante de proporcionalidade deve ser calibrada no local de estudo. Sartor e Boyd comentaram que

a constante  $k$  é ligeiramente dependente da textura e condições dos pavimentos e independente da intensidade da chuva e tamanho das partículas. Eles recomendaram o valor de 0.18/mm para que ocorra 90% da lavagem da carga de sedimentos das ruas durante um evento hidrológico de 13 mm/h de chuva efetiva.

Enquanto o modelo (5.1) incorpora tanto a intensidade e duração da chuva em sua estimativa, ele diretamente não relaciona o acúmulo e lavagem dos sedimentos com a intensidade da chuva. Para contabilizar exclusivamente o efeito da intensidade nas quantidades lavadas, NOVOTNY e CHESTERS (1981) desenvolveram um fator de disponibilidade ( $A$ ). A razão deste fator é isolar a quantidade de sedimentos realmente disponíveis para o carregamento, dada a energia relativa da chuva. O fator de disponibilidade é dado por:

$$A = 0.057 + 0.04(r)^{1.1} \quad (5.2)$$

O produto do fator de disponibilidade e a carga total de sedimentos inicial  $N_0$  fornecem a carga de sedimentos suscetível para a lavagem devido a uma dada intensidade de chuva. O modelo de Sartor e Boyd pode ser agora traduzido pela expressão

$$N(t) = A \cdot N_0 (1 - e^{-k \cdot r \cdot t}) \quad (5.3)$$

Para todas as intensidades maiores ou iguais a 18 mm/h, o fator de disponibilidade é igual a 1,0.

## 5.4 Curvas de Massa

Antes da apresentação da metodologia de geração de um polutograma sintético, se faz necessário mostrar a seqüência de cálculo necessária para a confecção da curva de massa  $M(V)$ . A variação das taxas de massa de poluentes durante as enxurradas em sistemas de drenagem é descrita por meio de duas curvas: A hidrógrafa  $Q(t)$  e o polutograma  $C(t)$  para cada poluente considerado. De forma a permitir um estudo comparativo das taxas de transporte de massa de diferentes eventos, se faz necessária uma representação adimensional do fenômeno, BERTRAND-KRAJEWSKI et al. (1998). Esta representação consiste no traçado de curvas que fornecem a variação da massa de poluente acumulada dividida pela massa total de poluente em relação ao volume acumulado dividido pelo volume total. A partir de  $N$  medições da vazão  $Q_i$  e concentração  $C_i$  a cada intervalo  $\Delta t_i$ , e assumindo-se que  $Q$  e  $C$  variem linearmente entre duas medições, a seguinte curva  $M(V)$  pode ser construída

$$\frac{\sum_{i=1}^j C_i Q_i \Delta t_i}{\sum_{i=1}^N C_i Q_i \Delta t_i} = f \left( \frac{\sum_{i=1}^j Q_i \Delta t_i}{\sum_{i=1}^N Q_i \Delta t_i} \right) = f \left( \frac{\sum_{i=1}^j V_i}{\sum_{i=1}^N V_i} \right) \quad (5.4)$$

onde  $N$  é o número total de medições,  $j$  é o índice de 1 a  $N$ , e  $V_i$  é o volume descarregado durante o intervalo de tempo  $\Delta t_i$ . Tal curva  $M(V)$  pode ser vista na figura 5.1. As setas indicam como desenhar cada ponto da curva  $M(V)$  a partir da hidrógrafa e do polutograma. Os detalhes numéricos são apresentados no artigo original.

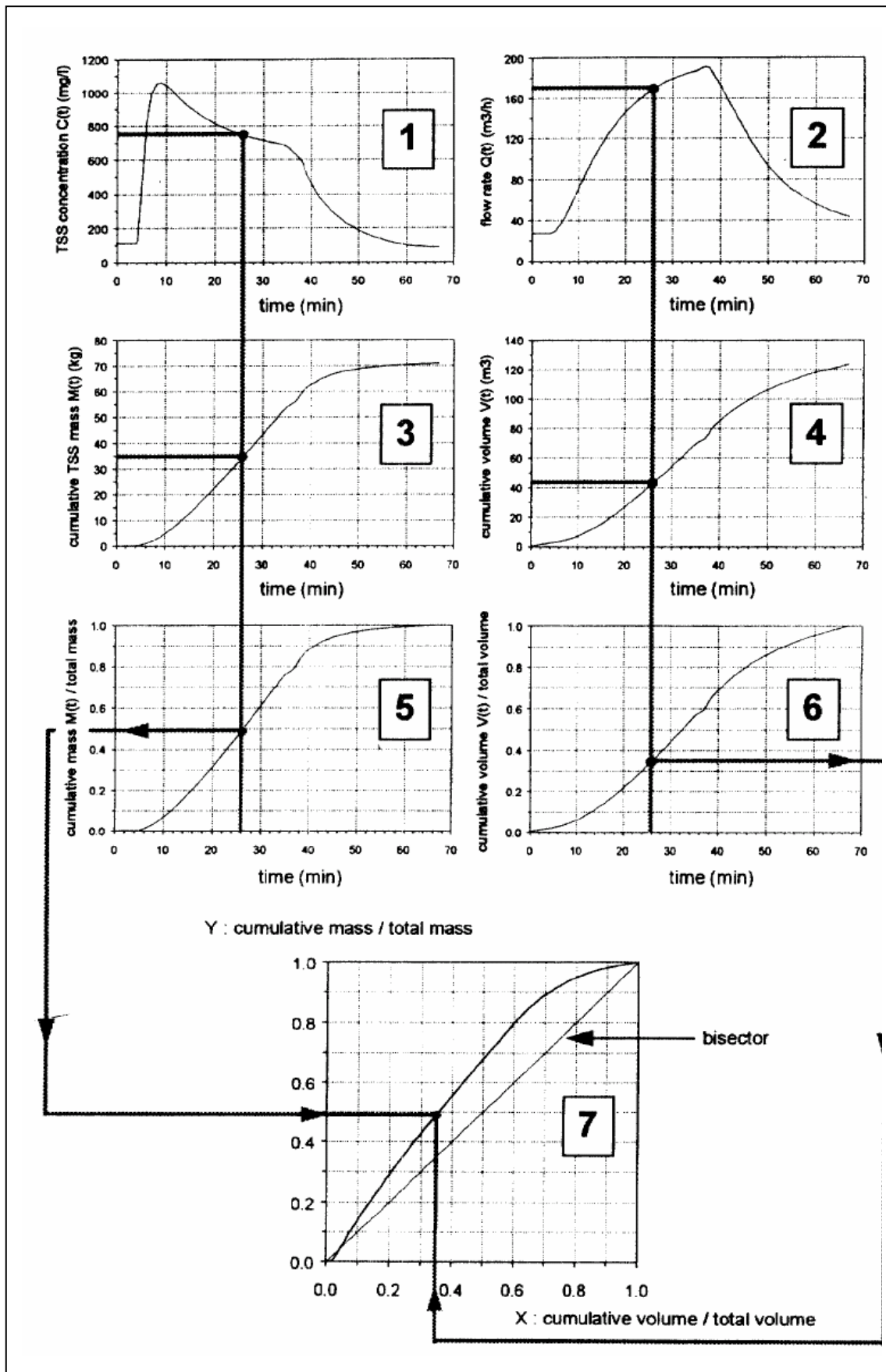


Figura 5.1 – Exemplo de traçado da curva  $M(V)$  para SST, extraído de BERTRAND-KRAJEWSKI et al. (1998)

### 5.4.1 Análise das Curvas M(V)

Cada curva  $M(V)$  pode ser aproximadamente ajustada por uma função de potência

$$F(X) = X^b \quad (5.5)$$

onde  $X \in [0,1]$ ,  $F(0) = 0$  e  $F(1) = 1$ , como já proposto por PHILIPPE e RANCHET (1987) apud BERTRAND-KRAJEWSKI *et al.* (1998). Um ajuste experimental entre  $M(V)$  e  $F(X)$  é usualmente satisfatório, com um coeficiente de correlação  $r^2 \geq 0,9$ . O valor do parâmetro  $b$  caracteriza a defasagem entre a curva  $M(V)$  e a bissetriz.

## 5.5 Geração de um Polutograma Sintético

Na grande maioria das bacias hidrográficas dos centros urbanos brasileiros, os polutogramas ou curvas de descarga sólida não estão disponíveis. Todavia é bastante comum a existência de hidrogramas medidos ou de hidrogramas sintéticos. Este último é mais utilizado nos cálculos de segurança dos vertedores de grandes aproveitamentos hidroelétricos. Como já mencionado anteriormente, pode-se proceder a execução de diversas campanhas de monitoramento (que é o ideal) ou então partir-se para a geração de um polutograma sintético - PS. Apesar de apresentar resultados imediatos, o PS é uma abstração matemática a ser utilizada apenas em cálculos preliminares, necessitando fortemente de comprovação e calibração com dados experimentais no local de estudo.

A figura 5.1 mostra a seqüência natural de cálculo da curva  $M(V)$ , obedecendo o sentido de cima para baixo em ambos os lados do fluxograma. Propõe-se inverter parte do fluxo original de forma a se partir de uma hidrógrafa conhecida e proceder os cálculos contornando-se agora o fluxograma no sentido horário, até que se obtenha o polutograma sintético, segundo a seqüência abaixo idealizada:

- a) A partir das características da bacia hidrográfica e da chuva, gera-se um hidrograma sintético ou adota-se um hidrograma de projeto através de uma metodologia bem estabelecida – **Gráfico 2**;
- b) De posse do hidrograma determina-se a curva de volumes acumulados -  $V(t)$  – **Gráfico 4**;

- c) Determinar a curva normalizada de volumes acumulados, dividindo-se os valores dados em (b) pelo volume total escoado durante o evento –  $V(t)/V_{total}$  – **Gráfico 6**;
- d) Utilizando a equação (5.5), adota-se um valor para o coeficiente  $b$ , de forma a obter uma determinada curva de distribuição de massa do poluente versus o volume escoado. A posição relativa entre as curvas normalizada de massas  $M(t)$  e de volumes acumulados definirá a posição relativa entre os picos de concentrações e de vazão, e principalmente as relações entre massa e volume escoados num determinado intervalo preestabelecido – **Gráfico 7**
- e) Determina-se a curva de massa acumulada normalizada versus tempo, utilizando as mesmas posições temporais dadas nos itens (a), (b) ou (c) – **Gráfico 5**;
- f) Aplica-se o método de DRIVER e TASKER (capítulo 4) para se obter o valor da CME ou escolhe-se um valor tabelado representativo (capítulo 4) ;
- g) Calcula-se a massa total transportada através do produto da CME (mg/L) pelo volume total escoado ( $m^3$ );
- h) Multiplica-se cada valor da curva obtida em (e) pela massa total obtida em (g) e obtém-se a curva de massa desacomuladas  $M(t)$  – **Gráfico 3**;
- i) Finalmente dividi-se os valores individuais de massa  $M(t)$  obtida em (h), pelo volume correspondente gerando o polutograma Sintético  $C(t)$  – **Gráfico 1**;

O procedimento proposto é apresentado na figura 5.2. Uma planilha contendo dados e resultados para um estudo de caso hipotético é mostrada na figura 5.3.

## 5.6 Exemplo de Cálculo

De forma a exemplificar os procedimentos propostos, idealizou-se um hidrograma triangular como representativo da micro bacia em foco. As características deste hidrograma são: (a) vazão de base  $Q_{base} = 0$ ; (b) tempo total de subida e descida  $T_{total} = 200$  min ; (c) vazão de pico  $Q_{pico} = 20$  m<sup>3</sup>/s em  $T = 100$  min ; (d) Volume total escoado  $V(T_{total}) = 120000$  m<sup>3</sup>.

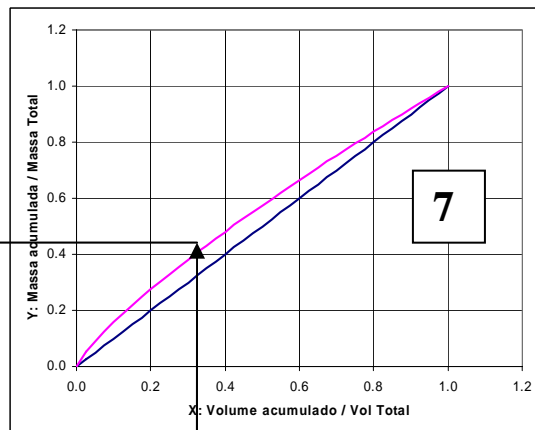
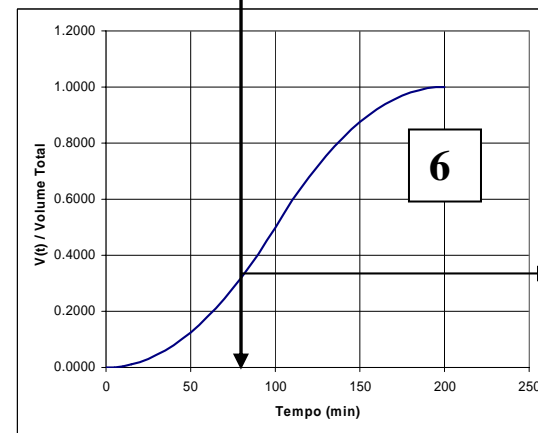
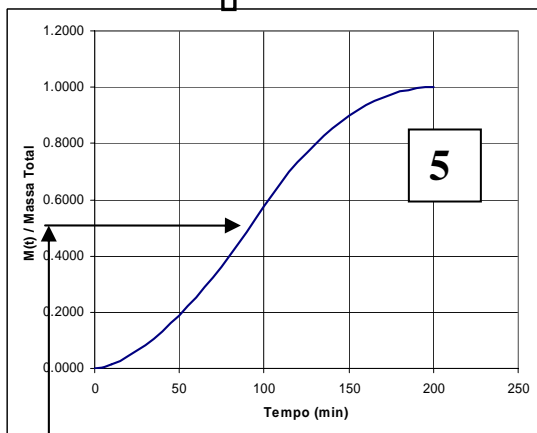
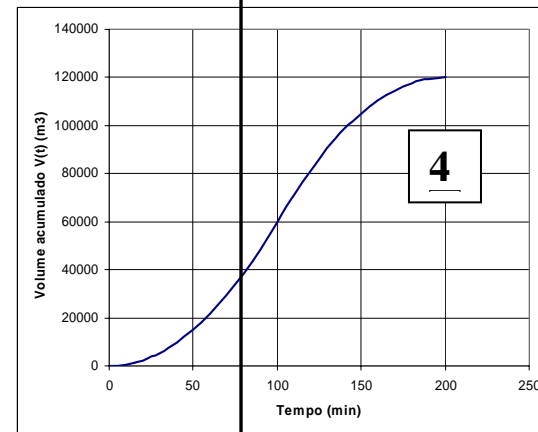
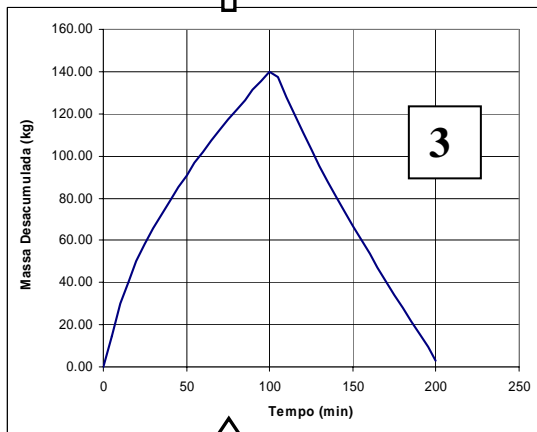
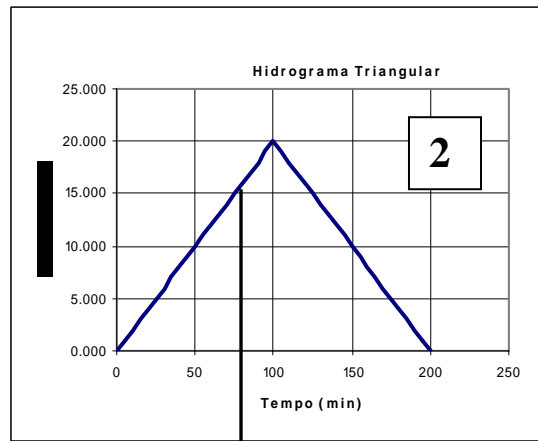
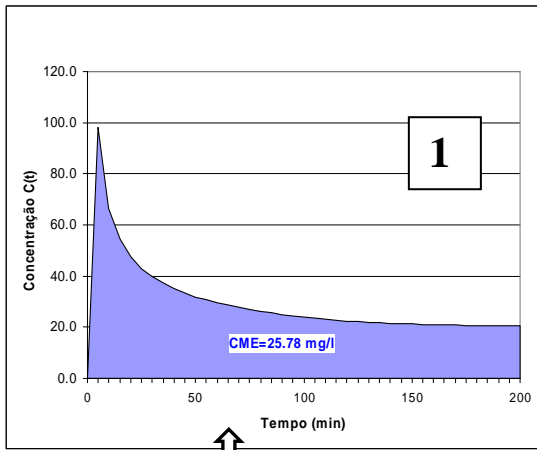


Figura 5.2

## 5.7 Planilha de Cálculo

Tempo (min)	Vazão (m3/s)	Volume (m3)	Acum (m3)	Acum Norm 0	Bissetriz	Y=X^b	Acum Polu (kg)	Desacum (kg)	Massa Desacum	C(t) (mg/l)	
0	0	0	0	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
5	1	150	150	0.0013	0.025	0.025	0.0523	0.0048	0.0048	14.72	98.1524
10	2	450	600	0.0050	0.050	0.050	0.0910	0.0144	0.0097	29.91	66.4633
15	3	750	1350	0.0113	0.075	0.075	0.1259	0.0276	0.0132	40.75	54.3394
20	4	1050	2400	0.0200	0.100	0.100	0.1585	0.0437	0.0161	49.91	47.5344
25	5	1350	3750	0.0313	0.125	0.125	0.1895	0.0625	0.0188	58.05	43.0022
30	6	1650	5400	0.0450	0.150	0.150	0.2192	0.0837	0.0212	65.49	39.6919
35	7	1950	7350	0.0613	0.175	0.175	0.2480	0.1071	0.0234	72.40	37.1298
40	8	2250	9600	0.0800	0.200	0.200	0.2759	0.1326	0.0255	78.90	35.0662
45	9	2550	12150	0.1013	0.225	0.225	0.3032	0.1601	0.0275	85.06	33.3552
50	10	2850	15000	0.1250	0.250	0.250	0.3299	0.1895	0.0294	90.93	31.9046
55	11	3150	18150	0.1513	0.275	0.275	0.3560	0.2207	0.0312	96.56	30.6532
60	12	3450	21600	0.1800	0.300	0.300	0.3817	0.2536	0.0330	101.98	29.5583
65	13	3750	25350	0.2113	0.325	0.325	0.4069	0.2883	0.0347	107.21	28.5890
70	14	4050	29400	0.2450	0.350	0.350	0.4318	0.3246	0.0363	112.28	27.7226
75	15	4350	33750	0.2813	0.375	0.375	0.4563	0.3625	0.0379	117.20	26.9416
80	16	4650	38400	0.3200	0.400	0.400	0.4804	0.4019	0.0394	121.98	26.2325
85	17	4950	43350	0.3613	0.425	0.425	0.5043	0.4428	0.0409	126.64	25.5848
90	18	5250	48600	0.4050	0.450	0.450	0.5279	0.4852	0.0424	131.20	24.9897
95	19	5550	54150	0.4513	0.475	0.475	0.5513	0.5291	0.0438	135.64	24.4405
<b>100</b>	<b>20</b>	<b>5850</b>	<b>60000</b>	<b>0.5000</b>	0.500	0.500	0.5743	<b>0.5743</b>	<b>0.0453</b>	<b>140.00</b>	<b>23.9313</b>
105	19	5850	65850	0.5488	0.525	0.525	0.5972	0.6187	0.0444	137.29	23.4683
110	18	5550	71400	0.5950	0.550	0.550	0.6199	0.6601	0.0414	128.01	23.0643
115	17	5250	76650	0.6388	0.575	0.575	0.6423	0.6987	0.0386	119.27	22.7172
120	16	4950	81600	0.6800	0.600	0.600	0.6645	0.7345	0.0359	110.96	22.4163
125	15	4650	86250	0.7188	0.625	0.625	0.6866	0.7678	0.0333	103.01	22.1536
130	14	4350	90600	0.7550	0.650	0.650	0.7085	0.7987	0.0308	95.37	21.9232
135	13	4050	94650	0.7888	0.675	0.675	0.7302	0.8271	0.0284	87.97	21.7206
140	12	3750	98400	0.8200	0.700	0.700	0.7518	0.8532	0.0261	80.78	21.5421
145	11	3450	101850	0.8488	0.725	0.725	0.7732	0.8770	0.0238	73.78	21.3848
150	10	3150	105000	0.8750	0.750	0.750	0.7944	0.8987	0.0216	66.93	21.2465
155	9	2850	107850	0.8988	0.775	0.775	0.8155	0.9181	0.0195	60.21	21.1253
160	8	2550	110400	0.9200	0.800	0.800	0.8365	0.9355	0.0173	53.60	21.0197
165	7	2250	112650	0.9388	0.825	0.825	0.8574	0.9507	0.0152	47.09	20.9284
170	6	1950	114600	0.9550	0.850	0.850	0.8781	0.9638	0.0131	40.66	20.8505
175	5	1650	116250	0.9688	0.875	0.875	0.8987	0.9749	0.0111	34.30	20.7850
180	4	1350	117600	0.9800	0.900	0.900	0.9192	0.9840	0.0090	27.99	20.7314
185	3	1050	118650	0.9888	0.925	0.925	0.9395	0.9910	0.0070	21.72	20.6891
190	2	750	119400	0.9950	0.950	0.950	0.9598	0.9960	0.0050	15.49	20.6577
195	1	450	119850	0.9988	0.975	0.975	0.9799	0.9990	0.0030	9.29	20.6369
200	0	150	120000	1.0000	1.000	1.000	1.0000	1.0000	0.0010	3.09	20.6266
		0								3093.60	
	400	120000									
						b=	0.8			3093.60	CME 25.78

Figura 5.3 – Planilha EXCEL contendo o procedimento proposto

## 5.8 Conclusões

De forma simplificada, pode-se dizer que a metodologia proposta para a confecção do polutograma sintético possui as seguintes características:

- a) A área do polutograma é igual ao produto da CME pelo volume total escoado;
- b) Preserva o comportamento hidrológico da bacia em estudo, pois utiliza um hidrograma localmente monitorado ou ajustado por metodologia própria;
- c) A CME foi determinada a partir de um modelo empírico, no caso em especial escolheu-se o método de DRIVER e TASKER (1990) pois ele é resultado da regressão múltipla de centenas de medições de eventos históricos;
- d) Inicialmente, a escolha do parâmetro  $b=0.8$  foi feita de forma arbitrária, mais tão logo se disponha de algumas medições locais, não esquecendo que cada poluente possui um  $b$  próprio, pode-se proceder uma calibração deste coeficiente;
- e) A utilidade imediata deste tipo de procedimento de geração sintética de um polutograma é a possibilidade de se avançar na etapa de planejamento da implantação de medidas estruturais efetivas de controle de poluição. Pelo fato da CME variar de bacia para bacia e de evento para evento, acredita-se que o polutograma sintético não ofereça maiores incertezas do que outros modelos mais sofisticados, principalmente na fase inicial de viabilidade técnica do empreendimento;
- f) A metodologia emprega um quantidade de dados básicos mínima, o que é altamente desejável.

# Capítulo 6 – Modelos Numéricos de Transporte de Poluentes

## 6.1 Modelos Matemáticos de Transporte de Poluentes

### 6.1.1 Leis de Conservação

Para mostrar que as leis de conservação têm origem em princípios físicos, considera-se um problema bem simples de dinâmica dos fluidos, em que um líquido ou gás flui através de um tubo unidimensional com uma velocidade conhecida  $u(x,t)$ , que se assume variar apenas com a distância  $x$  ao longo do tubo e com o tempo  $t$ . Em problemas típicos de dinâmica dos fluidos deve-se considerar o movimento do fluido, isto é, a função velocidade  $u(x,t)$ , como parte da solução, mas em todos os exemplos deste trabalho, assume-se que este campo de velocidades já é conhecido a priori e se deseja simplesmente modelar a concentração ou densidade de alguma espécie química presente no fluido (presente em pequenas quantidades que não afetam a dinâmica dos fluidos). Seja  $q(x,t)$  ou  $\phi(x,t)$  a densidade ou concentração deste traçador químico, a função que se deseja determinar, LEVEQUE (2002).

Para os intervalos de tempos  $t > 0$ , existe a densidade de massa  $\phi(x,t)$  bem conhecida, tal que a massa total  $m(\Omega,t)$  no domínio  $\Omega$  para o instante de tempo  $t$  é dada por:

$$m(\Omega,t) = \int_{\Omega} \phi(x,t) \cdot dV \quad (6.1)$$

Em geral, a densidade deve ser medida em unidades de massa por unidades de volume, por exemplo, gramas por metro cúbico, mas quando se estuda um tubo ou canal unidimensional com variações apenas em  $x$ , é mais natural assumir que  $\phi(x,t)$  é medido em unidades de massa por unidade de comprimento, isto é, gramas por metro. Esta densidade pode ser obtida multiplicando-se a função densidade tridimensional pela área da seção transversal do tubo. Então a seguinte integral

$$\text{massa em } [x_1, x_2] \text{ no tempo } t = \int_{x_1}^{x_2} \phi(x,t) dx \quad (6.2)$$

representa a massa total do traçador na seção do tubo entre  $x_1$  e  $x_2$  em um tempo particular  $t$  e possui unidade de massa. Em problemas onde ocorre cinética química, freqüentemente é necessário medir a massa em termos de moles ao invés de gramas, e a

densidade em moles por metro ou moles por metro cúbico, uma vez que a consideração mais importante não é a massa do constituinte e sim o número de moléculas presentes.

Considerando um seção do tubo  $x_1 < x < x_2$  e a forma que a integral (6.2) varia com o tempo. Caso se estude uma substância que não é criada ou destruída nesta seção, então a massa total dentro da seção pode mudar somente devido ao *fluxo* de partículas através dos extremos da seção localizados em  $x_1$  e  $x_2$ . Seja  $F_i(t)$  a taxa com a qual o fluxo de traçador passe pelo ponto fixo  $x_i$  para  $i=1,2$ . Por convenção  $F_i(t) > 0$  corresponde a um fluxo para a direita, enquanto  $F_i(t) < 0$  significa um fluxo na direção oposta, de  $|F_i(t)|$  gramas por segundo. Uma vez que a massa total na seção  $[x_1, x_2]$  varia apenas devido ao fluxo pelos pontos ou nós extremos, tem-se:

$$\frac{d}{dt} \int_{x_1}^{x_2} \phi(x, t) dx = F_1(t) - F_2(t) \quad (6.3)$$

Note que tanto  $+F_1(t)$  e  $-F_2(t)$  representam afluxos para a seção.

A equação (6.3) é a forma integral básica da lei de conservação. A taxa de variação da massa total é devida apenas aos fluxos através dos extremos. Para dar continuidade, é necessário determinar como as funções de fluxo  $F_j(t)$  estão relacionadas com  $\phi(x, t)$ , de forma que se obtenha uma equação que possa ser resolvida para  $\phi$ . No caso de escoamento fluido, o fluxo em cada ponto  $x$  no tempo  $t$  é simplesmente o produto da densidade  $\phi(x, t)$  pela velocidade  $u(x, t)$ :

$$\text{fluxo de massa em } (x, t) = u(x, t)\phi(x, t) \quad (6.4)$$

A velocidade diz como as partículas estão se movendo pelo ponto  $x$  e a densidade  $\phi$  informa quantas gramas de um composto químico um “metro” de fluido contém, então o produto, medido em grama por segundo, é a taxa de passagem do composto químico por este ponto.

Sabendo que  $u(x, t)$  é uma função conhecida, pode-se escrever a função fluxo como:

$$\text{fluxo} = f(\phi, x, t) = u(x, t)\phi \quad (6.5)$$

Em particular, se a velocidade é independente de  $x$  e  $t$ , então  $u(x, t) = \bar{u}$  é alguma constante, logo pode-se escrever:

$$\text{fluxo} = f(\phi) = \bar{u}\phi \quad (6.6)$$

Neste caso o fluxo em qualquer ponto e tempo pode ser diretamente determinado a partir do valor da quantidade conservada naquele ponto e não depende de forma alguma da localização do ponto no espaço e no tempo.

Para uma função de fluxo  $f(\phi)$  que dependa apenas do valor de  $\phi$ , pode-se reescrever a lei de conservação (6.3) como:

$$\frac{d}{dt} \int_{x_1}^{x_2} \phi(x,t) dx = f(\phi(x_1,t)) - f(\phi(x_2,t)) \quad (6.7)$$

O lado direito desta equação pode ser reescrito a notação padrão do cálculo, LEVEQUE (2002):

$$\frac{d}{dt} \int_{x_1}^{x_2} \phi(x,t) dx = -f(\phi(x,t)) \Big|_{x_1}^{x_2} \quad (6.8)$$

Esta equação deve ser válida em cada intervalo  $[x_1, x_2]$  para valores arbitrários de  $x_1$  e  $x_2$ . Todavia, não está claro como se achar a função  $\phi(x,t)$  que satisfaça tal condição. Ao invés de se atacar este problema diretamente, geralmente transforma-o em uma EDP manipulável por técnicas padrão. Para fazê-la, deve-se assumir que as funções  $\phi(x,t)$  e  $f(\phi)$  são suficientemente suaves que as seguintes manipulações sejam validas.

Assumindo-se que  $\phi$  e  $f$  são funções suaves, então a equação (6.8) pode ser reescrita como:

$$\frac{d}{dt} \int_{x_1}^{x_2} \phi(x,t) dx = - \int_{x_1}^{x_2} \frac{\partial}{\partial x} f(\phi(x,t)) dx \quad (6.9)$$

ou, fazendo mais algumas modificações chega-se a:

$$\int_{x_1}^{x_2} \left[ \frac{\partial}{\partial t} \phi(x,t) + \frac{\partial}{\partial x} f(\phi(x,t)) \right] dx = 0 \quad (6.10)$$

Uma vez que esta integral deve ser zero para todos os valores  $x_1$  e  $x_2$ , tem-se que o integrando deve ser identicamente zero. Finalmente, isto fornece a equação diferencial

$$\frac{\partial}{\partial t} \phi(x,t) + \frac{\partial}{\partial x} f(\phi(x,t)) = 0 \quad (6.11)$$

A equação (6.11) é chamada a *forma diferencial* das leis de conservação. Quando as derivadas parciais são denotadas por subscritos, a equação (6.11) pode ser reescrita como:

$$\phi_t(x,t) + f(\phi(x,t))_x = 0 \quad (6.12)$$

### 6.1.2 Equação de Advecção

Para a função de fluxo (6.6), a lei de conservação (6.12) se torna:

$$\phi_t + \bar{u}\phi_x = 0 \quad (6.13)$$

Esta equação é chamada de equação de advecção, uma vez que ela modela a advecção de um traçador ao longo da corrente fluida. Por traçador entende-se uma substância química que está presente em pequenas concentrações na massa fluida, de maneira que a magnitude da concentração não tenha essencialmente qualquer efeito sobre a dinâmica do fluido.

A equação (6.13) é uma EDP escalar, linear, de coeficiente constante do tipo hiperbólica. A solução geral desta equação é facilmente determinada. Qualquer função suave da forma

$$\phi(x,t) = \tilde{\phi}(x - \bar{u}t) \quad (6.14)$$

satisfaz a equação diferencial (6.13), como pode ser facilmente verificada. Deve-se notar que  $\phi(x,t)$  é constante ao longo de qualquer raio espaço-temporal para o qual  $x - \bar{u}t = \text{constante}$ . Ao longo do raio  $X(t) = x + \bar{u}t$  o valor de  $\phi(X(t),t)$  é igual a  $\tilde{\phi}(x_0)$ . Os valores de  $\phi$  são simplesmente transportados com velocidade constante  $\bar{u}$ , uma vez que o fluido no tubo (daí a massa do traçador se movendo com o fluido) é igualmente transportando. Esses raios  $X(t)$  são chamados de *características* da equação. De forma geral, as curvas características para uma EDO são curvas ao longo das quais a equação é simplificada de uma maneira particular. Para a equação (6.13), verifica-se que ao longo de  $X(t)$  a derivada temporal de  $\phi(X(t),t)$  é

$$\frac{d}{dt}\phi(X(t),t) = \phi_t(X(t),t) + X'(t)\phi_x(X(t),t) = \phi_t + \bar{u}\phi_x = 0 \quad (6.15)$$

e a equação (6.13) se reduz a uma equação diferencial ordinária trivial  $\frac{d}{dt}Q = 0$

Para encontrar uma solução particular de (6.13), necessita-se das condições iniciais e condições de contorno para determinar uma função particular  $\tilde{\phi}$  em (6.14). Considerando primeiramente o caso de um tubo infinito sem extremidades, de tal sorte que a equação (6.13) seja válida para  $-\infty < x < \infty$ . Então para determinar  $\phi(x,t)$  de forma única para todos os tempos  $t > t_0$  é preciso saber a condição inicial no tempo  $t_0$ , isto é, a distribuição das concentrações (densidades) inicial. Supondo-se conhecida esta distribuição na forma

$$\phi(x, t_0) = \phi^0(x) \quad (6.16)$$

onde  $\phi^0(x)$  é uma função dada. Então pelo fato de que  $\phi$  deve ser constante em cada característica, pode-se concluir que

$$\phi(x, t) = \phi^0(x - \bar{u}(t - t_0)) \quad (6.17)$$

para  $t \geq t_0$ . O perfil inicial  $\phi^0(x)$  simplesmente se desloca para a direita (se  $\bar{u} > 0$ ) ou para esquerda (se  $\bar{u} < 0$ ) com velocidade  $\bar{u}$ .

Caso o tubo tenha comprimento finito,  $a < x < b$ , então deve-se também especificar a densidade do traçador que entra a montante do tubo como função do tempo. Por exemplo, se  $\bar{u} > 0$  então deve-se especificar a condição de contorno em  $x = a$ , da forma

$$\phi(x, t) = g_0(t) \quad \text{para } t \geq t_0 \quad (6.18)$$

em conjunto com a condição inicial

$$\phi(x, t) = \phi^0(x) \quad \text{para } a < x < b. \quad (6.19)$$

A solução fica sendo então

$$\phi(x, t) = \begin{cases} g_0(t - (x - a)/\bar{u}) & \text{se } a < x < a + \bar{u}(t - t_0) \\ \phi^0(x - \bar{u}(t - t_0)) & \text{se } a + \bar{u}(t - t_0) < x < b \end{cases} \quad (6.20)$$

### 6.1.3 Coeficientes Variáveis

Quando a velocidade do fluido  $u$  é variável, pode se substituir diretamente o fluxo dado pela expressão (6.5). Como resultado obtêm-se a expressão geral de conservação da massa na forma:

$$\phi_t(x, t) + (u(x)\phi)_x = 0 \quad (6.21)$$

Neste caso, as curvas características  $X(t)$  correspondem às soluções da seguinte EDO

$$X'(t) = u(X(t)) \quad (6.22)$$

Partindo de um ponto inicial arbitrário  $x_0$ , pode-se resolver a equação (6.22) com a condição inicial  $X(0) = x_0$  para se obter uma particular curva característica  $X(t)$ . Essas curvas acompanham o movimento de partículas materiais conduzidas pelo fluido, uma vez que suas velocidades em qualquer tempo se igualam à velocidade do fluido. Ao longo da curva característica a equação (6.21) simplifica-se em:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \phi(X(t), t) &= \phi_t(X(t), t) + X'(t)\phi_x(X(t), t) \\ &= \phi_t + u(X(t))\phi_x \\ &= \phi_t + (u(X(t))\phi)_x - u'(X(t))\phi \\ &= -u'(X(t))\phi(X(t), t) \end{aligned} \quad (6.23)$$

Quando  $u$  é constante, as “curvas” não são mais segmentos de reta e as soluções  $\phi$  não são constantes ao longo das curvas. O operador  $\partial_t + u\partial_x$  é freqüentemente chamado de derivada material, uma vez que ele representa a diferenciação ao longo da curva característica, e daí calcular a taxa de variação observada pela partícula material se movendo com o fluido.

A equação (6.21) é a equação de advecção na forma conservativa. Para algumas aplicações é mais natural utilizar a forma não conservativa da equação de advecção

$$\phi_t(x, t) + u(x)\phi_x = 0 \quad (6.24)$$

Qualquer uma das formas (6.14) ou (6.24) são freqüentemente achadas, depende simplesmente em que unidades estão sendo medidas as quantidades físicas, por exemplo se medirmos a concentração em gramas por metro como foi assumido acima (resultando em (6.21)), ou se usarmos gramas por metro cúbico, que é a definição mais razoável para a concentração, nos leva a (6.24).

O “Problema de Cauchy” é definido pela equação (6.21) no domínio  $-\infty < x < \infty$ ,  $t \geq 0$  em conjunto com a condição inicial

$$\phi(x, 0) = \phi^0(x) \quad (6.25)$$

Conforme mostrado na equação (6.17), a solução é simplesmente

$$\phi(x, t) = \phi^0(x - \bar{u}t) \quad \text{para } t \geq 0 \quad (6.26)$$

O “Problema de Cauchy” consiste na busca de como uma variável de estado se desenvolve dada uma função qualquer no espaço, que apenas define o perfil da variável de estado no tempo  $t=0$ . A evolução será diferente, dependendo de qual sistema de equações diferenciais é escolhido. Este problema é muito pesado para se resolver algebricamente, para tal serão utilizadas técnica numéricas tradicionais e modernas.

Enquanto as soluções clássicas de EDP devem ser funções suaves (diferenciáveis até certo ponto), as fórmulas apresentadas podem ser usadas mesmo quando os valores iniciais  $\phi^0$  não são suaves. Se os dados têm uma singularidade (descontinuidade em alguma derivada) em um ponto  $x_0$ , então uma ou mais variáveis características também terão uma singularidade neste ponto.

As leis de conservação em conjunto com dados constantes por partes, possuindo uma descontinuidade simples, são conhecidas como problemas de Riemann. O “Problema de Riemann” consiste então na resolução de uma descontinuidade no perfil da variável de estado. Imagine que exista um reservatório de rejeitos, localizado em uma das margens de um de rio, com uma barreira que previna o escape destas substâncias. Dentro da barreira o líquido é bastante denso ou tóxico e as variáveis de estado possuem um conjunto particular de valores, e de outro lado da barreira à água natural do rio não é tão densa e por isso as variáveis de estado recebem outro conjunto particular de valores. Resolver o problema de Riemann é modelar o que acontece em uma situação de contato quando a tal barreira é removida.

$$\phi(x, 0) = \begin{cases} \phi_l & x < 0 \\ \phi_r & x > 0 \end{cases} \quad (6.27)$$

A forma da solução dependerá da relação entre  $u_r$  e  $u_l$ . Em caso de sistemas de equações lineares, que não é o tema desta dissertação, uma abordagem mais completa pode ser vista em LEVEQUE (1992, 2002).

#### 6.1.4 Difusão e a Equação de Advecção-Difusão Unidimensional

Supondo-se agora que o fluido no tubo não está escoando e possui velocidade zero. Então, de acordo com a equação de advecção  $\phi_t = 0$  e o perfil inicial  $\phi_t^0 = 0$  não sofre mudança com o tempo. Todavia, se  $\phi_t^0$  não é constante no espaço, então haverá uma tendência gradual de mudança devido a difusão molecular. As moléculas individualmente estão se agitando e pulando em diferentes direções, ou seja, as moléculas que estamos rastreando vão tender a ficar espalhada pela massa fluida, assim como uma gota de tinta se difunde. Vai existir um saldo de movimento da região onde a densidade é maior para as regiões onde ela é menor. A Lei de 'Fick' para a difusão afirma que o balanço do fluxo é proporcional ao gradiente de  $\phi$ , que no espaço unidimensional é simplesmente a derivada  $\phi_x$ . O fluxo no ponto  $x$  agora depende do valor de  $\phi_x$  neste mesmo ponto, mais do que o valor de  $\phi$ , então se escreve

$$\text{fluxo de } \phi = f(\phi_x) = -D\phi_x, \quad (6.28)$$

onde  $D$  é o *coeficiente de difusão*. Usando (6.28) em (6.11) fornece

$$\phi_t = D\phi_{xx}, \quad (6.29)$$

que é conhecida como a *equação da difusão*, LEVEQUE (2002).

Em alguns problemas o coeficiente de difusão pode variar com  $x$ . Então  $f = -D(x)\phi_x$  e a equação pode ser escrita como

$$\phi_t = (D(x)\phi_x)_x \quad (6.30)$$

Num escoamento fluido mais geral deve ocorrer simultaneamente o fenômeno de advecção e de difusão. Desta forma o fluxo é expresso por  $f(\phi, \phi_x) = \bar{u}\phi - D\phi_x$ , resultando na equação de *advecção- difusão AD*

$$\phi_t + \bar{u}\phi_x = D\phi_{xx} \quad (6.31)$$

As equações de difusão e de advecção-difusão são exemplos de uma classe mais geral de EDP chamadas parabólicas.

### 6.1.5 Termos de Fonte

Em algumas situações a massa  $\int_{x_1}^{x_2} \phi(x,t)dx$  varia devido a outros efeitos além dos fluxos pelas extremidades da seção, quando há alguma fonte ou sumidouro de substância dentro da seção. Para esta fonte pode-se denotar a função de densidade por  $\psi(\phi, x, t)$ . Valores negativos de  $\psi$  correspondem aos sumidouros de massa. Então, a equação de conservação (6.9) fica agora acrescida de um termo extra de fonte,

$$\frac{d}{dt} \int_{x_1}^{x_2} \phi(x,t)dx = \int_{x_1}^{x_2} \frac{\partial}{\partial x} f(\phi(x,t))dx + \int_{x_1}^{x_2} \psi(\phi(x,t), x, t)dx \quad (6.32)$$

Isto leva a seguinte EDP

$$\phi_t(x,t) + f(\phi(x,t))_x = \psi(\phi(x,t), x, t) \quad (6.33)$$

### 6.1.6 Termos de Fonte – Efeitos Externos

Supondo que exista uma fonte externa geradora de massa ou com efeito de diluição, como por exemplo a decomposição de matéria orgânica no fundo do rio ou a entrada de água límpida pelo lençol freático respectivamente, distribuída ao longo do tubo com densidade  $\psi$ . Então obtém-se a expressão

$$\phi_t + \bar{u}\phi_x = D\phi_{xx} + \psi(x,t). \quad (6.34)$$

Esta equação assume que a fonte de massa é independente do atual valor da concentração existente no tubo. Em alguns casos a força que a fonte exerce sobre o sistema pode depender do valor da própria concentração  $\phi$  já existente.

### 6.1.7 Termos de Fonte - Reação

Em muitas aplicações estão relacionadas à substância não-conservativas, tal como a DBO exercida pelos efluentes de esgotos domésticos ou o calor dos efluentes térmicos de usinas nucleares. Uma vez que várias destas substâncias podem ser consideradas sujeitas a um decaimento de primeira ordem, torna-se útil uma análise para avaliar numericamente os efeitos do termo de decaimento. Considerando uma substância cuja taxa de decaimento em um corpo hídrico estacionário é dado por

$$\frac{d\phi}{dt} = -\mu\phi \quad (6.35)$$

e supondo que uma substância seja lançada em  $\dot{M}$  unidades de massa por unidade de tempo em um rio cuja vazão seja  $Q$ . A jusante da zona de mistura inicial, a equação *advecção-difusão-reação* ADR fica da forma

$$\phi_t + \bar{u}\phi_x = D\phi_{xx} - \mu\phi \quad (6.36)$$

Supondo agora que existam diferentes espécies de substâncias químicas sendo transportadas pelo escoamento fluido, caso ocorra reação entre elas, a massa de cada espécie individualmente não será conservada. Tem-se então a equação ADR para cada espécie, incluindo o termo de fonte advindo da reação de cinética química. Supondo-se a advecção de uma substância de concentração medida  $\phi_1$ , que decai por ação da luz solar, dito fotodecaimento, a uma taxa  $\mu$  em um composto diferente com concentração  $\phi_2$ . Caso este decaimento ocorra em um fluido escoando a velocidade  $\bar{u}$ , então obtém-se um sistema de duas equações com seus termos

$$\begin{aligned} \phi_1^1 + \bar{u}\phi_x^1 &= -\mu\phi^1 \\ \phi_1^2 + \bar{u}\phi_x^2 &= +\mu\phi^1 \end{aligned} \quad (6.37)$$

As equações (6.37) podem assumir a forma  $\phi_t + U\phi_x = \psi(\phi)$ , em que a matriz de coeficientes  $U$  é diagonal com ambos os elementos iguais a  $\bar{u}$ . Este é um sistema hiperbólico com termo de fonte. Geralmente, pode-se ter  $m$  espécies com várias reações químicas (ou biológicas) ocorrendo simultaneamente. Tem-se então formado um sistema com  $m$  equações ADR (com matriz diagonal de coeficientes ( $U = \bar{u}I$ ) e os termos de reação dados pelas equações de cinética química.

Se existirem variações espaciais das concentrações, então as equações (6.37) devem ser complementadas por termos que correspondam ao fenômeno da difusão para cada espécie. Isto deve levar a um sistema de equações ADR da forma:

$$\phi_t + U\phi_x = D\phi_{xx} + \psi(\phi) \quad (6.38)$$

O coeficiente de difusão pode ser diferente para cada espécie, que no caso  $D$  deve ser uma matriz diagonal em lugar de um escalar.

### 6.1.8 Equação Advecção Difusão Reação e Produção

Somando os efeitos já vistos e expressos pelas equações (6.34) e (6.38) obtêm-se a advecção-difusão-reação-produção (ADRP) da forma:

$$\phi_t + U\phi_x = D\phi_{xx} + \psi(\phi) + \psi(x,t) \quad (6.39)$$

### 6.1.9 Modelo de Transporte de Poluentes

A equação ADRP é uma equação diferencial parcial que descreve o espalhamento de substâncias sujeitas aos fenômenos de advecção, difusão, reação (decaimento ou mortalidade) e produção (fonte ou sumidouro), usualmente quando uma substância ou compostos orgânicos encontra-se dissolvidos ou em suspensão em um meio fluido.

Advecção é o termo usada para descrever como uma substância é conduzida ou transportada pela massa fluida em escoamento. Por exemplo, o óleo provindo de um derramamento é transportado pela superfície do mar devido as correntes produzidas pelos ventos e marés. Algumas vezes este movimento também é chamado de convecção, todavia esta denominação ficará reservada aos problemas exclusivamente de transferência de calor.

Difusão é o espalhamento de uma substância devido a colisões moleculares aleatórias, ou devido a forças de magnitude tais como vorticidade ou turbulência. Todavia, este fenômeno merece um capítulo especial, o que foge ao escopo deste trabalho, para maiores informações vide FISCHER *et al.* (1979).

A reação (decaimento ou mortalidade) descreve a forma pela qual uma substância pode ser deplecionada, por exemplo, uma mancha de óleo pode coagular ou decantar no fundo do mar ou pode evaporar pela superfície. É mais comum encontrar este termo com a denominação de *coeficiente de decaimento*.

A produção pode se manifestar através de fontes ou sumidouros, podendo seu ente causador ser de origem externa (ex. cargas poluentes de fontes difusas ou pontuais) ou internas (ex. sedimentação; adsorção por flocos de sedimentos). É mais comum encontrar este termo com a denominação de *coeficiente de produção*.

Desta forma então, a equação ADRP pode ser usada para modelar diversas situações envolvendo transporte por advecção, dispersão, decaimento e produção.

A equação ADRP com coeficientes constantes em um espaço unidimensional, no caso de um poluente individual, pode ser dada pelas seguintes EDP na forma não conservativa, SMITH (1999, 2000):

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \phi}{\partial x} - D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \mu \phi = \psi + \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\partial^2 g}{\partial x^2}$$

ou

$$\phi_t + \bar{u} \phi_x - D_x \phi_{xx} + \mu \phi = \psi + f_x + g_{xx} \quad (6.40)$$

na maioria dos modelos de transporte de poluentes os termos  $f_x$  e  $g_{xx}$  da equação (6.40), que correspondem aos efeitos de forças de campo, não são considerados. Em sistemas naturais como rios e canais, é comum ocorrer à variação da seção transversal de escoamento. Introduzindo esta nova informação na segunda expressão de (6.40), chega-se a

$$\frac{\partial(\phi A)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u} \phi A)}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left( A \cdot D_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \mu \phi = A \cdot \psi(x, t) \quad (6.41)$$

O termo  $A \cdot \psi(x, t)$  da equação (6.41) pode ser desmembrado em duas partes, a primeira correspondendo a fontes que atuam nas superfícies e uma segunda referente a fontes pontuais, obtendo-se

$$\frac{\partial(\phi A)}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u} \phi A)}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left( A \cdot D_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \mu \phi = (\psi_s - \psi_f) \frac{A}{h} + \psi_p \cdot A \quad (6.42)$$

onde  $\phi(x, t)$  representa a concentração da substância química, densidade ou número de organismos vivos [ $\text{ML}^{-3}$ , mg/l, ppm ou colônias/100ml];  $\bar{u}$  é a velocidade média do escoamento na direção  $x$  [ $\text{LT}^{-1}$ , m/s];  $A$  é a área da seção transversal ao escoamento [ $\text{L}^2$ ];  $D_x$  é o coeficiente de difusão ou dispersão longitudinal [ $\text{L}^2\text{T}^{-1}$ ,  $\text{m}^2/\text{s}$ ];  $\mu$  é o coeficiente de decaimento (ou taxa de reação) [ $\text{T}^{-1}$ ,  $\text{dia}^{-1}$ ];  $\psi_s$  e  $\psi_b$ , são fontes planares atuante na superfície e no fundo [ $\text{ML}^{-2}\text{T}^{-1}$ ];  $\psi_p$  são os coeficientes de produção pontuais [ $\text{ML}^{-3}\text{T}^{-1}$ ];  $h(x, t)$  é a profundidade do escoamento [ $\text{L}$ ];  $x$  e  $t$  são as coordenadas espacial e temporal.

Para o escoamento que se processa em um canal aberto, a equação da continuidade é dada por

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}A}{\partial x} = 0 \quad (6.43)$$

Substituindo a equação (6.43) em (6.42), obtém uma expressão de aplicação mais geral, que será o modelo matemático principal a ser resolvido por diversos esquemas numéricos propostos neste trabalho

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( A \cdot D_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) - \mu \phi + \frac{(\psi_s - \psi_f)}{h} \pm \psi_p \quad (6.44)$$

Resumindo, na equação (6.44) cada termo a seguir representa

$\frac{\partial \phi}{\partial t}$	dependência temporal da concentração $\phi$ ;
$\bar{u} \frac{\partial \phi}{\partial x}$	transporte por advecção;
$D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}$	transporte por difusão ou dispersão;
$\mu \phi$	decaimento ou reação de primeira ordem;
$\psi_s, \psi_f(x, t)$	fontes de superfície e fundo de ordem zero;
$h$	profundidade média na seção; e
$\psi_p(x, t)$	fontes ou sumidouros pontuais de ordem zero.

Por existir uma variedade de aplicações que podem ser modeladas pela equação ADRP, torna esta equação muito importante e a necessidade de se obter soluções para esses problemas justificam seu estudo.

Aplicações do mundo real da equação ADRP são inúmeras. Elas aparecem em oceanografia, poluição de rios e estuários, águas subterrâneas, atmosfera e também em física e botânica, maiores detalhes vide SCULLEN (1992), ZHENG (1995).

### 6.1.10 Equação ADRP para Águas Subterrâneas

Pelo fato de existir uma vasta literatura relativa às aplicações de EDP do tipo ADRP em problemas de poluição em águas subterrâneas, são importantes apresentá-la, mesmo que de forma sintética. A equação governante é dada por

$$\theta \frac{\partial \phi}{\partial t} + \rho_b \frac{\partial S}{\partial t} = -q \frac{\partial \phi}{\partial x} + \theta D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \theta D_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \theta D_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} - \theta \lambda \phi - \rho_b \lambda S \quad (6.45)$$

onde:

- $\phi$  = concentração do poluente dissolvido [M soluto/L<sup>3</sup> água]
- $S$  = concentração devida a adsorção [M soluto/M sólidos]
- $x, y, z$  = coordenadas espaciais [L]
- $t$  = tempo [T]
- e
- $\theta$  = teor de saturação de água [L<sup>3</sup> água / L<sup>3</sup> meio poroso]
- $\rho_b$  = densidade do meio [M sólidos / L<sup>3</sup> meio poroso]
- $q$  = fluxo de Darcy [M / T]
- $D_x, D_y, D_z$  = coeficientes de dispersão nas direções principais [L<sup>2</sup> / T]
- $\lambda$  = coeficiente de decaimento de primeira ordem [T<sup>-1</sup>]

### Concentração na fase de adsorção

Assumindo que o fenômeno de adsorção se processe segundo uma isoterma de sorção linear

$$S = K_d \phi \quad (6.46)$$

onde  $K_d$  é coeficiente de partição para sorção linear [L<sup>3</sup>/M]. Definindo o fator de retardação,  $R$ , como:

$$R = 1 + \frac{\rho_b}{\theta} K_d \quad (6.47)$$

a equação governante (6.45) pode ser escrita como:

$$\theta R \frac{\partial \phi}{\partial t} = -q \frac{\partial \phi}{\partial x} + \theta D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \theta D_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \theta D_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} - \theta R \lambda \phi \quad (6.48)$$

dividindo tudo por  $\theta$ :

$$R \frac{\partial \phi}{\partial t} = -\bar{u} \frac{\partial \phi}{\partial x} + D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} - R \lambda \phi \quad (6.49)$$

onde:  $\bar{u} = \frac{q}{\theta}$  velocidade média da água no escoamento subterrâneo

dividindo (6.49) por  $R$  leva a:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = -\bar{u}' \frac{\partial \phi}{\partial x} + D_x' \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + D_y' \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + D_z' \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} - \lambda \phi \quad (6.50)$$

onde:

$$\bar{u}' = \bar{u}/R$$

$$D_x' = D_x/R$$

$$D_y' = D_y/R$$

$$D_z' = D_z/R$$

### Nota sobre os coeficientes de dispersão

Os coeficientes de dispersão são definidos como a soma da dispersão mecânica e os coeficientes de difusão

$$\begin{aligned} D_x &= \alpha_L \frac{q}{\theta} + D^* \\ D_y &= \alpha_{TH} \frac{q}{\theta} + D^* \\ D_z &= \alpha_{TV} \frac{q}{\theta} + D^* \end{aligned} \quad (6.51)$$

onde:

$\alpha_L$  = dispersividade longitudinal [L]

$\alpha_{TH}$  = dispersividade horizontal transversa [L]

$\alpha_{TV}$  = dispersividade vertical transversa [L]

$D^*$  = coeficiente de difusão efetiva [L<sup>2</sup>/T]

### 6.1.11 Técnicas Numéricas para Solução das Equações ADRP

Várias técnicas têm sido utilizadas para resolver as equações ADRP. Podem-se citar as técnicas analíticas, método dos elementos finitos (MEF), método das diferenças finitas (MDF), métodos dos elementos de contorno (MEC), método dos volumes finitos (MVF), método das características (MOC), Métodos de Ajuste Polinomial, métodos híbridos do tipo Euleriano-Lagrangeano (ex. operator splitting methods-OSM, Localized Adjoint Method-ELLAM), métodos Lagrangeanos ou método de partículas (random walk particle method-RWPM, discrete puff particle method-DPPM), Essentially nonoscillatory schemes (ENO), Weighted essentially nonoscillatory schemes (WENO), Runge-Kutta Discontinuous Galerkin methods, etc. O manual de métodos numéricos e analíticos para solução de diversas EDO e EDP apresenta um completo, na respectiva data de publicação, levantamento das técnicas mais conhecidas e suas principais referências, vide ZWILLINGER, (1992).

Cada método apresenta suas vantagens e limitações. Os métodos Eulerianos (MDF, MEF, MVF, MEC), trabalham em um sistema de coordenadas fixas, que na maioria dos casos permite uma computação simples. Os métodos Lagrangeanos seguem o movimento natural do fluxo das massas de água, o que permite uma pronta simulação da advecção da massa carregada pelo escoamento. PINDER e GRAY (1977) notaram que as soluções numéricas da equação ADRP são caracterizadas por dois fenômenos principais: oscilação (over- ou undershoot) e dispersão numérica. Estes fenômenos estão bastante relacionados. Quando um esquema numérico é desenvolvido para minimizar a dispersão numérica, aparece a oscilação, mas quando a oscilação é controlada, isto geralmente se faz às custas de um aumento da dispersão numérica. Os métodos Lagrangeanos são efetivos na eliminação da dispersão numérica (O'NEILL, 1981; THOMSON *et al.*, 1984), em particular no caso na simulação de transporte onde o termo convectivo é dominante. Para diminuir a dispersão numérica e eliminar as oscilações, notavelmente com frente de onda abrupta, alguns pesquisadores têm proposto diferentes técnicas de ponderação para o uso do método Euleriano.

### 6.1.12 Equação Modificada

A dedução da equação dita modificada (WARMING e HYETT, 1974) tem-se mostrado uma ferramenta muito útil e básica para a análise de esquemas de diferenças finitas para problemas dependentes do tempo, na maioria dos casos mais não exclusivamente, do tipo hiperbólico. Embora limitada para aplicações simples, ela permite uma análise rigorosa do erro de truncamento, onde os erros dispersivos e difusivos são claramente identificados. Desta forma, novos esquemas podem ser sistematicamente comparados com aqueles bem conhecidos na literatura. Esta abordagem pode ser usada para a construção de novos esquemas no qual determinados tipos de erro específicos estão ausentes (até uma certa ordem de precisão).

O erro de truncamento local é determinado verificando-se o quão bom a solução verdadeira da equação diferencial satisfaz as equações discretizadas. A equação modificada é a equação diferencial parcial que é realmente resolvida quando o MDF é aplicado a EDP original.

De forma ilustrativa, segue abaixo a reprodução de parte do texto original de WARMING e HYETT (1974).

“Este trabalho descreve uma técnica para avaliar várias qualidades ou propriedades de uma equação análoga de diferenças finitas de uma dada equação diferencial parcial. Estas qualidades incluem a ordem de precisão, consistência, estabilidade, dissipação e dispersão. Esta técnica envolve a determinação da real EDP que esta sendo resolvida numericamente, fora o erro de arredondamento, pela aplicação de um dado método de diferenças para resolver um problema de valor inicial. A equação real é chamada de equação modificada. Ela é derivada pela expansão de cada termo da equação de diferenças finitas em série de Taylor e então se elimina a derivada temporal acima da primeira ordem maior, as derivada mistas espaciais pelo método descrito na seção 1. É enfatizado que, ao contrário da prática comum, a EDP original não deve ser usada para eliminar estas derivadas. Embora a equação modificada possua uma infinidade de termos, apenas os primeiros termos de ordem mais baixa precisão ser computado”. “Os termos que aparecem na equação modificada que não constam da EDP original representam um tipo de erro de truncamento. Estes termos permitem a determinação por simples inspeção da ordem de precisão e consistência de uma aproximação por diferenças finitas”.

## 6.2 Método das Diferenças Finitas

### 6.2.1 Introdução

O MDF é de fácil compreensão, é razoavelmente simples em seus conceitos e por isso é de imediata aplicação. Isto não quer dizer de forma alguma que a pesquisa, escolha e aplicação de um bom esquema de solução em diferenças finitas para a solução precisa e rápida de uma EDP seja uma tarefa simples. Como todos os métodos numéricos, o MDF é arbitrariamente preciso – sua acurácia é limitada apenas pelo número de casas decimais que o compilador pode armazenar para um dado valor, e pela velocidade que ela pode ser calculada. O método é robusto, isto quer dizer que os resultados produzidos podem ser considerados corretos, sabendo-se que o comportamento da função Diferença Finita que esta sendo utilizada é bem conhecida (estabilidade, atenuação e defasagem de pico são pontos chaves para a fidelidade dos resultados). São facilmente codificados, são técnicas iterativas e por isso requerem apenas um conhecimento básico de uma linguagem de programação de alto nível.

Uma vez que o MDF é uma técnica “iterativa”, em que a cada passo se introduz apenas um pequeno erro. O resultado final é que o valor da função em todos os pontos do domínio no tempo desejado esta sujeito a esses erros, e como tal é apenas uma aproximação. Porém, esta aproximação pode ser o quanto precisa se deseje fazendo passos de cálculo pequenos o bastante e sendo limitados apenas pelo recurso computacional usado na implementação do problema.

A simples escolha de um esquema numérico não é suficiente, sendo necessário um exame do esquema utilizado para resolver uma EDP específica, segundo as propriedades de estabilidade, consistência e convergência, ROACHE (1972).

### 6.2.2 Conceitos Básicos

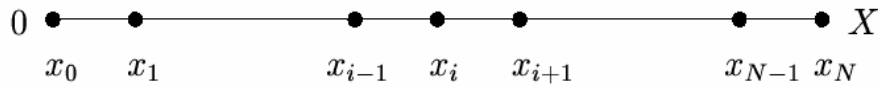
O fundamento do método das diferenças finitas – MDF é que funções de argumentos contínuos, que descrevem o escoamento, são aproximadas por funções definidas em um número finito de pontos dentro do domínio considerado. Para maiores detalhes sobre o MDF sugere-se a leitura de textos clássicos como ROACHE (1972), ORTEGA e POOLE (1981), ANDERSON *et al.* (1984), ABBOTT (1989), SMITH (1980).

Princípio: as derivadas presentes na equação diferencial parcial são aproximadas por combinações lineares dos valores da função nos pontos nodais

O espaço de solução unidimensional do MDF é dado por

$$\Omega = (0, X), \quad \phi_i \approx \phi(x_i) \quad i = 0, 1, \dots, N$$

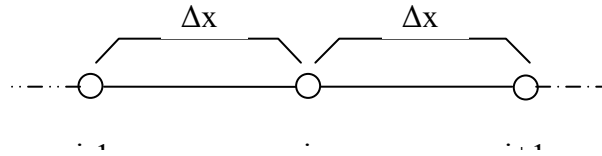
pontos nodais  $x_i = i\Delta x$  tamanho da malha  $\Delta x = \frac{X}{N}$



Do cálculo básico temos que

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\phi(x + \Delta x) - \phi(x)}{\Delta x} \quad (6.52)$$

No MDF, todavia,  $\Delta x$  não é infinitamente pequeno; de fato,  $\Delta x$  representa um comprimento de significado físico importante. Com base no que foi dito, suponha três pontos espaçados de uma distância  $\Delta x$ .



Considerando  $\Delta x$  constante, pode-se escrever as seguintes relações para uma função  $\phi$

$$\begin{aligned} \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i &= \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\phi(x_{i+1}) - \phi(x_i)}{\Delta x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\phi(x_i) - \phi(x_{i-1})}{\Delta x} \\ &= \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\phi(x_{i+1}) - \phi(x_{i-1})}{2\Delta x} \end{aligned} \quad (6.53)$$

### 6.2.2.1 Avaliação da Derivada Primeira

A expansão em série de Taylor para a função  $\phi$  é dada por

$$\phi(x) = \sum \frac{(x - x_i)^n}{n!} \left( \frac{\partial^n \phi}{\partial x^n} \right)_i \quad \phi \in C^\infty([0, X]) \quad (6.54)$$

De onde se pode tirar

$$T_1: \quad \phi_{i+1} = \phi_i + \Delta x \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i + \frac{(\Delta x)^2}{2} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i + \frac{(\Delta x)^3}{6} \left( \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} \right)_i + \dots \quad (6.55)$$

$$T_2: \quad \phi_{i-1} = \phi_i - \Delta x \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i + \frac{(\Delta x)^2}{2} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i - \frac{(\Delta x)^3}{6} \left( \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} \right)_i + \dots \quad (6.56)$$

A ordem de aproximação ou erro de truncamento podem ser estimados com o uso da expansão de uma função por série de Taylor. Matematicamente, significa que a derivada é avaliada por uma expressão e o erro cometido nesta aproximação é da ordem de  $(\Delta x)^m$ , sendo m igual a 1 ou 2 nestes casos.

Tem-se então as seguintes fórmula de diferenças finitas

a) diferença progressiva com erro de truncamento  $O[\Delta x]$

$$T_1: \quad \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i = \frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\Delta x} - \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i + \frac{(\Delta x)^2}{6} \left( \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} \right)_i + \dots \quad (6.57)$$

b) diferença regressiva com erro de truncamento  $O[\Delta x]$

$$T_2: \quad \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i = \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{\Delta x} + \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i - \frac{(\Delta x)^2}{6} \left( \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} \right)_i + \dots \quad (6.58)$$

c) diferença central com erro de truncamento  $O[(\Delta x)^2]$

$$T_1 - T_2: \quad \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i = \frac{\phi_{i+1} - \phi_{i-1}}{2\Delta x} - \frac{(\Delta x)^2}{6} \left( \frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} \right)_i + \dots \quad (6.59)$$

A interpretação geométrica dessas diferenças é mostrada na figura 6.1

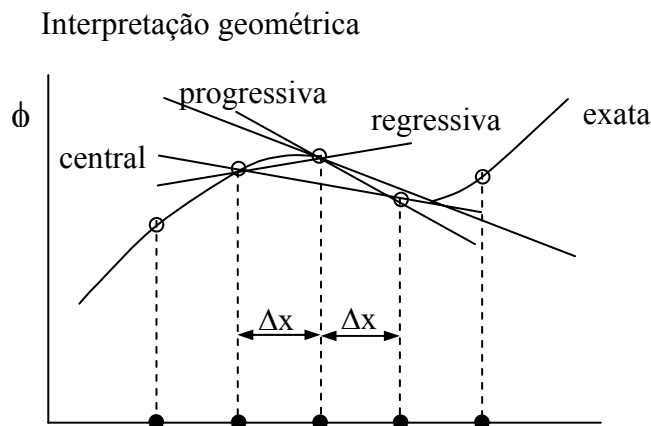


Figura 6.1 – Interpretação geométrica das diferenças finitas básicas

### 6.2.2.2 Avaliação da Derivada Segunda

Normalmente, a segunda derivada espacial é aproximada por esquema de diferença centrada, obtida pela combinação linear dos polinômios  $T_1$  e  $T_2$ , da forma

$$T_1 + T_2 \rightarrow \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i = \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} + O(\Delta x)^2 \quad (6.60)$$

ou de maneira alternativa

$$\begin{aligned} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i &= \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) \right]_i = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_{i+1/2} - \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_{i-1/2}}{\Delta x} \\ &\approx \frac{\frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\Delta x} - \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{\Delta x}}{\Delta x} = \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} \end{aligned} \quad (6.61)$$

Para o caso de coeficientes variáveis onde  $\phi(x) = d(x) \frac{\partial \phi}{\partial x}$  é o fluxo difusivo

$$\begin{aligned} \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i &\approx \frac{\phi_{i+1/2} - \phi_{i-1/2}}{\Delta x} = \frac{d_{i+1/2} \frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\Delta x} - d_{i-1/2} \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{\Delta x}}{\Delta x} \\ &= \frac{d_{i+1/2} \phi_{i+1} - (d_{i+1/2} + d_{i-1/2}) \phi_i + d_{i-1/2} \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} \end{aligned} \quad (6.62)$$

### 6.2.2.3 Aproximação de Ordem Alta

Através de ajustes polinomiais chega-se as seguintes relações, KUZMIN (2004)

a) Diferença regressiva para a primeira derivada

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i = \frac{2\phi_{i+1} + 3\phi_i - 6\phi_{i-1} + \phi_{i-2}}{6\Delta x} + O(\Delta x)^3 \quad (6.63)$$

b) Diferença progressiva para a primeira derivada

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i = \frac{-\phi_{i+1} + 6\phi_i - 3\phi_{i-1} - 2\phi_{i-2}}{6\Delta x} + O(\Delta x)^3 \quad (6.64)$$

c) Diferença centrada para a primeira derivada

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_i = \frac{-\phi_{i+2} + 8\phi_{i+1} - 8\phi_{i-1} + \phi_{i-2}}{12\Delta x} + O(\Delta x)^4 \quad (6.65)$$

d) Diferença centrada para derivada segunda

$$\left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right)_i = \frac{-\phi_{i+2} + 16\phi_{i+1} - 30\phi_i + 16\phi_{i-1} - \phi_{i-2}}{12(\Delta x)^2} + O(\Delta x)^4 \quad (6.66)$$

### 6.2.3 MDF Aplicado a Equação de Advecção

A título de clareza repete-se abaixo a equação de advecção (6.13), cuja solução numérica pelo MDF é a seguir explorado:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad (6.67)$$

A partir deste ponto o termo  $u$  passa a representar a velocidade média  $\bar{u}$ .

#### 6.2.3.1 Métodos Explícitos de Euler

Os seguintes métodos explícitos de um nível de tempo

$$\text{Progressivo no espaço} \quad \frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} + u \frac{\phi_{i+1}^n - \phi_i^n}{\Delta x} = 0 \quad (6.68)$$

$$\text{Centrado no espaço} \quad \frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} + u \frac{\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n}{2\Delta x} = 0 \quad (6.69)$$

possuem respectivamente erros de truncamento de  $O[\Delta t, \Delta x]$  e  $O[\Delta t, (\Delta x)^2]$ , portanto esquemas com precisão de primeira ordem, uma vez que o termo de mais baixa ordem no erro de truncamento é de primeira ordem. Quando a análise de estabilidade de von Neumann é aplicada a esses esquemas, infelizmente descobre-se que são incondicionalmente instáveis, ANDERSON *et al.* (1984).

#### 6.2.3.2 Método Upwind (Windward)

O método descrito pela equação (6.68) pode se tornar estável trocando-se a diferença espacial progressiva por uma diferença regressiva desde que a velocidade da onda  $u$  seja positiva. Caso se utilize diferença regressiva, obtém-se o seguinte algoritmo:

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} + u \frac{\phi_i^n - \phi_{i-1}^n}{\Delta x} = 0 \quad u > 0 \quad (6.70)$$

Este é um método com precisão de primeira ordem com erro de truncamento  $O[\Delta t, \Delta x]$ . A análise de estabilidade de von Neumann mostra que o método é estável quando

$$0 \leq c \leq 1 \quad (6.71)$$

onde  $c = u \Delta t / \Delta x$  é o chamado *número de Courant-Friedrichs-Lewy (1928) -CFL* ou simplesmente *número de Courant*.

A *Equação Modificada* para a expressão (6.70) é dada por (WARMING e HYETT, 1974):

$$\begin{aligned} \phi_t + u\phi_x = & \frac{u\Delta x}{2}(1-c)\phi_{xx} - \frac{u(\Delta x)^2}{6}(2c^2 - 3c + 1)\phi_{xxx} \\ & + O[(\Delta x)^3, (\Delta x)^2\Delta t, \Delta x(\Delta t)^2, (\Delta t)^3] \end{aligned} \quad (6.72)$$

O lado direito da *Equação Modificada* (6.72) é o erro de truncamento, uma vez que ele representa a diferença entre a EDP original e aproximação por diferenças finitas. Conseqüentemente, o termo de mais baixa ordem do lado direito da equação modificada fornece a ordem do método. Neste caso, o método é de primeira ordem uma vez que o termo de menor ordem é  $O[\Delta t, \Delta x]$ .

Assumindo que a *Equação Modificada* pode ser representada por uma forma geral

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + u \frac{\partial \phi}{\partial x} = \sum_{n=2}^{\infty} v_n \frac{\partial^n \phi}{\partial x^n} \quad (6.73)$$

a difusividade ou viscosidade artificial é dada por:

$$v_2 = \frac{u\Delta x}{2}(1-c) \quad (6.74)$$

### 6.2.3.3 Método de Lax ou Lax-Friedrichs

O método de Euler, equação (6.69), pode se tornar estável trocando-se  $\phi_i^n$  pelo termo ponderado  $(\phi_{i+1}^n + \phi_{i-1}^n)/2$ . O algoritmo resultante é o bem conhecido método de LAX (1954) de primeira ordem

$$\begin{aligned} \frac{\phi_i^{n+1} - (\phi_{i+1}^n + \phi_{i-1}^n)/2}{\Delta t} + u \frac{\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n}{2\Delta x} &= 0 \\ \phi_i^{n+1} &= \frac{1}{2}(1-c)\phi_{i+1}^n + \frac{1}{2}(1+c)\phi_{i-1}^n \end{aligned} \quad (6.75)$$

Este método explícito de um passo de cálculo é de primeira ordem com erro de truncamento  $O[\Delta t, (\Delta x)^2 / \Delta t]$  e é estável se  $|c| \leq 1$ . A *Equação Modificada* é dada por ANDERSON *et al.* (1984)

$$\phi_t + u\phi_x = \frac{u\Delta x}{2} \left( \frac{1}{c} - c \right) \phi_{xx} - \frac{u(\Delta x)^2}{3} (1-c^2) \phi_{xxx} + \dots \quad (6.76)$$

a difusividade é dada por

$$v_2 = \frac{u\Delta x}{2} \left( \frac{1}{c} - c \right) \quad (6.77)$$

Nota-se que este método não é uniformemente consistente, pois  $(\Delta x)^2 / \Delta t$  não tende a zero no limite quando  $O[\Delta t, \Delta x]$  vai para zero. Todavia, se  $c$  é mantido constante quando  $O[\Delta t, \Delta x]$  se aproximam de zero, o método é consistente. O método de Lax é conhecido por seu pronunciado erro de caráter dissipativo quando  $c \neq 1$ . A magnitude da dissipação é aparente quando se compara o coeficiente do termo  $\phi_{xx}$  na equação (6.76) com o mesmo coeficiente na equação modificada no esquema de diferenças progressivas para vários valores de  $c$ .

#### 6.2.3.4 Método de Lax-Wendroff

O esquema de LAX-WENDROFF (1960) pode ser derivado por expansão de  $\phi_i^{n+1}$  em série de Taylor da seguinte maneira

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n + \Delta t \phi_t^n + \frac{1}{2} (\Delta t)^2 \phi_{tt}^n + O[(\Delta t)^3] \quad (6.78)$$

Usando as equações da onda linear e não linear

$$\begin{aligned} \phi_t &= -u\phi_x \\ \phi_{tt} &= u^2 \phi_{xx} \end{aligned} \quad (6.79)$$

A equação (6.78) pode ser escrita como

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - u\Delta t \phi_x^n + \frac{1}{2} u^2 (\Delta t)^2 \phi_{xx}^n + O[(\Delta t)^3] \quad (6.80)$$

e finalmente, se  $\phi_x$  e  $\phi_{xx}$  são trocados pelas expressões de diferenças centradas, o conhecido esquema de Lax-Wendroff é obtido

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{u\Delta t}{2\Delta x} (\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \frac{u^2 (\Delta t)^2}{2(\Delta x)^2} (\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \quad (6.81)$$

Este esquema explícito de um passo de cálculo é de segunda ordem com erro de truncamento  $O[(\Delta x)^2, (\Delta t)^2]$  e é estável sempre que  $|c| \leq 1$ . A *Equação Modificada* para este método é

$$\phi_t + u\phi_x = -u \frac{(\Delta x)^2}{6} (1-c^2) \phi_{xxx} + u \frac{(\Delta x)^3}{8} c(1-c^2) \phi_{xxxx} + \dots \quad (6.82)$$

os termos da *Equação Modificada* são dados por:

$$v_2 = 0, \quad v_3 = -\frac{u\Delta x^2}{6}(1-c^2), \quad v_4 = \frac{u\Delta x^3}{8}c(1-c^2) \quad (6.83)$$

O erro do método de Lax-Wendroff é predominantemente de atraso de fase, com exceção para número de onda altos  $\sqrt{0.5} < c < 1$ .

### 6.2.3.5 Método de Lax-Wendroff de dois passos

Para equações não lineares tais como as equações para escoamento não-viscosos, pode-se usar uma variação em dois passos de cálculo do método original de Lax-Wendroff (6.81). Quando aplicado à equação de advecção, este método explícito de dois passos e três níveis de tempo se torna

$$\text{Passo1:} \quad \phi_{i+1/2}^{n+1/2} = \frac{1}{2}(\phi_{i+1}^n + \phi_i^n) - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_i^n) \quad (6.84)$$

$$\text{Passo2:} \quad \phi_i^{n+1} = \phi_i^n - c(\phi_{i+1/2}^{n+1/2} - \phi_{i-1/2}^{n+1/2}) \quad (6.85)$$

Este esquema tem precisão de segunda ordem com erro de truncamento  $O[(\Delta x)^2, (\Delta t)^2]$  e é estável sempre que  $|c| \leq 1$ . O Passo 1 corresponde ao método de Lax aplicado no ponto intermediário  $i + \frac{1}{2}$  para meio incremento temporal e o Passo 2 é o método de leap frog para o restante passo temporal. Quando aplicado para a equação de advecção linear, o esquema de Lax-Wendroff em dois passos é equivalente ao esquema original. Isto pode ser rapidamente verificado substituindo (6.84) em (6.85). Uma vez que os dois esquemas são equivalentes, segue-se que a equação modificada e o fator de amplificação são os mesmos.

### 6.2.3.6 Método de Leith

O método de LEITH (1965) (apud LEONARD, 1979) é dado por

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + c^2(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \quad (6.86)$$

### 6.2.3.7 Método de MacCormack

O método de MacCORMACK (1969) de diferenças finitas é um esquema largamente empregado para resolver problemas em mecânica dos fluidos. Ele é uma variação do método de Lax-Wendroff de dois passos de cálculo que remove a necessidade de calcular as incógnitas nos pontos da malha  $i + \frac{1}{2}$  e  $i - \frac{1}{2}$ . Por causa desta

capacidade, o método de MacCormack é particularmente atraente na resolução de EDP não lineares. Quando aplicada à equação da onda linear, este método do tipo preditor-corretor fica sendo:

$$\text{Preditor: } \phi_i^{(n+1)} = \phi_i^n - u \frac{\Delta t}{\Delta x} (\phi_{i+1}^n - \phi_i^n) \quad (6.87)$$

$$\text{Corretor: } \phi_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[ \phi_i^n + \phi_i^{(n+1)} - u \frac{\Delta t}{\Delta x} (\phi_i^{(n+1)} - \phi_{i-1}^{(n+1)}) \right] \quad (6.88)$$

O termo  $\phi_i^{(n+1)}$  é o valor temporário “Previsto” de  $\phi$  no nível de tempo  $t^{n+1}$ . A equação de correção fornece o valor final de  $\phi$  no nível de tempo  $t^{n+1}$ . Note que na equação (6.87) a diferença progressiva é usada para  $\partial\phi/\partial x$ , enquanto que na equação de correção diferença regressiva é usada. Para a equação de advecção linear o esquema de MacCormack é equivalente ao esquema original de Lax-Wendroff.

### 6.2.3.8 Método de Warming e Beam

O método upwind de WARMING e BEAM (1975) é uma variação do método de MacCORMACK que utiliza diferença regressiva (upwind) nos passos preditor e corretor para  $u > 0$ .

$$\text{Preditor: } \phi_i^{(n+1)} = \phi_i^n - u \frac{\Delta t}{\Delta x} (\phi_i^n - \phi_{i-1}^n) \quad (6.89)$$

$$\text{Corretor: } \phi_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[ \phi_i^n + \phi_i^{(n+1)} - u \frac{\Delta t}{\Delta x} (\phi_i^{(n+1)} - \phi_{i-1}^{(n+1)}) - u \frac{\Delta t}{\Delta x} (\phi_i^n - 2\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n) \right] \quad (6.90)$$

A adição de uma segunda diferença regressiva na equação (6.90) faz este esquema ficar com precisão de segunda ordem com erro de truncamento  $O[(\Delta x)^2, (\Delta x)(\Delta t), (\Delta t)^2]$ . Caso a equação (6.89) seja substituída na equação (6.90) o seguinte algoritmo de passo único é obtido:

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - c(\phi_i^n - \phi_{i-1}^n) + c(c-1)(\phi_i^n - 2\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n) \quad (6.91)$$

A equação modificada para esse esquema é

$$\phi_t + u\phi_x = u \frac{(\Delta x)^2}{6} (1-c)(2-c)\phi_{xxx} - u \frac{(\Delta x)^4}{8\Delta t} c(1-c^2)(2-c)\phi_{xxxx} + \dots \quad (6.92)$$

Este método satisfaz a condição de translação para  $c = 1$  e  $c = 2$ .

### 6.2.3.9 Método de Fromm

O método UPWIND (6.91) tem um erro de adiantamento de fase para  $0 \leq c \leq 1$  e erro de atraso de fase para  $1 \leq c \leq 2$ . O método de LAX-WENDROFF (6.81) tem um atraso de fase para  $0 \leq c \leq 1$ . O método de FROMM (1968), conhecido por ser de segunda ordem e erro de fase zero, é baseado na observação que uma redução considerável do erro dispersivo pode ser obtido pela combinação linear dos métodos LAX-WENDROFF (1960) e o UPWIND para  $0 \leq c \leq 1$ . O seguinte algoritmo é obtido:

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{u\Delta t}{4\Delta x}(\phi_{i+1}^n + 3\phi_i^n - 5\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n) + \frac{u^2\Delta t^2}{4\Delta x^2}(\phi_{i+1}^n - \phi_i^n - \phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n) \quad (6.93)$$

reagrupando tem-se

$$\phi_i^{n+1} = \left(\frac{c^2 - c}{4}\right)\phi_{i+1}^n + \left(\frac{(1-c)(4+c)}{4}\right)\phi_i^n + \left(\frac{5c - c^2}{4}\right)\phi_{i-1}^n + \left(\frac{c^2 - c}{4}\right)\phi_{i-2}^n \quad (6.94)$$

### 6.2.3.10 Método de Martin

O método de MARTIN (apud SCULLEN, 1992) é dado por:

$$\begin{aligned} \phi_i^{n+1} = & \left(-\frac{1}{3}c + \frac{1}{2}c^2 - \frac{1}{6}c^3\right)\phi_{i+1}^n + \left(1 - \frac{1}{2}c - c^2 + \frac{1}{2}c^3\right)\phi_i^n + \\ & \left(c + \frac{1}{2}c^2 - \frac{1}{2}c^3\right)\phi_{i-1}^n + \left(-\frac{1}{6}c + \frac{1}{6}c^3\right)\phi_{i-2}^n \end{aligned} \quad (6.95)$$

### 6.2.3.11 Método de Takacs

O método de TAKACS (1985) é explícito de dois passos de tempo do tipo Lax-Wendroff, cujas características de precisão e fase são similares aos esquemas de terceira ordem. A expressão do esquema é dada por

$$\phi_i^{n+1} = a_1\phi_{i+1}^n + a_0\phi_i^n + a_{-1}\phi_{i-1}^n + a_{-2}\phi_{i-2}^n \quad (6.96)$$

onde os coeficientes  $a_j$ , são obtidos exigindo-se uma precisão de segunda ordem da forma

$$\begin{aligned} a_1 &= c(c-1)/2 - a_{-2} \\ a_0 &= 1 - c^2 + 3a_{-2} \\ a_{-1} &= c(c+1)/2 - 3a_{-2} \\ a_{-2} &= \theta c(c-1) \end{aligned} \quad (6.97)$$

A forma do parâmetro livre  $a_{-2}$  foi escolhido para quando  $c = 0$  ou  $1$ , o esquema é exato. Substituindo (6.97) em (6.96) obtém-se

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \frac{c^2}{2}(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) - \theta c(c-1)(\phi_{i+1}^n - 3\phi_i^n + 3\phi_{i-1}^n - \phi_{i-2}^n) \quad (6.98)$$

Para  $\theta = 0$ , o esquema se reduz ao esquema de segunda ordem de Lax-Wendroff. Para  $\theta \neq 0$ , um termo extra é adicionado correspondente a terceira derivada de  $\phi_i^n$  no espaço. Permitindo-se que o parâmetro livre seja função de  $c$ , então, segundo o autor, escolhendo-se  $\theta = (1+c)/6$  produz um esquema de precisão de terceira ordem no tempo e no espaço usado quatro nós da malha. A análise de estabilidade de von Neumann mostra que o método é estável quando  $0 \leq c \leq 1$  e o parâmetro livre fica na faixa  $0 \leq \theta \leq \frac{1}{2}$ .

Tem-se o seguinte resumo do método:

- a.  $\theta = 0.0$  - Lax-Wendroff de segunda ordem
- b.  $\theta = 0.25$  - Fromm
- c.  $\theta = (1+c)/6$  - Takacs de terceira ordem

### 6.2.3.12 Método de Rusanov

RUSANOV (1970) e BURSTEIN e MIRIM (1970) simultaneamente desenvolveram um método de terceira ordem, explícito e com três níveis de cálculo:

$$\text{Passo 1: } \phi_{i+1/2}^{(1)} = \frac{1}{2}(\phi_{i+1}^n + \phi_i^n) - \frac{1}{3}c(\phi_{i+1}^n - \phi_i^n)$$

$$\text{Passo 2: } \phi_i^{(2)} = \phi_i^n - \frac{2}{3}c(\phi_{i+1/2}^{(1)} - \phi_{i-1/2}^{(1)})$$

$$\begin{aligned} \text{Passo 3: } \phi_i^{n+1} = & \phi_i^n - \frac{1}{24}c(-2\phi_{i+2}^n + 7\phi_{i+1}^n - 7\phi_{i-1}^n + 2\phi_{i-2}^n) - \frac{3}{8}c(\phi_{i+1}^{(2)} - \phi_{i-1}^{(2)}) \\ & - \frac{\omega}{24}(\phi_{i+2}^n - 4\phi_{i+1}^n + 6\phi_i^n - 4\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n) \end{aligned} \quad (6.99)$$

O passo 3 contém o termo de diferença de quarta ordem

$\delta_x^4 \phi_i^n = \phi_{i+2}^n - 4\phi_{i+1}^n + 6\phi_i^n - 4\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n$  que é multiplicado pelo parâmetro livre  $\omega$ . Este termo foi adicionado para tornar o esquema estável. A necessidade para este termo fica evidente quando se examina condição de estabilidade para este esquema:

$$\begin{aligned} |c| & \leq 1 \\ 4c^2 - c^4 & \leq \omega \leq 3 \end{aligned} \quad (6.100)$$

Caso o termo contendo a diferença de quarta ordem não esteja presente ( $\omega$ ) a equação (6.100) não será satisfeita para  $0 < c \leq 1$ . A equação modificada para esse esquema é

$$\begin{aligned} \phi_t + u\phi_x = & -u \frac{(\Delta x)^3}{24} \left( \frac{\omega}{c} - 4c + c^3 \right) \phi_{xxxx} \\ & + u \frac{(\Delta x)^4}{120} (-5\omega + 4 + 15c^2 - 4c^4) \phi_{xxxxx} + \dots \end{aligned} \quad (6.101)$$

De forma a reduzir a dissipação deste esquema, pode-se fazer o coeficiente da quarta derivada igual a zero atribuindo

$$\omega = 4c^2 - c^4 \quad (6.102)$$

De forma semelhante, pode-se reduzir o erro dispersivo atribuindo o coeficiente da quinta derivada a zero, o que fornece

$$\omega = \frac{(4c^2 + 1)(4 - c^2)}{5} \quad (6.103)$$

### 6.2.3.13 Método de Warming–Kutler-Lomax

WARMING *et al.* (1973) desenvolveram um método de terceira ordem que usa o método de MacCormack para os dois primeiros passos e tem o mesmo terceiro passo do método de Rusanov. Este conhecido método WKL é dado por

$$\text{Passo 1: } \phi_i^{(1)} = \phi_i^n - \frac{2}{3}c(\phi_{i+1}^n - \phi_i^n)$$

$$\text{Passo 2: } \phi_i^{(2)} = \frac{1}{2} \left[ \phi_i^n + \phi_i^{(1)} - \frac{2}{3}c(\phi_{i+1}^{(1)} - \phi_{i-1}^{(1)}) \right]$$

$$\begin{aligned} \text{Passo 3: } \phi_i^{n+1} = & \phi_i^n - \frac{1}{24}c(-2\phi_{i+2}^n + 7\phi_{i+1}^n - 7\phi_{i-1}^n + 2\phi_{i-2}^n) - \frac{3}{8}c(\phi_{i+1}^{(2)} - \phi_{i-1}^{(2)}) \\ & - \frac{\omega}{24}(\phi_{i+2}^n - 4\phi_{i+1}^n + 6\phi_i^n - 4\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n) \end{aligned} \quad (6.104)$$

Este método possui a mesma região de estabilidade que o método de Rusanov. Além disso, a equação modificada é idêntica a (6.101) para a equação de advecção ou da onda linear. O método WKL possui as mesmas vantagens sobre o método de Rusanov que o método de MacCormack tem sobre o método de Lax-Wendroff de dois passos, ANDERSON *et al.* (1984).

### 6.2.3.14 Método de Crowley

CROWLEY (1967) apresentou um método de alta ordem do tipo dois passos de cálculo para dois níveis de tempo. Métodos que utilizam esta forma, são chamados de categoria intermediária, FROMM (1969). Condensando em um único passo, a expressão final é dada por:

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n + \frac{c}{2}(\phi_{i-1}^n - \phi_{i+1}^n) + \frac{c^2}{8}(\phi_{i-2}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i+2}^n) + \frac{c^3}{16}(\phi_{i-2}^n - 2\phi_{i-1}^n + 2\phi_{i+1}^n - \phi_{i+2}^n) \quad (6.105)$$

### 6.2.3.15 Método de Holly e Preissman

HOLLY e PREISSMAN (1977) apresentaram um método preciso de cálculo da advecção em aplicações fluviais. O método de Holly-Preissman é baseado no fato que polinômios de interpolação hermitianos de alta ordem podem ser construídos entre apenas dois pontos, se além das variáveis dependentes, mas também suas derivadas são conhecidas em cada desses pontos. Os detalhes do método são dados no artigo original e apenas um breve resumo do algoritmo é aqui apresentado. O método de Holly-Preissman é um método dito compacto que usa dois pontos nodais, usando uma técnica de interpolação cúbica com precisão de quarta ordem.

O método é baseado no uso de derivadas da concentração em pontos nodais  $i-1$  e  $i$ . Denotando por  $CX_i^n$  a derivada  $\frac{\partial C}{\partial x}$  da concentração no ponto nodal e incremento de tempo  $n$ . Conhecendo  $C$  e  $CX$  no tempo  $n$  para os pontos  $i-1$  e  $i$ , tem-se quatro quantidades conhecidas com as quais é possível construir um polinômio de interpolação de terceiro grau entre os pontos  $i-1$  e  $i$ . Expressando o polinômio como

$$Y(c) = Ac^3 + Bc^2 + Dc + E \quad (6.106)$$

Os quatro coeficientes  $A$ ,  $B$ ,  $D$  e  $E$  podem ser avaliados uma vez que as seguintes condições sejam satisfeitas

$$Y(1) = C_{i-1}^n ; \quad Y(0) = C_i^n ; \quad \dot{Y}(1) = CX_{i-1}^n ; \quad \dot{Y}(0) = CX_i^n \quad (6.107)$$

onde  $\dot{Y}(c) = (dY/dx)|_c$ .

Os coeficientes  $A$ ,  $B$ ,  $D$  e  $E$  podem agora ser avaliados, obtendo-se a equação para a solução das concentrações incógnitas no ponto  $i$  e tempo  $n+1$ .

$$Y(c) = C_i^{n+1} = a_1 C_{i-1}^n + a_2 C_i^n + a_3 CX_{i-1}^n + a_4 CX_i^n \quad (6.108)$$

onde

$$a_1 = c^2(3-2c); \quad a_2 = 1-a_1; \quad a_3 = c^2(1-c)\Delta x; \quad a_4 = -c(1-c)^2\Delta x \quad (6.109)$$

As derivadas da concentração também devem ser calculadas para o tempo  $t_{n+1}$  para dar continuidade aos cálculos. A advecção das derivadas das concentrações é executada exatamente da mesma maneira que advecção das concentrações. A expressão resultante é

$$\dot{Y}(c) = CX_i^{n+1} = b_1C_{i-1}^n + b_2C_i^n + b_3CX_{i-1}^n + b_4CX_i^n \quad (6.110)$$

onde

$$b_1 = 6c(c-1)/\Delta x; \quad b_2 = -b_1; \quad a_3 = c(3c-2); \quad b_4 = (c-1)(3c-1) \quad (6.111)$$

A precisão do esquema é investigada através da análise dos erros introduzidos pela investigação tradicional de componentes da série de Fourier, vide texto original.

## 6.2.4 MDF para a Equação da Difusão

### 6.2.4.1 Método Explícito

A equação da difusão unidimensional (6.29) é uma EDP parabólica. Na forma apresentada, é a equação que governa a condução de calor ou a difusão unidimensional em um meio isotrópico.

Lembrando a representação por diferença centrada para a segunda derivada (6.60)

$$\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}\right)_i = \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} = \frac{\delta_x^2 \phi_i^n}{(\Delta x)^2} + O(\Delta x)^2 \quad (6.112)$$

onde o operador diferença central  $\delta^2$  é dado por

$$\delta_x^2 \phi_i^n = \delta_x(\delta_x \phi_i^n) = \phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n \quad (6.113)$$

Lembrando a equação (6.66) e usando a definição dada acima, chega-se a

$$\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}\right)_i = \frac{-\phi_{i+2} + 16\phi_{i+1} - 30\phi_i + 16\phi_{i-1} - \phi_{i-2}}{12(\Delta x)^2} = \frac{\delta_x^2 \phi_i^n}{(\Delta x)^2(1 + \delta_x^2/12)} + O(\Delta x)^4 \quad (6.114)$$

Para maior clareza a equação (6.29) é reescrita abaixo

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \quad (6.115)$$

Aplicando-se (6.112) em (6.115) fica-se com a forma discretizada

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} = D_x \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} \quad (6.116)$$

Este método explícito de um passo de cálculo é de primeira ordem com erro de truncamento  $O[\Delta t, (\Delta x)^2]$ . Este método explícito é estável somente quando

$$0 \leq \alpha \leq \frac{1}{2} \quad (6.117)$$

onde

$$\alpha = \frac{D_x \Delta t}{(\Delta x)^2} \quad (6.118)$$

é o número ou parâmetro difusivo.

Aplicando-se (6.114) em (6.115) fica-se com a forma discretizada

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} = D_x \frac{-\phi_{i+2} + 16\phi_{i+1} - 30\phi_i + 16\phi_{i-1} - \phi_{i-2}}{12(\Delta x)^2} \quad (6.119)$$

#### 6.2.4.2 Método Combinado

Os métodos explícito, implícito e de Crank-Nicolson são casos especiais do seguinte algoritmo geral

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} = D_x \frac{\theta \delta_x^2 \phi_i^{n+1} + (1-\theta) \delta_x^2 \phi_i^n}{(\Delta x)^2} \quad (6.120)$$

onde  $\theta$  é uma constante ( $0 \leq \theta \leq 1$ ). O método explícito corresponde a  $\theta = 0$ , o método implícito corresponde a  $\theta = 1$  e o método de Crank-Nicolson corresponde a  $\theta = \frac{1}{2}$ . O método implícito é incondicionalmente estável, enquanto o método explícito segue a relação (6.117).

O método combinado (6.120) tem a precisão de primeira ordem com erro de truncamento  $O[\Delta t, (\Delta x)^2]$  exceto para caso especiais quando:

- |   |  |
|---|--|
| a) $\theta = \frac{1}{2}$ (Crank-Nicolson)  | $T.E. = O[(\Delta t)^2, (\Delta x)^2]$ |
| b) $\theta = \frac{1}{2} - \frac{(\Delta x)^2}{12D_x \Delta t}$   | $T.E. = O[(\Delta t)^2, (\Delta x)^4]$ |
| c) $\theta = \frac{1}{2} - \frac{(\Delta x)^2}{12D_x \Delta t}$ e $\frac{(\Delta x)^2}{D_x \Delta t} = \sqrt{20}$ | $T.E. = O[(\Delta t)^2, (\Delta x)^6]$ |

O erro de truncamento para estes casos especiais pode ser obtido examinando-se a equação modificada

$$\begin{aligned} \phi_t - D_x \phi_{xx} = & -u \left[ \left( \theta - \frac{1}{2} \right) D_x^2 \Delta t + \frac{D_x (\Delta x)^2}{12} \right] \phi_{xxxx} \\ & + \left[ \left( \theta^2 - \theta + \frac{1}{3} \right) D_x^3 (\Delta t)^2 + \frac{1}{6} \left( \theta - \frac{1}{2} \right) D_x^2 \Delta t (\Delta x)^2 + D_x \frac{(\Delta x)^4}{360} \right] \phi_{xxxxx} + \dots \end{aligned} \quad (6.121)$$

O método combinado é incondicionalmente estável caso  $\frac{1}{2} \leq \theta \leq 1$ . Todavia, quando  $0 \leq \alpha \leq \frac{1}{2}$  o método é estável apenas na condição

$$0 \leq \alpha \leq \frac{1}{2 - 4\theta} \quad (6.122)$$

### 6.2.5 MDF para a equação da ADRP

Resta agora efetuar cuidadosamente algumas das muitas combinações possíveis, verificando quando são compatíveis, das expressões discretizadas para os termos da equação ADRP. Vale observar que apesar de alguns esquemas implícitos terem sido desenvolvidos no código computacional, eles não serão utilizados nos itens de comparações entre as metodologias.

**1º Caso** – Centrado  $O(\Delta x)^2$  (6.112) para a difusão e regressivo ou upwind (6.70) para advecção

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} + \bar{u} \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{\Delta x} = D_x \frac{\phi_{i+1} - 2\phi_i + \phi_{i-1}}{(\Delta x)^2} \quad (6.123)$$

$$\boxed{\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - c(\phi_i^n - \phi_{i-1}^n) + \alpha(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n)} \quad (6.124)$$

**2º Caso** – Centrado  $O(\Delta x)^2$  (6.112) para difusão e centrado para advecção

$$\boxed{\phi_i^{n+1} = \frac{1}{2}(\phi_{i+1}^n + \phi_{i-1}^n) - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \alpha(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n)} \quad (6.125)$$

**3º Caso** – Centrado  $O(\Delta x)^2$  (6.112) para difusão e Lax-Wendroff (ou Beam-Warming) para advecção

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{u\Delta t}{2\Delta x}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \frac{u^2(\Delta t)^2}{2(\Delta x)^2}(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) + \alpha(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n)$$

simplificando

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \left(\frac{c^2}{2} + \alpha\right)(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n)$$

e agrupando

$$\boxed{\phi_i^{n+1} = \frac{1}{2}(2\alpha - c + c^2)\phi_{i+1}^n + (1 - 2\alpha - c^2)\phi_i^n + \frac{1}{2}(2\alpha + c + c^2)\phi_{i-1}^n} \quad (6.126)$$

Obs: O método de LxW tende a desenvolver oscilações atrás da onda de choque enquanto o método de Beam-Warming tende a desenvolver oscilações na frente da onda de choque.

**4º Caso** – Centrado  $O(\Delta x)^2$  (6.112) para difusão e Fromm (6.94) para advecção

$$\begin{aligned} \phi_i^{n+1} = & \left(\frac{c^2 - c}{4}\right)\phi_{i+1}^n + \left(\frac{(1-c)(4+c)}{4}\right)\phi_i^n + \left(\frac{5c - c^2}{4}\right)\phi_{i-1}^n + \left(\frac{c^2 - c}{4}\right)\phi_{i-2}^n \\ & + \alpha(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \end{aligned}$$

reagrupando

$$\boxed{\phi_i^{n+1} = \left(\frac{c^2 - c}{4} + \alpha\right)\phi_{i+1}^n + \left(\frac{(1-c)(4+c)}{4} - 2\alpha\right)\phi_i^n + \left(\frac{5c - c^2}{4} + \alpha\right)\phi_{i-1}^n + \left(\frac{c^2 - c}{4}\right)\phi_{i-2}^n} \quad (6.127)$$

Note que o coeficiente do termo  $\phi_{i-2}^n$  ficou sem influência da difusão.

**5º Caso** – Centrado  $O(\Delta x)^4$  (6.119) para difusão e Fromm (6.94) para advecção

$$\frac{\alpha}{12}(-\phi_{i+2} + 16\phi_{i+1} - 30\phi_i + 16\phi_{i-1} - \phi_{i-2})$$

ficando

$$\boxed{\begin{aligned} \phi_i^{n+1} = & \left(-\frac{\alpha}{12}\right)\phi_{i+2}^n + \left(\frac{c^2 - c}{4} + \frac{16\alpha}{12}\right)\phi_{i+1}^n + \left(\frac{(1-c)(4+c)}{4} - \frac{30\alpha}{12}\right)\phi_i^n \\ & + \left(\frac{5c - c^2}{4} + \frac{16\alpha}{12}\right)\phi_{i-1}^n + \left(\frac{c^2 - c}{4} - \frac{\alpha}{12}\right)\phi_{i-2}^n \end{aligned}} \quad (6.128)$$

Note que o coeficiente do termo  $\phi_{i+2}^n$  ficou sem influência da advecção.

**6º Caso** – Centrado no espaço (6.112) ou (6.119) para difusão e Takacs (6.98) para advecção

$$\boxed{\begin{aligned} \phi_i^{n+1} = & \phi_i^n - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \left(\frac{c^2}{2}\right)(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \\ & - \theta c(c-1)(\phi_{i+1}^n - 3\phi_i^n + 3\phi_{i-1}^n - \phi_{i-2}^n) \end{aligned}} \quad (6.129)$$

As devidas particularizações para  $\theta = 0$  e  $0.25$  resultam nos casos já mencionados, sendo que para o caso  $(1+c)/6$  e a expressão  $O(\Delta x)^4$  (6.119) para o termo da difusão resulta em:

$$\boxed{\begin{aligned} \phi_i^{n+1} = & \phi_i^n - \frac{c}{2}(\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \left(\frac{c^2}{2}\right)(\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \\ & - \frac{(1+c)}{6} c(c-1)(\phi_{i+1}^n - 3\phi_i^n + 3\phi_{i-1}^n - \phi_{i-2}^n) \\ & + \frac{\alpha}{12}(-\phi_{i+2} + 16\phi_{i+1} - 30\phi_i + 16\phi_{i-1} - \phi_{i-2}) \end{aligned}} \quad (6.130)$$

## 6.3 Método dos Volumes Finitos

### 6.3.1 Introdução

O MVF é baseado na forma integral (6.7) ao invés da equação diferencial. No lugar de aproximações pontuais (AP) via formulação de diferenças finitas (DF) nos nós da malha, dividi-se o domínio em volumes de controle (VC), chamados também de “volumes finitos”, e então se aproxima a integral do escalar  $\phi$  sobre cada VC. A média do escalar  $\phi$  no VC, é aquela obtida pelo valor da integral dividido pelo volume. Esses valores são modificados em cada passo de tempo pelo fluxo que atravessa os extremos do VC, sendo que o problema primário passa a ser determinar as *funções de fluxo numérico* que aproximam os fluxos verdadeiros (corretos) de uma forma consistente. Isto deve estar baseado em aproximações da média da função no VC, que é a única informação disponível.

### 6.3.2 Formulação Geral para as Leis de Conservação

Em uma espaço unidimensional, o método dos volumes finitos é baseado na subdivisão da região de domínio em intervalos com “volumes finitos” (VF), também chamados células da malha e acompanhando o progresso da aproximação da integral de  $\phi$  sobre cada um desses volumes. Em cada passo de tempo, atualizam-se esses valores usando aproximações para o fluxo através das extremidades do intervalo ou VC.

Denotando-se a  $i$ ésima célula da malha por

$$C_i = (x_{i-1/2}, x_{i+1/2}) \quad (6.131)$$

como mostrado na figura 6.2. O valor de  $\bar{\phi}_i^n$  irá aproximar o valor médio sobre o  $i$ ésimo intervalo no instante  $t_n$ :

$$\bar{\phi}_i^n \approx \frac{1}{\Delta x} \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} \phi(x, t_n) dx \equiv \frac{1}{\Delta x} \int_{C_i} \phi(x, t_n) dx \quad (6.132)$$

onde  $\Delta x = x_{i+1/2} - x_{i-1/2}$  é o comprimento da célula do VC.



governante em esquemas de primeira ordem. Esquemas de segunda ordem mostram uma mudança nos valores numéricos dos coeficiente de  $\Delta x^2$ . Todavia, para um esquema de VF de terceira (ou mais alta) ordem apresentará precisão de segunda ordem quando interpretado com um esquema AP de DF, e vice-versa.

Trabalhando-se com as médias nas células, todavia, se torna mais fácil usar importantes propriedades da lei de conservação na dedução de métodos numéricos. Em particular, pode-se garantir que um método numérico é conservativo na razão que ele simula a solução verdadeira, e isso é extremamente importante para cálculos precisos em ondas de choque. A razão disto é que  $\sum_{i=1}^N \bar{\phi}_i^n \Delta x$  aproxima a integral de  $\phi$  sobre o intervalo completo  $[a, b]$ . Então este termo poderá variar por fluxos nos contorno  $x=a$  e  $x=b$ . A massa total dentro do domínio será preservada, supondo-se que as condições de contorno são adequadamente arbitradas, LEVEQUE (2002).

A forma integral da lei de conservação (6.3) fica sendo

$$\frac{d}{dt} \int_{C_i} \phi(x, t) dx = f(\phi(x_{i-1/2}, t)) - f(\phi(x_{i+1/2}, t)) \quad (6.138)$$

Pode-se usar essa expressão para desenvolver um algoritmo explícito de marcha no tempo. Dado  $\bar{\phi}_i^n$ , valores médios nas células no tempo  $t_n$ , deseja-se aproximar  $\bar{\phi}_i^{n+1}$ , também valores médios no próximo tempo  $t_{n+1}$  após um passo de temporal  $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ . Integrando (6.138) no tempo de  $t_{n+1}$  a  $t_n$  fornece

$$\int_{C_i} \phi(x, t_{n+1}) dx - \int_{C_i} \phi(x, t_n) dx = \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(\phi(x_{i-1/2}, t)) dt - \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(\phi(x_{i+1/2}, t)) dt \quad (6.139)$$

Dividindo-se por  $\Delta x$  e rearranjando chega-se a

$$\frac{1}{\Delta x} \int_{C_i} \phi(x, t_{n+1}) dx = \frac{1}{\Delta x} \int_{C_i} \phi(x, t_n) dx - \frac{1}{\Delta x} \left[ \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(\phi(x_{i+1/2}, t)) dt - \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(\phi(x_{i-1/2}, t)) dt \right] \quad (6.140)$$

Esta expressão fornece exatamente como a média de  $\phi$  no VC na expressão (6.132) deve ser atualizada em um passo de tempo. Todavia, não somos capazes de avaliar exatamente as integrais temporais do lado direito de (6.140), uma vez que  $\phi(x_{i\pm 1/2}, t)$  varia ao longo do tempo em cada extremidade do VC, e não possuímos a

solução exata para trabalhar com ela. Mas podem-se estudar métodos numéricos da seguinte forma, LEVEQUE (2002)

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^n - F_{i-1/2}^n) \quad (6.141)$$

onde

$$F_{i-1/2}^n \approx \frac{1}{\Delta t} \int_{t_n}^{t_{n+1}} f(\phi(x_{i-1/2}, t)) dt \quad (6.142)$$

Se for possível aproximar esse fluxo médio baseando-se nos valores de  $\phi_i^n$ , obtêm-se um método discreto por completo.

Em problemas hiperbólicos as informações se propagam com velocidade finita, então primeiramente parece razoável se obter  $F_{i-1/2}^n$  com base apenas nos valores  $\bar{\phi}_{i-1}^n$  e  $\bar{\phi}_i^n$ , que são os valores ponderados em cada um dos lados desta interface. Então, é possível usar uma fórmula da forma

$$F_{i-1/2}^n = F(\bar{\phi}_{i-1}^n, \bar{\phi}_i^n) \quad (6.143)$$

onde  $F$  é alguma função de fluxo numérica. O método (6.141) fica então

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} [F(\bar{\phi}_i^n, \bar{\phi}_{i+1}^n) - F(\bar{\phi}_{i-1}^n, \bar{\phi}_i^n)] \quad (6.144)$$

O método específico obtido depende de como é feita a escolha da fórmula  $F$ , mas de forma geral qualquer método deste tipo é um método explícito com a extensão de três pontos, significando que o valor  $\bar{\phi}_i^{n+1}$  dependerá de três valores  $\bar{\phi}_{i-1}^n$ ,  $\bar{\phi}_i^n$  e  $\bar{\phi}_{i+1}^n$  do intervalo de tempo anterior. Caso se efetue a soma  $\Delta x \cdot \bar{\phi}_i^{n+1}$  a partir de (6.141) sobre todo o conjunto de VC's, obtêm-se

$$\Delta x \sum_{i=I}^J \bar{\phi}_i^{n+1} = \Delta x \sum_{i=I}^J \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^n - F_{i-1/2}^n) \quad (6.145)$$

### 6.3.3 Fluxo Numérico para a Equação da Difusão

As deduções anteriores foram apresentadas para as leis de conservação onde o fluxo  $f(\phi)$  depende apenas do estado da grandeza  $\phi$ . O mesmo trabalho de dedução funciona de forma genérica, seja para o caso onde o fluxo depende explicitamente de  $x$  ou se depende da derivada da solução tal como  $\phi_x$ . Considere a equação da difusão (6.30), onde o fluxo é (6.28)

$$f(\phi_x, x) = -D(x)\phi_x \quad (6.146)$$

Dado os valores médios de  $\bar{\phi}_{i-1}^n$  e  $\bar{\phi}_i^n$  no VC, o fluxo numérico  $F(\bar{\phi}_{i-1}^n, \bar{\phi}_i^n)$  na interface do VC pode ser naturalmente definido como

$$F(\bar{\phi}_{i-1}^n, \bar{\phi}_i^n) = -D_{i-1/2} \left( \frac{\bar{\phi}_i^n - \bar{\phi}_{i-1}^n}{\Delta x} \right) \quad (6.147)$$

onde  $D_{i-1/2} \approx D(x_{i-1/2})$ . Este fluxo numérico tem uma interpretação física natural, que a quantidade conservada medida por  $\phi$  flui de uma célula do grid para outra adjacente a uma taxa proporcional a diferença dos valores de  $\bar{\phi}$  entre as duas células, sendo  $D_{i-1/2}$  a medida da condutividade da interface entre elas. Esta é a versão macroscópica da lei de Fick ou lei de Fourier.

Aplicando a equação (6.147) em (6.144) fornece uma discretização padrão tipo diferenças finitas da equação da difusão

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \left[ D_{i+1/2} (\bar{\phi}_{i+1}^n - \bar{\phi}_i^n) - D_{i-1/2} (\bar{\phi}_i^n - \bar{\phi}_{i-1}^n) \right] \quad (6.148)$$

se  $D \equiv$  constante, então adquire a forma simplificada

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n + \frac{D \cdot \Delta t}{\Delta x^2} (\bar{\phi}_{i+1}^n - 2\bar{\phi}_i^n + \bar{\phi}_{i-1}^n) \quad (6.149)$$

agora apresentando a aproximação centrada para  $\phi_{xx}$

Para equações parabólicas, geralmente não se usa métodos explícitos desta forma, por que são estáveis somente quando  $\Delta t = O(\Delta x^2)$ .

Desejando-se obter um método explícito cujo termo difusivo seja modelado por um esquema de quarta ordem, deve-se fazer uso da relação (6.136) com  $n=1$  e retendo do lado direito da expressão apenas os dois primeiros termos necessários, tem-se

$$\frac{\phi'_d - \phi'_e}{\Delta x} = \phi_i'' + \frac{\Delta x^2}{24} \phi_i^{(iv)} + O(\Delta x^4) \quad (6.150)$$

Aplicando a expressão de  $\phi_i''$  dada por (6.114) e  $\phi_i^{(iv)}$  dada por ANDERSON *et al.* (1984)

$$\phi_i^{(iv)} = \frac{\phi_{i+2} - 4\phi_{i+1} + 6\phi_i - 4\phi_{i-1} + \phi_{i-2}}{\Delta x^4} \quad (6.151)$$

obtem-se

$$\frac{\phi'_d - \phi'_e}{\Delta x} = \frac{-\phi_{i+2} + 28\phi_{i+1} - 54\phi_i + 28\phi_{i-1} - \phi_{i-2}}{24\Delta x^4} + O(\Delta x^4) \quad (6.152)$$

Mais especificamente, o gradiente de quarta ordem da face direita pode ser representado por

$$\left[ \phi'_d \right]_{4ord} = \frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\Delta x} - \frac{\phi_{i+2} - 3\phi_{i+1} + 3\phi_i - \phi_{i-1}}{24\Delta x} \quad (6.153)$$

obtido pela interpolação de um polinômio cúbico através dos pontos nodais:

$\phi_{i-1}$ ,  $\phi_i$ ,  $\phi_{i+1}$  e  $\phi_{i+2}$ .

### 6.3.4 Condição CFL

A condição CFL é uma condição necessária que deve ser satisfeita para que qualquer MDF ou MVF, quando se espera que estes sejam estáveis e convergentes para a solução da equação diferencial à medida que a malha é refinada. A condição CFL simplesmente estabelece que um método deve ser usado de tal maneira que a informação tenha a chance de se propagar a uma velocidade fisicamente correta, como determinado pelos autovalores do fluxo Jacobiano  $f'(\phi)$ .

Com o método explícito (6.144) o valor de  $\bar{\phi}_i^{n+1}$  dependerá de apenas três valores  $\bar{\phi}_{i-1}^n$ ,  $\bar{\phi}_i^n$  e  $\bar{\phi}_{i+1}^n$  do intervalo de tempo anterior. Supondo que se aplique tal método a equação de advecção de forma que a solução exata simplesmente translade a velocidade  $\bar{u}$  e se propague a distância  $\bar{u} \cdot \Delta t$  durante um intervalo de tempo. A figura 6.3(a) mostra a situação onde  $\bar{u} \cdot \Delta t < \Delta x$ , então a informação se propaga menos que uma célula em um tempo de cálculo. Neste caso faz sentido definir o fluxo em  $x_{i-1/2}$  em termos de  $\bar{\phi}_{i-1}^n$  e  $\bar{\phi}_i^n$  apenas. Na figura 6.3(b), por outro lado, um passo temporal maior é

usado com  $\bar{u} \cdot \Delta t > \Delta x$ . Neste caso o fluxo real em  $x_{i-1/2}$  claramente depende do valor  $\bar{\phi}_{i-2}^n$ . O método (6.144) certamente deve ser instável quando aplicado em tal incremento de tempo, não importando como o fluxo (6.143) foi especificado, pois o fluxo numérico depende apenas de  $\bar{\phi}_{i-1}^n$  e  $\bar{\phi}_i^n$ .

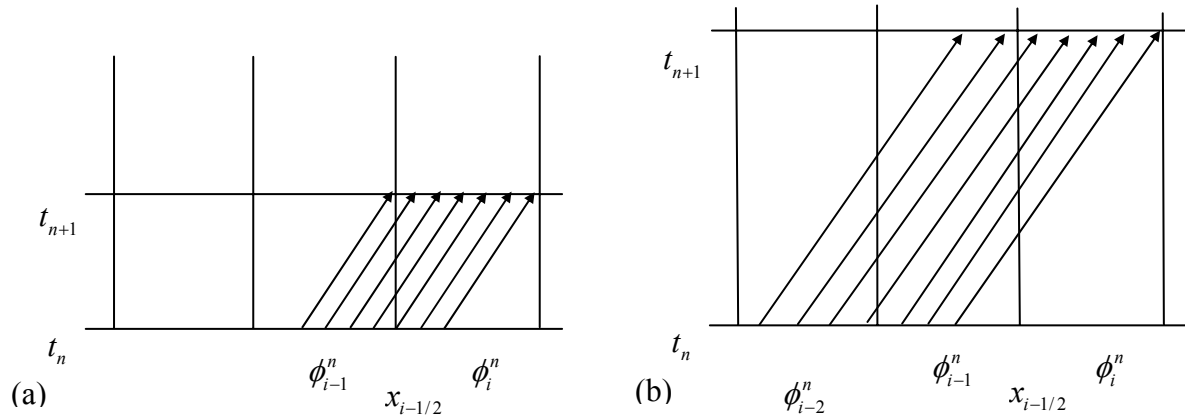


Figura 6.3 – Características para a equação da advecção, mostrando as informações que fluem para a célula  $C_i$  durante um único passo de tempo. (a) para um passo de tempo suficientemente pequeno, o fluxo em  $x_{i-1/2}$  depende apenas do valor das células vizinhas – apenas de  $\bar{\phi}_{i-1}^n$  para este caso onde  $\bar{u} > 0$ . (b) Para incrementos temporais grandes, o fluxo deve depender de valores mais distantes.

Isto é uma conseqüência da condição CFL, chamada assim após Courant, Friedrichs e Lewy. Eles escreveram um dos primeiros trabalhos dos métodos das diferenças finitas para EDP em 1928 (a tradução para o inglês foi em 1967). Eles usaram o MDF como ferramenta analítica para provar a existência de solução para certas EDPs. A idéia é definir uma seqüência de soluções aproximadas (via equação de diferenças finitas), provar que elas convergem à medida que se refina a malha e então depois mostrar que a função limite deve satisfazer a EDP, dando a existência da solução. No curso da prova de convergência desta seqüência, eles reconheceram a seguinte condição de estabilidade necessária para qualquer método numérico:

**Condição CFL:** *Um método numérico somente pode ser convergente se o domínio de dependência numérico contiver o domínio de dependência verdadeiro da EDP, pelo menos no limite quando  $\Delta t$  e  $\Delta x$  forem para zero.*

È muito importante notar que a condição CFL é apenas uma condição necessária para estabilidade. Ela nem sempre é suficiente para garantir a estabilidade.

### 6.3.5 Fluxo Instável

Retornando ao MVF (6.141) para um sistema hiperbólico e considerando as várias formas que o fluxo numérico pode ser definido. Em particular considerando a função de fluxo  $F$  como em (6.143). Deseja-se definir o fluxo médio em  $x_{i-1/2}$  baseado nas informações de  $\bar{\phi}_{i-1}^n$  e  $\bar{\phi}_i^n$  a esquerda e a direita deste ponto. A primeira tentativa é uma simples média aritmética, como no item 6.2.3.3

$$F_{i-1/2}^n = F(\bar{\phi}_{i-1}^n, \bar{\phi}_i^n) = \frac{1}{2} [f(\bar{\phi}_{i-1}^n) + f(\bar{\phi}_i^n)] \quad (6.154)$$

Usando-a em (6.141) fornece

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{2\Delta x} [f(\bar{\phi}_{i-1}^n) + f(\bar{\phi}_i^n)] \quad (6.155)$$

### 6.3.6 Método de Lax-Friedrichs

O método de Lax-Friedrichs (LxF), visto pelo MDF na expressão (6.75) tem a forma

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \frac{1}{2} (\bar{\phi}_{i-1}^n + \bar{\phi}_{i+1}^n) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} [f(\bar{\phi}_{i-1}^n) + f(\bar{\phi}_i^n)] \quad (6.156)$$

Numa primeira olhada o método (6.156) não parece estar da forma (6.141).

Todavia, isso pode ser arranjado definindo-se o fluxo numérico como

$$F(\bar{\phi}_{i-1}^n, \bar{\phi}_i^n) = \frac{1}{2} [f(\bar{\phi}_{i-1}^n) + f(\bar{\phi}_i^n)] - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (\bar{\phi}_i^n - \bar{\phi}_{i-1}^n) \quad (6.157)$$

Este fluxo parece o fluxo instável centrado (6.154) com a adição de outro termo similar ao fluxo (6.147) da equação da difusão. Usando-se este fluxo parece modelar a equação AD  $\phi_t + f(\phi)_x = D\phi_{xx}$  com  $D = \frac{1}{2}(\Delta x)^2 / \Delta t$ . Mas se fixarmos  $\Delta t / \Delta x$ , então pode-se ver que este coeficiente desaparece a medida que a malha é refinada, então no limite o método permanece consistente com as equações hiperbólicas originais. Este termo pode ser interpretado como uma difusão numérica que amortece as instabilidades. No entanto, o método LxF introduz muito mais difusão do que é realmente necessário, LEVEQUE (2002).

### 6.3.7 Método de Lax Wendroff de dois Passos por Richtmyer

Conforme visto em (6.76) o método de LxF tem precisão de primeira ordem. Métodos com precisão de segunda ou de mais alta ordem podem ser obtidos usando-se melhores aproximações para a integral (6.142). Isto pode ser feito aproximando-se  $\phi$  no centro do intervalo  $t_{n+1/2} = t_n + \frac{1}{2}\Delta t$ , e avaliar o fluxo neste tempo. O método de Richtmyer fica

$$F_{i-1/2}^n = f(\phi_{i-1/2}^{n+1/2}) \quad (6.158)$$

onde

$$\bar{\phi}_{i-1/2}^{n+1/2} = \frac{1}{2}(\bar{\phi}_{i-1}^n + \bar{\phi}_{i+1}^n) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} [f(\bar{\phi}_{i-1}^n) + f(\bar{\phi}_i^n)] \quad (6.159)$$

Note-se que  $\phi_{i-1/2}^{n+1/2}$  é obtido aplicando LxF nas faces do VC onde  $\Delta x$  e  $\Delta t$  trocados por  $\frac{1}{2}\Delta x$  e  $\frac{1}{2}\Delta t$  respectivamente.

### 6.3.8 Método de Bott

O esquema numérico apresentado em BOTT (1989) é uns esquemas positivos definido, apresentando uma pequena difusão numérica. A distribuição da concentração no VC é representada por um polinômio de ordem  $l$  como:

$$\phi_j(\eta) = \sum_{k=0}^l a_{j,k} \eta^k \quad (6.160)$$

O polinômio pode ser construído com a capacidade de preservar a área impondo a seguinte condição:

$$\phi_{j+1} = \int_i^{i+1} \sum_{k=0}^l a_{j,k} \eta^k d\eta, \quad i = 0, \pm 1, \pm 2, \dots, \pm \frac{l}{2} \quad (6.161)$$

sobre uma extensão de  $l+1$  células variando-se o valor de  $i$ . A solução deste sistema linear fornece os coeficientes  $a_{j,k}$ . Os coeficientes obtidos desta maneira para os polinômios quadráticos ( $l=2$ ) e quártico ( $l=4$ ) junto com o esquema de Tremback com polinômio de segunda ordem (TREMBACK *et al.*, 1987), são listados na tabela 6-1.

	Tremback	Bott-2	Bott-4
$a_0$	$\phi_j$	$-\frac{1}{24}(\phi_{j+1} - 26\phi_j - \phi_{j-1})$	$\frac{1}{1920}(9\phi_{j+2} - 116\phi_{j+1} + 2134\phi_j - 116\phi_{j-1} + 9\phi_{j-2})$
$a_1$	$\frac{1}{2}(\phi_{j+1} - \phi_{j-1})$	$\frac{1}{2}(\phi_{j+1} - \phi_{j-1})$	$\frac{1}{48}(-5\phi_{j+2} + 34\phi_{j+1} - 34\phi_{j-1} + 5\phi_{j-2})$
$a_2$	$\frac{1}{2}(\phi_{j+1} - 2\phi_j + \phi_{j-1})$	$\frac{1}{2}(\phi_{j+1} - 2\phi_j + \phi_{j-1})$	$\frac{1}{16}(-\phi_{j+2} + 12\phi_{j+1} - 22\phi_j + 12\phi_{j-1} - \phi_{j-2})$
$a_3$	----	----	$\frac{1}{12}(\phi_{j+2} - 2\phi_{j+1} + 2\phi_{j-1} - 9\phi_{j-2})$
$a_4$	----	----	$\frac{1}{24}(\phi_{j+2} - 4\phi_{j+1} + 6\phi_j - 4\phi_{j-1} + \phi_{j-2})$

Tabela 6.1 – Coeficientes dos Polinômios usados em cada esquema

Dependendo da direção da velocidade, o fluxo  $F_{j+1/2}$  pode ser expresso como:

$$F_{i-1/2}^n = \begin{cases} \frac{\Delta x}{\Delta t} \int_{1-c_{j+1/2}}^1 \phi_j(\eta) d\eta, & u_{j+1/2} \geq 0 \\ \frac{\Delta x}{\Delta t} \int_0^{c_{j+1/2}} \phi_{j+1}(\eta) d\eta, & u_{j+1/2} < 0 \end{cases} \quad (6.162)$$

onde  $c_{j+1/2}$  ou  $c_d$  é o número de Courant  $u\Delta t / \Delta x$  na face direita do VC  $j$ . Usando a equação (6.162) para a integração da equação (6.160) entre os limites apropriados, chega-se a a uma aproximação dos fluxos.

Quando o esquema de BOTT  $O(4)$  é expresso em termos de fluxos nas faces do VC, obtém-se

$$\begin{aligned} \phi_d = & \phi_{i-1}^n \left( \frac{1}{30} - \frac{c^2}{24} + \frac{c^4}{120} \right) + \phi_i^n \left( \frac{-13}{60} - \frac{c}{24} + \frac{c^2}{4} + \frac{c^3}{24} - \frac{c^4}{30} \right) + \phi_{i+1}^n \left( \frac{94}{120} + \frac{5c}{8} - \frac{c^2}{3} - \frac{c^3}{8} + \frac{c^4}{20} \right) + \\ & \phi_{i+2}^n \left( \frac{9}{20} - \frac{5c}{8} + \frac{c^2}{12} + \frac{c^3}{8} - \frac{c^4}{30} \right) + \phi_{i+3}^n \left( -\frac{1}{20} + \frac{c}{24} + \frac{c^2}{24} - \frac{c^3}{24} + \frac{c^4}{120} \right) \end{aligned} \quad (6.163)$$

e

$$\begin{aligned} \phi_e = & \phi_{i-2}^n \left( \frac{1}{30} - \frac{c^2}{24} + \frac{c^4}{120} \right) + \phi_{i-1}^n \left( \frac{-13}{60} - \frac{c}{24} + \frac{c^2}{4} + \frac{c^3}{24} - \frac{c^4}{30} \right) + \phi_i^n \left( \frac{94}{120} + \frac{5c}{8} - \frac{c^2}{3} - \frac{c^3}{8} + \frac{c^4}{20} \right) + \\ & \phi_{i+1}^n \left( \frac{9}{20} - \frac{5c}{8} + \frac{c^2}{12} + \frac{c^3}{8} - \frac{c^4}{30} \right) + \phi_{i+2}^n \left( -\frac{1}{20} + \frac{c}{24} + \frac{c^2}{24} - \frac{c^3}{24} + \frac{c^4}{120} \right) \end{aligned}$$

Lembrando que as expressões (6.163) serão aplicadas em (6.141) fornecendo:

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^n - F_{i-1/2}^n) \quad (6.164)$$

### 6.3.9 Método Upwind ou Célula de Donor

Para equação de advecção com coeficientes constantes  $\phi_t + \bar{u}\phi_x = 0$ , figura 6.3 indica que o fluxo através face esquerda da célula é inteiramente determinada pelo valor  $\phi_{i-1}^n$  na célula a esquerda desta célula corrente. Isto sugere a definição do fluxo numérico como

$$F_{i-1/2}^n = \bar{u}\phi_{i-1}^n \quad (6.165)$$

Isto conduz ao método upwind de primeira ordem padrão para a equação da advecção

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{\bar{u}\Delta t}{\Delta x}(\phi_i^n - \phi_{i-1}^n) \quad (6.166)$$

Note que esta expressão pode ser reescrita como

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} + \bar{u}\left(\frac{\phi_i^n - \phi_{i-1}^n}{\Delta x}\right) = 0 \quad (6.167)$$

ao passo que o método centrado instável (6.155) aplicado a equação da advecção é

$$\frac{\phi_i^{n+1} - \phi_i^n}{\Delta t} + \bar{u}\left(\frac{\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n}{2\Delta x}\right) = 0 \quad (6.168)$$

### 6.3.10 Método de Crowley de Quarta Ordem

Um esquema conservativo de quarta ordem pode ser expresso como, CROWLEY (1968):

$$\begin{aligned} F_{i-1/2}^n \Delta t / \Delta x = & A_{11}c(\phi_{i-1}^n + \phi_i^n) + A_{21}c(\phi_{i-2}^n + \phi_{i+1}^n) \\ & + A_{12}c^2(\phi_{i-1}^n - \phi_i^n) + A_{22}c^2(\phi_{i-2}^n - \phi_{i+1}^n) \\ & + A_{13}c^3(\phi_{i-1}^n + \phi_i^n) + A_{23}c^3(\phi_{i-2}^n + \phi_{i+1}^n) \\ & + A_{14}c^4(\phi_{i-1}^n - \phi_i^n) + A_{24}c^4(\phi_{i-2}^n - \phi_{i+1}^n) \end{aligned} \quad (6.169)$$

onde os coeficientes  $A_{ij}$  são dados por:

$$\begin{array}{cccc} A_{11}= 7/12 & A_{12}= 15/24 & A_{13}=-1/12 & A_{14}=-3/24 \\ A_{21}= -1/12 & A_{22}= -1/24 & A_{23}=1/12 & A_{24}=1/24 \end{array}$$

Lembrando que a expressão (6.169) e a fórmula correspondente  $F_{i+1/2}^n$  serão aplicadas em (6.141)

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x}(F_{i+1/2}^n - F_{i-1/2}^n) \quad (6.170)$$

Os coeficientes da equação (6.169) dados acima representam um polinômio de quarta ordem ajustado nos cinco pontos envolvidos CROWLEY (1968). Nenhum erro está presente para os caso de  $c = 0, 1, -1, 2, -2$ . Infelizmente, existe instabilidade para a faixa  $1 \leq c \leq 2$  e existem indicativos que a ampliação da faixa de estabilidade é acompanhada de mais amortecimento, FROMM (1969).

### 6.3.11 Método de Fromm de Quarta Ordem

Dando seqüência ao item 6.3.10, FROMM (1969) argumenta que se a estabilidade para a faixa  $0 \leq c \leq 1$  é satisfatória, existe a possibilidade de otimização dos coeficientes para um amortecimento mínimo. Fromm propões então a seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
 {}^* F_{i-1/2}^n \Delta t / \Delta x = & A_{11}(c-1)(\phi_{i-2}^n + \phi_{i-1}^n) + A_{21}(c-1)(\phi_{i-3}^n + \phi_i^n) \\
 & + A_{12}(c-1)^2(\phi_{i-2}^n - \phi_{i-1}^n) + A_{22}(c-1)^2(\phi_{i-3}^n - \phi_i^n) \\
 & + A_{13}(c-1)^3(\phi_{i-2}^n + \phi_{i-1}^n) + A_{23}(c-1)^3(\phi_{i-3}^n + \phi_i^n) \\
 & + A_{14}(c-1)^4(\phi_{i-2}^n - \phi_{i-1}^n) + A_{24}(c-1)^4(\phi_{i-3}^n - \phi_i^n)
 \end{aligned} \tag{6.171}$$

onde

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left( {}^* F_{i+1/2}^n - {}^* F_{i-1/2}^n \right) \tag{6.172}$$

Agora a equação (6.172) tem um erro de adiantamento de fase e uma combinação com a equação (6.170) possibilita uma minimização do erro de fase. No caso mais simples pode-se efetuar uma simples média entre os termos, FROMM (1969)

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \frac{1}{2}(\bar{\phi}_{i-1}^n + \bar{\phi}_i^n) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} \left( {}^* F_{i+1/2}^n + F_{i+1/2}^n - {}^* F_{i-1/2}^n - F_{i-1/2}^n \right) \tag{6.173}$$

## 6.4 MVF segundo a abordagem de LEONARD

### 6.4.1 Esquemas Polinomiais Arbitrários de Ordem Alta para Advecção

Outra forma interessante de interpretação da equação (6.141) é dada em LEONARD (1991a), que derivou esta expressão a partir de argumentos de VC na seção  $i$  de  $-\Delta x/2$  a  $+\Delta x/2$ , assumindo uma malha uniforme. Seguindo a nomenclatura do trabalho original deste autor, é apresentado um esquema exato de diferenças na forma conservativa da forma:

$$\bar{\phi}_i^{n+1} = \bar{\phi}_i^n - c(\phi_d^* - \phi_e^*) \quad (6.174)$$

onde as barras representam médias espaciais e os asteriscos as médias temporais, os sobrescritos designam níveis de tempo,  $c$  é o número de Courant. Os valores médios temporais nas faces esquerda e direita são indicados nos subscritos.

As médias espaciais sobre o VC podem ser escritas em termos do valor de nó central mais um termo de desvio

$$\bar{\phi}_i = \phi_i + DEV \quad (6.175)$$

Assumindo agora que os valores nodais estão relacionados por uma equação exata da forma

$$\phi_i^{n+1} - \phi_i^n = -c(\phi_d - \phi_e) \quad (6.176)$$

onde os valores das faces agora incluem os efeitos dos termos de desvio. Os termos de desvio propriamente também irão satisfazer

$$DEV^{n+1} - DEV^n = -c(DEV_d - DEV_e) \quad (6.177)$$

Então, a partir de (6.174), (6.175) e (6.177),

$$\phi_i^{n+1} - \phi_i^n = -c[(\phi_d - DEV_d) - (\phi_e - DEV_e)] \quad (6.178)$$

que pode ser colocado na forma da expressão (6.176) dado que o valor de face médio efetivo para cada face  $f$  é definido por

$$\phi_f = \phi_f^* - DEV_f \quad (6.179)$$

Nesta interpretação, a equação (6.176) pode ser reescrita como

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - c(\phi_d - \phi_e) \quad (6.180)$$

pode ser considerada exata para  $c$  constante, fornecidas definições apropriadas para os valores de face. A conservação é garantida, visto que  $\phi_d(i) = \phi_e(i+1)$ . Em problemas práticos, os valores de face são aproximados e a forma da equação é assumida como válida para velocidades variáveis (incluindo reversão de sinal), isto é,

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - (c_d \phi_d - c_e \phi_e) \quad (6.181)$$

onde  $c_d(i) = c_e(i+1)$

LEONARD (1991a) derivou um conjunto de fórmulas de diferenças para o cálculo recursivo dos valores das faces baseadas em polinômios de interpolação de alta ordem, que ele batizou por TIM ('transient interpolation modeling'). O foco de atenção é dado sobre a face localizado a direita da célula de VC.

Um método de geração de algoritmos na forma (6.180) é baseado em

$$\phi_i^{n+1} = \phi(x, \Delta t) = \phi(x - u\Delta t, 0) = \phi^n(x - u\Delta t) \quad (6.182)$$

Definindo

$$\phi_d^{(0)} = \frac{1}{2}(\phi_{i+1}^n + \phi_i^n) \quad (6.183)$$

isto é, interpolação linear sobre a face direita. Seja a primeira diferença sobre a face direita representada por

$$\delta_r^1 = \phi_{i+1}^n - \phi_i^n \quad (6.184)$$

A segunda diferença centrada na face direita é dada pela metade da diferença das primeiras diferenças através de duas células

$$\mathbf{D}_r^2 = \frac{1}{2}[(\phi_{i+2}^n - \phi_{i+1}^n) - (\phi_i^n - \phi_{i-1}^n)] = \frac{1}{2}(\phi_{i+2}^n - \phi_{i+1}^n - \phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \quad (6.185)$$

De acordo com esse autor, diferenças de alta ordem, centradas na face direita, podem ser calculadas recursivamente, a partir do triângulo de Pascal para as diferenças de ordem par e um outro triângulo relacionado para as diferenças de ordem ímpar. Esses triângulos são mostrados em tabelas no corpo do texto principal e um procedimento explicativo para um esquema upwind de terceira ordem é feito no apêndice A (LEONARD, 1991a). Descreve-se abaixo uma seqüência evolutiva dos esquemas de volumes finitos, escritos em função das incógnitas nodais.

A fórmula para upwind de primeira ordem é

$$\phi_d^{(1)} = \phi_d^{(0)} - \frac{1}{2} \text{SGN}(c_d) \delta_d^1 \quad (6.186)$$

e para diferença central de segunda ordem (Lax-Wendroff)

$$\phi_d^{(2)} = \phi_d^{(0)} - \frac{1}{2} c_d \delta_d^1 \quad (6.187)$$

o esquema upwind de terceira ordem é

$$\phi_d^{(3)} = \frac{1}{2} (\phi_{i+1}^n + \phi_i^n) - \frac{c}{2} (\phi_{i+1}^n - \phi_i^n) - \left( \frac{1-c^2}{6} \right) (\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n) \quad (6.188)$$

que pode ser reescrito como

$$\phi_d^{(3)} = \phi_d^{(0)} - \frac{1}{2} c_d \delta_d^1 - \left( \frac{1-c^2}{6} \right) \left[ \mathbf{D}_d^2 - \frac{\text{SGN}(c)}{2} \delta_d^3 \right] \quad (6.189)$$

onde

$$2\mathbf{D}_d^2 = \phi_{i+2}^n - \phi_{i+1}^n - \phi_i^n + \phi_{i-1}^n \quad (6.190)$$

e

$$\delta_d^3 = \phi_{i+2}^n - 3\phi_{i+1}^n + 3\phi_i^n - \phi_{i-1}^n \quad (6.191)$$

fazendo a substituição de (6.187) em (6.189), obtém-se a expressão para o esquema upwind de terceira ordem para a equação da advecção ‘pura’, LEONARD (1991a, 1994). Este esquema é mais conhecido como QUICKEST, sendo baseado na interpolação cúbica com tendência upwind ou regressiva. QUICKEST é a sigla de “Quadratic Upstream Interpolation for Convective Kinematics with Estimated Streaming Terms”, LEONARD (1979).

$$\phi_d^{(3)} = \phi_d^{(2)} + \frac{(c_d^2 - 1^2)}{3!} \left[ \mathbf{D}_d^2 - \frac{\text{SGN}(c_d)}{2} \delta_d^3 \right] \quad (6.192)$$

onde é assumido que a fórmula é válida para  $c$  variável, ou seja,

$$c_d = \frac{u_d \Delta t}{\Delta x_d} = c_d(i) \quad (6.193)$$

A fórmula para o esquema upwind de segunda ordem, ou método de FROMM (1968) também conhecido como “erro médio de fase zero”, possui forma similar ao QUICKEST, mas com um coeficiente diferente para o termo de curvatura

$$\phi_d^{(2U)} = \phi_d^{(2)} + \frac{(1-|c|)}{2} \left[ \mathbf{D}_d^2 - \frac{\text{SGN}(c_d)}{2} \delta_d^3 \right] \quad (6.194)$$

A fórmula para upwind de quarta ordem é

$$\phi_d^{(4)} = \phi_d^{(2)} + \frac{(c_d^2 - 1^2)}{3!} \left[ \mathbf{D}_d^2 - \frac{c_d}{4} \delta_d^3 \right] \quad (6.195)$$

De forma similar

$$\phi_d^{(5)} = \phi_d^{(4)} + \frac{(c_d^2 - 1^2)(c_d^2 - 2^2)}{5!} \left[ \mathbf{D}_d^4 - \frac{SGN(c_d)}{2} \delta_d^5 \right] \quad (6.196)$$

$$\phi_d^{(6)} = \phi_d^{(4)} + \frac{(c_d^2 - 1^2)(c_d^2 - 2^2)}{5!} \left[ \mathbf{D}_d^4 - \frac{c_d}{6} \delta_d^5 \right] \quad (6.197)$$

onde

$$2\mathbf{D}_d^4 = \phi_{i+3}^n - 3\phi_{i+2}^n + 2\phi_{i+1}^n + 2\phi_i^n - 3\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n \quad (6.198)$$

e

$$\delta_d^5 = \phi_{i+3}^n - 5\phi_{i+2}^n + 10\phi_{i+1}^n - 10\phi_i^n + 5\phi_{i-1}^n - \phi_{i-2}^n \quad (6.199)$$

continuando

$$\phi_d^{(7)} = \phi_d^{(6)} + \frac{(c_d^2 - 1^2)(c_d^2 - 2^2)(c_d^2 - 3^2)}{7!} \left[ \mathbf{D}_d^6 - \frac{SGN(c_d)}{2} \delta_d^7 \right] \quad (6.200)$$

e

$$\phi_d^{(8)} = \phi_d^{(6)} + \frac{(c_d^2 - 1^2)(c_d^2 - 2^2)(c_d^2 - 3^2)}{7!} \left[ \mathbf{D}_d^6 - \frac{c_d}{8} \delta_d^7 \right] \quad (6.201)$$

onde

$$2\mathbf{D}_d^6 = \phi_{i+4}^n - 5\phi_{i+3}^n + 9\phi_{i+2}^n - 5\phi_{i+1}^n - 5\phi_i^n + 9\phi_{i-1}^n - 5\phi_{i-2}^n + \phi_{i-3}^n \quad (6.202)$$

e

$$\delta_d^7 = \phi_{i+4}^n - 7\phi_{i+3}^n + 21\phi_{i+2}^n - 35\phi_{i+1}^n + 35\phi_i^n - 21\phi_{i-1}^n + 7\phi_{i-2}^n - \phi_{i-3}^n \quad (6.203)$$

O padrão para um esquema upwind de N-ésima ordem (N ímpar) é

$$\boxed{\phi_d^{(N)} = \phi_d^{(N-1)} + \frac{\prod_{k=1}^{(N-1)/2} (c_d^2 - k^2)}{N!} \left[ \mathbf{D}_d^{N-1} - \frac{SGN(c_d)}{2} \delta_d^N \right]} \quad (6.204)$$

e para um esquema de M-ésima (N par) é

$$\boxed{\phi_d^{(M)} = \phi_d^{(M-2)} + \frac{\prod_{k=1}^{M/2-1} (c_d^2 - k^2)}{(M-1)!} \left[ \mathbf{D}_d^{M-2} - \frac{c_d}{M} \delta_d^{M-1} \right]} \quad (6.205)$$

### 6.4.2 Esquema QUICK para o Regime Permanente

A figura 6.4 mostra o esquema de interpolação básico para  $\phi_d$  quando  $u_d$  é positivo para a direita. O procedimento é visto em detalhes em LEONARD (1979).

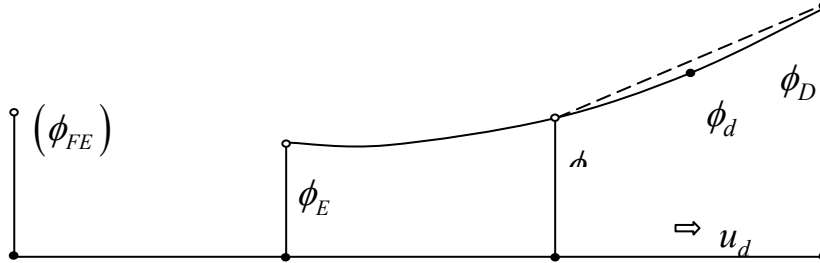


Figura 6.4 – Interpolação regressiva quadrática para  $\phi_d$  e  $(\partial\phi/\partial x)_d$

O esquema para  $\phi_d$  é dado por

$$\phi_d = \frac{1}{2}(\phi_C + \phi_D) - \frac{1}{8}(\phi_E + \phi_D - 2\phi_C) \quad (6.206)$$

que pode ser interpretado como uma interpolação linear corrigida por um termo proporcional à curvatura de uma parábola ajustada pelos pontos E, C e D. Para a modelação do gradiente  $(\partial\phi/\partial x)_d$ , a tangente na célula também é mostrada na figura 6.4. É uma propriedade da parábola que a inclinação da tangente na mediatriz entre dois pontos é igual a inclinação da corda que liga esses pontos, então se escreve

$$\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)_d = \frac{\phi_D - \phi_C}{\Delta x_d} \quad (6.207)$$

que é válida para o caso de malha variável, como é indicado no subscrito. De forma similar a construção para  $\phi_e$  quando  $u_e$  é também positivo para a direita.

$$\phi_e = \frac{1}{2}(\phi_E + \phi_C) - \frac{1}{8}(\phi_F + \phi_C - 2\phi_E) \quad (6.208)$$

e

$$\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)_e = \frac{\phi_C - \phi_E}{\Delta x_e} \quad (6.209)$$

As fórmulas QUICK (6.206)-(6.209) são apropriadas para escoamentos permanentes ou quase-permanentes em que o número de Péclet  $P_\Delta$  é grande em apenas uma direção. O número de Péclet da malha é dado por

$$P_{\Delta} = \frac{|u_0| \Delta x_0}{D_0} \quad (6.210)$$

A figura 6.5 mostra a definição dos termos sob a condição de malha variável em uma dimensão. A componente da velocidade é definida positiva para a direita; seu valor real tanto podem ser positivo quanto negativo, independentemente. Quando  $\phi_d$  é negativo,  $\phi_{FD}$  será envolvido nos cálculos.

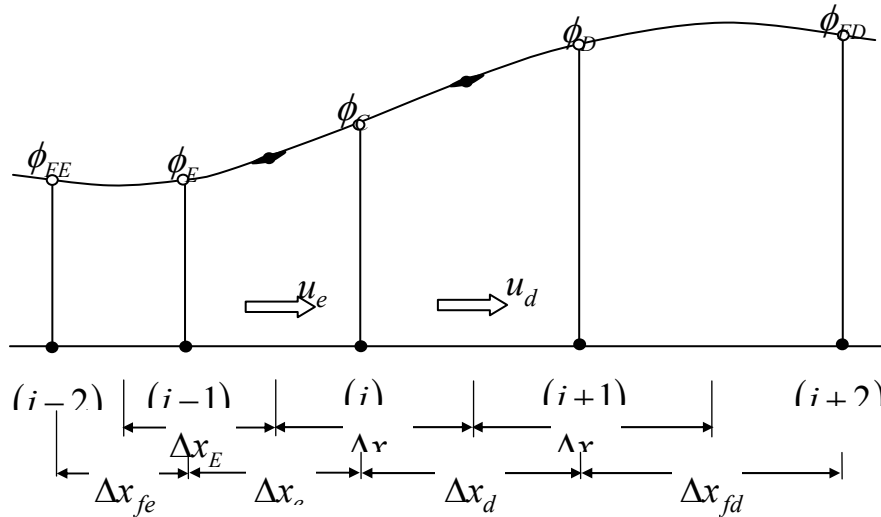


Figura 6.5 – Definição dos termos referentes a uma malha de espaçamento variável

Para o cálculo do novo valor  $\phi_C$  (ponto nodal  $i$ ) começa com os seguintes passos

$$\phi_C^{n+1} = \phi_C^n + \frac{\Delta t}{\Delta x_C} \left[ u_e \phi_e - u_d \phi_d - D_e \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_e^* + D_d \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_d^* \right] + \Delta t \cdot \bar{\psi} \quad (6.211)$$

onde  $\bar{\psi}$  é o termo de fonte médio.

$$\phi_d = \frac{1}{2} (\phi_C + \phi_D) - \frac{\Delta x_d^2}{8} \text{CURV}_d = \phi_d(i) \quad (6.212)$$

e

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_d^* = \text{GRAD}_d(i) \quad (6.213)$$

com

$$\phi_e = \phi_d(i-1) \quad (6.214)$$

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial x}\right)_e^* = \text{GRAD}_d(i-1) \quad (6.215)$$

onde

$$\text{GRAD}_e = \frac{1}{\Delta x_e} (\phi_C^n - \phi_E^n) = \frac{\phi_i^n - \phi_{i-1}^n}{\Delta x_e} = \text{GRAD}_e(i) \quad (6.216)$$

$$\text{CURV}_e = \frac{1}{\Delta x_e} (\text{GRAD}_c - \text{GRAD}_e) = \frac{\phi_i^n - 2\phi_{i-1}^n + \phi_{i-2}^n}{\Delta x_e^2} \quad (6.217)$$

$$\text{GRAD}_d = \frac{1}{\Delta x_d} (\phi_D^n - \phi_C^n) = \frac{\phi_{i+1}^n - \phi_i^n}{\Delta x_d} = \text{GRAD}_{jd}(i-1) \quad (6.218)$$

$$\text{CURV}_d = \frac{1}{\Delta x_d} (\text{GRAD}_d - \text{GRAD}_c) = \frac{\phi_{i+1}^n - 2\phi_i^n + \phi_{i-1}^n}{\Delta x_d^2} \quad (6.219)$$

### 6.4.3 Esquema de Leith

Usando interpolação linear entre os valores nodais (diferença central), os valores médios nas faces podem ser estimados assumindo-se que o perfil de  $\phi$  é varrido para jusante. Isto fornece

$$\phi_e = \frac{1}{2} \left[ (\phi_{i-1}^n + \phi_i^n) - c (\phi_i^n - \phi_{i-1}^n) \right] \quad (6.220)$$

e

$$\phi_d = \frac{1}{2} \left[ (\phi_{i+1}^n + \phi_i^n) - c (\phi_{i+1}^n - \phi_i^n) \right] \quad (6.221)$$

Esta expressão pode ser generalizada para incluir campo de velocidades variáveis

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n + \frac{1}{2} c_e \left[ (\phi_{i-1}^n + \phi_i^n) - c_e (\phi_i^n - \phi_{i-1}^n) \right] - \frac{1}{2} c_d \left[ (\phi_{i+1}^n + \phi_i^n) - c_d (\phi_{i+1}^n - \phi_i^n) \right] \quad (6.222)$$

que representa a forma conservativa do método de LEITH (1965) na ausência de difusão física. Assumindo-se que a mesma estimativa de  $\phi_e$  e  $\phi_d$  possa ser feita quando a difusão se faz presente, a equação AD fica sendo:

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - \frac{c}{2} (\phi_{i+1}^n - \phi_{i-1}^n) + \left[ \alpha_{físico} + \frac{c^2}{2} \right] (\phi_{i+1}^n + \phi_{i-1}^n - 2\phi_i^n) \quad (6.223)$$

que é formalmente equivalente a equação DA progressiva no tempo, centrada no espaço para os termos de difusão e advecção e com coeficiente de difusão numérica  $u^2 \Delta t / 2$ , ROACHE (1972).

A análise de estabilidade de Von Neumann da equação (6.223) nos dá como resultado uma figura geométrica na qual fica delimitada a região de estabilidade para o esquema numérico e o número de Peclet adotados. Essa análise resulta na condição necessária e suficiente dada por, LEONARD (1979):

$$\text{LEITH:} \quad 0 \leq \alpha_{\text{fisico}} \leq (1 - c^2)/2 \quad (6.224)$$

#### 6.4.4 Esquema QUICKEST para Fluxos Transientes

Um procedimento similar as expressões (6.212) e (6.213), para estimativa de  $\phi_d$  e  $(\partial\phi/\partial x)_d$ , pode ser feito em conjunto com a interpolação regressiva quadrática. Neste caso, uma vez que termos de curvatura foram incluídos nas fórmulas de interpolação para os valores nas faces do VC, é consistente incluir termos de curvatura similares na modelagem do termo de diferença temporal. O procedimento é visto em detalhes em LEONARD (1979). Se torna conveniente repetir a equação (6.44) com apenas o termo de fonte pontual, fica-se com

$$\frac{\partial\phi}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u}\phi)}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( A \cdot D_x \frac{\partial\phi}{\partial x} \right) + \mu\phi + \psi_p(x) \quad (6.225)$$

Considerando agora que todas as importantes grandezas hidráulicas são variáveis ( $A = A(x)$ ,  $u = u(x)$ ,  $D = D(x)$ ), além das mostradas na equação (6.211) obtém-se uma expressão “completa” para o método QUICKEST na forma

$$\begin{aligned} \phi_C^{n+1} = \phi_C^n + \frac{1}{A_i} \frac{\Delta t}{\Delta x_C} \left[ A_e u_e \phi_e - A_d u_d \phi_d - A_e D_e \left( \frac{\partial\phi}{\partial x} \right)_e^* + A_d D_d \left( \frac{\partial\phi}{\partial x} \right)_d^* \right] \\ + \mu \cdot \phi_C^n + \Delta t \cdot \bar{\psi}_C \end{aligned} \quad (6.226)$$

onde

$$\phi_d = \frac{1}{2}(\phi_C + \phi_D) - \frac{\Delta x_d}{2} c_d \text{GRAD}_d + \frac{\Delta x_d^2}{2} \left[ \alpha_d - \frac{1}{3}(1 - c_d^2) \right] \text{CURV}_d = \phi_d(i) \quad (6.227)$$

$$\phi_e = \frac{1}{2}(\phi_E + \phi_C) - \frac{\Delta x_e}{2} c_e \text{GRAD}_e + \frac{\Delta x_e^2}{2} \left[ \alpha_e - \frac{1}{3}(1 - c_e^2) \right] \text{CURV}_e = \phi_d(i-1) \quad (6.228)$$

$$\left( \frac{\partial\phi}{\partial x} \right)_d^* = \text{GRAD}_d - \frac{\Delta x_d}{2} c_d \text{CURV}_d = \text{GRAD}_d^*(i) \quad (6.229)$$

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial x}\right)_e^* = \text{GRAD}_e - \frac{\Delta x_e}{2} c_e \text{CURV}_e = \text{GRAD}_e^*(i-1) \quad (6.230)$$

$$c_d = \frac{u_d \Delta t}{\Delta x_d}, \quad u_d = \frac{u_{i+1} - u_i}{2} \quad (6.231)$$

$$c_e = \frac{u_e \Delta t}{\Delta x_e}, \quad u_e = \frac{u_{i+1} - u_i}{2} \quad (6.232)$$

$$\alpha_d = \frac{D_d \Delta t}{\Delta x_d^2}, \quad D_d = \frac{D_{i+1} + D_i}{2} \quad (6.233)$$

$$\alpha_e = \frac{D_e \Delta t}{\Delta x_e^2}, \quad D_e = \frac{D_{i-1} + D_i}{2} \quad (6.234)$$

$$A_d = \frac{A_i + A_{i+1}}{2}, \quad A_e = \frac{A_{i-1} + A_i}{2} \quad (6.235)$$

Para o cálculo do termo de fonte médio  $\bar{\psi}_C$ , assume-se que  $\psi_i^n$  é conhecido em todos os centros de célula. Então, integrando entre  $-\Delta x/2$  e  $+\Delta x/2$ , assumindo um comportamento local quadrático, LEONARD (1988)

$$\bar{\psi}_C = \psi_i^n + \frac{1}{24} (\psi_{i+1}^n - 2\psi_i^n + \psi_{i-1}^n) \quad (6.236)$$

Para  $c$  e  $\Delta x$  constantes a expressão fica sendo:

$$\phi_i^{n+1} = \phi_i^n - c \left\{ \left[ \frac{1}{2} (\phi_i^n + \phi_{i+1}^n) - \frac{\Delta x}{2} c \cdot \text{GRAD}_d - \frac{\Delta x^2}{6} (1 - c^2 - 3\alpha) \text{CURV}_d \right] - \left[ \frac{1}{2} (\phi_{i-1}^n + \phi_i^n) - \frac{\Delta x}{2} c \cdot \text{GRAD}_e - \frac{\Delta x^2}{6} (1 - c^2 - 3\alpha) \text{CURV}_e \right] \right\} + \alpha \left\{ \left[ \Delta x \cdot \text{GRAD}_d - \frac{\Delta x^2}{2} c \cdot \text{CURV}_d \right] - \left[ \Delta x \cdot \text{GRAD}_e - \frac{\Delta x^2}{2} c \cdot \text{CURV}_e \right] \right\} \quad (6.237)$$

Uma condição necessária para a estabilidade do método é dada por:

$$\alpha \leq \frac{(3-2c)(1-c^2)}{6(1-2c)} \quad \text{se } c < \frac{1}{2}$$

$$\alpha \leq \frac{(3-2c)(c^2-1)}{6(2c-1)} \quad \text{se } c > \frac{1}{2} \quad (6.238)$$

temos ainda uma condição fisicamente não restritiva:

$$\alpha \geq 0 \tag{6.239}$$

As condições (6.238) e (6.239) são necessárias, mas não suficientes para a estabilidade. Através de uma varredura completa em todas as faixas de  $\alpha$  e  $c$ , a região de estabilidade para o método QUICKEST pôde ser determinada, conforme mostrado na figura 6.6. Uma vez que os valores médios dos fluxo de  $\phi$  e  $(\partial\phi/\partial n)$  são estimados consistentemente e com precisão de terceira ordem, a faixa de estabilidade fica aumentada consideravelmente em relação aos demais métodos explícitos.

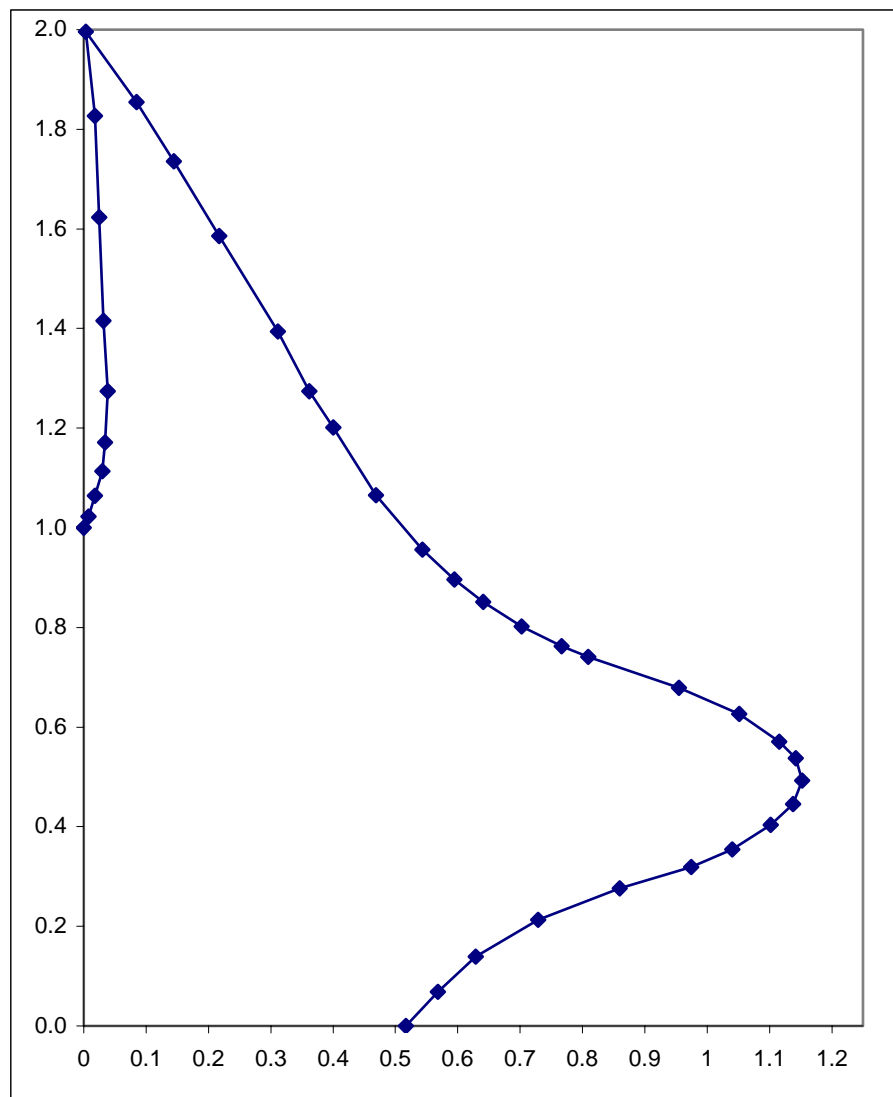


Figura 6.6 – Região de estabilidade no plano  $(\alpha, c)$  para o método QUICKEST

## 6.5 Métodos de Alta Resolução

### 6.5.1 Normalização de Variáveis

Os próximos itens foram baseados nos artigos de LEONARD (1991a e 1991b). A figura 6.7 mostra uma célula de VC com atenção na face esquerda. Para a determinação do valor de face efetivo,  $\phi_f$ , os nós mais influentes são os dois que cercam a face e o próximo nó localizado a montante, dependendo é claro do sinal da velocidade  $u_f$ . Em termos das variáveis originais, existe um grande número de casos a considerar: combinação de  $u_f$  positivo ou negativo,  $\phi$  positivo ou negativo, e gradiente e curvatura positivos ou negativos. As variações de sinal, direção do fluxo e escala podem ser normalizados definindo-se para tal uma variável normalizada,

$$\tilde{\phi}(x,t) = (\phi(x,t) - \phi_U^n) / (\phi_D^n - \phi_U^n) \quad (6.240)$$

Quando  $\phi_f$  for função de  $\phi_D^n$ ,  $\phi_C^n$ ,  $\phi_U^n$  e do número de Courant, o valor de face normalizado é função apenas do valor normalizado no nó adjacente de montante e  $c$ .

$$\tilde{\phi}_f = fn(\tilde{\phi}_C^n, c) \quad (6.241)$$

uma vez que os outros valores nodais normalizados são constantes

$$\tilde{\phi}_U^n = 0 \quad \text{e} \quad \tilde{\phi}_D^n = 1 \quad (6.242)$$

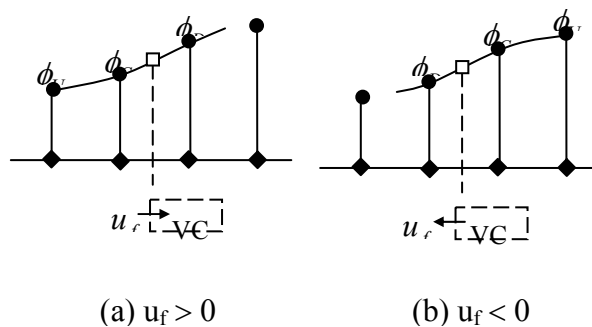


Figura 6.7 – Definição dos valores nodais de montante (U), jusante (D) e central (C), dependendo do sinal de  $u_f$

A equação (6.241) inclui os métodos de primeira ordem, esquemas centrados e upwind de segunda ordem e upwind de terceira ordem, englobando também os algoritmos de captura de choque (shock-capturing) de segunda e terceira ordem. Os

métodos de ordem alta envolvem nós mais distantes, mas o valor normalizado continuará fortemente dependente de  $\tilde{\phi}_C^n$ .

### 6.5.2 Avaliação da Derivada Temporal

Geralmente, para os métodos de interpolação transiente baseados na equação (6.182), a precisão temporal do algoritmo VC resultante é da mesma ordem do grau da interpolação espacial usada no processo de modelagem. Muitos esquemas de advecção, incluindo esquemas TVD, são baseados na ponderação temporal de segunda ordem, que podem ser explicitados por integração direta. Especificamente, para métodos com precisão espacial de segunda ordem, o termo de desvio em (6.175) é formalmente negligenciado; então a partir de (6.179) os valores efetivos de face são justamente as médias temporais estimadas. Se essas médias temporais são baseadas na advecção dos valores das faces segundo um comportamento espacial linear, o valor na face ponderado no tempo  $\Delta t$  é

$$\phi_f = \phi_f^* = \frac{1}{\Delta t} \int_0^{\Delta t} \hat{\phi}_f(\tau) d\tau = \phi_f^n - \frac{u\Delta t}{2} \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_f^n \quad (6.243)$$

onde  $\phi_f^n$  é o valor da face estimado no nível de tempo  $n$ . Na maioria dos casos o gradiente espacial é calculado como

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)_f^n = \frac{(\phi_f^n - \phi_C^n)}{\Delta x/2} \quad (6.244)$$

então

$$\phi_f = \phi_f^n - c(\phi_f^n - \phi_C^n) \quad (6.245)$$

ou em termos das variáveis

$$\tilde{\phi}_f = (1-c)\tilde{\phi}_f^n + c\tilde{\phi}_C^n \quad (6.246)$$

onde a ponderação linear pelo número de Courant é explícito e  $\tilde{\phi}_f^n$  depende apenas de  $\tilde{\phi}_C^n$

$$\tilde{\phi}_f^n = fn(\tilde{\phi}_C^n) \quad (6.247)$$

A figura 6.8 mostra os gráficos do diagrama de variáveis normalizadas (DVN), para as seguintes relações funcionais conforme a relação (6.247)

(1) Upwind de primeira ordem (1U):

$$\tilde{\phi}_f^n = \tilde{\phi}_C^n \quad (6.248)$$

(2) Método de Lax-Wendroff (2C):

$$\tilde{\phi}_f^n = \frac{1}{2}(1 + \tilde{\phi}_C^n) \quad (6.249)$$

(3) Upwind de segunda ordem (2U):

$$\tilde{\phi}_f^n = \frac{3}{2}\tilde{\phi}_C^n \quad (6.250)$$

(4) Método de Fromm (2F):

$$\tilde{\phi}_f^n = \frac{1}{4} + \tilde{\phi}_C^n \quad (6.251)$$

Nota-se que os últimos três métodos passam pelo ponto (0.5,0.75); de fato, qualquer método cuja função  $\tilde{\phi}_f^n(\tilde{\phi}_C^n)$  passe através desse ponto com declividade finita é no mínimo de segunda ordem de precisão espacial,  $\tilde{\phi}_f^n$  pode então ser escrito

$$\tilde{\phi}_f^n = \frac{1}{2}(1 - \tilde{\phi}_C^n) - FC(1 - 2\tilde{\phi}_C^n) \quad (6.252)$$

onde o fator de curvatura é uma constante ou, no caso de esquemas não lineares, uma função de  $\tilde{\phi}_C^n$ . Isto é mais visível em termos de variáveis não normalizadas

$$\phi_f^n = \frac{1}{2}(\phi_D^n + \phi_C^n) - FC(\phi_D^n - 2\phi_C^n + \phi_U^n) \quad (6.253)$$

ou

$$\phi_f^n = \frac{1}{2}(\phi_D^n + \phi_C^n) - FC\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}\right)_f \Delta x^2 + \dots \quad (6.254)$$

Da mesma forma, é importante também retratar os valores na face do VC ponderados no tempo,  $\tilde{\phi}_f$  (sem sobrescrito), de acordo com pesos lineares (6.246).

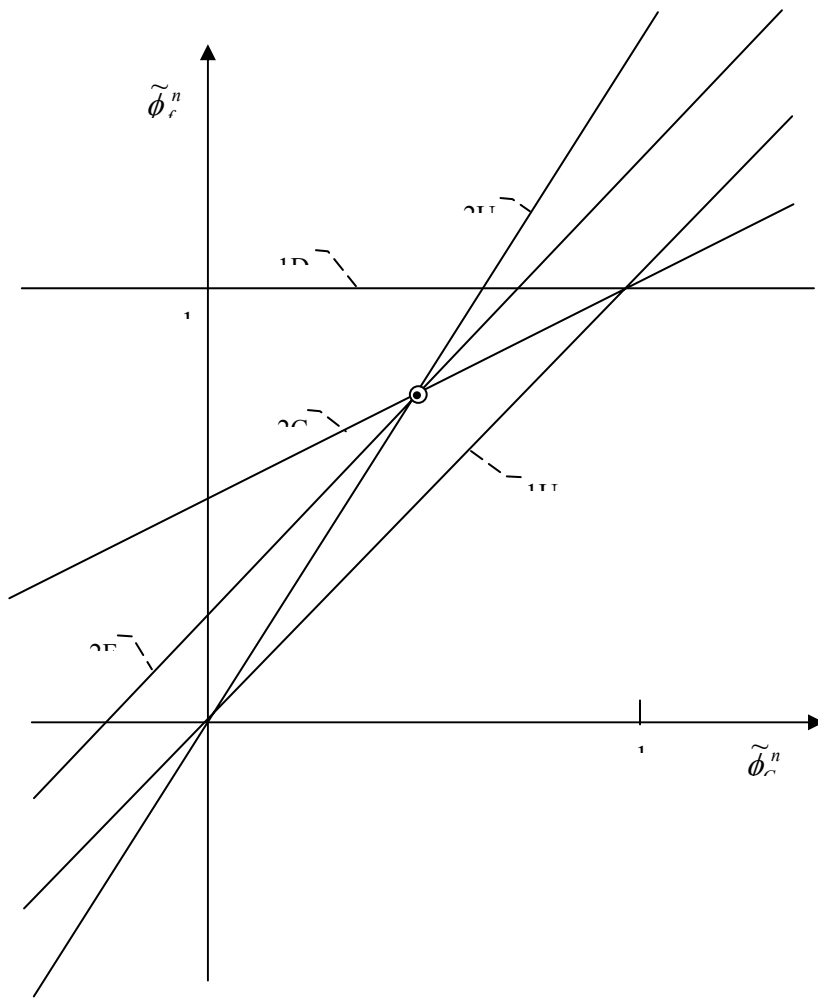


Figura 6.8 – DVNs para vários esquemas lineares: regressivo ou upwind de primeira ordem (1U); Lax-Wendroff (2C); regressivo de segunda ordem (2U); método de Fromm (2F), e progressivo de primeira ordem (1D).

### 6.5.3 Limitador Universal

O plano das variáveis normalizadas, composta por  $\tilde{\phi}_c^n$  no eixo das abscissas e  $\tilde{\phi}_f$  nas ordenadas, pode ser usado para construir diagramas simples que representam restrições a média temporal do valor de face efetivo de forma a garantir a manutenção dos perfis monotônicos. Desse modo valores super avaliados ou oscilações não monotônicas são suprimidos, mas permitindo alta resolução dependendo da ordem de precisão formal (tanto no espaço e no tempo) do método base.

Os esquemas de segunda ordem não lineares (lineares em  $c$ ) podem ser representados por uma simples curva no plano  $(\tilde{\phi}_c^n, \tilde{\phi}_f)$  para qualquer valor fixado do

número de Courant. Isto é verdade também para um esquema não linear de terceira ordem, a ser descrito, mas a dependência com o número de Courant será não linear. A maioria dos esquemas de segunda ordem não lineares (Minmod, MUSCL, CLAM, Superbee, Super-C, etc) satisfazem o critério TVD de SWEBY (1984),

$$\tilde{\phi}_f = \tilde{\phi}_f^n = \tilde{\phi}_C^n \quad \text{para } \tilde{\phi}_C^n \leq 0 \text{ e } \tilde{\phi}_C^n \geq 1 \quad (6.255)$$

e

$$\tilde{\phi}_C^n \leq \tilde{\phi}_f^n \leq \min[2\tilde{\phi}_C^n, 1] \quad \text{para } 0 \leq \tilde{\phi}_C^n \leq 1 \quad (6.256)$$

Em particular, todas as funções não lineares passam pelos pontos (0,0) e (1,1). Esses critérios são escritos em termos de  $\tilde{\phi}_f^n$ ; eles então são limitados aos esquemas temporais de segunda ordem lineares em  $c$ , de acordo com a equação (6.246).

Para permitir uma precisão de alta ordem, é extremamente importante trabalhar diretamente com o valor de face efetivo normalizado e ponderado no tempo  $\tilde{\phi}_f$ , do que  $\tilde{\phi}_f^n$ . Impondo-se um simples critério de manutenção da monotonicidade, limites bem menos restritivos – **limitador universal** – são colocados aos valores de face permitidos. A estratégia computacional proposta é a seguinte:

- (1) formular  $\phi_f$  por um método de alta ordem escolhido;
- (2) calcular o valor verdadeiro  $\tilde{\phi}_C^n$  normalizado e o valor normalizado  $\tilde{\phi}_f^n$  pretendido;
- (3) caso  $\tilde{\phi}_f^n$  caia na faixa do limitador universal, prossiga;
- (4) se  $\tilde{\phi}_f^n$  cair fora da faixa, limite seu valor para aquele mais próximo do contorno de restrição para um dado valor de  $\tilde{\phi}_C^n$ ;
- (5) reconstrua o novo valor  $\phi_f$  a partir de  $\tilde{\phi}_f^n$ ;
- (6) repita o procedimento para todas as faces;
- (7) atualize de acordo com (6.181)

### 6.5.4 Critério de Monotonicidade

A figura 6.9 mostra valores nodais normalizados com  $\tilde{\phi}_C^n$  na faixa monotônica,  $0 \leq \tilde{\phi}_C^n \leq 1$ . Como sugerido pelo tracejado, o comportamento monotônico requer condições necessária em  $\tilde{\phi}_f$ :

$$\tilde{\phi}_C^n \leq \tilde{\phi}_f^n \leq 1 \quad (6.257)$$

e no valor da face correspondente ao VC adjacente a montante,  $\tilde{\phi}_u$ :

$$0 \leq \tilde{\phi}_u \leq \tilde{\phi}_C^n \quad (6.258)$$

Considerando (6.180), escrita para  $\tilde{\phi}_C^n$  em variáveis normalizadas

$$\tilde{\phi}_C^{n+1} = \tilde{\phi}_C^n - c(\tilde{\phi}_f - \tilde{\phi}_u) \quad (6.259)$$

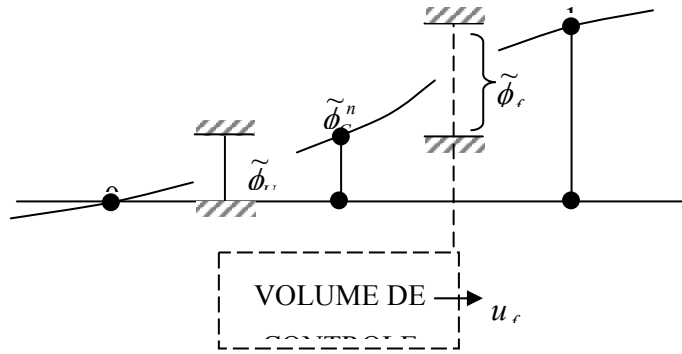


Figura 6.9 – Valores nodais normalizados para o caso de um comportamento localmente monotônico. Os tracejados mostram as condições necessárias nos valores de face de interesse,  $\tilde{\phi}_f$ , e o valor da face de montante do VC correspondente,  $\tilde{\phi}_u$ .

De forma a manter a monotonicidade, o novo valor  $\tilde{\phi}_C$  deve ser restringido por

$$\tilde{\phi}_U^{n+1} \leq \tilde{\phi}_C^{n+1} \leq \tilde{\phi}_D^{n+1} \quad (6.260)$$

Para advecção pura com velocidade constante, a inequação do lado direito é menos restritiva que  $\tilde{\phi}_f^n \geq \tilde{\phi}_C^n$ , mas a inequação do lado esquerdo resulta em

$$\tilde{\phi}_f \leq \tilde{\phi}_u + \frac{1}{c}(\tilde{\phi}_C^n - \tilde{\phi}_U^{n+1}) \quad (6.261)$$

E uma vez que  $\tilde{\phi}_u$  é não negativa e  $\tilde{\phi}_U^{n+1}$  não, a pior condição é dada por positiva  $\tilde{\phi}_u = 0$  e  $\tilde{\phi}_U^{n+1} = 0$ , isto é,

$$\tilde{\phi}_f \leq \tilde{\phi}_C^n / c \quad \text{para } 0 < \tilde{\phi}_C^n \leq 1 \quad (6.262)$$

Isto, combinado com (6.257)

$$\tilde{\phi}_C^n \leq \tilde{\phi}_f^n \leq 1 \text{ para } 0 \leq \tilde{\phi}_C^n \leq 1 \quad (6.263)$$

constitui o limitador universal na faixa monotônica de  $\tilde{\phi}_C^n$ . Para  $\tilde{\phi}_C^n < 0$  ou  $> 1$ , experimentos numéricos mostraram que a simples condição

$$\tilde{\phi}_f = \tilde{\phi}_C^n \text{ para } \tilde{\phi}_C^n < 0 \text{ ou } \tilde{\phi}_C^n > 1 \quad (6.264)$$

fornece um desempenho geral satisfatório; isto, é claro, é equivalente ao upwind de primeira ordem conforme usado por outros esquemas TVD não-lineares de segunda ordem. Isto não prejudica a precisão do esquema como um todo, que é determinado apenas pelo comportamento na região suave, perto de  $\tilde{\phi}_C^n \rightarrow 0.5$ , LEONARD (1991a).

O limitador universal, (6.262), (6.263) e (6.264) é mostrado na forma de diagrama na figura 6.10; o contorno dependente do número de Courant,  $\tilde{\phi}_f \leq \tilde{\phi}_C^n / c$ , esta tracejado para confirmar que a declividade varia com diferentes valores de  $c$ . Note-se que para  $c \rightarrow 0$  o contorno se aproxima do eixo vertical; enquanto para  $c = 1$  a relação degenera para  $\tilde{\phi}_f \equiv \tilde{\phi}_C^n$ , correspondendo a uma transferência exata ponto a ponto.

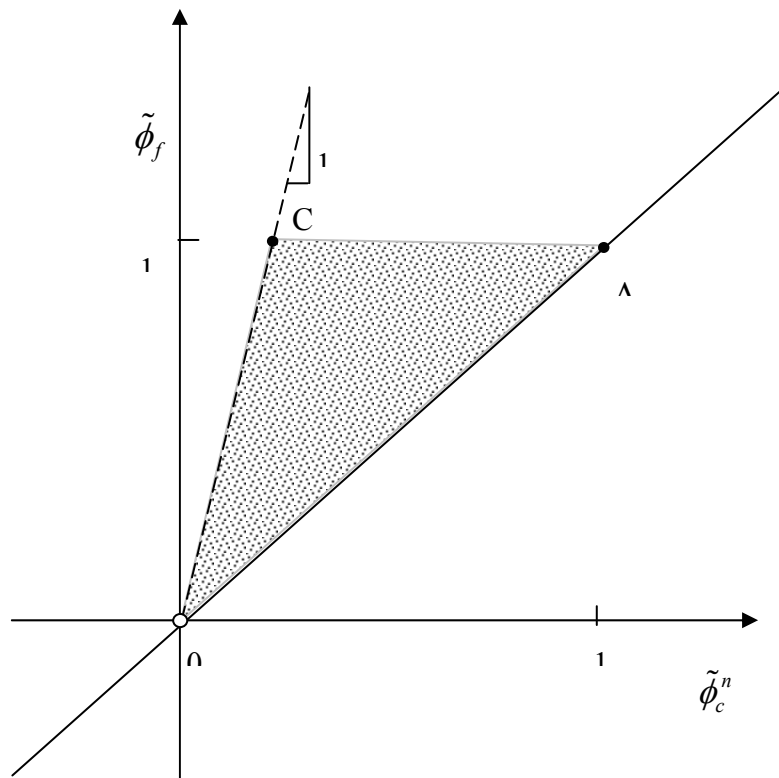


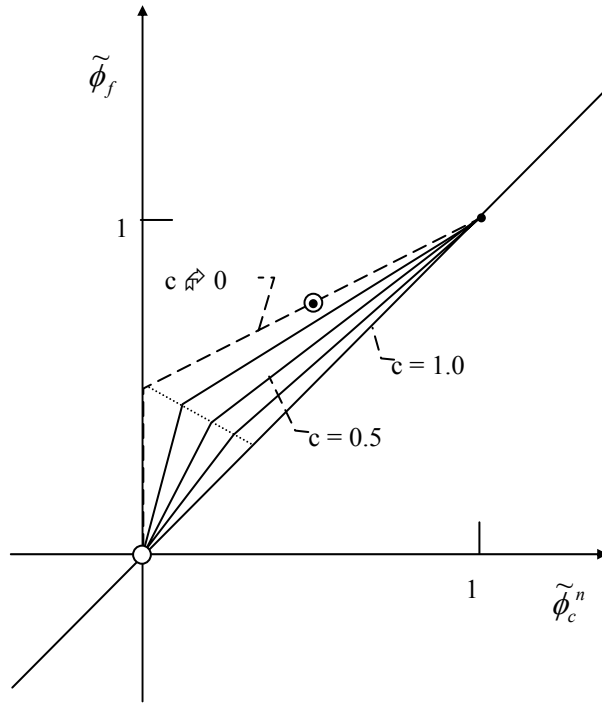
Figura 6.10 – Diagrama de Variáveis Normalizadas mostrando os contornos do limitador universal. O contorno tracejado tem declividade dependente do número de Courant  $1/c$ .

### 6.5.5 Estratégia ULTIMATE para Variáveis Normalizadas

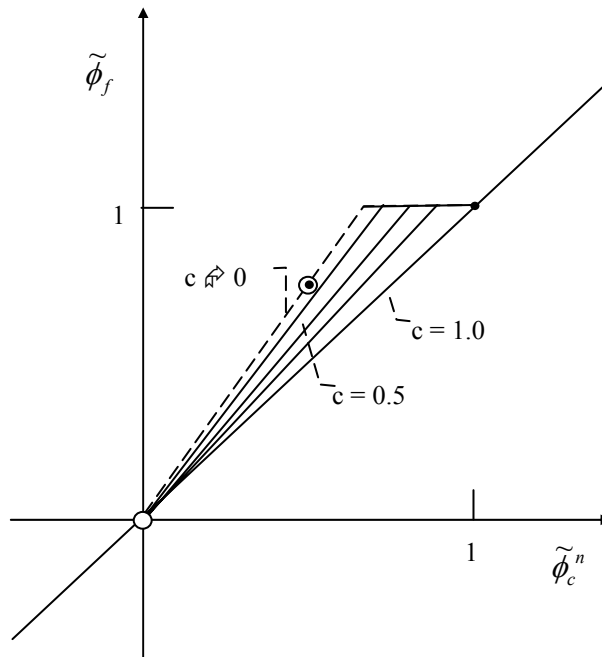
Os passos para a aplicação do limitador universal a equação ADRP são dados a seguir, usando variáveis normalizadas. A estratégia ULTIMATE alternativamente pode ser apresentada para valores não normalizados.

- (1) Designar os nós (U) upstream, (D) downstream e central (C) baseados no sinal  $\text{SGN}(u_f)$  para cada face em questão;
- (2) Calcular  $DEL = \phi_D^n - \phi_U^n$ , Se  $|DEL| < 10^{-5}$ , atribua  $\phi_f = \phi_C^n$  e prossiga para a próxima face.
- (3) Caso contrário, calcule  $\tilde{\phi}_C^n = (\phi_C^n - \phi_U^n) / DEL$ ; caso isso seja menor que 0 ou maior que 1, novamente faça  $\phi_f = \phi_C^n$  e prossiga.
- (4) Caso negativo, calcule  $\tilde{\phi}_f = (\phi_f - \phi_U^n) / DEL$ , onde  $\phi_f$  é baseada no método de alta ordem escolhido.
- (5) Caso  $\tilde{\phi}_f < \tilde{\phi}_C$ , atribua (limite inferior)  $\tilde{\phi}_f = \tilde{\phi}_C$ ; se  $\tilde{\phi}_f > \tilde{\phi}_C / c$ , atribua (limite superior)  $\tilde{\phi}_f = \tilde{\phi}_C / c$ ; se  $\tilde{\phi}_f > 1$ , atribua (limite superior absoluto)  $\tilde{\phi}_f = 1$ .
- (6) Reconstrua  $\phi_f = \tilde{\phi}_f DEL + \phi_U^n$  (este é o valor de face usado no algoritmo de atualização).
- (7) Após encontrar todos os valores de face desta forma, atualize explicitamente de acordo com a equação (6.181).

De forma a apresentar a estratégia ULTIMATE, as figuras 6.11 e 6.12 mostram os diagramas de variáveis normalizadas,  $\tilde{\phi}_f = fn(\tilde{\phi}_C^n, c)$  quando o limitador universal é aplicado aos esquemas Lax-Wendroff, upwind de segunda ordem, método de Fromm, e de terceira ordem QUICKEST, respectivamente.

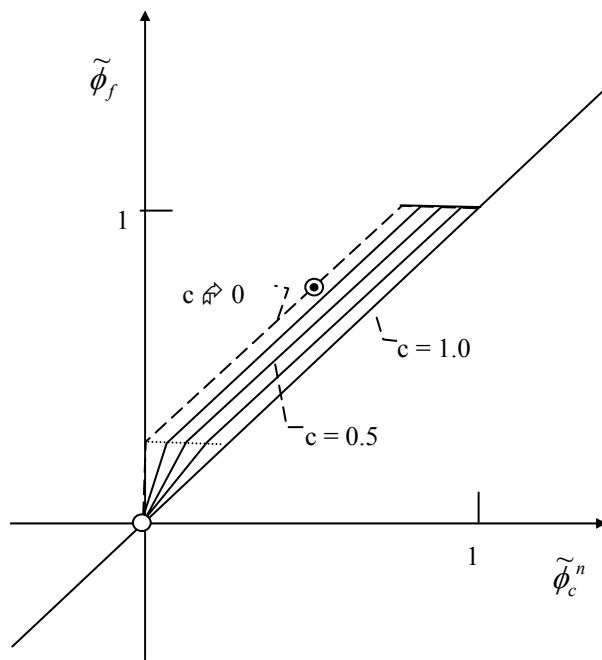


(a)

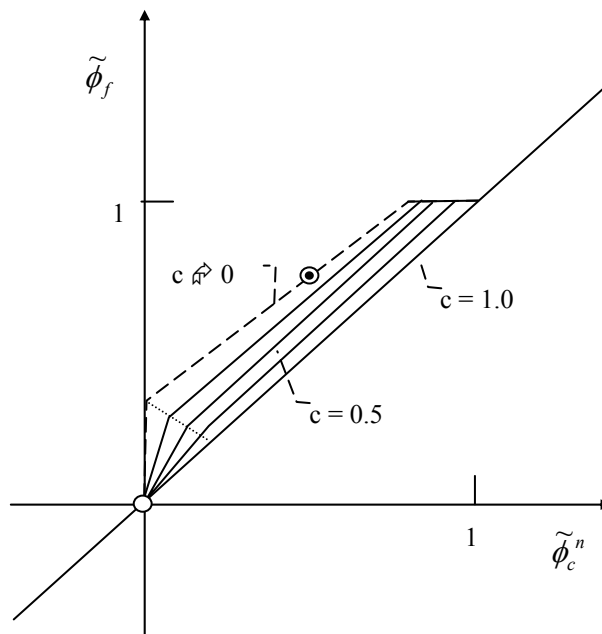


(b)

Figura 6.11 – DVN para ULTIMATE (a) Lax-Wendroff, (b) upwind de segunda ordem



(a)



(b)

Figura 6.12 – DVN para ULTIMATE (a) Método de Fromm e (b) QUICKEST.

### 6.5.6 Estratégia simplificada ULTIMATE QUICKEST

Fazendo referência a figura 6.12(b), observa-se que para a faixa

$$0.2 \leq \tilde{\phi}_C^n \leq 0.8 \quad (6.265)$$

o esquema ULTIMATE QUICKEST é de fato idêntico ao esquema QUICKEST não limitado ou restringido. Então pode se fazer simplificações consideráveis no algoritmo sem qualquer aproximação ou efeito nos resultados. A inequação (6.265) pode ser reescrita como

$$|\tilde{\phi}_C^n - 0.5| \leq 0.3 \quad (6.266)$$

ou, multiplicando por 2,

$$|1 - 2\tilde{\phi}_C^n| \leq 0.6 \quad (6.267)$$

Reescrevendo em termos de variáveis não normalizadas resulta em

$$|\text{CURV}| \leq 0.6|\text{DEL}| \quad (6.268)$$

onde CURV é a segunda diferença deslocada para montante

$$\text{CURV} = \phi_D^n - 2\phi_C^n + \phi_U^n \quad (6.269)$$

e DEL é a diferença de normalização

$$\text{DEL} = \phi_D^n - \phi_U^n \quad (6.270)$$

Assim, se a equação (6.268) é satisfeita, o esquema QUICKEST não limitado pode ser usado diretamente, sem a necessidade de testar as restrições do limitador universal. Este critério será válido na maior parte das vezes no domínio do escoamento, sendo violado apenas em uma fração dos nós da malha perto de variações bruscas do gradiente.

Se acontecer

$$\tilde{\phi}_C^n \leq 0 \quad \text{ou} \quad \tilde{\phi}_C^n \geq 1 \quad (6.271)$$

todos os esquemas ULTIMATE (de qualquer ordem) irão usar

$$\phi_f = \phi_C^n \quad (6.272)$$

As inequações (6.271) são equivalentes a

$$|\tilde{\phi}_C^n - 0.5| \geq 0.5 \quad \text{ou} \quad |\text{CURV}| \geq |\text{DEL}|. \quad (6.273)$$

Assim, a estratégia ULTIMATE QUICKEST simplificada é a seguinte:

- (1) Baseado no  $\text{SGN}(u_f)$  designe os nós ‘D’, ‘C’ e ‘U’ da maneira usual para cada face.
- (2) Calcule  $|\text{DEL}|$  e  $|\text{CURV}|$ .
- (3) Se (6.268) é satisfeita, use o valor da face pelo esquema QUICKEST não limitado e não normalizado (6.192) ou (6.227).
- (4) Caso contrário, se a equação (6.273) é satisfeita, usar (6.272).
- (5) Caso contrário, calcule o valor de face QUICKEST limitado de acordo com a estratégia ULTIMATE.
- (6) Prossiga para a próxima face do VC.
- (7) Atualize da forma usual.

### 6.5.7 Discriminador de Extremos

As estratégias ULTIMATE apresentadas nos itens anteriores objetivam aplicar um limitador universal para restringir os fluxos, baseando-se no princípio físico da conservação e nas características de propagação do problema. Todavia, conforme detectado em LEONARD (1991b), um outro problema local surge quando são aplicados esquemas de alta ordem, que é o alisamento dos picos, em inglês este comportamento é denominado de “clipping”. Os esquemas representam muito bem os picos mais abertos mas apagam aqueles de ondas mais curtas.

O seguinte algoritmo faz uma tentativa de distinguir entre os picos numéricos artificiais, como aqueles que potencialmente ocorrem próximo a função degrau ou na base da semi-elipse, e os verdadeiros extremos físicos. Os picos artificiais podem ser associados as oscilações numéricas de comprimento de onda curto, com rápida variação de valor, gradiente e curvatura, enquanto que os esquemas de terceira ou alta ordem excluem as oscilações de comprimento de onda longos. Se um extremo local é associado as oscilações de comprimento curto, o discriminador escolhe o algoritmo limitado; todavia, se a curvatura possui o mesmo sinal das regiões adjacentes, o discriminador relaxa as restrições de limitação no extremo e nos nós adjacentes de montante e jusante.

Na etapa de atribuição dos valores para os fluxos advectivos, considere uma varredura no “loop-DO” (no Pascal seria loop-FOR...DO) para  $i$ -crescente. Para o discriminador, escolha uma extensão de sete pontos:  $\phi_{i-3}$ ,  $\phi_{i-2}$ ,  $\phi_{i-1}$ ,  $\phi_i$ ,  $\phi_{i+1}$ ,  $\phi_{i+2}$ ,  $\phi_{i+3}$ . Calcule então as diferenças entre os pares de pontos consecutivos:

$$D1 = (\phi_{i-2} - \phi_{i-3}), D2 = (\phi_{i-1} - \phi_{i-2}), \dots, D6 = (\phi_{i+3} - \phi_{i+2}) \quad (6.274)$$

Por conveniência, assume-se que existe um máximo local; um mínimo requer que algumas das inequações subseqüentes sejam revertidas. As restrições limitantes estão ativas a não ser quando estabelecidas. O algoritmo se processa então da forma:

- (i) Verificar de D1 e D2 são ambos positivos e D3 e D4 ambos negativos; se não, vá para o passo (iii); caso eles sejam, então:
- (ii) Verificar se  $|D2| < |D1|$  e  $|D3| < |D4|$ ; caso seja verdadeiro, permuta para a versão não limitada para o valor de  $i$  corrente e salte os passos seguintes; caso contrário:
- (iii) Verifique se D2 e D3 são ambos positivos e D4 e D5 ambos negativos; se não, vá para o passo (v); caso eles sejam, então:
- (iv) Verificar se  $|D3| < |D2|$  e  $|D4| < |D5|$ ; caso seja verdadeiro, permuta para a versão não limitada para o valor de  $i$  corrente e salte os passos seguintes; caso contrário:
- (v) Verifique se D3 e D4 são ambos positivos e D5 e D6 ambos negativos; se não, mantenha a restrição de limite ligada; caso eles sejam, então:
- (vi) Verificar se  $|D4| < |D3|$  e  $|D5| < |D6|$ ; caso seja verdadeiro, permuta para a versão não limitada para o valor de  $i$  corrente; caso contrário, proceda com o limitador ligado.

A figura 6.13(a) mostra esquematicamente o caso em que o discriminador deve manter o limitador universal ligado; na figura 6.13(b), a restrição de limitador deve ser removida para cada um dos pontos mostrados com círculo vazio. A rotina discriminadora fica inativa a não ser quando um dos valores  $\phi_{i-1}$ ,  $\phi_i$ ,  $\phi_{i+1}$  é um extremo local. Como pode ser visto, a relaxação do limitador ocorre em grupos de três pontos, com o extremo localizado no meio.

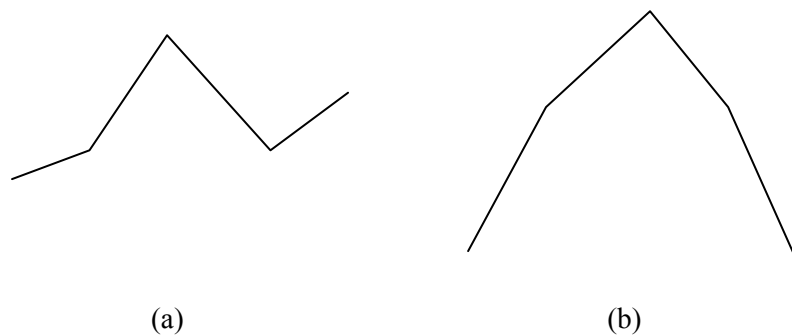


Figura 6.13 – Ação do discriminador. (a) Limitador ligado. (b) Limitador desligado nos três nós centrais

## Capítulo 7 – Resultados dos Modelos Numéricos

### 7.1 Convergência, Precisão e Estabilidade

#### 7.1.1 Introdução

Sempre que métodos numéricos são usados para resolver EDP, deve-se ter uma preocupação sobre as propriedades de precisão e convergência das aproximações. Em problemas reais, geralmente não se possui a solução verdadeira para fins de comparação, de maneira que se “pode” confiar na combinação das seguintes técnicas para se ganhar confiança nos resultados numéricos obtidos.

- *Validação em problemas teste.* O método (e principalmente o código implementado) deve ser testado em problemas simples onde a solução exata é conhecida, ou em problemas onde comparações com soluções de alta precisão podem ser realizadas por outros meios. Em alguns casos soluções experimentais podem estar disponíveis.
- *Análise teórica da convergência e precisão.* Idealmente, pode-se preferir provar que o método escolhido converge para a solução correta quando se refina a malha, e se obter estimativas razoáveis do erro numérico que será observado em uma malha finita, porém mais grosseira.

#### 7.1.2 Convergência

Primeiramente, é preciso encontrar uma forma de quantificar o erro. Para problemas unidimensionais tem-se uma aproximação  $\bar{\phi}_i^n$  em cada ponto da malha  $(x_i, t)$  média em cada VC. Para fins de comparação assume-se que  $\phi_i^n$  representa o valor exato, para o qual se espera obter uma aproximação. Para o MDF é interessante escolher o valor pontual

$$\phi_i^n = \phi(x_i, t_n) \quad (7.1)$$

enquanto que para o MVF deseja-se comparar  $\bar{\phi}_i^n$  com a expressão

$$\phi_i^n = \frac{1}{\Delta x} \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} \phi(x, t_n) dx \quad (7.2)$$

Se a função  $\phi(x,t)$  é suficientemente suave, o valor pontual (7.1) avaliado no centro da célula  $x_i$  concorda com a média da célula (7.2) na  $O(\Delta x^2)$ , conforme já visto no capítulo 6. Supondo que se estabeleça um tempo finito  $T$  no qual se deseja fazer os cálculos. Geralmente, se espera que os erros cresçam com o passar do tempo, então não é razoável ficar na expectativa que uma malha finita seja capaz de fornecer bons resultados para tempos arbitrariamente longos. Note que refinando-se a malha, o número de passos temporais para alcançar  $T$  irá crescer na razão  $T/\Delta t$ . Usando-se  $N$  para indicar o nível de tempo correspondente ao tempo  $T = N\Delta t$ . O *erro global* neste tempo é denotado por

$$E^N = \bar{\phi}^N - \phi^N \quad (7.3)$$

e se deseja encontrar limites para esta função à medida que a malha é refinada.

### 7.1.3 Escolha da Norma

Para quantificar o erro, deve-se escolher alguma *norma* para que seja medido o erro em um tempo fixo. O conjunto de normas padronizadas mais comumente usada é a  $p$ -norma.

$$\|E\|_p = \left( \Delta x \sum_{i=-\infty}^{\infty} |E_i|^p \right)^{1/p} \quad (7.4)$$

que é a forma discreta análoga a norma de funções espaciais

$$\|E\|_p = \left( \int_{-\infty}^{\infty} |E(x)|^p dx \right)^{1/p} \quad (7.5)$$

O fator  $\Delta x$  na expressão (7.4) é muito importante para corrigir a escala e a ordem de precisão a medida que a malha é refinada.

Em particular a 1-norma (com  $p=1$ ) é freqüentemente usada nos problemas envolvendo as leis de conservação, uma vez que as integrais da solução são muito importantes. A 2-norma é muito usada em problemas lineares por causa da utilidade da análise de Fourier. É comum usar  $\|\cdot\|$  sem qualquer subscrito, quando não se deseja especificar uma norma em particular.

Um método é dito convergente em um tempo  $T$  em uma norma  $\|\cdot\|$  particular se

$$\lim_{\substack{\Delta t \rightarrow 0 \\ N\Delta t = T}} \|E^N\| = 0 \quad (7.6)$$

O método é dito possuir precisão de ordem  $s$  se

$$\|E^N\| = O(\Delta t^s) \quad \text{quando } \Delta t \rightarrow 0 \quad (7.7)$$

Pode-se esperar que aconteça uma convergência pontual à medida que a malha é refinada. Isto pode ser obtido com o uso da norma-max (ou norma- $\infty$ ) para estimar o erro.

$$\|E\|_{\infty} = \max_{-\infty < i < \infty} |E_i| \quad (7.8)$$

Quando a solução  $\phi(x,t)$  é suave, então é de se esperar uma convergência pontual. Para problemas com soluções descontínuas, por outro lado, tipicamente ocorrerá um espalhamento sobre um ou mais pontos nodais nas vizinhanças da descontinuidade. Neste caso não se pode esperar a convergência na norma máxima, não importando quão bom seja o método. A convergência na norma-1 é fisicamente mais relevante. Em geral, a razão de convergência observada depende de qual norma está sendo usada, e por isso é importante usar a norma apropriada para medir a convergência.

Para compatibilizar os métodos e comparar os resultados apresentados por LEVEQUE (2002), LEONARD (1991, 1995) e FARTHING & MILLER (2001), os seguintes critérios foram avaliados:

- i. Erro Absoluto Global (ABSERROR) ou então a 1-norma dada equação (7.4) quando  $p=1$

$$\|E\|_1 = \sum_{i=-\infty}^{\infty} |E_i| \quad (7.9)$$

- ii. Variação Total do Erro ou Flutuação (WAVENESS)

$$W = \sum_{i=1}^N |E_{i+1} - E_i| \quad (7.10)$$

- iii. Raiz do erro médio quadrático (RMS)

$$RMS = \frac{\left( \sum_{i=-\infty}^{\infty} |E_i|^2 \right)^{1/2}}{N} \quad (7.11)$$

- iv. 2-norma

$$\|E\|_2 = \left( \Delta x \sum_{i=-\infty}^{\infty} |E_i|^2 \right)^{1/2} \quad (7.12)$$

## 7.2 Avaliação e Desempenho dos Algoritmos

### 7.2.1 Escolha da Norma

A avaliação e o desempenho dos métodos numéricos normalmente são feitos através da comparação dos resultados numéricos com os valores obtidos por soluções analíticas, quando ela existirem. Cabe aqui lembrar, que as soluções analíticas podem ser representadas por expressões exatas ou aproximadas.

Após consulta a literatura pertinente, encontrou-se uma série finita de testes “padronizados”, ou seja, um pequeno conjunto de situações hipotéticas para as quais são feitas comparações de valores numéricos absolutos e relativos, testes estatísticos dos principais momentos  $k^0$ ,  $k$ ,  $k^2$  e  $k^3$  (área, centróide, variância, assimetria e curtose) e comparações visuais dos gráficos pelos diversos métodos. Na literatura, estes testes são mais conhecidos como “Bench-Mark Test Problems” (BMTP).

### 7.2.2 Soluções Analíticas

Técnicas analíticas são freqüentemente utilizadas para resolver a equação ADRP em problemas associados à ciência dos solos e em escoamentos através de meios porosos. Alguns dos mais importantes métodos incluem a separação de variáveis, técnicas de variáveis complexas, transformações de Laplace, Fourier e Hankel, funções de Green e série de potências.

Numa abordagem determinística e com a adoção de parâmetros de transporte constantes tanto no espaço quanto no tempo, a equação ADRP é linear e por isso soluções fechadas geralmente podem ser derivadas. Muitas soluções para esta equação estão disponíveis para variadas condições de contorno para o transporte unidimensional [ex., van GENUCHTEN e ALVES, 1982] e para um número moderado de condições para o transporte bi- e tri- dimensional [YEH e TSAI, 1976; YEH, 1981; HUNT, 1978; WILSON e MILLER, 1978; SAUTY, 1980; SAGAR, 1982; LEIJ e DANE, 1990; LEIJ *et al.*, 1991; PHILLIP, 1994; SIM e CRYSIKOPOULOS, 1999]. Devido a grande variabilidade dos padrões de escoamento, das propriedades transportadas, do caráter transiente dos fluxos e pela condição naturalmente não-ideal de se aplicar condições de contorno e iniciais, a utilidade de soluções analíticas é muitas vezes limitada e o emprego de métodos numéricos pode ser necessário. Entretanto, as soluções analíticas continuam úteis na validação de resultados numéricos, para fornecer estimativas iniciais

de cenários de poluição, na análise de sensibilidade para investigar os efeitos dos vários parâmetros de transporte e para propósitos de extrapolação para largos intervalos de tempo e de distância onde os métodos numéricos se mostrarem impraticáveis.

O aparecimento de descontinuidades na distribuição das concentrações (ex. as frentes de onda), conforme dito no item 6.1.3, introduz grandes dificuldades computacionais ao problema. Portanto, o principal esforço do presente capítulo é a busca de uma solução precisa para este caso específico e também para situações especiais onde apareçam descontinuidades de gradiente. Do MDF clássico, em que as derivadas são aproximadas por diferenças finitas, pode-se esperar um “descompasso” na região próxima a uma descontinuidade, onde a equação diferencial não se aplica.

### **7.2.3 Resultados – MDF e MVF**

#### **Estudos Comparativos**

Uma rica literatura está disponível mostrando diversos estudos comparativos envolvendo a precisão, estabilidade, consistência e convergência, apresentados pelos mais variados tipos e classes de esquemas numéricos: van GENUCHTEN (1977), LEONARD (1979, 1991), PATEL *et al.* (1985), PRODANOFF (1988), DEKEMA e SHULTZ (1990), TSUI (1991), WANG e LACROIX (1997), KOLESNIKOV e BAKER (2000), além das referências clássicas como ROACHE (1976) e ANDERSON *et al.* (1984).

Nos itens que se seguem serão apresentados diversos esquema numéricos MDF e MVF.

### 7.3 Resultados para a Equação da Advecção

No caso específico da advecção pura a velocidade constante, a solução numérica é simplesmente a condição inicial deslocada de  $\Delta s = \bar{u} \cdot n\Delta t$ . Nos dois testes estudados, a extensão total do domínio é de  $250 \cdot \Delta x$  onde  $\Delta x = 0.010$ , a concentração máxima é de 1.0 mg/L, a velocidade média uniforme  $\bar{u} = 1.0$ , incremento o coeficiente de retardamento é 1.0, os termos de decaimento e produção são iguais a zero. Os casos são:

(a) Courant = 0.05,  $\Delta t = 0.0005$  e número de incrementos de cálculo = 900.

(b) Courant = 0.5,  $\Delta t = 0.005$  e número de incrementos de cálculo = 90.

$$\phi_{exata} = \begin{cases} 1 & \text{para } 0 < x \leq 10 \cdot \Delta x \\ 0 & \text{para } 10 < x \leq 50 \cdot \Delta x \\ \text{sen}\left(\frac{\pi x}{20 \cdot \Delta x}\right) & \text{para } 50 < x \leq 71 \cdot \Delta x \\ 0 & \text{para } 70 < x \leq 101 \cdot \Delta x \\ \sqrt{1 - \frac{(x - 111 \cdot \Delta x)^2}{(10 \cdot \Delta x)^2}} & \text{para } 101 < x \leq 122 \cdot \Delta x \\ 0 & \text{para } 123 < x \leq 151 \cdot \Delta x \\ \frac{1}{10 \cdot \Delta x}(x - 151 \cdot \Delta x) & \text{para } 151 < x \leq 161 \cdot \Delta x \\ 1 - \frac{1}{10 \cdot \Delta x}(x - 161 \cdot \Delta x) & \text{para } 161 < x \leq 171 \cdot \Delta x \\ 0 & \text{para } 171 < x \leq 200 \cdot \Delta x \end{cases}$$

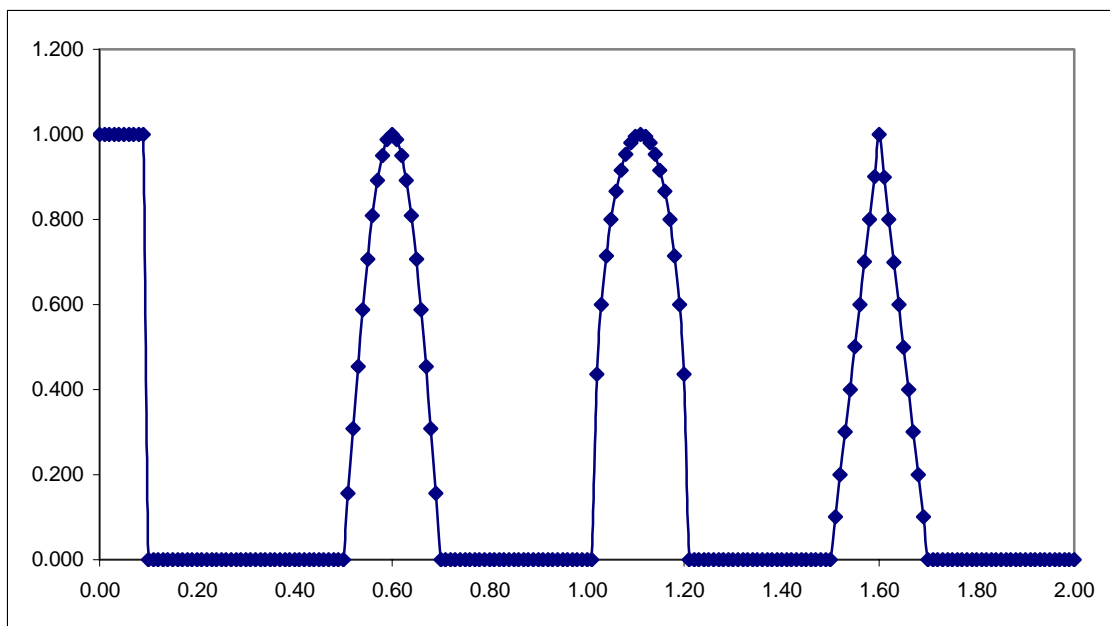
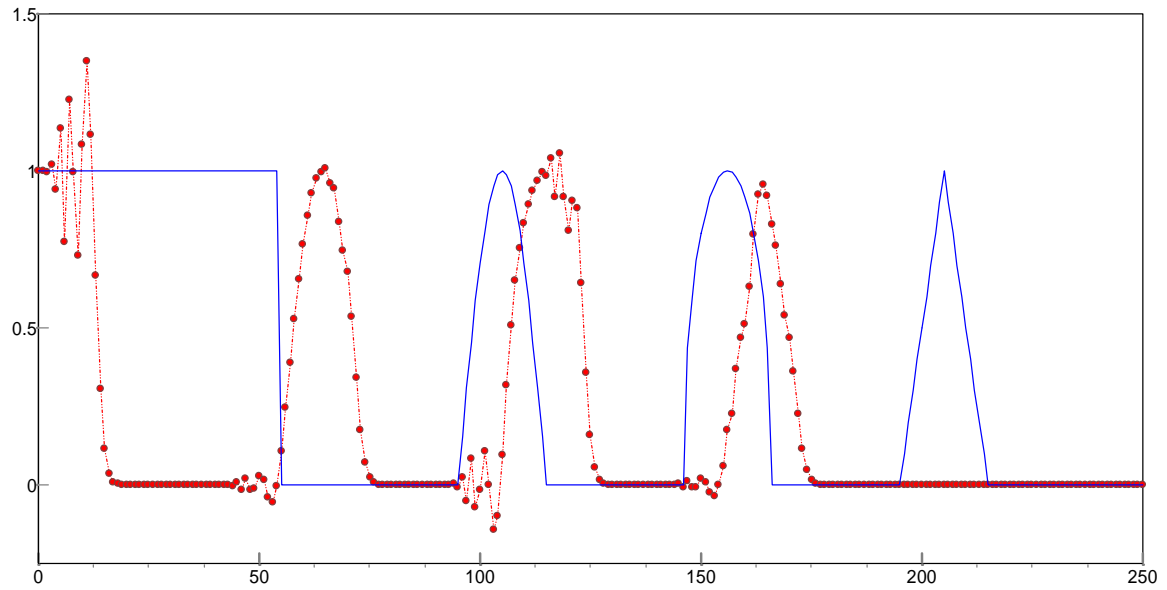


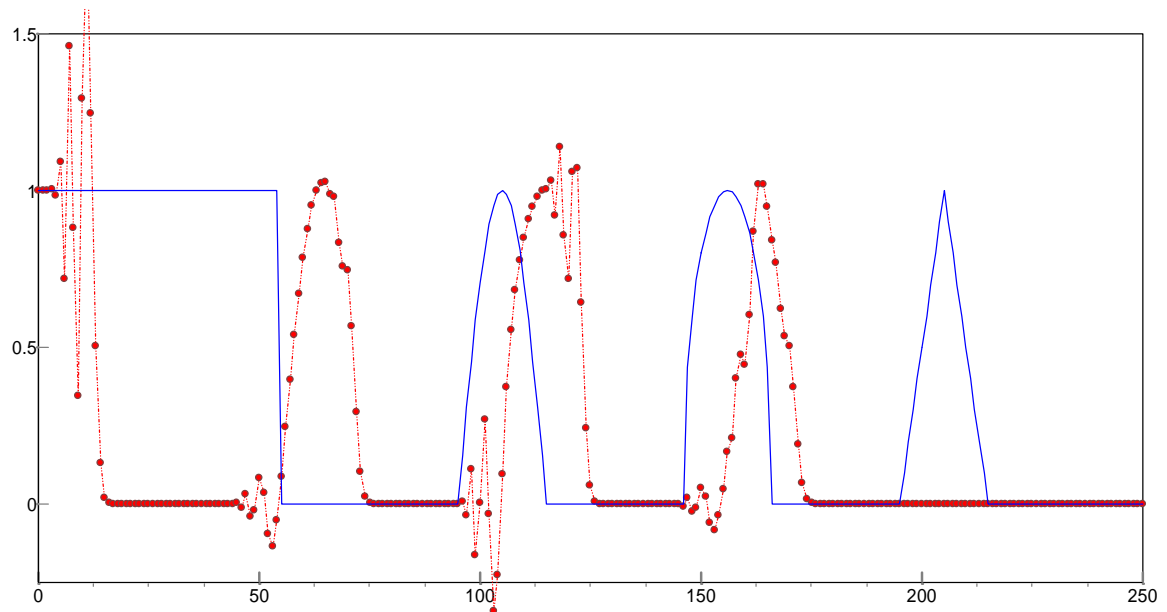
Figura 7.1 – Condição ou distribuição inicial das concentrações

### 7.3.1 MDF para Advecção Pura com Velocidade Constante

#### 7.3.1.1 Esquema de Diferença Central



(a)



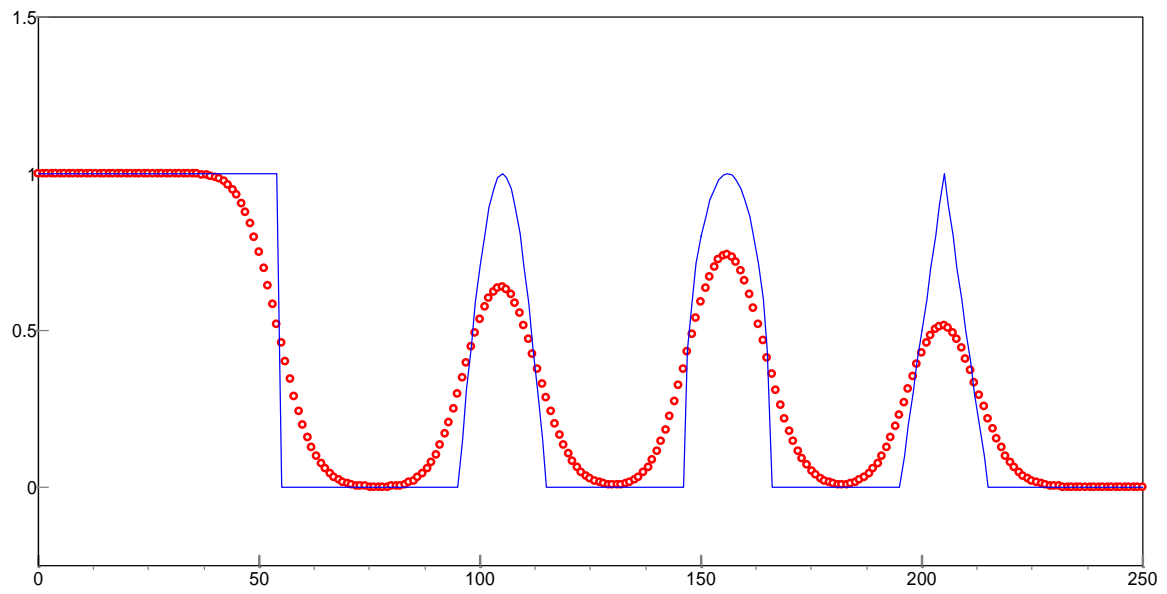
(b)

Figura 7.2 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

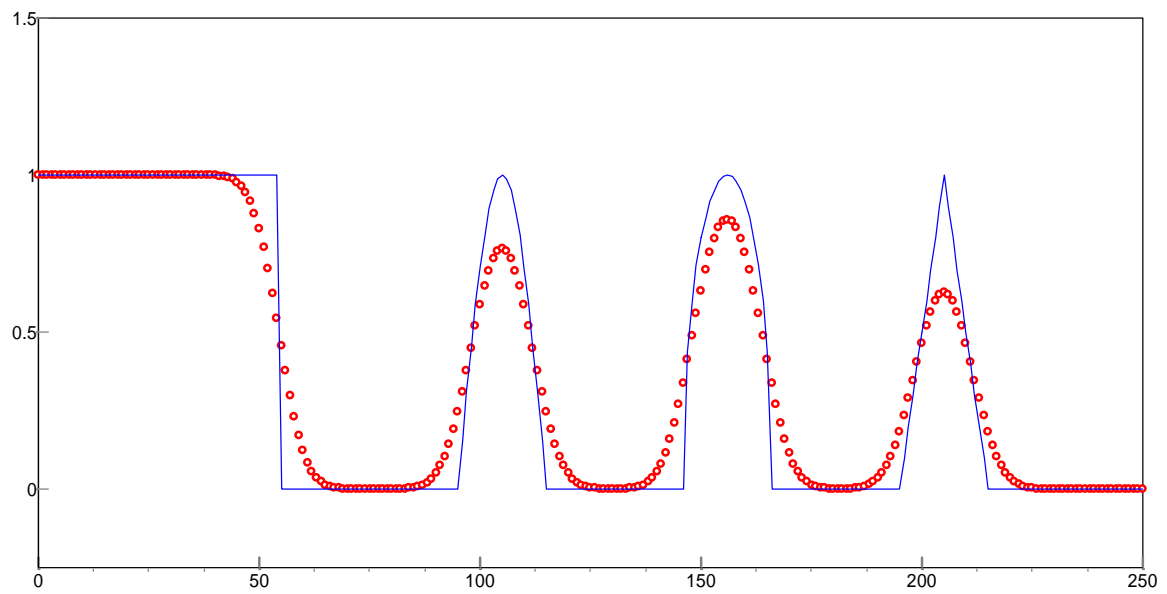
São apresentados os resultados apenas para  $9\Delta t$  de cálculo, depois o sistema explode.

NOTA: As curvas plotadas em linha contínua correspondem as soluções ANALÍTICAS e aquelas tracejadas ou não com pequenos círculos são as soluções NUMÉRICAS .

7.3.1.2 Esquema de Diferença Regressiva – UPWIND de 1ª ordem



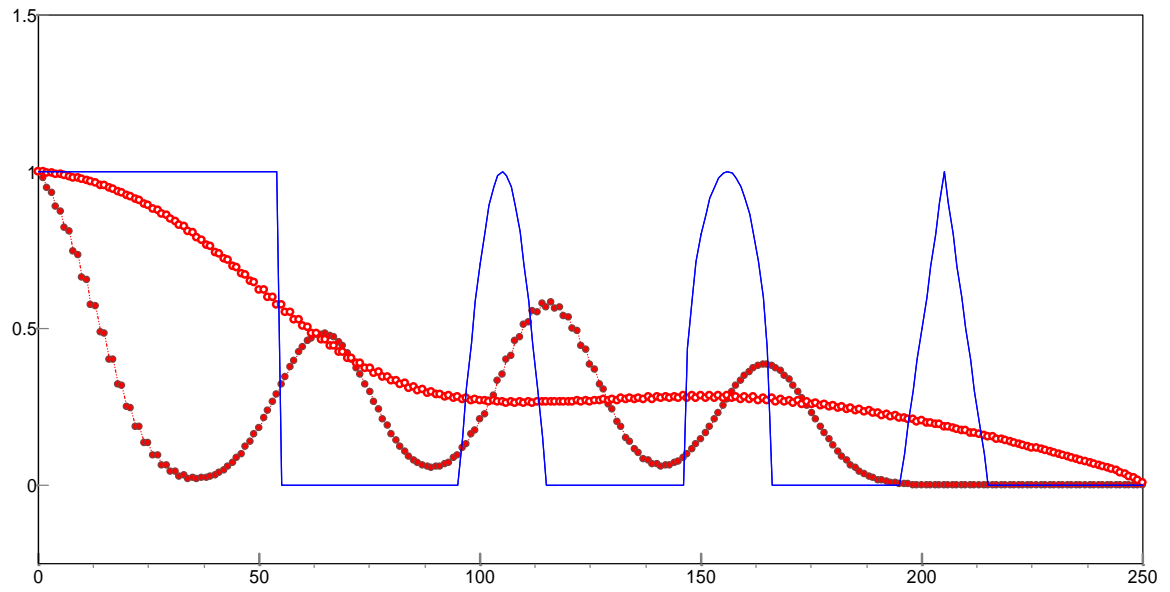
(a)



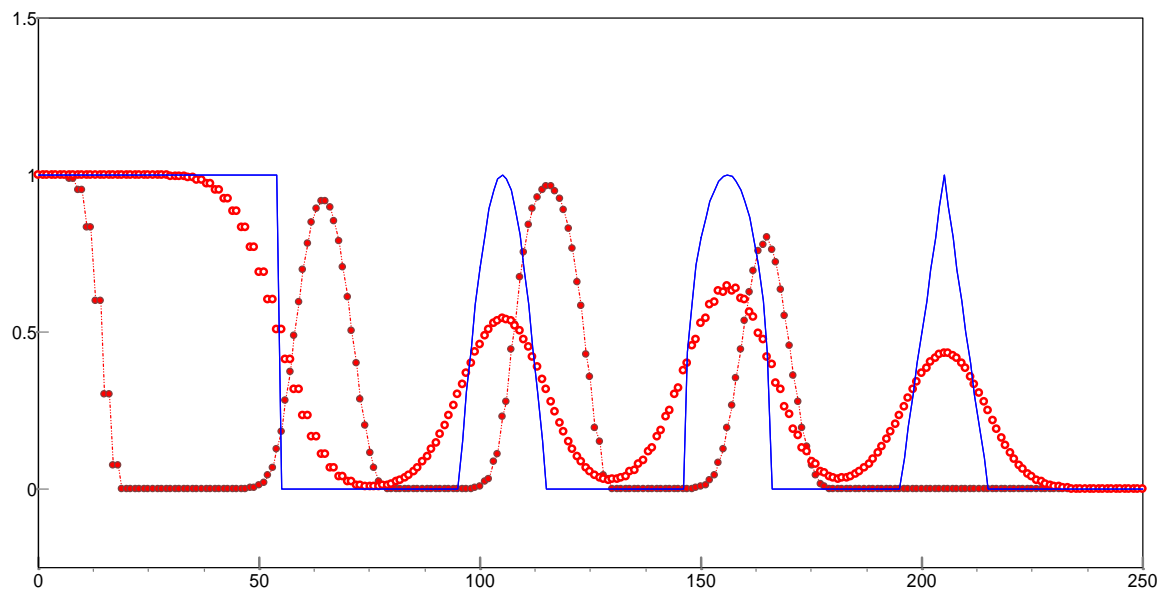
(b)

Figura 7.3 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.3 Esquema de Lax-Friedrichs



(a)

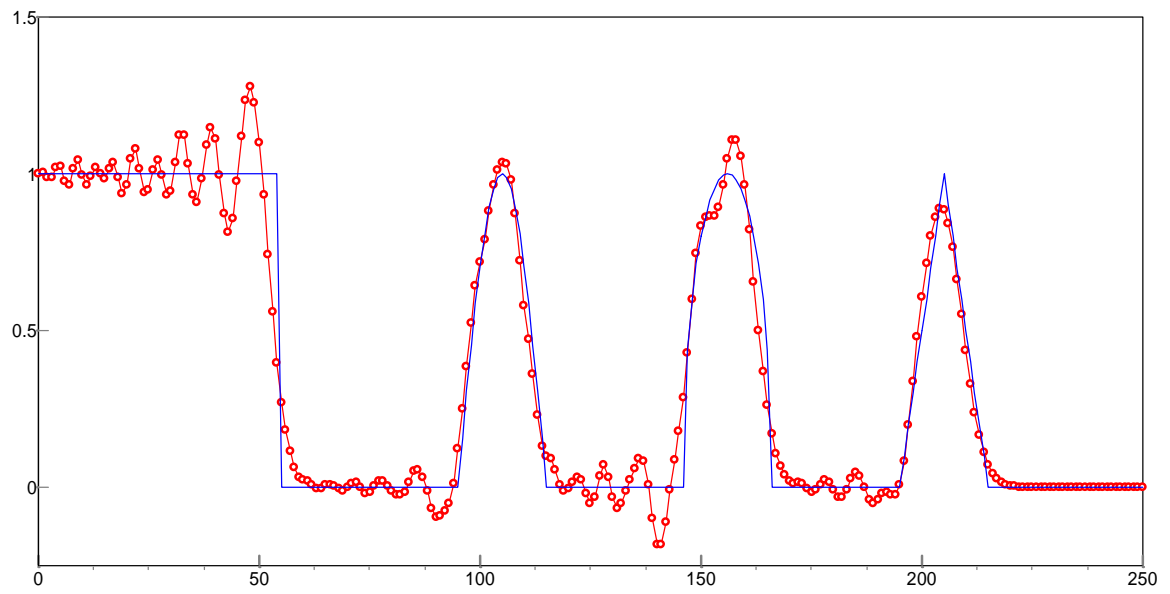


(b)

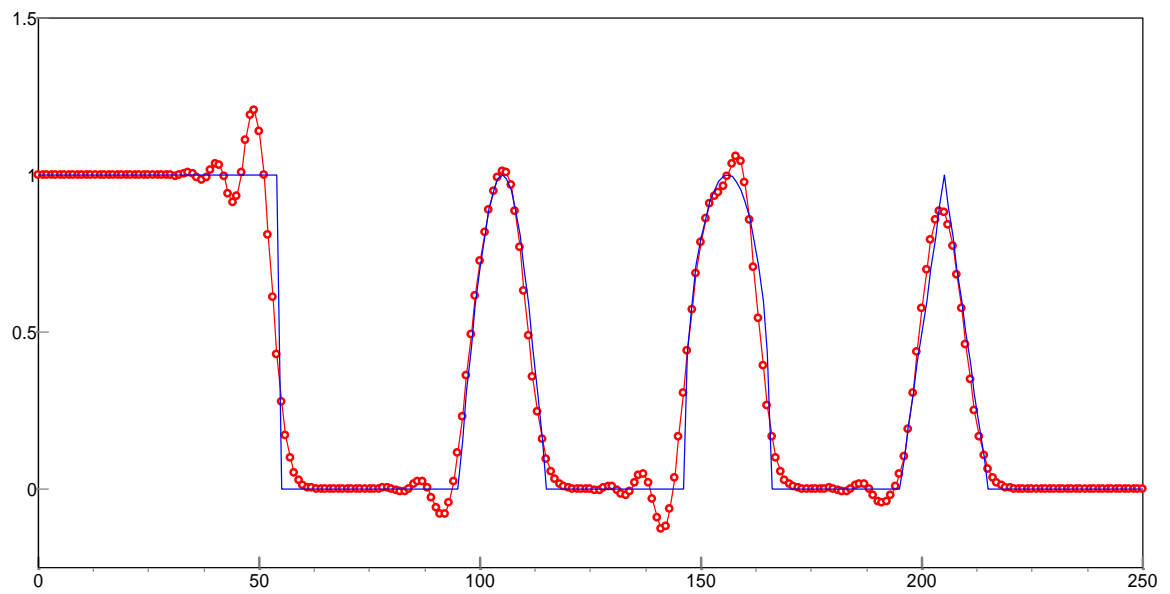
Figura 7.4 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

São apresentados os resultados nos instantes  $90.\Delta t$  e  $900.\Delta t$  de cálculo no caso (a) e nos instantes  $9.\Delta t$  e  $90.\Delta t$  no caso (b).

### 7.3.1.4 Esquema de Lax-Wendroff Explícito ou Predictor-Corretor



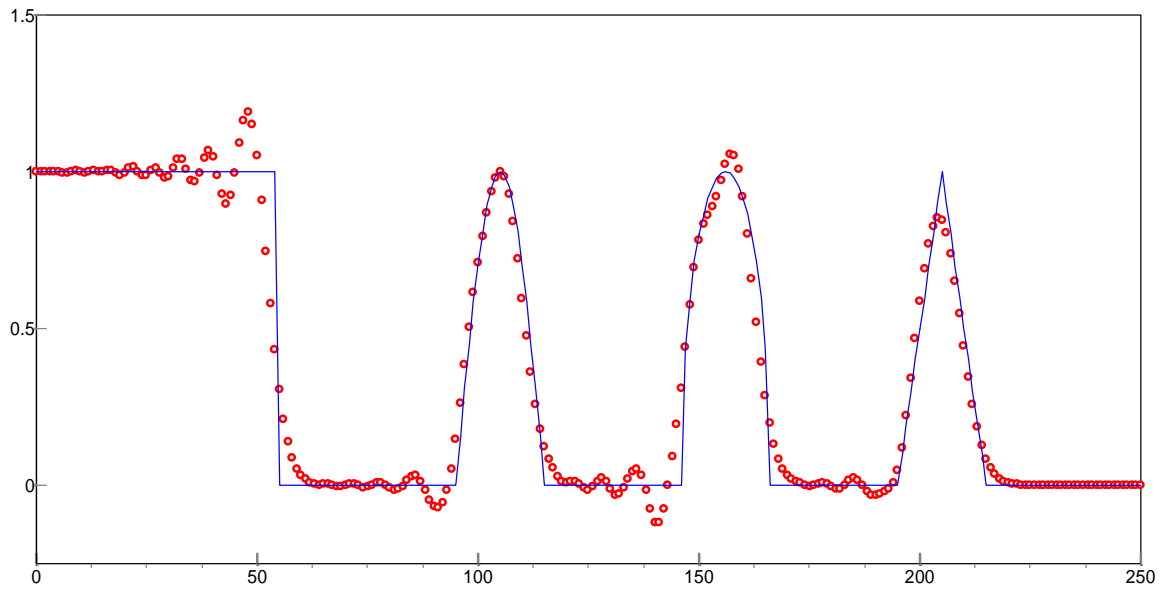
(a)



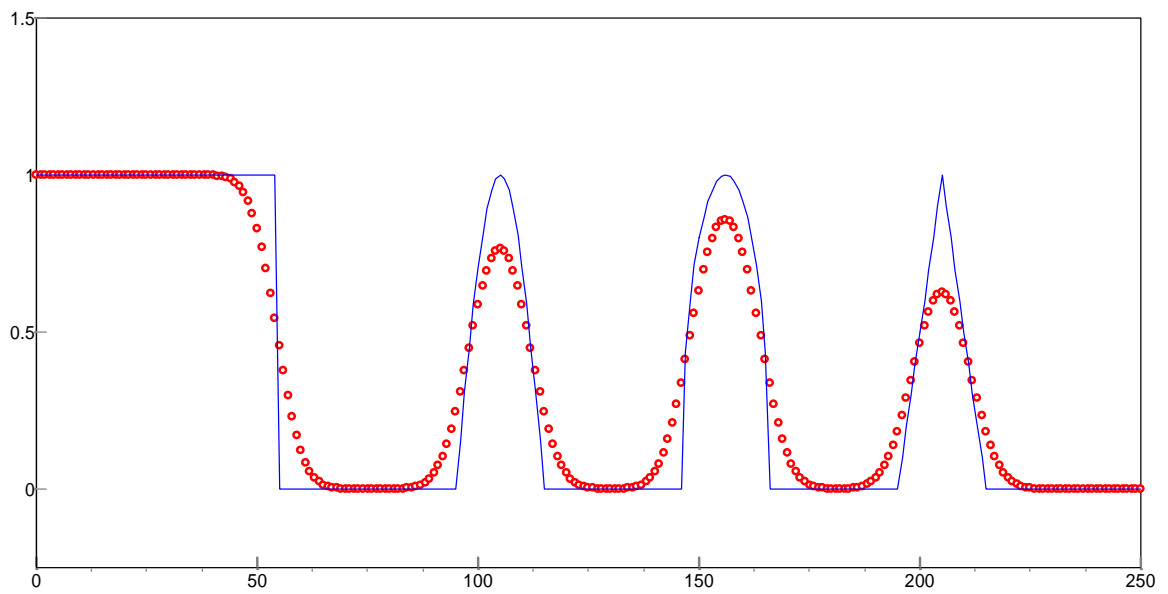
(b)

Figura 7.5 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

7.3.1.5 Esquema de Leith



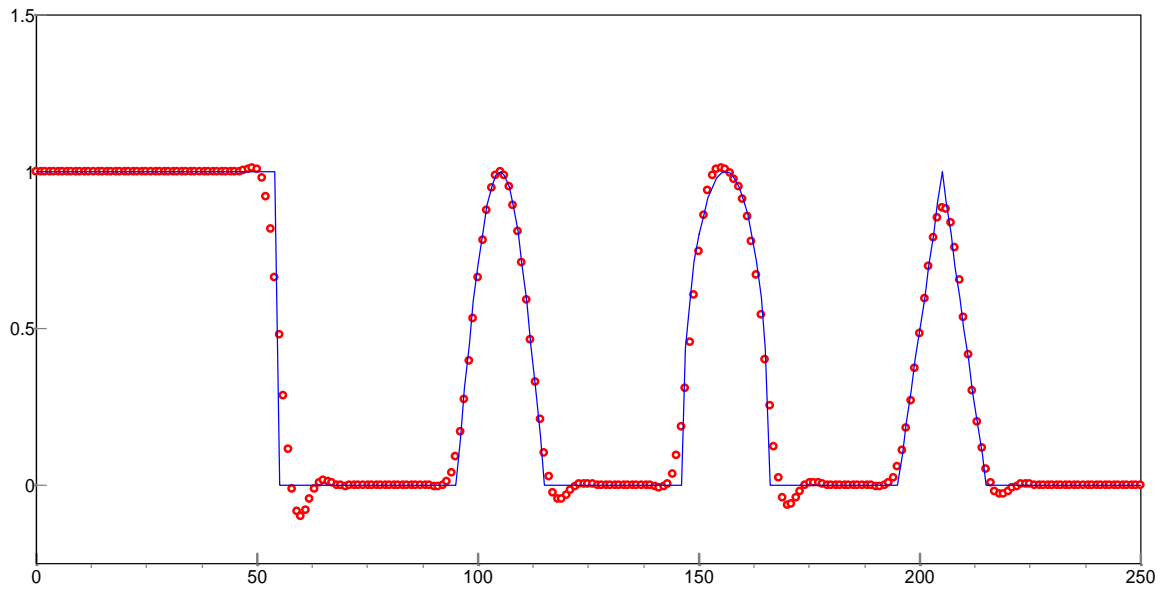
(a)



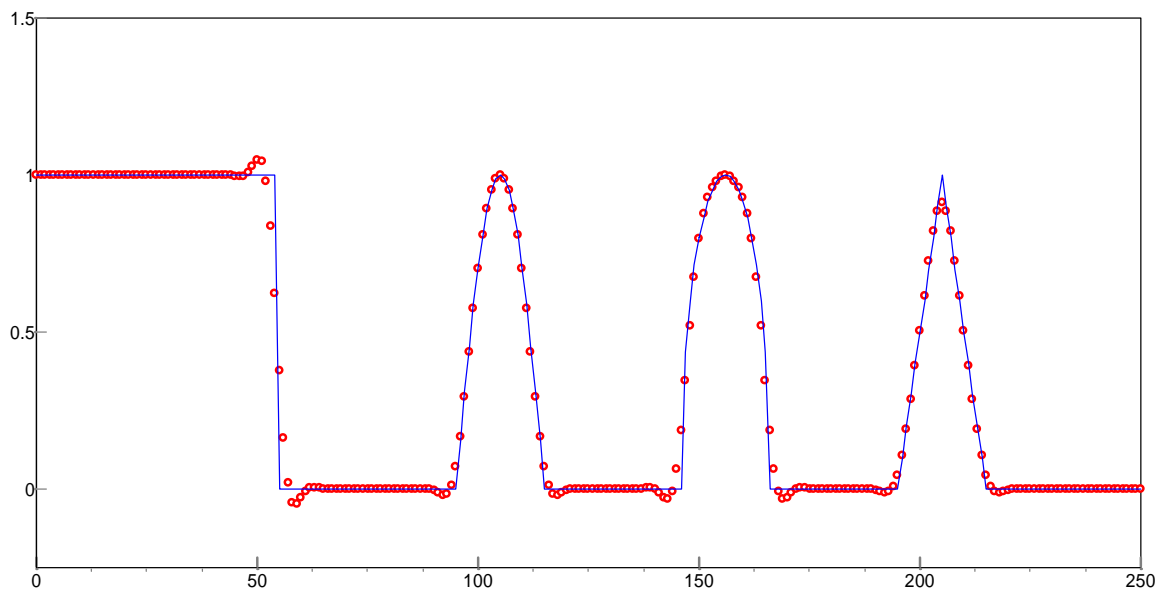
(b)

Figura 7.6 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

7.3.1.6 Método de Fromm



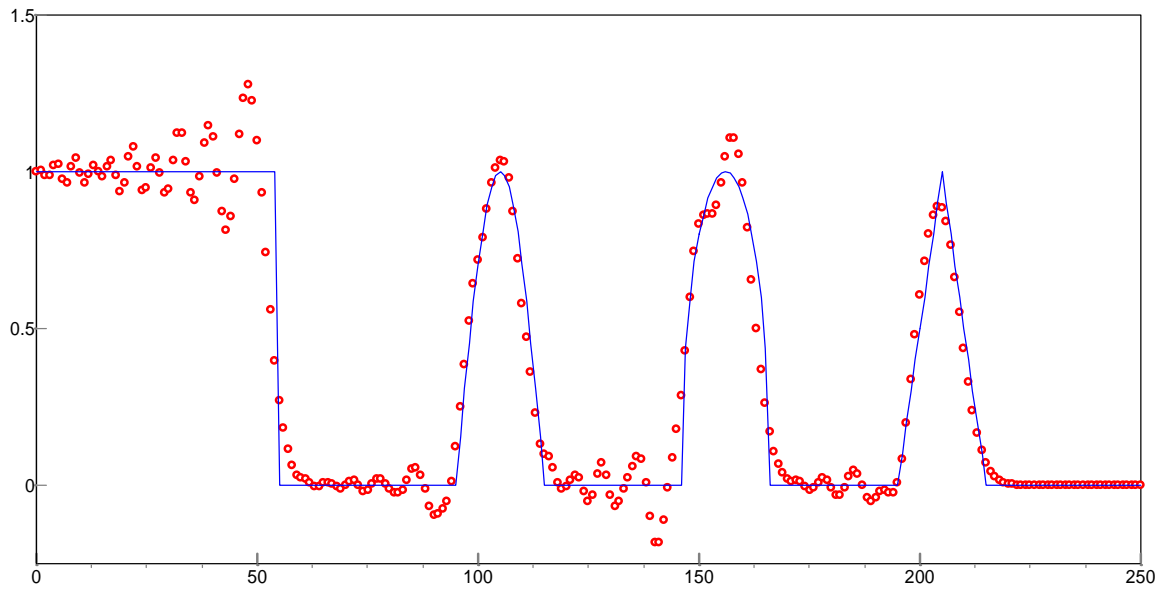
(a)



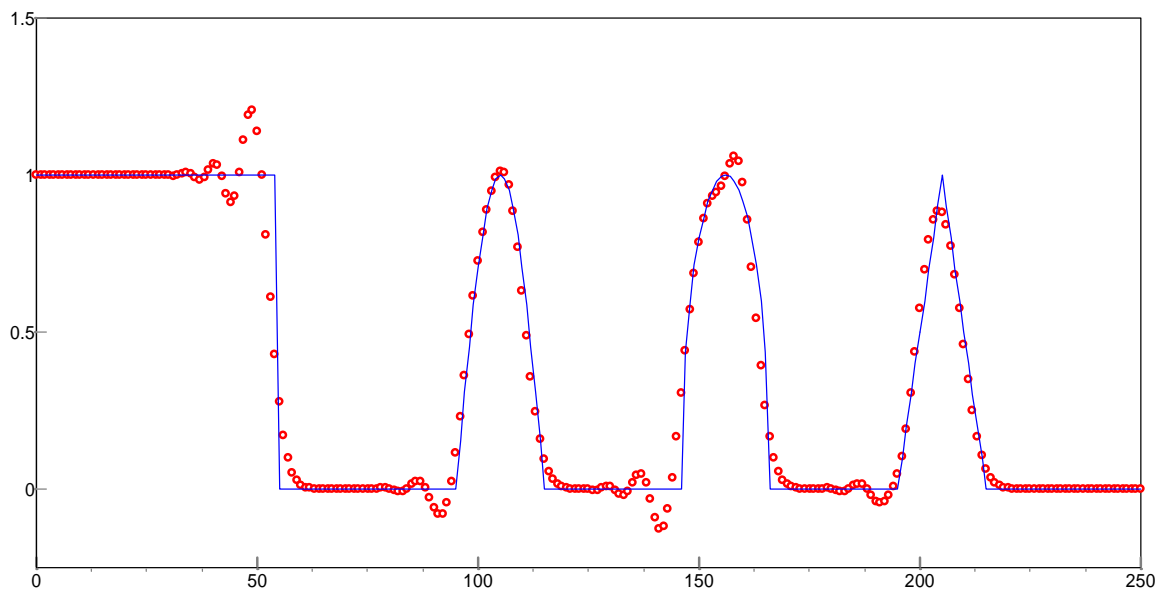
(b)

Figura 7.7 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.7 Esquema de MacCormack



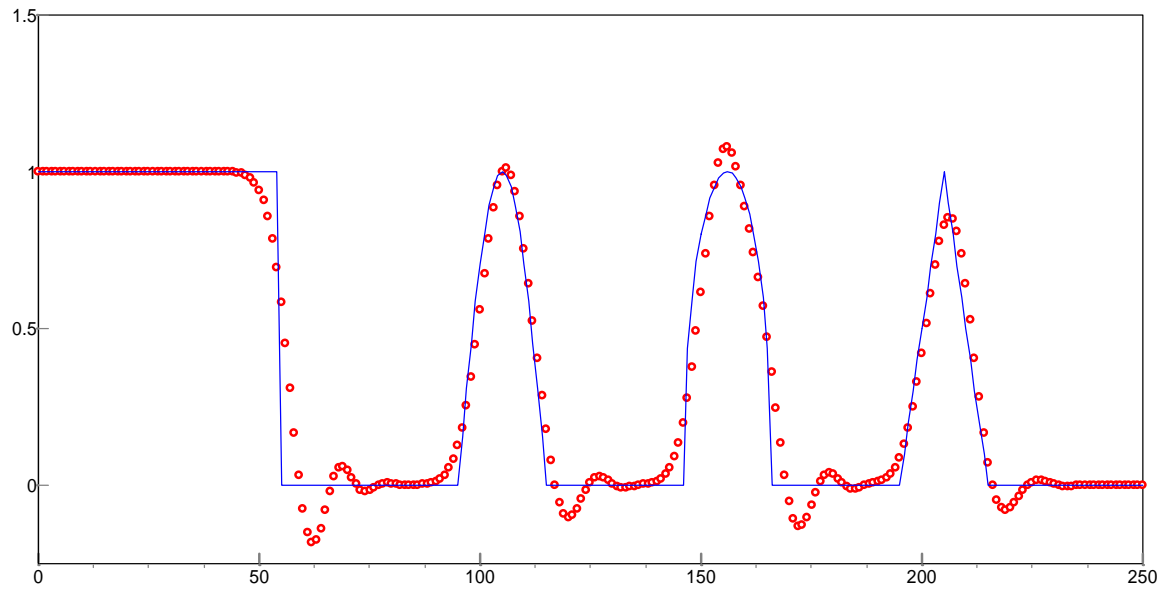
(a)



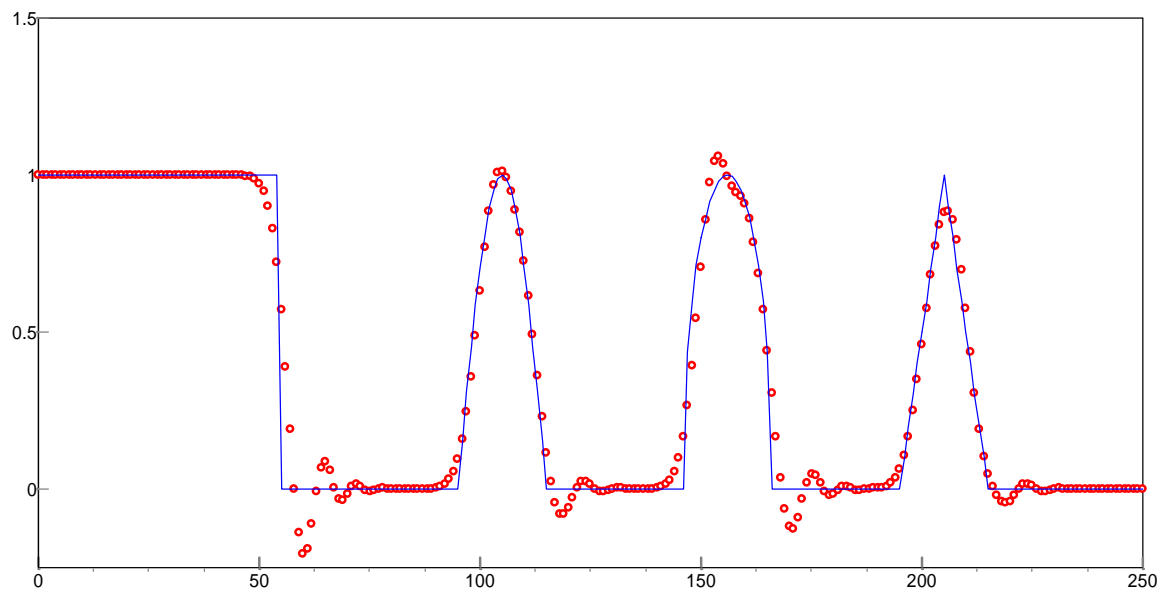
(b)

Figura 7.8 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.8 Esquema de Beam-Warming



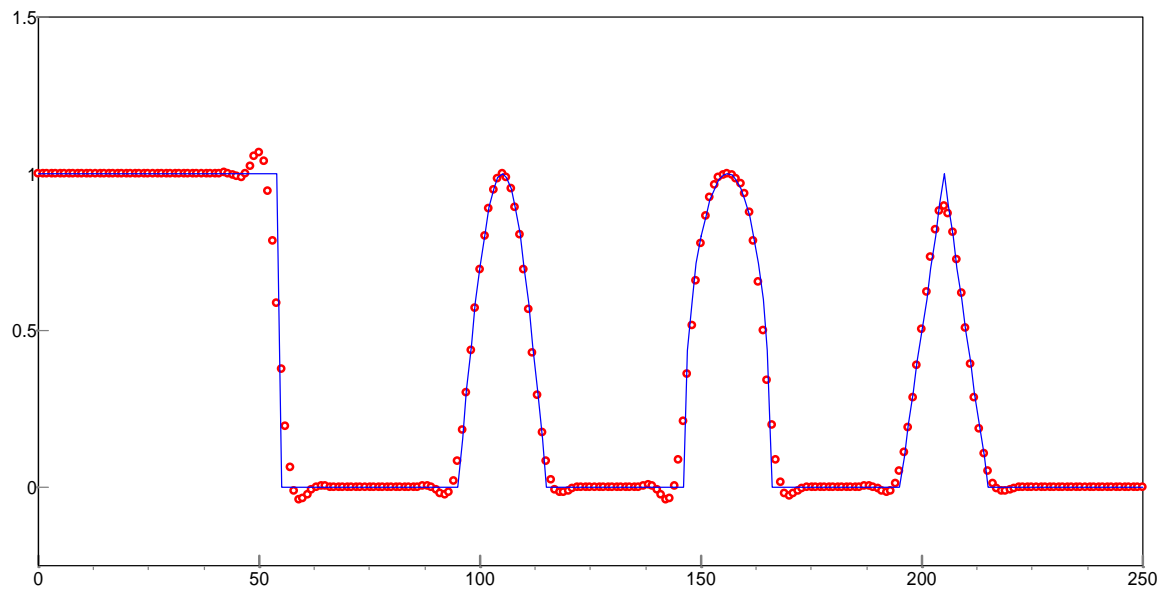
(a)



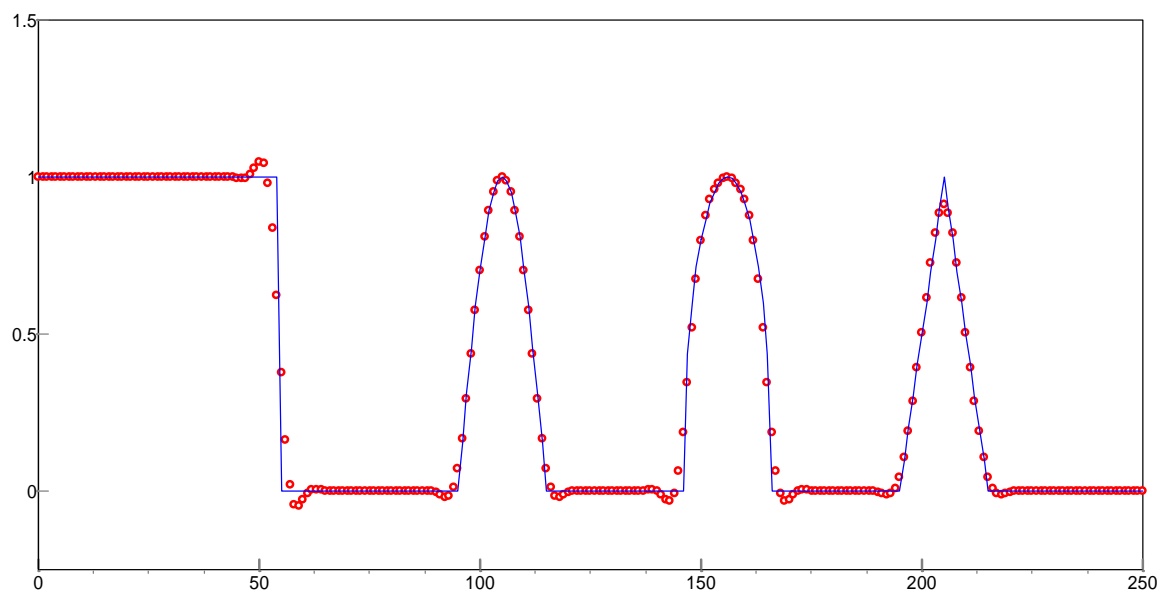
(b)

Figura 7.9 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.9 Esquema de Takacs



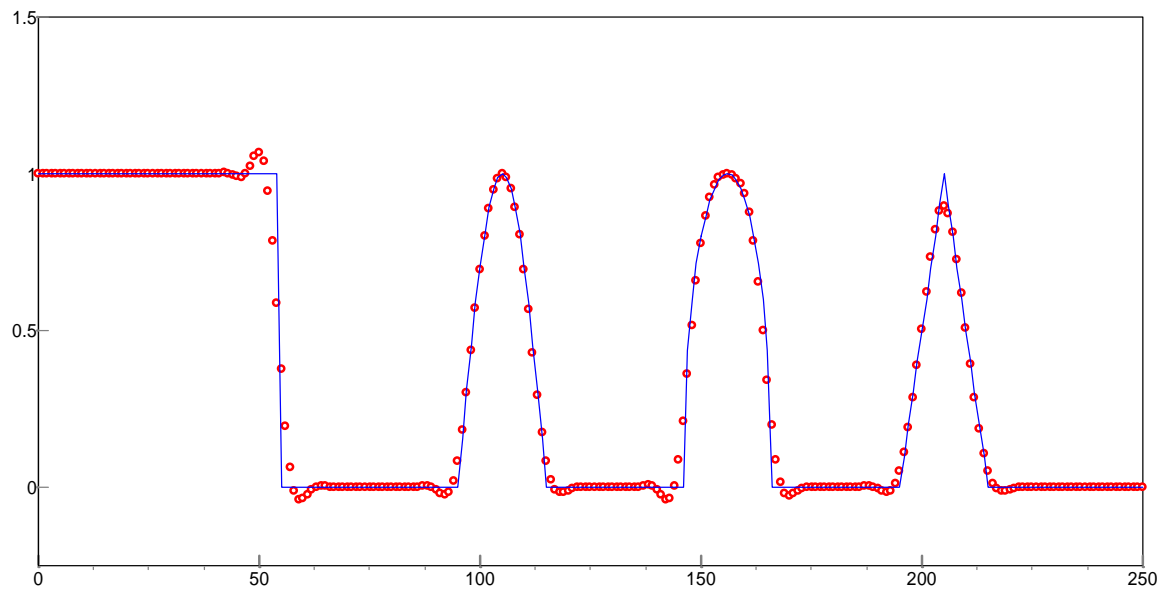
(a)



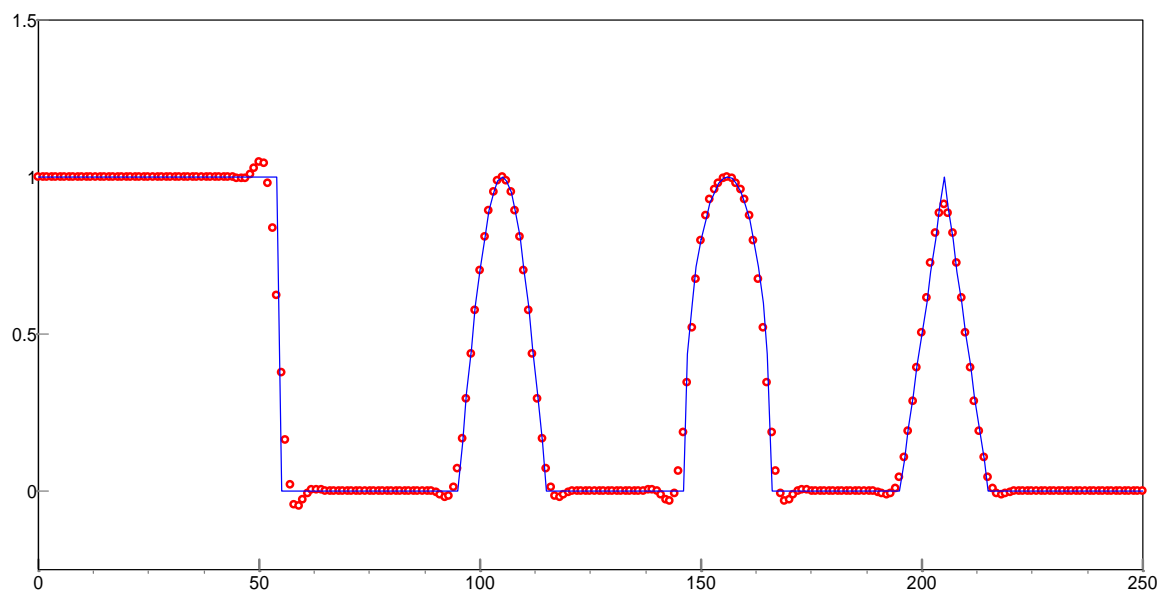
(b)

Figura 7.10 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.10 Esquema de Martin



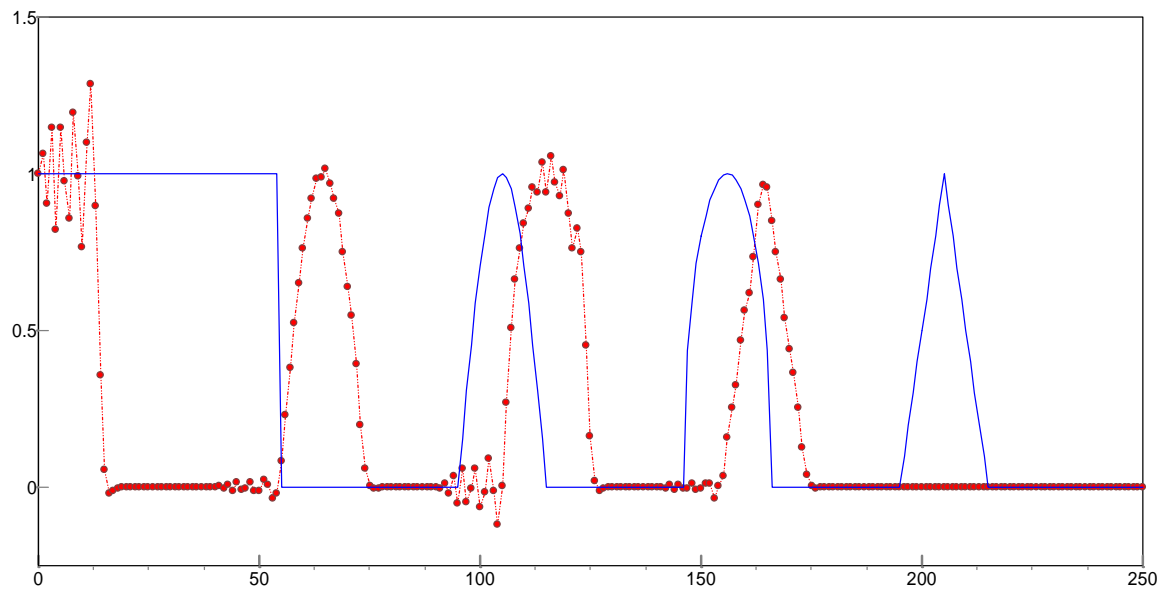
(a)



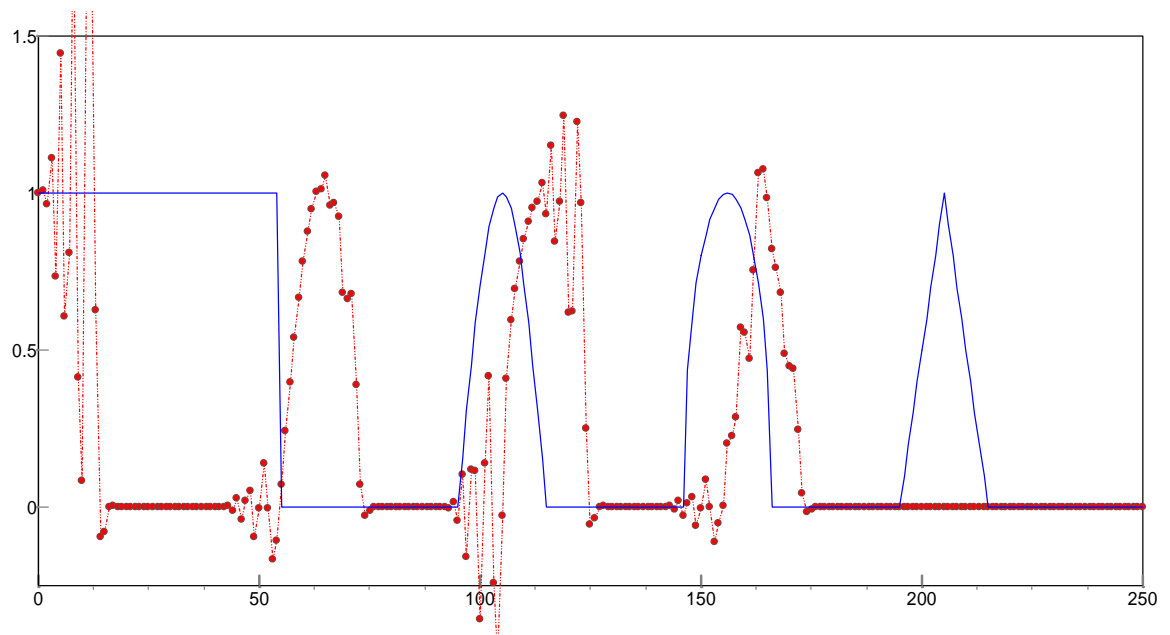
(b)

Figura 7.11 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.11 Esquema Centrado de Quarta Ordem



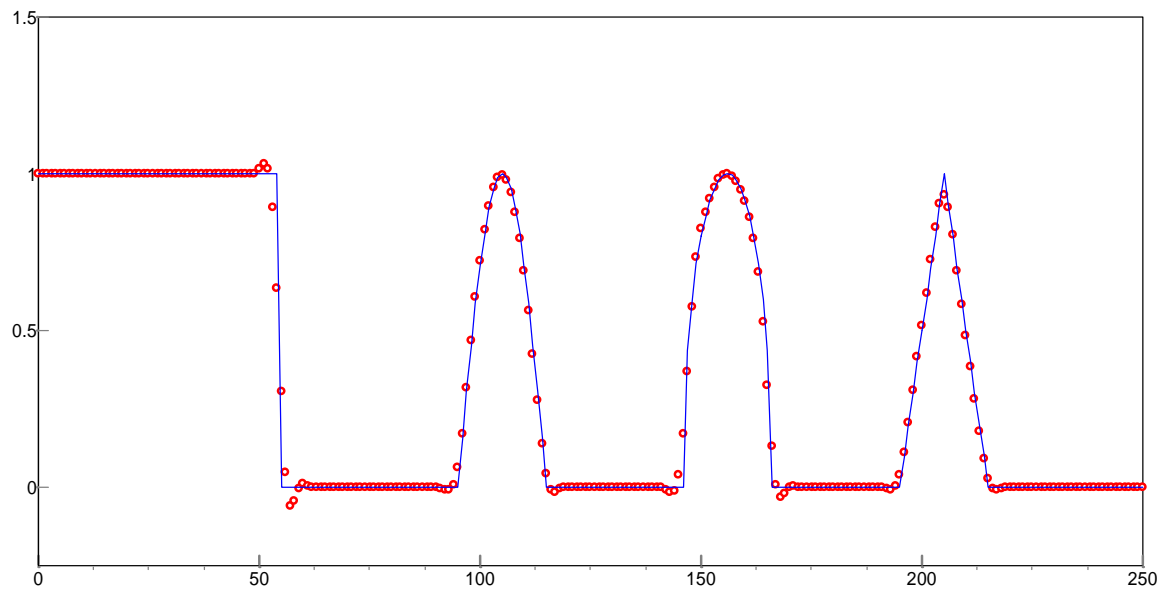
(a)



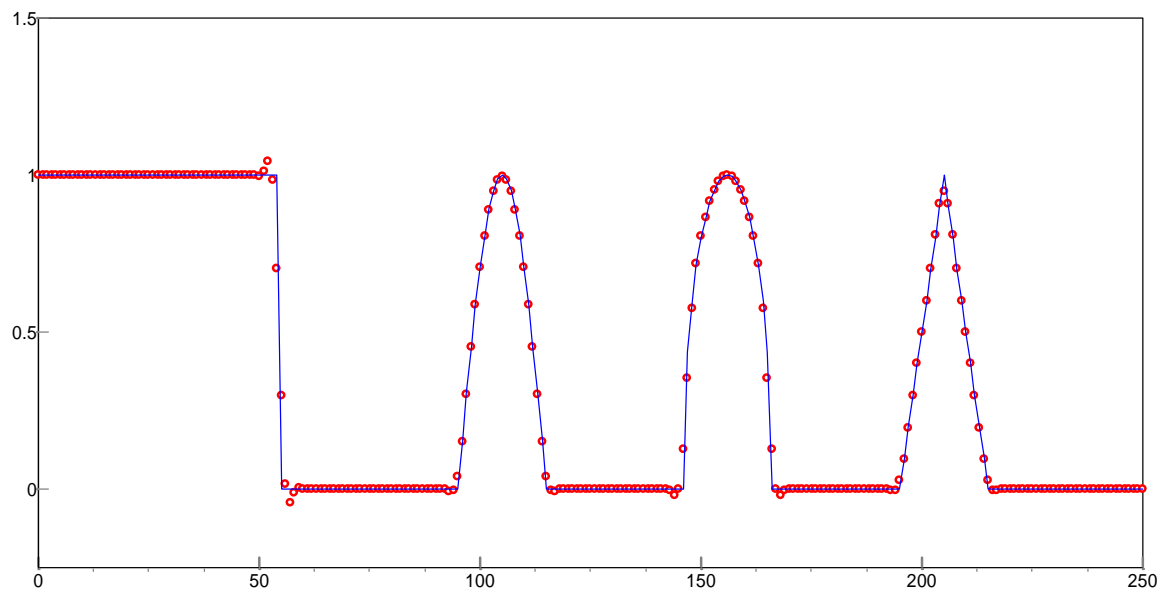
(b)

Figura 7.12 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.  
São apresentados os resultados para  $9.\Delta t$  de cálculo.

### 7.3.1.12 Método de Holly-Preissmann



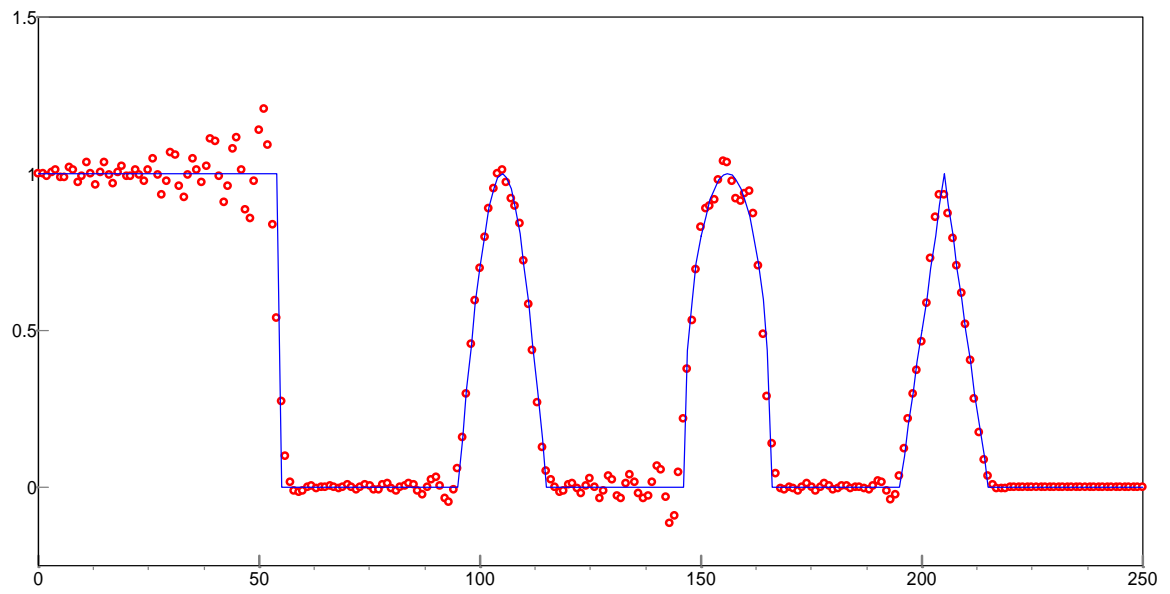
(a)



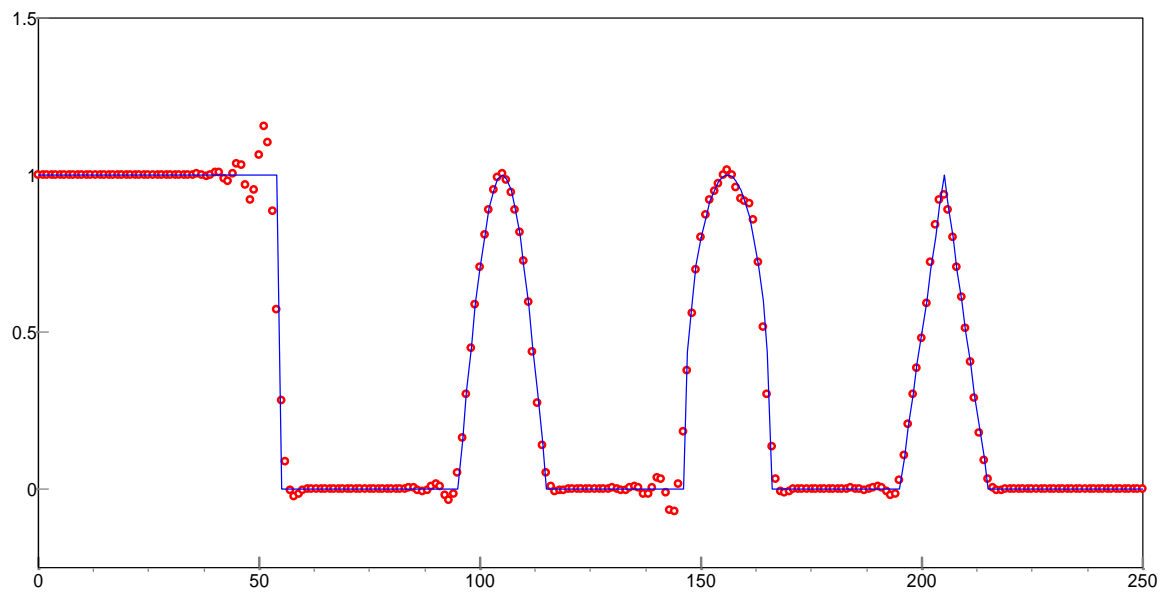
(b)

Figura 7.13 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.13 Esquema de Rusanov



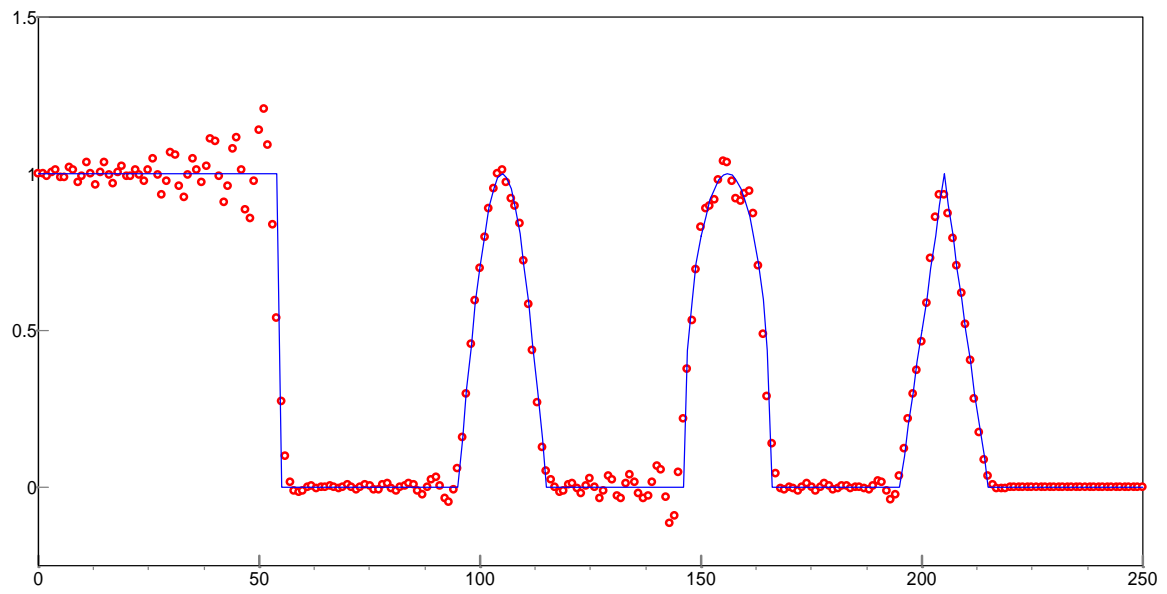
(a)



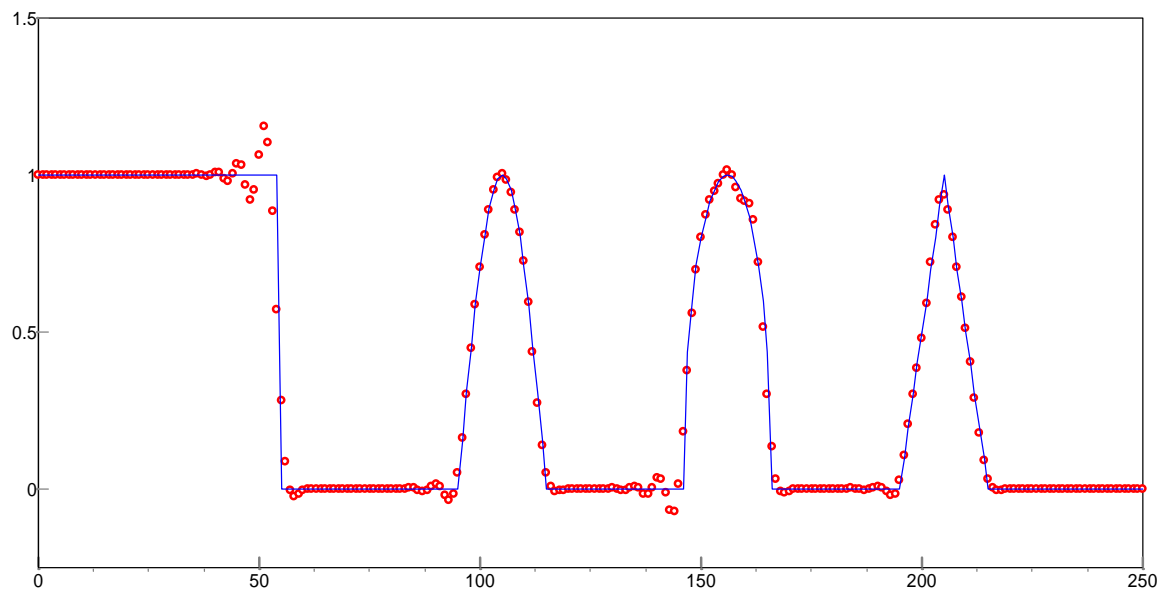
(b)

Figura 7.14 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.1.14 Esquema de Warming-Kutler-Lomax



(a)



(b)

Figura 7.15 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.2 MDF para Advecção Pura com Velocidade Espacialmente Variável

Os resultados obtidos pela aplicação dos esquemas upwind, downwind, Lax-Friedrichs e centrados de 1ª, 2ª e 4ª ordem, não serão reproduzidos. O comportamento desses esquemas é bem conhecido e documentado na literatura, por apresentarem sérias limitações devido a precisão, difusão numérica e oscilações espúrias nas soluções.

Um campo de velocidades que possui um componente espacialmente variável é

$$u(x) = m(x + a) \quad (7.13)$$

para a qual equação da advecção unidimensional

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + m(x + a) \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad (7.14)$$

possui a seguinte solução exata

$$\phi(x, t) = e^{-k[(x+a)e^{-mt} - x_0 - a]^2} \quad (7.15)$$

Portanto este campo de velocidades pode ser usado como um adequado teste da precisão de um esquema numérico em um campo de velocidades que espacialmente variável. Todavia, esta análise não fornece um conhecimento sobre a precisão de um método para um campo de velocidades espacialmente variável qualquer, mas pode ser usado como um guia geral.

Os dados utilizados nas simulações são:

$$\phi(x, 0) = e^{-12.5(x-0.5)^2} \quad (7.16)$$

e

$$u(x) = -4(x - 6) \quad (7.17)$$

### 7.3.2.1 Esquema de Lax-Wendroff

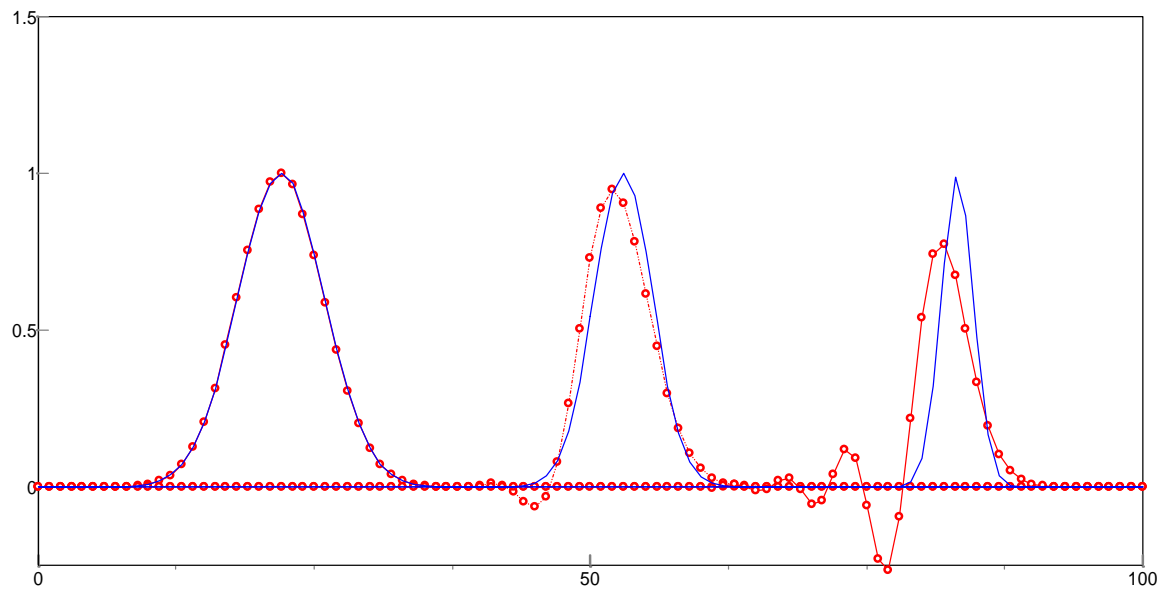


Figura 7.16 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.2 Esquema de Leith

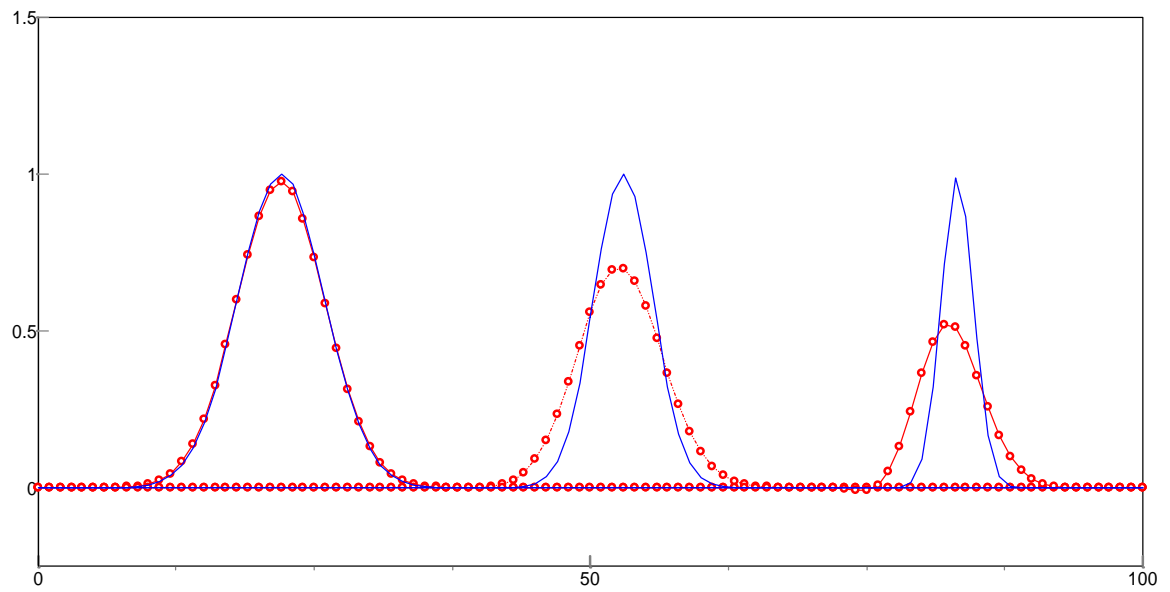


Figura 7.17 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.3 Método de Fromm

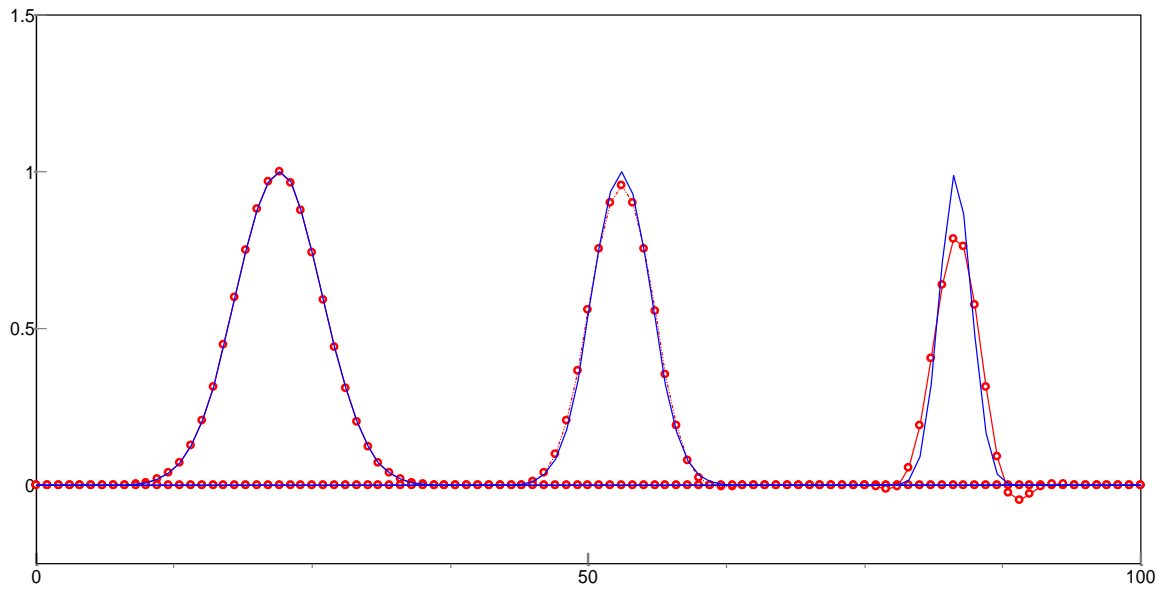


Figura 7.18 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5\Delta t$ ,  $100\Delta t$  e  $250\Delta t$ .

### 7.3.2.4 Esquema de MacCormack

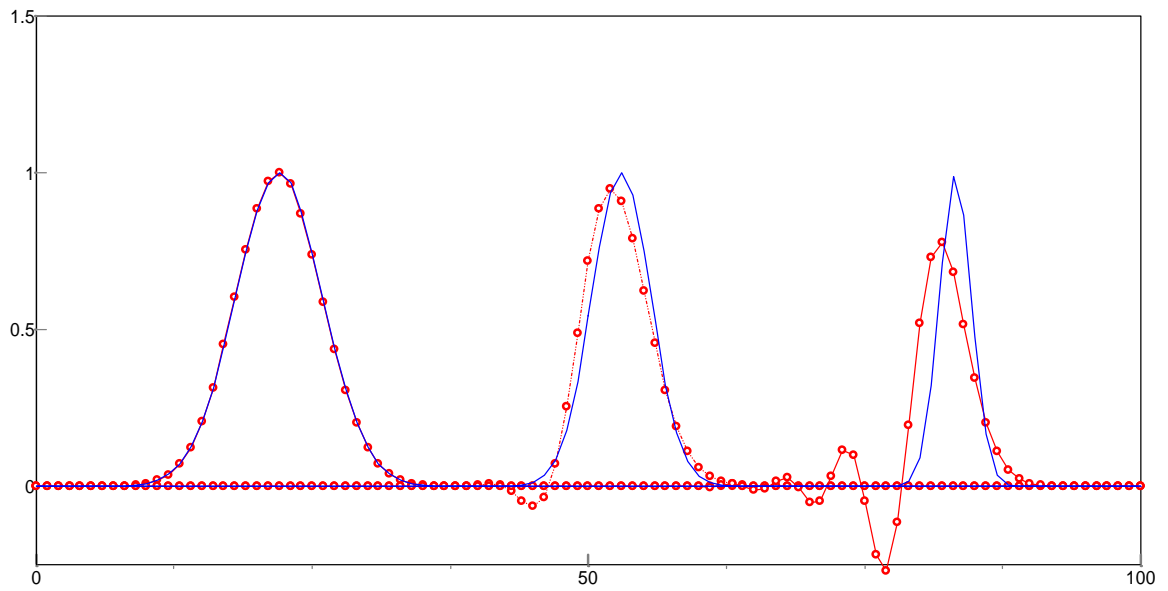


Figura 7.19 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5\Delta t$ ,  $100\Delta t$  e  $250\Delta t$ .

### 7.3.2.5 Esquema de Beam-Warming

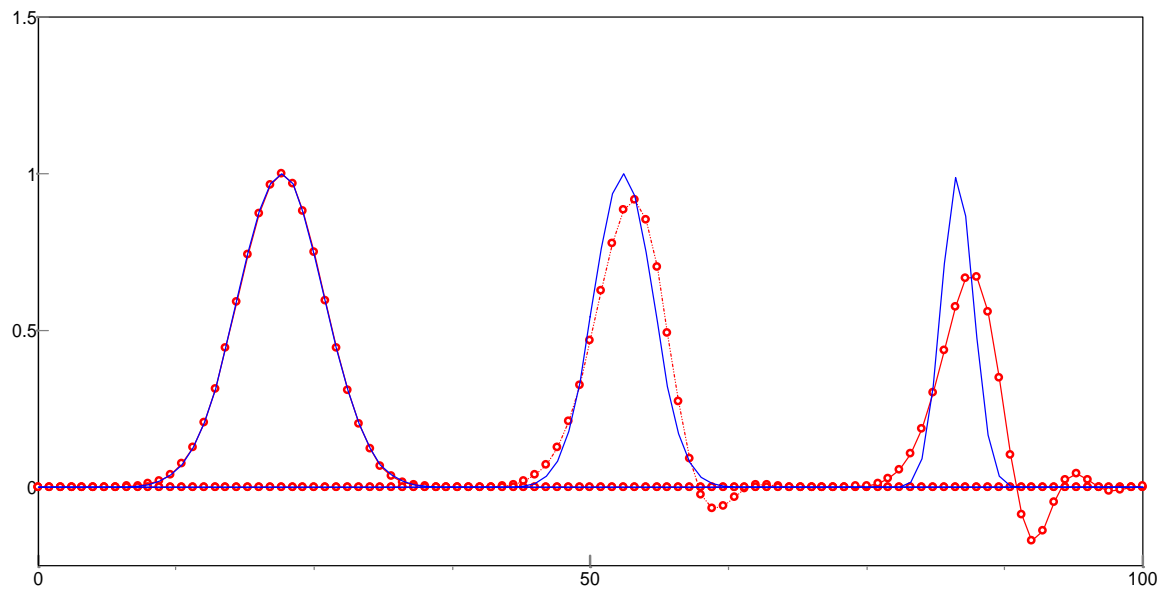


Figura 7.20 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.6 Esquema de Takacs

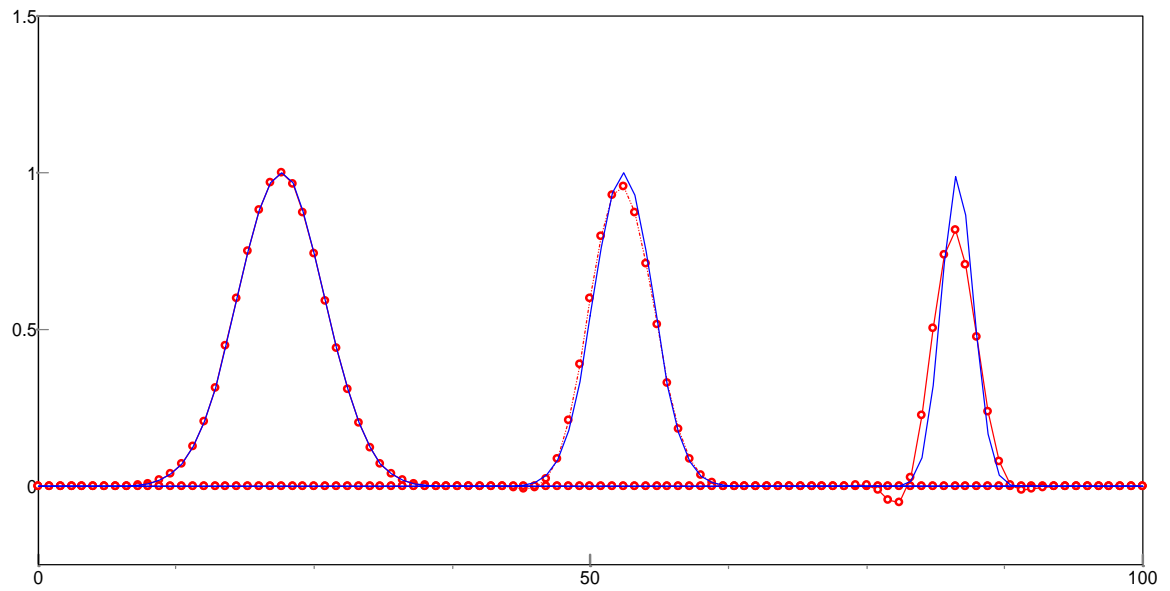


Figura 7.21 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.7 Esquema de Martin

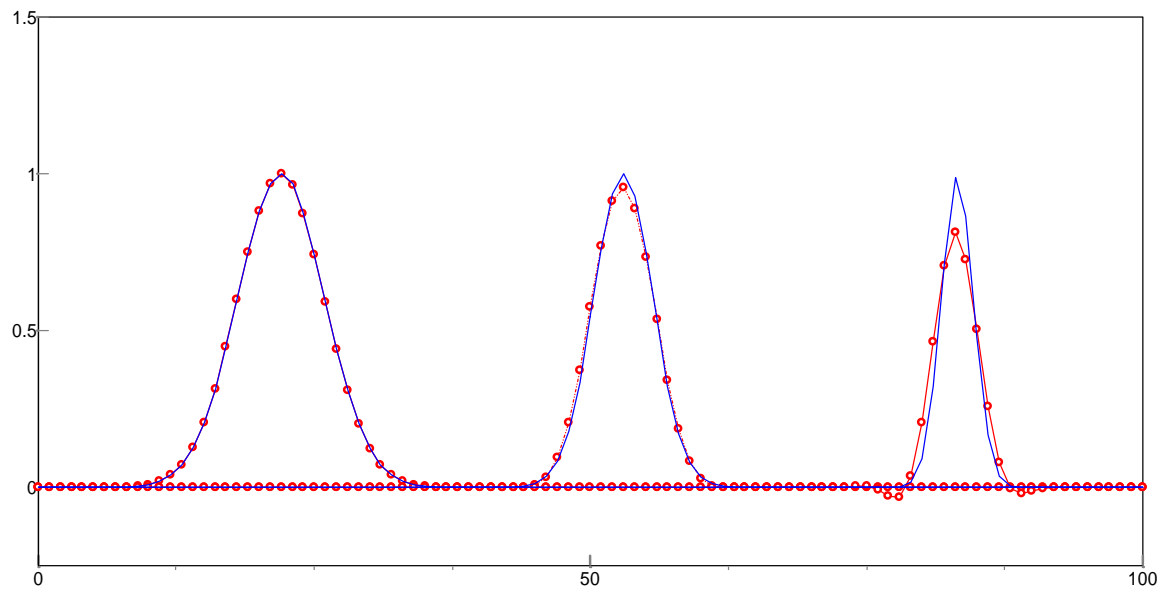


Figura 7.22 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.8 Método de Holly-Preissmann

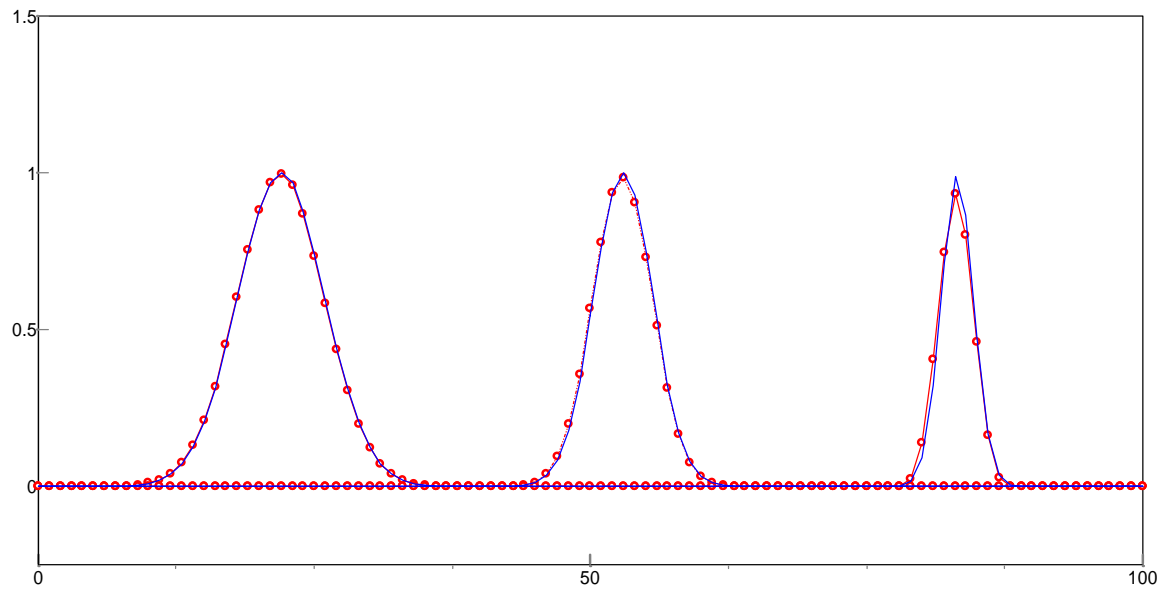


Figura 7.23 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.9 Esquemas de Rusanov

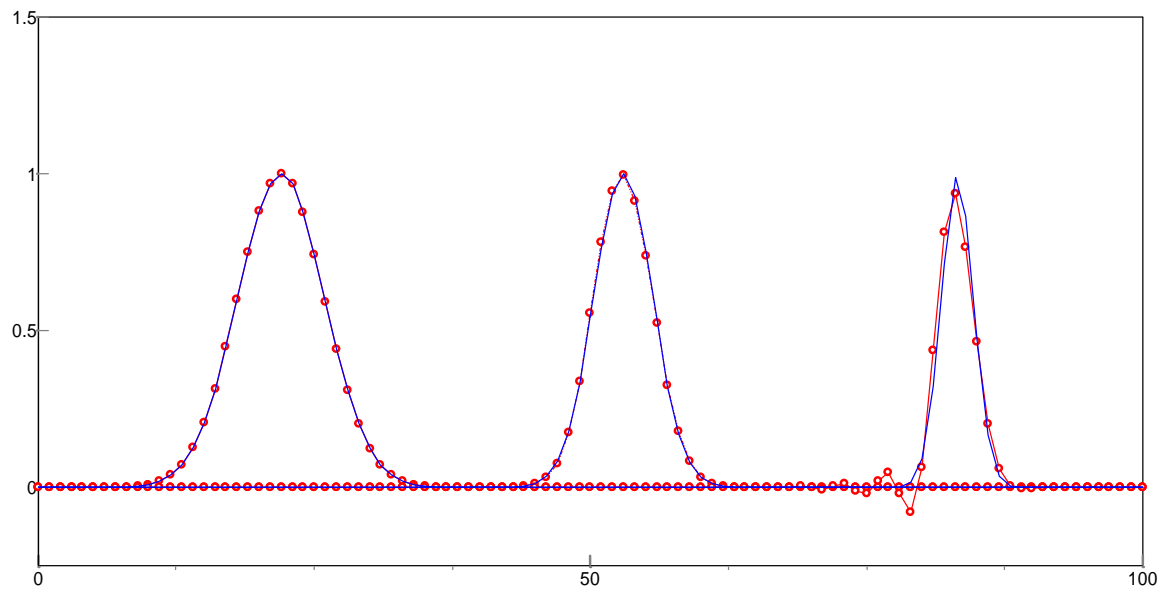


Figura 7.24 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$  , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.2.10 Esquemas de Warming-Kutler-Lomax

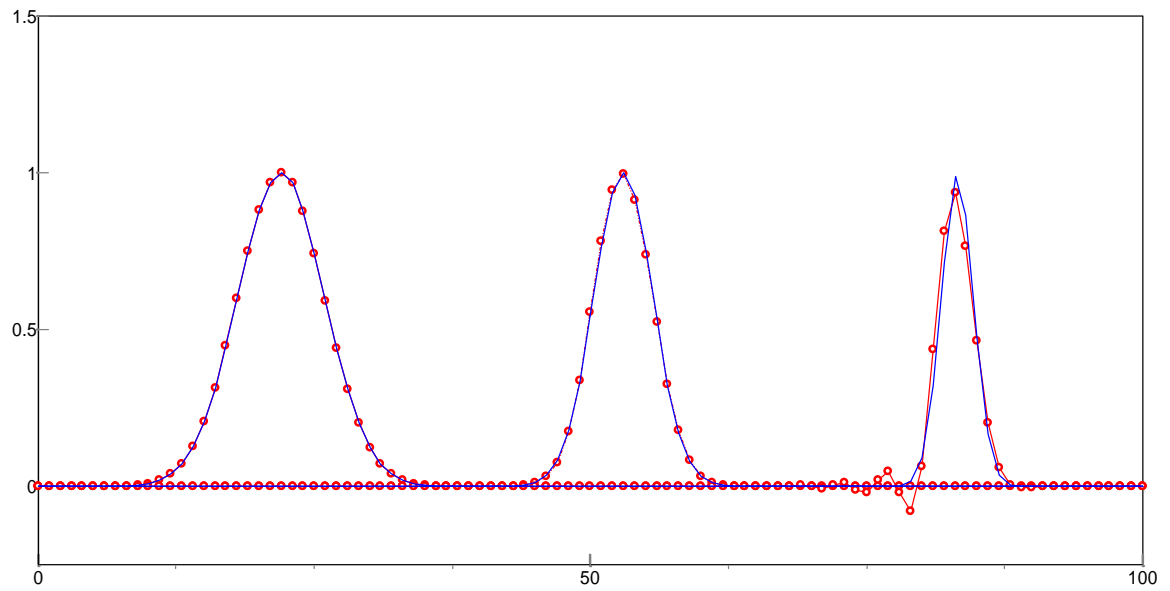
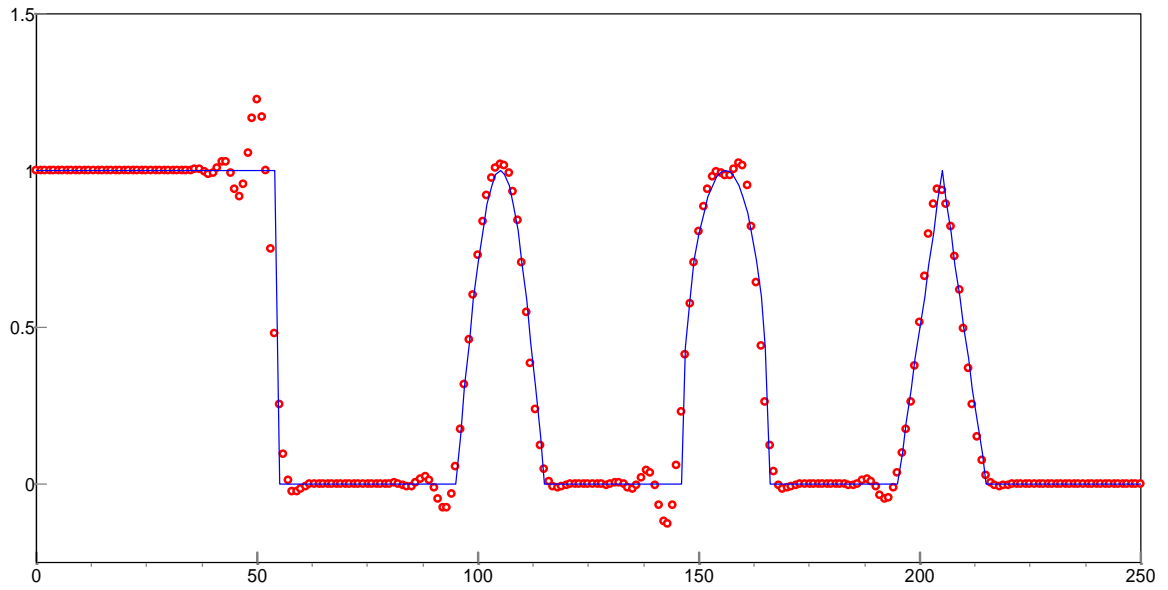


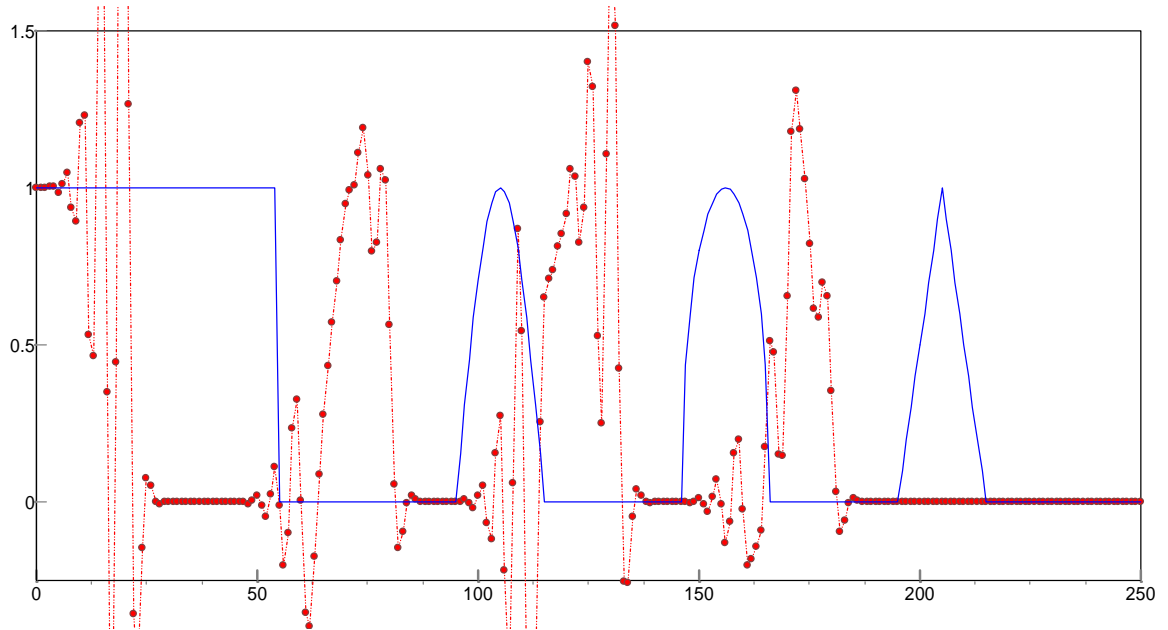
Figura 7.25 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$  , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.3 MVF para Advecção Pura com Velocidade Constante

#### 7.3.3.1 Esquema QUICK Explícito



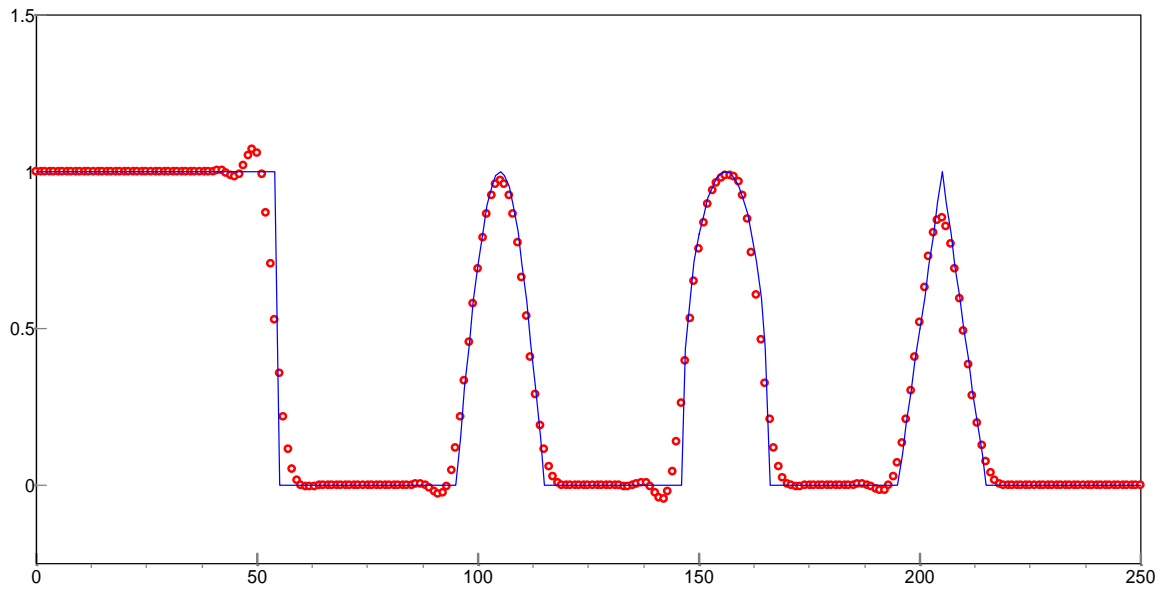
(a)



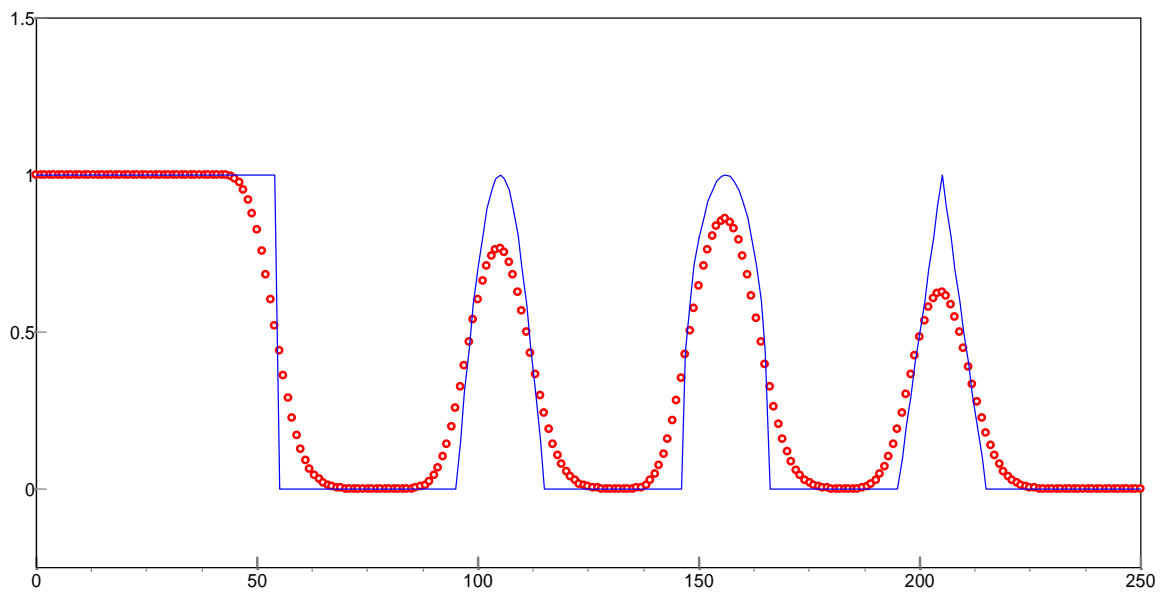
(b)

Figura 7.26 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.3.2 Esquema QUICK Implícito



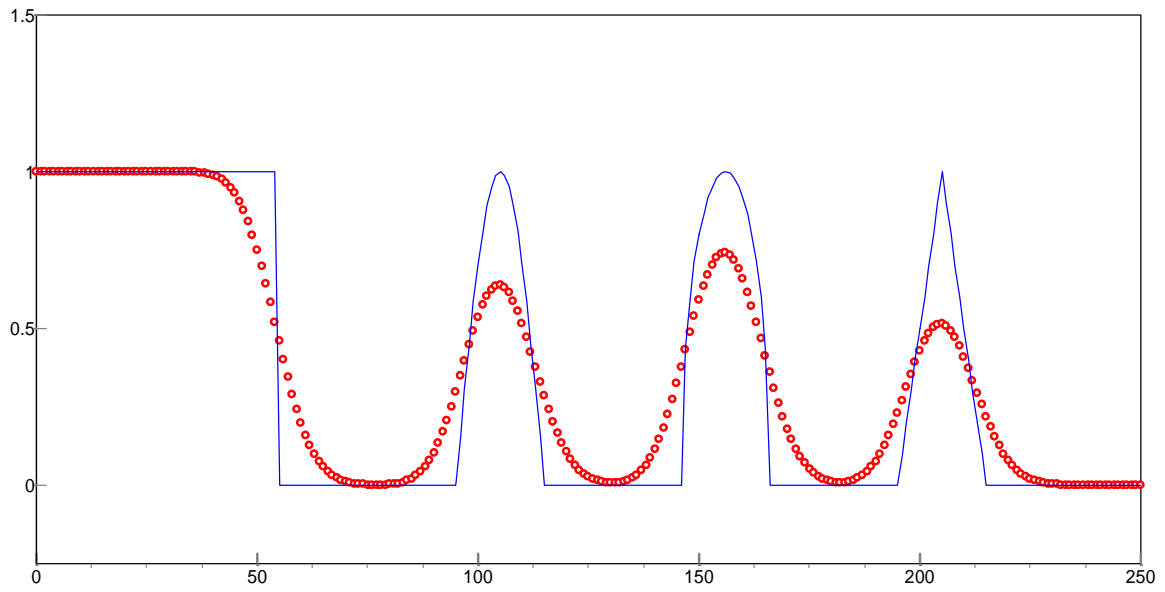
(a)



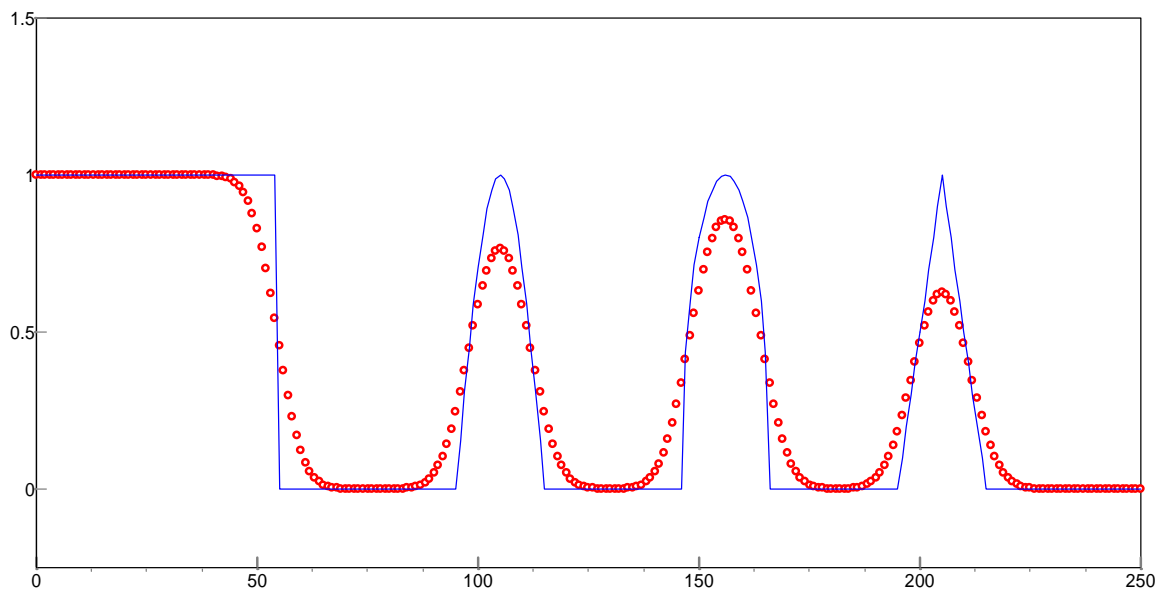
(b)

Figura 7.27 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.3.3 Esquema TIM Upwind 1ª Ordem



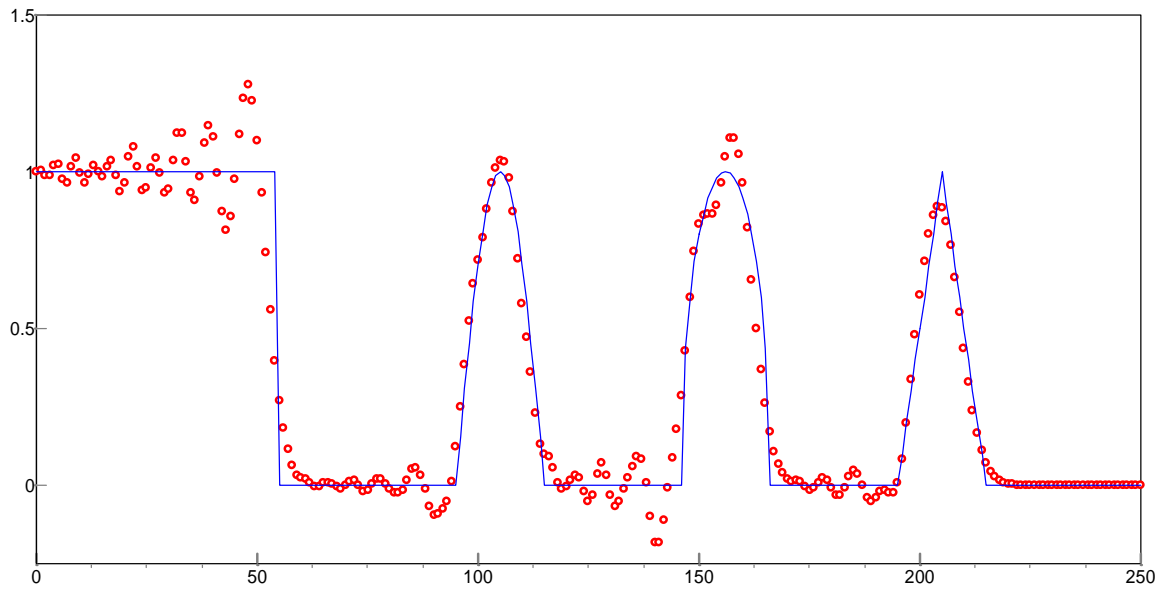
(a)



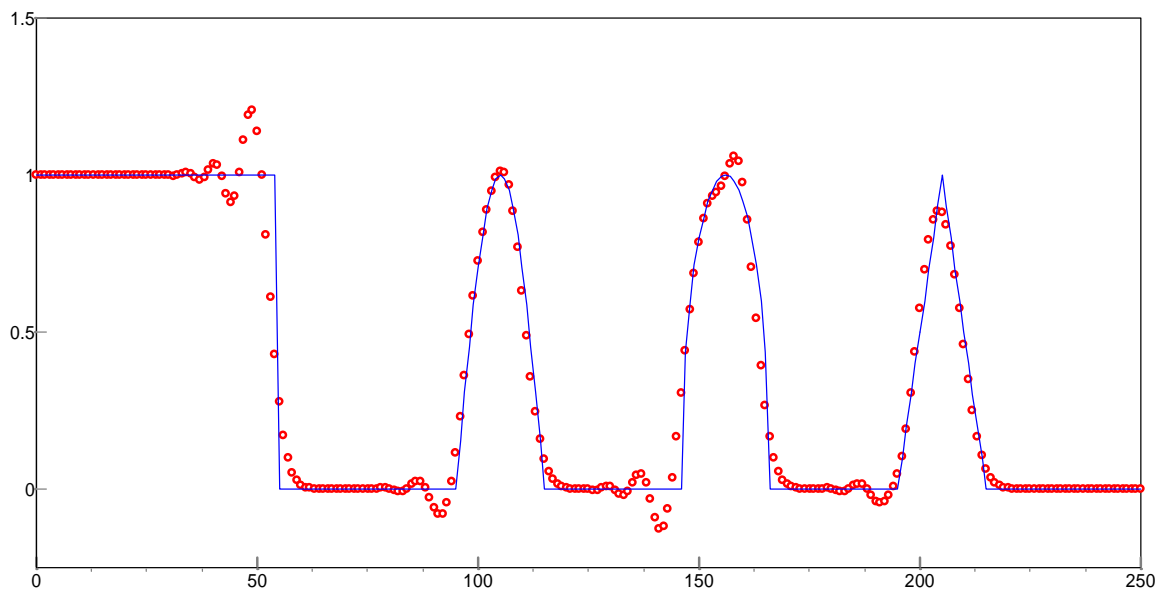
(b)

Figura 7.28 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.3.4 Esquema TIM Centrado 2ª Ordem (ou Lax-Wendroff)



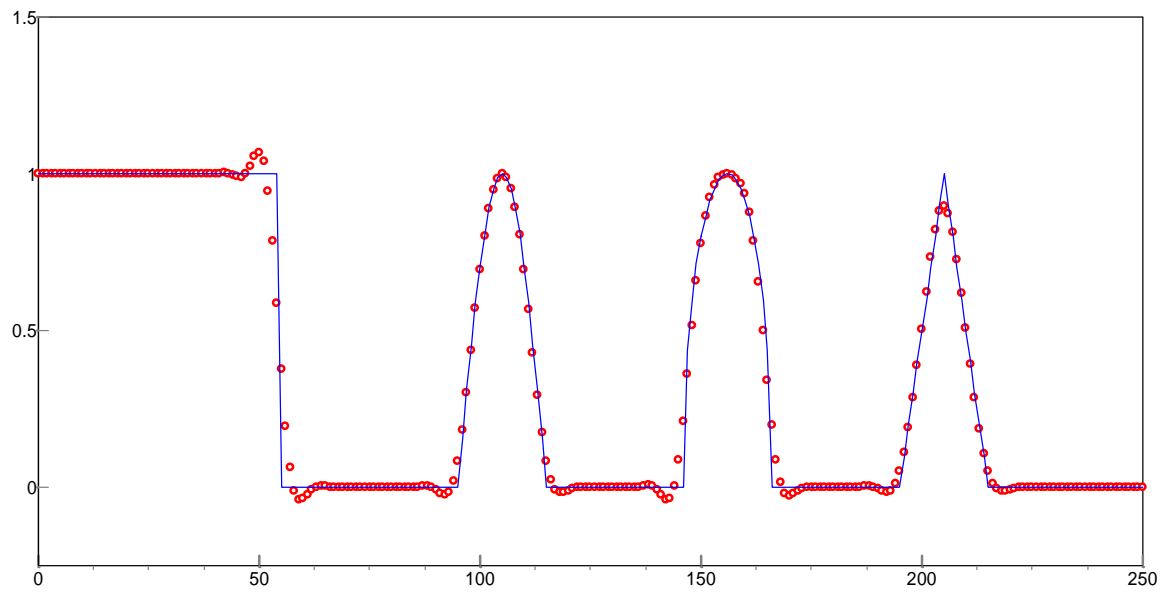
(a)



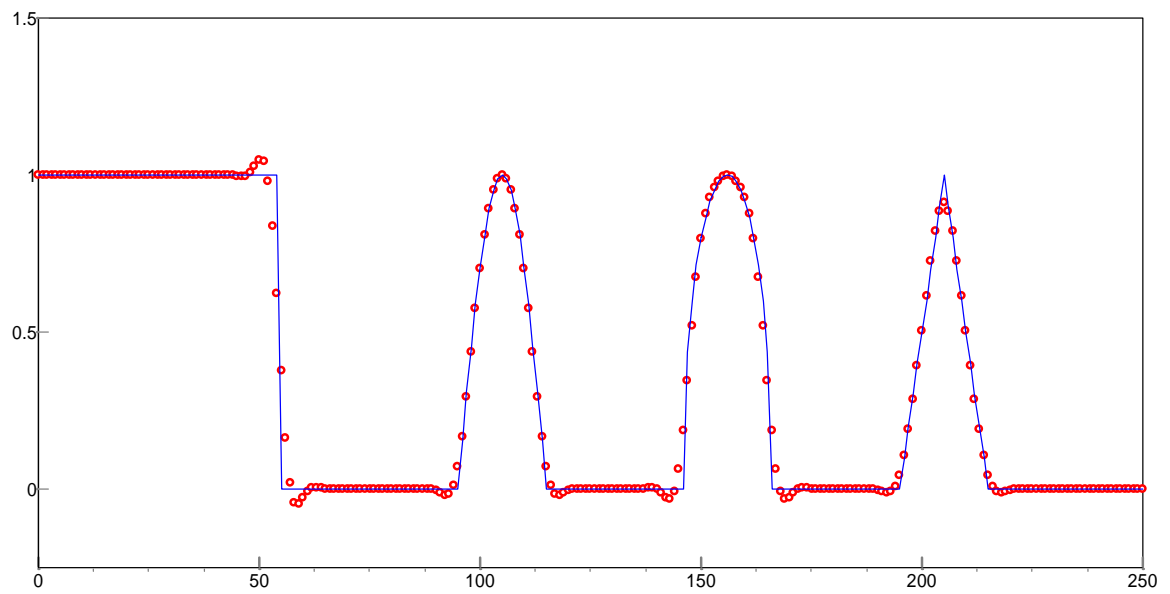
(b)

Figura 7.29 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.3.5 Esquema TIM Upwind 3ª Ordem ou QUICKEST



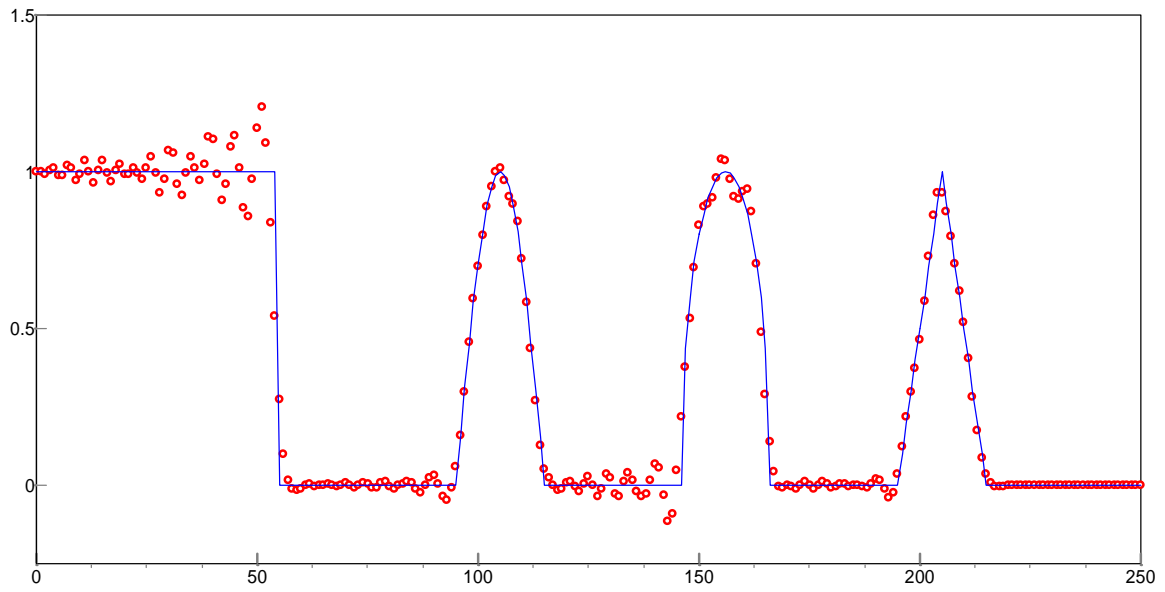
(a)



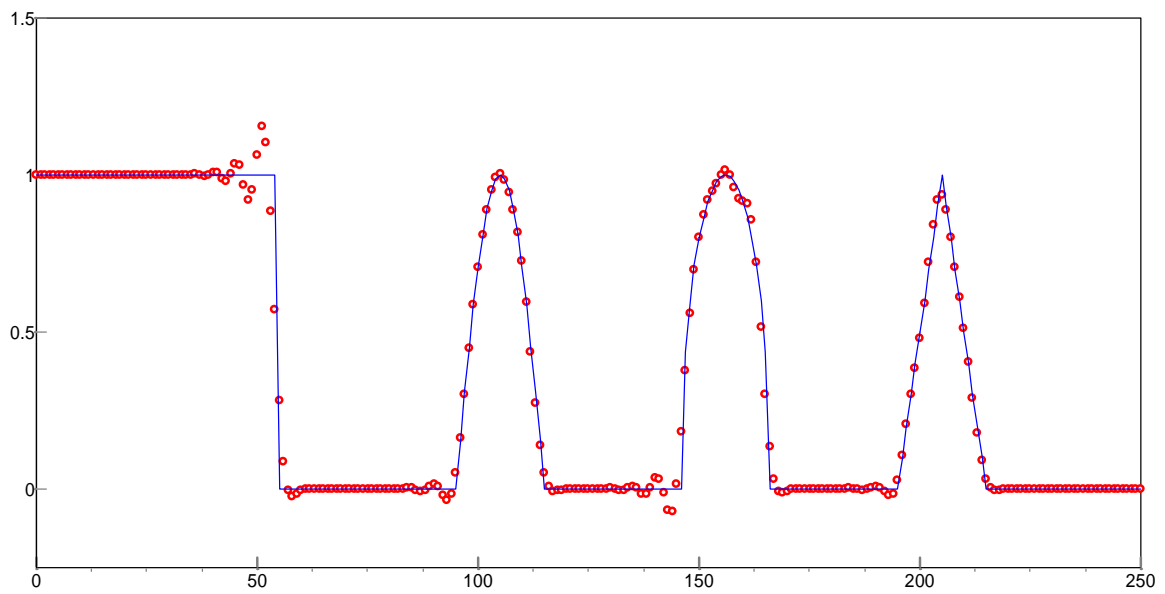
(b)

Figura 7.30 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.3.6 Esquema TIM Centrado 4ª Ordem



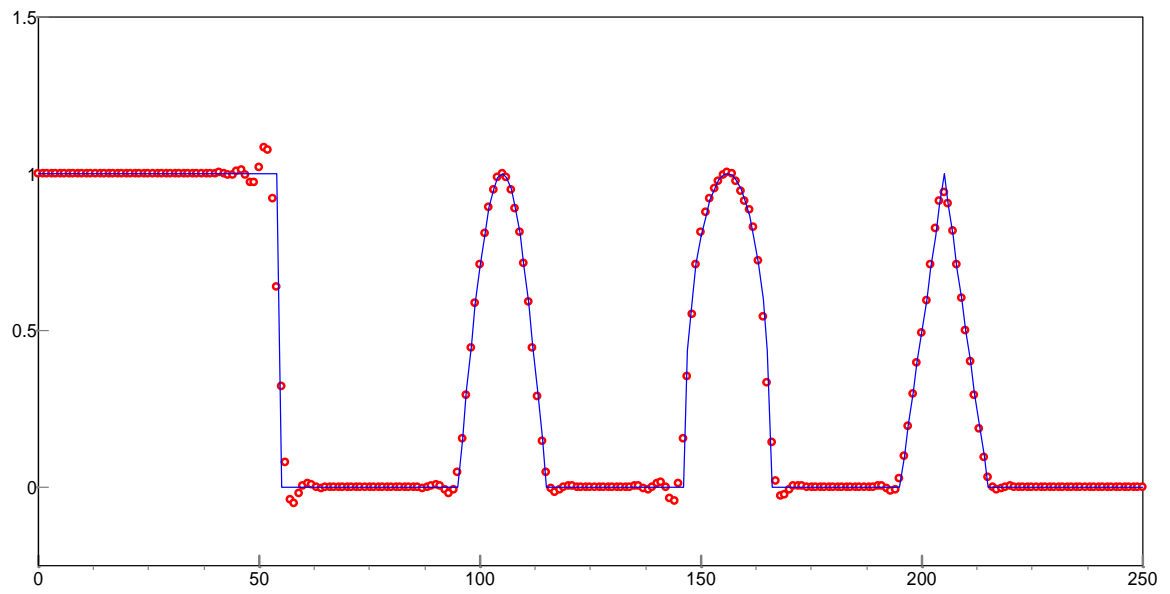
(a)



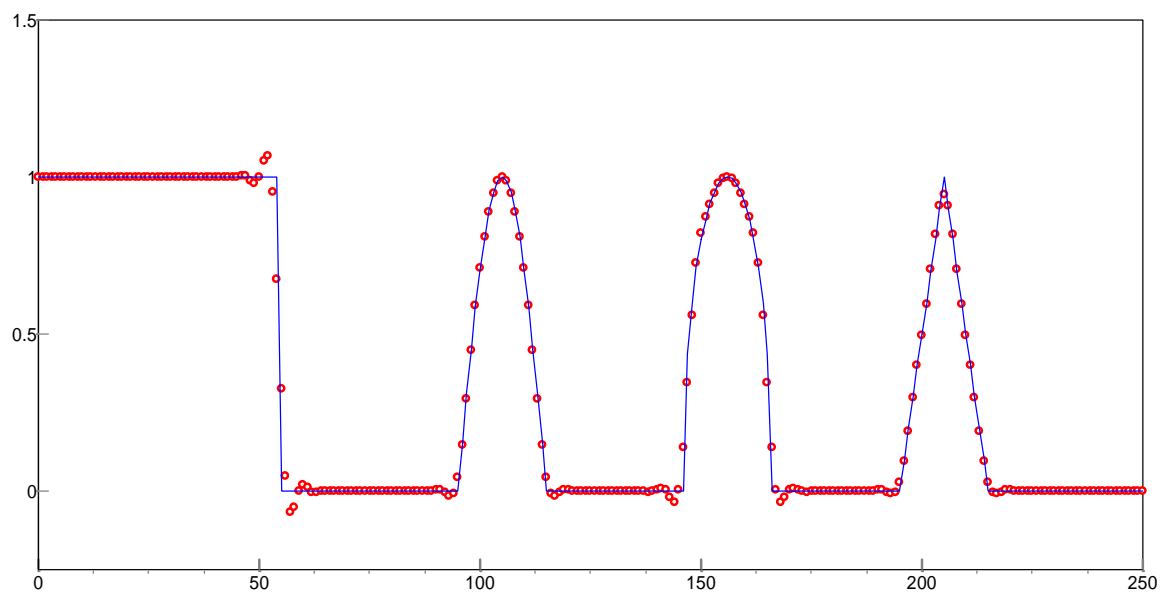
(b)

Figura 7.31 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.3.7 Esquema TIM Upwind 5ª Ordem



(a)



(b)

Figura 7.32 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

### 7.3.4 MVF para Advecção Pura com Velocidade Variável

#### 7.3.4.1 Esquema TIM Centrado de 2ª Ordem

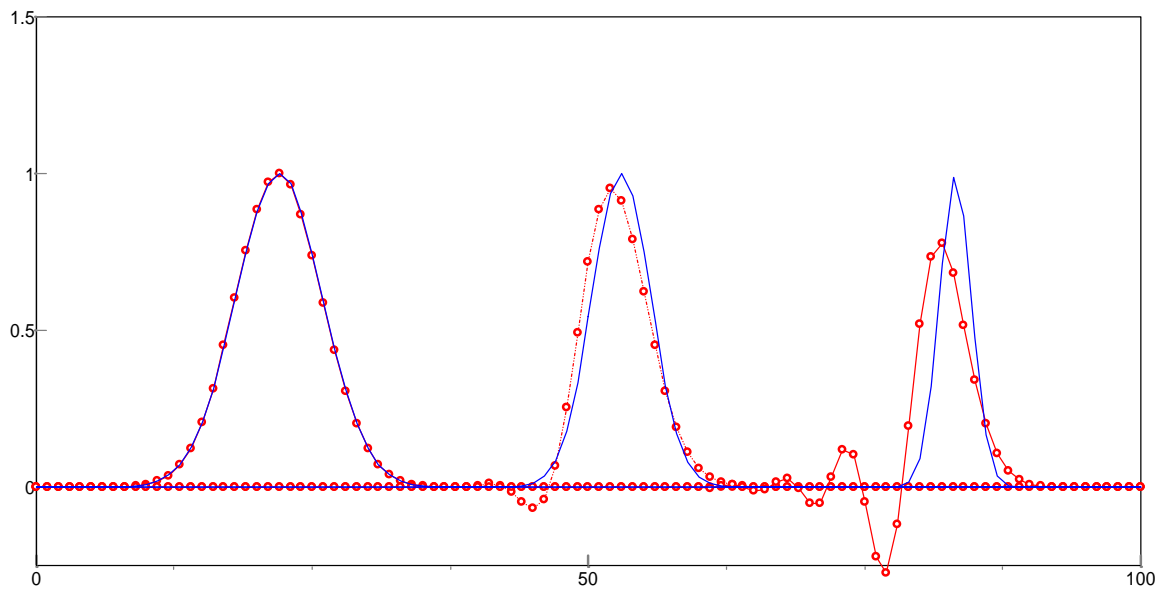


Figura 7.33 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

#### 7.3.4.2 Esquema TIM Upwind 3ª Ordem ou QUICKEST

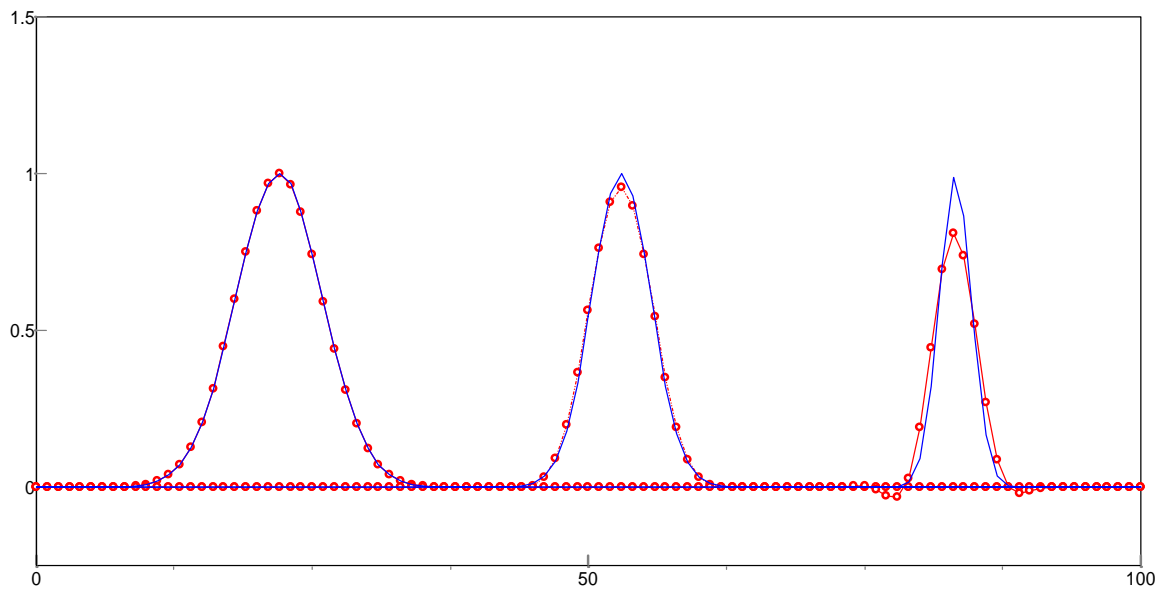


Figura 7.34 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.4.3 Esquema TIM Centrado de 4ª Ordem

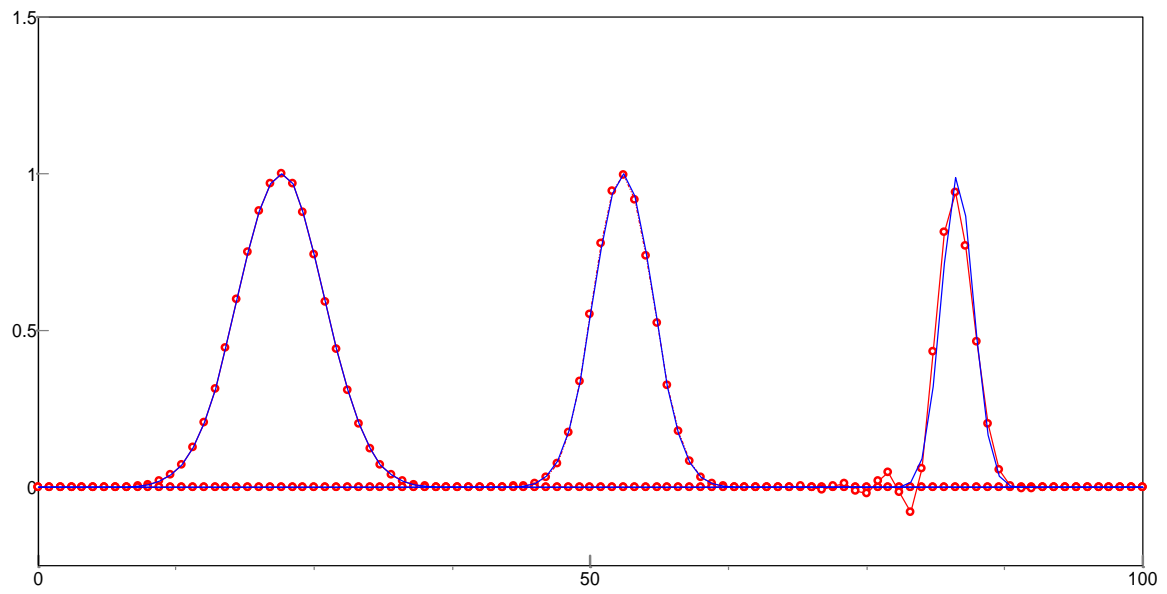


Figura 7.35 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.4.4 Esquema TIM Upwind 5ª Ordem

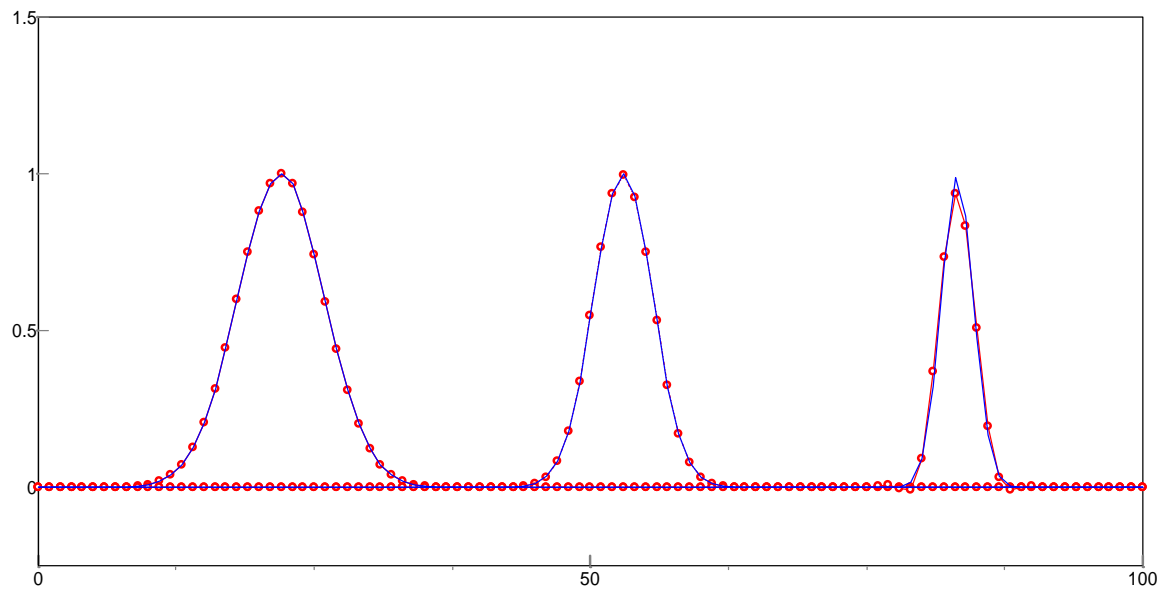
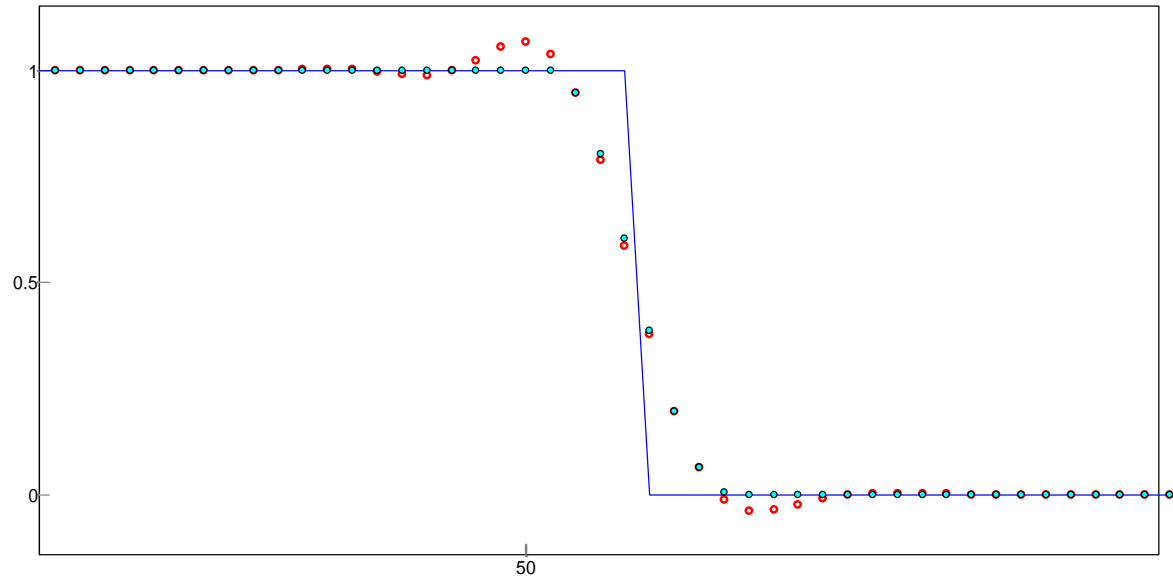


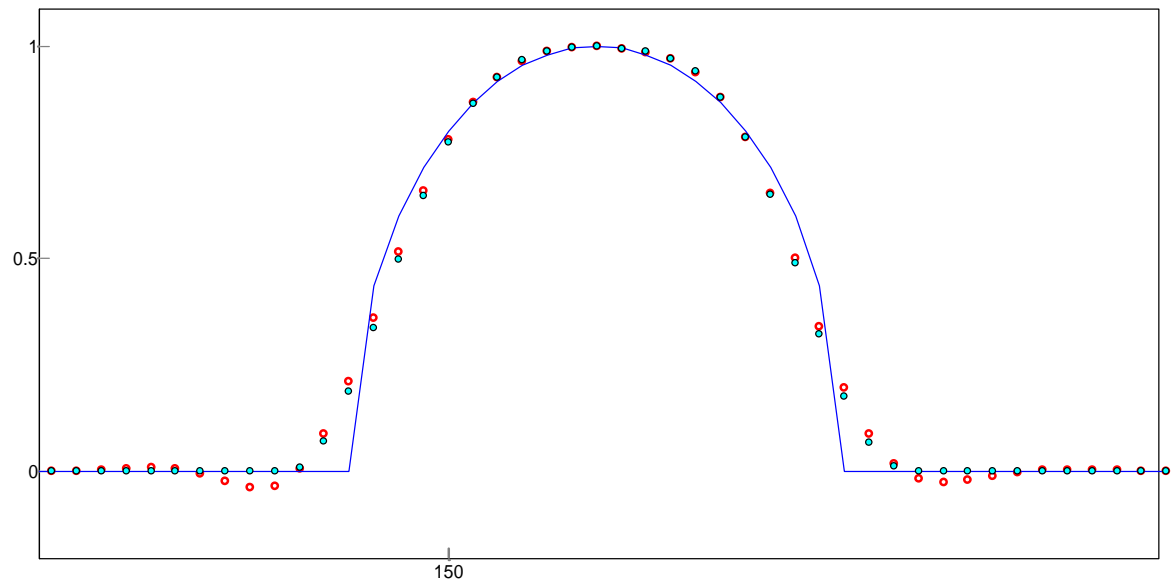
Figura 7.36 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .

### 7.3.5 Estratégia ULTIMATE QUICKEST para Advecção Pura

#### 7.3.5.1 SEM Discriminador de Extremos, COM e SEM Limitador Universal e Velocidade Constante



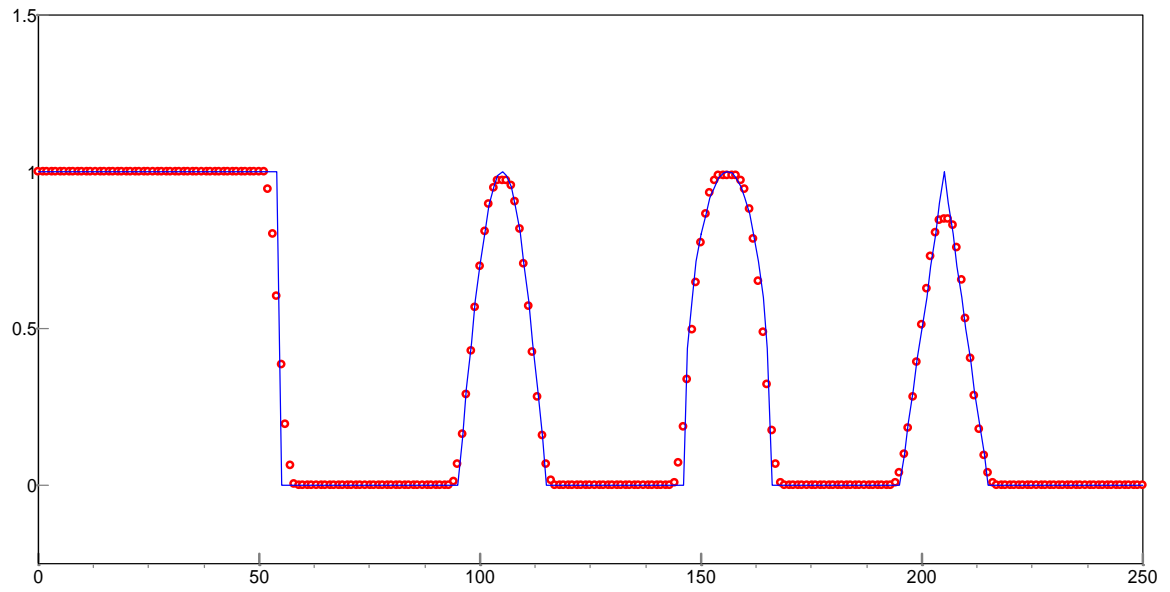
(a)



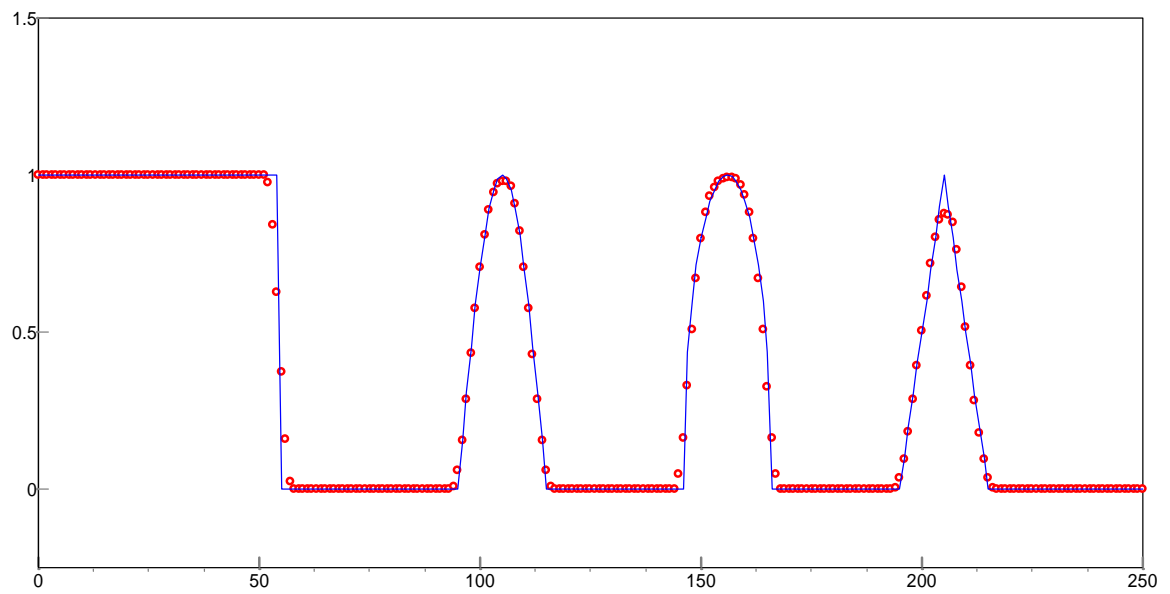
(b)

Figura 7.37 – Courant = 0.05 (a) Função DEGRAU, (b) Semi-Elipse

### 7.3.5.2 SEM Discriminador de Extremos e Velocidade Constante



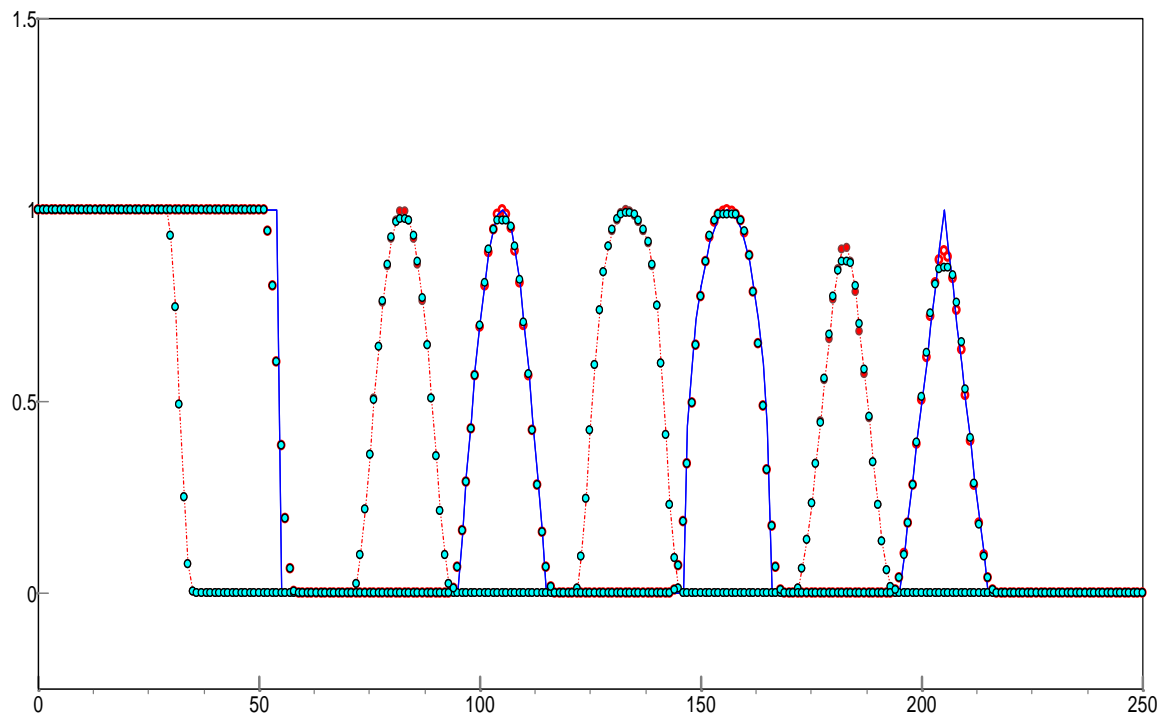
(a)



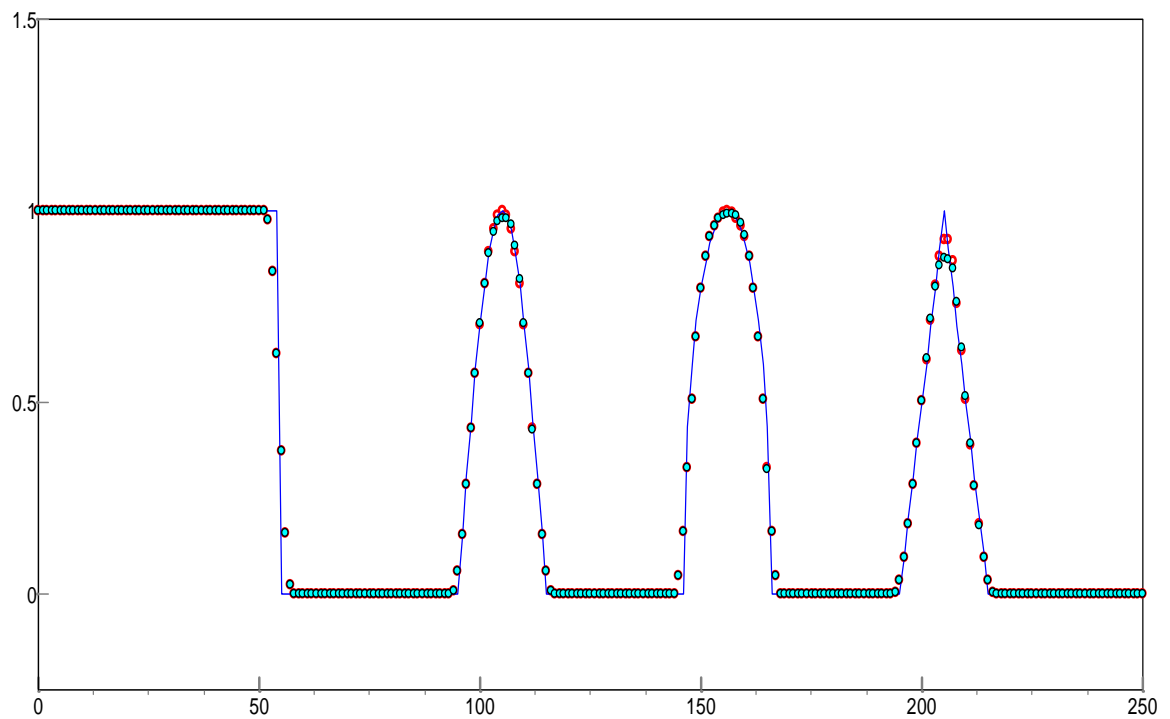
(b)

Figura 7.38 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

7.3.5.3 COM e SEM Discriminador de Extremos e Velocidade Constante



(a)



(b)

Figura 7.39 – (a) Courant = 0.05; (b) Courant = 0.5.

7.3.5.4 QUICKEST e ULTIMATE QUICKEST COM Discriminador de Extremos em Campo de Velocidade Variável

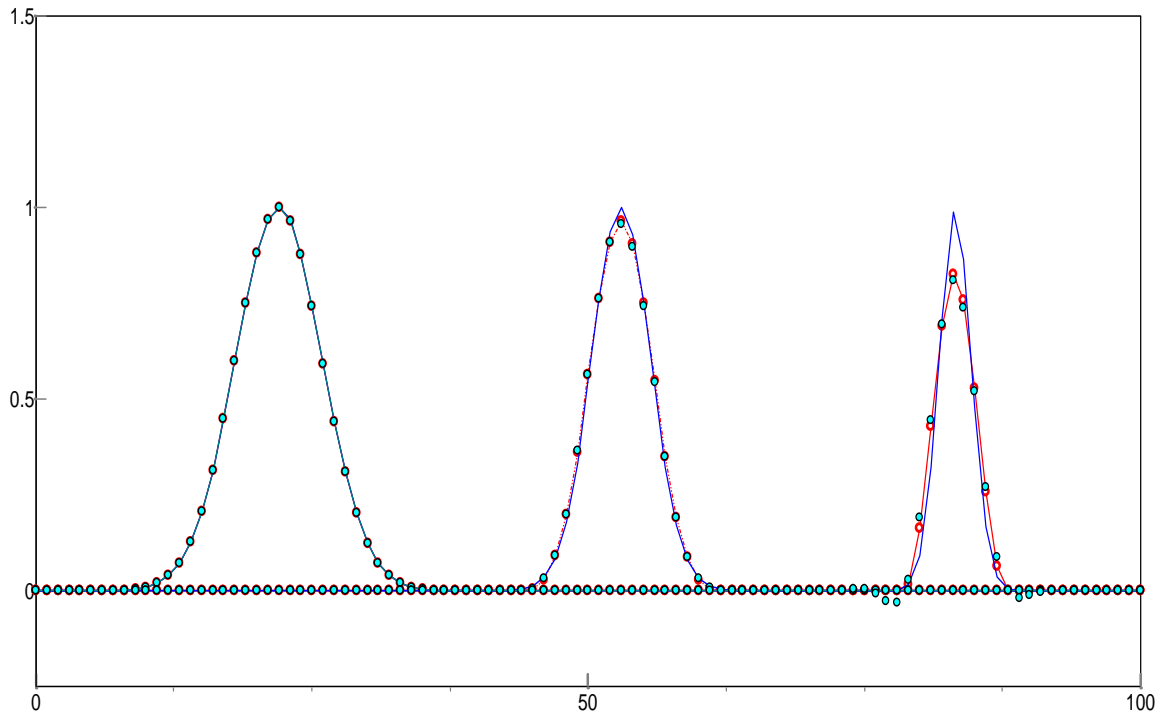


Figura 7.40 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ . QUICKEST em verde e ULTIMATE QUICKEST COM em vermelho

7.3.5.5 ULTIMATE QUICKEST COM e SEM Discriminador de Extremos em Campo de Velocidade Variável

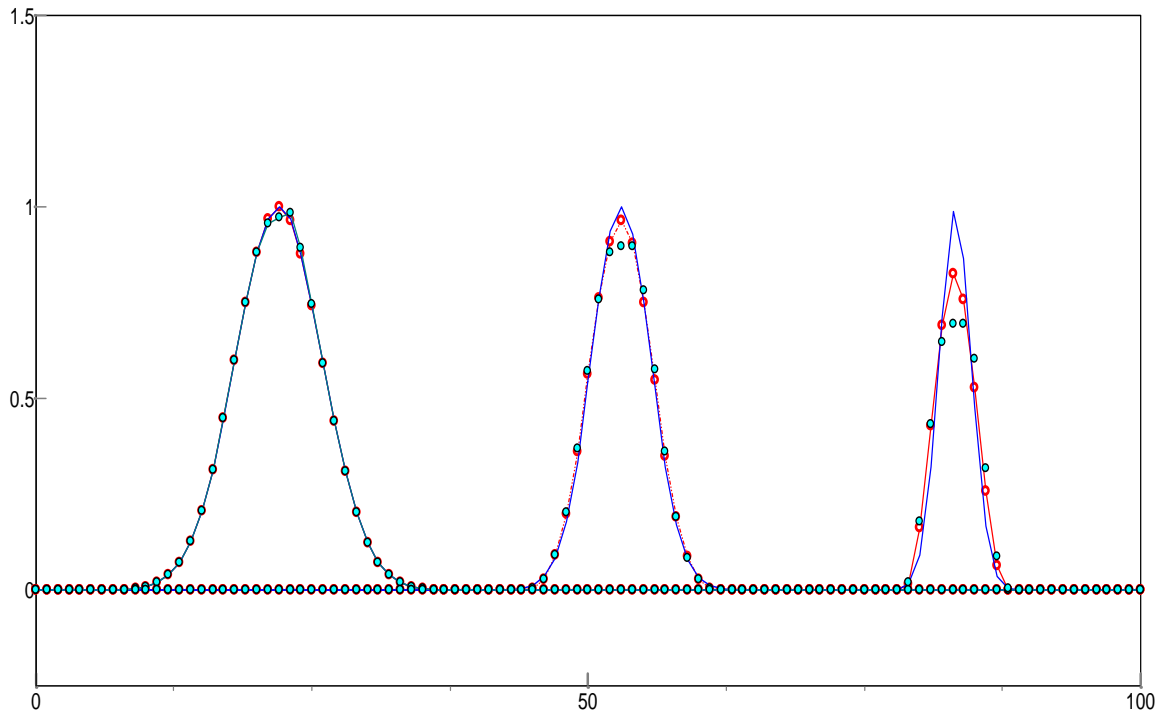


Figura 7.41 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$ , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ . ULTIMATE QUICKEST COM em vermelho e SEM em verde

7.3.5.6 ULTIMATE QUICKEST COM Discriminador de Extremos e TIM  
UPWIND 5ª ordem não limitado em Campo de Velocidade Variável

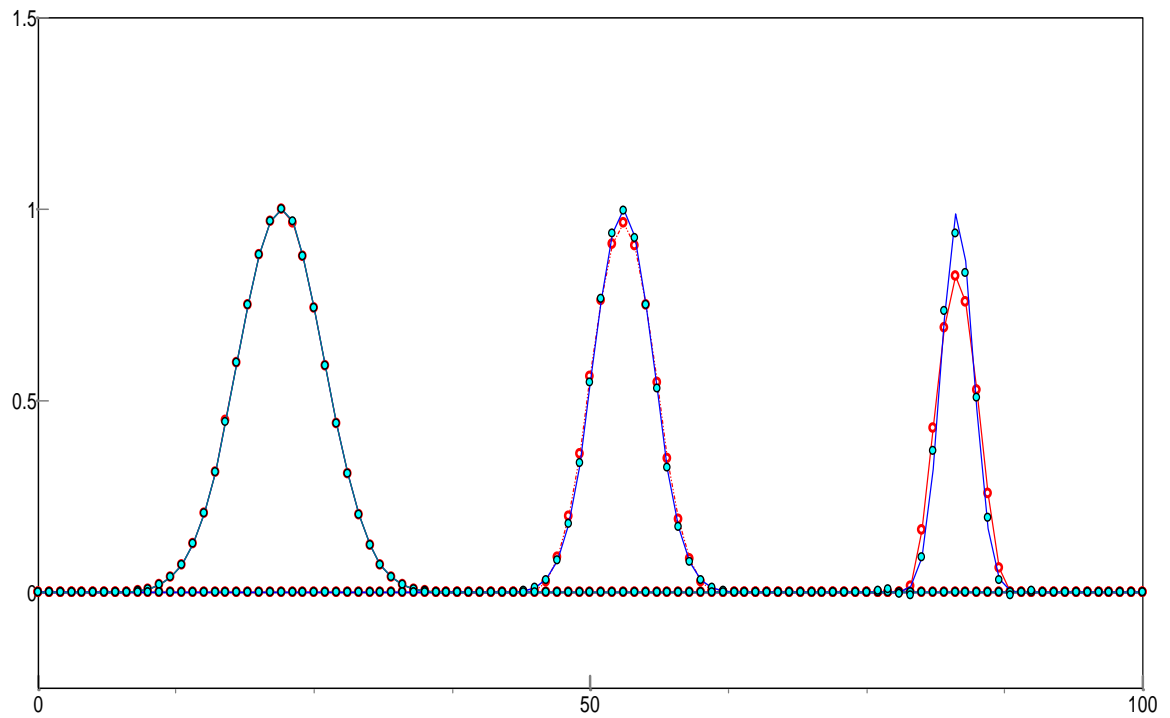


Figura 7.42 –  $0.08 \leq \text{Courant} \leq 0.48$  , resultados em  $5.\Delta t$ ,  $100.\Delta t$  e  $250.\Delta t$ .  
ULTIMATE QUICKEST COM em vermelho e TIM 5ª ordem em verde

## 7.4 Soluções Analíticas para a Equação ADRP

As soluções analíticas para a equação ADRP unidimensional com coeficientes constantes (velocidade, coeficientes de dispersão, reação e produção) estão disponíveis quase que em sua totalidade no trabalho de van GENUCHTEN e ALVES (1982). Essas soluções estão separadas em quatro grandes grupos, separados pelas diferentes combinações de termos usados na equação principal. As condições de contorno a montante são as mais usualmente encontradas em problemas ambientais, a saber, injeção contínua com valor constante, injeção tipo pulso quadrado, injeção contínua com decaimento exponencial e injeção tipo fluxo ou gradiente especificado. As condições de contorno de jusante são de dois tipos: derivada da concentração igual a zero a uma distância L ou no infinito  $\infty$ .

As equações que se seguem estão codificadas primeiramente por uma letra seguida de números (ex: A1) que copia a ordem dada em van GENUCHTEN e ALVES (1982) e um segundo código referente a lógica interna do programa desenvolvido.

### 7.4.1 Equação Governante A1 - Código 101

$$R \frac{\partial \phi}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - u \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

#### Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(x, 0) = C_i$$

$$\phi(0, t) = \begin{cases} C_0 & 0 < t \leq t_0 \\ 0 & t > t_0 \end{cases}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x}(\infty, t) = 0$$

#### Solução Analítica

$$\phi(x, t) = \begin{cases} C_i + (C_0 - C_i) \cdot A(x, t) & 0 < t \leq t_0 \\ C_i + (C_0 - C_i) \cdot A(x, t) - C_0 \cdot A(x, t - t_0) & t > t_0 \end{cases}$$

onde

$$A(x, t) = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right) + \frac{1}{2} \exp \left( \frac{ux}{D_x} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right)$$

### 7.4.2 Equação Governante A3 - Código 103

$$R \frac{\partial \phi}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - u \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

#### Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(x, 0) = C_i$$

$$\phi(0, t) = \begin{cases} C_0 & 0 < t \leq t_0 \\ 0 & t > t_0 \end{cases}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x}(L, t) = 0$$

#### Solução Analítica

$$\phi(x, t) = \begin{cases} C_i + (C_0 - C_i) \cdot A(x, t) & 0 < t \leq t_0 \\ C_i + (C_0 - C_i) \cdot A(x, t) - C_0 \cdot A(x, t - t_0) & t > t_0 \end{cases}$$

onde

$$A(x, t) = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2\beta_m \sin\left(\frac{\beta_m x}{L}\right) \exp\left[\frac{ux}{2D_x} - \frac{u^2 t}{4D_x R} - \frac{\beta_m^2 D_x t}{L^2 R}\right]}{\left[\beta_m^2 + \left(\frac{uL}{2D_x}\right)^2 + \frac{uL}{2D_x}\right]}$$

onde os autovalores  $\beta_m$  são as raízes positivas da equação

$$\beta_m \cot(\beta_m) + \frac{uL}{2D_x} = 0$$

#### Solução Aproximada

$$\begin{aligned} A(x, t) &= \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right) + \frac{1}{2} \exp\left(\frac{ux}{D_x}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right) \\ &+ \frac{1}{2} \left[ 2 + \frac{u(2L - x)}{D_x} + \frac{u^2 t}{D_x R} \right] \exp(uL / D_x) \operatorname{erfc}\left(\frac{R(2L - x) + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right) \\ &- \left(\frac{u^2 t}{\pi D_x R}\right)^{1/2} \exp\left[\frac{vL}{D_x} - \frac{R}{4D_x t} \left(2L - x + \frac{ut}{R}\right)^2\right] \end{aligned}$$

### 7.4.3 Equação Governante A5 - Código 105

$$R \frac{\partial \phi}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - u \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(x, 0) = \begin{cases} C_1 & 0 \leq x < x_1 \\ C_2 & x \geq x_1 \end{cases}$$

$$\phi(0, t) = \begin{cases} C_0 & 0 < t \leq t_0 \\ 0 & t > t_0 \end{cases}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x}(\infty, t) = 0$$

Solução Analítica

$$\phi(x, t) = \begin{cases} C_2 + (C_1 - C_2) \cdot A(x, t) + (C_0 - C_1)B(x, t) & 0 < t \leq t_0 \\ C_2 + (C_1 - C_2) \cdot A(x, t) + (C_0 - C_1)B(x, t) - C_0 \cdot B(x, t - t_0) & t > t_0 \end{cases}$$

onde

$$A(x, t) = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{R(x - x_1) - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right) + \frac{1}{2} \exp \left( \frac{ux}{D_x} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{R(x + x_1) + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right)$$

$$B(x, t) = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right) + \frac{1}{2} \exp \left( \frac{ux}{D_x} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right)$$

#### 7.4.4 Equação Governante - Código 205

$$R \frac{\partial \phi}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - u \frac{\partial \phi}{\partial x} + \gamma$$

Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(x, 0) = C_i$$

$$\phi(0, t) = \begin{cases} C_0 & 0 < t \leq t_0 \\ 0 & t > t_0 \end{cases}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x}(\infty, t) = 0$$

Solução Analítica

$$\phi(x, t) = \begin{cases} C_i + (C_0 - C_i) \cdot A(x, t) + B(x, t) & 0 < t \leq t_0 \\ C_i + (C_0 - C_i) \cdot A(x, t) + B(x, t) - C_0 \cdot A(x, t - t_0) & t > t_0 \end{cases}$$

onde

$$A(x, t) = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right) + \frac{1}{2} \exp \left( \frac{ux}{D_x} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right)$$

$$B(x, t) = \frac{\gamma}{R} \left\{ t + \frac{(Rx - ut)}{2u} \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right) - \frac{(Rx - ut)}{2u} \exp \left( \frac{ux}{D_x} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{Rx + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}} \right) \right\}$$

#### 7.4.5 Equação Governante C1 (Regime Permanente) - Código 301

$$D_x \frac{d^2 \phi}{dx^2} - u \frac{d\phi}{dx} - \mu \phi + \gamma = 0$$

Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(0) = C_0$$

$$\frac{d\phi}{dx}(\infty) = 0$$

Solução Analítica

$$\phi(x) = \frac{\gamma}{\mu} + (C_0 - \frac{\gamma}{\mu}) \exp \left[ \frac{(u - v)x}{2D_x} \right]$$

onde

$$v = u \left( 1 + \frac{4\mu D_x}{u^2} \right)^{1/2}$$

#### 7.4.6 Equação Governante C3 (Regime Permanente) - Código 303

$$D_x \frac{d^2 \phi}{dx^2} - u \frac{d\phi}{dx} - \mu \phi + \gamma = 0$$

Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(0) = C_0$$

$$\frac{d\phi}{dx}(L) = 0$$

Solução Analítica

$$\phi(x) = \frac{\gamma}{\mu} + (C_0 - \frac{\gamma}{\mu})A(x)$$

$$A(x) = \frac{\exp\left[\frac{(u-v)x}{2D_x} + \left(\frac{v-u}{u+v}\right)\exp\left[\frac{(v+u)x}{2D_x} - \frac{vL}{D_x}\right]\right]}{\left[1 + \left(\frac{v-u}{u+v}\right)\exp\left(-\frac{vL}{D_x}\right)\right]}$$

onde

$$v = u \left(1 + \frac{4\mu D_x}{u^2}\right)^{1/2}$$

### 7.4.7 Equação Governante C5 - Código 305

$$R \frac{\partial \phi}{\partial t} = D \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - u \frac{\partial \phi}{\partial x} - \mu \phi + \gamma$$

Condições Iniciais e de Contorno

$$\phi(x, 0) = C_i$$

$$\phi(0, t) = \begin{cases} C_0 & 0 < t \leq t_0 \\ 0 & t > t_0 \end{cases}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x}(\infty, t) = 0$$

Solução Analítica

$$\phi(x, t) = \begin{cases} \frac{\gamma}{\mu} + (C_i - \frac{\gamma}{\mu}) \cdot A(x, t) + (C_0 - \frac{\gamma}{\mu}) \cdot B(x, t) & 0 < t \leq t_0 \\ \frac{\gamma}{\mu} + (C_i - \frac{\gamma}{\mu}) \cdot A(x, t) + (C_0 - \frac{\gamma}{\mu}) \cdot B(x, t) - C_0 \cdot B(x, t - t_0) & t > t_0 \end{cases}$$

onde

$$A(x, t) = \exp\left(\frac{-\mu t}{R}\right) \left\{ 1 - \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx - ut}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right) - \frac{1}{2} \exp\left(\frac{ux}{D_x}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx + ut}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right) \right\}$$

$$B(x, t) = \frac{1}{2} \exp\left(\frac{(u - v)x}{2D_x}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx - vt}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right) + \frac{1}{2} \exp\left(\frac{(v + u)x}{2D_x}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{Rx + vt}{2(D_x Rt)^{1/2}}\right)$$

$$v = u \left( 1 + \frac{4\mu D_x}{u^2} \right)^{1/2}$$

## 7.5 Resultados para a Equação da Advecção-Difusão

### 7.5.1 MDF com Velocidade Constante

7.5.1.1 Advecção UPWIND de 1ª ordem + Difusão centrado 2ª ordem (verde)

Advecção Centrado + Difusão centrado 2ª ordem (vermelho)

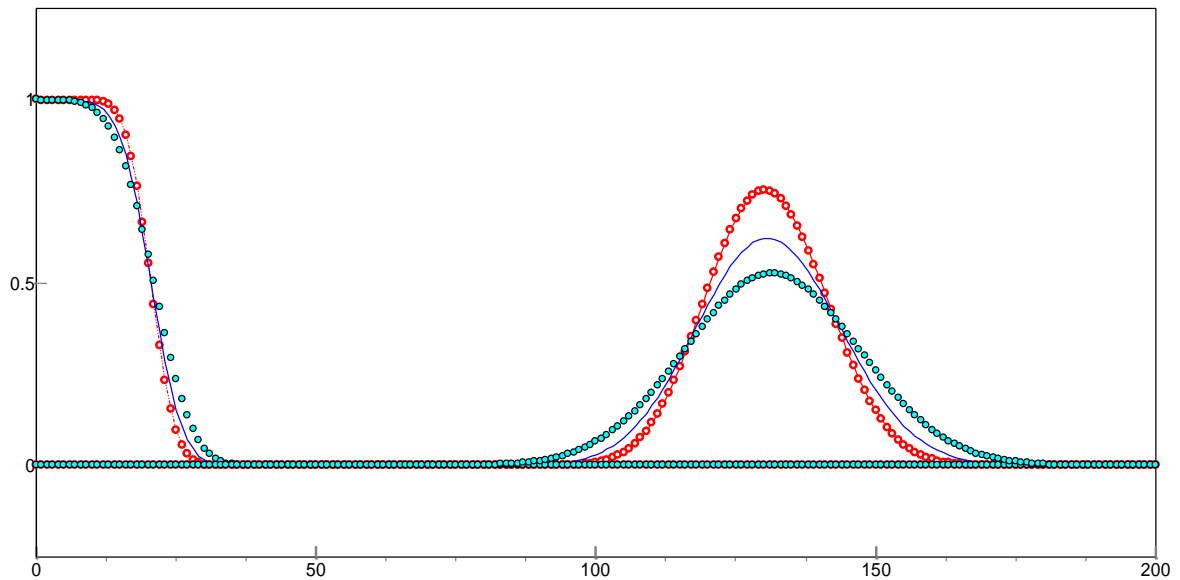


Figura 7.43 – Pelet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ , resultados em  $50\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

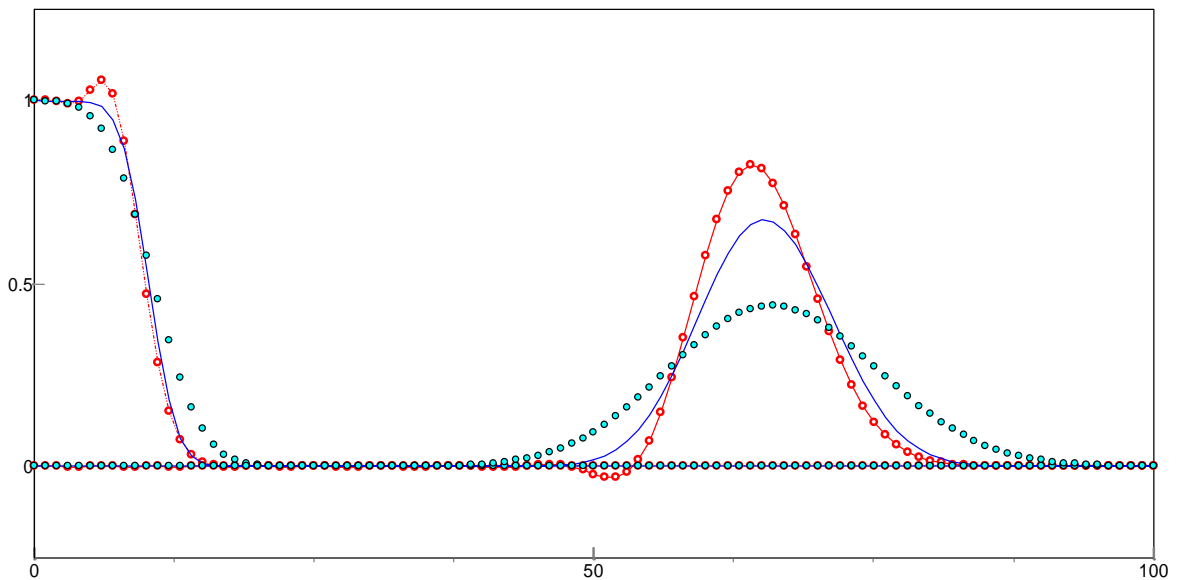


Figura 7.44 – Pelet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ , resultados em  $50\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.1.2 Advecção Lax Wendroff + Difusão centrado 2ª ordem (vermelho)

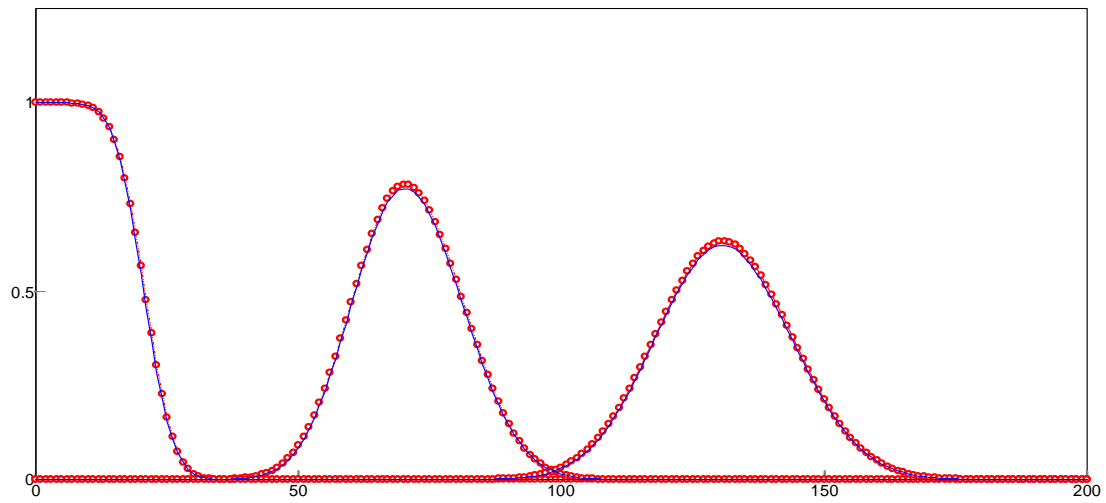


Figura 7.45 – Pecllet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

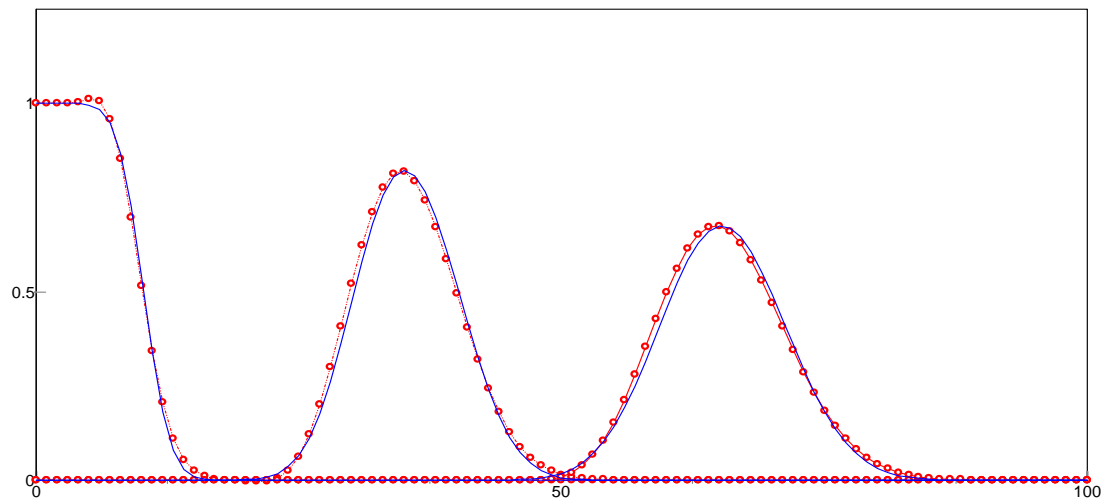


Figura 7.46 – Pecllet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

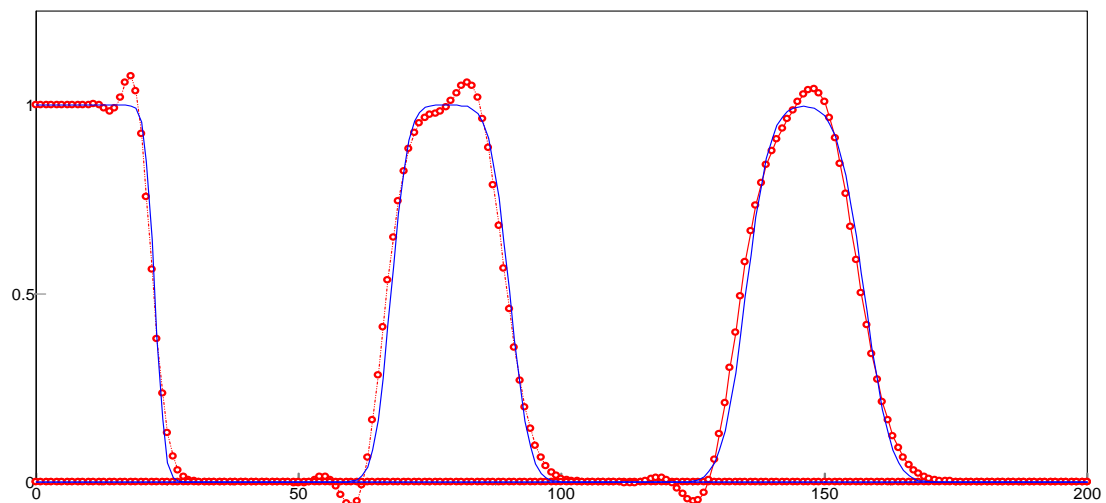


Figura 7.47 – Pecllet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.1.3 Adveção Fromm + Difusão centrado 4ª ordem (vermelho)

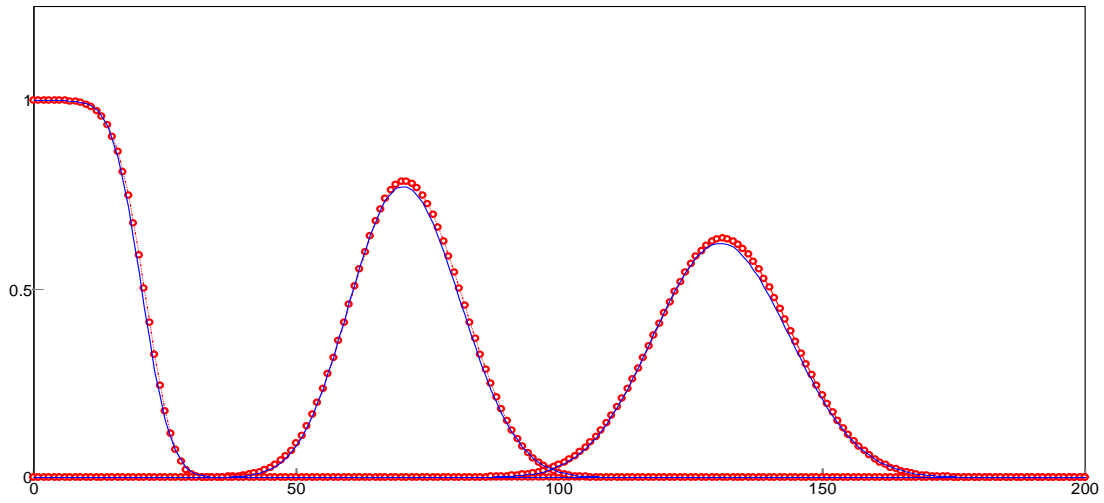


Figura 7.48 – Pecllet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

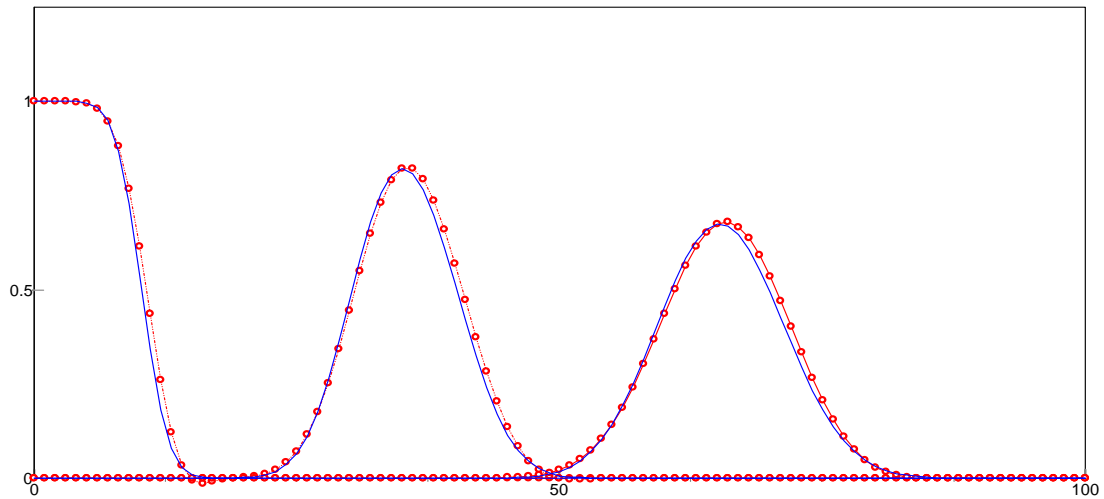


Figura 7.49 – Pecllet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

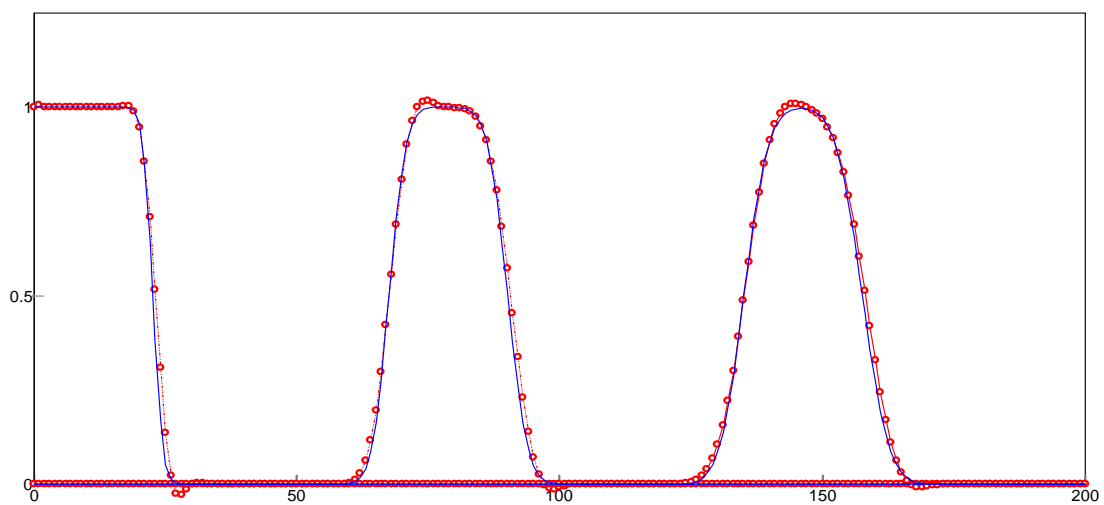


Figura 7.50 – Pecllet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.1.4 Adveção Takacs + Difusão centrado 2ª ordem (vermelho)

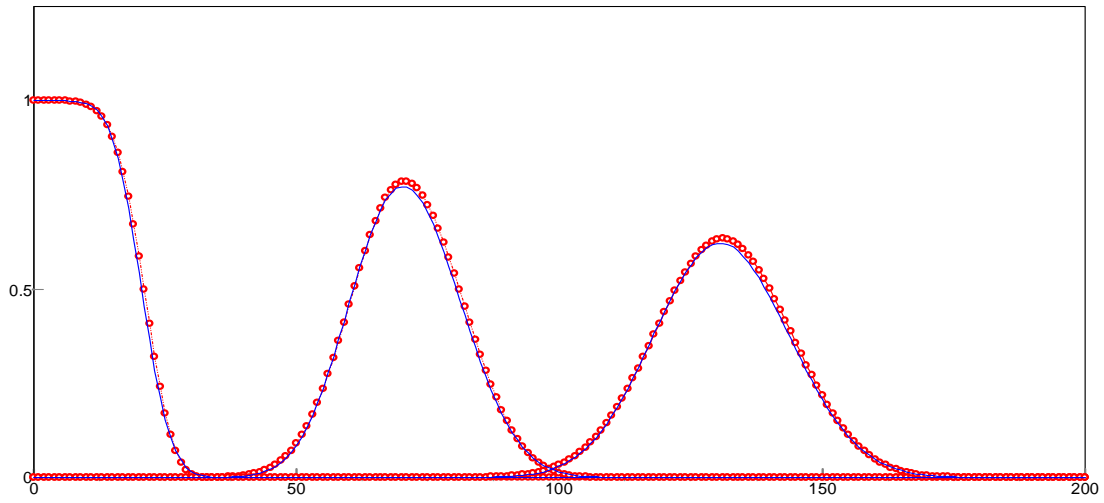


Figura 7.51 – Peclet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

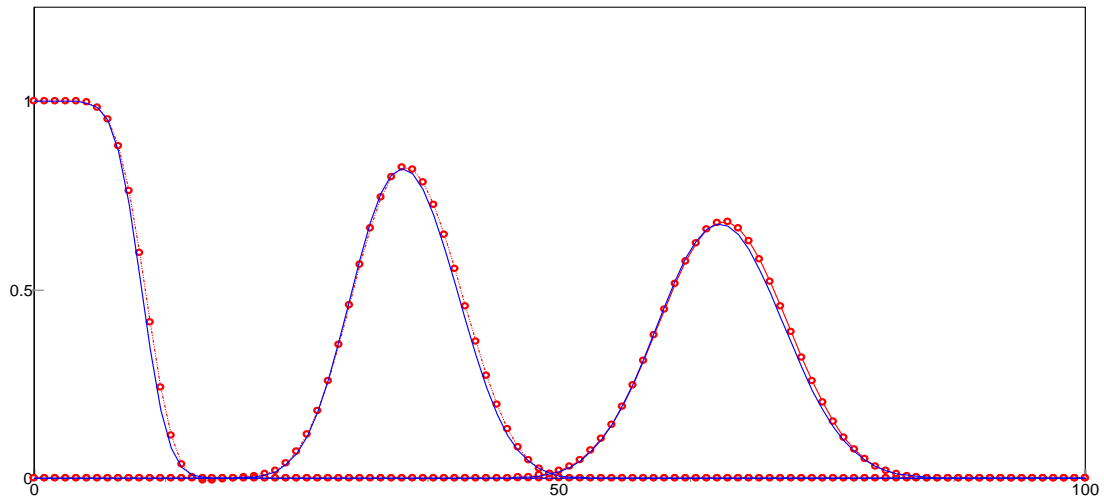


Figura 7.52 – Peclet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

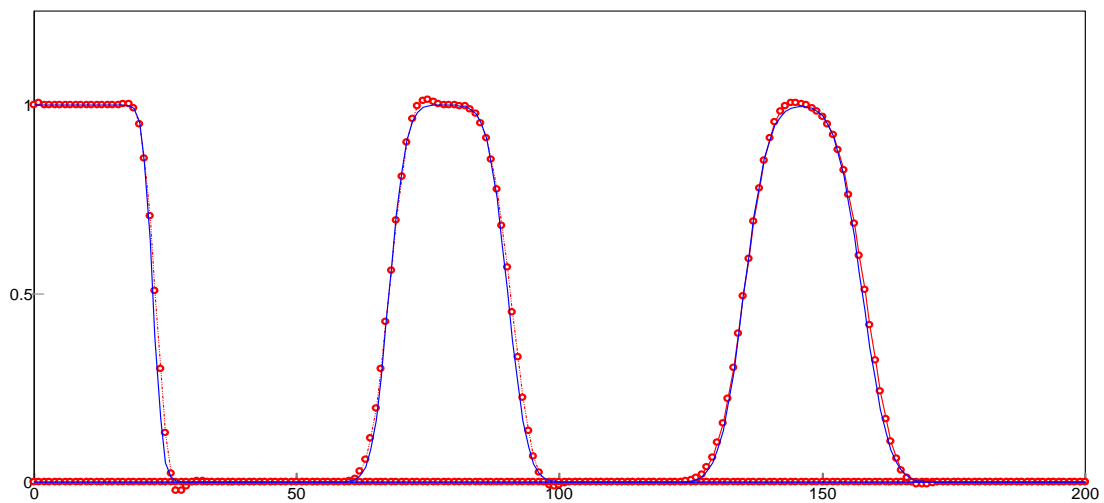


Figura 7.53 – Peclet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.1.5 Adveção Prodanoff + Difusão centrado 2ª ordem (vermelho)

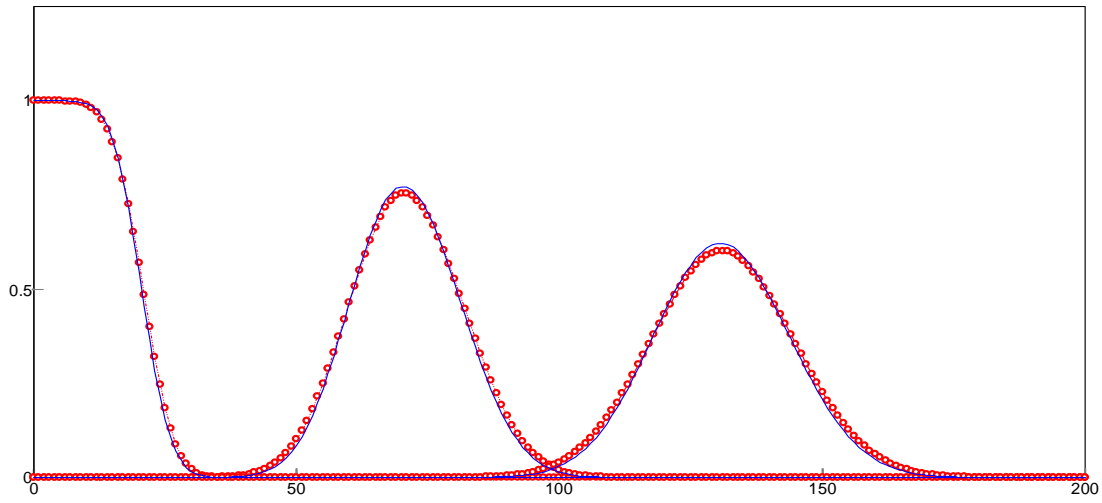


Figura 7.54 – Pecllet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

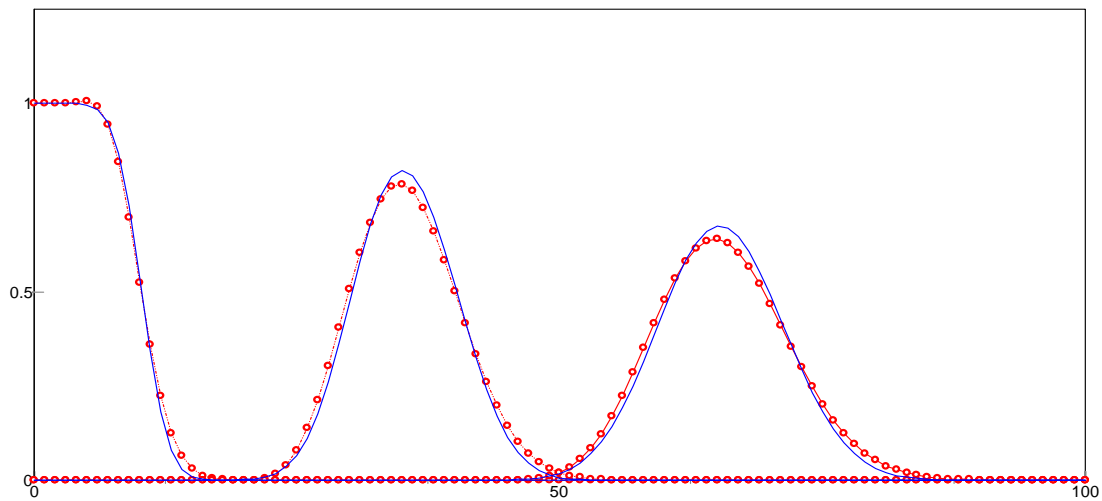


Figura 7.55 – Pecllet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

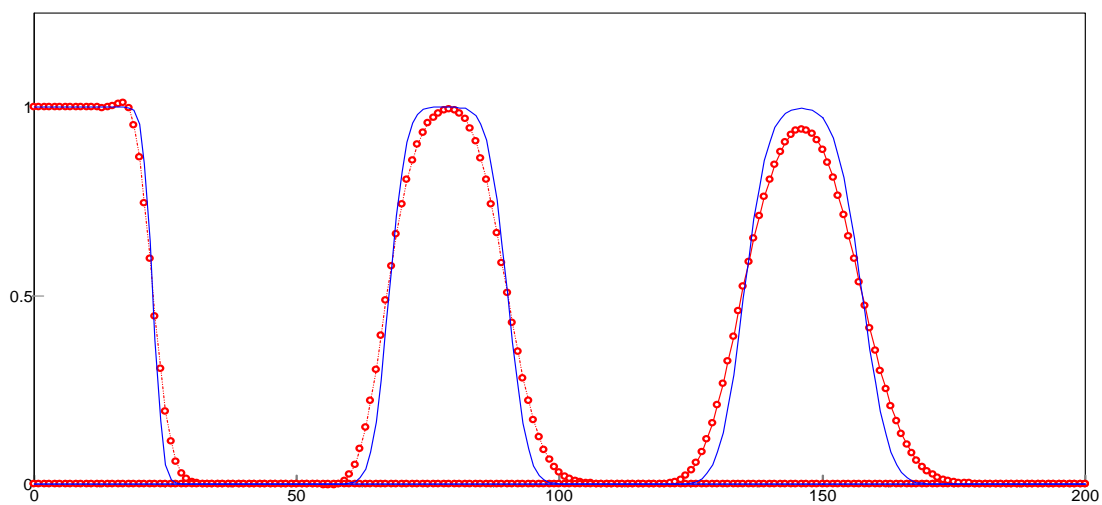


Figura 7.56 – Pecllet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.1.6 Adveção Holly e Preissmann + Difusão centrado 2ª ordem (vermelho)

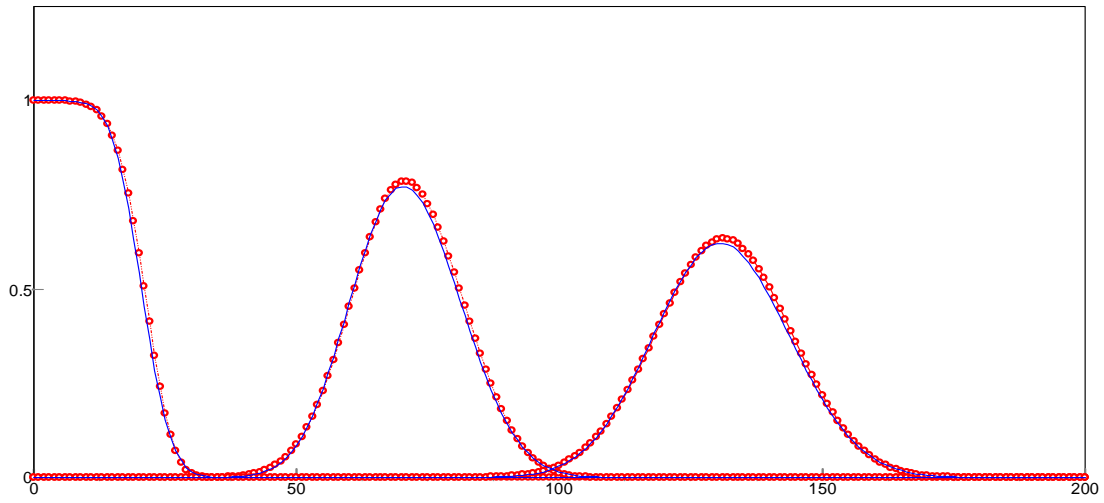


Figura 7.57 – Pecllet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

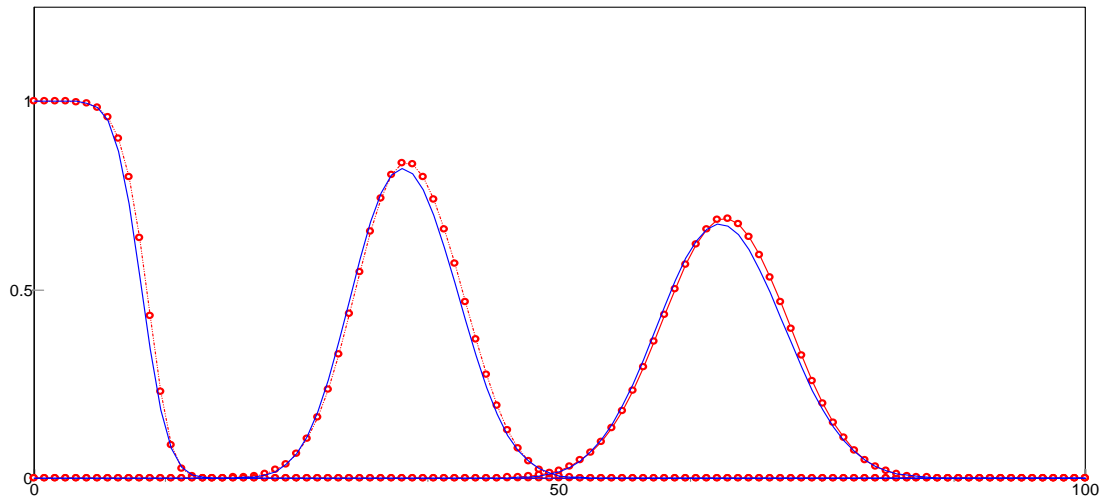


Figura 7.58 – Pecllet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

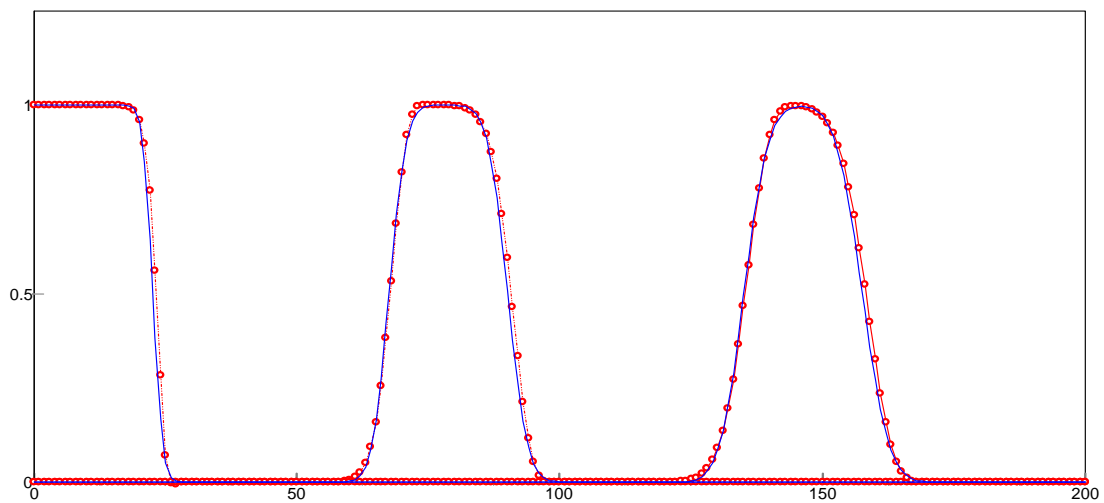


Figura 7.59 – Pecllet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

## 7.5.2 MVF com Velocidade Constante

### 7.5.2.1 QUICKEST SEM Discriminador (vermelho)

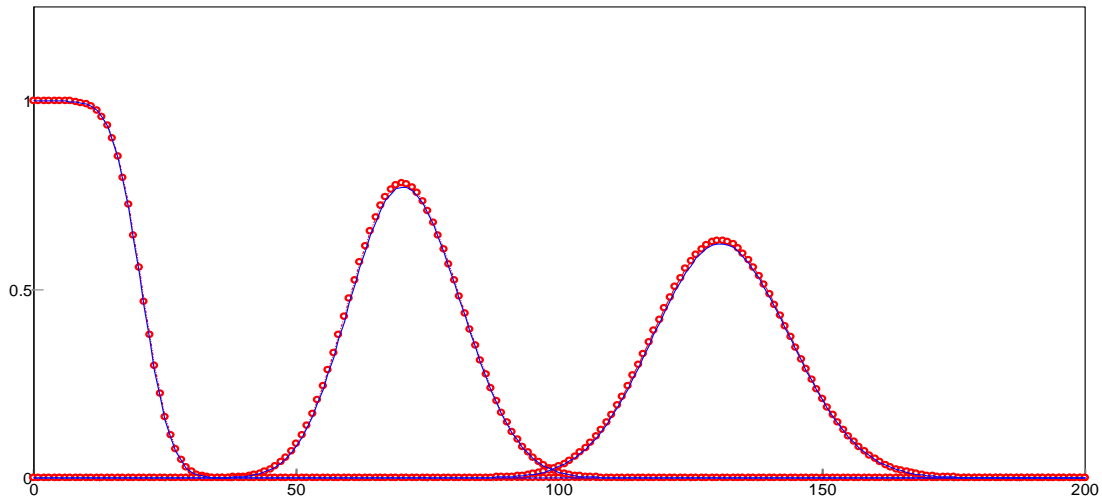


Figura 7.60 –  $Pecllet = 2$ ,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

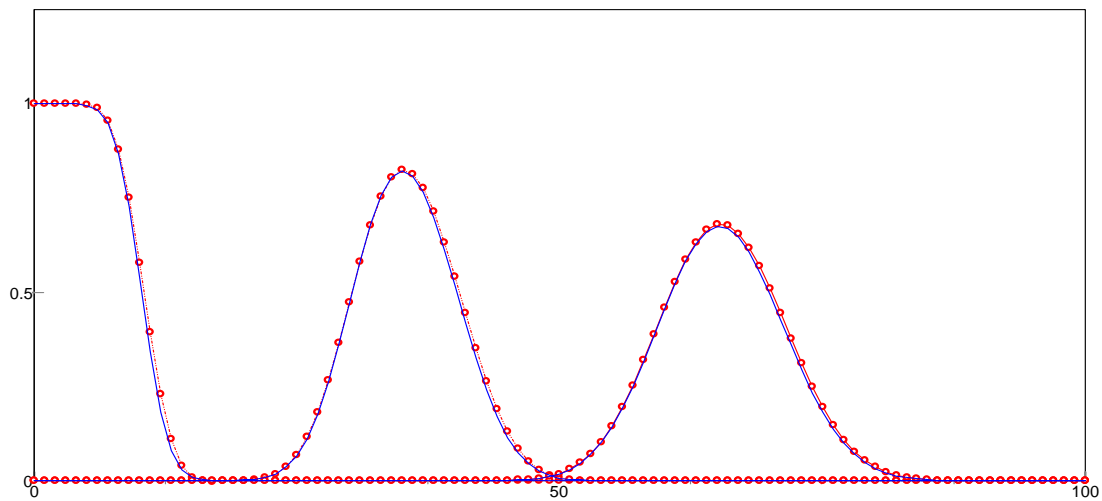


Figura 7.61 –  $Pecllet = 5$ ,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

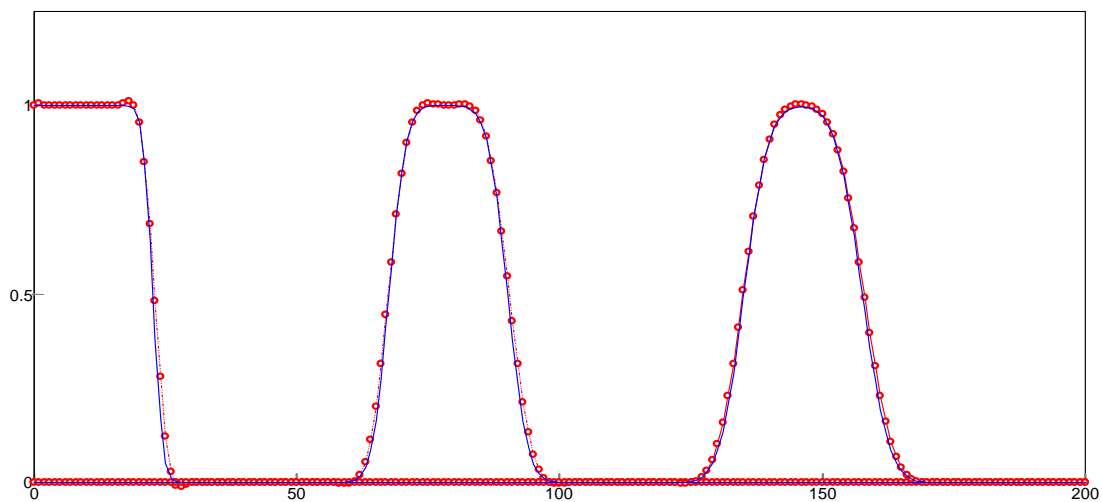


Figura 7.62 –  $Pecllet = 20$ ,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.2.2 Esquema TIM Upwind de 5ª Ordem (vermelho)

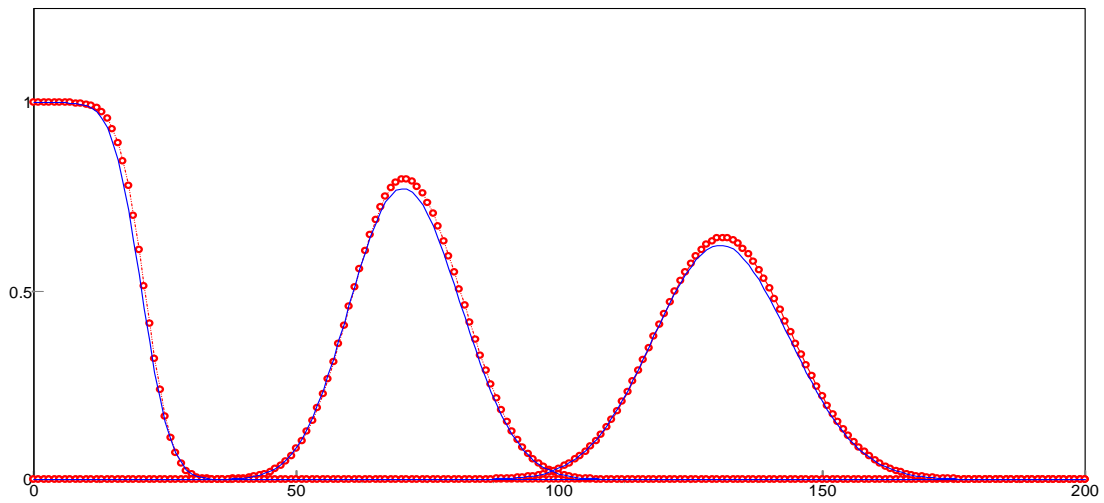


Figura 7.63 – Pecllet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

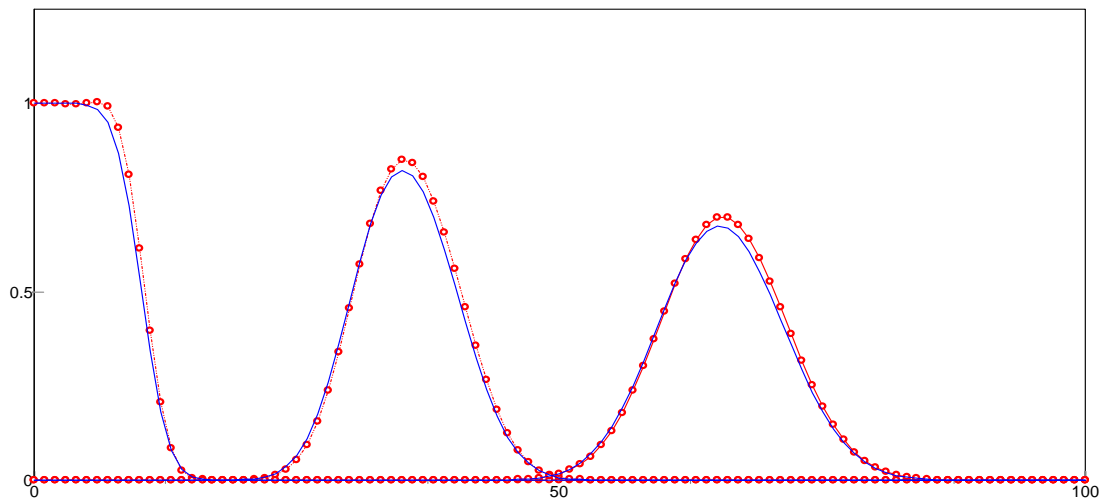


Figura 7.64 – Pecllet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

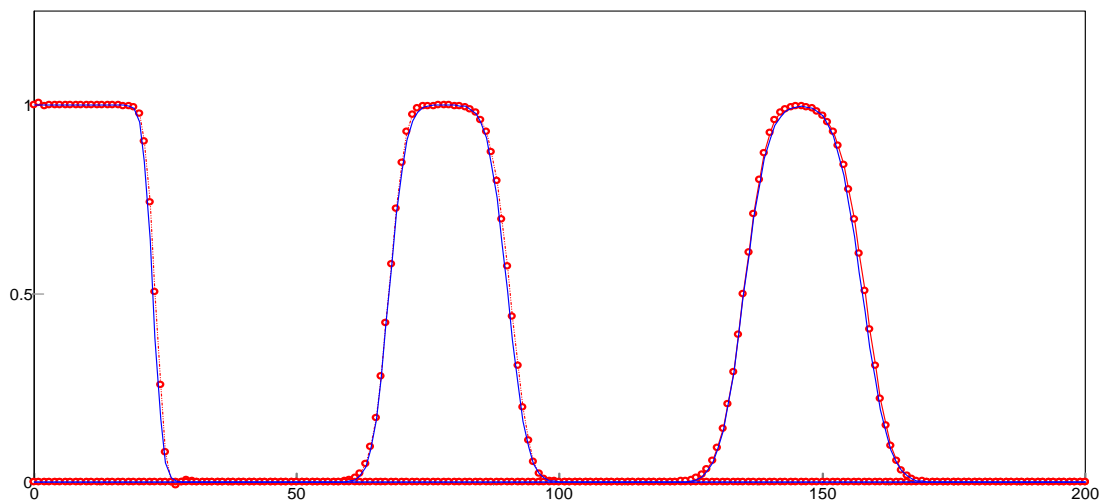


Figura 7.65 – Pecllet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

7.5.2.3 ULTIMATE QUICKEST COM Discriminador (vermelho)

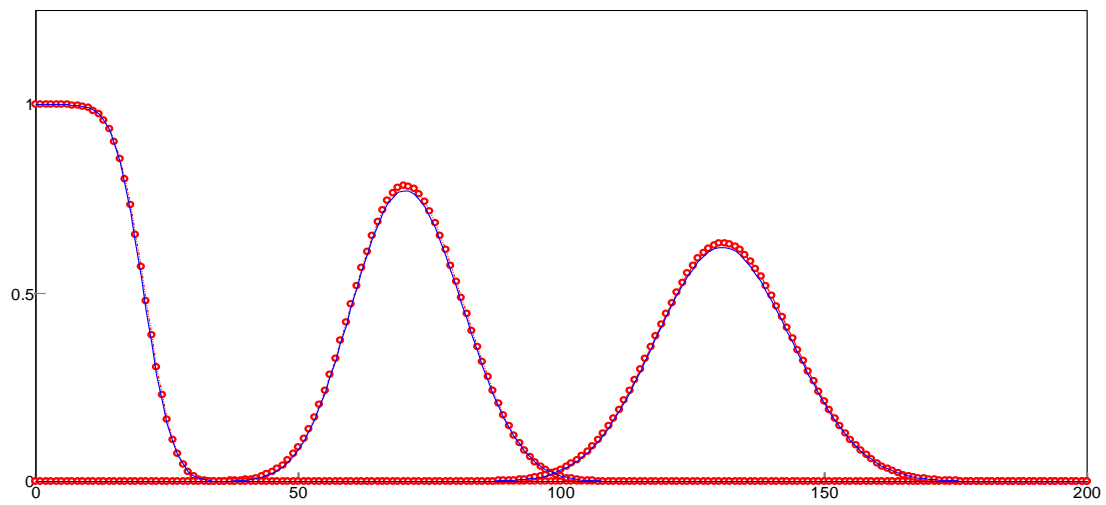


Figura 7.66 – Pecllet = 2,  $c = 0.4$ ,  $\Delta x = 0.10$ ,  $\Delta t = 0.004$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

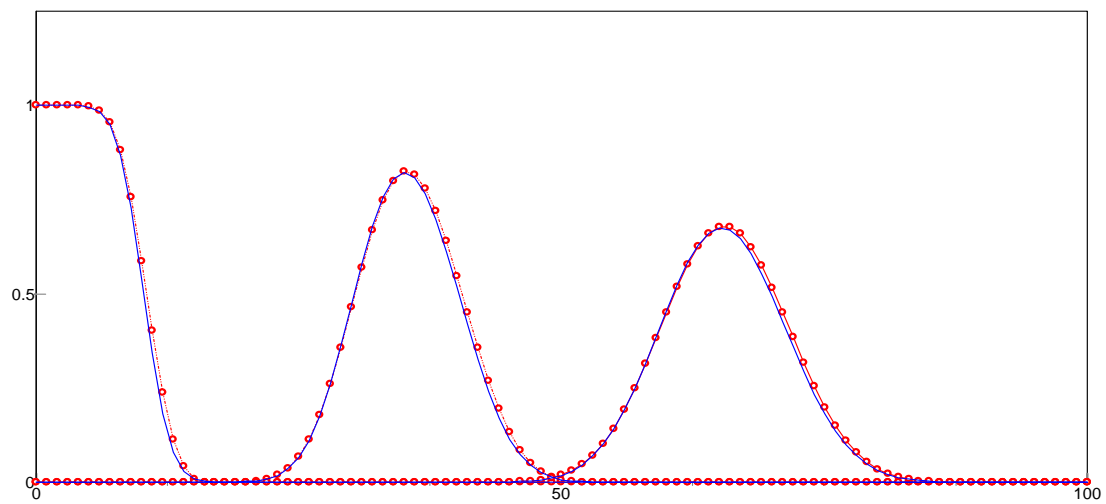


Figura 7.67 – Pecllet = 5,  $c = 0.2$ ,  $\Delta x = 0.25$ ,  $\Delta t = 0.005$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

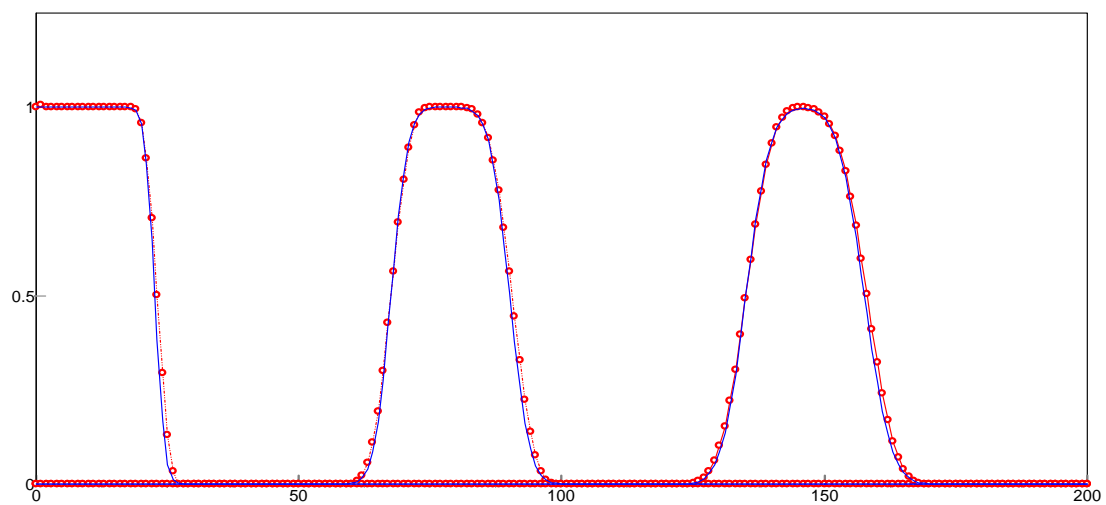


Figura 7.68 – Pecllet = 20,  $c = 0.45$ ,  $\Delta x = 1.0$ ,  $\Delta t = 0.045$ ,  $50\Delta t$ ,  $150\Delta t$  e  $350\Delta t$ .

## **Capítulo 8 – Conclusões e Recomendações**

### **8.1 Conclusões**

#### **8.1.1 Dados Históricos**

Como resultado de exaustivas buscas nas mais diversas fontes de informação, foram coletadas e ordenadas diversas tabelas contendo dados consistidos sobre CME, deposição atmosférica, produções específicas de poluentes, dentre outras formas de caracterização dos diversos elementos presentes no ciclo biogeoquímico em ambiente urbano. Esta coleção evidencia claramente a necessidade de atenção imediata do poder público e de entidades ambientais sobre o problema de poluição presente no escoamento superficial que ocorre durante as enxurradas.

#### **8.1.2 Metodologias para Avaliação da Produção de Poluentes**

As metodologias mostradas no capítulo 4 foram organizadas numa seqüência progressiva de grau de dificuldade, não apenas quanto à complexidade dos cálculos envolvidos, mas também pela necessidade de dados mais completos e detalhados. Foram escolhidos três locais bem distintos como exemplos de cálculo, ou seja, a mais antiga bacia urbanizada da cidade do Rio de Janeiro, a principal rodovia interestadual e um reservatório de detenção numa das áreas mais pobre do município de Duque de Caxias. Estes estudos demonstraram a aplicabilidade das metodologias, lembrando sempre que os valores numéricos obtidos devem ser considerados apenas como estimativas preliminares, cuja validação deverá ser feita através de verificações experimentais no próprio local.

#### **8.1.3 Monitoramento da Qualidade da Água**

Pelo fato da inexistência de uma bacia experimental localizada na cidade do Rio de Janeiro, um plano de monitoramento dos eventos hidrológicos não foi contemplado. Alternativamente, seria possível realizar algumas campanhas de coleta de dados durante os eventos chuvosos durante o verão, porém esta decisão requer um envolvimento institucional maior, devido à alocação de recursos materiais e humanos durante a realização dos experimentos. Fundamentado nos trabalhos e artigos pesquisados, decidiu-se coletar um pequeno número de amostras de material depositado nas ruas e rodovias de forma a iniciar um estudo preliminar de caracterização dos principais

poluentes presentes neste sedimento. Para tais análises foram utilizados recursos da taxa de bancada do CNPq e do projeto PRONEX. Os resultados obtidos pelos laboratórios LEMA e da Escola de Química da UFRJ são considerados importantes do ponto de vista de identificação e de caracterização dos micros poluentes presentes no sedimento urbano.

#### **8.1.4 Polutograma Sintético**

A metodologia mostrada no capítulo 5 foi desenvolvida aproveitando-se um ciclo de cálculo de uma metodologia publicada na literatura. Todavia, a abordagem sugerida apresenta a grande vantagem de minimizar a regionalização de dados geoambientais. Apesar das regressões do método de Driver e Tasker terem sido estabelecidas para medições realizadas em outro país, os dados usados para o cálculo da CME são locais.

#### **8.1.5 Técnicas Numéricas - MDF**

A implementação dos mais variados esquemas explícitos de diferenças finitas, na sua grande maioria tradicionais, serviu para a confirmação do comportamento de cada método quanto aos critérios de estabilidade e precisão. Os critérios de consistência e convergência não foram abordados, assim como o estudo da estabilidade via análise de von Neumann, que utiliza componentes da série de Fourier para expressar o fator de amplificação e o erro relativo de fase. De acordo com os resultados apresentados no capítulo 7, os métodos de Fromm, Takacs e Holly-Preissmann mostraram um desempenho superior aos demais tanto para um campo de velocidade constante quanto espacialmente variado. O comportamento apresentado por estes métodos permite a complementação dos demais termos da equação de transportes. O comportamento do esquema de Martin é semelhante ao esquema “Quickest”, portanto os comentários serão feitos no próximo item. Quando o número de Courant é igual a 0.5, os métodos de Fromm, Martin e Quickest fornecem os mesmos resultados numéricos. Os esquemas de Rusanov e WKL, apesar do bom desempenho nos testes, são pouco flexíveis quanto a sua extensão, mas são merecedores de um estudo mais aprofundado. O esquema de MacCormack é bastante renomado por ser amplamente utilizado em problemas não-lineares como aqueles regidos pela equação de Burgers ou pelas equações de Euler da dinâmica dos gases. Todavia, no caso da equação da advecção ou da onda linear, o esquema de MacCormack é equivalente ao esquema original de Lax-Wendroff.

### 8.1.6 Técnicas Numéricas - MVF

Dentre as técnicas numéricas mais modernas, o MVF tem recebido uma especial atenção da comunidade científica, devido a sua propriedade conservativa e principalmente pela qualidade dos resultados alcançados. O método de Lax-Wendroff pode ser reinterpretado como um MVF quando apresentado na forma de fluxos, ou pseudofluxos como alguns autores preferem escrever. Este método é bastante utilizado na construção de métodos de alta resolução, onde nas regiões de forte gradiente recebe um tipo de limitador de fluxo e aplicado sem limitador nas regiões com gradientes suaves. Os esquemas “Quick” explícitos e implícitos, que originalmente foram desenvolvidos para escoamentos permanente ou quase-permanente, não devem ser usados na equação de advecção pura. Ambas as versões do Quick, não mostraram desempenho satisfatório, porém devem continuar sendo aplicados nas condições próprias para que foram criados, ou seja, somente quando houver a presença de difusão física e em regime permanente. Confirmando as conclusões apresentadas em artigos internacionais, o método upwind de terceira ordem “Quickest” fornece um ótimo compromisso entre precisão e custo computacional, dentre os esquemas aqui estudados. O método upwind de quinta ordem, mesmo sem a aplicação adicional do limitador universal, mostrou ótimo desempenho.

A totalização do número de operações e análise do erro de truncamento normalmente fornece um critério de escolha do método numérico mais apropriado. Todavia, a capacidade de superar com sucesso uma extensiva bateria de testes é muito mais importante.

A eficiência de cada método varia de acordo com as condições iniciais e o padrão da discretização, tornando-se necessário considerar uma ampla classe de problemas típicos. Isto é mais facilmente verificado observando os métodos que apresentaram um bom desempenho nos testes com velocidade constante, porém falharam quando o campo de velocidades variou. Nestes casos, verificou-se uma nítida degeneração do erro de truncamento, isto é, ocorreu à perda de uma ordem de grandeza no referido erro.

A categoria de métodos numéricos chamados “TVD”, que nos trabalhos mais tradicionais são chamados de “shock-capturing”, é aquela que implementa uma estratégia de supressão de oscilações pela diminuição da variação total. No artigo original de Harten esta restrição algébrica foi chamada de TVNI- Total Variation Non

Incrising. Leonard analisou famílias de esquemas de diferenças regressivas (“upwind”) e centrais obtendo duas importantes expressões gerais recorrentes para formular esquemas polinomiais de baixa e alta ordem aplicados à equação da advecção escalar. No mesmo artigo, Leonard estendeu a análise TVD de Sweby para uma forma mais geral e menos restritiva, derivando um limitador de fluxo com o qual batizou pelo nome de ULTIMATE, que seria independente da extensão do método (polinômio interpolador), mas dependente do número de Courant. Como é comum nos trabalhos de Leonard, segue-se ao desenvolvimento metodológico a criação de um acrônimo para os modelos, vide QUICK, QUICKEST, ULTRA-SHARP, UTOPIA e NIRVANA.

A implementação computacional do Limitador Universal, que aplica restrições não-lineares aos fluxos das faces do volume de controle, em conjunto com o discriminador de extremos locais possibilitou a construção de um esquema numérico explícito consistente, monotônico e de alta resolução, capacitando-o a receber os demais termos da equação de transporte de poluentes.

O modelo de transporte de poluentes implementado possui as seguintes capacidades(+) e limitações(-):

- (a) velocidades e coeficientes de dispersão variando espacialmente (+);
- (b) representação das descontinuidades de gradiente (+);
- (c) atendimento ao critério TVNI (+);
- (d) tratamento de pontos de junção ou nós de confluência (-);
- (e) termo de reação de primeira ordem (+);
- (f) modelação do termo de produção variável espacialmente (+);
- (g) formulação conservativa baseada em volumes de controle (+);
- (h) malha espacial  $\Delta x_i$  variável (+);
- (i) condição de contorno de Dirichlet (+) e de Neumann (-) a montante;
- (j) capacidade adaptativa do polinômio interpolador (+);
- (k) refinamento automático da malha (-);
- (l) tratamento da condição de contorno de montante usando nós fictício (+);
- (m) modelo atingiu a classificação na categoria de alta resolução (+)

## **8.2 Recomendações**

### **8.2.1 Monitoramento Hidrometeorológico e Ambiental**

A tarefa de monitoramento dos principais parâmetros hidrometeorológicos e sedimentológicos é árdua e onerosa, mas essas razões não podem servir simplesmente como desculpa para a sua não realização. Diariamente é realizado um monitoramento em diversas estações meteorológicas ou climáticas distribuídos pela cidade do Rio de Janeiro, todavia ainda não existe a prática de se registrar continuamente os níveis d'água nos rios urbanos. Estes registros foram coletados apenas durante o período de realização de alguns projetos específicos, por exemplo o projeto Canal do Mangue.

O estabelecimento de uma bacia piloto para monitoramento intensivo. Uma vez escolhida esta bacia piloto, a instalação e operação de registradores contínuos com armazenamento via cartão de memória e sensores de nível por células de pressão, ou mesmo o sistema tradicional, é desejável, mesmo com os riscos de vandalismos.

### **8.2.2 Monitoramento da Qualidade da Água**

Recomenda-se a continuidade dos procedimentos de coleta de amostras através de varrição das sarjetas das vias expressas de ligação viária. Foram guardadas duplicatas das alíquotas extraídas, visando uma futura análise de metais pesados. O local de coleta, que corresponde, ao último contorno da linha amarela, intuitivamente parece um bom local de estudo, não somente pela proximidade do campus universitário como também pela proximidade da linha vermelha e da avenida Brasil. Esta última é a maior poluidora do ar na qualidade de fonte móvel, segundo estudo recentemente concluído.

As campanhas de coleta das amostras de água, para o traçado do polutograma, poderiam começar manualmente e tão logo se ganhe confiança nos processos e dispositivos envolvidos, pode-se partir para a instalação de um coletor automático.

### **8.2.3 Acoplamento com Modelos Hidráulicos**

Este trabalho de dissertação apresentou como principal algoritmo de solução numérica para a equação ADRP o método "Ultimate Quickest". Recentemente, este mesmo método foi implantado no modelo CE-QUAL-W2 versão três, desenvolvido pela Waterways Experiment Stations, que é um modelo bidimensional integrado lateralmente contendo módulos hidrodinâmicos e de qualidade de água aplicável a

uma rede de rios, reservatórios e canais. Recomendam-se as seguintes possibilidades para um desenvolvimento futuro:

- (a) Incorporação do modelo de transporte ora desenvolvido em complementação ao modelo MODCEL também desenvolvido nos laboratórios da COPPE-UFRJ. O modelo hidráulico-hidrológico seria responsável pela geração dos parâmetros hidráulicos necessários para a alimentação sucessiva dos campos de velocidade e seções molhadas utilizados pelo modelo de transportes de poluentes. Cabe ressaltar que no caso específico do MODCEL a entrada da carga de poluentes seria ao nível de cada célula individualmente, não caracterizando uma entrada difusa e sim um conjunto de entradas distribuídas espacialmente. O efeito da poluição difusa teria que ser integralizado por célula, mesmo assim pode ser considerado um avanço considerável de representação física;
- (b) Embora não tenham sido apresentados resultados numéricos, desenvolveu-se um modelo Lagrangeano de partículas do tipo Random Walk. Este modelo apresenta algumas vantagens quando são utilizadas condições de contorno do tipo Dirichlet. Todavia, é necessário também estabelecer e calibrar uma função especial de transferência para a corrente líquida das cargas poluentes depositadas na superfície da bacia.

#### **8.2.4 Técnicas Numéricas de Solução da Equação ADRP**

Conforme apontado durante o decorrer deste trabalho de pesquisa, existem dezenas de opções metodológicas e de ferramentas computacionais para o desenvolvimento dos modelos de transporte de poluentes e de qualidade de água. Baseando-se na qualidade dos resultados aqui apresentados, recomenda-se a continuidade e aprofundamento do MVF segundo a abordagem proposta por Leonard, podendo-se ainda fazer as seguintes melhorias:

- (a) Inclusão da condição de contorno do tipo Neumann no nó de montante;
- (b) Ampliação do vetor de velocidades para contemplar também as variações temporais;
- (c) Verificação da estabilidade e precisão do método quando o termo de reação apresentar valores expressivos;

- (d) Introduzir os termos  $f_x + g_{xx}$  referidos na equação 6.40;
- (e) Desenvolver e implantar uma topologia de rede de rios e canais;
- (f) Implantar o Limitador Universal para o esquema upwind de 5ª ordem;
- (g) Colocar um esquema adaptativo para a escolha da ordem do polinômio utilizado;
- (h) Extensão pelo método NIRVANA para número de Courant  $> 1$ ;
- (i) Aplicar técnicas de refinamento automático da malha espacial.

Caso se decida iniciar o desenvolvimento de modelo de transportes por outro método numérico, que não o MVF, então se recomenda:

- (a) O Método de Holly-Preissmann;
- (b) O Método Lagrangeano – Random Walk ou Discrete Puff Method;
- (c) Os esquemas de van Leer – MUSCL e CLAM;
- (d) O esquema de Sweby - Superbee;
- (e) As classes de métodos ENO e WENO;
- (f) A classe SSP – ‘Strong Stability-Preserving High-Order Time Discretization Methods’;

## Capítulo 9 – Referências Bibliográficas

- AHN, H., 1999, “Outlier Detection in Total Phosphorus Concentration Data from South Florida Rainfall”, *J. Am. Water Resour. Assoc.*, v. 35, n. 2, 301.
- AHYERRE, M., CHEBBO, G., TASSIN, B., et al., 1998, “Storm Water Quality Modeling: An Ambitious Objective?”, *Water Sci. Technol.*, v. 37, n. 1, 205.
- AMANO, H., MATSUNAGA, T., NAGAO, S., et al., 1999, “The Transfer Capability of Long-lived Chernobyl Radionuclides from Surface Soil to River Water in Dissolved Forms”, *Organic Geochemistry*, v. 30, n. 6, 437.
- AMERICAN PUBLIC WORKS ASSOC, APWA., 1969, *Water Pollution Aspects of Urban Runoff*, Water Pollution Control Research Series WP-20-15, Federal Water Pollution Control Administration, January
- AMY, G., R.E. PITT, SINGH, W.L., et al., 1974. *Water Quality Management Planning for Urban Runoff*. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C. EPA 440/9-75-004
- ANDERSON, D.A., TANNEHILL, J.C. R.H. PLETCHER, 1984, *Computational Fluid Mechanics and Heat Transfer*, Hemisphere, New York.
- ANDRAL, M.C., ROGER, S., MONTREJAUD-VIGNOLES, et al., 1999, “Particle Size Distribution and Hydrodynamic Characteristics of Solid Matter Carried by Runoff from Motorways”, *Water Environ. Res.*, v. 71, n. 4, 398.
- ARMITAGE, N., ROOSEBOOM, A., 2000a, “The Removal of Urban Litter from Stormwater Conduits and Streams: Paper 1 - The Quantities Involved and Catchment Litter Management Options”, *Water SA.*, v. 26, pp. 181-188.
- ARMITAGE, N., ROOSEBOOM, A., 2000b, “The Removal of Urban Litter from Stormwater Conduits and Streams: Paper 2 - Model Studies of Potential Trapping Structures”, *Water SA.*, v. 26, pp. 189-196.
- ATASI, K.Z., FUGITA, G., LE PLATTE, G., et al., 1999, Impact of Atmospheric Deposition on the Headworks of Wastewater Treatment Plant . A Case Study. In: *Proc. Water Environ. Fed. 72nd Annu. Conf. Exposition*, New Orleans, LA.
- BAILEY, H.C., ELPHICK, J.R., POTTER, A., et al., 1999, “Causes of Toxicity in Stormwater Runoff from Sawmills”, *Environ. Toxicol. Chem.*, v. 18, n. 7, 1485.
- BAIRD, C., M. JENNINGS, 1996, Characterization of Nonpoint Sources and Loadings to the Corpus Christi Bay National Estuary Program Study Area, Texas Natural Resource Conservation Commission.
- BALL, J.E., ABUSTAN, I., 2000, “Modelling the Export of Phosphorous from Urban Catchments”, *Australian J. Water Resour.*, v. 4, 33.
- BANNERMAN, R., J., KONRAD, D., BECKER, G.V., et al., 1979. *The IJC Menomonee River Watershed Study Surface Water Monitoring Data*. EPA-905/4-79-029. U.S. Environmental Protection Agency, Chicago, IL.
- BANNERMAN, R., K., BAUN, M., BOHN, P.E., et al., 1983. *Evaluation of Urban Nonpoint Source Pollution Management in Milwaukee County, Wisconsin*.

Environmental Protection Agency, Water Planning Division. Vol. I. PB 84-114164. U.S., November

- BARBOSA, A.E., HVITVED-JACOBSEN, T., 1999, "Highway Runoff and Potential for Removal of Heavy Metals in an Infiltration Pond in Portugal", *Sci. Total Environ.* v. 235, n. 1-3, 151.
- BARRETT, M.E. IRISH, L.B., JR., MALINA, J. F., JR., *et al.*, 1998a, "Characterization of Highway Runoff in Austin, Texas, Area". *J. Environ. Eng.*, v. 124, n.2, 131
- BARRY, D.A., G. SPOSITO, 1989, "Analytical solution of a convection-dispersion model with time-dependent transport coefficients", *Water Resources Research*, v. 25, pp. 2407-2416.
- BASHA, H.A., F.S., EL-HABEL, 1993, "Analytical solution of the one-dimensional time-dependent transport equation", *Water Resources Research*, v. 29, pp. 3209-3214.
- BATISTA NETO, J.A., SMITH, B.J., MCALLISTER, J.J., 2000, "Heavy Metal Concentrations in Surface Sediments in a Nearshore Environment, Jurujuba Sound, Southeast Brazil", *Environ. Pollut.* v. 109, 1.
- BATU, V., M. TH. VAN GENUCHTEN, 1980, "First- and Third-Type Boundary Conditions in Two-Dimensional Solute Transport Modeling", *Water Resources Research*, v. 26, n. 2, pp. 339-350.
- BAY, S., SCHIFF, K., GREENTEIN, D., TIEFENTHALER, L., 1998, Stormwater Runoff Effects on Santa Monica Bay: Toxicity, Sediment Quality, and Benthic Community Impacts. In: *Proceedings California and the World Ocean 97*, San Diego, Calif., ASCE, 921.
- BERTRAND-KRAJEWSKI, J-L., CHEBBO, G., SAGET, A., 1998, "Distribution of Pollutant Mass vs Volume in Stormwater Discharge and The First Flush Phenomenon", *Water Research*, v. 32, No. 8, pp. 2341-2356.
- BORST, M., SELVAKUMAR, A., 2003, "Particle-associated microorganisms in stormwater runoff", *Water Research*, v. 37, pp. 215-223.
- BURTON G.A., R.E. PITT, 2002, *Stormwater effects handbook: a toolbox for watershed managers, scientists, and engineers*. CRC Press LLC, N.W., Boca Raton, Florida 33431.
- CAMPOS, R.O.G., 2000,. *Modelação Matemática de Cheias Urbanas com Introdução da Obstrução por Resíduos Sólidos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ. 269p.
- CASSAR, A., VERWORN, H.R., 1999, "Modifications of Rainfall Runoff and Decision Finding Models for On-line Simulation in Real Time Control", *Water Science & Technology*, v. 39, n. 9, 201.
- CHARACKLIS, G.W., WIESNER, M.R., 1997, "Particles, Metals, and Water Quality in Runoff from Large Urban Watershed", *J. Environ. Eng.*, v. 123, n. 8, 753.
- CHUI, P.C., 1997, "Characteristics of Stormwater Quality from Two Watersheds in Singapore", *Environ. Monit. Assessment.*, v. 44, n. 1-3, 173.

- COSTA, F. J. L., 2003. *Estratégias de gerenciamento de Recursos Hídricos no Brasil: Áreas de Cooperação com o Banco Mundial*. In: Série Água Brasil 1, Banco Mundial, Brasília-DF, 179pp.
- COURANT, R., FRIEDRICHS, K.O., H. LEVY, 1967, “On the partial difference equations of mathematics physics”, *IBM Journal*, v. 11, pp. 215-234.
- COURANT, R., ISAACSON, E., M. REES, 1952, “On the solution of non linear hyperbolic differential equations by finite differences”, *Commun. Pure Appl. Math.* v. 5, 243.
- CROWLEY, W.P., 1968, “Numerical advection experiments”, *Mon. Wea. Rev.*, v. 96, pp. 1-11.
- DAVIS, R.W., E.F. MOORE, 1982, “A numerical study of vortex shedding from rectangles”, *J. Fluid Mech.*, v. 116, pp. 475-506.
- DE HOOP, C.F., KLEIT, S.R., CHEN, S., 1998b, “Overview of Logyards in Louisiana”, *Forest Products J.*, v. 48, n. 2, 65.
- DE LUCA-ABBOTT, S.; LEWIS, G.D., CREESE, R.G., 2000, “Temporal and Spatial Distribution of Enterococcus in Sediment, Shellfish Tissue, and Water in a New Zealand Harbour”, *J. Shellfish Res.*, v. 19, 423.
- DEBO, D.N., H. RUBY, 1982, “Detention basins-an urban experience”, *Public Works*, v. 113, n. 1, 42.
- DEGHAN, M., 2004. “Weighted finite difference techniques for the one-dimensional advection–diffusion equation”, *Appl. Mathematics and Computation*, v. 147, pp. 307-319.
- DEKEMA, S. K., D. H. SCHULTZ, 1990, “High-order Methods for Differential Equations with Large First-derivative Terms”, *Int. J. Numer. Methods Fluids*, v. 10, pp. 259-284.
- DEMPSEY, P., EADON, A., MORRIS, G., 1996. SIMPOL - A Simplified Urban Pollution Modeling Tool. In: *Proc. 7th Conf. on Urban Storm Drainage*, Hannover, Germany, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, 1365.
- DI TORO, D.M., J.J. FITZPATRICK, R.V. THOMANN., 1981, rev. 1983. *Water Quality Analysis Simulation Program (WASP) and Model Verification Program (MVP) -Documentation*. Hydroscience, Inc., Westwood, NY, for U.S. EPA, Duluth, MN, Contract No. 68-01-3872.
- DIERKES, C., GEIGER, W.F., 1999, “Pollution Retention Capabilities of Roadside Soils”, *Water Sci. Technol. (G.B.)*, v. 39, n. 2, 201.
- DONIGIAN, A.S., HUBER, W.C., BARNWELL, JR., T.O., 1996. Models of Nonpoint Source Water Quality for Watershed Assessment and Management. In: *Proceedings WATERSHED '96 MOVING AHEAD TOGETHER: Tech. Conf. & Expo.*, Baltimore, MD, Water Environ. Fed., 197.
- DRAPER, N.R., SMITH, H., 1981. *Applied regression analysis*, 2d ed.: New York, John Wiley, 709 pp.

- DRISCOLL, E. D., SHELLEY, P. E., E.W. STRECKER, 1990, “*Pollutant Loadings and Impacts from Stormwater Runoff*”, Volume III: Analytical Investigation and Research Report. FHWA-RD-88-008, Federal Highway Administration.
- DRISCOLL, E.D., SHELLEY, P.E. STRECKER, E.W., 1990, *Pollutant Loadings and Impacts from Highway Stormwater Runoff*. Analytical Investigation and Research Report, FHWA-RD-88-008, Vol. III.
- DRIVER, N., TASKER, G.D., 1990, *Techniques for Estimation of Storm-Runoff Loads, Volumes, and Selected Constituent Concentrations in Urban Watersheds in the United States*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2363.
- DUDA, A.M., D.R., LENAT, D., PENROSE, 1982, “Water quality in urban streams - what we can expect”, *J. Water Pollut. Control Fed.*, v. 54, n. 7, pp. 1139–1147, July.
- EKEBJAERG, L, E P. JUSTESEN, 1991, “An explicit scheme for advection-diffusion modelling in two dimensions”, *Comput. Methods Appl. Mechanics Engrg*, v. 88, pp. 287-297.
- ELLIS, J.B., 1986, “Pollutional Aspects of Urban Runoff”. In: *Urban Runoff Pollution*, Eds. H.J. Marsalek and M. Desbordes, NATA ASI Series, Series G: Ecological Sciences, Vol. 10, Springer-Verlag, Berlin.
- ENDRENY, T.A., WOOD, E.F., 1999, “Distributed Watershed Modeling of Design Storms to Identify Nonpoint Source Loading Areas”, *J. Environ. Qual.*, v.28, 388.
- ENVIRONMENTAL AND CONSERVATION SERVICES DEPARTMENT, 1990, *The First Flush of Runoff and its effects on Control Structure Design*. Environmental Resources Management Division, City of Austin, Texas, Final Report.
- EPA (1996) *Combined Sewer Overflows and the Multimetric Evaluation of Their Biological Effects: Case Studies in Ohio and New York*. In: EPA Office of Water, Washington, DC, EPA 823-R-96-002.
- EPA, 1994, *National Water Quality Inventory Report to Congress*. Office of Water, EPA 841-R-95-005, Washington, D.C.
- EPA, 1983, *Results of the Nationwide Urban Runoff Program NURP*. Water Planning Division, PB 84-185552 - Washington, D.C. December.
- EPA, 1990, *Technical Support Document for Water Quality-based Toxics Control*. Office of Water, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C. 1990.
- EPA. NATIONAL WATER QUALITY INVENTORY, 1994, *Report to Congress*. In: Office of Water. EPA 841-R-95-005. Washington, D.C. December 1995.
- FARTHING, M.W., C.T. MILLER, 2001, “A comparison of high-resolution, finite-volume, adaptive-stencil schemes for simulating advective-dispersive transport”, *Advances in Water Resources*, v. 24, pp. 29-48.
- FEDERICO, A., P.L. BREZONIK. 1975, *A survey of water quality in the Kissimmee-Okeechobee watershed*. Technical Series 1(8), Fla. Dept. of Environ. Reg., Tallahassee, FL.

- FELIPPA, C. A., 2001, *Equation Modification Methods*, Draft Notes, Department of Aerospace Engineering Sciences and Center for Aerospace Structures University of Colorado, Boulder, CO, USA.
- FHWA, 1996, *Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality*. Federal Highway Administration, publication No. FHWA-PD-96-032, June, 480 pp.
- FOERSTER, J., 1999, "Variability of Roof Runoff Quality", *Water Sci. and Tech.*, v. 39, n.5, 137.
- FOLLER, P., FRENTZEL-BEYME, W., WITTENBERG, D., 1996. MOUSE-Supported Optimization and Cost-Minimization for a Combined Sewer System in East Germany. *Proc. 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, Hannover, Germany, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, 1317.
- FRANCY, D.; HESEL, D., NALLY, R., 2000, "Occurrence and Distribution of Microbiological Indicators in Groundwater and Stream Water". *Water Environ. Res.*, v. 72, 152.
- FROMM, J.E., 1968, "A method for reducing dispersion in convective difference schemes", *J. Comput. Phys.*, v. 3, pp. 176-189.
- FROMM, J.E., December 1969, "Practical Investigation of Convective Difference Approximations of Reduced Dispersion", *Physics of Fluids Supplement II*, 12(12) Part II, II-3, pp. 11-12
- FUJITA, S., 1998, Restoration of polluted urban watercourses in Tokyo for community use. Presented at the Engineering Foundation/ASCE sponsored symposium on *Sustaining Urban Water Resources in the 21st Century*. Malmo, Sweden, Edited by A.C. Rowney, P. Stahre, and L.A. Roesner. September 7–12, 1997. Malmo, Sweden. ASCE/Engineering Foundation, New York.
- GÖRANSSON, C., 1998, Aesthetic aspects of stormwater management in an urban environment. Presented at the Engineering. In: *Foundation/ASCE sponsored symposium on Sustaining Urban Water Resources in the 21st Century*, Malmo, Sweden, Edited by A.C. Rowney, P. Stahre, and L.A. Roesner. September 7–12, 1997. Malmo, Sweden. ASCE/Engineering Foundation, New York.
- GROMAIRE-MERTZ, M.C., GARNAUD, S., GONZALEZ, A., et al., 1999, "Characterisation of Urban Runoff Pollution in Paris", *Water Sci. Technol. (G.B.)*, v. 39, n. 2, 1.
- GROUT, H., WIESNER, M.R., BOTTERO, J.Y., 1999, "Analysis of Colloidal Phases in Urban Stormwater Runoff", *Environ. Sci. Technol. (G.B.)*, v. 33, n. 6, 831.
- GUPTA, M. K., AGNEW, R.W., KOBRIGER, N.P., 1981 Constituents of Highway Runoff, *Federal Highway Administration*, FHWA/RD-81/042, Vol. I, State-of-the-Art Report.
- HARTEN, A., ENGQUIST, B., OSHER, S., et al., 1987, "Uniformly high order accurate essentially nonoscillatory scheme. III", *J. Comput. Phys.*, v. 71, pp. 231-303.
- HEANEY, J.P. HUBER, W.C., 1979, "Nationwide Cost of Wet-Weather Pollution Control", *J. Water Pollution Control Federation*. v. 51, n. 8, pp. 2043-2053.

- HEANEY, J.P., HUBER, W.C., MEDINA, M.A., et al., 1977. *Nationwide Evaluation of Combined Sewer Overflows and Urban Stormwater Impacts*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. EPA-600/2-77-064.
- HEANEY, J.P., PITT, R., R.FIELD, 1999, *Innovative Urban Wet-Weather Flow Management Systems*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. EPA/600/R-99/029.
- HILDEBRAND, F. B., 1987. *Introduction to Numerical Analysis*, Second Edition, Dover Publications, New York.
- HUBER, W.C., R.E. DICKINSON., 1988, *Storm Water Management Model, Version 4: User's Manual*. United States Environmental Protection Agency, Georgia. 569p.
- HUNT,B., 1978. "Dispersive Sources in Uniform Ground-Water Flow", *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, v. 104, January, HY1, pp. 75-85.
- HUNTLEY, S.L., IANNUZZI, T.J., AVANTAGGIO, J.D., et al., 1997, "Combined Sewer Overflows (CSOs) as Sources of Sediment Contamination in the Lower Passaic River, New Jersey, Polychlorinated Dibenzo-p-dioxins, Polychlorinated Dibenzofurans, and Polychlorinated Biphenyls", *Chemosph.*, v. 34, n. 2, 233.
- IATROU, A., AUSTIN, G., SMITH, J., 1996, Characterization of Municipal Stormwater Discharges. In: *Proceeding WEFTEC'96, 69th Annu. Conf. & Expo.*, Dallas, TX, Water Environ. Fed., 8-134.
- JACK, A.G., PETRIE, M.M., ASHLEY, R.M., 1996, "The Diversity of Sewer Sediments and the Consequences for Sewer Flow Quality Modeling", *Water. Sci. Tech.*, v. 33, n. 9, 207.
- JAMES, W., GRACIE, J.W., 1999. Performance of Stream Restoration Efforts in Small Watersheds. In: *ASCE 26th Annu. Conf. Water Resour Plann Manage. 1999 Annu. Conf. Environ. Eng.*, Tempe, AZ.
- JIN, G., ENGLANDE, A.J., BRADFORD, H., 2000, Appropriate Indicators for Recreational Waters: Lake Pontchartrain Basin Case Study. In: *Disinfection 2000: Disinfection of Wastes in the New Millennium*, March 2000. Water Environment Federation, CD-ROM.
- JORDAN, T. E., CORREL, D. L. WELLER, D. E., 1997, "Nonpoint Source Discharges of Nutrients from Piedmont Watersheds of Chesapeake Bay", *J. Am. Water Resour. Assoc.*, v. 33, n. 3, 631.
- KOLESNIKOV, A., A. J. BAKER, 2000, "Efficient implementation of high order methods for the advection-diffusion equation", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v. 189, pp. 701-722.
- KRISHNAPPAN, B.G., MARSALEK, J., WATT, W.E., et al., 1999, "Seasonal Size Distributions of Suspended Solids in a Stormwater Management Pond", *Water Sci. Technol. (G.B.)*, v. 39, n. 2, 127.
- KUZMIN, D., 2004. "Introduction to Computational Fluid Dynamics", Institute of Applied Mathematics, University of Dortmund, [http://www.mathematik.uni-dortmund.de/lisiii/download/cfd\\_kuzmin/](http://www.mathematik.uni-dortmund.de/lisiii/download/cfd_kuzmin/)
- LAX, P.D., 1954, "Weak Solutions of Nonlinear Hyperbolic Equations and their Numerical Computation", *Comun. Pure Appl. Math.*, v. 7, pp. 159-193.

- LAX, P.D., B. WENDROFF, 1960, "System of Conservation Laws", *Comun. Pure Appl. Math.* v. 13, pp. 217-237.
- LAX, P.D., B. WENDROFF, 1964, "Difference schemes with high order of accuracy for solving hyperbolic equations", *Comun. Pure Appl. Math.*, v. 17, pp. 381-398.
- LEIJ, F.J., J.H. DANE, 1990, "Analytical solution of the one-dimensional advection equation and two- or three-dimensional dispersion equation", *Water Resources Research*, v. 26, n., pp. 1475-1482.
- LEIJ, F.J., SKAGGS, T.H., M.T. VAN GENUCHTEN, 1991, "Analytical Solution for Solute Transport in Three-Dimensional Semi-infinite Porous Media", *Water Resources Research*, v. 27, n. 10, pp. 2719-2733.
- LEITH, C.E., 1965, "Numerical simulation of the earth's atmosphere". Applications in Hydrodynamics, v. 4, *Methods in Computational. Physics*, Academic Press, 1-28.
- LEONARD, B. P., 1991, "The ULTIMATE conservative difference scheme applied to unsteady one-dimensional advection", *Comp. Methods Appl. Mech. Eng.*, v. 88, pp. 17-74.
- LEONARD, B.P., 1979a, "A stable and accurate convective modelling procedure based on quadratic upstream interpolation", *Comput. Methods Appl. Mechanics Engrg.*, v. 19, pp. 59-98.
- LEONARD, B.P., 1979b, "A Survey of Finite Differences of Opinion on Numerical Muddling of the Incomprehensible Defective Confusion Equation", *Finite Element Methods for Convective Dominated Flows*, AMD, v. 34, The American Society of Mechanical Engineers.
- LEONARD, B.P., 1994. "Note on the Neumann stability of explicit one-dimensional advection schemes", *Comput. Methods Appl. Mechanics Eng.*, v. 118, pp. 29-46.
- LEONARD, B.P., 1995. "Order of accuracy of QUICK and related convection-diffusion schemes", *Appl. Math. Modelling*, v. 19, pp. 640-653, November.
- LEONARD, B.P., LOCK, A. P., M. K. MACVEAN, 1995. "The Nirvana Scheme Applied to One-Dimensional Advection", *Internat. J. Numer. Methods Heat and Fluid Flow*, v. 5, pp. 341-377.
- LEONARD, B.P., S. MOKHTARI, 1990, "Beyond first-order upwinding the ultra-sharp alternative for non-oscillatory steady state simulation of convection", *Internat. J. Numer. Methods Engrg.*, v. 30, pp. 729-766.
- LEONARD, B.P., H.S. NIKNAFS, 1991b, "Sharp monotonic resolution of discontinuities without clipping of narrow extrema", *Computers & Fluids* v. 19, n. 1, pp. 141-154.
- LEVEQUE, R.J., 1992, *Numerical Methods for Conservation Laws*, Lecture Notes in Mathematics, 2nd ed., Birkhäuser, Basel, ETH, Zürich.
- LEVEQUE, R.J., 2002, *Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems*, Cambridge Texts in Applied Mathematics, Cambridge, UK, 558pp.
- LEWIS, C.L., SAX, T.P., DUKE, L.D., 2000. Estimating Pollutant Loading from Industrial Activities in an Urban Watershed. In: *2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management*, July 2000, Minneapolis, MN. American Society of Civil Engineers, CD-ROM.

- LINE, D.E., ARNOLD, J.A., JENNINGS, et al., 1996, "Water Quality of Stormwater Runoff from Ten Industrial Sites", *Water Res. Bull.*, v. 32, n. 4, 807.
- LIU, H., CLEVELAND, T.G., WANG, K.H., 1999, "Laboratory Tests of Erosion Dependence on Properties of Soils and Rainfall", *J. Am. Water Resour. Assoc.*, v. 35, n. 1, 167.
- LOGANATHAN, B.G., IRVINE, K.N., KANNAN, K., et al., 1997, "Distribution of Selected PCB Congeners in the Babcock Street Sewer District - A Multimedia Approach to Identify PCB Sources in Combined Sewer Overflows (CSOs) Discharging to the Buffalo River, New York", *Arch. Environ. Contam. Toxicol.*, v. 33, n. 2, 130.
- LOVE, E., WOOLLEY, B., 1999, Environmentally Sustainable Stormwater Quality. In: *Proceeding the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage*. August 30 . September 3, 1999, Sydney, Australia. (Eds) IB Joliffe and JE Ball. The Institution of Engineers Australia, IAHR/IAWQ, 50.
- MADISON, F., J., ARTS, S., BERKOWITZ, E., et al., 1979. *Washington County Project*, EPA 905/9-80-003, U.S. Environmental Protection Agency, Chicago, IL.
- MARSALEK, J., D., WEATHERBE, G., ZUKOV, 1982, Institutional aspects of stormwater detention. In: *Proceedings of the Conference: Stormwater Detention Facilities, Planning, Design, Operation, and Maintenance*, Henniker, NH. Edited by W. DeGroot. Published by the American Society of Civil Engineers, New York. August.
- MASCARENHAS, F. C. B., MIGUEZ, 2002, "Urban Flood Control Through a Mathematical Cell Model", *Water International*.
- MASCARENHAS, F. C. B., MIGUEZ, M. G., 1993, Large Flood Plains Modeling by a Cell Scheme: Application to the Pantanal of Mato Grosso. In: *Second International Symposium on Engineering Hydrology - Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineering (ASCE)*. San Francisco/California, USA, Julho.
- MASCARENHAS, F. C. B., MIGUEZ, M. G., 1994, Modelling of Large Flood Plains by a Cell Scheme - Application to the Pantanal of Mato-Grosso. *Journal of Brazilian Engineering (RBE)*, Water Resources, v. 12, n. 2, December (em Português).
- MCGEE, C.D., HUNTER, D.E., MOWBRAY, S., 2000, Bacteria Contamination at Huntington City and State Beaches. In: *WEFTEC2000, 73rd Annual Conference and Exposition*, October 2000, Anaheim, CA. Water Environment Federation, CD-ROM.
- MEDINA, M.A., Jr., W.C. HUBER, J.P. HEANEY, 1981a, "Modeling Stormwater Storage/ Treatment Transients - Theory", *Journal of the Environmental Engineering Division*, v. 107, n. EE4, pp. 781-797.
- MEDINA, M.A., Jr., W.C. HUBER, J.P. HEANEY, 1981b, "Modeling Stormwater Storage/ Treatment Transients - Applications", *Journal of the Environmental Engineering Division*, v. 107, n. EE4, pp. 799-816.
- MENTZINGEN, R.F., VERÓL, A.P., VIEIRA, I.N., et al., 2004, *Rio Carioca*, Monografia final do curso Poluição e qualidade das Águas, DRHIMA, EP, UFRJ.

- MERCER, G., CAVE, K., KAUNELIS, V., 1996, Comprehensive Watershed Analysis Tools: The Rouge Project - A Case Study. In: *Proc. WATERSHED '96 MOVING AHEAD TOGETHER: Tech. Conf. & Expo.*, Baltimore, MD, Water Environ. Fed., 892.
- MIGUEL, A.H., KERCHSTETTER, T.W., HARLEY, R.A., 1998, "On-Road Emissions of Particulate Polycyclic Aromatic Hydrocarbons and Black Carbon from Gasoline and Diesel Vehicles", *Environ. Sci. Technol.*, v. 32, n. 4, 450.
- MIGUEZ, M. G., 1994, Mathematical Modelling of Large Flood Plains Through a Flow Cell Scheme, Applied to the Pantanal Mato-Grossense. Civil Engineering M. Sc. Thesis, COPPE/UFRJ (em Português).
- MORENO-GRAU, S., MORENO, J., BAYO, J., et al., 2000, Heavy Metals in Atmospheric Aerosols, Rainfall, Soils and Ground Water in Industrial Cartagena, Spain. In: *2000 Annual Meeting and International Conference of the American Institute of Hydrology*, November 2000, Research Triangle Park, NC. American Institute of Hydrology.
- MORRISEY, D.J., WILLIAMSON, R.B., VAN DAM, L., et al., 2000, "Stormwater Contamination of Urban Estuaries. 2. Testing a Predictive Model of the Build-Up of Heavy Metals in Sediments", *Estuaries*. v. 23, 67.
- MUNN, M.D., GRUBER, S.J., 1997, "The Relationship between Land Use and Organochlorine Compounds in Streambed Sediment and Fish in the Central Columbia Plateau, Washington and Idaho, USA", *Environ. Toxicol. Chem.*, v.16, n. 9, 1877.
- MURTHY, J. Y., 2002, *Numerical Methods in Heat, Mass, and Momentum Transfer*, Draft Notes, School of Mechanical Engineering, Purdue University, 196 pp.
- MUSCARA, J., ROBERTS, D., WANG, K.H., et al., 1997, Typical Pollutants Leaving a Highway Construction Site in the Houston Area and the Effectiveness of Selected Temporary Sediment Controls. In: *Proceedings 24th Water Resour. Plann. Manage. Conf. Aesthetics in the Constructed Environment*, Houston, Tex., 246.
- NEWMAN, T.L., II, LEO, W.M., GAFFOGLIO, R., 2000a, Characterization of Urban-Source Floatables. Collection Systems Wet Weather Pollution Control: In: *Looking into Public, Private, and Industrial Issues*, May 2000, Rochester, NY. Water Environment Federation, CD-ROM.
- NEYLEN, K.J., PRICE, R.K., WIXCEY, J.R., et al., 1996. A Robust Water Quality Modeling Tool for Urban Drainage Networks. *Proc. 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, Hannover, Germany, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, 1169.
- NOVOTNY, V., CHESTERS, 1981, *Handbook of Nonpoint Pollution: Sources and Management*, Van Nostrand Reinhold, New York.
- NOVOTNY, V., 1992, "Unit Pollutant Loads", *Water Environment & Technology*, v.4, pp. 40-43, January.
- NOWAKOWSKA-BLASCZYK, A., ZAKRZEWSKI, J., 1996. The Sources and Phases of Increase of Pollution in Runoff Waters in Route to Receiving Waters. In: *Proc. 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, Hannover, Germany, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, 49.

- NOYE, B. J., 2000, "Explicit finite difference methods for variable velocity advection in the presence of a source", *Computers & Fluids*, v. 29, pp. 385-399.
- O'NEILL, K., 1981, "Highly efficient, oscillation free solution of the transport equation over long times and large space". *Water Resources Research*, v. 17, n. 6, pp. 1665-1675.
- OSMOND, D.L., GANNON, R.W., GALE, D.E., et al., 1997, "WATERSHEDSS: A Decision Support System for Watershed-Scale Nonpoint Source Water Quality Problems", *J. Am. Water Resour. Assoc.*, v. 33, n. 2, 327.
- OSUCH-PAJDZINSKA, E., ZAWILSKI, M., 1998, "Model for Storm Sewer Discharge. I: Description", *J. Environ. Eng.*, v. 124, n. 7, 593 .
- OSUCH-PAJDZINSKA, E., ZAWILSKI, M., 1998, "Model for Storm Sewer Discharge. II: Calibration and Verification", *J. Environ. Eng.*, v. 124, n. 7, 600.
- PARKER, J.T.C., FOSSUM, K.D., INGERSSOL, T.L., 2000, "Chemical Characteristics of Urban Stormwater Sediments and Implications for Environmental Management", Maricopa County, Arizona, *Environ. Manage.* v. 26, 99.
- PARKINSON, J., MILOGRANA, J., CAMPOS, L.C., et al., 2003, *Relatório do Workshop - Drenagem Urbana Sustentável*, Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Water Engineering and Development Centre, Loughborough University, Reino Unido, 24 pp.
- PATEL, M. K., MARKATOS, N. C., M. CROSS, 1985. "A critical evaluation of seven discretization schemes for convection-diffusion equations", *Int. J. Numer. Methods Fluids*, v., pp. 225-244.
- PHILLIPS, K.J., L.W. GELHAR, 1978, "Contaminant Transport to Deep Wells", *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, June, HY6, pp. 807-819.
- PINDER, G.F., W.G. GRAY, 1977, *Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology*, Academic Press, London, 295 pp.
- PISANO, W.C., 1996, "Summary: United States Sewer Solids Settling Characterization Methods, Results, Uses, and Perspective", *Water Sci. and Technol.*, v.33, n.9, 109.
- PITT, R., J. MCLEAN., June 1986, *Toronto Area Watershed Management Strategy Study - Humber River Pilot Watershed Project*. Ontario Ministry of the Environment, Toronto, Ontario,
- PITT, R., J. VOORHEES., 1995, "Source loading and management model (SLAMM)". In: *Proc. National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels*. March 30 – April 2, 1993. Center for Environmental Research Information, U.S. 243.
- PITT, R., J., MCLEAN, 1986, *Humber River Pilot Watershed Project*, Toronto, Canada, Ontario Ministry of the Environment, 483 pp. June.
- PITT, R., November 1987, *Small Storm Flow and Particulate Washoff Contributions to Outfall Discharges*. Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, the University of Wisconsin - Madison.

- PITT, R., R., FIELD, M., LALOR, et al., 1996, "Urban stormwater toxic pollutants: assessment, sources and treatability", *Water Environ. Res.*, v. 67, n.3, pp. 260-275. Discussão e fechamento em v. 68, n.4, pp. 953-955, July/August.
- PORTO, M.F.A., 1995. *Aspectos Qualitativos do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas*. In: Drenagem Urbana. Editora da UFRGS, ABRH.
- PORTO, R., ZAHED F. K., TUCCI, C.E.M., 1993, *Drenagem Urbana*. In: Hidrologia, Ciência e Aplicação. Editora da UFRGS, ABRH.
- PRODANOFF, J.H.A., 1988. *Modelo Matemático para Acompanhamento de Acidentes Ecológicos em Rios*. Projeto Final de Graduação. Departamento de Hidráulica e Saneamento DHS/EE -UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- RASMUSON, A., NARASHIMHAN, T.N., NERETNIEKS, I., 1982, "Chemical transport in a fissured rock; verification of a numerical model", *Water Resources Research*, v. 18, n. 5, pp. 1479-1492.
- REVITT, D.M., ELLIS, J.B., LLEWELLYN, N.R., 1999, Herbicide Behaviour in the Runoff from an Urban Catchment. In: *Proc. the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage*. August 30 . September 3, 1999, Sydney, Australia. Edited by IB Joliffe and JE Ball. The Institution of Engineers Australia, IAHR/IAWQ, 96.
- RICKERT, D.A., 1991, *Water Quality Assessment: A New Concept for Measuring The Quality of Surface and GroundWater*, Technical Reports in Hydrology and Water Resources No.34, World Meteorological Organization, August, pp. 38-79.
- ROACHE, P. J., 1976. *Computational Fluid Dynamics*, Hermosa, Albuquerque, NM, 446 pp.
- ROGER, S., MONTREJAUD-VIGNOLES, M., ADRAL, M. C., et al., 1998, "Mineral, Physical and Chemical Analysis of the Solid Matter carried by Motorway Runoff Water", *Water Res. (GB)*, v. 32, n. 4, 1119.
- ROSMANN, P.C.C., 2004. Notas de Aulas, PEO-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.
- SAGAR, B., 1982, "Dispersion in Three Dimensions: Approximate Analytic Solutions", *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, January, HY1, pp. 47-62.
- SAKAI, A., SUMIYAMA, M., TANAKA, K. 1996, Analysis of Non-point Source Pollutant Runoff Processes. In: *Proc. URBAN WET WEATHER POLLUTION: Controlling Sewer Overflows and Stormwater Runoff*, Specialty Conf., Quebec City, PQ, Canada, Water Environ. Fed., 11-63.
- SANGAL, S.K., AGGARWAL, P.K., TUOMARI, D., 1996, Identification of Illicit Connections in Storm Sewers: An Innovative Approach Using Stable Isotopes. In: *Proc. WEFTEC '96, 69th Annu. Conf. & Expo., Dallas, TX*, Water Environ. Fed., 8-47.
- SANSALONE, J. J., BUCHBERGER, S.G., 1997, "Partitioning and First Flush of Metals in Urban Roadway Storm Water", *J. Environ. Eng.*, v. 123, n. 2, 134.
- SARTOR, J.D., G.B., BOYD, 1972, *Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants*, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, EPA-R1-72-081. NTIS No. PB 214 408, November.

- SAUTY, J-P, 1980, "An Analysis of Hydrodispersive Transfer in Aquifers", *Water Resources Research*, v. 16, pp. 145-158.
- SCHLEE, M.B., 2002, *Landscape change along the Carioca River, Rio de Janeiro, Brazil*, Landscape Architecture M. Sc. Thesis, The Graduate School College of Arts and Architecture, The Pennsylvania State University.
- SCULLEN, D., 1992. *Finite Difference Methods for Advection in Variable-Velocity Fields*, M.Sc. Thesis, The University of Adelaide, Department of Applied Mathematics, 126 pp.
- SHIBA, S., HIRATA, Y., YAGI, S., 1999, Acid Cloud Droplet Formed by Condensation of Atmospheric Water Vapor as Pollution Source of Urban Runoff. In: *Proc. the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage*. August 30. September 3, 1999, Sydney, Australia. (Eds) IB Joliffe e JE Ball. IAHR/IAWQ, 1528.
- SHINYA, M., TSUCHINAGA, T., KITANO, M., et al., 2000, "Characterization of Heavy Metals and Polycyclic Aromatic Hydrocarbons in Urban Highway Runoff". *Water Sci. Tech. (G.B.)*, v. 42, 201.
- SHOEMAKER, L.L., LAHLOU, M., KUMAR, D., et al., 1996, "Filling the Watershed Toolbox". In: *Proc. WATERSHED '96 MOVING AHEAD TOGETHER: Tech. Conf. & Expo.*, Baltimore, MD, Water Environ. Fed., 999.
- SHU, C., OSHER, S., 1988, "Efficient implementation of essentially non-oscillatory shock capturing schemes", *J. Comput. Phys.*, v. 77, pp. 439-471.
- SILVERMAN G., M. K. STENSTROM, 1982b, *The Use of Greenbelts to Control Oil and Grease in Urban Stormwater Runoff*, In: Technical Memorandum No. 86, Water Quality Management Program, Association of Bay Area Governments.
- SILVERMAN G., M. K. STENSTROM, 1982a, *Dispersion and Outfall Devices to Mitigate Effects of Oil and Grease in Urban Stormwater*, In: Technical Memorandum No. 83 Water Quality Management Program, Association of Bay Area Governments.
- SILVERMAN, G.S., M.K. STENSTROM, S. FAM. 1985, *Evaluation of Hydrocarbons in Runoff to San Francisco Bay*. In: U.S. EPA Completion Report (California State Water Resources Control Board Grant # C06000-21). Association of Bay Area Governments, Oakland, CA.
- SIMONS, D.B. F. SENTURK, 1992, *Sediment Transport Technology – Water and Sediment Dynamics*. Water Resources Publication, 897 pp.
- SIRKIS, A., 2003, "O Desafio Ecológico das Cidades". In: André Trigueiro (ed.), *Meio Ambiente no Século 21*, pp. 215-230, Editora Sextante.
- SKERRETT, H.E., HOLLAND, C.V., 2000, "Occurrence of Cryptosporidium in Environmental Waters in the Greater Dublin Area", *Water Res.(G.B.)*, v. 34, 3755.
- SMITH, G.D., 1980, *Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods*. Oxford University Press, Oxford, 3<sup>rd</sup> ed.
- SMITH, J.A., SIEVERS, M., HUANG, S., YU, S.L., 2000a, "Occurrence and Phase Distribution of Polycyclic Aromatic Hydrocarbons in Urban Storm-Water Runoff", *Water Sci. Tech. (G.B.)*, v. 42, 383.

- SMITH, R., 1999, "Optimal and near-optimal advection-diffusion finite-difference schemes. Part 1: Constant coefficient 1-D", *Proc. Roy. Soc. Lond. A*, v. 455, pp. 2371-2387.
- SMITH, R., 2000, "Optimal and near-optimal advection-diffusion finite-difference schemes. Part 2: Unsteadiness and non-uniform grid", *Proc. Roy. Soc. Lond. A*, 456, pp. 489-502.
- SOUSA, E., I. SOBEY, 2002, "On the influence of numerical boundary conditions", *Applied Numerical Mathematics*, v. 41, pp. 325-344.
- SPALDING, D.B., 1972, "A novel finite difference formulation for differential expressions involving both first and second derivatives", *Internat. J. Numer. Methods Eng.*, v. 4, pp. 551-559.
- STACK, W., BELT, K., 1996, "Protecting Baltimore's Waters from Toxic Substances in Urban Storm Drains". *Abstract Book: SETAC 17th Annu. Meeting*, Washington, DC, Soc. Environ. Toxicol. and Chem., 104.
- STENSTROM M. K., G.S. SILVERMAN, T. A. BURSZTYNSKY, 1982. *Oil and Grease in Stormwater Runoff*, Environmental Science and Engineering, University of California, Los Angeles 90024, Association of Bay Area Governments.
- STENSTROM, M.K., G.S. SILVERMAN, T. A. BURSZTYNSKY, 1984. Oil and Grease in Urban Stormwaters. *Journal of the Environmental Engineering Division*, ASCE, v. 110, n. 1, pp. 58-72.
- SU, Y., JENSEN, P., HALL, R., 1996. A Comparison of Fecal Coliform and E. Coli for Contact Recreation Regulation in a Central Texas River. In: *Proc. WEFTEC '96, 69th Annu. Conf. & Expo., Dallas, TX*, Water Environ. Fed., 8-236.
- SUN, N.Z., W.W.G. YEH, 1983, "A proposed upstream weight numerical method for simulating pollutant transport in groundwater", *Water Resources Research*, v. 19, n. 6, pp. 489-1500.
- SWARNER, R., THOMPSON, M., 1996, "Modeling Infiltration and Inflow in Separated Sewer Systems". In: *Proc. Nat. Conf. on Sanitary Sewer Overflows (SSOs)*. EPA Office of Research and Development and Office of Wastewater Management, Washington, DC, EPA/625/R-96/007, 16.
- SWEBY, P. K., 1984, "High resolution schemes using flux limiters for hyperbolic conservation laws", *SIAM J. Numer. Anal.*, v. 21, pp. 995-1011.
- SWEBY, P. K., 1991, "High resolution schemes using flux limiters for hyperbolic conservation laws", *SIAM J. Numer. Anal.*, v. 28, pp. 891-906.
- TAKACS, L.L., 1985, "A Two-Step Scheme for the Advection Equation with Minimized Dissipation and Dispersion Errors", *Mon. Weather Rev.*, v. 113, pp. 150-165.
- TAYLOR, G.I., 1953, "Dispersion of solute matter in solvent flowing through a tube", *Proceedings of the Royal Society*, London, Series A, v. 219, pp. 186-203.
- TENBROEK, M., BRINK, P.N., 1996, "Comparison of Available Continuous Modeling Techniques Using Benchmarking". In: *Proc. Urban Wet Weather Pollution-controlling Combined Sewer Overflows and Stormwater Runoff, Specialty Conf.*, Quebec City, PQ, Canada, Water Environ. Fed., pp. 2-37.

- THOMSON, N.R., MCBEAN, E.A., SNODGRASS, W., et al., 1997a, "Highway Stormwater Runoff Quality - Development of Surrogate Parameter Relationships", *Water, Air, Soil Pollut.* (Neth.), v. 94, n. 3-4, 307.
- THOMSON, N.R., MCBEAN, E.A., SNODGRASS, W., et al., 1997b, "Sample Size Needs for Characterizing Pollutant Concentrations in Highway Runoff", *J. Environ. Eng.*, v. 123, n. 10, 1061.
- THOMSON, N.R., SYKES, J.F., LENNOX, W.C., 1984, "A Lagrangian porous media mass transport model", *Water Resources Research*, v. 20, n. 3, pp. 389-399.
- TIAN, F., WIKINS, A. L., HEALY, T. R., 1998, "Accumulation of Resin Acids in Sediments Adjacent to a Log Handling Area, Tauranga Harbour, New Zealand", *Bull. Environ. Contam. Toxicol.*, v. 60, n. 3, 441.
- TIMPLE, M. P., 1999, Impacts of Atmospheric Deposition on Stormwater Quality. In: *Proceedings of Sixth Biennial Stormwater Research & Watershed Management Conference*, September 14-17
- TREMBACK, G. J., POWELL, J., COTTON, W.R. *et al.*, 1987, "The Forward-in-time upstream advection scheme: extension to higher orders", *Mon. Wea. Rev.*, v. 115, 540-555.
- TSANIS, I.K., 2000, "Estimation of Toxic Contaminant Mean Concentrations from Stormwater Quality Data", *Adv. Eng. Software (G.B.)* v. 31, 207.
- TSIHRINTZIS, V. A., HAMID, R., 1997, "Modeling and Management of Urban Stormwater Runoff Quality: A Review", *Water Resources Management*, 11, 137-164.
- TSUI, Y.-Y., 1991, "A study of upstream-weighted high-order differencing for approximation to flow convection", *Int. J. Numer. Methods Fluids*, v. 13, pp. 167-199.
- VAN GENUCHTEN, M.T., W.J., ALVES, 1982, "*Analytical solutions of the one-dimensional convective-dispersive solute transport equation*", US Department of Agriculture, Technical Bulletin No. 1661, 151 pp.
- VAN LEER, B., 1984, "On the relation between the upwind differencing schemes of Godunov, Engquist-Osher and Roe", *SIAM J. Sci. Statist. Comput.*, v. 5, pp. 1-20.
- VANBUREN, M.A., WATT, W.E., MARSALEK, J., 1997, "Application of the Log-normal and Normal Distributions to Stormwater Quality Parameters", *Water Res.*, v. 31, n. 1, 95.
- VRBA, J., PENKY, V., 1991, "Groundwater-quality monitoring – effective method of hydrogeological system pollution prevention", *Environmental Geology and Water Science*, v.17, pp. 9-16.
- WALCEK C.J., N., M. ALEKSIC, 1998, "A simple but accurate mass conservative, peak-preserving, mixing ratio bounded advection algorithm with fortran code", *Atmospheric Environment*, v. 32, n. 22, pp. 3863-3880.
- WALCH, M.P., CHRIST, T.J., LEO, K.S, *et al.*, 1996, "Computer Modeling of Sanitary Sewer Overflows Resulting from Peak Flow Conditions". In: *Nat. Conf. on Sanitary Sewer Overflows (SSOs)*, EPA Office of Research and Development and Office of Wastewater Management, Washington, DC, EPA/625/R-96/007, 26.

- WALESH, S. G., 1989, *Urban Surface Water Management*, New York, John Wiley & Sons.
- WARMING, R.F., B.J. HYETT, 1974. "The modified equation approach to the stability and accuracy analysis of finite-difference methods", *J. Comput. Phys.*, v. 14, n. 2, pp. 159-179.
- WATER ENVIRON. & TECHNOL., 1996b, News Watch: Sewer Separation Lowers Fecal Coliform Levels in the Mississippi River. v. 8, n. 11, 21.
- WEIBEL, S.R., R. J. ANDERSON, R.L. WOODWARD, 1964, "Urban Land Runoff As a Factor in Stream Pollution", *Journal of the Water Pollution Control Fedration*, v. 36, pp. 914-924, Julho.
- WIEGAND, C., T., SCHUELER, W. CHITTENDEN, D., et al., 1986, Comparative costs and cost effectiveness of urban best management practices. Engineering Foundation Conference: *Urban Runoff Quality Impact and Quality Enhancement Technology*. Henniker, NH, (eds.) B. Urbonas e L.A. Roesner, Published by the American Society of Civil Engineers, New York. June
- WILLIAMS, A.T., SIMMONS, S.L., 1997a, "Estuaries Litter at the River/beach Interface in the Bristol Channel, United Kingdom", *J. Coastal Res. (U.K.)*, v. 13, n. 4, 1159.
- WILLIAMS, A.T., SIMMONS, S.L., 1997b, "Movement Patterns of Riverine Litter", *Water, Air, Soil Pollut. (Neth.)*, v. 98, n. 1-2, 119.
- WILLING & PARTNERS in association with CRC for Freshwater Ecology, 1998. Review of water quality in the Bayview Haven Canals: final report, Project no. 3755. Willing & Partners Crows Nest, N.S.W.
- WILSON, J.L., P. J. MILLER, 1978, "Two-Dimensional Plume in Uniform Ground-Water Flow", *Journal of the Hydraulic Division, ASCE*, April, HY4, pp. 503-514.
- WROBEL, L.C., BÜGE, T.R., J.H.A PRODANOFF, 1989, "Comparação de Modelos Matemáticos de Transporte de Poluentes Aplicados ao rio Paraíba do Sul", *VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – ABRH*. Foz do Iguaçu, Brasil.
- WROBEL, L.C., BÜGE, T.R., J.H.A. PRODANOFF, 1989, "A Study of River Pollution Using the QUICKEST Finite Difference Algorithm", *Hydrosoft - The International Journal for Hydraulics, Hydrology and Hydrodynamics in Engineering*, v. 2, n. 4, pp. 172-175.
- YATES, S.R., 1992. "An analytical solution for one-dimensional transport in porous media with an exponential dispersion function", *Water Resources Research*, v. 28, pp. 2149-2154.
- YEH, G. T., Y. J. TSAI, 1976, "Analytical Transient Three-Dimensional Modeling of Effluent Discharges", *Water Resources Research*, v. 12, pp. 533-540.
- ZANOBETTI, D., LORGERÉ, H., PREISSMAN, A., CUNGE, J.A., 1970, "Delta Mekong Mathematical Program Construction", *Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE*, v. 96, n. WW2, pp. 181-199.
- ZECH, Y., ESCARMELLE, A., 1999, "Use of High-resolution Geographical Databases for Rainfall-runoff Relation in Urbanized Areas", *Water Sci. Technol. (G.B.)*, v. 39, n. 9, 87.

- ZHENG, C., D. BENNETT, 1995. “*Applied Contaminant Transport Modeling – Theory and Practice*”. Van Nostrand Reinhold, New York, 440 pp.
- ZOBRIST, J., MULLER, S.R., AMMANN, A., et al., 2000, “Quality of Roof Runoff for Groundwater Infiltration”, *Water Res. (G.B.)*, v. 34, 1455.
- ZOPPOU, C., J.H., KNIGHT, 1997, “Analytical solutions for advection and advection-diffusion equations with spatially variable coefficients”, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, v. 123, pp. 144-148.
- ZUG, M., MAGNE, G., HAMMOUDA, A., DE BELLY, B., 1999a, “Use of Modeling to Study the Impact of the Management of the Detention Basin of Gentilly on the Sewage System”. In: *Proc. the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage*. August 30 . September 3, 1999, Sydney, Australia. Edited by IB Joliffe and JE Ball. The Institution of Engineers Australia, IAHR and The International Association on Water Quality, 713.
- ZWILLINGER, D., 1992. “*Handbook of Differential Equations*”, 787pp, Academic Press Inc., Second Edition, San Diego CA.