UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

ESTIMATIVA DE PARÂMETROS HIDROLÓGICOS EM ALGUMAS BACIAS URBANAS BRASILEIRAS

ANDRÉA DE OLIVEIRA GERMANO

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, 05 de dezembro de 1997.

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Professor Carlos Eduardo Morelli Tucci e co-orientação do Professor André L. L. da Silveira.

De forma simples quero agradecer aquelas pessoas e entidades que auxiliaram o desenvolvimento deste trabalho.

Em primeiro lugar, agradeço aos meus pais pela educação e incentivo pelo estudo.

Ao Professor Carlos Eduardo Morelli Tucci pela inicialização na área de recursos hídricos, pela orientação, apoio e todos os ensinamentos passados.

Aos professores do Instituto de Pesquisas Hidráulicas, pelos ensinamentos, de forma especial aos professores Alfonso Risso, Marcos Leão e Lawson Beltrame pelo apoio.

Às queridas amigas, Lygia Campos, Nadir, Nara, Beatriz e Eva.

Aos colegas, Fernando Genz, Mário Mendiondo, Adolfo Villanueva, Luciana Melo, Valmir Pedrosa, Henrique Lima, Jaildo Santos, Walter Collischonn, Prof. Joel Goldenfum, Prof. José J.D'amico e, especialmente a Eraly Silva, amiga de todas as horas.

Agradeço ao CNPq e IPH/UFRGS pelo apoio na realização desta pesquisa. Também a CPRM, na fase final deste trabalho.

Um carinho especial a Marcelo Turi Moraes pela paciência e companheirismo.

RESUMO

A estimativa da vazão ou o hidrograma numa bacia urbana sujeita a freqüentes alterações é um desafio para a hidrologia.

Nesse estudo foram utilizados dados de algumas bacias brasileiras para estimar os parâmetros de dois modelos utilizados em bacias urbanas: SCS e IPH II. Foram utilizadas 28 bacias urbanas, com 230 eventos. Após a análise de consistência foram selecionados 132 eventos mais representativos.

Os modelos foram ajustados aos eventos e avaliou-se a variabilidade do parâmetro CN do modelo SCS em cada bacia em função das condições iniciais de umidade. Para as bacias com menor índice de impermeabilização pode-se relacionar as perdas iniciais com o estado de umidade do solo. Já para as bacias com alto índice de impermeabilização as perdas iniciais não variaram com as condições de umidade do solo; no entanto, nestas bacias as perdas iniciais variaram com a magnitude e distribuição espacial do evento.

Os parâmetros do modelo IPH II também foram ajustados com bons resultados na maioria das bacias. Um quadro resumo de parâmetros e características das bacias foi obtido para orientar usuários do modelo. Com base nos resultados obtidos podemos recomendar os valores aqui determinados para bacias onde não existam dados desta natureza, desde que as mesmas assemelhem-se fisicamente e particularmente no comportamento hidrológico.

ABSTRACT

Flow estimates or hydrographs in an urban basin subject to frequent changes are a challenge to hydrology.

In the present study data from several Brazilian drainage basins were used to estimate the parameters of two models applied in urban catchments: SCS and IPH II. Twenty-eight urban catchments were used, with 230 events. After the consistency was analysed, 132 representative events were selected.

The models were fitted to the events, and the variability of parameter CN of model SCS was assessed for each basin considering the initial moisture conditions. In less impervious basins the initial losses can be related to soil moisture. On the other hand, in basins with a high rate of imperviousness, the initial losses did not vary with soil moisture, but in these basins the initial losses varied depending on the magnitude and spatial distribution of the event.

The parameters of model IPH II were also fitted, with good results in most basins. A graphic summarizing the basins parameters and characteristics was obtained to guide model users. Based on the results obtained we can recommend the values determined here for basins where no data of this kind exist, if the basins are physically similar and particulary as regards hydrologic behaviour.

SUMÁRIO

Página

1- INTRODUÇÃO

1.1- Geral 1

1.2- Objetivos 2

1.3- Justificativa 3

2- ENCHENTES EM BACIAS URBANAS

2.1- Caracterização da Bacia Hidrográfica Urbana 5

2.1.1- Impacto das Enchentes 6

2.1.2- Caracterização do Sistema 10

2.2- Métodos de Estimativa da Vazão Máxima ou Hidrograma de Projeto 11

2.2.1- Métodos Baseados na Análise de Freqüências 11

2.2.2- Cálculo das Vazões com Base na Série de Precipitações e Pelo Uso de Modelos Hidrológicos 12

2.3- Modelos Hidrológicos em Bacias Urbanas 23

2.3.1- Modelos de Macro-Escala 24

2.3.2- Modelos de Micro-Escala 27

2.3.3- Comentários 30

3-SIMULAÇÃO DE CHEIAS DE PROJETO EM BACIAS URBANAS

3.1- Modelo Soil Conservation Service 32

3.1.1- Precipitação de Projeto 33

3.1.2- Determinação da Precipitação Efetiva 33

3.1.3- Escoamento Superficial 37

3.2 - Modelo Hidrológico IPH II 40

3.2.1- Algorítmo de perdas por evaporação e interceptação 40

3.2.2- Algorítmo de separação do escoamento 41

3.2.3- Algorítmo de escoamento superficial 45

3.2.4- Algorítmo de escoamento subterrâneo 48

3.2.5- Variabiliddade dos Parâmetros 48

4- BACIAS ESTUDADAS

4.1- Características das bacias urbanas brasileiras 51

4.2- Descrição das cidades e bacias estudadas 53

4.2.1- Porto Alegre 55

4.2.2-Joinville 57

4.2.3-Curitiba 57

4.2.4-São Carlos 59

4.2.5-São Paulo 61

4.2.6-Rio de Janeiro 63

4.3- Análise dos Dados 66

4.4- Limitações das Informações 70

5- ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DOS MODELOS

5.1- Estimativa e Análise dos Parâmetros do Modelo SCS 72

5.2- Estimativa e Análise dos Parâmetros do modelo IPH II 79

5.2.1- Critérios de Ajuste 79

5.2.2 - Resultados Obtidos 80

5.2.3- Análise geral dos parâmetros do IPH II 112

5.3- Considerações sobre os parâmetros hidrológicos de bacias urbanas 126

6- CONCLUSÕES

6.1- Conclusões e Recomendações 128

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 131

ANEXOS

Anexo A: Resultados dos ajuste do modelo hidrológico 136

LISTA DE TABELAS

2.1 - Valores de infiltração 19

2.2 - Capacidade máxima de infiltração 20

2.3 - Capacidade final de infiltração 20

2.4 - Coeficiente de decaimento 20

4.1 - Cidade com dados 52

4.2 - Características físicas das bacias 53

4.3 - Características dos eventos selecionados 67

5.1 - Precipitação acumulada 5 dias antes do evento 73

5.2- Resumo das características hidromórficas do solo (SCS, 1964) 75

5.3- Comparação dos valores por imagem digital (Campana et al, 1995) com os obtidos através dos resultados do modelo SCS para os eventos estudados na bacia do Arroio Dilúvio - Porto Alegre 76

5.4 - Resultados de CN e Ia 77

5.5- Parâmetros ajustados eventos Bacia Casa de Portugal (Δt=30min) 80

5.6 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Casa de Portugal 80

5.7- Parâmetros ajustados eventos da Bacia Saint Hilaire (Δt=30min) 81

5.8 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Saint Hilaire 82

5.9- Parâmetros ajustados Bacia Bela Vista (Δt=30min) 83

5.10 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Bela Vista 83

5.11- Parâmetros ajustados Bacia Arroio do Meio (Δt=30min) 84

5.12 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Arroio do Meio 84

5.13- Parâmetros ajustados eventos Bacia B. do Carvalho (Δt=30min) 85

5.14 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia B. do Carvalho 86

5.15-Parâmetros ajustados eventos da Bacia Cascatinha I (Δt=30min) 86

5.16 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Cascatinha I 87

5.17- Parâmetros ajustados eventos da Bacia Cascatinha II (Δt=30min) 88

5.18- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Cascatinha II 88

5.19- Parâmetros ajustados Bacia Mathias (Δt=10min) 89

5.20- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Mathias 89

5.21- Parâmetros ajustados Bacia Jaguarão (Δt=10min) 90

5.22- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Jaguarão 91

5.23- Parâmetros ajustados Bacia Prado Velho (Δt=10min) 91
5.24- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Prado Velho 92
5.25- Parâmetros ajustados Bacia Afonso Camargo (Δt=60min) 93
5.26- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Afonso Camargo 93
5.27- Parâmetros ajustados Bacia Gregório (Δt=10min) 94
5.28- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Gregório 94
5.29- Parâmetros ajustados Bacia Carapicuiba (Δt=30min) 95
5.30- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Carapicuiba 95
5.31- Parâmetros ajustados dos eventos Bacia Cabuçu de Cima (Δt=30min) 96
5.32- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Cabuçu de Cima 96
5.33- Parâmetros ajustados dos eventos da Bacia Tiquatira (Δt=30min) 97
5.34- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Tiquatira 97
5.35- Parâmetros ajustados dos eventos da Bacia Jaguaré (Δt=15min) 98
5.36- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Jaguaré 98
5.37- Parâmetros ajustados Bacia Ipiranga (Δt=30min) 99
5.38- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Ipiranga 99
5.39- Parâmetros ajustados Bacia Águas Espraiadas (Δt=30min) 100
5.40- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Águas Espraiadas 100
5.41- Parâmetros ajustados Bacia Rio Vermelho (Δt=15min) 101
5.42- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia do Rio Vermelho 101
5.43- Parâmetros ajustados Bacia Pirajussara (Δt=30min) 102
5.44- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Pirajussara 102
5.45- Parâmetros ajustados Bacia Rio Meninos (Δt=30min) 103
5.46- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia do Rio Meninos 104
5.47- Parâmetros ajustados Bacia Tamanduatei (Δt=30min) 105
5.48- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Tamanduatei 105
5.49- Parâmetros ajustados Bacia Mandaqui (Δt=15min) 106
5.50- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Mandaqui 106
5.51- Parâmetros ajustados Bacia Jacaré (Δt=10min) 107
5.52- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Jacaré 107
5.53 - Parâmetros ajustados Bacia Faria (Δt=10min) 108
5.54 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Faria 108

5.55 - Parâmetros ajustados Bacia Timbó (Δt=10min) 109
5.56 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Timbó 109
5.57- Parâmetros ajustados Bacia Sarapui (Δt=60min) 110
5.58 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Sarapui 110
5.59 - Parâmetros ajustados Bacia Saracuruna (Δt=60min) 111
5.60 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Saracuruna 111
5.61 - Resumo dos resultados 116
117
5.62 - Erro médio na estimativa dos picos 121
5.63 - Erro médio na estimativa dos volumes 126

LISTA DE FIGURAS

2.1 - Relação precipitação-vazão 15

2.2 - Esquema de perdas iniciais 16

3.1 - Hietograma de projeto do SCS 33

3.2 - Curva de Infitração proposta pelo SCS 34

3.3 - Método de separação do escoamento 37

3.4 - Hidrograma Unitário proposto pelo SCS 38

3.5 - Armazenamento de água no solo 41

3.6 - Equação do Algorítmo de Berthelot 43

4.1 - Localização e distribuição da precipitação média mensal das cidades de Porto Alegre, Joinville, Curitiba, São Carlos, São Paulo e Rio de Janeiro 54

4.2 - Bacia do Arroio Dilúvio 56

4.3 - Bacia do Rio Cachoeira 58

4.4 - Bacia do Rio Iguaçu 60

4.5 - Bacia Córrego do Gregório 61

4.6 - Bacia do Rio Tietê 63

4.7 - Bacia Canal do Cunha 65

4.8 - Bacia Sarapui 65

4.9 - Bacia Saracuruna 66

5.1- Relação entre perdas iniciais e AMC (precipitação acumulada de 5 dias antecedentes ao evento) 74 75

5.2 - CN (Landsat) x CN (eventos) 76

5.3 - Relação entre CN e Áreas Impermeáveis <20% 78

5.4 - Relação entre CN e Áreas Impermeáveis ≥20% 78

5.5- Ajuste do evento 24/09/79 Bacia Casa de Portugal 81

5.6 - Ajuste do evento 20/07/80 Bacia Saint'Hilaire 82

5.7 - Ajuste do evento 03/04/81 Bacia Bela Vista 83

5.8- Ajuste do evento 29/01/78 Bacia Arroio do Meio 85

5.9- Ajuste do evento 09/05/79 Bacia Beco do Carvalho 86

5.10 - Ajuste do evento 07/11/79 Bacia Cascatinha I 87

5.11 - Ajuste do evento 13/09/78 Bacia Cascatinha II 88

5.12 - Ajuste do evento 20/10/80 Bacia Mathias 90

5.13 - Ajuste do evento 18/10/80 Bacia Jaguarão 91
5.14 - Ajuste do evento 08/11/87 Bacia Prado Velho 92
5.15 - Ajuste do evento 05/87 Bacia Afonso Camargo 94
5.16 - Ajuste do evento 24/02/80 Bacia Córrego do Gregório 95
5.17 - Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Carapicuiba 96
5.18 - Ajuste do evento 01/02/82 Bacia Cabuçu de Cima 97
5.19- Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Tiquatira 98
5.20 - Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Jaguaré 99
5.21 - Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Ipiranga 100
5.22 - Ajuste do evento 06/02/82 Bacia Águas Espraiadas 101
5.23 - Ajuste do evento 10/01/81 Bacia Rio Vermelho 102
5.24 - Ajuste do evento 13/01/81 Bacia Pirajussara 103
5.25 - Ajuste do evento 07/03/83 Bacia Ribeirão dos Meninos 104
5.26 - Ajuste do evento 06/12/82 Bacia Tamanduateí 105
5.27 - Ajuste do evento 10/02/82 Bacia Mandaqui 106
5.28 - Ajuste do evento 01/01/71 Bacia Jacaré 107
5.29 - Ajuste do evento 09/04/71 Bacia Faria 108
5.30 - Ajuste do evento 11/10/71 Bacia Timbo 109
5.31 - Ajuste do evento 06/03/86 Bacia Sarapui 111
5.32 - Ajuste do evento 13/03/83 Bacia Saracuruna 112
5.33 - Relação entre tc ajustado IPH II x tc=f(L, Aimp) 114
5.34 - Relação entre Ks ajustado IPH II x tc=f(L, S, Aimp) 114
5.35 - Resultados dos ajustes (QobsxQcalc) 118
5.36 - Resultados com Io, Ib e h médios 119
5.37 - Resultados com Io, Ib h, tc e Ks médios 120
5.38 - Resultados com Io, Ib, h (médios), tc=f(L, Aimp) e Ks=f(L, S, Aimp) 121
5.39 - Resultados dos ajustes (VobsxVcalc) 122
5.40 - Resultados do ajuste de volumes com Io, Ib e h médios 123
5.41 - Resultados do ajuste de volumes com Io, Ib h, tc e Ks médios 124
5.42 - Resultados do ajuste dos volumes com Io, Ib, h (médios), tc e Ks estimados 125

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1- Geral

Devido à crescente impermeabilização das áreas de drenagem das cidades, através da expansão da urbanização, a ocorrência de enchentes tem se tornado cada vez mais freqüente.

O Brasil, nas últimas décadas, convergiu para uma grande concentração urbana, gerando várias metrópoles com mais de 1 milhão de habitantes, além de um grande número de cidades médias que agem como pólos de desenvolvimento em diferentes regiões do país.

Os principais aspectos dos impactos dos recursos hídricos, que se agravam nas grandes aglomerações urbanas, relacionam-se com o abastecimento de água, o despejo de esgotos cloacais, a drenagem urbana (pluviais), a produção de sedimentos, as enchentes e a contaminação de aqüíferos.

O uso do solo urbano sem um maior planejamento tem sido o maior agente dos problemas atuais. Apesar da existência de um Plano Diretor Urbano em grande parte das cidades, os loteamentos clandestinos, as favelas e a falta de obediência à legislação urbana têm produzido uma grande deterioração do espaço da bacia urbana. Como conseqüência algumas endemias voltam a ameaçar o meio urbano nas enchentes como a cólera, a dengue e a leptospirose. Os rios urbanos estão normalmente assoreados e poluídos e escoam basicamente esgoto cloacal, recebendo, inclusive, em muitos casos a contribuição da rede de esgotos que, via de regra, não se destinam a uma estação de tratamento de esgotos na maioria das cidades brasileiras. A macrodrenagem urbana é ineficiente, gerando altos custos de obras que somente transferem a inundação para jusante.

As cheias urbanas fazem parte, hoje, da realidade brasileira. As áreas urbanas, com alta densidade populacional, podem sofrer, dependendo do caso, dois tipos de enchentes:

aquelas geradas na própia área urbana e as decorrentes de extravazamento de um curso d'água de porte. Em situações mais críticas, podem ocorrer de forma combinada.

Segundo Hudlow et al. (1984) apud Tucci (1993) o prejuízo médio das inundações nos Estados Unidos chega a cerca de 5 bilhões de dólares anuais. No Brasil poucos estudos quantificam os prejuízos. Jica (1988) estimou que em Blumenau os prejuízos com as cheias de 1983 foram de 16% do PIB de Santa Catarina, na época.

O controle de inundações pressupõe a minimização de seus impactos e pode ser estabelecido por medidas estruturais ou não-estruturais. As medidas estruturais modificam o sistema, com a implementação de reservatórios, diques e dragagem do leito entre outras, enquanto que as medidas não-estruturais procuram estabelecer a convivência entre a população e as enchentes através de zoneamento das áreas de risco, sistema de alerta e seguros. Nas principais cidades brasileiras os problemas de enchentes ocorrem devido: (a)à saturação da capacidade da macrodrenagem urbana da cidade, que geralmente é decorrente da urbanização que aumenta e acelera os escoamentos, elevando a freqüência das inundações; (b)aos problemas localizados de microdrenagem urbana, obstruções devido a lixo e sedimento, e represamento da macrodrenagem. As obras estruturais da macrodrenagem buscam a solução destes problemas. Para qualquer tipo de obra hidráulica é necessário que se determine o hidrograma de projeto. Se um sistema de drenagem é bem projetado pode-se obter uma diminuição considerável de custos e ainda garantir um bom funcionamento do mesmo, evitando-se que as inundações mais sérias ponham em risco propriedades e vidas humanas. A quantificação das enchentes é necessária não só para o desenvolvimento de medidas estruturais de controle como para o planejamento das medidas nãao estruturais, tendo em vista os possíveis impactos.

1.2- Objetivos

A quantificação das enchentes pode ser realizada através de modelos hidrológicos precipitação-vazão. Este procedimento torna-se mais indicado na medida em que as séries de vazões em bacias urbanas não são normalmente estacionárias. Além deste problema que limitada sua aplicação prática direta, elas não são fáceis de obtenção pelas dificuldades inerentes de um monitoramento em área urbana.

Entretanto, para utilizar os referidos modelos é necessário determinar seus parâmetros com base em eventos de cheia em bacias urbanas. A estimativa desses parâmetros apresenta grandes incertezas, principalmente no Brasil, porque os dados são limitados e os processos hidrológicos de transformação chuva-vazão não são ainda bem conhecidos.

Tendo em vista estes aspectos, os objetivos dessa pesquisa são os seguintes:

- Reunir e analisar os dados disponíveis de bacias urbanas brasileiras;
- Estimar os parâmetros dos modelos SCS (SCS,1975) e IPH II (Tucci et al., 1982) utilizados com freqüência em projetos no Brasil, com base em uma seleção de eventos chuva-vazão de bacias urbanas brasileiras;
- Sintetizar os resultados como base para estimativa dos parâmetros destes modelos para outras bacias.

1.3- Justificativa

No Brasil não existe uma política ocupacional no que diz respeito ao controle de inundações. Logo, o desenvolvimento urbano desordenado provocou o agravamento dos problemas relativos à drenagem urbana, já que, na maioria dos casos, não foi restringido o uso do solo em áreas críticas, sobretudo áreas de inundação e encostas. A solução que resta hoje, depois que o espaço está todo ocupado, é de implementar, onde ainda é possível, medidas estruturais, tais como a construção de reservatórios, ampliações de canais, obstrução de córregos, construção de diques de proteção. Para o dimensionamento e projeto destas medidas estruturais é necessário a determinação de hidrogramas de projeto.

A escolha do método utilizado geralmente recai sobre o uso direto da fórmula racional ou o emprego do método de Ven Te Chow, este baseado na técnica do hidrograma unitário. São métodos que não quantificam os principais componentes do ciclo hidrológico e por isso podem não representar bem as peculiaridades das bacias urbanas brasileiras.

Métodos deste tipo apresentam grande incerteza nos seus resultados em função da variabilidade admitida dos seus parâmetros e da arbitrariedade com que são escolhidos. Em

consequência, pode ocorrer um superdimensionamento, causando custos excessivos, ou um subdimensionamento que, além de causar danos materiais durante as enchentes, pode comprometer irreversivelmente a ocupação do fundo do vale.

Por essa razão e também pelo fato de que, na prática, o estudo hidrológico muitas vezes não é realizado por especialistas evidencia-se a necessidade de se usarem métodos mais apropriados que utilizem parâmetros hidrológicos coerentes com as características das bacias brasileiras. Mesmo métodos melhor embasados, como o SCS, apresentam a dificuldade de que seus parâmetros foram obtidos através de estudos em bacias americanas, onde as características, principalmente de ocupação do solo e vegetação, podem ser bastante diferentes das do Brasil.

Assim, a utilização de modelos ou métodos, mesmo estrangeiros, mas com parâmetros ajustados com dados hidrológicos de bacias brasileiras, podem fornecer um maior grau de confiança na estimativa do escoamento.

CAPÍTULO 2

ENCHENTES EM BACIAS URBANAS

2.1- Caracterização da Bacia Hidrográfica Urbana

A urbanização de uma bacia se manifesta em um acelerado processo de impermeabilização do solo, através da construção de prédios, ruas pavimentadas, pátios, estacionamentos, entre outros. Dessa forma, a parcela que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. Além da diminuição da infiltração, existem outros fatores que diferenciam as bacias rurais das bacias urbanas como: presença de aterros, escavações, compactações, construções irregulares, e desmatamentos.

As bacias urbanas se caracterizam por apresentarem diferentes superfícies, que podem ser classificadas em três tipos:

1- Áreas impermeáveis que estão diretamente conectadas à rede de drenagem; como estacionamentos, ruas pavimentadas, construções em geral;

2- Áreas impermeáveis que não estão diretamente conectadas à rede de drenagem: são áreas onde os excessos da precipitação escoam por outras superfícies para mais tarde atingir o sistema de drenagem;

3- Permeáveis ou semi-permeáveis: são áreas de vegetação natural, solos nus, praças e gramados.

Em bacias urbanas, tanto as superfícies impermeabilizadas como as superfícies permeáveis contribuem para a geração do escoamento superficial. No entanto, a participação de cada tipo de superfície no escoamento total é diferente. As superfícies impermeáveis que estão diretamente conectadas à rede de drenagem e as superfícies impermeáveis que não estão diretamente conectadas à rede pluvial aumentam a

eficiência do escoamento, antecipando e aumentando o pico do hidrograma, exigindo maior capacidade de escoamento da drenagem.

Nas bacias urbanas brasileiras há, muitas vezes, agravantes no processo de drenagem. Assoreamentos, crescimento de vegetação, acúmulo de lixo e presença de pontes com vãos insuficientes contribuem ao extravazamento mais freqüente dos arroios. Na microdrenagem, bocas-de-lobo e sarjetas mal dimensionadas ou obstruídas por lixo ou sedimentos provocam inundações de ruas e calçadas.

2.1.1- Impactos das Enchentes

Os eventos naturais que vêm acontecendo periodicamente no Brasil despertam na população um sentimento do quanto o homem é vulnerável frente a seu meio. No caso das enchentes o noticiário tem tido duas posições opostas, alguns se resignam frente à força da natureza e outros buscam um suposto culpado. Para melhor entender o problema é necessário separar os tipos de enchentes e suas consequências.

As enchentes naturais ocorrem em dois leitos: a calha onde o rio escoa durante períodos com pouca ou nenhuma precipitação e a várzea que é inundada somente durante períodos com muita precipitação. Os impactos sobre a população desse tipo de enchente são devidos principalmente à ocupação inadequada da várzea. Atualmente, em praticamente todas as cidades brasileiras, não existe nenhuma restrição sobre o loteamento em áreas de risco de inundação, e uma sequência de anos sem enchentes é razão suficiente para que empresários loteiem as várzeas ou para que a mesma seja invadida pela população de baixa renda. As inundações podem também ocorrer pela geração de escoamento excessivo localmente: são as enxurradas, mais graves em áreas de maior declividade.

As enchentes por extravazamento de um curso d'água e as enxurradas podem se agravar devido ao desenvolvimento urbano, em consequência da impermeabilização do solo, provocada por telhados, ruas calçadas, pátios, entre outros, e da aceleração dos escoamentos pela rede pluvial.

Esta crescente urbanização, principalmente no que diz respeito às grandes regiões metropolitanas, tem sido uma das mais marcantes características do modelo de crescimento adotado no Brasil. Isto tem provocado alterações significativas no balanço hídrico de nossas bacias urbanas, através das mudanças impostas às condições naturais anteriormente existentes.

Estudos realizados mostram que a crescente urbanização de nossas bacias traz consigo um aumento significativo das áreas impermeabilizadas tendo como consequências principais:

* aumento da velocidade de propagação da onda de cheia;
* redução da interceptação e do armazenamento superficial, devido à redução das depressões naturais;
* redução do tempo de pico;
* redução na infiltração;
* diminuição nas perdas por transpiração, com a retirada da vegetação.

Os dados de cheia na bacia do Arroio Dilúvio em Porto Alegre, analisados por Silveira (1996), indicam que os picos das cheias numa sub-bacia 20% impermeabilizada (62% urbanizada) são em média 10 vezes maiores que os registrados em uma sub-bacia pouco urbanizada (2% impermeabilizada em 15% de urbanização). A ordem de grandeza das sub-bacias comparadas era de 30 km^2. Em termos de vazão média ou volume escoado os dados indicaram um aumento do volume escoado na sub-bacia urbanizada da ordem de 250%.

Tucci (1996) avaliou para Curitiba, com base nos dados das bacias dos arroios Belém (60% de área impermeáveis), Palmital (7-10%) e Atuba (15%), que a urbanização provocou um aumento de 6 vezes da vazão média de cheia.

Segundo Andrade e Machado (1985) em estudos feitos para a Bacia do Rio Imbé, situada no município de Campos, Estado do Rio de Janeiro, em que procuraram

verificar e simular os efeitos do grau de impermeabilização para esta bacia em particular, no período estudado de 3 anos, foram constatados que:

1- o volume escoado foi, em média, 1,7 vezes maior para a bacia totalmente urbanizada em relação ao seu valor em condições naturais;

2- os picos de cheia individuais aumentaram, em média, mais de 7 vezes, comparando-se os resultados obtidos para bacias totalmente urbanizadas e em condições naturais. Para bacia em estado de pouca urbanização este aumento ficou em torno de 4 vezes;

3- à medida que aumenta o grau de urbanização os picos de cheia se adiantam progressivamente. Para bacias com grau de urbanização igual a 27%, os picos ocorrem aproximadamente 2 horas mais cedo; para bacias com grau de urbanização igual a 53%, os picos ocorrem 3 horas mais cedo; e para bacias com grau de urbanização de 97%, os picos ocorrem aproximadamente 4 horas mais cedo.

Sickle (1978) exemplifica as diferenças do efeito da urbanização sobre os picos dos hidrogramas de cheia após várias simulações, em algumas bacias localizadas em cidades americanas. Os resultados em Dallas indicaram um crescimento de apenas 25% na vazão do pico do hidrograma, para uma bacia que sofreu urbanização completa. Na cidade de Charlotte, os mesmos estudos indicaram um crescimento de 100 a 150%. Em Houston os picos do hidrograma aumentaram cerca de 200 a 900%, após a urbanização, dependendo da freqüência do evento.

Motta (1982) aplicou o modelo IPH II na bacia do Arroio Dilúvio, localizada em Porto Alegre. Para prever o efeito do aumento da área impermeável sobre o hidrograma de cheia o autor simulou quatro situações de ocupação do solo, as quais apresentaram as seguintes percentagens médias de área impermeável 42,7; 69,3; 54,3; e 16,3%. A estimativa da parcela da área impermeável foi obtida através de curvas que correlacionam as densidades habitacionais com as taxas de áreas impermeáveis. O modelo simulou os efeitos da urbanização ao apresentar o volume escoado superficialmente, bem como a vazão de pico do hidrograma de cheia para os quatros cenários de ocupação, para o extremo inferior da bacia (Posto CPRM). O autor concluiu que as características da precipitação simulada, cuja intensidade máxima ocorre no

início do evento, é a responsável pela pequena variação calculada para os diferentes cenários. Entretanto, salienta que para eventos com outras características, "os resultados poderão indicar uma conseqüência mais séria".

Barbassa (1991), utilizando um melhoramento do modelo hidrológico EESC-USP, desenvolvido por Machado e Righetto (1981), apresenta simulações sobre o sistema de macrodrenagem da cidade de São Carlos. O autor através de simulações apontou que de 1980 a 1990, com o crescimento da área impermeável, para uma mesma precipitação, constatou-se uma elevação na vazão de pico do hidrograma, próxima de $10m^3/s$, que traduz uma elevação de 20% em relação ao pico do hidrograma de 1980. A vazão de pico de 50 m^3/s que ocorreu em 1980 apresentou tempo de retorno de 10 anos. Com o aumento da freqüência das enchentes decorrente da urbanização, em 1990, este mesmo valor passou a ter período de retorno de 5 anos, caracterizando a contundente influência da urbanização sobre a freqüência das inundações do local.

Silva e Porto (1991) estudando o efeito da taxa de área impermeável nas cidades de Mirandópolis e Lavínia, simularam o efeito da urbanização através do modelo DRENG II, que utiliza o método da curva número para a separação do escoamento e o método da onda cinemática para a propagação do escoamento superficial. As bacias estudadas foram : Ribeirão das Antas (18 km^2) e Ribeirão dos Meninos (103 km^2). Foi verificado que, em geral, um aumento da área impermeável na ordem de 100 a 300%, provocava um aumento da vazão de pico das duas bacias, na ordem de 8 a 14% e 19 a 25%, respectivamente. Os autores acreditam que esse pequeno aumento na vazão de pico é função da área urbanizada situar-se na cabeceira da bacia, tanto que só foi observado um aumento médio de 9,6 a 18,9% no coeficiente de escoamento local.

Após o processo de ocupação do solo, a resposta da bacia muda para os diferentes tipos de chuva. Logo, a bacia é capaz de gerar escoamento para os eventos mais freqüentes, como tem acontecido recentemente na região sudeste do Brasil. Para estes eventos a proporção no aumento da vazão superficial é muito maior que nos eventos menos freqüentes e mais intensos.

UFRGS
BIBLIOTECA IPH

2.1.2- Caracterização do Sistema

A ocupação na bacia hidrográfica tende a ocorrer no sentido de jusante para montante na sua macro-drenagem. Isto se deve às características de relevo. O planejamento urbano e a regulamentação das cidades brasileiras não é realizado com a visão da macrodrenagem de toda a bacia. A regulamentação hoje exigida é realizada somente a nível de microdrenagem de loteamentos e de condutos próximos. O critério de avaliação é o escoamento da água, sem que os efeitos de jusante sejam quantificados. Hoje, quando um loteamento é projetado, os municípios exigem apenas que o projeto de esgotos pluviais seja eficiente no sentido de drenar a água do loteamento. Quando o poder público não controla a urbanização ou não amplia a capacidade dos rios ocorre a inundação. Normalmente o impacto do aumento da inundação sobre o restante da bacia não é aliviado pelo projetista ou exigido pelo município. A combinação do impacto dos diferentes loteamentos produz aumento da ocorrência de enchentes rio abaixo. As áreas mais afetadas, devido à construção de novas habitações rio acima, são as mais antigas localizadas rio abaixo. Nos países desenvolvidos essa prática é controlada através de legislação municipal em que não é permitido ampliar a enchente natural e cada loteador deve criar dispositivos que amorteça a enchente.

A drenagem urbana é dimensionada em dois níveis principais, anteriormente citados: macro e micro-drenagem. Segundo Tucci (1993) nem sempre é clara a distinção, mas caracterizam-se como macrodrenagem os escoamentos em fundos de vale que normalmente são bem definidos mesmo que não correspondam a um curso de água perene. Essas bacias possuem área de pelo menos 5km^2 dependendo da cidade e do grau de urbanização. O termo microdrenagem aplica-se a áreas onde o escoamento natural não é bem definido e, portanto, acaba sendo determinado pela ocupação do solo. Em uma área urbana a microdrenagem é essencialmente definida pelo traçado das ruas.

Wright-McLaughlin Engineers (1969), no manual de drenagem urbana para a região de Denver (Estados Unidos), apontam a macrodrenagem como a chave para um adequado sistema de drenagem. Quando bem planejado é capaz de reduzir, ou mesmo, eliminar a necessidade de tubulações enterradas, e de proteger extensas áreas quando

ocorrerem eventos excepcionais. As ações de macrodrenagem urbana constituem-se em geral em canalizações, diques de proteção e reservatórios ou parques urbanos.

Enquanto isso, o controle das cheias urbanas devido à urbanização, no Brasil, é realizado na maioria das vezes através da canalização dos trechos críticos. Esse tipo de solução segue a visão particular de um trecho da bacia, sem que as consequências sejam previstas para o restante da mesma ou a sua futura ocupação. Como se observa não existe nenhum programa sistemático, em qualquer nível, para controle da ocupação das áreas de risco de inundação no Brasil. Depois que o espaço foi ocupado, as soluções são extremamente caras.

2.2- Métodos de Estimativa da Vazão Máxima ou Hidrograma de Projeto

A origem dos métodos de precipitação-vazão, em geral, data da segunda metade do século 19, em resposta a três tipos de problemas de engenharia: projeto urbano de canalização; projeto de recuperação do solo no sistema de drenagem e projetos de reservatórios e vertedouros. Em todos estes problemas a variável de maior interesse era a vazão de projeto. A hidrologia colocou à disposição dos projetistas uma série de métodos e modelos para a estimativa das vazões extremas, baseados na análise de frequências das enchentes, no cálculo das vazões com base na série de precipitações e pelo uso de modelos hidrológicos baseados principalmente no conceito de hidrograma unitário.

2.2.1- Métodos Baseados na Análise de Frequências

Na determinação da vazão de projeto com base na análise de frequências são necessários dados do local de interesse. A vazão máxima para o tempo de retorno desejado é obtida pelo ajuste de uma distribuição estatística às vazões máximas anuais. Esses métodos para períodos de retorno menores (2 a 10 anos), são adotados em projetos de canalização, bueiros e outros, tendo-se o cuidado de verificar a interdependência das vazões e estacionariedade da série. As principais distribuições estatísticas utilizadas em hidrologia para o ajuste de vazões máximas são: Empírica,

Log-Normal, Gumbel e Log-Pearson III. Em bacias, devido ao desenvolvimento urbano, as séries deixam de ser estacionárias, o que dificulta a utilização desse métodos.

As vazões máximas são aquelas cuja estatística tem maior importância em aplicações práticas, resultado da necessidade de caracterizar a cheia de projeto; mas na maior parte dos cursos de água não são disponíveis informações para a realização desta análise.

Em bacias urbanas, devido ao desenvolvimento urbano, as séries deixam de ser estacionárias e as vazões de pico tendem a aumentar, o que dificulta a utilização dos métodos vazão-vazão. Na hidrologia urbana os métodos precipitação-vazão são os mais utilizados, pois podem-se fazer avaliações futuras de urbanização, baseadas na série de precipitações.

2.2.2- Cálculo das Vazões com Base na Série de Precipitações e Pelo Uso de Modelos Hidrológicos

A estimativa do hidrograma de projeto com base na precipitação é composta das seguintes partes: (i) Discretização da bacia; (ii) Precipitação de projeto; (iii) Perdas; (iv) Escoamento superficial.

É preciso salientar que o hidrograma de projeto é determinado com base na precipitação e não na vazão, devido à disponibilidade de séries extensas de precipitação ser maior que as séries de vazões e também pelo fato de que em bacias urbanas, onde o cenário de ocupação é modificado ao longo do tempo, a série de vazões também é modificada. Dessa forma, para efeitos de projeto, considera-se o período de retorno da vazão igual ao da precipitação.

(i) Discretização da bacia:

Quando a bacia hidrográfica abrange regiões de características muito distintas quanto à natureza do solo, relevo e outros, torna-se conveniente a discretização da bacia.

O critério de subdivisão deve levar em conta as características hidrológicas, morfologia, localização de pontos de interesse, distribuição espacial da precipitação e ainda a existência de obras hidráulicas. Em cada sub-bacia existirá uniformidade dos parâmetros do modelo e somente um hidrograma de saída.

(ii) Precipitação de Projeto:

A chuva de projeto é uma das informações mais importantes relacionada ao projeto de drenagem de uma bacia. A chuva de projeto corresponde à precipitação total de projeto, mas quem gera a vazão de projeto é a precipitação "efetiva", determinada a partir do total precipitado e função das condições de umidade iniciais e as perdas decorrentes das depressões. A vazão de projeto está associada a características dependentes do tipo de obra a ser realizada, que são: período de retorno, duração da precipitação, distribuição temporal e espacial. O período de retorno varia com o tipo de obra a ser realizada: 2, 5, 10 e 25 anos são os períodos mais usados em obras urbanas. A duração da precipitação, considerada como crítica, deve ser igual ao tempo de concentração da bacia. A distribuição temporal e espacial do evento também são importantes. Em geral, para um mesmo volume, o hidrograma com forma mais crítica é aquele que no início da tormenta apresenta uma intensidade de média a baixa, que serve para umedecer toda a bacia e preencher as depressões, tornando todas as áreas potencialmente produtoras de escoamento, e após esta fase vem o pico do hietograma, encontrando toda a bacia contribuindo, maximizando a vazão do pico do hidrograma. Ponce (1989) considera que para pequenas bacias (< 25 km^2) pode-se assumir a precipitação com distribuição temporal e espacial uniformes. Já para bacias de tamanho médio (100 - 5000 km^2) é importante levar em consideração a variação temporal da intensidade da chuva, porém pode-se continuar assumindo uma distribuição espacial uniforme.

(iii) Perdas:

As perdas são devido às retenções superficiais e à infiltração. Da parcela restante, resulta a precipitação efetiva. A precipitação efetiva é a parcela da precipitação

total que escoa diretamente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e, posteriormente, em cursos de água maiores. A precipitação efetiva é a maior responsável pelas vazões de cheia, principalmente em bacias pequenas e urbanizadas. Esta etapa consiste na separação da chuva efetiva a partir do hietograma total. Esta separação é baseada na equação da continuidade, isto é, o volume de escoamento superficial é igual ao volume de chuva efetiva.

Perdas iniciais por armazenamento:

Na bacia hidrográfica, existem obstruções ao escoamento que acumulam parte do volume precipitado. Em bacias urbanas, podem ser criadas artificialmente áreas com retenção do escoamento em função de aterros, pontes e construções. O somatório destas perdas se reflete na redução da vazão média e no abatimento dos picos de enchentes. O cálculo do escoamento em superfícies impermeáveis é relativamente menos complexo que para a situação de superfícies permeáveis, onde o escoamento está fortemente condicionado pelo tipo de cobertura do solo, pela condição de umidade antecedente e pela intensidade e duração da precipitação.

Uma abordagem, utilizada com freqüência para a quantificação das perdas iniciais em bacias urbanas é o estudo da relação precipitação total - escoamento superficial. A seguir são citados vários trabalhos que enfatizam esta teoria.

Miller (1978) mostrou que sob condições ideais, a curva que representa a relação entre a precipitação total e o escoamento superficial seria como a esquematizada na figura 2.1. Nessa relação o escoamento é expresso em termos da lâmina média escoada, isto é, o volume escoado superficialmente dividido pela área da bacia.

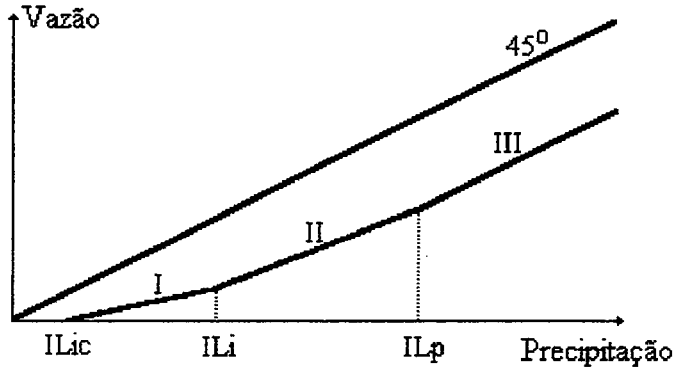


Figura 2.1 - Relação precipitação-vazão

Fonte: BOYD et al. (1993)

Boyd et al. (1993) complementando o trabalho descreveram as características dos três segmentos que formam a curva da figura 2.1 como segue: a declividade de cada segmento indica a fração da bacia que está contribuindo para o escoamento. Assim, para um evento chuvoso, a primeira fração do escoamento é originada pela precipitação que cai nas superfícies impermeáveis diretamente conectadas à rede de drenagem. Então, a declividade deste primeiro segmento será A_{ic}/A, sendo A_{ic} a área impermeável diretamente conectada à rede de drenagem e A a área total da bacia. No segundo segmento, se todas as superfícies impermeáveis estão contribuindo, sua declividade será A_i/A, onde A_i é a área impermeável total. Finalmente o terceiro segmento da curva representa a contribuição de todas as superfícies impermeáveis mais a parcela das superfícies permeáveis que está contribuindo (A_{pc}). A declividade deste segmento é $(A_i+A_{pc})/A$. Obviamente, se todas as áreas permeáveis (A_p) estão contribuindo, a declividade será $(A_i/A_p)/A$, ou seja, uma reta a 45 graus, já que tudo o que precipita escoa.

Os dois primeiros segmentos da curva da figura 2.1 não se alteram significativamente de um evento para outro. Contrariamente, o terceiro segmento pode sofrer grandes alterações, dependendo da condição de umidade antecedente de cada evento e das características do evento (intensidade e duração). Evidentemente, o escoamento nos diversos tipos de superfícies inicia-se quando a precipitação excede as perdas iniciais das correspondentes superfícies (figura 2.2).

Boyd et al. (1993) analisaram 763 eventos, correspondentes a 26 bacias localizadas em 12 países, através da representação gráfica da precipitação total versus o escoamento superficial. Os autores verificaram que não foram encontrados, claramente, os três segmentos de reta. Por regressão linear ajustaram, para cada bacia, uma equação do tipo:

$$Q = a - b.P = (P - ILi).\ Fi \qquad (2.1)$$

onde Q é a vazão total; P é a precipitação total; a e b são coeficientes da regressão; IL_i representa as perdas iniciais nas superfícies impermeáveis; o coeficiente F_i representa a proporcionalidade entre a vazão e a precipitação.

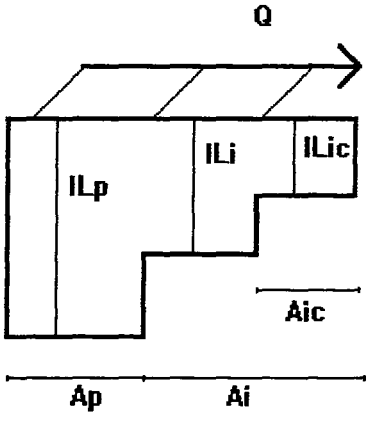


Figura 2.2- Esquema de perdas iniciais
Fonte- Boyd et al. (1993)

Os valores de Fi foram correlacionados com a fração de área impermeável diretamente conectada à rede de drenagem Aic/A. As relações obtidas foram:

$$Fi = \alpha.\ Ai/A \qquad (2.2)$$

$$Fi = \beta.\ Aic/A \qquad (2.3)$$

onde $\alpha = 0{,}75$ e $\beta = 0{,}86$. O coeficiente de correlação foi de 0.83 e as áreas impermeáveis foram extraídas de mapas.

Melane & Lankkanen (1981) aplicaram esta metodologia em sete bacias da Finlândia e Jensen (1990) aplicaram em seis bacias na Dinamarca. Nestes trabalhos os coeficientes obtidos foram α= 0,75 e β= 0,90.

Germano e Campana (1995) analisaram 109 eventos, correspondentes a 7 bacias localizadas em 3 cidades brasileiras. Os valores da fração de áreas impermeáveis foram obtidos por medição direta em fotografias aéreas, para as bacias de Porto Alegre (IPH, 1993), enquanto para a bacia de Joinville foi estimada por ajuste do modelo de simulação do processo de transformação chuva-vazão. As áreas impermeáveis diretamente conectadas à rede de drenagem pluvial não puderam ser quantificadas, pela ausência de dados. Em todas as bacias, o tipo de ocupação predominante é residencial. A identificação dos eventos que geravam escoamento unicamente a partir de superfícies impermeáveis, denominados de "eventos impermeáveis", e dos "eventos permeáveis", isto é, aqueles que geram escoamento também nas superfícies permeáveis, foi baseada na análise da representação gráfica dos volumes totais escoado e precipitado. Os valores encontrados para as perdas iniciais em superfícies impermeáveis (IL_i), na faixa de 1 a 10 mm, foram compatíveis com os apresentados por outros pesquisadores. Os valores de F_i foram relacionados com a fração de área impermeável total A_i/A, conforme a relação da equação (2.2). O fator de proporcionalidade assumiu valores entre 0,68 e 1,29. Para a bacia Arroio do Meio este fator foi de 3,22, que pode ser explicado devido à alta declividade da bacia. Ainda que não tenha sido possível estimar uma equação de regressão entre o fator de proporcionalidade F_i e a fração de áreas impermeáveis, percebe-se que tais valores são significativamente maiores que o valor de α (0,75) reportado por Boyd et al. (1993). Como conclusões, pode-se citar que foram detectadas evidências de que o fator de proporcionalidade entre a lâmina precipitada e a lâmina escoada superficialmente (F_i) independe do tamanho da tormenta. Além disso, para todas as bacias, as contribuições ao escoamento mais significativas eram das superfícies impermeáveis, verificando-se um valor superior a 60% em todas as bacias. Verificou-se ainda que não apenas os eventos importantes geram escoamento nas superfícies permeáveis, como também eventos menores podem gerar escoamento superficial nesse tipo de superfícies.

Neste estudo, onde analisaremos bacias pequenas, logo com pequenas depressões, a quantificação destas perdas será dificultada pela variabilidade espacial, sendo necessário considerar um volume perdido no início da precipitação.

Perdas por infiltração:

Diferente das perdas iniciais, que são as perdas devido ao armazenamento em depressões, ocorrem também perdas por interceptação e evaporação. As perdas por infiltração podem ocorrer durante toda a enchente diminuindo somente a taxa de infiltração conforme a capacidade de infiltração do solo. Em superfícies urbanas, as mudanças na cobertura do solo, conseqüentes das impermeabilizações, diminuem as perdas por infiltração. A evolução dos modelos de infiltração ocorreu em três direções: a empírica, a aproximada e a física. Os modelos que tratam o processo fisicamente exigem muitos dados de entrada, dificilmente disponíveis; logo, são mais utilizados os modelos aproximados e os empíricos.

Os processos físicos têm como base análises experimentais da taxa de infiltração e geralmente apresentam melhores resultados quando esta taxa é obtida por simuladores de chuva, do que quando são utilizados infiltrômetros. A seguir é apresentada uma pequena revisão dos trabalhos mais recentes que enfocam esta análise para diferentes tipos de superfícies urbanas.

Dam e Ven (1984) determinaram a taxa de infiltração final através do uso de infiltrômetro em um estacionamento de 0,7ha, pavimentado com tijolos e blocos de concreto. Obtiveram valores da taxa de infiltração entre 6mm/h e 29mm/h, sendo de 13mm/h o valor médio dos experimentos. Ajustaram diferentes equações empíricas sendo que os melhores resultados foram obtidos com as equações de Hillel & Gardner (2.4) e de Philip (2.5);

$$Iac(t) = (a.t + b)^{1/2} - c \qquad (2.4)$$

$$Iac(t) = a.t^{1/2} + b.t \qquad (2.5)$$

onde Iac(t) é a infiltração acumulada no tempo t, a, b e c são parâmetros de ajuste dos modelos.

Ando et al. (1993) determinaram a taxa de infiltração final para dois tipos de superfícies experimentais de $1m^2$, jardins e quadras esportivas na cidade de Tóquio, Japão. Usaram um simulador de chuva, com intensidade entre 10 e 100 mm/h e os resultados obtidos foram de 3,8 mm/h para as quadras esportivas e 11,3 mm/h nos jardins.

Genz (1994) desenvolveu um estudo experimental para diferentes superfícies urbanas no Brasil, utilizando um simulador de chuva, para uma parcela experimental de $1m^2$. Foram simuladas cinco tipos de superfícies com diferentes declividades. O autor também ajustou a equação de Philip aos dados. A tabela 2.1 resume os resultados dos experimentos:

Tabela 2.1- Valores de infiltração

Tipo de superfície	Decliv. (%)	Precipitação simulada (mm/h)	Coeficiente de escoamento	Taxa de infiltração (mm/h)	Parâmetros de Philip
Gramado	1 e 9	110 a 142	0,54 a 0,68	19 a 23	a=7, b=16
Chão batido	1,3	110 a 120	0,92 a 0,95	-	a=-38, b=11
Paralelepípedo antigo	2 e 11	103 a 128	0,88 a 0,95	-	a=-27, b=10
Paralelepípedo novo	4	114 a 124	0,58 a 0,63	18 a 23	a=-10, b=22
Pedra de concreto	2	116 a 127	0,83 a 0,85	10 a 14	a=3, b=6

Fonte: Genz (1994)

Entre os modelos empíricos um dos mais utilizados é o modelo de Horton (1940) que utiliza uma formulação com três parâmetros. A relação empírica para representar a taxa de infiltração com o tempo é:

$$fp = fc + (fo - fc)e^{-kt} \qquad (2.6)$$

onde fo= taxa de infiltração inicial no tempo (t=0), fc= taxa mínima de infiltração (solo saturado); β é ajustado através da taxa de infiltração. A equação de Horton tem validade somente enquanto a intensidade da precipitação é maior que a capacidade de infiltração da bacia.

Muitos pesquisadores têm ajustado a equação (2.6) a dados experimentais. Alguns resultados obtidos estão resumidos nas tabelas 2.2 a 2.4.

Tabela 2.2 - Capacidade máxima de infiltração

Tipo de superfície	Io (mm/h)
Argila sem vegetação(1)	36
Solo com muito baixa taxa de infiltração(3)	76
Solo com baixa taxa de infiltração(3)	127
Solo com moderada taxa de infiltração(3)	197
Solo com alta taxa de infiltração(3)	254
Areia fina descoberta(2)	210
Areia fina gramada(2)	670
Solo arenoso com vegetação densa(1)	108
Solo destinado a agricultura, descoberto(2)	280
Área arborizada e gramada(1)	117

(1) Geiger et al (1987)

(2) Wilson (1983)

(3) Maksimovic & Radojkovic (1986)

Tabela 2.3- Capacidade final de infiltração

Tipo de superfície	Ib (mm/h)
Solo gramado, cobertura pobre(1)	3,6
Campos de esporte(2)	3,8
Jardim residencial(2)	11,3
Solo descoberto(2)	13,2
Solo gramado, boa cobertura(1)	28,7

(1) Musgrave & Holtan (1964)

(2) Ando & Suzuki (1990)

Tabela 2.4- Coeficiente de decaimento

Tipo de superfície	k
Todo tipo de solo (1)	0,0012
Solo destinado a agricultura, coberto(2)	0,0133
Solo destinado a agricultura, descoberto(2)	0,0267
Areia fina-argilosa, gramada(2)	0,0233
Areia fina-argilosa, descoberta(2)	0,0333

(1) Geiger et al (1987)

(2) Wilson (1983)

(iv) Escoamento Superficial

O escoamento superficial é a parte do ciclo hidrológico em que a água se desloca na superfície da bacia até encontrar uma calha definida. O escoamento em bacias urbanas sofre a interferência do homem através de superfícies impermeáveis e sistemas de esgotos pluviais.

O comportamento do escoamento superficial depende essencialmente da cobertura da bacia, de sua declividade e do sistema de drenagem. O fluxo superficial é resultado da água precipitada que não foi interceptada pela cobertura vegetal, ou retida em depressões e não infiltrou, que escoa através dos caminhos de maior declividade e menor obstrução.

O escoamento superficial tem sido tratado principalmente através de técnicas lineares como o hidrograma unitário. O Hidrograma Unitário (HU) segundo Sherman (1932) é um hidrograma correspondente a um volume unitário de escoamento superficial direto, resultante de uma chuva de duração unitária, uniformemente distribuída sobre uma bacia contribuinte e de intensidade constante.

O H.U. pode ser estimado com base em dados históricos, como descrito em todos livros básicos de hidrologia. No entanto na maioria das bacias urbanas não existem informações. Dessa forma, torna-se necessário estimar o H.U. com base em algumas características das bacias.

Snyder (1938) estabeleceu equações que relacionam o pico e o tempo de pico do Hidrograma Unitário, de acordo com as características das bacias estudadas na região dos Apalaches nos Estados Unidos, obtendo as seguintes equações:

$$tp = Ct \,.\, (L \,.\, Lca)^{0,3} \tag{2.7}$$

$$tr = \frac{tp}{5,5} \tag{2.8}$$

$$Qp = \frac{0{,}27.Cp.A}{tp} \tag{2.9}$$

onde: tp é o tempo de pico em horas; L é o comprimento do curso principal em Km; Lca é a distância ao longo do curso principal até o ponto próximo ao centro de gravidade da bacia (Km); tr é a duração da chuva efetiva em horas; Qp é a vazão de pico em $m^3/s/mm$; A é a área da bacia em Km^2 e Cp e Ct são coeficientes de Snyder.

Muitos trabalhos apresentam valores de Cp e Ct para bacias urbanas; Eagleson (1962) analisou dados de 5 bacias urbanas em Louisville, Kentucky, cuja impermeabilidade variava de 30 a 80%. Ele obteve valores de Cp entre 0,24 e 0,63 e de Ct entre 0,21 e 0,32. Eagleson considerou a mesma equação de Snyder modificada por Linsley et al (1958) resultando nas equações (2.9 e 2.10)

$$tm = Ct.\left(\frac{L.Lca}{\sqrt{S}}\right)^{0,38} \tag{2.10}$$

$$Qmax = \frac{K}{tm} \tag{2.11}$$

onde tm é o tempo decorrido desde o início da chuva até o momento em que ocorre 50% da vazão de pico (horas); S é a declividade da bacia; K variou entre 298 e 402 para as bacias em estudo; Qmax é a vazão máxima específica em pés cúbicos por segundo por milhas quadradas.

Wright Mclaughlin Engineers (1969) (Apud Packman, 1980) apresentaram valores para os coeficientes de Snyder, baseados em dados de Denver, Colorado. Eles recomendaram valores de Cp entre 0,55 e 0,45 e para Ct entre 0,35 e 0,25 para um aumento de área impermeável de 20 para 60%.

Sanchez e Simões Lopes (1984) apresentaram uma metodologia para a determinação do hidrograma unitário para bacias urbanas e suburbanas brasileiras. Para o estudo utilizaram dados de 9 bacias urbanas e semi-urbanas de Porto Alegre-RS,

Joinville-SC e São Carlos-SP. As características físicas utilizadas nas regressões foram: a área da bacia contribuinte, porcentagem de área impermeável, comprimento do talvegue, declividade média da bacia e fator de transporte. Os parâmetros representativos para a definição do H.U. foram: a vazão de pico, tempo de pico, larguras do hidrograma a 25%, 50% e 75% da vazão máxima e o tempo de base. A equação da vazão de pico foi estabelecida para satisfazer a condição de igualdade dos volumes precipitado e escoado.

Diaz (1987) atualizou o trabalho de Sanchez e Simões Lopes (1984) utilizando 19 bacias urbanas e suburbanas brasileiras, estabeleceu regressões dos parâmetros que definem a forma do H.U., com algumas características físicas das bacias. As equações de regressão foram feitas para a vazão de pico, tempo de pico, largura aos 25% e 50% da vazão de pico. As características físicas consideradas nas regressões foram as mesmas do estudo anterior, excluindo o fator de transporte devido a falta de informações das bacias adicionadas. O nível de correlação foi bom permitindo a estimativa do H.U. para bacias carentes de dados.

O Soil Conservation Service (1957) apresentou um hidrograma unitário sintético baseado no princípio do volume de água do hidrograma Q conhecido (o volume é igual a área da bacia multiplicada pela lâmina de água que precipitou), o pico do hidrograma pode ser calculado, assumindo uma forma triangular para o hidrograma unitário. SCS (1975) apresentou adaptações do modelo para considerar as características de uma bacia urbana. No capítulo seguinte, esse modelo, utilizado nesse estudo, é descrito.

2.3- Modelos hidrológicos em bacias urbanas

Os modelos hidrológicos, com as estruturas introduzidas no item anterior, tratam os processos dentro de duas visões: (i) macro-escala; (ii) micro-escala. No primeiro caso, as bacias (ou sub-bacias) são tratadas de forma concentradas com parâmetros médios, já que a bacia é grande e as informações são limitadas. No segundo, a bacia é detalhada segundo seus componentes fundamentais: quadra, bueiros, sarjeta e condutos.

2.3.1- Modelos de Macro-Escala

Os modelos hidrológicos procuram descrever o processo de transformação de precipitação em vazão dentro de uma visão de macro-escala, tendo também como parâmetros a taxa de áreas impermeáveis e a eficiência do escoamento superficial. A estrutura básica destes modelos são: algoritmo de perdas por depressões e impermeabilizações, perdas por infiltração, escoamento superficial de toda a bacia e o escoamento a superfície livre em canais.

Linsley (1967) definiu a era do empirismo como o período que se encerra o início da hidrologia moderna, nos primeiros anos da década de 1930. Como os métodos baseados no empirismo são bastante simples e também porque muitas vezes são as únicas técnicas disponíveis, vários trabalhos hidrológicos fazem uso destes métodos.

Fleming (1975) definiu métodos empíricos como aqueles que por meio de equações matemáticas fazem aproximações diretas, produzindo uma saída a partir de uma certa entrada. As relações entre os parâmetros considerados na equação são únicas em relação ao processo físico considerado. O uso da experiência na análise dos coeficientes das equações é um processo classificado como empírico, pois essas equações se originaram devido a falta de dados, ou seja, existem modelos que estimam os parâmetros com base em dados.

Stanford Watershed Model IV- STANFORD IV. Desenvolvido por Crawford and Linsley (1966), expressa o escoamento superficial direto através da percentagem de superfície impermeável da bacia. O escoamento superficial é avaliado pela aplicação da lei de Horton considerando a variabilidade espacial e temporal. A precipitação que não infiltra no solo é considerada como um incremento potencial para o volume de retenção da superfície. Parte deste volume infiltra, em alguns casos (a infiltração da camada superior é lenta), e o restante parte o incremento real e o volume de retenção da superfície. Este volume, uma vez distribuído na superfície da bacia, é usado para avaliar a taxa relativa do escoamento superficial.

Muitos modelos se baseiam nesta metodologia fazendo apenas algumas modificações. Entre estes trabalhos podemos citar: Hydrocomp Simulation Program (Hydrocomp, 1970); Kentucky Watershed Model (James, 1972); OPSET (Liou, 1970); e o Texas Watershed Model (Claborn and Moore, 1970).

Hidrologic Enginnering Center (1985) HEC-1, subdivide a bacia em sub-bacias consideradas como planos de escoamento, os quais são interligados por uma rede de canais. O modelo permite o uso de operação de reservatórios. A precipitação de entrada do modelo pode ser associada ao risco escolhido pelo usuário ou ainda por registros históricos. As perdas podem ser computadas por índices, pelo CN, método de Holtan. O programa é composto pelos seguintes módulos: calibração do hidrograma unitário, parâmetros da curva de infiltração, propagação, análise do risco e otimização dos componentes do sistema no controle de enchente. A simulação do escoamento na bacia e nos canais é realizada pelo método de onda cinemática, para a propagação dos hidrogramas.

Na propagação hidrológica é aplicado o hietograma correspondente no hidrograma unitário da sub-bacia, sendo realizada uma transposição linear para jusante de acordo com o tempo médio de viagem de uma sub-bacia a outra. O método apresenta algumas fórmulas empíricas para o cálculo do coeficiente de escoamento, em função da fração da área impermeável.

Berry e Sailor (1987) apresentaram um outro modelo para determinação do escoamento em uma bacia urbana. O modelo utiliza o método do Soil Conservation Service (SCS) para calcular o volume escoado e o tempo de concentração da bacia. Os autores verificam que com uma grande discretização espacial tendo qualquer precipitação de entrada, o modelo tendia a superestimar o volume escoado. Também verificaram que quanto maior era a discretização do tempo de concentração, maior era a vazão de pico, para igual volume escoado.

Tucci et al. (1982) desenvolveram o modelo IPH II de transformação de precipitação em vazão para pequenas bacias, rurais ou urbanas. A simulação deve ser iniciada no intervalo imediatamente anterior a um período seco que antecede o evento, o

que permite estimar as condições iniciais. São consideradas sub-bacias, com mesmas características físicas, sendo necessário relacionar suas áreas e as correspondentes percentagens de áreas impermeáveis.

O modelo é composto de três algoritmos, o primeiro dos quais considera perdas por evaporação e interceptação através de uma relação entre evaporação potencial e umidade do solo. Em outro algoritmo é feita a separação do escoamento, sendo aplicada a equação da continuidade à parcela correspondente à zona superior do solo. A infiltração é determinada pela equação de Horton e a percolação é calculada através de outra relação empírica. Em cada intervalo de tempo a intensidade da chuva é comparada com a taxa de infiltração, sendo observada a restrição da lei de Horton e, finalmente, são obtidos os volumes percolado e escoado superficialmente. O terceiro algoritmo faz as propagações superficiais e subterrâneas utilizando o método de Clarck, que se baseia no histograma tempo-área e no modelo do Reservatório Linear Simples.

Outro modelo descrito por Tucci et al. (1989) é o IPH IV, que simula o processo de transformação chuva-vazão subdividindo o sistema em duas partes: bacia hidrográfica e canais principais. O componente hidrológico do modelo simula o escoamento na bacia e está baseado na estrutura do IPH II. O componente hidrodinâmico simula o escoamento nos canais principais tendo como contribuição lateral as vazões das sub-bacias determinadas pelo modelo hidrológico. A parcela hidrodinâmica simula o escoamento através das equações de continuidade e dinâmica, discretizadas através de diferenças finitas. Este modelo permite representar escoamentos sujeitos a remansos, alterações do leito e considerar obras hidráulicas.

Fendrich e Freitas (1987) implementaram o modelo hidrológico geral de Ven Te Chow, para o estudo de enchentes urbanas na Bacia do Rio Belém - Curitiba-PR. Os resultados foram considerados aceitáveis.

Porto et al. (1993) complementaram o modelo ABC, que consiste de um conjunto de algorítmos hidrológicos clássicos, como Horton, SCS, índices, método de Clarke, método Sta. Bárbara e ainda método Muskingum, funcionando de forma

interligada. O modelo é aplicado em bacias urbanas, em estudos orientados para uma visão de macro-drenagem, podendo ser utilizados em pequenas ou grandes bacias.

2.3.2- Modelos de Micro-Escala

Os modelos utilizados neste tipo de análise são do tipo distribuídos, para a simulação de pequenas áreas de pequenas bacias onde são representados cada quadra urbana, escoamento na superfície, sarjeta, entrada nos bueiros e rede de pluviais. Este tipo de modelo é suficientemente detalhado para o estudo da capacidade de escoamento da rede e verificação das condições de projeto. A seguir serão revisados alguns modelos com estas características.

O modelo do Transport and Road Research Laboratory (TRRL) foi desenvolvido na década de 1950 como uma simples ferramenta de projeto na Grã-Bretanha. A idéia original considera que unicamente as áreas impermeáveis contribuem de forma significativa ao pico do escoamento num esgoto pluvial. Usando estas áreas constroí-se um diagrama tempo-área com uma correção por armazenamento. Esta forma de encarar o sistema global mudou para uma desagregação nos elementos individuais, projetados cada um separadamente.

Terstriep e Stall (1974) utilizaram a primeira versão do método TRRL em 1969 e desenvolveram uma nova versão que originou o modelo ILLUDAS (Illinois Urban Drainage Área Simulator). A bacia é considerada como composta de uma série de sub-bacias que são conectadas pelas tubulações e canais. Avaliaram as áreas permeáveis não consideradas no método TRRL e áreas impermeáveis não ligadas diretamente ao sistema de drenagem. Foi adotado o procedimento de fazer com que a chuva que cai nesta área impermeável suplementar seja distribuída imediatamente na área permeável onde são consideradas as perdas por infiltração e retenção. Estas perdas são subtraídas diretamente do total da chuva para cada evento. A relação tempo-área da área permeável é calculada utilizando uma equação de escoamento permanente. O método deve ser usado para projetos de sistema de esgoto ou para simular o escoamento de um sistema existente.

Wenzel e Voorhees (1980) modificaram o modelo ILLUDAS para ser manejado como um simulador contínuo. Esta conversão envolveu principalmente mudança no componente da infiltração e foram incorporadas algumas alternativas na propagação dos hidrogramas das tubulações de esgoto. Cada sub-bacia foi dividida em três tipos de área, ou seja as que relacionam as áreas totalmente impermeáveis e permeáveis e as impermeáveis suplementares que se encontram dentro das áreas permeáveis. Os hidrogramas são computados separadamente sendo adicionados na saída da sub-bacia.

Os dados de entrada de chuva são fornecidos na forma de altura d'água para um certo intervalo de tempo, mas a modificação mais significativa é a consideração de dados diários da umidade do solo e das perdas iniciais (intercepção e depressões). A infiltração é considerada utilizando as equações de Horton e pode ser especificada para cada sub-bacia. O novo procedimento de propagação é baseado na equação da continuidade e na relação entre as vazões de entrada e saída e armazenamento do tubo. Se a vazão de entrada excede a capacidade da tubulação, o modelo retém o volume excedente recolocando-o em propagação nos instantes seguintes quando a tubulação tiver capacidade de escoá-la.

No Brasil, podem-se citar vários trabalhos : Machado e Righetto (1981) desenvolveram um modelo que realiza propagações do fluxo em sarjetas, galerias e canais pelo método da onda cinemática considerando a retenção superficial, a infiltração e a configuração da rede de drenagem existente. A bacia é discretizada em sub-bacias, sarjetas, galerias e canais. Cada sub-bacia é definida pela sua área, largura, declividade, rugosidade, percentagem de área impermeável e parâmetros de retenção e infiltração.

O modelo não considera a contribuição de base do canal principal por considerá-la desprezível em relação ao deflúvio de enchente. A contribuição do escoamento de superfície do canal é feita em pontos nodais da malha e não como contribuição lateral ao longo do elemento receptor. A equação de Horton é utilizada para simular a infiltração, mas com um tempo *tp* que pode ser diferente do tempo de monitoramento da modelação. A retenção superficial é obtida por uma equação

exponencial função dos volumes precipitado e infiltrado, sendo calculada a lâmina de água disponível para o escoamento, em cada instante t.

A precipitação restante é convertida em escoamento superficial com base na equação de Manning, utilizando o valor calculado da lâmina de água destinada ao escoamento. Para o escoamento nas sarjetas obtém-se o fluxo de entrada na sarjeta, adotando o somatório dos fluxos das sub-bacias contribuintes e o deflúvio da sarjeta imediatamente a montante. Este fluxo é transformado em lâmina de água auxiliar de calculo considerando características físicas das sarjetas. Com este valor é calculado o deflúvio da sarjeta através da equação de Manning e da o fluxo médio de saída. O fluxo de saída é novamente transformado em lâmina de água.

A propagação do escoamento em galerias e canais é feita através de um modelo não-linear da onda cinemática, com as condições de contorno dadas pelos hidrogramas da saída em cada nó da malha.

O Storm Water Managenent Model-SWMM. O modelo foi apresentado em 1971 pela Agência de Proteção Ambiental (EPA) dos estados Unidos. É um modelo de simulação que representa tanto a quantidade como a qualidade de água, com especial ênfase na poluição nos sistemas de escoamento superficial, que é a mais importante aplicação do modelo. O modelo considera a propagação do escoamento superficial, influência das descargas mínimas nos sistemas de esgotos combinados, infiltração e propagação em tubulações com a fórmula de Manning e a equação de continuidade, corrigidas para levar em conta o tempo de detenção.

Leclerc e Shaake (1973) desenvolveram o método MIT (Massachusetts Institute of Technology) que é apropriado para diferentes etapas do processo de urbanização e na comparação da eficiência das alternativas de controle do escoamento. Seus autores o classificam como um modelo de simulação estocástica - determinística, levando em conta que se origina de uma análise estocástica da precipitação e de um modelo para a propagação do escoamento usando as equações da onda cinemática.

A bacia urbana é dividida em módulos retangulares cada qual representando diferentes características da urbanização. O modelo gera o hietograma a partir do intervalo entre precipitações, duração e total das chuvas para cada mês do ano. A variação espacial não é considerada. Os fluxos superficiais das tubulações e do canal são propagados pelo método da onda cinemática baseado na solução em diferenças finitas, utilizando a equação de Manning para representar a equação dinâmica.

O sistema é representado como uma combinação de quatro elementos básicos de fluxo: o plano de escoamento (telhados, pátios, ruas etc), um elemento de fluxo (sarjetas, canais e tubulações), um elemento de união dos dois elementos anteriores e um reservatório. Para cada um deles formula-se a equação da onda cinemática.

ISS- Illinois Storm Sewer System Simulation Model. Foi desenvolvido em 1973 na Universidade de Illinois em Urbana; o método é aplicável à simulação e melhoramento de sistemas existentes, ou ao projeto de novos sistemas. Baseia-se na solução das equações de Saint-Venant para o processo de propagação na rede de tubulações; no entanto, a parte inicial da rede é dimensionada através da fórmula de Darcy Weisbach e a propagação nela é feita com a teoria de onda cinemática. Um dos aspectos mais interessantes do modelo é a inclusão dos efeitos de remanso e armazenamento nas uniões e captações.

2.3.3- Comentários

Os modelos de transformação precipitação-vazão têm sido utilizados principalmente para quantificar o escoamento em áreas urbanas, a fim de dimensionar as redes pluviais, canais principais e quantificar a vazão utilizada na avaliação da qualidade da água e da produção de sedimentos. Estes modelos incluem em sua estrutura o "parâmetro" áreas impermeáveis, separando o escoamento em superfícies permeáveis e impermeáveis. De certa forma esses cálculos avaliam o grau de urbanização e podem permitir antecipar medidas de contenção da ocupação do solo com vistas a minorar os problemas de cheias.

A imensa variedade de modelos nesta área exige do planejador um bom conhecimento da literatura existente e das limitações impostas pelo problema para a escolha daquele que melhor irá atender suas finalidades de projeto. O critério de escolha poderá depender dos dados existentes, dos objetivos do projeto, do tipo de escoamento, da precisão de cada modelo nas diferentes etapas de simulação e ainda da familiaridade usuário-modelo.

CAPÍTULO 3

SIMULAÇÃO DE CHEIAS DE PROJETO EM BACIAS URBANAS

A utilização de um modelo hidrológico para estimar o hidrograma de projeto exige a definição da precipitação de projeto e os parâmetros do modelo. A precipitação de projeto é estimada com os dados de precipitação normalmente existentes nas áreas urbanas. Os parâmetros dos modelos hidrológicos para bacias urbanas dependem das suas características e da variabilidade das incertezas na estimativa desses parâmetros.

Os principais parâmetros que necessitam ser estimados em bacias urbanas são: as perdas iniciais, capacidade de infiltração, o tempo de concentração da bacia, o tempo de base da bacia e ainda as áreas impermeáveis. Os parâmetros de dois modelos frequentemente utilizados para estimativas do hidrograma de projeto em bacias urbanas são analisados neste estudo, os modelos supracitados são SCS (SCS, 1975) e Modelo IPH II (Tucci et al., 1982). As áreas impermeáveis não serão estimadas neste estudo; foram utilizados dados apresentados por estudos anteriores, obtidos por medição direta de fotografias aéreas, relações entre densidade demográfica e áreas impermeáveis e ainda através de simulação hidrológica.

3.1- Modelo Soil Conservation Service

O modelo hidrológico para transformação de precipitação em vazão do Soil Conservation Service foi desenvolvido para ser usado na estimativa de vazão de projeto de uma bacia. Um modelo de projeto não tem compromisso em reproduzir um hidrograma calculado próximo do observado. Este tipo de formulação busca situações críticas, prováveis de ocorrer. O modelo do SCS tem sido largamente utilizado na prática, devido principalmente a duas características principais: (i) tem poucos parâmetros; (ii) os parâmetros estão relacionados com as características físicas da bacia.

Para a definição da chuva de projeto é recomendado que não se utilizem valores de Δt muito pequenos (evitando a manipulação exagerada de dados), nem muito grandes (para que não se promova distúrbios na distribuição do volume e dos valores máximos). O SCS estabelece critérios na determinação do intervalo Δt da precipitação, que é $\Delta t < t_p / 3$.

3.1.1- Precipitação de Projeto

Para distribuição temporal das precipitações, o SCS utiliza o "método dos blocos alternados"(Zahed Filho e Marcellini, 1995) que, consiste do seguinte:

- definido a duração e o intervalo da precipitação, usam-se as curvas Intensidade-Duração-Freqüência (i-d-f), para determinar a intensidade da chuva para cada intervalo e conseqüentemente as lâminas precipitadas (acumuladas);
- determinam-se os incrementos das lâminas acumuladas em cada intervalo;
- reordenam-se os incrementos de forma que o pico da precipitação corresponda a 25, 50 ou 75% da duração da tormenta e, em seguida, os blocos restantes são dispostos em ordem decrescente, de forma alternada (direita-esquerda) em relação ao pico da tormenta (Figura 3.1).

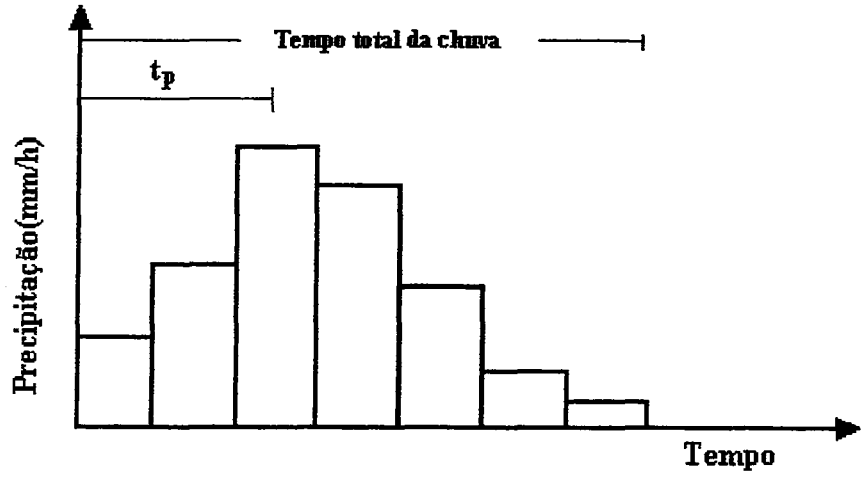


Figura 3.1- Hietograma de projeto do SCS.

3.1.2- Determinação da Precipitação Efetiva

A separação do escoamento para a determinação da precipitação efetiva é realizada através de uma relação funcional. Para a precipitação como um todo, a lâmina de água da precipitação efetiva, P_e, será sempre menor ou no máximo igual a lâmina da precipitação total, P. Paralelamente, após começar o escoamento superficial, a lâmina de água que fica retida na bacia, F_a, é menor ou igual ao armazenamento máximo da camada superior do solo,

S (Figura 3.2). Portanto, há uma quantidade de chuva que umedece o solo e preenche as depressões, I_a (perdas iniciais), de tal sorte que a lâmina de água que irá gerar o escoamento superficial, será P - I_a. A hipótese utilizada pelo SCS para descrever estas inter-relações, baseia-se na validade da seguinte igualdade,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \tag{3.1}$$

A equação (3.1) descreve que a relação entre a lâmina de água que fica retida na bacia e a capacidade máxima de retenção do solo, é igual a relação entre a lâmina que escoa superficialmente e a lâmina potencialmente formadora de escoamento. Vê-se que essa formulação utiliza uma proporcionalidade linear entre as variáveis envolvidas.

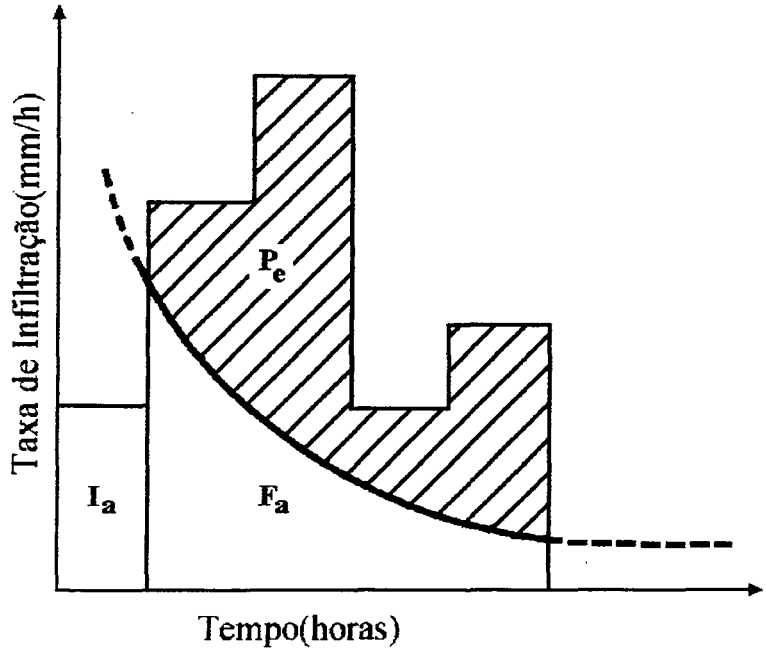


Figura 3.2- Curva de Infiltração proposta pelo SCS.

Do princípio da continuidade, tem-se que

$$P = P_e + I_a + F_a \tag{3.2}$$

Combinando a equação (3 .1) com a equação (3.2), e isolando P_e , resulta

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \tag{3.3}$$

que é a equação básica para calcular a lâmina de precipitação efetiva pelo método do SCS.

Os autores estimam as perdas iniciais em 20% da capacidade máxima de retenção do solo (Ia = 0,2S). Desta forma, a equação (3.3) transforma-se em

$$P_e = \frac{(P - 0{,}2S)^2}{P + 0{,}8S} \tag{3.4}$$

que é a forma mais usual para a determinação da precipitação efetiva. Convém alertar que essa equação só é válida para uma chuva que produza escoamento, ou seja, P > 0,2S. Para chuvas que não produzam escoamento superficial, P < 0,2S, tem-se que $P_e = 0$.

Para padronizar a equação (3.4), um parâmetro adimensional, o Curva Número(CN), foi estabelecido numa escala de 1 a 100 em função da cobertura do solo e do tipo do solo. O mesmo é utilizado para determinar o armazenamento S da equação (3.5).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{3.5}$$

Determinação do CN sem dados:

Esse parâmetro é obtido com base no tipo e uso do solo. Existem tabelas (SCS,1975) para estimativa do mesmo. A definição deste parâmetro numa bacia específica tem um grau importante de subjetividade devido a grande variabilidade de características de uma bacia e a importância que cada usuário do modelo dá a discretização e a cada um dos fatores do qual o parâmetro é dependente.

Determinação do CN com base nos dados:

Nesse caso, com base na precipitação P(t) e no escoamento Q(t) é necessário determinar a precipitação efetiva.

Nesse estudo foi utilizado o método de seleção dos dois pontos, A e C (figura 3.3) para a separação do escoamento. O ponto A corresponde ao início da subida do hidrograma. O ponto C pode ser encontrado onde inicia a recessão correspondente ao escoamento subterrâneo no hidrograma total. Quando este ponto não é visivelmente estimado, plota-se em papel semilogarítmo as vazões; como a recessão tende a seguir uma equação exponencial, na escala logarítmica a mesma tende a uma reta; logo quando ocorre modificação brusca da declividade da reta, o ponto C é identificado. O volume correspondente à soma das ordenadas acima da reta que liga os referidos pontos equivale ao total da precipitação efetiva (Qac) e o total precipitado é Pac.

Com base nesses dados, na equação 3.3 observa-se que existem duas incógnitas: perdas iniciais Ia e S, que depende de CN. Dessa forma existem as seguintes alternativas:

a) perdas iniciais fixas em 20% do armazenamento, o que permite estimar CN pelas equações (3.3, 3.4, e 3.5)

b) perdas iniciais definida pelo usuário, nesse caso a equação de CN fica:

$$CN = \frac{25400}{\{(Pac - Ia)[(Pac - Ia)/Qac - 1] + 254\}} \qquad (3.6)$$

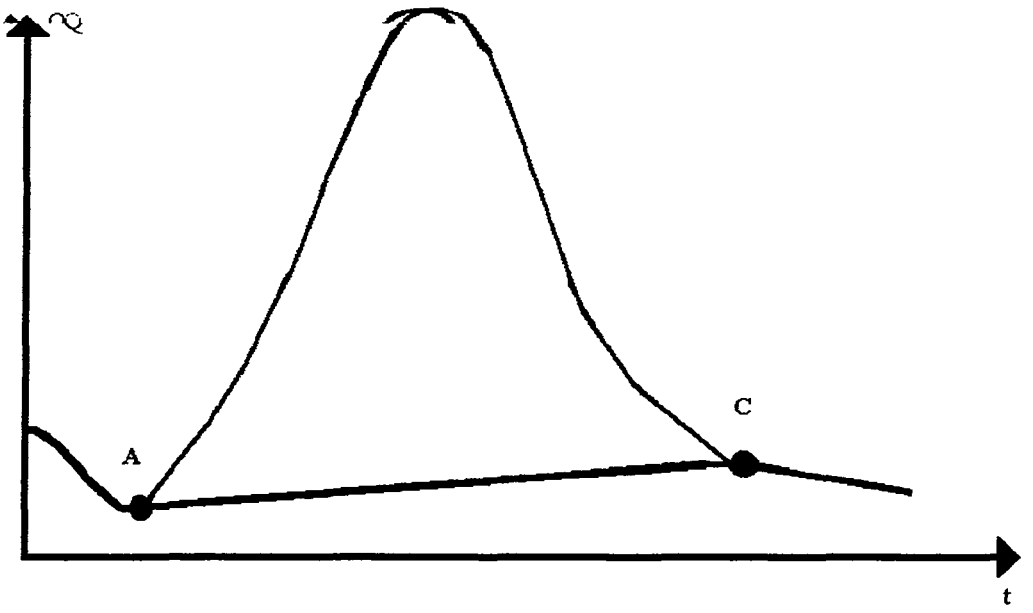


Figura 3.3- Método de separação do escoamento.

3.1.3- Escoamento Superficial

A transformação da chuva efetiva no hidrograma de escoamento direto, é realizada através do método do hidrograma Unitário. O hidrograma unitário sintético do S.C.S foi desenvolvido baseado na análise de um grande número de hidrogramas unitários naturais, extraídos de medições de um grande número de bacias de diferentes tamanhos e de diferentes localidades geográficas.

O Soil Conservation Service (S.C.S) apresentou um método para determinação do hidrograma unitário em que o mesmo é considerado um triângulo (figura 3.4). A área do triângulo é igual ao volume precipitado Q, ou seja,

$$\frac{q_p t_p}{2} + \frac{q_p t_e}{2} = Q \tag{3.7}$$

e

$$q_p = \frac{2Q}{t_p + t_e} \tag{3.8}$$

sendo $t_e = H\, t_p$, a equação (3.8) fica:

$$q_p = \frac{2Q}{(H+1)t_p} \tag{3.9}$$

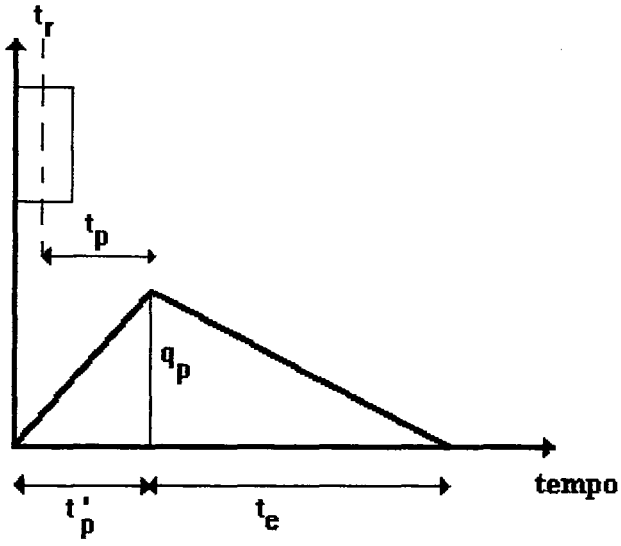


Figura 3.4- Hidrograma Unitário proposto pelo SCS

Para uma precipitação de 1 cm, sobre a área A, em km^2, t_p em horas, a equação da vazão fica

$$q_p = \frac{2{,}08A}{t_p} \tag{3.10}$$

O tempo t_p é o tempo contado do início da precipitação e é igual a

$$tp = \frac{tr}{2} + \frac{0{,}6}{tc} \tag{3.11}$$

onde t_r = duração da precipitação, em horas; t_c = tempo de concentração em horas.

O S.C.S sugere que o tempo de concentração da bacia, pode ser estimado através de dois procedimentos: i) através da equação de Manning, calcula-se a velocidade do escoamento e tendo o comprimento percorrido, obtém-se o tempo de percurso, para cada trecho, o coeficiente da equação de Manning deve retratar as características do trecho; ii) estimar o tempo de concentração pela seguinte equação (válida para bacias de até 8 Km^2):

$$t_p = \frac{2{,}6L^{0{,}8}(S/25{,}4+1)^{0{,}7}}{1900y^{0{,}5}} \qquad (3.12)$$

onde t_p é o tempo de pico (horas), L é o comprimento do talvegue (m), y é a declividade em percentagem e S é a capacidade de armazenamento do solo.

S.C.S (1975) alerta para o fato da mudança que ocorre no tempo de concentração da bacia resultado da urbanização. Portanto sugere-se a adoção de uma metodologia que possa avaliar esta mudança em função de características dos trechos urbanizados.

O S.C.S sugere uma metodologia para ajustar o tempo de concentração, levando em consideração a urbanização da bacia, através de dois índices que são: i)porcentagem do comprimento do talvegue modificado (CMT); ii)porcentagem de área impermeável (AI). A equação (3.13) mostra o fator de ajuste do tc.

$$FA = 1 - PRCT(-6789 + 355CN - 0{,}4298\ CN^2 - 0{,}02185CN^3)10^6 \qquad (3.13)$$

onde FA é um fator de ajuste e PRCT é um índice de modificação da bacia. Então, para corrigir o tc devido a impermeabilização da bacia faz-se PRCT = AI e/ou PRCT = CMT, respectivamente na equação (3.13). A equação 3.14 expressa o tempo de concentração corrigido:

$$tc(\text{fase urbana}) = tc\ (\text{fase rural})\ FA_1\ FA_2 \qquad (3.14)$$

onde FA_1 é o fator de ajuste decorrente da impermeabilização da cobertura da bacia e FA_2 é o fator de ajuste decorrente da canalização do talvegue.

Segundo Cordery(1993), o SCS é o método mais utilizado nos Estados Unidos na estimativa de cheias em pequenas bacias. Entretanto Wood et al. (1984) apud Cordery (1993) estudaram 1600 escoamentos superficiais em Nevada, Texas e New México (Estados Unidos) e acharam diferenças entre o pico da cheia observado e o calculado maiores que 50% , em mais de 67% dos resultados. Diagnosticou-se que o fator mais importante nessa metodologia é o estado inicial do solo. Os melhores resultados foram para solos nus e com pouca vegetação. O método é simples e direto, apresenta algumas desvantagens, e.g.: diferentes análises obtém

diferentes respostas, como resultados da escolha de diferentes procedimentos, especialmente na escolha do t_c e do CN. Steichen et al. (1983) apud Cordery (1993) dá o exemplo da sensibilidade da estimativa do escoamento superficial, com relação a escolha do CN. Todos esses resultados alertam que é preciso muito critério, na utilização do método SCS, sendo necessário aferir o método com dados de vazões, na região onde o método for aplicado.

3.2- Modelo Hidrológico IPH II

Este modelo foi apresentado por Tucci et al. (1982) como uma evolução dos modelos desenvolvidos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas. O modelo IPH II na sua última versão Tucci e Campana (1993) é descrito a seguir.

O modelo é composto dos seguintes algoritmos:

- Perdas por evaporação e interceptação;
- Separação de escoamentos;
- Propagação dos escoamentos superficial; e
- Propagação subterrânea.

3.2.1- Algoritmo de perdas por evaporação e interceptação

A evaporação inicialmente é retirada da precipitação quando for inferior. Caso contrário, a evaporação potencial é atendida pelo reservatório de interceptação (áreas permeáveis e depressões). No caso em que esse reservatório seja totalmente esgotado, o déficit de evaporação potencial passa a ser atendido pela água contida no solo através da relação linear:

$$ES_t = \frac{EP_t \cdot S_t}{S_{max}} \tag{3.15}$$

onde ES_t é a evaporação do solo no tempo t, Ep_t é a evaporação potencial e S_t é a umidade do solo, todos no intervalo t, e S_{max} o teor máximo de umidade do solo.

Quando a precipitação é maior que a evaporação potencial, a diferença é retida por intercepção até atingir sua capacidade máxima (R_{max}), conforme mostra a figura 3.5. A

precipitação restante é, finalmente utilizada no algoritmo de infiltração para o cálculo dos valores superficial e percolado. Uma parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada apenas superficialmente, sem passar pelo algoritmo referido. IMP é o parâmetro utilizado para definir a percentagem de área impermeável na bacia.

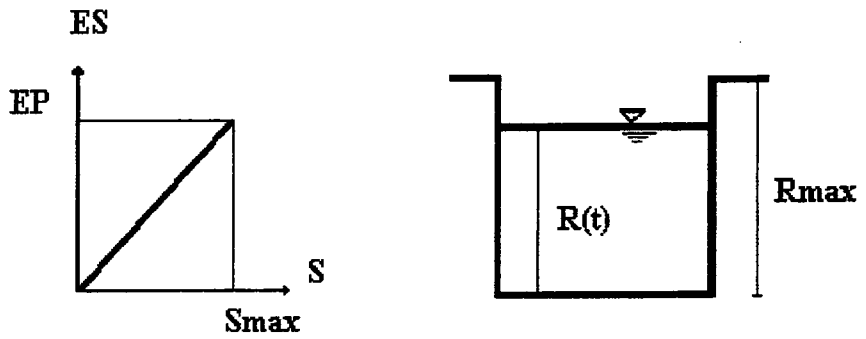


Figura 3.5- Armazenamento de água no solo

3.2.2 - Algoritmo de separação do escoamento

O modelo utiliza a equação de Horton (1940) para representar o processo de infiltração, que supõe capacidade decrescente em função do tempo:

$$\frac{dI}{dt} = - k . (I - I_b) \tag{3.16}$$

onde I é a capacidade de infiltração; I_b a capacidade de infiltração mínima; e t é o tempo. Esta equação é válida apenas quando a precipitação for maior que a capacidade de infiltração do solo.

Da integração da equação (3.16) no intervalo $[t_0,t]$ (figura 3.6), obtém-se:

$$I(t) = I_b + (I_0 - I_b) . h^{(t-t_0)} \tag{3.17}$$

$$h = e^{-k} \tag{3.18}$$

onde I_0 é a capacidade de infiltração quando o solo está com armazenamento correspondente à capacidade de campo; k é um parâmetro empírico, relacionado ao tipo de solo; e é a base dos logarítmos neperianos.

A equação da continuidade aplicada à zona superior do solo é expressa por:

$$\frac{dS}{dt} = I - T \tag{3.19}$$

onde S é o armazenamento na camada superior do solo; e T é a percolação, considerada como o escoamento na zona superior do solo.

Para a percolação é utilizada a equação proposta por Berthelot (1970):

$$\frac{dT}{dt} = k \cdot I_b \cdot e^{-kt} \tag{3.20}$$

que integrando no intervalo $[t_0,t]$ obtém-se a equação (3.21):

$$T(t) = I_b \, (I(t) - h^{(t-t_0)}) \tag{3.21}$$

Substituindo-se as equações (3.17) e (3.21) na equação (3.19) e integrando-se, resulta

$$S = S_0 + \frac{I_0}{\ln h} \left(h^t - 1\right) \tag{3.22}$$

onde S_0 é o estado de umidade do solo quando se inicia a percolação e I_0 a capacidade de infiltração correspondente.

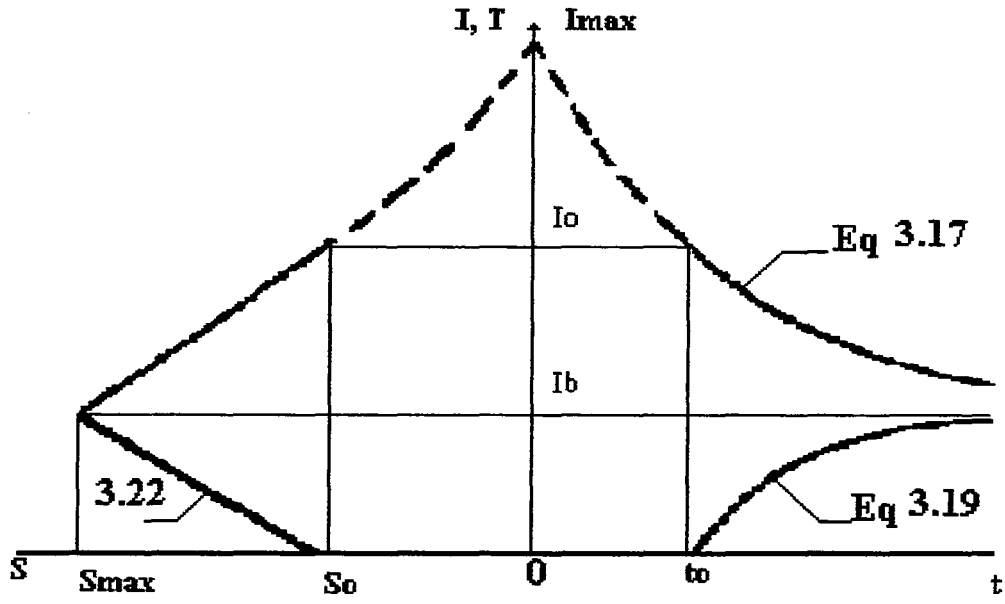


Figura 3.6 - Equação do algoritmo de Berthelot

Isolando-se o termo h^t nas equações (3.17) e (3.21) substituindo na equação (3.22) resultam as seguintes equações:

$$S = a_i + b_i I \tag{3.23}$$

$$S = a_t + b_t T \tag{3.24}$$

onde :

$$a_i = \frac{-I_0^2}{\text{lnh}\,(I_0 - I_b)}$$

$$b_i = \frac{I_0}{\text{lnh}\,(I_0 - I_b)}$$

$$b_t = \frac{-I_0}{\text{lnh}\ .\ I_b}$$

Fazendo $S_0 = 0$, duas situações podem ocorrer no cálculo dos volumes superficiais e percolado. A precipitação utilizada em todos os cálculos é a que resulta da aplicação do algoritmo de perdas.

a) a precipitação é maior ou igual a capacidade de infiltração ($P_t \geq I_t$). Neste caso são calculados I_{t+1}, pela equação de Horton (3.17); S_{t+1} pela equação (3.23) e T_{t+1}, pela equação (3.24). O volume infiltrado é obtido por integração da função de infiltração:

$$V_I = \int_t^{t+1} I \,.\, Dt = I_b \,\Delta t + \frac{I_t - I_b}{\ln h} (h^{\Delta t} - 1) \tag{3.25}$$

O volume escoado também é obtido por integração da função de infiltração:

$$V_e = (P - I_b)\,\Delta t - \frac{(I_t - I_b)}{\ln h} (h^{\Delta t} - 1) \tag{3.26}$$

O volume percolado é obtido pela equação (3.27):

$$V_p = \int_t^{t+1} T\, dt = V_I - S_{t+1} + S_t \tag{3.27}$$

b) a precipitação é menor do que a capacidade de infiltração I_t ($P_t < I_t$). Neste caso, assume-se que toda a precipitação se infiltra:

$$S_{t+1} = S_t + P.\,\Delta t - \frac{(T_{t+1} + T_t)}{2} \Delta t \tag{3.28}$$

A solução do sistema formado pelas equações (3.24) e (3.28) resulta em:

$$S_{t+1} = \frac{S_t\left(2 - \frac{\Delta t}{b_t}\right) + 2\,\Delta t\, P}{\left(2 + \frac{\Delta t}{b_t}\right)} \tag{3.29}$$

Nesta situação duas alternativas podem apresentar-se: $I_{t+1} > P_t$ e $I_{t+1} < P_t$.

Quando $I_{t+1} > P_t$, a percolação é obtida pela equação (3.24) e o volume percolado pela equação (3.26). O volume infiltrado é toda a precipitação no intervalo de tempo e o volume escoado é nulo.

Quando $I_{t+1} < P_t$, deve-se dividir o intervalo Δt em duas partes, sendo Δt_x a duração do primeiro subintervalo, no final do qual $I_x = P$. Após o cálculo de S_x e T_x, através do mesmo caminhamento seguido no caso de $I_{t+1} > P_t$, extrai-se o valor de Δt_x da equação (3.28), obtendo-se a equação (3.30).

$$\Delta t_x = \frac{2b_t (S_x - S_t)}{2b_t P - S_x - S_t} \tag{3.30}$$

O volume escoado superficialmente no primeiro subintervalo será nulo e o valor percolado resultará do uso da equação (3.27). Observando-se que $V_I = P_t \cdot \Delta t_x$, as variáveis do segundo subintervalo podem ser calculados como no caso $I_t < P_t$, utilizando como Δt o valor $(\Delta t - \Delta t_x)$. Os volumes são obtidos pela soma de dois intervalos.

3.2.3- Algoritmo de escoamento superficial

A propagação do volume superficial determinado no algoritmo anterior é feita até a seção principal da bacia pelo método de Clark. Este método utiliza a teoria do histograma tempo-área para representar e efeito de translação e o modelo do reservatório linear simples para o amortecimento. O volume transladado é igual a:

$$P_t = \sum_{j=1}^{t} Ve_{t-j+1} f_j \tag{3.31}$$

O histograma tempo-área pode ser determinado através de um conhecimento detalhado da bacia, e quando não se dispõe destas informações pode-se utilizar o histograma tempo-área sintético (HEC, 1974). Este histograma é obtido admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distância do ponto em estudo à seção principal.

Utilizando histograma tempo-área sintético:

Considera-se a área de contribuição relacionada ao tempo de percurso pelas seguintes equações:

$$A_c = aT^n \qquad \text{para} \quad 0 < T < Tc/2$$

$$A_c = 1 - a\,(T_c - T)^n \quad \text{para} \quad T_c/2 < T < Tc$$

onde A_c é a área contribuinte acumulada expressa relativamente à área total, T o tempo, T_c o tempo de concentração da bacia e n o coeficiente que varia com a forma da bacia.

O histograma tempo-área é dividido em k intervalos onde as ordenadas são:

$$f_i = (Ac_i - Ac_{i-1}), \qquad \text{para} \quad i = 1, 2, 3 \ldots k.$$

Utilizando histograma tempo-área

Essa reformulação baseia-se nas isócronas de uma bacia. A ordenada do histograma tempo-área i é obtida por:

$$f_i = \frac{A_i}{A_t} \tag{3.32}$$

onde: A_i é a área de contribuição correspondente a duas isócronas adjacentes com tempo médio t_i de contribuição à seção principal da bacia. O histograma tempo-área fica representado pelas ordenadas f_i, para i=1, 2, ..n; e A_t é a área total da bacia. O histograma tempo-área foi obtido com base nas características da precipitação e no tempo de deslocamento das diferentes partes da bacia urbana.

O algoritmo de separação do escoamento é utilizado para a parcela permeável da bacia. A altura de água resultante deste algoritmo é Vs(t). A altura de água superficial das superfícies impermeáveis é P(t). A altura total de água superficial resultante das superfícies permeáveis e impermeáveis é:

$$V(t) = \sum_{i=r}^{t} V_s(t - i + 1) \cdot f_p(i) + \sum_{i=r}^{t} P(t - i + 1) \cdot f_m(i) \tag{3.33}$$

onde: r=1 para t<n; r=t-n+1 para t>n; n é o número de ordenadas do histograma tempo-área; fp(i) é um fator de ponderação do volume de escoamento superficial da parcela permeável, estimado como:

$$f_p(i) = f(i) \cdot (1 - \alpha) \tag{3.34}$$

e, $f_m(i)$ é o fator de ponderação do volume de escoamento superficial da parcela impermeável, estimado como:

$$f_m(i) = \alpha_i \cdot f(i) \tag{3.35}$$

Essa metodologia considera que a precipitação é uniforme sobre toda a bacia. Para considerar a variabilidade espacial da precipitação, estima-se um fator de correção das ordenadas do histograma tempo-área. A precipitação média na bacia é obtida por:

$$P_m = \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot A_i \tag{3.36}$$

onde: P_i é a precipitação entre duas isócronas adjacentes e corresponde a ordenada f(i) do histograma tempo-área.

O fator de correção é calculado como:

$$\beta_i = \frac{P_i}{P_m} \tag{3.37}$$

Logo modifica-se as ordenadas do histograma tempo-área para:

$$f(i)^c = f(i) \cdot \beta_i \tag{3.38}$$

Para levar em conta o efeito de armazenamento o histograma resultante do uso do histograma tempo-área é simulado através do método do Reservatório Linear Simples. Este modelo considera a relação:

$$S = k_{sup} Q \tag{3.39}$$

onde S é o armazenamento de um reservatório fictício, k_{sup} o parâmetro do mesmo e Q a vazão de saída. Combinando-se com a equação da continuidade tem-se:

$$Q_{t+1} = Q_t e^{\frac{-\Delta t}{k_s}} + E_{t+1}\left(1 - e^{\frac{-\Delta t}{k_s}}\right) \tag{3.40}$$

onde Q_t e Q_{t-1} são as vazões nos intervalos t e t-1 e P_t a precipitação efetiva obtida da equação (3.31).

3.2.4- Algoritmo de escoamento subterrâneo

A propagação subterrânea é calculada pela equação (3.40) com parâmetro k_{sub}. A entrada no aquífero, neste caso, é o volume percolado V_{pt} utilizado na equação (3.40) em substituição a P_t.

Pode-se observar que, para o caso de escoamento subterrâneo, quando V_p é muito pequeno a equação converge para a equação de depleção:

$$Q_t = Q_{t-1} e^{\frac{-\Delta t}{S_{sub}}} \tag{3.41}$$

3.2.5- Variabilidade dos Parâmetros

Os parâmetros utilizados pelo modelo que necessitam ser ajustados são R_{max}, I_0, I_b, h, K_s, tc e K_{sub}.

Rmax = reservatório de perdas iniciais;

I_0, I_b e h = coeficientes da equação de Infiltração de Horton;

Ks = representa o tempo médio de esvaziamento do reservatório do escoamento superficial;

tc = tempo de concentração do escoamento superficial;

Ksub = tempo médio de esvaziamento do reservatório de escoamento subterrâneo.

Algoritmo de perdas e evaporação: as perdas iniciais são representadas por R_{max} que variam com as características da bacia hidrográfica e também com as condições antecedentes ao evento. Bacias com alto índice de urbanização ou com solo em condições de saturação apresentam pequenos valores para R_{max}. Bacias com vegetação e ou grandes depressões devem ter valores altos de R_{max}. Como esse parâmetro envolve as demais perdas, pode assumir valores maiores. Esse parâmetro é ajustável através da análise dos volumes observados e calculados pelo modelo.

Separação do escoamento: são os parâmetros com maior sensibilidade representados por I_0, I_b e h. Os parâmetros I_0 e h definem a capacidade máxima de umidade do solo S_{max} (equação 3.42) , enquanto que I_b define a capacidade máxima de percolação. Tucci (1979) analisou a sensibilidade destes parâmetros através de equações e experimentos numéricos. O autor chegou aos seguintes resultados: (i) os parâmetros de Io e Ib variam de acordo com o valor de h; (ii) o aumento de Io, Ib e h produz redução do volume de escoamento superficial; (iii) a influência de Io diminui à medida que diminui o valor de h, aumentando a influência de Ib.

$$Smax = \frac{-Io}{\ln h} \qquad (3.42)$$

Algoritmo de Escoamento Superficial: o escoamento superficial é representado pelos parâmetros AIMP, K_s, tc e ainda pelo histograma tempo-área. O parâmetro AIMP de áreas impermeáveis foi estimado através de informações existentes nas bacias estudadas. O parâmetro Ks que é o tempo de retardo do escoamento superficial depende do tempo de concentração (tc) da bacia, do armazenamento e da celeridade da onda que é função da vazão

de pico. O tempo de concentração neste estudo foi ajustado pelos eventos, mas na falta de dados geralmente é estimado por equações que sejam adequadas ao sistema que está sendo estudado. O histograma tempo-área é um fator de ponderação devido a variabilidade da precipitação que pode ser alterado de evento para evento, ou mesmo ser um valor sintético.

Algoritmo de Escoamento Subterrâneo: a parcela subterrânea tem papel reduzido nos resultados, principalmente na simulação de eventos isolados. K_{sub} é o parâmetro que representa o escoamento subterrâneo, logo caracteriza o esvaziamento do reservatório linear simples. Esse parâmetro pode ser estimado a partir da recessão dos hidrogramas observados.

CAPÍTULO 4

BACIAS URBANAS BRASILEIRAS SELECIONADAS

O hidrograma de cheia é, em geral, a característica mais importante das enchentes para o projeto de futuras obras hidráulicas. A avaliação das vazões máximas e do hidrograma de cheia depende de um grande número de fatores que influenciam a formação das enchentes. Os mesmos dependem de fatores climáticos e das características das bacias. Entre os fatores climáticos é importante analisar as características da precipitação, como intensidade, duração, distribuição temporal, além das condições antecedentes às precipitações. Outros fatores climáticos, como a insolação, vento, temperatura e umidade do ar, tem um efeito secundário nas enchentes, pois exercem maior influência sobre a evaporação do solo e a evapotranspiração das plantas, afetando o estado de umidade do solo.

As características da bacia hidrográfica, que influenciam diretamente no escoamento superficial direto são: área da bacia, natureza do solo, cobertura vegetal, declividade, impermeabilidade, forma da bacia e disposição da rede de drenagem.

Neste capítulo, serão analisadas as características das bacias e dos eventos estudados.

4.1- Características das bacias urbanas brasileiras

Os dados hidrológicos de bacias urbanas são escassos principalmente no Brasil, pois existem muitas dificuldades associadas às características dos eventos de cheia. Duas características dominantes em bacias urbanas são: altas velocidades dos escoamentos e variações rápidas de níveis de água. Essa combinação dificulta o monitoramento de bacias urbanas, pois deve-se ter linígrafos e pluviográfos que permitam discretização de até 5 minutos. Os equipamentos com registrador de papel em geral apresentam riscos de defasagem no tempo que podem chegar a 2 horas. Como os eventos são rápidos, os tempos verdadeiros nem sempre são conhecidos. Além disso, o estabelecimento da curva de descarga, depende: i)da rapidez na medição da descarga; ii)das obstruções do escoamento; iii)estabilidade da seção; iv) efeitos de jusante.

Os dados disponíveis utilizados nessa pesquisa foram obtidos de diferentes fontes e apresentam diferenças quanto: i)tipo de informação; ii)qualidade da curva de descargas; iii)discretização temporal. Pode-se observar a seguir que algumas informações não são conhecidas. Na tabela 4.1 são apresentadas as cidades com dados das bacias localizadas nas mesmas e o número de eventos de cada uma. Pode-se observar que 11 bacias estão localizadas na Região Sul e 17 na Região Sudeste do país. As principais características físicas determinadas sobre cada sub-bacia são: área de drenagem, perímetro, comprimento do talvegue, declividade, impermeabilidade e comprimento do centro de gravidade. Esses dados são apresentados na tabela 4.2.

Tabela 4.1- Cidades com dados

Cidade	Bacia	Número de eventos
PORTO ALEGRE	Casa de Portugal	5
	Saint Hilaire	5
	Bela Vista	6
	Arroio Meio	8
	Beco do Carvalho	5
	Cascatinha I	8
	Cascatinha II	5
JOINVILLE	Mathias	9
	Jaguarão	4
CURITIBA	Prado Velho	13
	Afonso Camargo	3
SÃO CARLOS	Gregório	4
SÃO PAULO	Carapicuiba	2
	Cabuçu de Cima	3
	Tiquatira	4
	Jaguaré	2
	Ipiranga	2
	Águas Espraiadas	3
	Vermelho	2
	Pirajussara	4
	Meninos	8
	Tamanduatei	2
	Mandaquí	3
RIO DE JANEIRO	Jacaré	2
	Faria	3
	Timbo	5
	Sarapuí	4
	Saracuruna	7

Tabela 4.2- Características físicas das bacias

Bacia	Área (km^2)	Perím. (km)	Talveg. (km)	Decliv. %	IMP %	LCG (km)
Casa de Portugal	6,69	12,73	3,85	4,10	1	1,62
Saint Hilaire	6,454	11,26	3,78	1,60	0	*
Bela Vista	2,51	7,08	2,40	1,90	53	1,16
Arroio Meio	5,20	9,30	4,00	5,30	10	*
Beco do Carvalho	3,50	7,80	2,41	5,20	18	1,08
Cascatinha I	8,00	*	4,90	4,00	27	*
Cascatinha II	4,00	*	1,30	4,00	25	*
Mathias	1,86	6,54	2,50	1,76	16	1,10
Jaguarão	6,53	11,79	4,00	0,67	8	2,30
Prado Velho	42,00	22,35	11,35	0,88	40	4,25
Afonso Camargo	112,32	*	29,50	*	15	*
Gregório	15,60	23,55	8,40	2,00	29	4,45
Carapicuiba	23,10	22,00	8,90	0,08	19	3,00
Cabuçu de Cima	106,80	52,50	22,40	0,07	10	5,50
Tiquatira	17,30	22,25	8,40	0,57	62	3,25
Jaguaré	13,90	18,50	7,70	0,59	32	3,25
Ipiranga	27,10	26,00	10,10	0,17	50	4,25
Águas Espraiadas	12,00	22,75	7,80	0,60	60	4,63
Vermelho	14,40	19,25	6,30	0,76	30	4,75
Pirajussara	57,90	38,25	19,80	0,09	35	9,00
Meninos	106,7	37,50	16,40	0,13	40	8,75
Tamanduatei	137,40	44,25	23,40	0,13	28	11,50
Mandaqui	19,00	17,75	6,10	0,60	58	3,30
Jacaré	7,04	*	6,40	11,31	22,5	*
Faria	20,60	*	7,50	5,33	30,9	*
Timbo	10,65	*	9,20	4,45	29,6	*
Sarapuí	103,00	*	23,30	3,57	16,3	*
Saracuruna	91,30	*	24,80	5,80	1	*

*informação não disponível.

4.2- Descrição das cidades e bacias estudadas

As cidades possuem características hidrológicas diferentes. A precipitação apresenta uma grande variação geográfica e temporal. A precipitação é máxima na linha do Equador e decresce com o aumento da latitude, as regiões de maior altitude apresentam maior precipitação e as localidades mais próximas ao mar também sofrem maior precipitação devido à formação de nuvens sobre os oceanos. Embora estejam localizadas nas regiões sul e sudeste (figura 4.1) apresentam também uma variação temporal na precipitação. Em Porto Alegre (RS) a precipitação total anual é de aproximadamente 1300mm. As chuvas caem regularmente durante todo o ano e as diferenças entre os valores mensais extremos não são

significativas, embora as maiores precipitações ocorram nos meses de inverno e início da primavera. Em Joinville (SC) ocorre uma precipitação total anual de 2000mm com precipitações intensas nos meses de janeiro, fevereiro e março. Em Curitiba (PR) também não ocorrem períodos de estiagens, mas tem se verificado precipitações intensas principalmente nos meses de dezembro a março. Em um estudo realizado da análise de séries temporais do posto de Curitiba pode-se observar que os anos de 1995 e 1964 se destacam com valores extremos. Nos últimos anos (80-95) a média das precipitações máximas de 7 dias de duração foi de 155,7mm e o desvio padrão de 48,1mm. São Carlos e São Paulo (SP) assim como o Rio de Janeiro (RJ), região sudeste, possuem maiores índices pluviométricos tanto em quantidades quanto em intensidades nos meses de dezembro a março.

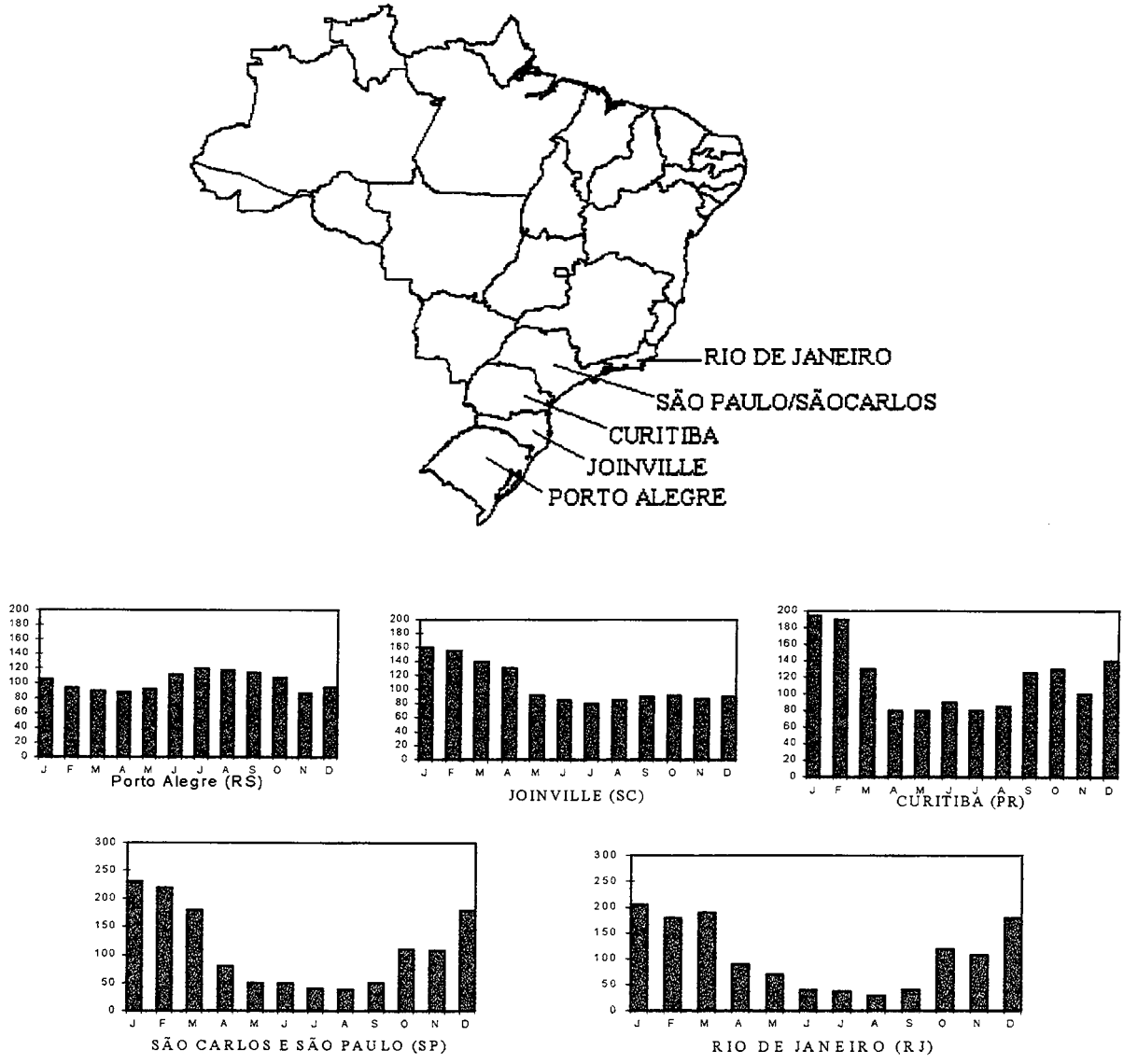


Figura 4.1 - Localização e distribuição da precipitação média mensal nas cidades de Porto Alegre, Joinville, Curitiba, São Carlos, São Paulo e Rio de Janeiro.

4.2.1- Porto Alegre

A Região Metropolitana de Porto Alegre apresenta uma população de 1.500.000 habitantes. A Região possui um clima subtropical úmido, sem estiagens; a temperatura média do mês mais quente é superior a 22° C e a do mês mais frio oscila entre 3°C e 18°C. O subsolo é composto por rochas, os granitos afloram em Guaíba e em uma grande área ao sul e leste de Porto Alegre e Viamão. Grande parte da região metropolitana de Porto Alegre é formada por siltitos, folhelhos, arenitos e argilas dos períodos Permiano e Triássico, que aparecem no sentido leste-oeste, ao longo dos limites do Planalto Central. O limite sul do Planalto Basáltico tem sua origem no extremo norte da região metropolitana, próximo a Novo Hamburgo e também se apresenta na série de morros existentes entre Gravataí e Campo Bom.

A região Metropolitana é drenada principalmente pelos rios Jacuí, Caí, Sinos, Gravataí e seus tributários que formam o Guaíba. Dentro da Região, o problema de cheias aparece com alguma frequência, principalmente nos meses onde a precipitação pluviométrica é acompanhada de ventos desfavoráveis (do quadrante sul) com acentuada intensidade e por um período significativo de dias contínuos. Porto Alegre sofre desde o início do século com problemas de cheias, como por exemplo nos dias de chuva quando as ladeiras dos morros transformavam-se em locais de enxurradas, provocando alagamentos nas zonas mais baixas da cidade.

Bacia do Arroio Dilúvio

A bacia do Arroio Dilúvio possui uma área de 80km^2 e está dividida em 7 sub-bacias: Casa de Portugal, Saint Hilaire, Bela Vista, Arroio do Meio, Beco do Carvalho, Cascatinha I e Cascatinha II (figura 4.2), com uma topografia bem heterogênea. A parte mais alta possui uma altitude em torno de 300m. Esta topografia ocasiona uma desuniformidade na distribuição espacial e temporal da precipitação.

A bacia apresenta-se no sentido oeste-leste alongada, com a metade a montante ainda em estado de sub-urbanização, e a metade de jusante estando submetida a um acelerado processo de urbanização, com áreas quase totalmente impermeáveis próximas ao centro de Porto Alegre.

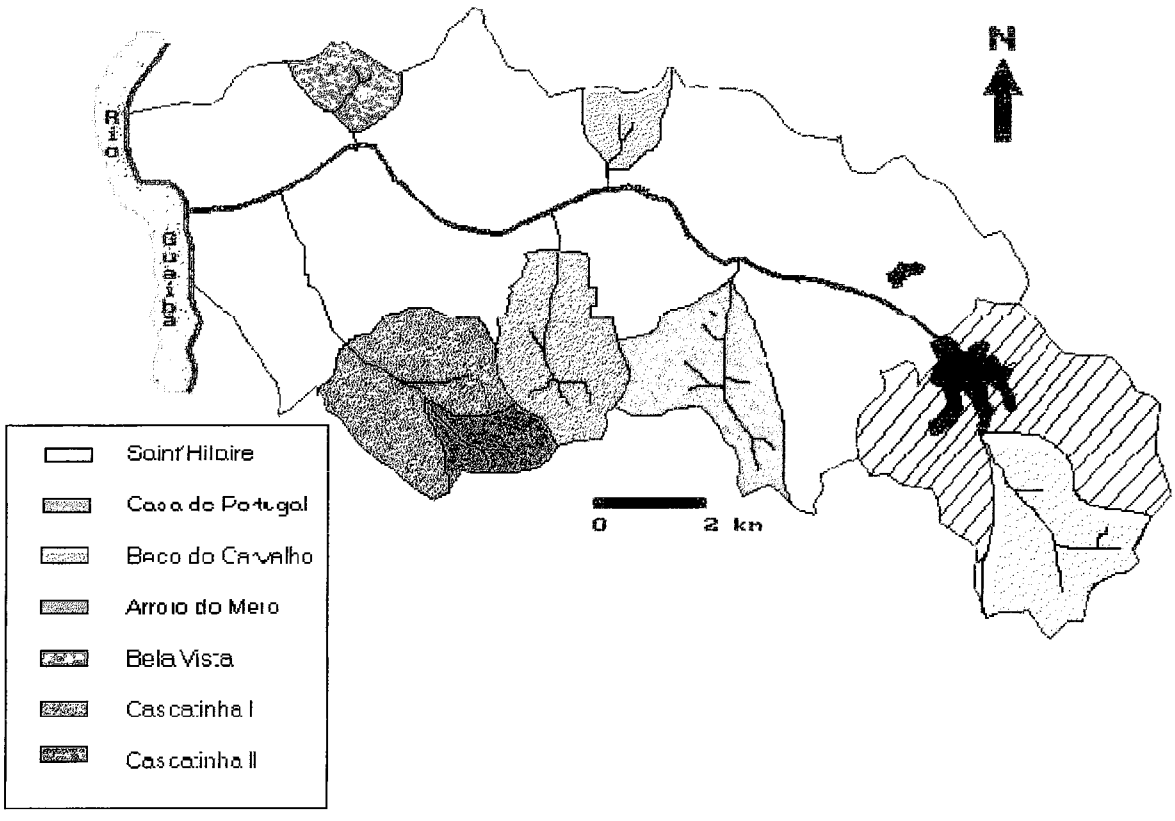


Figura 4.2- Bacia do Arroio Dilúvio

A variada topografia da bacia faz sentir seus efeitos no comportamento hidrológico, observando-se em geral hidrogramas complexos na parte urbanizada, o que pode ser conseqüência da maior declividade das sub-bacias rurais ou suburbanas. O aspecto dos hidrogramas é tradicional, com tempos de picos maiores devido à maior capacidade de armazenamento destas bacias, enquanto nas sub-bacias urbanas o tempo de pico é menor.

Os afluentes do Dilúvio, sofrem com o avanço da urbanização; muitos deles encontram-se totalmente cobertos, especialmente nos trechos a jusante. Seus leitos foram submetidos a processos de canalização e retificação parciais, além de serem usados freqüentemente como depósitos de lixo doméstico. Algumas sub-bacias da parte suburbana estão sendo desmatadas, recebendo fortes cargas de sedimentos por esse conceito.

Nessa bacia foi realizado um extenso programa de monitoramento entre 1978 e 1986 documentado em Alvarez e Sanchez (1979a e 1979b) e Simões Lopes e Sanchez (1986). Onde

foram monitoradas várias sub-bacias, das quais foram selecionadas 7 com eventos que permitissem esse estudo.

4.2.2- Joinville

Os principais responsáveis pelas inundações na cidade de Joinville, SC são: precipitações intensas características da região e a falta da capacidade de drenagem, associado ao efeito de maré, que pode represar o fluxo das bacias.

Bacia do Rio Cachoeira

A bacia hidrográfica do Rio Cachoeira foi dividida em duas sub-bacias: sub-bacia do rio Mathias e sub-bacia do rio Jaguarão que são afluentes do rio Cachoeira (figura 4.3). O Rio Mathias, com uma área de drenagem de 1,86 km^2, caracteriza-se por uma elevada declividade na sua metade de montante, em contraste com uma declividade quase nula na parte final de seu curso, sujeitas aos efeitos da maré, com oscilações de até 2,00m. O processo de urbanização produziu alterações na morfologia dos leitos, notando-se redução da capacidade de escoamento. A bacia do rio Jaguarão, com 6,53 km^2, apresenta declividade reduzida nas partes baixas, o que impede o escoamento fácil das águas, e relevo acidentado com a presença de morros isolados espalhados por toda a área. A bacia também sofre influência da maré.

4.2.3- Curitiba

As causas das enchentes na Região Metropolitana de Curitiba são as seguintes:

- baixa capacidade da seção menor do rio (BR 277);
- o leito maior do rio está sendo ocupado pela população, criando muitos prejuízos;
- aumento das vazões máximas das enchentes devido a urbanização das bacias;
- obstruções como pontes e aterros geram impactos localizados.

Curitiba é construída próxima do rio Iguaçu; a calha menor do rio Iguaçu é pequena e quase todo ano o rio extravasa para o vale que é muito plano. Em anos com inundação pequena a enchente atinge somente uma parte do vale, enquanto que em anos mais intensos a mesma atinge uma área muito maior como em 1995. Com o crescimento da região metropolitana, a população começou a ocupar as partes altas do vale e, à medida que ocorriam anos mais secos, começou a ocupar as áreas de maior risco. Quando ocorreram as duas grandes enchentes, 1983 e 1995, os prejuízos foram grandes. O Estado e os Municípios procuraram nesses anos evitar a ocupação das áreas de risco, mas invasões de loteamentos irregulares se desenvolveram ao longo dos anos através da população interessada. Essa mesma população sofre os prejuízos, mas o poder público através da Defesa Civil também tem custos que aumentam a cada evento crítico.

Figura 4.3 - Bacia do Rio Cachoeira

Bacia Rio Iguaçu

As sub-bacias mais urbanizadas são a do Belém e Atuba. A bacia do Rio Belém está totalmente urbanizada no seu trecho superior, enquanto que no seu trecho inferior ainda não está densificada. A segunda bacia mais urbanizada é a do Rio Atuba, com forte urbanização na sua parte mais central e com densificação tanto para montante como para jusante. Essas sub-bacias são afluentes da margem direita do Rio Iguaçu, que está localizado totalmente na região Metropolitana de Curitiba, sendo que seu talvegue principal apresenta uma orientação Norte-Sul, conforme indicado na figura 4.4, atravessando zonas densamente povoadas, desde bairros periféricos das zonas norte e sul, assim como a zona central de Curitiba. Portanto, os afluentes da margem direita são aqueles que produzem as maiores vazões devido a urbanização, além da deterioração da qualidade da água.

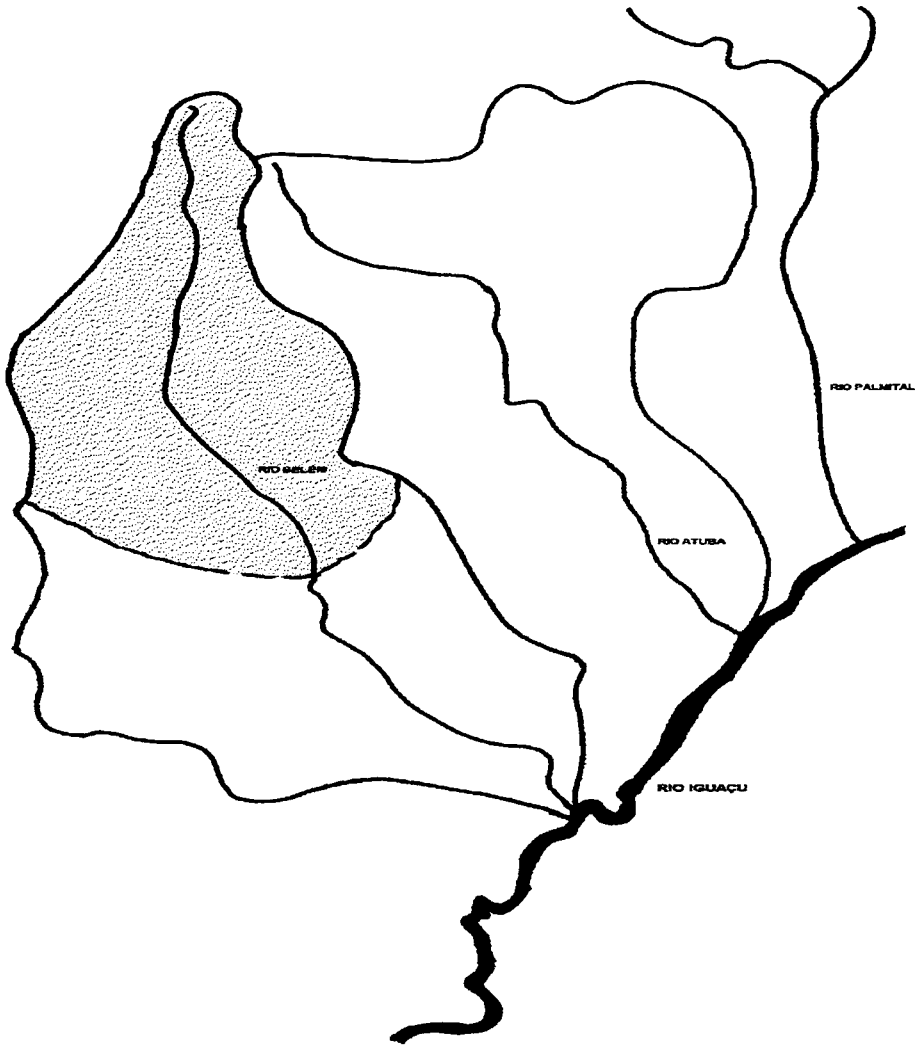
A crescente urbanização tem aumentado o grau de impermeabilização da bacia e consequentemente os picos de vazões. Em contrapartida há uma diminuição da capacidade de vazão do seu canal de drenagem, em virtude da construção de pontes, viadutos, assoreamento devido ao acumulo de lixo depositado as suas margens, etc.

4.2.4- São Carlos

A cidade de São Carlos está localizada nas cabeceiras do Córrego do Monjolinho que possui nesta região, como afluente principal, o Córrego do Gregório, que atravessa a parte mais densa da cidade.

Segundo Righetto et al. (1993) a rede de drenagem de São Carlos é ineficiente em vários locais. As inundações mais freqüentes são decorrentes, principalmente, da existência de bueiros e galerias inadequados. Apenas na parte central da cidade o Córrego do Gregório está canalizado. Pela grande expansão da cidade, as canalizações dos córregos passaram a ser consideradas obras prioritárias e estão sendo iniciadas. O Córrego do Gregório é o que mais contribui para as cheias, em vista da crescente urbanização de sua bacia.

UFRGS
BIBLIOTECA IPH



Escala Aproximada 1:150.000

Figura 4.4 - Bacia do Rio Iguaçu

Bacia Córrego Gregório

A bacia do Córrego Gregório possui uma área total de 15,6 km^2 na qual a parte rural se distribui predominantemente nas cabeceiras e é formada por vegetação de pequeno porte. A parte urbana compreende o centro da cidade de São Carlos e alguns bairros periféricos (figura 4.5).

A rede de drenagem de águas pluviais tem extensão de 21 km, toda ela servindo com contribuição lateral ao Ribeirão de Gregório, o qual corta a cidade numa extensão de aproximadamente 5 km. Os dados dessa bacia foram obtidos de Machado e Righetto, 1981.

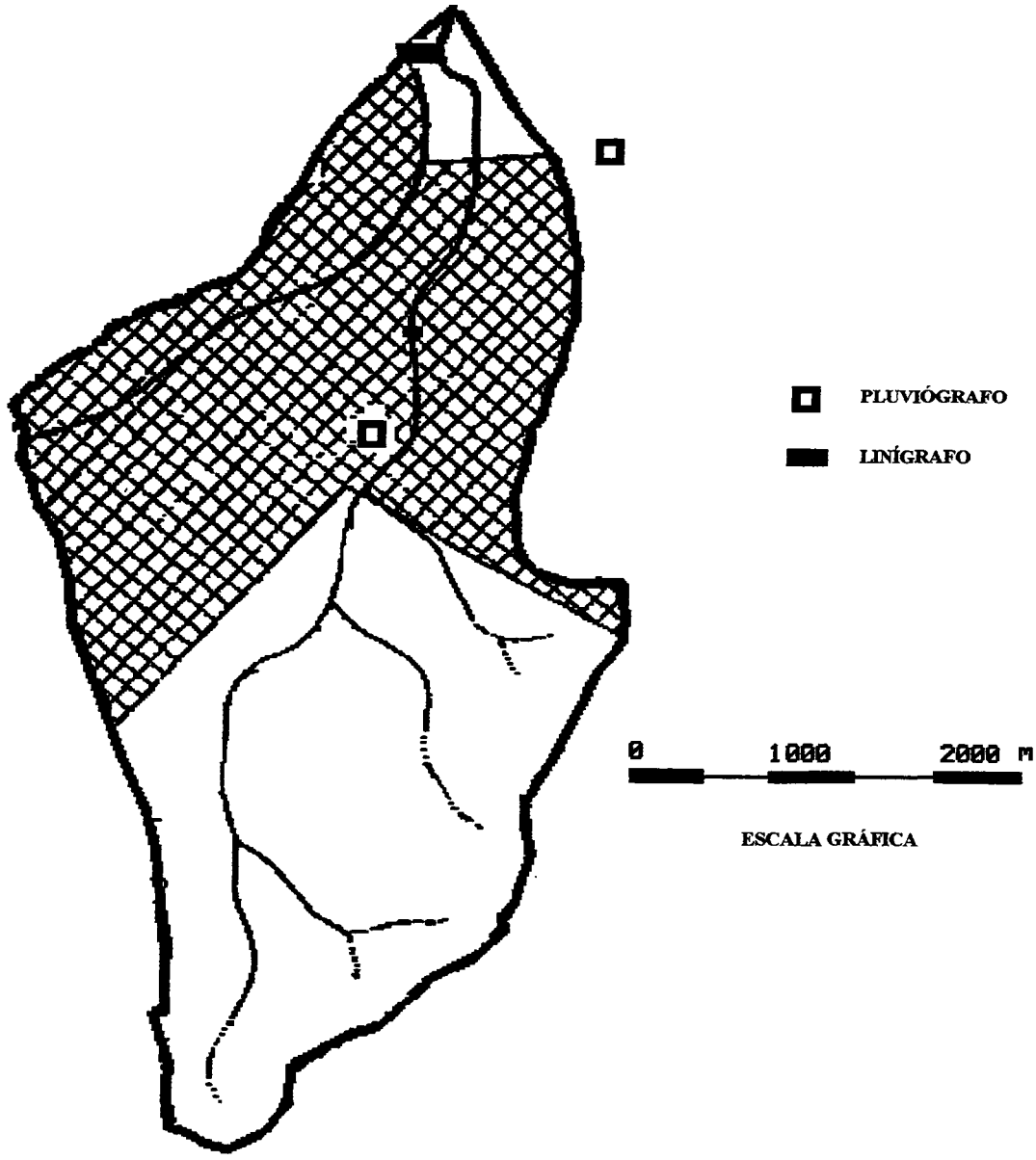


Figura 4.5- Bacia Córrego do Gregório

4.2.5- São Paulo

O município de São Paulo ocupa uma área de 5.650 km^2 , dos quais 1.700 km^2 de mancha urbana contínua. O processo de ocupação do solo vem causando a progressiva degradação do meio físico e das condições ambientais, comprometendo os recursos hídricos tanto em quantidade como em qualidade. De forma geral, a cidade de São Paulo desenvolveu-se até meados do século no interior do vértice fechado dos rios Tietê e Pinheiros, ocupando terrenos sedimentares de topografia suave e de características favoráveis à ocupação urbana. No entanto, após a metade do século, vem sendo ocupadas sem nenhum critério técnico, as

áreas cristalinas mais periféricas, de relevo mais acidentado e com solos de alteração extremamente vulneráveis à erosão. As medidas preventivas de controle e proteção das águas têm sido abandonadas em detrimento de obras corretivas localizadas, de duvidosa eficácia.

As enchentes na cidade de São Paulo provocam, ano a ano, enormes prejuízos materiais e humanos, especialmente nas áreas baixas ocupadas por famílias de baixa renda. Em 1991, as chuvas do dia 19 de março causaram uma paralisação de 10 horas na marginal do Tietê no sentido Lapa-Penha, onde a vazão do rio Tietê chegou a 1.000 m^3/s, o dobro da grande cheia de 1983.

Bacia do Rio Tietê

A região metropolitana de São Paulo, incluindo a capital e 37 municípios circunvizinhos, abrange uma área de 8.000 km^2 situada entre os paralelos 23 e 24° de latitude sul e entre os meridianos 45' e 47' de longitude oeste, na bacia hidrográfica do Alto Rio Tietê. O acelerado processo de urbanização verificado na bacia do rio Tietê trouxe, como conseqüência, os graves problemas que assolam a população, especialmente no que se refere às inundações.

As inundações na bacia do Alto Tietê podem ser classificadas em dois tipos, não totalmente independentes:

-Inundações ao longo dos rios Tietê, Pinheiros e Tamanduateí, ocupando extensas áreas contínuas e que trazem como conseqüência maior, grandes transtornos à metrópole pela interdição das avenidas marginais dos citados rios; e
-Inundações ao longo de córregos e ribeirões, e que são distribuídas por diversos pontos da malha urbana afetando um grande continente populacional.

A bacia hidrográfica do rio Tietê foi dividida em 11 sub-bacias: Carapicuiba, Cabuçu de Cima, Tiquatira, Jaguaré, Ipiranga, Águas Espraiadas, Vermelho, Pirajussara, Meninos, Tamanduateí e Mandaqui com postos fluviométricos com registradores e curva de descarga. Existem também postos pluviométricos que permitem estimar a precipitação sobre as bacias. Na (figura 4.6) é possível observar a localização das sub-bacias.

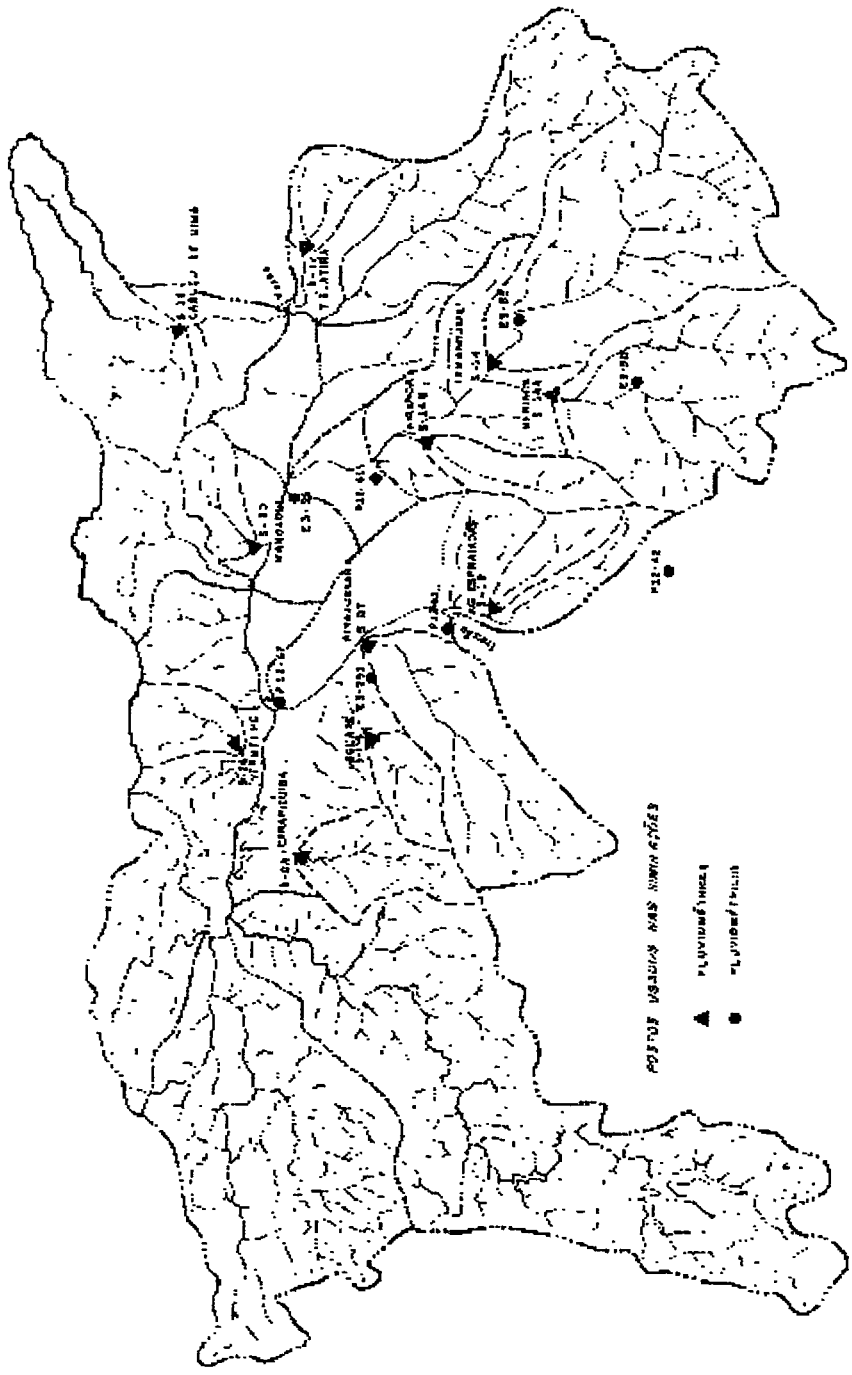


Figura 4.6- Bacia do Rio Tietê

4.2.6- Rio de Janeiro

O município do Rio de Janeiro, limitando-se ao norte pelos municípios de Nova Iguaçu, Nilópolis, São João do Mereti e Duque de Caxias; ao sul pela Baia de Guanabara; identifica-se como polo da região metropolitana de Rio de Janeiro. Sua área, 1.356 km^2, corresponde a 18,1% da área total da região metropolitana, enquanto que sua população

6.200.000 habitantes representa 56% da população total. A cidade do Rio de Janeiro possui um relevo muito acidentado, responsável pela fragmentação da cidade e pela individualização dos bairros. Foi também o relevo que direcionou a implementação das grandes vias de circulação que orientam a expansão da cidade. O processo histórico de ocupação do espaço metropolitano carioca criou sérios problemas, que resultam num quadro atual crítico, destacando-se as altas densidades demográficas, a favelização, a poluição, a deficiência em saneamento básico, as enchentes e inundações. Tais problemas são mais significativos nas áreas marginais da cidade (encostas íngremes e várzeas inundáveis) consideradas áreas de risco, que deveriam ser preservadas, mas são ocupadas por população de baixa renda, onde a carência é quase total.

Segundo Kelman (1994) as enchentes que ocorreram na região da baixada fluminense (região metropolitana) do Rio de Janeiro são conseqüências da urbanização da bacia, acompanhada da ocupação do leito maior dos rios da região. Nessa região, em fevereiro de 1988, uma cheia excepcional deixou rastro de destruição, morte e doença. Cerca de 6200 residências foram inundadas, e 12000 pessoas foram afetadas por doenças infecto-contagiosas.

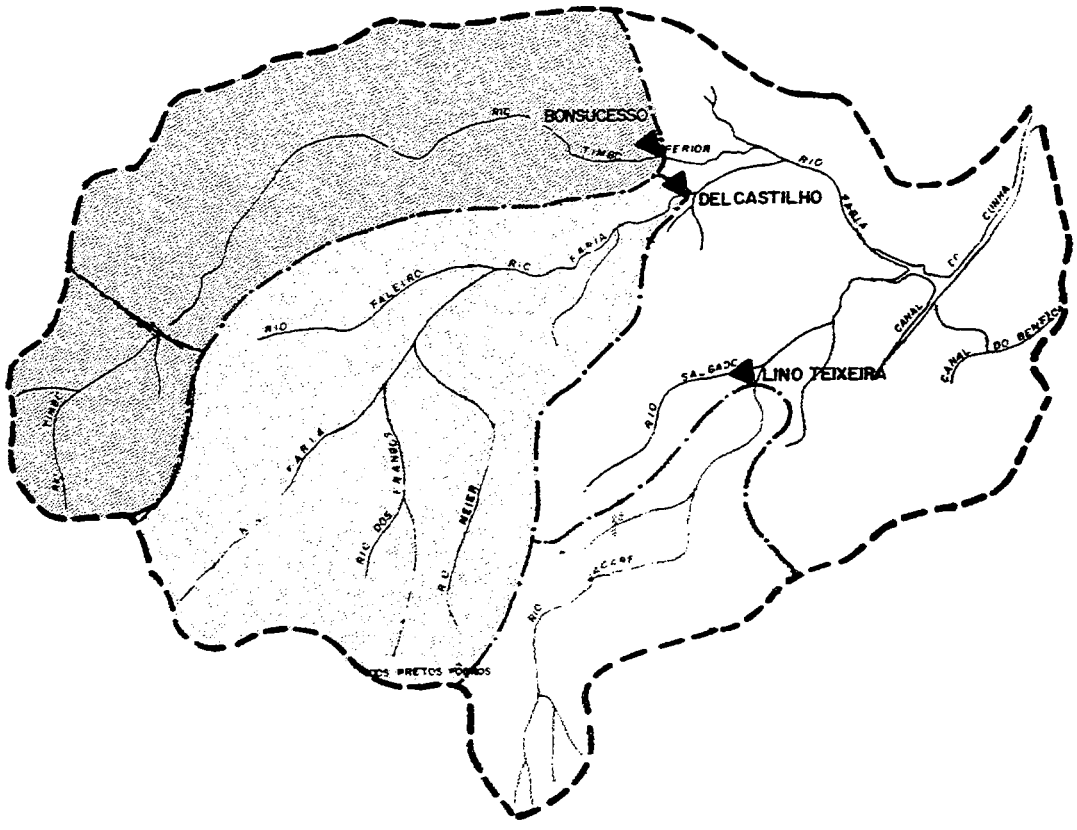
Bacia Canal do Cunha

A bacia do Canal do Cunha é formada pelas sub-bacias urbanas dos rios Faria, Jacaré e Timbo (figura 4.7).

Bacia Nova Iguaçu

A bacia Nova Iguaçu é formada por várias sub-bacias as bacias com problemas de enchentes são as bacias do Rio Sarapuí e do Rio Saracuruna (figuras 4.8 e 4.9).

Os dados obtidos dessas bacias foram fornecidos pela Serla (Serviço Estadual de Rios e Lagoas do Estado do Rio de Janeiro).



Escala Aproximada 1:200.000

Figura 4.7- Bacia Canal do Cunha

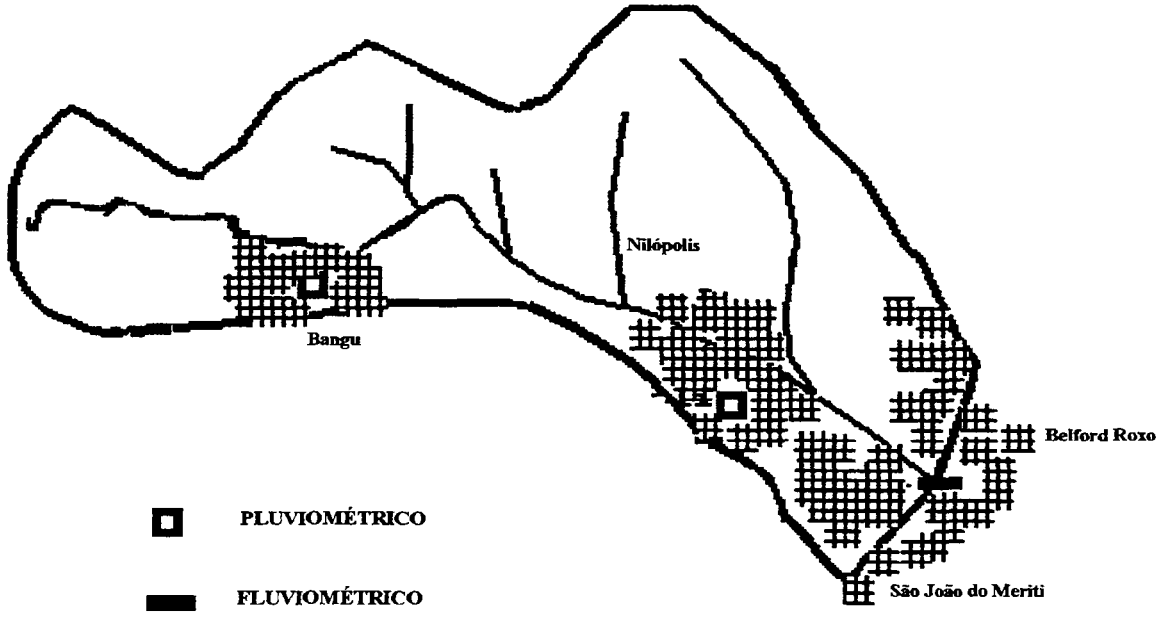


Figura 4.8- Bacia Sarapui

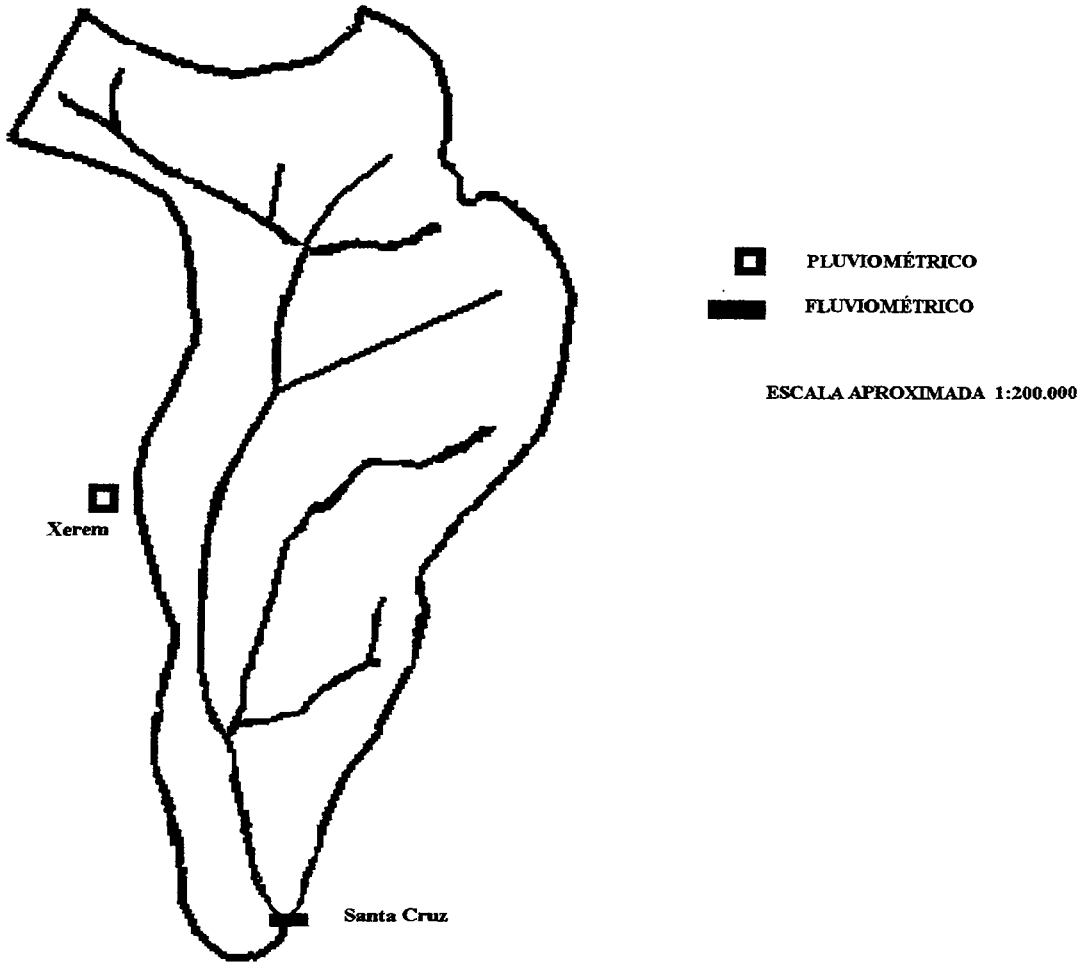


Figura 4.9- Bacia Saracuruna

4.3- Análise dos Dados

Os eventos foram selecionados com base nos seguintes critérios: a) existência de dados pluviográficos que permitam retratar o comportamento da precipitação no tempo e no espaço; b) existência de dados linigráficos na mesma escala de tempo da precipitação; c) eventos significativos, pois eventos muito pequenos podem distorcer os parâmetros obtidos e d) consistência dos dados com relação ao tempo e volume de ocorrência tanto de precipitação como de vazão. Na tabela 4.3 são apresentados as principais características de cada evento. Convém registrar que alguns eventos apresentam anomalias.

Tabela 4.3- Características dos eventos selecionados:

Casa Portugal	Vazão Máxima (m^3/s)	VolumePrecipitado (mm)	Volume Escoado (mm)	Coeficiente de escoamento
03/03/79	3,20	42,00	9,73	0,23
20/07/79	3,40	47,50	15,86	0,33
03/08/79	3,20	42,00	15,21	0,36
24/09/79	4,10	34,00	7,15	0,21
07/11/79	1,89	40,00	3,87	0,10
Saint Hilaire				
12/04/80	0,63	82,40	4,79	0,06
13/07/80	0,71	51,40	4,94	0,10
20/07/80	0,66	61,20	4,16	0,07
13/02/81	0,44	49,80	2,36	0,05
28/04/81	0,40	35,60	1,87	0,05
Bela Vista				
13/10/78	8,00	30,50	15,52	0,51
26/10/78	12,00	31,00	13,45	0,43
06/12/78	5,72	28,00	17,44	0,62
18/10/80	5,19	20,00	7,11	0,36
03/04/81	8,00	18,00	8,19	0,46
02/06/81	7,86	18,50	6,23	0,34
A. Meio				
29/01/78	12,50	15,10	6,89	0,46
23/07/78	26,30	28,72	13,18	0,46
29/08/78	18,50	24,60	9,07	0,35
26/10/78	29,80	34,34	14,79	0,43
31/10/78	3,45	15,46	3,16	0,20
09/11/78	10,00	36,78	6,71	0,18
03/12/78	7,40	24,18	6,46	0,27
20/07/79	21,00	61,40	34,34	0,56
B. Carvalho				
14/08/78	1,67	29,00	6,65	0,23
13/09/78	0,63	45,00	3,75	0,08
14/10/78	0,63	21,00	1,77	0,08
09/05/79	1,42	42,00	5,54	0,11
20/07/79	2,86	54,50	7,28	0,13
Cascata I				
13/09/78	4,46	46,40	13,53	0,29
26/10/78	19,50	33,87	9,08	0,27
18/11/78	4,60	17,94	3,35	0,19
04/12/78	11,50	33,80	8,93	0,26
21/05/79	13,65	48,00	19,85	0,41
20/07/79	18,50	58,88	28,00	0,47
07/11/79	6,90	34,00	7,95	0,23
25/03/80	6,50	16,68	2,64	0,16
Cascata II				
14/08/78	6,50	60,00	15,27	0,25
13/09/78	2,54	42,51	13,89	0,33
10/10/78	3,57	23,40	6,71	0,29

Tabela 4.3 - Continuação

09/01/80	3,90	16,76	3,97	0,24
11/03/80	2,47	12,60	1,92	0,15
Mathias				
18/10/80	2,65	22,15	6,97	0,31
20/10/80	4,00	31,45	12,43	0,32
22/10/80	3,09	27,59	9,14	0,33
06/11/80	2,08	13,60	4,37	0,32
08/11/80	1,72	20,34	7,00	0,34
23/11/80	3,26	20,95	5,82	0,28
18/12/80	2,27	22,49	4,18	0,19
13/01/81	5,37	33,76	18,66	0,55
20/01/81	2,85	24,35	14,83	0,61
Jaguarão				
18/10/80	6,12	22,15	7,94	0,36
23/11/80	2,36	20,95	4,68	0,22
11/12/80	3,98	18,77	6,58	0,35
04/02/81	3,94	30,28	6,65	0,22
Prado Velho				
09/10/86	106,65	28,50	11,59	0,41
03/12/86	74,19	25,50	7,63	0,30
26/12/86	84,44	29,80	7,89	0,27
16/01/87	86,96	20,50	11,43	0,56
01/02/87	9,06	6,90	1,12	0,16
06/02/87	173,98	67,30	29,32	0,44
08/02/87	63,13	15,20	7,00	0,46
15/02/87	84,44	20,00	10,11	0,51
05/87	91,76	35,80	11,65	0,33
08/11/87	103,79	29,10	11,87	0,41
07/90	41,22	32,00	12,02	0,38
05/92	64,42	41,30	11,41	0,28
09/93	87,42	71,20	38,27	0,54
Atuba				
/05/87	28,80	62,40	24,58	0,39
/07/90	20,72	39,30	12,54	0,32
/05/92	23,50	55,00	9,10	0,16
/09/93	32,60	74,40	22,47	0,30
Gregório				
08/02/80	15,40	10,60	1,58	0,15
18/02/80	10,40	11,00	1,81	0,16
22/02/80	23,70	29,90	3,44	0,12
24/02/80	20,20	26,70	4,41	0,17
Carapicuiba				
07/12/81	3,10	13,20	4,41	0,33
01/02/82	20,42	32,90	14,60	0,62
Cabuçu de Cima				
19/11/81	14,50	10,00	1,09	0,11
07/12/81	18,10	13,90	2,26	0,16
01/02/82	20,80	21,40	2,53	0,12

Tabela 4.3 - Continuação

Tiquatira				
28/10/81	10,00	16,40	3,22	0,20
07/12/81	14,80	12,40	7,00	0,56
16/12/81	8,40	10,20	3,23	0,32
01/02/82	28,10	25,80	8,51	0,33
Jaguaré				
07/12/81	12,20	50,50	21,15	0,42
01/02/82	30,60	46,20	35,96	0,77
Ipiranga				
07/12/81	10,40	13,00	3,96	0,30
26/02/82	1,60	2,40	0,62	0,26
A. Espraiadas				
07/12/81	7,80	11,50	5,67	0,49
06/02/82	43,90	63,90	40,61	0,63
01/02/83	26,80	69,20	31,17	0,45
Vermelho				
10/01/81	7,50	12,20	5,48	0,45
09/01/82	15,00	31,30	9,40	0,30
Pirajussara				
10/01/81	15,70	12,00	3,32	0,28
13/01/81	17,00	19,10	4,81	0,25
06/02/81	7,70	9,60	1,54	0,16
08/03/81	17,30	17,40	2,94	0,17
Meninos				
18/10/82	46,00	11,90	5,06	0,42
27/02/83	105,00	31,40	9,32	0,30
04/03/83	55,00	16,40	6,82	0,42
05/03/83	76,00	21,70	7,06	0,33
06/03/83	204,00	52,60	34,35	0,65
07/03/83	182,00	40,30	25,69	0,64
18/03/83	17,40	11,40	1,98	0,17
19/03/83	138,00	31,50	18,34	0,58
Tamanduatei				
19/10/81	70,40	49,00	14,82	0,30
06/12/82	62,70	22,00	8,33	0,38
Mandaqui				
13/01/81	11,00	10,40	5,93	0,57
08/02/81	48,00	24,00	10,07	0,42
10/02/82	59,00	23,90	16,97	0,71
Jacaré				
01/01/71	36,05	27,88	24,48	0,87
28/03/71	57,99	69,40	44,96	0,65
Faria				
28/03/71	62,24	69,40	27,30	0,39
09/04/71	66,93	45,60	31,66	0,69
11/05/73	12,15	8,00	4,80	0,60
Timbo				
28/03/71	22,16	68,80	21,04	0,31

Tabela 4.3 - Continuação

09/04/71	34,41	39,90	36,83	0,92
11/10/71	45,81	49,70	34,42	0,69
06/02/73	12,78	29,40	6,86	0,23
06/02/73	22,76	28,50	15,04	0,53
Sarapui				
02/03/86	78,60	29,50	13,48	0,46
06/03/86	155,10	51,60	43,87	0,85
19/03/86	64,90	21,90	10,00	0,46
19/03/86	86,80	37,80	15,75	0,42
Saracuruna				
02/02/80	42,00	38,60	18,79	0,49
06/02/81	55,00	55,60	17,40	0,31
01/01/83	34,50	58,30	17,07	0,29
12/01/83	64,00	73,70	28,18	0,38
13/03/83	45,00	122,80	28,18	0,23
20/03/83	43,50	85,00	33,04	0,39
06/06/83	34,50	59,00	21,14	0,36

4.4 - Limitações das informações

O Instituto de Pesquisa Hidráulicas, IPH monitorou a Bacia do Arroio Dilúvio localizada em Porto Alegre, entre 1977 e 1982, onde foram instalados 11 linígrafos, 12 pluviógrafos e 13 pluviômetros, distribuídos dentro da bacia do Dilúvio. Desse período foram selecionados e interpretados os principais eventos ocorridos. Foram digitalizados vários eventos acompanhados por uma interpretação na leitura de registros diários ou semanais, conforme o tipo de aparelho. O critério geralmente obtido de interpretação foi de 30 minutos, o que para algumas bacias urbanas é um intervalo muito grande. A precipitação média foi obtida com base no método de Thiessen dos pluviógrafos da bacia ou vizinhos.

Os dados disponíveis de outras localidades e bacias são eventos anteriormente selecionados. Para as bacias os dados dos registradores e as curvas-chave apresentam limitações, segundo informações da entidade.

De forma geral, nas bacias utilizadas existem incertezas quanto:

- extrapolação das curvas-chave e curvas-chave estimadas através das características hidráulicas das seções;
- intervalos de tempo incompatíveis com o tempo de concentração das bacias;

- incerteza nos dados de áreas impermeáveis, normalmente o que obtínhamos era a quantificação da mancha urbana das cidades; o que é bem diferente de área impermeável;
- incompatibilidade entre precipitações e escoamentos (temporal e quantitativamente).

CAPÍTULO 5

ESTIMATIVA E ANÁLISE DOS PARÂMETROS DOS MODELOS

Neste capítulo buscou-se analisar a variabilidade dos parâmetros de dois modelos, com base nos eventos selecionados no capítulo anterior. Esta análise busca criar melhores condições da estimativa dos mesmos em projeto. Este estudo não visa a comparação dos modelos utilizados.

5.1- Estimativa e Análise dos Parâmetros do Modelo SCS

O modelo SCS possui os seguintes parâmetros, conforme descrito no capítulo 3: área da bacia, CN, tempo de concentração e perdas iniciais. A área da bacia pode ser estimada em mapas. Pedrosa (1996) analisou a sensibilidade dos parâmetros e mostrou que as vazões máximas de uma bacia são muito mais sensíveis aos valores de CN. O tempo de concentração pode ser estimado por formulações correntes de bacias rurais e urbanas. Diaz (1987) apresentou resultados para determinação do HU triangular com base em quase todos os dados aqui utilizados, mas nossa análise se prenderá somente aos valores de CN e das perdas iniciais Ia.

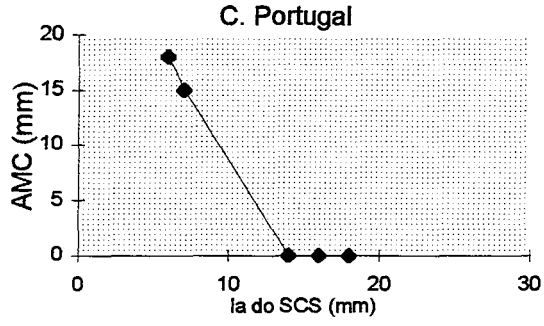
O modelo do SCS considera as perdas iniciais Ia constantes e iguais a 20% do armazenamento (condição média de saturação, AMC II) e suas variações acima e abaixo desse valor como condições AMC III e AMC I, respectivamente. As equações (3.5 e 3.6) relacionam CN e Ia, em função dos dados dos eventos (equação 3.6) ou em função do armazenamento, fazendo Ia igual a 20% deste, ou seja, Ia= 0,2S (equação 3.5).

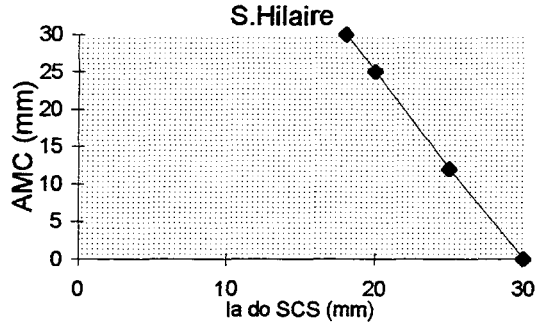
Para analisar o CN é necessário estabelecer critérios para Ia. Esta análise foi realizada inicialmente com as 7 bacias de Porto Alegre, onde existiam dados de precipitação antecedente acumulada de 5 dias (tabela 5.1). Usando-se o modelo do SCS otimizou-se o CN e as perdas iniciais, comparando estas com o estado de umidade antecedente da bacia.

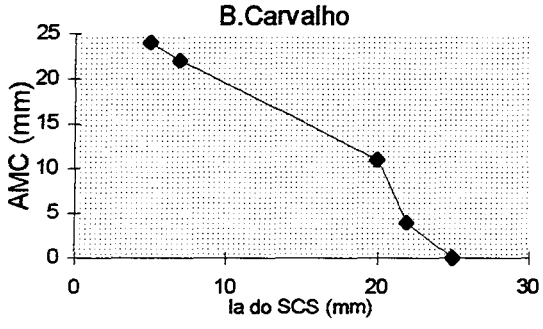
Tabela 5.1 - Precipitação acumulada 5 dias antes do evento.

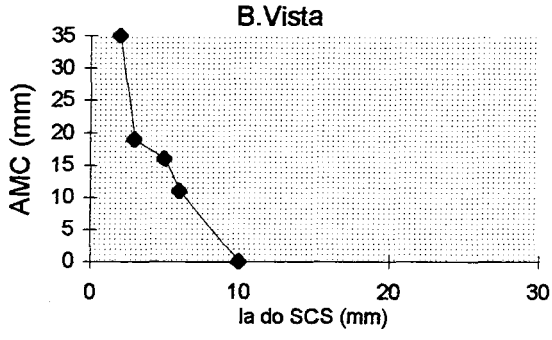
Evento - Bacia Casa de Portugal	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
03/03/79	0	14
20/07/79	18	6
03/08/79	15	7
24/09/79	0	16
07/11/79	0	18
Evento - Bacia Saint Hilaire	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
12/04/80	25	20
13/07/80	30	18
20/07/80	0	30
13/02/81	12	25
28/04/81	0	30
Evento - Bacia Bela Vista	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
13/10/78	35	2
26/10/78	0	10
06/12/78	11	6
18/10/80	0	10
03/04/81	16	5
02/06/81	19	3
Evento - Bacia Arroio do Meio	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
29/01/78	19	5
23/07/78	13	8
29/08/78	17	6
26/10/78	0	14
31/10/78	20	5
09/11/78	0	20
03/12/78	10	11
20/07/79	18	5
Evento - Bacia Beco do Carvalho	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
14/08/78	11	20
13/09/78	0	25
14/10/78	22	7
09/05/79	4	22
20/07/79	24	5
Evento - Bacia Cascata I	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
13/09/78	0	7.0
26/10/78	0	8.0
18/11/78	33.6	5.0
04/12/78	40	2.5
21/05/79	41.2	0.5
20/07/79	20	6.5
07/11/79	38	3.0
25/03/80	37.8	3.5
Evento - Bacia Cascata II	AMC 5 dias (mm)	Ia (mm)
14/08/78	14	5.0
13/09/78	0	5.5
10/10/78	30	4.5
09/01/80	41.3	05
11/03/80	35	1.0

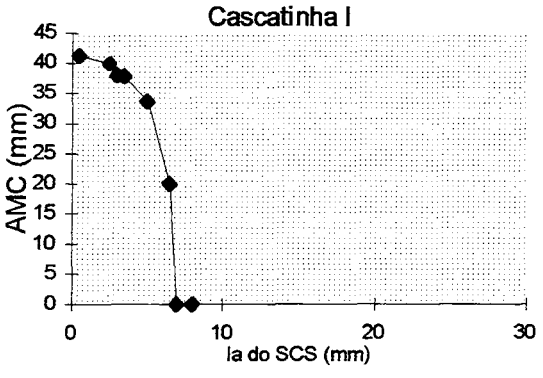
Para as bacias com pequeno índice de impermeabilidade como Saint Hilaire, Casa de Portugal e Beco do Carvalho pode-se verificar uma relação entre as perdas iniciais e o estado de umidade antecedente do solo, representado nesta análise pela precipitação total acumulada antecedente de 5 dias ao evento (coluna 2 tabela 5.1). Quanto maior o índice de saturação do solo menores foram as perdas iniciais. Além disto verificaram-se valores bem altos de perdas principalmente para a bacia Saint Hilaire (essa bacia é preservada e tem um parque). A condição de saturação máxima analisada estava na faixa de 15-40 mm identificada por vários autores por condição II -situação média de saturação. Não tínhamos nenhum caso de saturação total do solo, onde poderíamos visualizar melhor esta relação. Para as bacias com alto índice de impermeabilização as perdas iniciais variaram menos com as condições de umidade do solo, ficando na faixa de 0 a 10 mm.

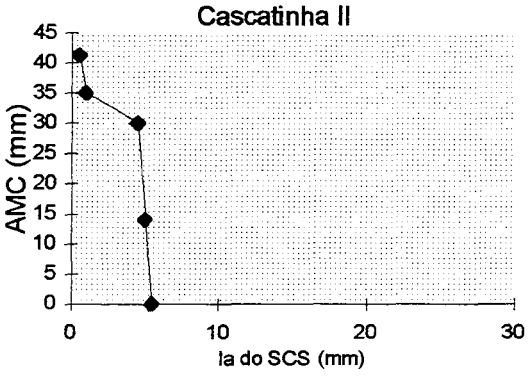












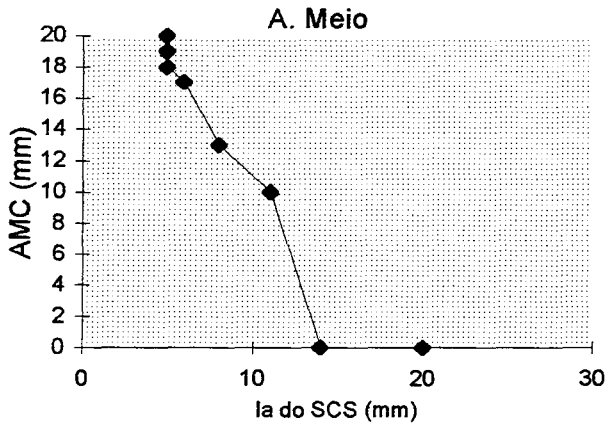


Figura 5.1- Relação entre perdas iniciais e AMC (precipitação acumulada de 5 dias antecedentes ao evento).

O mapa de solos classificado por Campana et al. (1995) foi obtido da interpretação de mapas geológicos contendo informações sobre as rochas, minerais estratigrafia e estruturas. Além desta interpretação o estudo foi complementado com a análise de imagens digitais do satélite Landsat. Os autores realizaram o mapeamento dos distintos tipos de solos em função de seu potencial de escoamento, definido como a capacidade natural de produzir excessos superficiais durante um evento chuvoso. Para tanto utilizaram a classificação proposta pelo Soil Conservation Service (SCS, 1964) tabela (5.2) que define quatro categorias: a categoria A corresponde a um baixo escoamento da bacia; até a categoria D que representa o máximo potencial de escoamento.

A metodologia utilizada nesta pesquisa, constitui em adotar um valor, correspondente às condições antecedentes, para as perdas iniciais. Para avaliação dos resultados de CN obtidos das bacias localizadas em Porto Alegre foi realizada uma comparação com os valores estimados através da classificação dos solos por Campana et al. (1995) (tabela 5.3). Os valores de CN obtidos com base nos eventos são apresentados na tabela 5.4.

Tabela 5.2- Resumo das características hidromórficas do solo (SCS, 1964)

Classe	Transmissão e Infiltração	Estrutura e Textura	Escoamento
A	Alta	Solo Profundo	Baixo
B	Moderada	Textura Intermediária	↑
C	Lenta	Textura Fina	↓
D	Muito Lenta	Alto Nível de L.F.	Alto

Tabela 5.3- Comparação dos valores por imagem digital (Campana et al, 1995) dos obtidos através dos resultados do modelo SCS para os eventos estudados na bacia do Arroio Dilúvio - Porto Alegre.

Bacia	Tipo de Solo	CN (imagem digital)	CN (eventos)
Beco do Carvalho	A,B	60-65	68.1-70.7
Casa de Portugal	B	60-65	67.5-70.5
Saint Hilaire	A	38-40	38.1-44.1
Bela Vista	A,C,D	75-80	88.7-93.7
Arroio do Meio	A,C,D	65-70	88.2-93.3
Cascatinha I	A,C,D	65-70	61.2-68.9
Cascatinha II	A,C,D	55-60	57.2-73.4

A figura 5.2 mostra a comparação entre os valores do CN obtidos usando classificação do Landsat versus os obtidos através dos eventos estudados. Pode-se observar que a metodologia (Campana et al.,1995) aproxima-se dos resultados esperados dos eventos, mas tende a subestimar os valores de CN, aumentando o escoamento superficial.

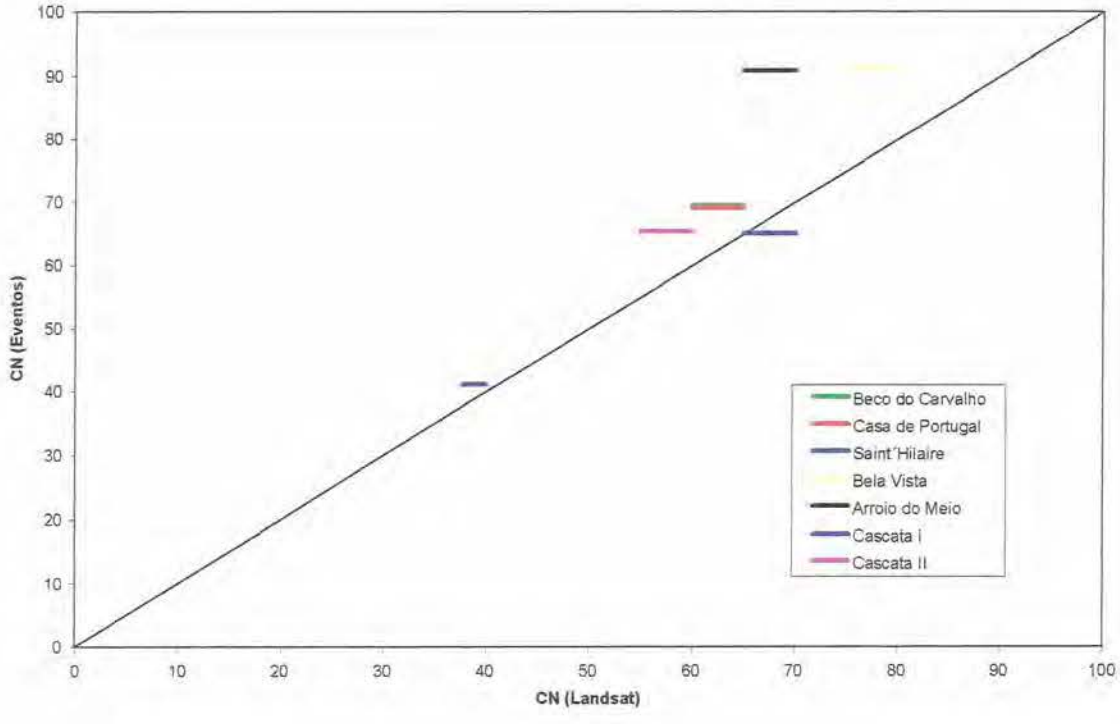


Figura 5.2- CN (Landsat) x CN (eventos)

Os resultados da comparação entre a metodologia utilizada, aplicada a dados observados, e os valores estimados por imagens digitais, mostram que os valores de CN não se afastam de forma significativa. As maiores diferenças foram encontradas nas Bacias Arroio do Meio e Bela Vista que têm acentuada declividade, portanto, mesmo com a pequena mancha urbana identificada na imagem de satélite a bacia apresenta valor de CN acima da classificação espacial, verificando-se que existem outros fatores que influenciam o parâmetro CN. Para as bacias localizadas em Joinville, Curitiba, São Carlos, São Paulo e Rio de Janeiro a metodologia utilizada foi a mesma, porém não tínhamos as condições antecedentes, para comparar as perdas iniciais. Os hidrogramas foram analisados individualmente, verificando a resposta da bacia nos primeiros intervalos de tempo e tendo como limites os resultados obtidos em Porto Alegre.

Tabela 5.4 - Resultados de CN e Ia

Bacia	Intervalo CN	CN médio	Desvio Padrão	Ia (mm)	tempo de base (min)
Casa de Portugal	67.5-70.5	69.0	1.3	4-20	210-930
Saint Hilaire	38.1-44.1	41.1	2.3	18-30	330-1440
Bela Vista	88.7-93.7	91.2	1.7	2-10	120-270
Arroio Meio	88.2-93.3	90.8	1.7	5-20	120-600
Beco do Carvalho	68.1-70.7	69.4	1.2	5-25	210-1110
Cascatinha I	61.2-68.9	65.1	2.6	0-8	30-1050
Cascatinha II	57.2-73.4	65.3	7.2	0-6	30-300
Mathias	76.4-89.3	82.9	5.4	3-10	130-370
Jaguarão	55.0-83.7	69.4	13.9	2-8	210-560
Prado Velho	78.5-94.7	86.6	5.1	0-7	30-510
Afonso Camargo	48.3-60.4	54.4	10.0	0-8	420-1560
Gregório	67.9-74.5	71.2	3.5	1-8	40-80
Carapicuiba	89.1-91.9	90.5	2.0	0-3	480-780
Cabuçu de Cima	59.4-59.0	59.2	4.8	0-3	225-240
Tiquatira	78.9-94.5	86.7	7.2	0-3	135-300
Jaguaré	82.1-92.6	87.4	7.4	1-6	165-480
Ipiranga	63.5-85.1	74.3	15.0	0-1	90-120
Águas Espraiadas	77.0-91.6	84.3	7.7	1-8	165-240
Vermelho	79.9-95.0	87.5	10.7	1-4	240-300
Pirajussara	69.0-84.9	77.0	6.6	1-3	315-480
Meninos	60.0-86.4	73.2	8.0	1-8	180-240
Tamanduatei	60.5-74.4	67.5	9.8	2-5	390-465
Mandaqui	85.9-87.8	86.9	1.0	1-3	135-285
Jacaré	68.9-75.3	72.1	4.5	3-8	80-210
Faria	67.2-91.5	79.4	13.2	2-7	120-390
Timbo	48.9-80.1	64.5	12.8	3-7	50-210
Sarapuí	74.3-85.2	79.8	4.7	2-5	480-1320
Saracuruna	38.1-72.1	55.1	10.2	3-8	1140-1860

Nas figuras 5.3 e 5.4 é apresentada a relação entre CN e as áreas impermeáveis. Verificou-se uma pequena correlação nas bacias sub-urbanas IMP<20% (figura 5.3) ao passo que para as bacias urbanizadas IMP≥20% (figura 5.4) a correlação é um pouco melhor. No entanto, pode-se dizer que existem outros fatores, além da área impermeável, que atuam decisivamente na definição desse parâmetro como a magnitude do evento, as perdas iniciais e o tempo de concentração da bacia. De qualquer forma parece haver uma tendência média e uma tendência superior, quando as áreas impermeáveis superam 20% da área da bacia.

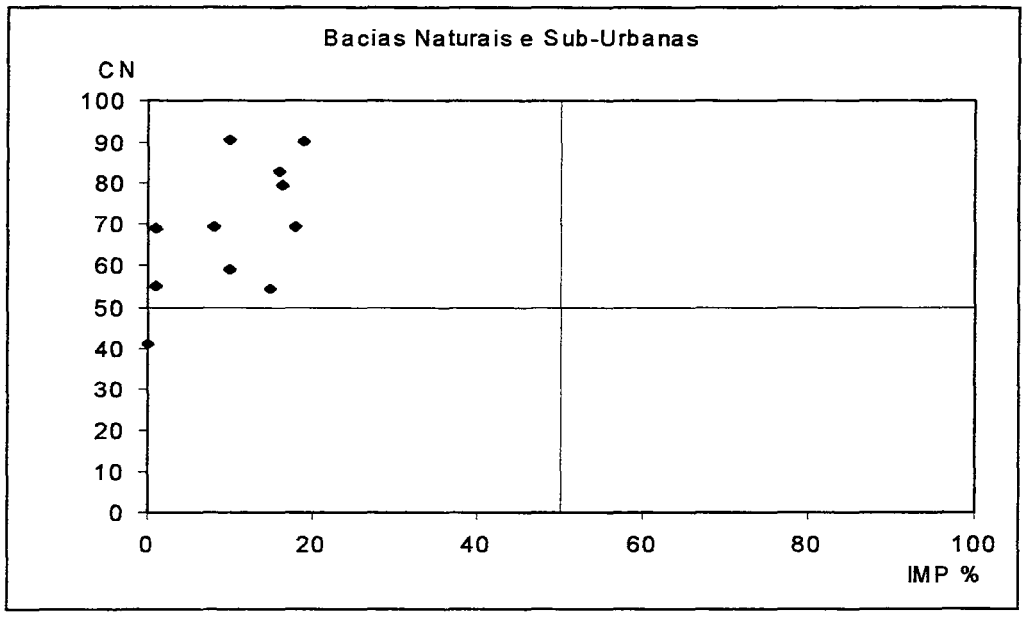


Figura 5.3 - Relação entre CN e Áreas Impermeáveis <20%

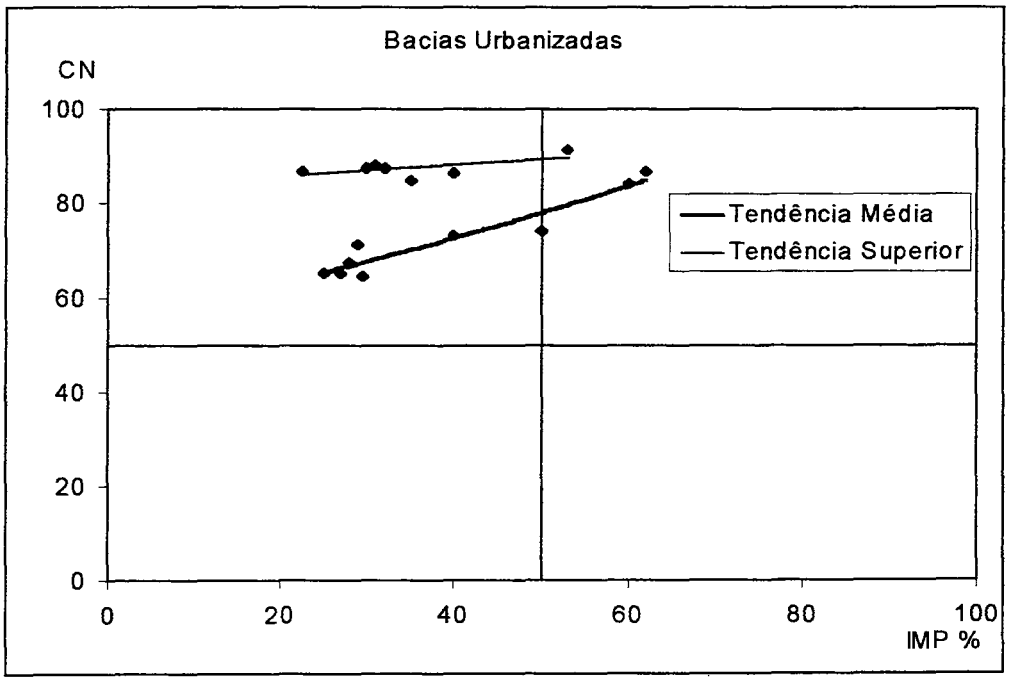


Figura 5.4 - Relação entre CN e Áreas Impermeáveis ≥20%

5.2- Estimativa e Análise dos Parâmetros do modelo IPH II

5.2.1 - Critérios de Ajuste

O ajuste do modelo hidrológico IPH II foi realizado para 132 eventos selecionados para as 28 bacias estudadas. Esses dados hidrológicos são apresentados no anexo A. Para o ajuste do modelo optou-se pelo "método de tentativa e erro". Para a análise do ajuste dos eventos foram utilizados os seguintes critérios de aceitação:

- comparação entre os hidrogramas observados e calculados;
- diferença entre o volume escoado observado e calculado;
- desvio padrão da estimativa da vazão;
- coeficiente de determinação R^2 (Nash e Sutcliffe, 1970):

$$R^2 = 1 - \frac{\sum[Q_0(t) - Q_c(t)]^2}{\sum[Q_0(t) - Q_m]^2}$$

onde: $Q_0(t)$ são as vazões observadas; $Q_c(t)$ são as vazões simuladas pelo modelo e Q_m a vazão média dos dados observados. O modelo apresenta bons resultados quando esse coeficiente se aproxima de 1.

É importante destacar que a fração de áreas impermeáveis não foi considerada como parâmetro de ajuste.

Para as condições iniciais foi considerado que a bacia está em estiagem e o escoamento superficial não existe, Qs(t=0) = 0 e Qsubt(t=0) = Qobs, onde Qobs é a vazão observada no início da simulação. Deve-se salientar que Qobs é conhecida no período de ajuste. Para outros intervalos pode-se informar o valor da vazão inicial desejável para simular o hidrograma. Ainda dentro da consideração de estiagem, pode-se admitir que o fluxo subterrâneo da camada superior do solo esteja em regime permanente e T(percolação)= Qsubt(t=0).

A seguir são descritos os resultados obtidos no ajuste do modelo. Procurou-se obter um único conjunto de parâmetros para cada sub-bacia. Utilizou-se quase sempre a opção de histograma tempo-área automática do IPH II (bacia com forma de elipse).

5.2.2 - Resultados Obtidos

Casa de Portugal

Localizada bem a montante da Bacia do Arroio Dilúvio esta bacia possui características suburbanas apresentando os seguintes indicadores de solo: 4,6% de alta impermeabilidade, 23,3% de média impermeabilidade, 7,7% de solo nu, 20,2% de solo com grama e 44,2% de vegetação florestal. A ocupação urbana corresponde a 1% da sua área total que é de 6,69 m^2. Nas tabelas 5.5 e 5.6 são apresentados os parâmetros obtidos para esta bacia e as estatísticas do ajuste. Pode-se observar que houve uma variação dos parâmetros Rmax e Ks entre os ajustes. O evento 03/03/79 que ocorreu em um período seco teve valores de infiltração maiores que os demais e o seu tempo de concentração também foi maior. Como o objetivo desta pesquisa está voltado para situações de projeto que retratam eventos em períodos úmidos deve-se adotar os parâmetros referentes aos demais eventos. A figura 5.5 mostra o ajuste do evento de 24/09/79 característico dessa bacia.

Tabela 5.5- Parâmetros ajustados eventos Bacia Casa de Portugal (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
03/03/79	10,5	0,34	0,8	5	4	6	20
20/07/79	10	0,4	0,8	0	3	15	20
03/08/79	10	0,4	0,79	2	3	12,3	20
24/09/79	10,2	0,4	0,77	3	3	5	20
07/11/79	10	0,4	0,76	5,2	3	4,5	20

Tabela 5.6 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Casa de Portugal

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
03/03/79	9,69	9,26	3,20	3,39	0,82
20/07/79	20,89	20,15	3,40	3,41	0,73
03/08/79	15,80	15,64	3,20	3,26	0,77
24/09/79	7,12	7,02	4,10	4,09	0,97
07/11/79	3,85	3,93	1,89	1,95	0,91

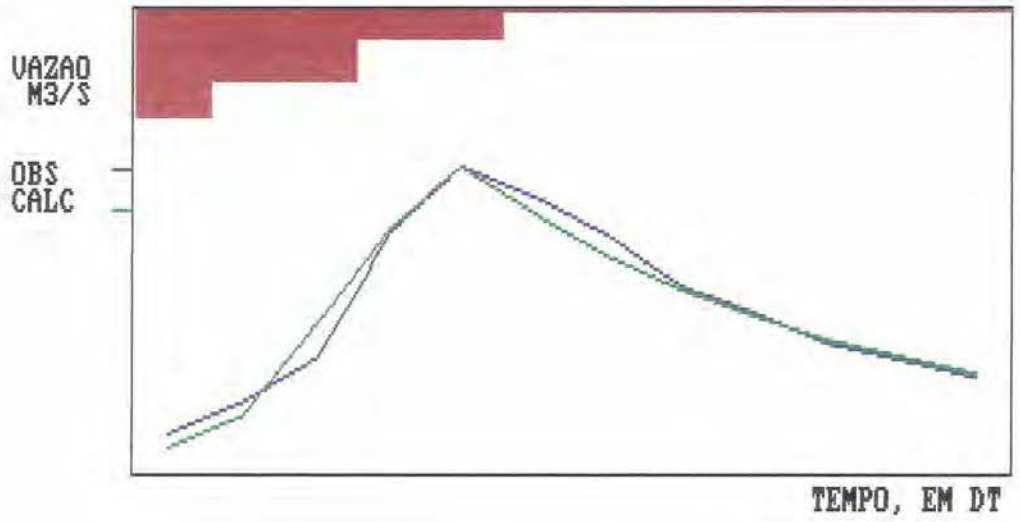


Figura 5.5- Ajuste do evento 24/09/79 Bacia Casa de Portugal

Saint'Hilaire

A bacia do parque Saint'Hilaire está situada na nascente do Arroio Dilúvio e possui características de uma bacia rural com 4,1% de solo com alta impermeabilidade, 1,4% com impermeabilidade média, 5,7% de solo nu, 34,5% de gramados e 54,3% de floresta. Possui uma área de 6,454 km^2. Observa-se um grande amortecimento fornecido pelo armazenamento no sub-solo da bacia, caracterizado pelos altos valores de infiltração e capacidade do reservatório de perdas iniciais. Os valores mais baixos de Io são dos eventos 13/07/80 e 20/07/80 (figura 5.6) que aconteceram em um período chuvoso característico da região, logo estes valores do parâmetro caracterizam a situação de projeto para esta bacia.

Tabela 5.7- Parâmetros ajustados eventos da Bacia Saint Hilaire (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
12/04/80	24	0,5	0,9	12	5	22	10
13/07/80	12	0,4	0,9	13	5	22	5
20/07/80	10	0,4	0,9	5	5	17	5
13/02/81	14	0,4	0,9	10	6	20	5
28/04/81	17	0,4	0,9	9,8	6	21	5

Tabela 5.8 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Saint Hilaire

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
12/04/80	4,96	4,52	0,63	0,64	0,89
13/07/80	4,92	5,01	0,71	0,72	0,86
20/07/80	4,15	3,93	0,66	0,64	0,89
13/02/81	2,35	2,46	0,44	0,46	0,97
28/04/81	1,92	2,08	0,40	0,40	0,82

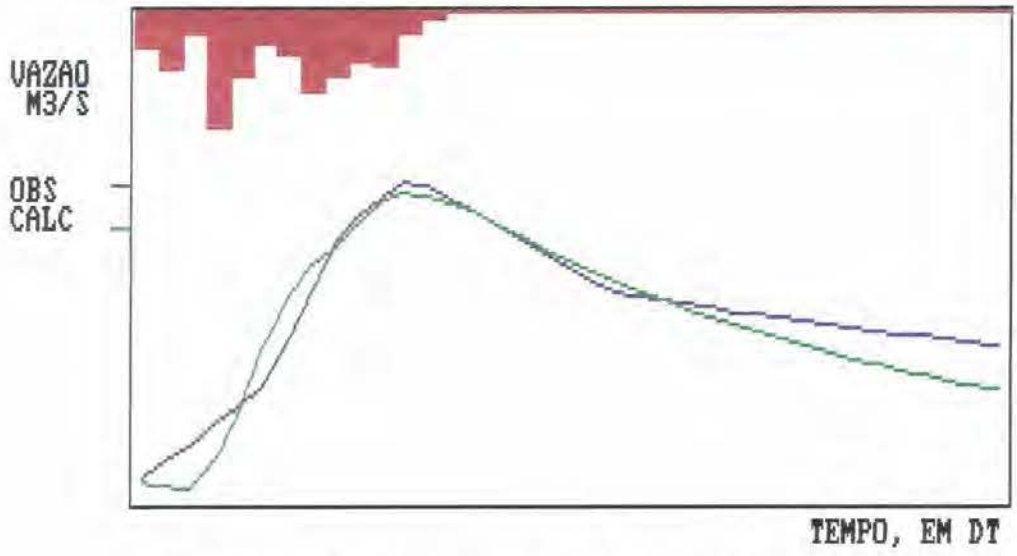


Figura 5.6 - Ajuste do evento 20/07/80 Bacia Saint'Hilaire

Bela Vista

A bacia Bela Vista tem uma área de 2,51km^2 com 14,1% de solo com alta impermeabilidade, 55,6% com média impermeabilização 4,5% de solo nu, 11,5% de áreas com grama e 14,3% de área com vegetação (Alvarez e Sanchez, 1979). Essas características se referem a década de 70 e foram adotadas para o ajuste dos eventos. Esta bacia apresenta alta ocupação urbana que corresponde a cerca de 53% da área total da bacia. Comprovou-se que a máxima resolução possível dos aparelhos instalados (30 min) não é suficiente para descrever em detalhes as variações de descarga; seria necessário, então, equipamento capaz de medir níveis em intervalos de até 5 minutos. É uma bacia de resposta muito rápida e o tempo de concentração está entre 5 e 30 minutos. Os baixos valores de tc e Ks mostram a rapidez do escoamento da bacia. O parâmetro Io apresenta maior variação em função de eventos com pouco escoamento para a precipitação registrada (26/10/78 e 18/10/80), exigindo uma perda inicial maior e perda por infiltração. Esses resultados podem ser reais, ou seja, as

precipitações e escoamentos são verdadeiros ou as precipitações são superestimadas para o escoamento ocorrido. Nesse caso os parâmetros buscam compensar o erro da precipitação. Essa situação também pode ocorrer em eventos após um período muito seco. Portanto, considerando que as condições de projeto retratam eventos em períodos úmidos deve-se adotar Io correspondente a 10,00mm/h. A figura 5.7 mostra o ajuste do evento 03/04/81.

Tabela 5.9- Parâmetros ajustados Bacia Bela Vista (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
13/10/78	12	0,4	0,77	3	1	0,5	10
26/10/78	15	0,4	0,8	6,5	1	0,8	10
06/12/78	9	0,4	0,6	2	1	1	10
18/10/80	15	0,4	0,75	6,5	1	0,6	10
03/04/81	10	0,4	0,70	5	1	0,4	10
02/06/81	8,5	0,4	0,7	4	1	0,1	10

Tabela 5.10 - Estatistica dos ajustes para os eventos da Bacia Bela Vista

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
13/10/78	8,58	9,16	8,00	7,57	0,93
26/10/78	7,47	8,70	12,00	12,68	0,95
06/12/78	9,68	10,13	5,72	5,46	0,81
18/10/80	3,93	4,02	5,19	5,80	0,97
03/04/81	4,53	4,37	8,00	7,93	0,98
02/06/81	3,44	4,77	7,86	7,84	0,76

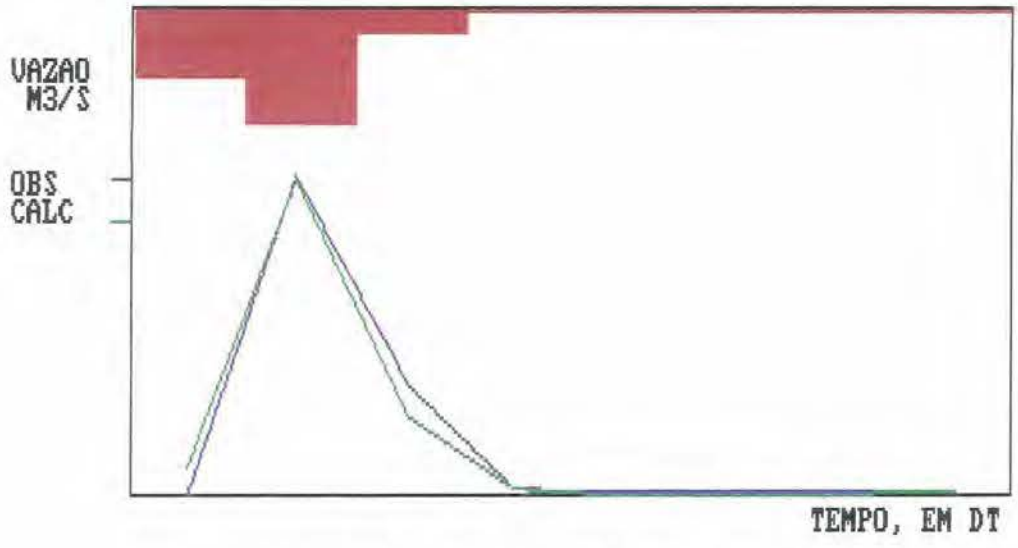


Figura 5.7 - Ajuste do evento 03/04/81 Bacia Bela Vista

Arroio do Meio

A bacia Arroio do Meio tem uma área de 4,34 km^2 e uma ocupação urbana correspondente a 10% de sua área. O seu solo apresenta 13,35% de alta impermeabilidade, 43,6% de média impermeabilidade 9,8% de solo nu, 11,9% de área com grama e 21,4% de área com vegetação. A bacia apresenta uma resposta muito rápida de escoamento devido a sua alta declividade. Verificou-se que a máxima resolução possível dos aparelhos instalados (30 min) não é suficiente para descrever em detalhes as variações de descarga; seria necessário, então, equipamento capaz de medir níveis em intervalos de até 15 minutos. A menor resolução possível obtida com os dados disponíveis foi de 30 minutos. É uma bacia de resposta muito rápida e o tempo de concentração é dessa ordem. Os baixos valores de tc e Ks mostram a rapidez do escoamento da bacia. A figura 5.8 mostra o ajuste do evento 29/01/78.

Tabela 5.11- Parâmetros ajustados Bacia Arroio do Meio (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
29/01/78	10	0,4	0,6	0	1	0,9	10
23/07/78	10	0,4	0,6	10	1	0,1	10
29/08/78	9	0,3	0,4	6,8	1	0,3	10
26/10/78	9,5	0,4	0,6	4,5	1	0,2	10
31/10/78	8,5	0,3	0,48	1,0	1	0,1	10
09/11/78	12	0,4	0,6	11	1	0,6	10
03/12/78	8,5	0,4	0,3	8	1	0,4	10
20/07/79	12	0,4	0,6	10	1	0,6	10

Tabela 5.12 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Arroio do Meio

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
29/01/78	8,17	8,27	12,50	12,82	0,99
23/07/78	14,8	18,5	26,30	20,85	0,80
29/08/78	10,76	10,47	18,50	18,18	0,98
26/10/78	17,7	15,84	29,80	30,82	0,91
31/10/78	3,75	4,51	3,45	3,39	0,94
09/11/78	7,95	9,32	10,00	9,81	0,85
03/12/78	9,40	10,26	7,40	7,34	0,81
20/07/79	41,01	40,71	21,00	18,79	0,60

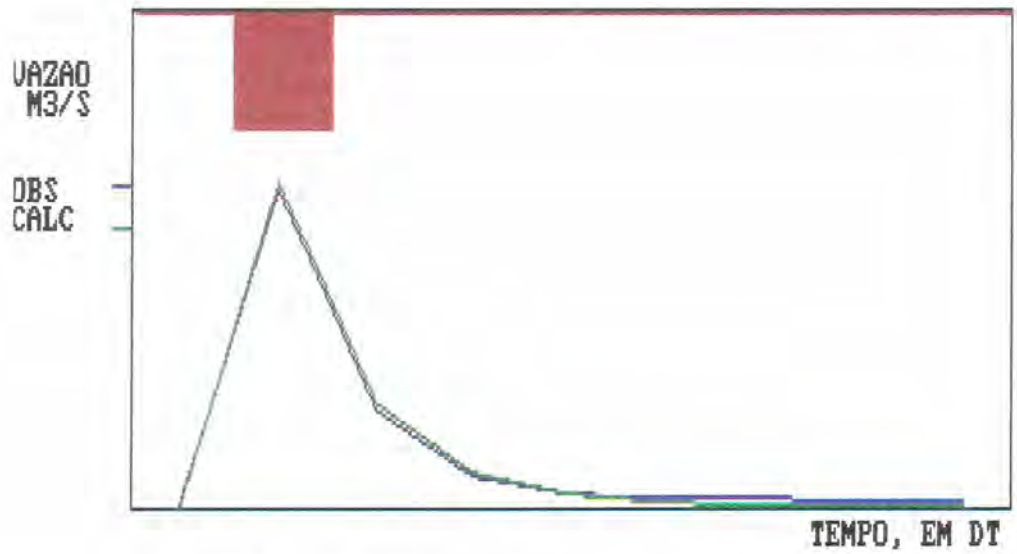


Figura 5.8- Ajuste do evento 29/01/78 Bacia Arroio do Meio

Beco do Carvalho

A bacia Beco do Carvalho possui área de 3,50 km^2 o seu solo tem 12,1% de área com alta impermeabilidade, 7,7% com média impermeabilidade, 25,5% de solo nu, 21,0% de área com grama e 33,6% de área com vegetação florestal. A urbanização correspondente é de 18% de sua área total. Pode-se observar que houve uma variação muito pequena dos parâmetros entre os eventos. O parâmetro Rmax apresenta um grau de variação em função das condições antecedentes do solo e foi a mesma variação obtida no modelo SCS. O valor de Ks e o tempo de concentração variam em função da distribuição da precipitação. O valor de Ksub manteve-se constante variando apenas para o evento 20/07/79, este parâmetro de forma geral apresenta-se pouco sensível a parte importante do hidrograma. A figura 5.9 mostra o ajuste do evento 09/05/79.

Tabela 5.13- Parâmetros ajustados eventos Bacia B. do Carvalho (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
14/08/78	11	0,6	0,6	2	2,5	2,8	20
13/09/78	10	0,6	0,8	18	2,5	4	20
14/10/78	12	0,6	0,8	10	3	1	20
09/05/79	11	0,5	0,7	20	3	2,2	20
20/07/79	11	0,6	0,65	25	2,5	2	25

Tabela 5.14 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia B. do Carvalho

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
14/08/78	3,42	3,07	1,67	1,75	0,93
13/09/78	1,93	1,93	0,63	0,65	0,97
14/10/78	0,91	1,05	0,63	0,59	0,82
09/05/79	2,47	2,47	1,42	1,42	0,94
20/07/79	3,84	4,21	2,86	2,26	0,84

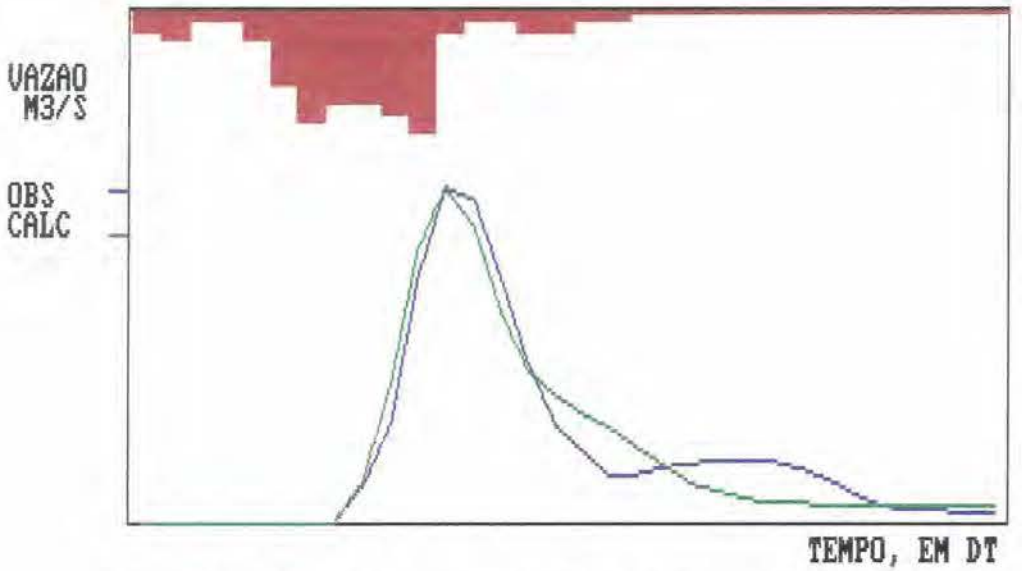


Figura 5.9- Ajuste do evento 09/05/79 Bacia Beco do Carvalho

Cascatinha I

Localizada à margem esquerda do Arroio Dilúvio possui uma área de $8km^2$ e uma taxa de ocupação urbana de 27% referente a área total da bacia. O solo da bacia apresenta 10,4% de alta impermeabilidade, 48,1% de impermeabilidade média, 6,7% de solo nu, 14,6% de área com grama e 20,2% de vegetação florestal. Os parâmetros não variam muito de um evento para o outro. O valor de Ks e o tempo de concentração variam em função da distribuição da precipitação. A figura 5.10 mostra o ajuste do evento 07/11/79.

Tabela 5.15-Parâmetros ajustados eventos da Bacia Cascatinha I (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
13/09/78	12	0,4	0,8	6	2	2,2	20
26/10/78	14	0,4	0,85	12	1,4	0,8	20
18/11/78	14	0,4	0,8	5	1,4	0,8	20
04/12/78	12	0,4	0,65	4	2,2	1,0	20

21/05/79	14	0,4	0,8	6,6	1,4	1,0	20
20/07/79	14	0,4	0,82	2	1,4	2,0	20
07/11/79	14	0,4	0,8	6	1,4	1,2	20
25/03/80	14	0,4	0,85	9	1,4	0,8	20

Tabela 5.16 - Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Cascatinha I

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
13/09/78	13,53	14,5	4,46	4,48	0,84
26/10/78	9,08	8,95	19,50	19,44	0,92
18/11/78	3,35	4,03	4,60	4,62	0,87
04/12/78	8,94	8,56	11,50	11,45	0,99
21/05/79	19,85	17,58	13,65	13,51	0,95
20/07/79	28,00	27,56	13,0	11,33	0,96
07/11/79	7,95	9,04	6,90	7,27	0,93
25/03/80	2,64	2,51	6,50	6,66	0,98

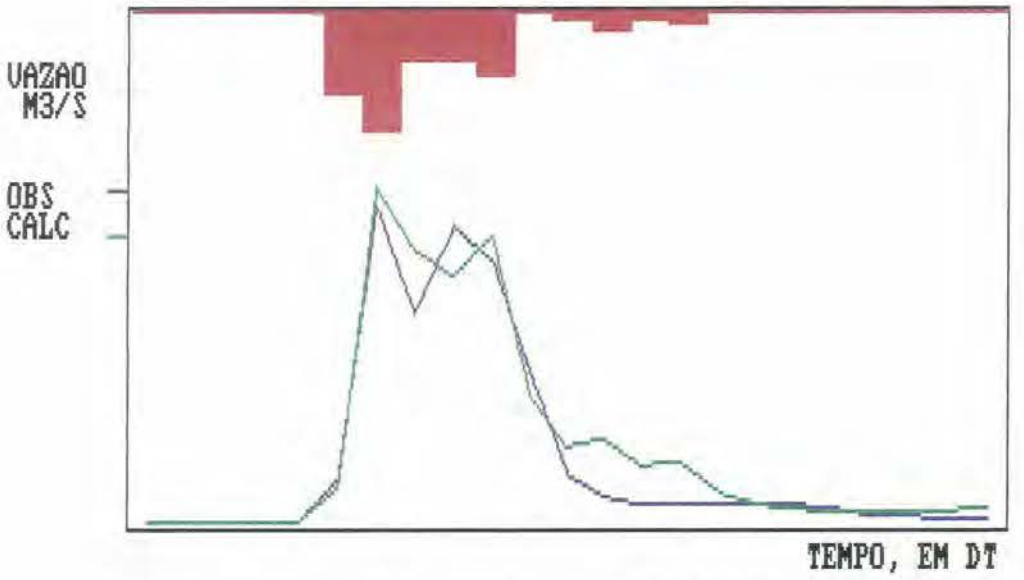


Figura 5.10 - Ajuste do evento 07/11/79 Bacia Cascatinha I

Cascatinha II

A bacia Cascatinha II possui área de $4km^2$ e uma taxa de ocupação de 25% da área total. Esta bacia está localizada ao lado da bacia Cascatinha I e apresenta características bem semelhantes de uso do solo: 7,9% de alta impermeabilidade, 35,7% de impermeabilidade média, 5,9% de solo nu, 19,1% de área com grama e 31,3% de vegetação florestal. O parâmetro Io apresentou maior variação em função de eventos com muito escoamento para a

precipitação registrada (09/01/80 e 11/03/80). Esses resultados podem ser reais, ou seja, as precipitações e escoamentos são verdadeiros ou as precipitações são subestimadas para o escoamento ocorrido. Nesse caso os parâmetros buscam compensar o erro da precipitação. Essa situação também pode ocorrer em eventos após um período muito úmido o que não é o caso destes eventos que aconteceram em épocas de solo seco. Logo, estes valores não servem como indicativos para esta bacia. A figura 5.11 mostra o ajuste do evento 13/09/78.

Tabela 5.17- Parâmetros ajustados eventos da Bacia Cascatinha II (Δt=30min)

Eventos	Io	Ib	h	Rmax	tc	Ks	Ksub
	mm/Δt	mm/Δt		mm	Δt	Δt	Δt
14/08/78	14	0,5	0,96	25	2,0	1,5	20
13/09/78	14	0,4	0,88	6	3,0	4,0	20
10/10/78	12	0,4	0,82	8	3,0	0,4	20
09/01/80	8	0,4	0,6	8	1,4	0,6	20
11/03/80	10	0,4	0,6	8,2	1,4	0,2	20

Tabela 5.18- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Cascatinha II

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
14/08/78	15,27	13,69	6,50	6,65	0,90
13/09/78	13,89	13,55	2,54	2,54	0,95
10/10/78	6,99	6,15	3,57	3,64	0,83
09/01/80	3,97	3,77	3,90	3,91	0,99
11/03/80	1,92	1,98	2,47	2,48	0,98

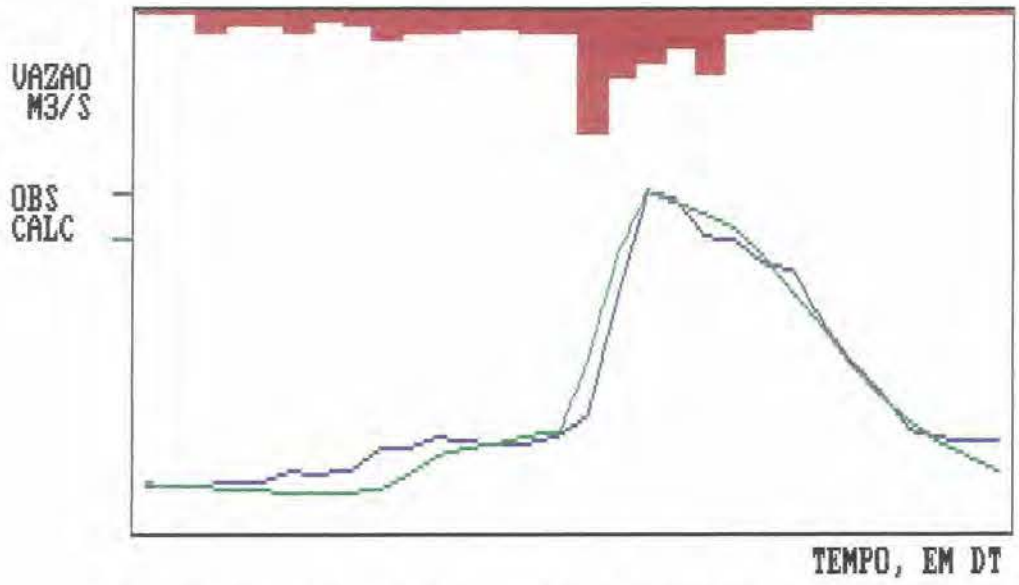


Figura 5.11 - Ajuste do evento 13/09/78 Bacia Cascatinha II

Rio Mathias

Esta bacia possui uma área de 1,86 km^2 e urbanização de 18% de sua área. O tempo de concentração variou entre 30 e 50 minutos que pode ser explicado devido a alta declividade na sua metade mais a montante e quase nula a jusante. Logo dependendo da distribuição espacial da precipitação esta variação pode ser considerada normal. O valor de Ks também varia em função da distribuição da precipitação e apresentou pequena variabilidade se considerarmos a sua sensibilidade. Os parâmetros Io, Ib e h tiveram pouca variabilidade entre os eventos. As estatísticas dos eventos são apresentadas na tabela 5.19, onde se observa que os resultados são muito bons. A figura 5.12 mostra o ajuste do evento 20/10/80.

Tabela 5.19- Parâmetros ajustados Bacia Mathias (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
18/10/80	9	0,6	0,6	2	4	2	10
20/10/80	9	0,6	0,7	1,5	4	2	10
22/10/80	9,5	0,6	0,77	2	5	3	10
06/11/80	9	0,6	0,5	0,5	5	1	10
08/11/80	9	0,6	0,68	0	3	2,5	10
23/11/80	9	0,6	0,6	5	4	2	10
18/12/80	9	0,6	0,6	1	4	2	10
13/01/81	9	0,6	0,62	1	3	3,8	10
20/01/81	8,5	0,6	0,52	1,5	3	2,5	10

Tabela 5.20- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Mathias

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
18/10/80	7,03	6,47	2,65	2,64	0,98
20/10/80	12,54	11,82	4,00	3,99	0,97
22/10/80	9,22	7,82	3,09	3,07	0,94
06/11/80	4,44	4,15	2,08	2,07	0,83
08/11/80	7,07	5,26	1,72	1,74	0,88
23/11/80	5,88	6,10	3,26	3,16	0,96
18/12/80	4,22	4,66	2,27	2,23	0,96
13/01/81	18,84	16,09	5,37	5,44	0,94
20/01/81	15,08	11,53	2,85	2,84	0,91

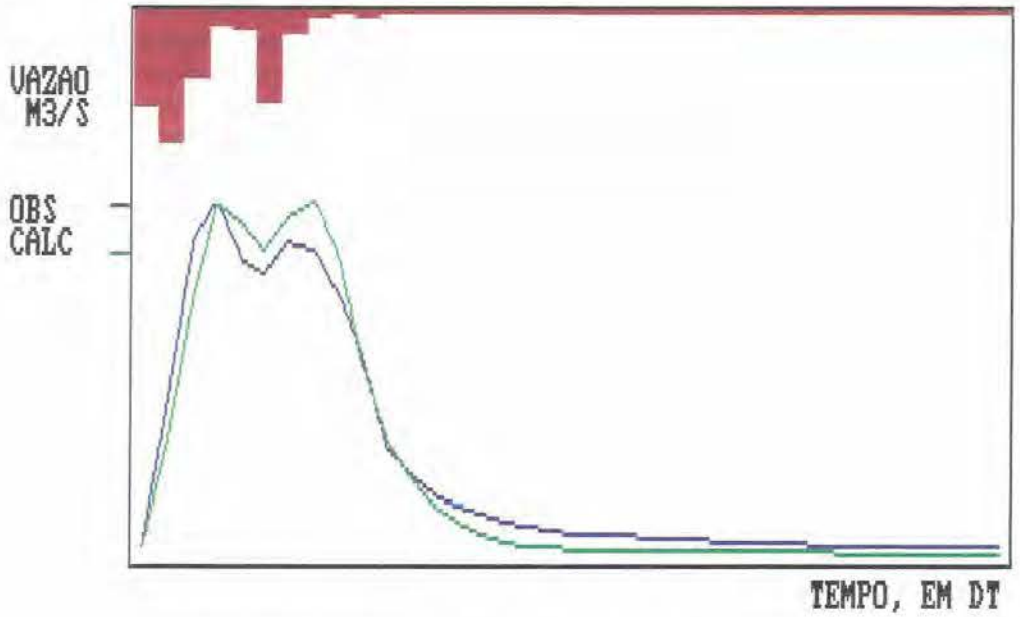


Figura 5.12 - Ajuste do evento 20/10/80 Bacia Mathias

Rio Jaguarão

Esta bacia possui uma área de 6,53 km^2 e 8% de sua área é considerada impermeável. Os parâmetros de infiltração apresentaram-se muito semelhantes aos parâmetros de sua bacia vizinha (Mathias). Por possuir um escoamento mais lento, os tempos de concentração e de propagação do escoamento superficial (Ks) são maiores. O maior evento foi 18/10/80 (figura 5.13) o que representaria a situação mais crítica, com um Io= 8mm/Δt. Como os valores de Io variaram de um evento para outro indicaremos o mesmo valor que na bacia vizinha e que não se afastam dos obtidos para esta bacia.

Tabela 5.21- Parâmetros ajustados Bacia Jaguarão (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
18/10/80	8	0,4	0,7	0	7	6	20
23/11/80	10,2	0,4	0,75	5	7	16	20
11/12/80	12	0,4	0,75	3	5	15	20
04/02/81	12	0,4	0,76	1	6	8	20

Tabela 5.22- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Jaguarão

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
18/10/80	7,93	7,03	6,12	6,14	0,93
23/11/80	4,75	4,72	2,36	2,34	0,74
11/12/80	6,64	5,72	3,98	3,90	0,78
04/02/81	6,64	6,17	3,94	3,85	0,93

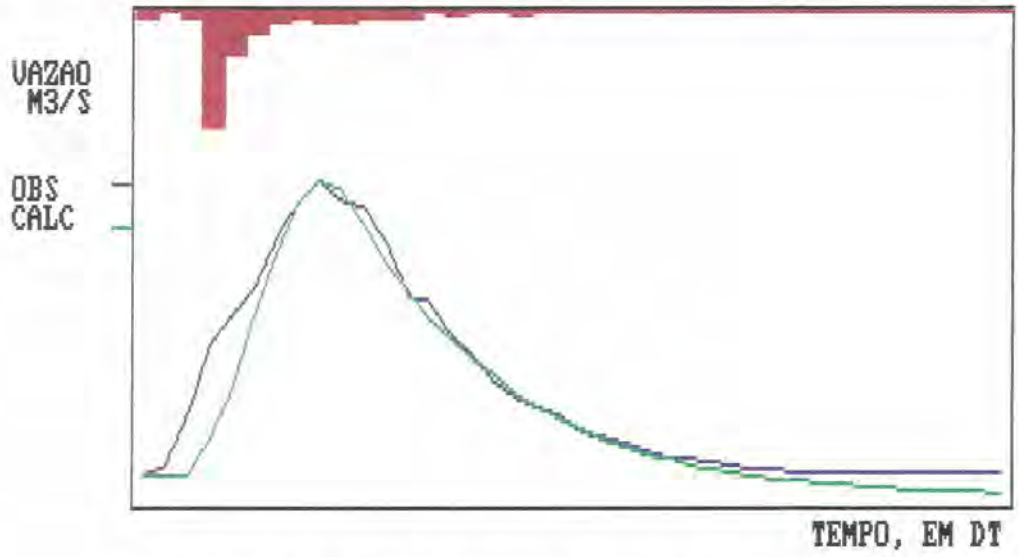


Figura 5.13 - Ajuste do evento 18/10/80 Bacia Jaguarão

Prado Velho

Esta bacia possui uma área de 42,00 km^2 e urbanização de 40% de sua área. Os eventos selecionados foram discretizados com intervalo de tempo de 10 minutos. Para algumas cheias esta discretização só foi possível com intervalo de 30 minutos devido a rapidez da resposta da bacia e da disponibilidade de linígrafo e pluviógrafo na bacia. A maior variabilidade ocorrida foi com o tempo de concentração (60 a 120 minutos). A figura 5.14 mostra o ajuste do evento 08/11/87.

Tabela 5.23- Parâmetros ajustados Bacia Prado Velho (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	te Δt	Ks Δt	Ksub Δt
09/10/86	7	0,4	0,7	3	7	2,2	90
03/12/86	7	0,4	0,8	11	8	2,6	90
26/12/86	7	0,4	0,7	15	6	3,5	90
16/01/87	7	0,4	0,7	1,6	8	2,9	90
01/02/87	7	0,4	0,7	5	9	2,2	90
06/02/87	12	0,4	0,8	18	6	5,5	90

08/02/87	7	0,4	0,6	1,8	9	2	90
15/02/87	7	0,4	0,65	0,7	8	1,7	90
05/87	16*	0,5*	0,65	15	2*	1*	30*
08/11/87	8	0,4	0,75	6,3	8	2,6	90
07/90	16*	0,45*	0,7	5	4*	0,8*	30*
05/92	16*	0,45*	0,60	12,8	3*	1*	30*
09/93	16*	0,5*	0,78	2,5	2*	1,2*	30*

(*Δt=30 min)

Tabela 5.24- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Prado Velho

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
09/10/86	11,63	11,79	106,65	106,71	0,97
03/12/86	7,67	7,55	74,19	72,84	0,96
26/12/86	7,95	8,72	84,44	86,71	0,98
16/01/87	11,44	11,69	86,96	86,59	0,92
01/02/87	1,13	1,17	9,06	9,10	0,92
06/02/87	29,22	27,80	173,98	178,39	0,95
08/02/87	7,00	6,99	63,13	60,89	0,96
15/02/87	10,12	10,04	84,44	84,51	0,99
05/87	11,66	10,88	91,76	93,01	0,74
08/11/87	11,86	11,84	103,79	104,89	0,98
07/90	12,03	11,22	41,22	40,05	0,86
05/92	11,49	12,75	64,42	63,97	0,82
09/93	38,31	34,79	87,42	80,93	0,84

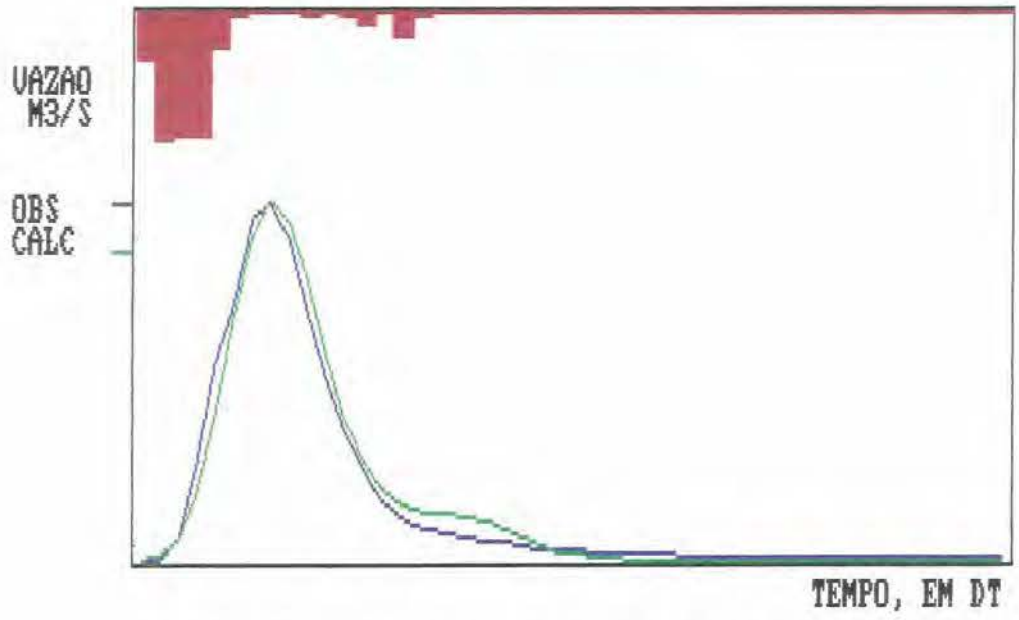


Figura 5.14 - Ajuste do evento 08/11/87 Bacia Prado Velho

Afonso Camargo

A bacia do rio Atuba em Afonso Camargo tem uma área de 112,35 km^2 e a ocupação urbana corresponde a cerca de 15% da área total. Foram selecionados 3 eventos; a discretização foi realizada com intervalo de tempo de 1 hora devido a existência de somente um linígrafo na bacia. O parâmetro Io apresentou uma variação maior no evento (92) com pouco escoamento para a precipitação registrada, exigindo uma perda inicial maior e perda por infiltração. Esse resultado pode ser real, ou seja a precipitação e o escoamento são verdadeiros ou a precipitação foi superestimada para o escoamento ocorrido. Nesse caso os parâmetros buscam compensar o erro na precipitação. Essa situação também pode ocorrer em eventos após um período muito seco. Portanto, considerando que as condições de projeto retratam eventos em períodos úmidos deve-se adotar Io correspondente a 12,50mm/h. O valor de Kb apresentou grande variação, mas apresenta-se pouco sensível a parte importante do hidrograma. O valor de Ks e o tempo de concentração variam em função da distribuição da precipitação. Na figura 5.15 é apresentado o ajuste do evento de maio de 1987.

Tabela 5.25- Parâmetros ajustados Bacia Afonso Camargo (Δt=60min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
05/87	12,50	0,40	0,84	3,0	2	10	180
07/90	12,50	0,48	0,82	6,0	2	6	120
05/92	17,00	0,48	0,85	14,6	1	6,5	80

Tabela 5.26- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Afonso Camargo

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
05/87	24,54	24,04	28,80	29,75	0,92
07/90	12,52	12,94	20,72	20,66	0,96
05/92	9,17	9,34	23,50	23,42	0,96

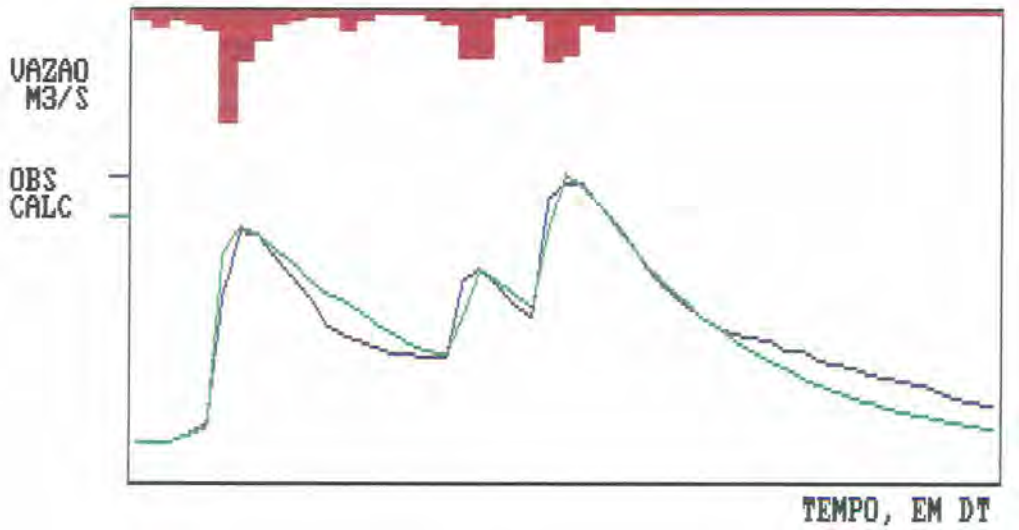


Figura 5.15 - Ajuste do evento 05/87 Bacia Afonso Camargo

Gregório

A bacia Córrego do Gregório tem 15,60 km^2 de área drenada com uma ocupação urbana correspondente a 29% da área da bacia. Como todos os eventos selecionados ocorreram no mesmo mês, pode-se dizer que a pior situação é a do evento ocorrido no dia 24/02/80, pois além de ser o maior evento ocorreu quando a bacia já estava saturada dos eventos anteriores. Porém neste evento a precipitação pode ter sido superestimada para o escoamento ocorrido, exigindo uma perda inicial maior o que não é normal para uma situação de saturação. A figura 5.16 mostra que a bacia teve resposta rápida ao evento, mostrando que este valor de perdas iniciais não deve ser real. Logo recomendamos o uso dos valores dos demais eventos.

Tabela 5.27- Parâmetros ajustados Bacia Gregório (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
08/02/80	14	0,4	0,8	5,2	3	1,1	20
18/02/80	14	0,4	0,87	5	4	2,8	20
22/02/80	14	0,4	0,8	20	3	1	20
24/02/80	14	0,3	0,7	11	3	3,3	20

Tabela 5.28- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Gregório

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
08/02/80	1,58	1,82	15,40	15,24	0,86
18/02/80	1,81	2,20	10,40	10,42	0,70
22/02/80	3,45	3,73	23,70	23,72	0,80
24/02/80	4,41	4,68	20,20	19,77	0,95

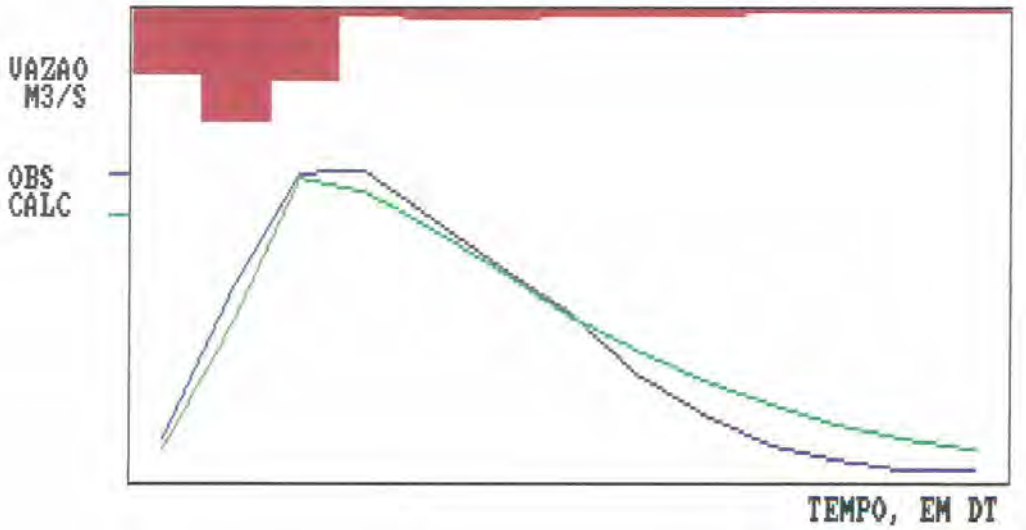


Figura 5.16 - Ajuste do evento 24/02/80 Bacia Córrego do Gregório

Carapicuiba

Esta bacia possui uma área de 23,10 km^2 e apresenta cerca de 19% de área impermeável. Foram selecionados somente dois eventos e os valores ajustados para eles não tiveram variação com exceção do Io que apresentou uma variação, no evento 07/12/81 (figura 5.17) ficou em 5mm/Δt menor que a do evento (01/02/82). Esta diminuição brusca de infiltração pode ocorrer quando a bacia já está saturada. Portanto, considerando que as condições de projeto retratam eventos em períodos úmidos indicamos adotar Io correspondente a 5mm/h.

Tabela 5.29- Parâmetros ajustados Bacia Carapicuiba (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
07/12/81	6	0,2	0,6	0	8	12	10
01/02/82	8	0,2	0,6	0	8	12	10

Tabela 5.30- Estatistica dos ajustes para os eventos da Bacia Carapicuiba

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
07/12/81	4,41	4,26	3,10	3,04	0,98
01/02/82	20,42	20,42	14,60	15,42	0,96

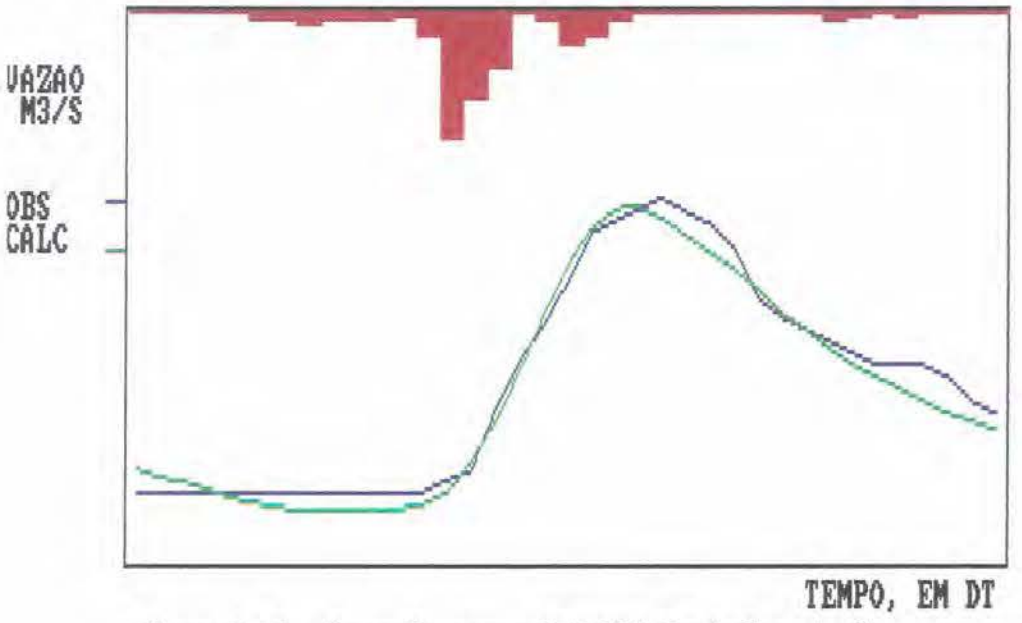


Figura 5.17 - Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Carapicuiba

Cabuçu de Cima

O rio Cabuçu de Cima é afluente do rio Tietê, possui uma área de 106,8 km^2, com um grau de ocupação em torno de 10% da área concentrada a jusante na bacia. Os parâmetros de infiltração não sofreram grandes modificações entre os eventos. Deve-se ressaltar que o valor do tempo de concentração obtido (60 minutos) é muito pequeno para bacias desta proporção; que pode ser justificados pela localização da área urbanizada a jusante e/ou pela distribuição espacial da precipitação. A figura 5.18 mostra o resultado do ajuste do evento 01/02/82.

Tabela 5.31- Parâmetros ajustados dos eventos Bacia Cabuçu de Cima (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
19/11/81	10*	0,1*	0,8	1,2	4*	4,8	40
07/12/81	12	0,6	0,8	1	2	1,4	20
01/02/82	12	0,2	0,8	0,6	2	1,8	20

(*Δt=15 min)

Tabela 5.32- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Cabuçu de Cima

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
19/11/81	1,07	1,13	14,50	14,90	0,93
07/12/81	2,26	1,75	18,10	18,05	0,78
01/02/82	2,54	2,60	20,80	20,78	0,72

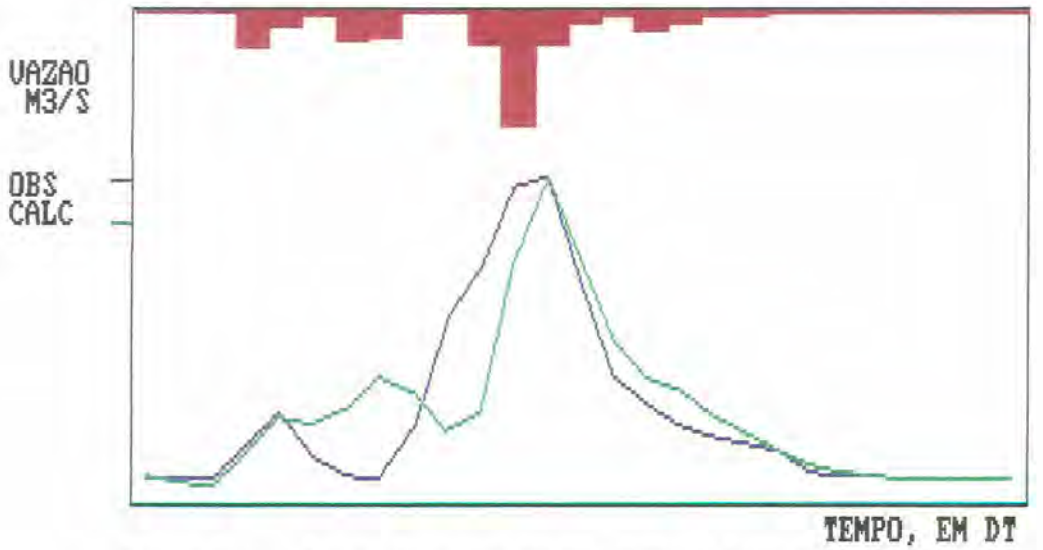


Figura 5.18 - Ajuste do evento 01/02/82 Bacia Cabuçu de Cima

Tiquatira

A bacia do rio Tiquatira localiza-se na margem esquerda do rio Tietê. Os seus 17,30 km^2 apresentam uma alta densidade, com cerca de 62% de área impermeável. Os parâmetros de infiltração variaram entre os quatro eventos selecionados. Os maiores eventos (07/12/81 e 01/02/82) apresentam menor capacidade de infiltração e o evento 01/02/82 apresenta maiores perdas iniciais. Logo as condições antecedentes deveriam ser de um solo seco. Na figura 5.19 é apresentado o ajuste do evento de 07/12/81.

Tabela 5.33- Parâmetros ajustados dos eventos da Bacia Tiquatira (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
28/10/81	12	0,1	0,8	10	6	3,3	10
07/12/81	6	0,1	0,5	3	6	1,6	10
16/12/81	14	0,1	0,8	5	6	3,8	10
01/02/82	12	0,1	0,5	14	3,4	2,2	10

Tabela 5.34- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Tiquatira

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
28/10/81	61,80	76,44	10,00	9,77	0,86
07/12/81	134,30	126,27	14,80	13,98	0,94
16/12/81	62,00	63,56	8,40	8,37	0,94
01/02/82	163,30	154,31	28,10	27,90	0,93

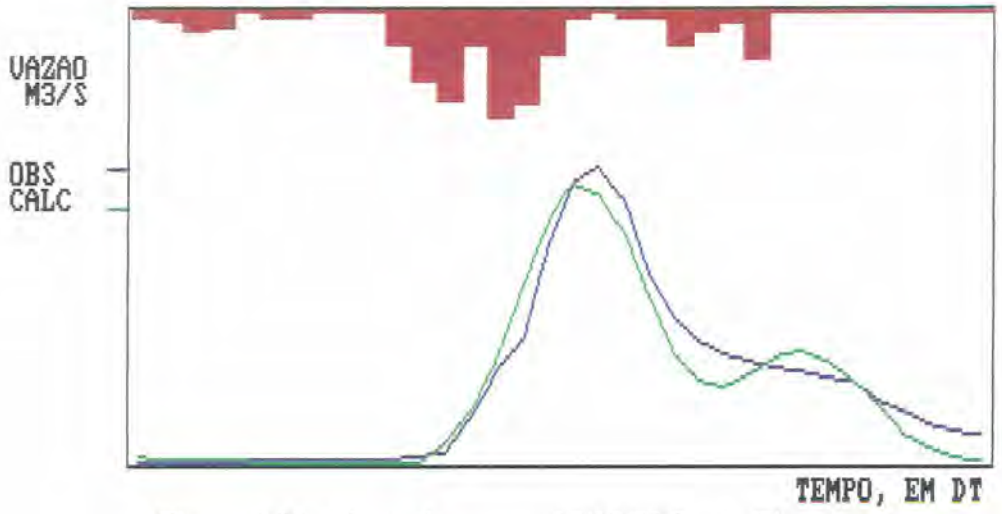


Figura 5.19- Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Tiquatira

Jaguaré

A bacia do rio Jaguaré localiza-se na margem esquerda do rio Pinheiros e apresenta uma densidade de urbanização de 32% do total de 13,90 km^2. Os eventos selecionados apresentam características bem diferentes. Deve-se ressaltar que o valor do tempo de concentração obtido (30 minutos) é muito pequeno para bacias desta proporção. Estes resultados podem estar ligados a avaliação imprecisa da precipitação. A figura 5.20 mostra o ajuste do evento 07/12/81.

Tabela 5.35- Parâmetros ajustados dos eventos da Bacia Jaguaré (Δt=15min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
07/12/81	11	0,6	0,8	1	2	4,2	30
01/02/82	13	0,4	0,7	6	2	10	30

Tabela 5.36- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Jaguaré

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
07/12/81	21,08	19,38	12,20	12,26	0,93
01/02/82	35,91	35,15	30,60	29,40	0,81

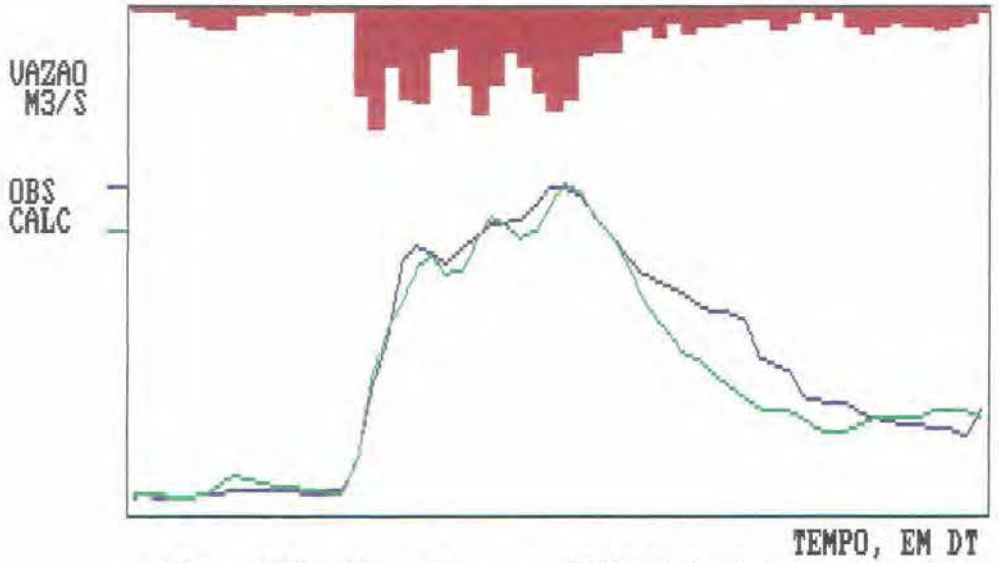


Figura 5.20 - Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Jaguaré

Ipiranga

O Rio Ipiranga é afluente do rio Tamanduateí e drena uma área de 27,10 km^2 com alta densidade populacional que representa 50% da superfície total da bacia. Os parâmetros não variaram entre os dois eventos. A figura 5.21 mostra o ajuste do evento 07/12/81.

Tabela 5.37- Parâmetros ajustados Bacia Ipiranga (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
07/12/81	10	0,4	0,77	9,5	3	0,5	20
26/02/82	10	0,4	0,77	1,6	3	2,2	10

Tabela 5.38- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Ipiranga

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
07/12/81	4,11	3,88	10,40	9,98	0,86
26/02/82	0,62	0,66	1,60	1,60	0,80

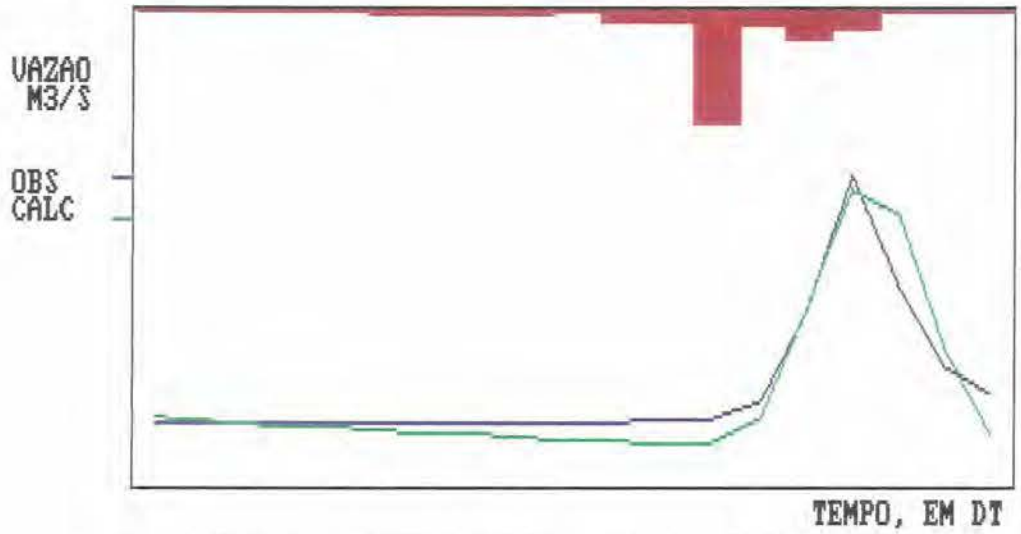


Figura 5.21 Ajuste do evento 07/12/81 Bacia Ipiranga

Águas Espraiadas

Esta bacia tem uma área de 12,00 km^2 com alta taxa de ocupação, cerca de 60% da área total. A variabilidade dos parâmetros foi pequena entre os eventos. O parâmetro Io manteve-se em 24mm/30 min. Da mesma forma os outros parâmetros Ib e Ks. O parâmetro h teve maior variação, sendo possível indicar um valor médio de 0,8. As estatísticas dos eventos são apresentadas na tabela 5.40, onde se observa que os resultados são bons. A figura 5.22 mostra o resultado do ajuste do evento 06/02/82.

Tabela 5.39- Parâmetros ajustados Bacia Águas Espraiadas (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
07/12/81	24	0,4	0,7	4,5	3	1	20
06/02/82	12*	0,2	0,85	3	6*	2	10
01/02/83	12*	0,2	0,9	15	6*	4,4	10

(*Δt=15 min)

Tabela 5.40- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Águas Espraiadas

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
07/12/81	5,67	5,74	7,80	7,76	0,93
06/02/82	40,61	40,61	43,90	47,67	0,95
01/02/83	32,76	33,48	26,80	26,74	0,92

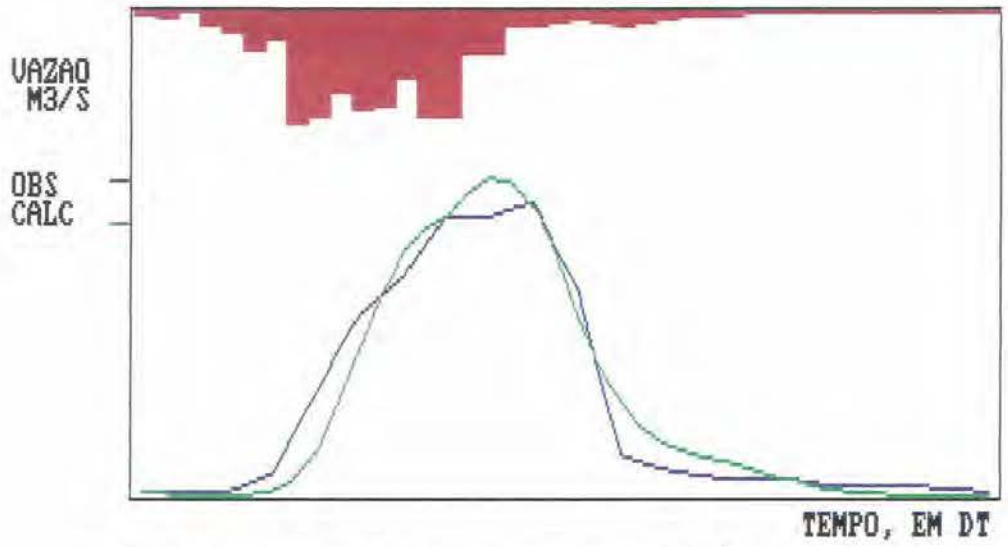


Figura 5.22 - Ajuste do evento 06/02/82 Bacia Águas Espraiadas

Vermelho

A bacia do rio Vermelho se localiza na margem direita do rio Tietê. Os seus 14,40 km^2 apresentam 30 % de ocupação urbana. Os eventos selecionados são de características bem diferentes o que gerou um histograma tempo-área com grande variação entre os eventos. Os parâmetros de infiltração que não dependem da variação temporal e espacial da precipitação não variaram muito, o evento 10/01/81 (figura 5.23) está representando um período mais úmido.

Tabela 5.41- Parâmetros ajustados Bacia Rio Vermelho (Δt=15min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
10/01/81	10	0,2	0,5	0	8	1,6	280
09/01/82	12	0,2	0,8	2,8	8	4	280

Tabela 5.42- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia do Rio Vermelho

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
10/01/81	5,48	5,47	7,50	7,42	0,93
09/01/82	9,31	9,09	15,00	15,52	0,86

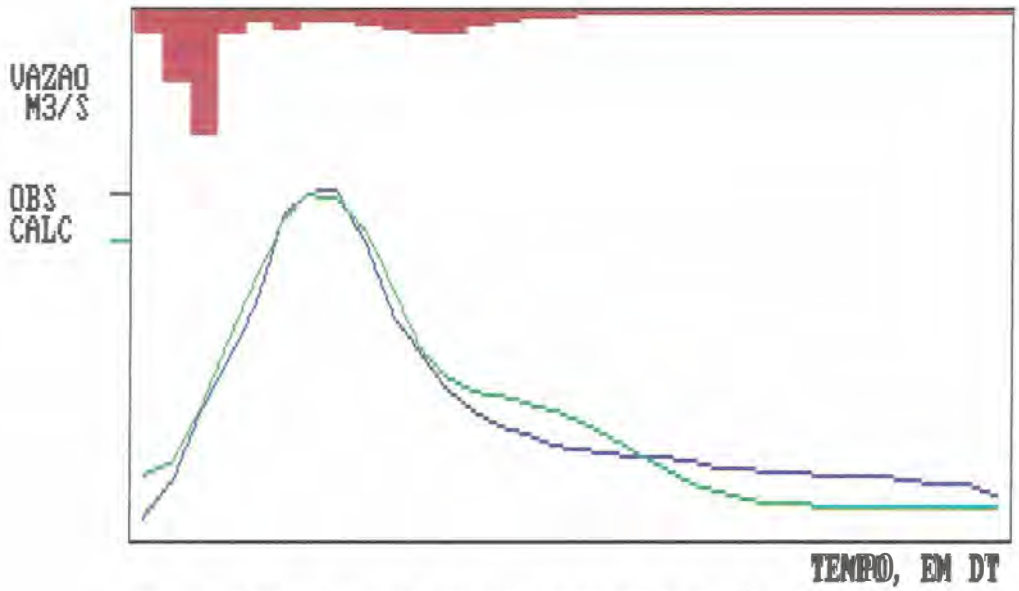


Figura 5.23 - Ajuste do evento 10/01/81 Bacia Rio Vermelho

Pirajussara

O rio Pirajussara é afluente da margem esquerda do rio Pinheiros. Esta bacia tem 57,90 km^2 e possui uma densificação urbana mais concentrada junto a sua foz. A urbanização total da bacia é de 35%. O parâmetro Io teve pequena variação entre os eventos. Recomenda-se utilizar Io= 8mm/h pois o evento 13/01/81 (figura 5.24) aconteceu em um período úmido característico das situações críticas.

Tabela 5.43- Parâmetros ajustados Bacia Pirajussara (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
10/01/81	10	0,4	0,7	4,5	5	2	10
13/01/81	8	0,4	0,8	4	5	6,4	10
06/02/81	10	0,4	0,7	6	5	4,6	10
08/03/81	10	0,4	0,8	9	6	7,2	10

Tabela 5.44- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Pirajussara

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
10/01/81	3,30	3,10	15,70	15,65	0,80
13/01/81	4,78	5,55	17,00	16,60	0,89
06/02/81	1,54	1,46	7,70	7,63	0,91
08/03/81	5,85	5,86	17,30	17,58	0,81

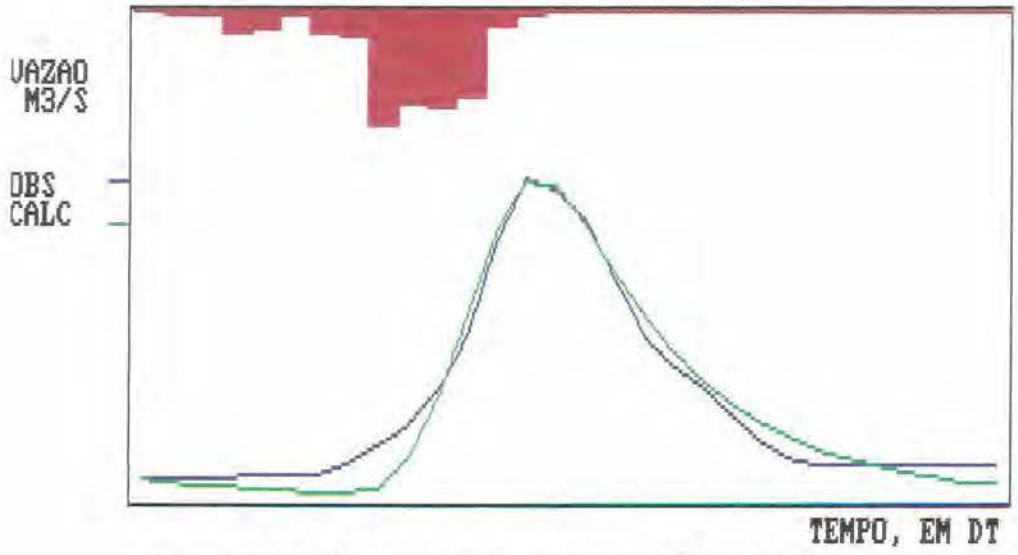


Figura 5.24 - Ajuste do evento 13/01/81 Bacia Pirajussara

Meninos

A bacia Ribeirão dos Meninos que é o afluente mais importante do rio Tamanduateí, possui 106,70 km^2 de área drenada, das quais 40% são de áreas impermeáveis com muitas áreas industriais. Dos parâmetros de infiltração somente h variou, mas pode-se observar que o valor característico para esta bacia é 0,7. O valor de Kb apresentou variação somente para o evento 18/03/83. O valor de Ks e o tempo de concentração variaram em função da distribuição da precipitação. A figura 5.25 mostra o ajuste do evento 07/03/83 que representa um período de solo úmido devido aos eventos antecedentes a ele.

Tabela 5.45- Parâmetros ajustados Bacia Rio Meninos (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
18/10/82	10	0,4	0,7	0,5	4	2,8	10
27/02/83	10	0,4	0,65	11,5	4	2	10
04/03/83	10	0,4	0,8	0,8	2	5,5	10
05/03/83	10	0,4	0,7	9,3	3	2,2	10
06/03/83	10	0,4	0,7	4	4	7	10
07/03/83	10	0,4	0,7	2,5	2	6	10
18/03/83	10	0,1	0,7	5	3	6	5
19/03/83	10	0,4	0,85	4	2	2,6	10

Tabela 5.46- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia do Rio Meninos

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
18/10/82	5,05	5,02	46,00	45,68	0,98
27/02/83	9,32	9,72	105,00	103,52	0,95
04/03/83	6,82	7,32	76,00	74,50	0,92
05/03/83	7,06	7,14	76,00	74,50	0,90
06/03/83	34,35	34,47	204,00	212,80	0,91
07/03/83	25,69	26,42	182,00	181,47	0,90
18/03/83	1,98	2,13	17,40	17,00	0,80
19/03/83	18,34	16,54	138,00	138,59	0,97

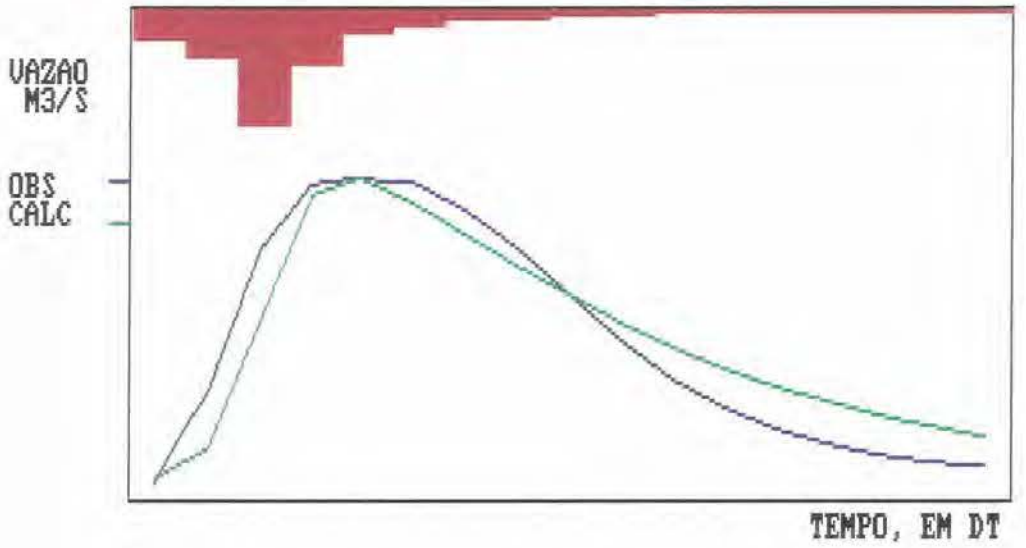


Figura 5.25 - Ajuste do evento 07/03/83 Bacia Ribeirão dos Meninos

Tamanduatei

O rio Tamanduatei drena uma área de 137,40 km^2. Apesar de praticamente toda ocupada, esta bacia apresenta um grau de ocupação média de 28%. Os dois eventos selecionados possuem intervalo de discretização diferentes, pode-se verificar que o evento de 06/12/82 (figura 5.26) aconteceu em um período mais úmido, pois sua capacidade de infiltração é menor e o reservatório de perdas já estava quase em seu limite, pois obtivemos somente 0,2mm de perdas iniciais neste evento. O valor de Ks variou em função da distribuição espacial da precipitação.

Tabela 5.47- Parâmetros ajustados Bacia Tamanduatei (Δt=30min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
19/10/81	10	0,4	0,8	11	4	1,8	30
06/12/82	17	0,4	0,4	0,2	16*	5	60

(*Δt=15 min)

Tabela 5.48- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Tamanduatei

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
19/10/81	14,81	14,50	70,40	70,59	0,94
06/12/82	16,65	15,98	62,70	63,22	0,99

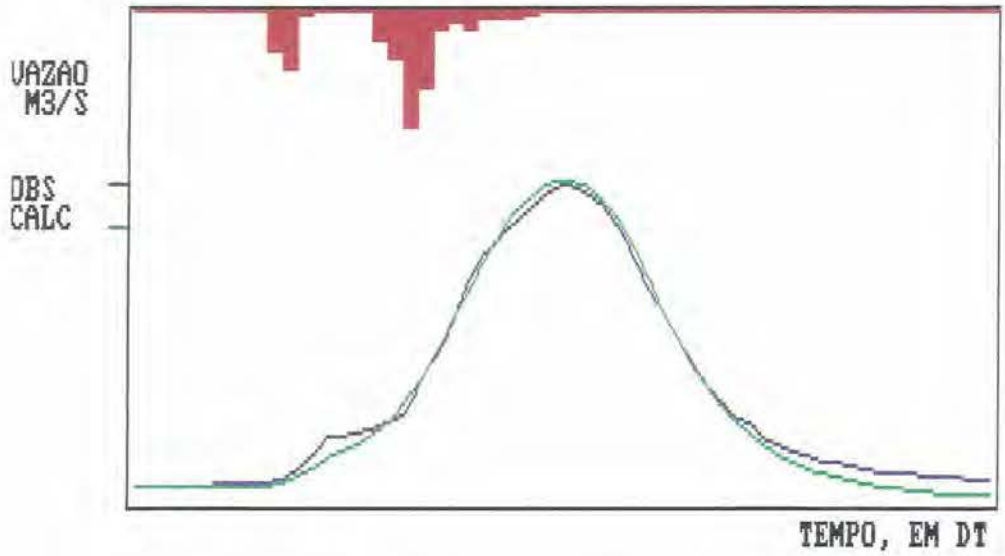


Figura 5.26 - Ajuste do evento 06/12/82 Bacia Tamanduatei

Mandaqui

A bacia do rio Mandaqui se localiza na margem direita do rio Tietê. Com 19,00 km^2 apresenta um alto índice de ocupação 58% de sua área total. Os parâmetros variaram muito pouco e os solos que ocorrem na bacia possuem uma boa capacidade de infiltração. Deve-se ressaltar que o valor do tempo de concentração obtido (30 minutos) é muito pequeno para bacias desta proporção. Estes resultados podem estar ligados a avaliação imprecisa da precipitação. A figura 5.27 mostra o ajuste do evento 10/02/82.

Tabela 5.49- Parâmetros ajustados Bacia Mandaqui (Δt=15min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
13/01/81	15	0,2	0,9	5	1	3,2	20
08/02/81	15	0,4	0,9	8	2	2,3	20
10/02/82	15	0,4	0,9	0	2	2,8	20

Tabela 5.50- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Mandaqui

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
13/01/81	5,93	5,63	11,00	10,60	0,94
08/02/81	10,07	10,64	48,00	47,47	0,93
10/02/82	16,85	14,91	59,00	58,67	0,96

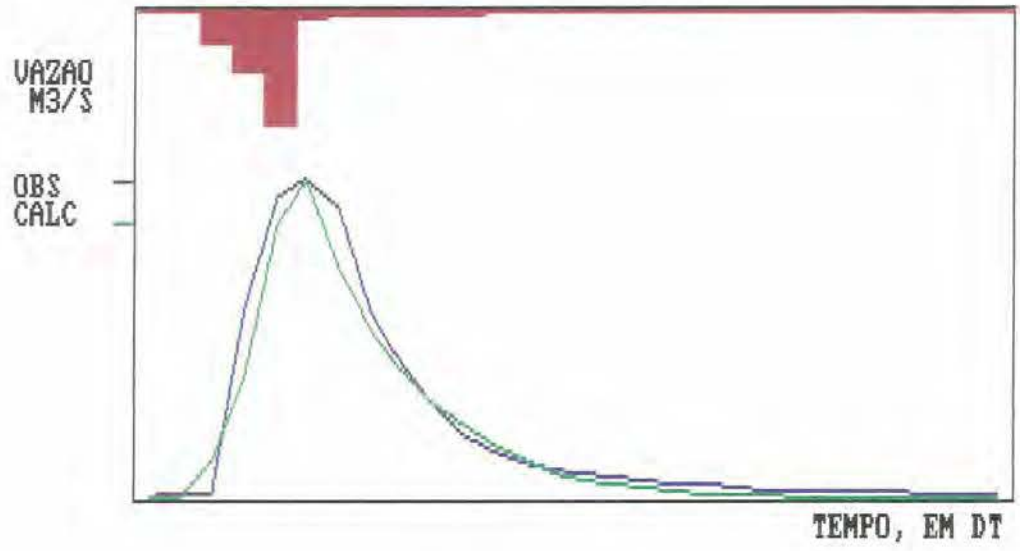


Figura 5.27 - Ajuste do evento 10/02/82 Bacia Mandaqui

Jacaré

O rio Jacaré em Lino Teixeira tem uma área total de 7,04 km^2. A bacia não possui áreas com alta taxa de ocupação e sua ocupação é distribuída assim: 40,77% de urbanização média, 15,91% de baixa urbanização, 15,20% de muito pouca urbanização, 23,01% de vegetação herbácea/arbustiva e 5,11% de área de vegetação arbórea resultando em 20,12% de áreas impermeáveis. Os parâmetros de infiltração tiveram valores diferentes, pois os eventos possuem características bem diferentes. O evento 01/01/71 representa uma época de chuvas na região, portanto um período úmido.

Tabela 5.51- Parâmetros ajustados Bacia Jacaré (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
01/01/71	5	0,1	0,3	0	4	2,8	5
28/03/71	12	0,4	0,77	7,8	4	5	10

Tabela 5.52- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Jacaré

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
01/01/71	25,68	25,47	36,05	34,71	0,92
28/03/71	44,96	43,51	57,99	56,82	0,89

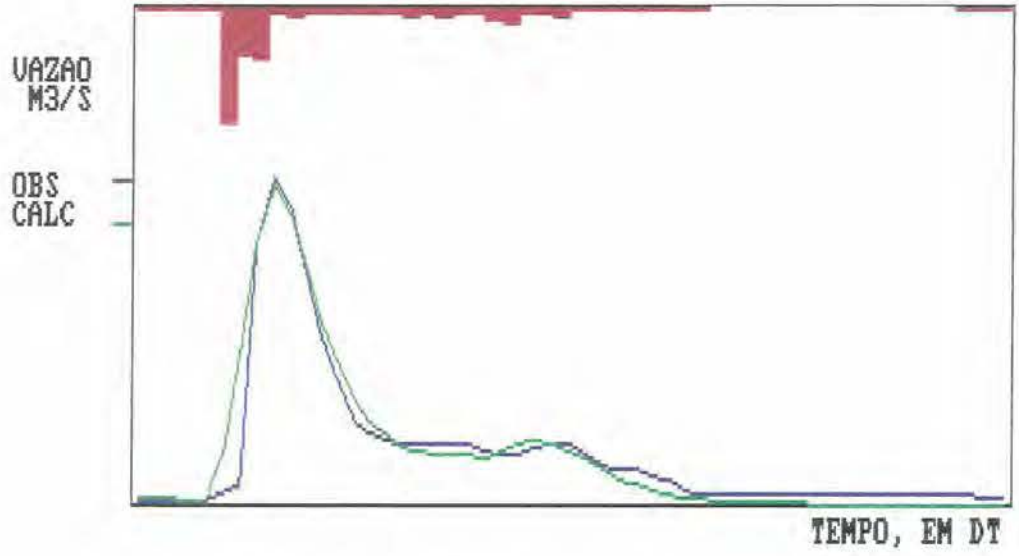


Figura 5.28 - Ajuste do evento 01/01/71 Bacia Jacaré

Faria

O rio Faria em Del Castilho tem uma área total de 20,60 km^2. A bacia possui 5,10% de áreas com alta taxa de ocupação, 68,35% de urbanização média, 1,07% de baixa urbanização, 1,36% de muito pouca urbanização, 24,13% de vegetação herbácea/arbustiva e 2,56% de área de vegetação arbórea resultando em 27,91% de áreas impermeáveis. O evento que apresenta maior pico de vazão é o de 09/04/71 (figura 5.29). Este evento representa bem as condições de projeto, pois tem baixa capacidade de infiltração e as condições antecedentes as quais não temos dados, deveriam ser desfavoráveis pois o reservatório de perdas inicias estava cheio no início do evento. Assim indicaremos os valores dos parâmetros baseados neste evento.

Tabela 5.53- Parâmetros ajustados Bacia Faria (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
28/03/71	15	0,4	0,95	8	3	12	10
09/04/71	4	0,4	0,6	0	5	12	10
11/05/73	6	0,4	0,6	0	6	9,6	10

Tabela 5.54- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Faria

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
28/03/71	27,30	30,34	62,24	63,66	0,91
09/04/71	31,66	35,16	66,93	64,64	0,90
11/05/73	4,80	4,61	12,16	11,96	0,90

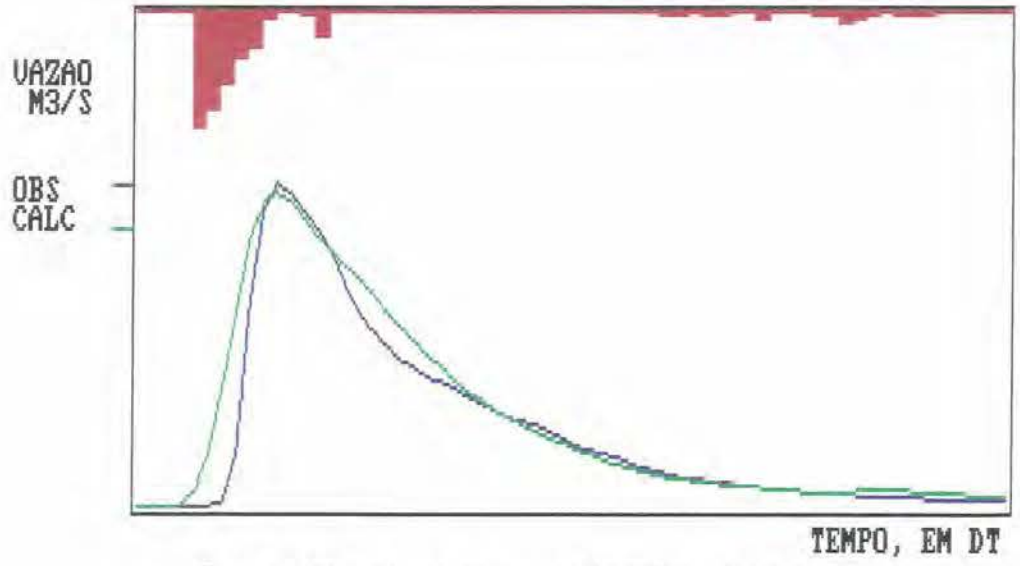


Figura 5.29 - Ajuste do evento 09/04/71 Bacia Faria

Timbó

O rio Timbó em Bonsucesso possui uma área total de 10,65 km^2. A bacia 70,82% de urbanização média, 5,67% de baixa urbanização, 22,60% de vegetação herbácea/arbustiva e 0,91% de área de vegetação arbórea com um total de 26,31% de áreas impermeáveis. O parâmetro Io apresentou uma valor maior no evento 28/03/71, que tem pouco escoamento para a precipitação registrada, exigindo uma perda inicial e perdas por infiltração maiores. Esse resultado pode ser real, ou seja a precipitação e o escoamento são verdadeiros ou a precipitação foi superestimada para o escoamento ocorrido. Nesse caso os parâmetros buscam

compensar o erro na precipitação. Essa situação também pode ocorrer em eventos após um período muito seco. Portanto, considerando que as condições de projeto retratam eventos em períodos úmidos recomenda-se adotar Io correspondente a 8,0mm/Δt. A figura 5.30 mostra o ajuste do evento 11/10/71 característico destas situações.

Tabela 5.55- Parâmetros ajustados Bacia Timbó (Δt=10min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
28/03/71	16	0,5	0,9	32	4	14	20
09/04/71	8	0,3	0,92	0	4	15	20
11/10/71	8	0,3	0,95	0	4	8	20
06/02/73	9	0,5	0,92	2,5	4	8	20
06/02/73	9	0,5	0,98	1,6	4	8	20

Tabela 5.56- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Timbó

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
28/03/71	21,04	22,02	22,17	21,89	0,91
09/04/71	36,83	36,71	34,41	33,70	0,89
11/10/71	35,18	31,64	45,81	46,70	0,95
06/02/73	6,86	7,41	12,78	12,77	0,93
06/02/73	15,04	15,15	22,76	22,91	0,95

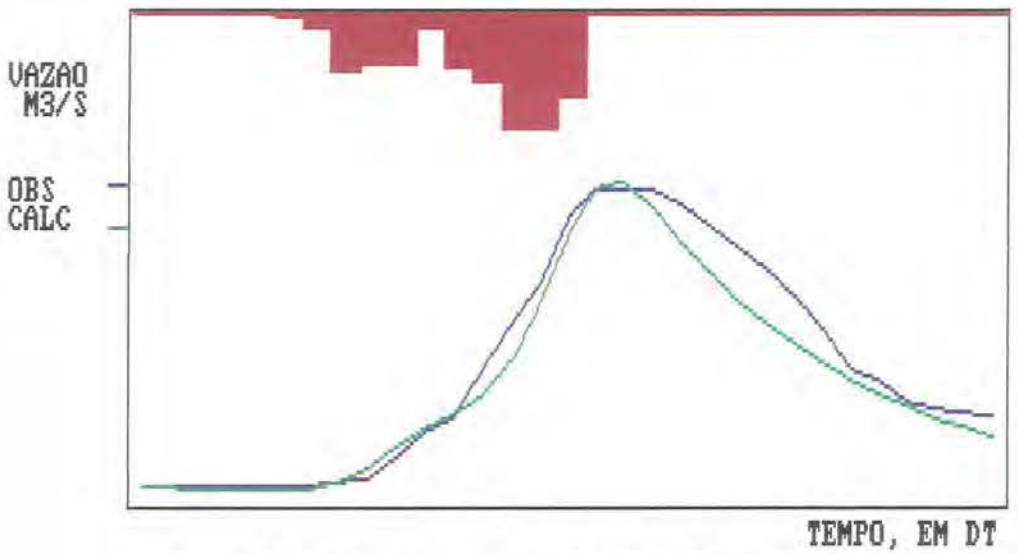


Figura 5.30 - Ajuste do evento 11/10/71 Bacia Timbo

UFRGS
BIBLIOTECA IPH

Sarapui

O rio Sarapui em Belfort Roxo possui uma área de drenagem de 103,00km^2 e os dados de ocupação da bacia foram obtidos em 1989 a partir do mapa temático desenvolvido pela Aerofoto Cruzeiro do Sul. Deste mapa temático, foram obtidos os seguintes percentuais de ocupação de terra na bacia: 1,24% de áreas urbanas com alta densidade de ocupação, 35,59% de urbanização média, 5,95% de baixa urbanização, 1,02% de muito pouca urbanização, 26,23% de vegetação herbácea, 29,86% de área de vegetação arbórea e 0,12% de solo exposto formando 16,30% de áreas impermeáveis. O parâmetro Io manteve-se em cerca de 10mm/Δt e apenas em um dos eventos esse valor foi superior. Da mesma forma os outros parâmetros Ib, h. O tempo de concentração e o Ks variaram em função da distribuição da precipitação. A figura 5.31 mostra o ajuste do evento 06/03/86.

Tabela 5.57- Parâmetros ajustados Bacia Sarapui (Δt=60min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
02/03/86	10	0,4	0,7	9	3	2	20
06/03/86	10	0,3	0,7	0,5	4	5,3	20
19/03/86	12	0,4	0,9	4,8	2	3	20
19/03/86	10	0,4	0,9	3,5	3	3,4	20

Tabela 5.58- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Sarapui

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
02/03/86	13,67	12,01	78,60	77,97	0,95
06/03/86	44,13	42,82	155,10	162,53	0,97
19/03/86	10,00	10,03	64,90	65,37	0,97
19/03/86	16,03	17,44	86,80	87,14	0,94

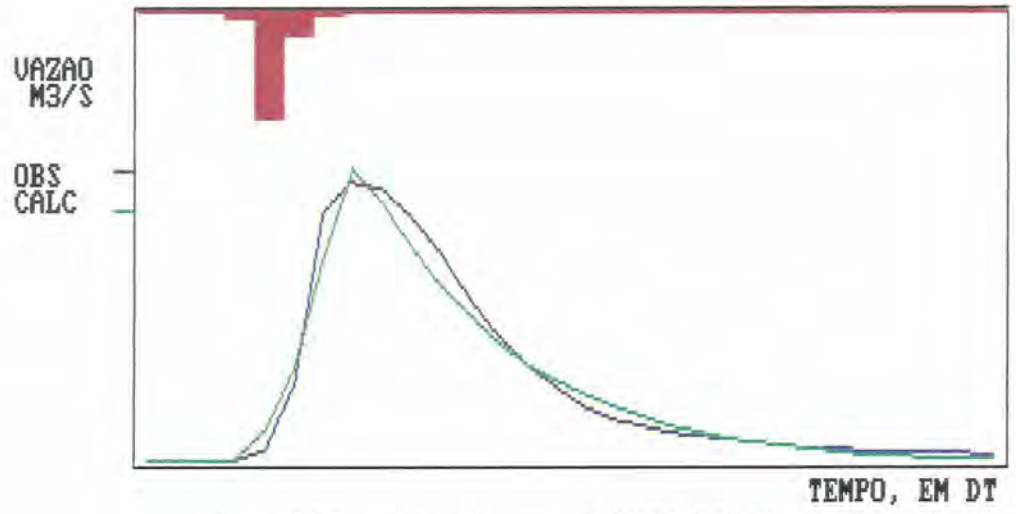


Figura 5.31 - Ajuste do evento 06/03/86 Bacia Sarapui

Saracuruna

A bacia do Rio Saracuruna em Santa Cruz, possui uma área de 91,30km^2 . Do mapa temático supracitado foram obtidos os seguintes percentuais de ocupação: 3,3% de baixa urbanização, 1,1% de muito pouca urbanização, 38,4% de vegetação herbácea, 57,2% de área de vegetação arbórea formando 1% de áreas impermeáveis. As características sub-urbanas da bacia justificam os altos valores de Rmax obtidos no ajuste dos eventos. A figura 5.31 mostra o ajuste do evento 13/03/83.

Tabela 5.59- Parâmetros ajustados Bacia Saracuruna (Δt=60min)

Eventos	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h	Rmax mm	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt
02/02/80	10	0,5	0,9	6	8	6,2	5
06/02/81	10	0,5	0,9	22	5	5,8	5
01/01/83	12	0,7	0,9	10	4	16	5
12/01/83	10	0,6	0,9	22	5	10	5
13/03/83	10	0,5	0,9	50	6	12	5
20/03/83	9	0,5	0,9	1,5	8	10	5
06/06/83	10	0,5	0,9	14	7	11	5

Tabela 5.60- Estatística dos ajustes para os eventos da Bacia Saracuruna

Eventos	Volume observado mm	Volume calculado mm	Qmax observado m^3/s	Qmax calculado m^3/s	R^2
02/02/80	19,01	18,66	42,00	41,47	0,93
06/02/81	17,65	18,99	55,00	52,94	0,92
01/01/83	17,36	19,61	34,50	33,61	0,90
12/01/83	28,49	33,71	64,00	63,13	0,73
13/03/83	28,38	29,96	45,00	45,45	0,94
20/03/83	33,04	30,15	43,50	43,21	0,94
06/06/83	21,38	21,76	34,50	34,53	0,95

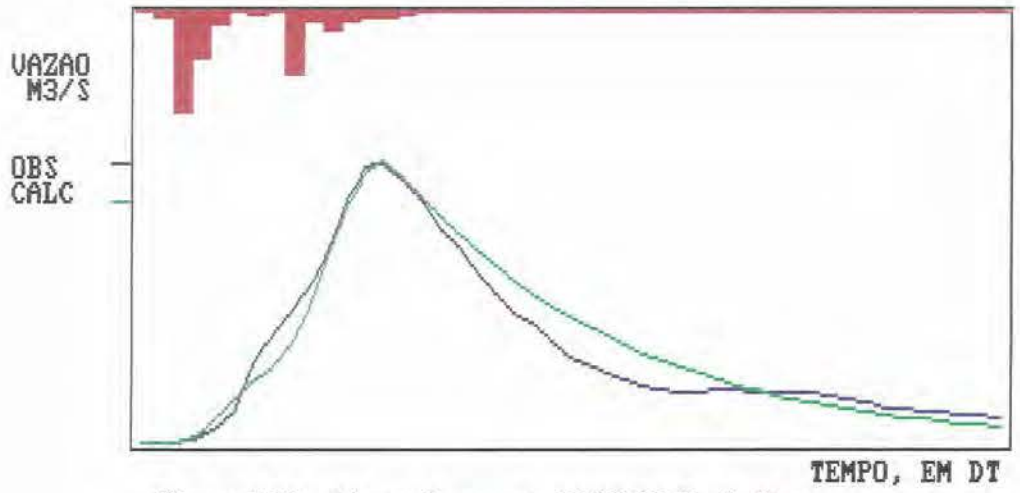


Figura 5.32 - Ajuste do evento 13/03/83 Bacia Saracuruna

5.2.3- Análise geral dos parâmetros do IPH II

As 28 tabelas ímpares, (tabelas 5.5 a 5.59) correspondentes às 28 bacias estudadas, mostram que os parâmetros mais sensíveis são os de infiltração: Io e h. Embora o modelo utilize a equação de Horton no algoritmo de infiltração, os valores por ele indicados não correspondem aos valores obtidos no ajuste. Isto era esperado pelas escalas espacial e temporal mais amplas do modelo. Seus parâmetros dependem do intervalo de tempo de cálculo e a capacidade de infiltração é compatível com a intensidade de precipitação no tempo de duração do evento, logo, o valor de Io é dado em mm/Δt. O valor de h também depende da variação do intervalo de tempo analisado. O parâmetro Io ajusta a ascensão do hidrograma; quanto menor Io maior será o volume escoado. O Ib ajusta a parte final do hidrograma, quando a bacia já está saturada e, por isso, não se mostrou muito importante; h, que varia entre 0 e 1, atua sobre a velocidade de decaimento da curva de infiltração, servindo para ajustar a vazão de pico do hidrograma; quanto menor h maior será o pico do hidrograma.

O valor de Ksub, que representa a parcela subterrânea, tem papel reduzido nos resultados. Este parâmetro, de forma geral, apresenta-se pouco sensível à parte mais importante do hidrograma (a parte superficial) pois ele serve para ajustar depleções (escoaamento de base).

Os outros parâmetros importantes foram: o tc, Rmax e o Ks. Estes parâmetros apresentam maior variabilidade entre os eventos pois dependem muito da distribuição da

precipitação. Pode-se dizer que o tc ajusta principalmente a posição do pico do hidrograma, Ks ajusta a forma do hidrograma e Rmax contribui no ajuste dos volumes quando o período anterior ao evento foi chuvoso. Para eventos que iniciam após uma estiagem Rmax é alto consome a precipitação até ser preenchido.

Os parâmetros Ks e tc dependem das características da bacia como comprimento, declividade do rio principal e área impermeável. Como o tempo de concentração ajustado foi muito diferente dos obtidos normalmente por formulações clássicas (Kirpich, por exemplo), ajustamos uma função relacionando as seguintes características fisiográficas: (comprimento e declividade do rio principal e área impermeável); ou seja, tc= f(L, S, Aimp) equação (5.1).

$$tc = 18{,}531 \frac{L^{0{,}892}}{S^{0{,}022}\, Aimp^{0{,}287}} \qquad R^2 = 0{,}815 \tag{5.1}$$

onde: tc e Ks são expressos em (minutos); L em (km), S em (%) e Aimp em (km^2).

Verificou-se que o R^2 não sofreu redução significativa retirando-se a variável declividade, logo optamos pela função do tipo: tc=f(L, Aimp) equação (5.2). O ajuste é apresentado na figura (5.33). Os pontos parecem muito dispersos mas uma análise mais detida revela que a maior parte da variança de tc é explicada por L e Aimp, o que objetivamente é avaliado pelo R^2.

$$tc = 18{,}628 \frac{L^{0{,}882}}{Aimp^{0{,}272}} \qquad R^2 = 0{,}815 \tag{5.2}$$

Para o parâmetro Ks também foi ajustada uma função relacionando as mesmas características fisiográficas obtendo-se as equações abaixo:

$$Ks = 24{,}058 \frac{L^{1{,}063}}{S^{0{,}126}\, Aimp^{0{,}549}} \qquad R^2 = 0{,}806 \tag{5.3}$$

$$Ks = 34{,}4 \frac{L^{0{,}894}}{Aimp^{0{,}444}} \qquad R^2 = 0{,}799 \tag{5.4}$$

Verificou-se um decréscimo pouco significativo no R^2 , retirando-se a variável declividade (equação 5.4). Para Ks optamos entretanto pela função que utiliza a variável declividade pois este parâmetro ajusta a forma do hidrograma na bacia; ficando uma função do tipo: Ks=f(L, S, Aimp), equação (5.3). O ajuste é apresentado na figura (5.34). A dispersão dos pontos é semelhante à da figura 5.33 e permite avaliar o grau de explicação de Ks em função de L, S e Aimp.

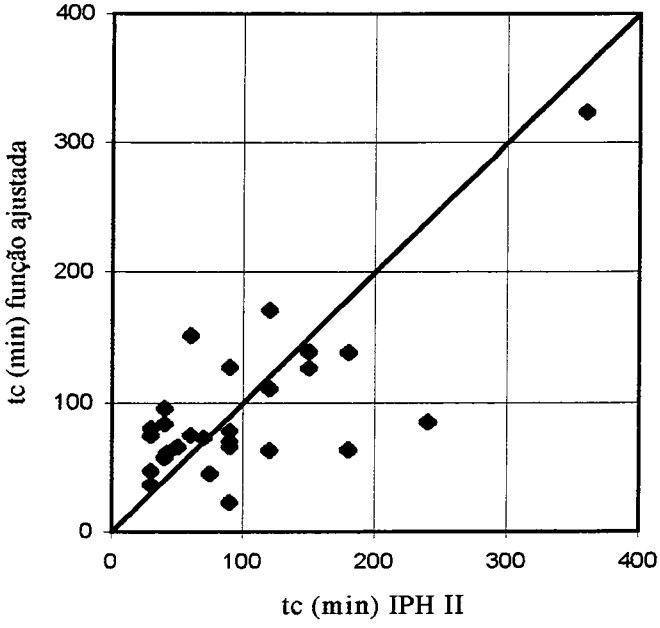


Figura 5.33 - Relação entre tc ajustado IPH II x tc=f(L, Aimp)

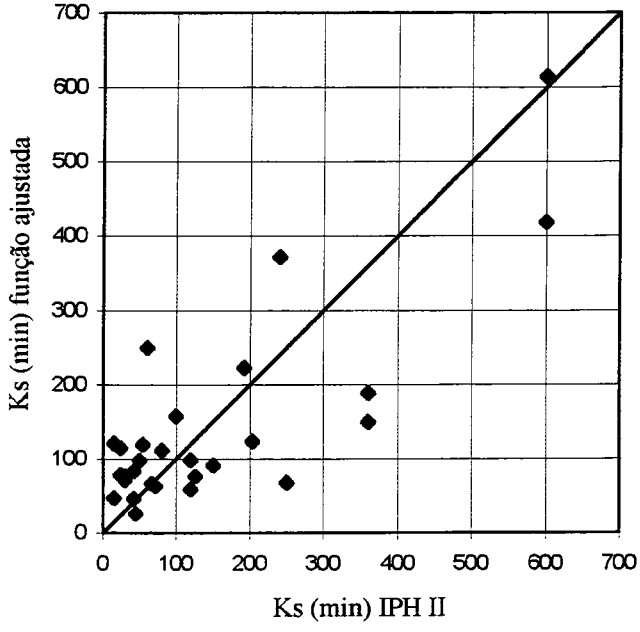


Figura 5.34 - Relação entre Ks ajustado IPH II x Ks=f(L, S, Aimp)

Em resumo, a análise dos parâmetros do IPH II permitiram observar o seguinte:

- os parâmetros de infiltração Io e h são bastante importantes no cálculo dos hidrogramas, mas seus valores podem variar significativamente de uma bacia para outra; pode-se, no entanto, a princípio, recomendar valores médios para cada uma delas. O parâmetro Ib não se mostrou sensível e não há contra indicação à adoção dos seus valores médios.

- os parâmetros de transferência tc e Ks podem ser estimados de características fisiográficas (L e S) e de ocupação do solo (Aimp). A propagação subterrânea e seu parâmetro Ksub, mostraram-se, por sua vez, pouco importantes.

- o parâmetro de perdas iniciais Rmax mostrou-se bastante variável, de evento para evento em todas as bacias. Sua fixação, dentro da gama obtida, deve ser definida por um critério de projeto.

A tabela 5.61 mostra um quadro resumo dos parâmetros do IPH II para todas as bacias investigadas. Como ilustração apresentam-se também nesta tabela os parâmetros do modelo SCS da tabela 5.4.

Uma avaliação mais objetiva pode ser feita analisando-se uma grandeza de fundamental importância nos hidrogramas de projeto da macro-drenagem: o pico.

O procedimento adotado consistiu em avaliar-se a degradação dos ajustes dos picos de todos os eventos estudados, comparando-se as seguintes situações:

1) Ajuste individual dos picos (ajuste evento a evento);
2) Ajuste dos picos com parâmetros médios de infiltração (mantidos os demais);
3) Ajuste dos picos com parâmetros médios de infiltração e de tc e Ks;
4) Ajuste dos picos com parâmetros médios de infiltração e tc e Ks estimados pelas características fisiográficas.

Tabela 5.61 - Resumo dos resultados

Bacia	Cidade	Características Físicas						Modelo SCS		Modelo Hidrológico IPH II							Comentários	
		Área (km^2)	Perím (km)	Talveg. (km)	Decliv. %	IMP %	LCG (km)	CN	Ia	Rmax (mm)	Io mm/Δ t	Ib mm/Δ t	h mm/Δt	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt	Δt (min)	Bacia
Casa de Portugal	Porto Alegre	6,69	12,73	3,85	4,10	1	1,62	69.0	4-20	0-5,2	10	0,4	0,78	3	8	20	30	Rural em desenvolvimento
Saint Hilaire	Porto Alegre	6,454	11,26	3,78	1,60	0		41.1	18-30	5-13	12	0,4	0,9	5	20	5	30	Rural natural - parque
Bela Vista	Porto Alegre	2,51	7,08	2,40	1,90	53	1,16	91.2	2-10	2-6,5	10	0,4	0,7	1	0,5	10	30	Urbanizada com grande declividade
Arroio Meio	Porto Alegre	5,20	9,30	4,00	5,30	10		90.8	5-20	0-11	10	0,4	0,6	1	0,5	10	30	Semi-urbanizada alta declividade
Beco do Carvalho	Porto Alegre	3,50	7,80	2,41	5,20	18	1,08	69.4	5-25	2-25	11	0,6	0,7	2,5	2,4	20	30	Semi-urbanizada solo c/ boa capacidade de amortecimento
Cascatinha I	Porto Alegre	8,00		4,90	4,00	27		65.1	0-8	2-12	14	0,4	0,8	1,4	1	20	30	Urbanizada solo c/ boa capacidade de infiltração
Cascatinha II	Porto Alegre	4,00		1,30	4,00	25		65.3	0-6	6-25	14	0,4	0,9	3	1,5	20	30	Semelhante a Cascata I
Mathias	Joinville	1,86	6,54	2,50	1,76	16	1,10	82.9	3-10	0-5	9	0,6	0,63	4	2,4	10	10	Semi-urbanizada com declividades variáveis
Jaguarão	Joinville	6,53	11,79	4,00	0,67	8	2,30	69.4	2-8	0-5	9	0,4	0,74	6	10	20	10	Semi-urbanizada com escoamento lento
Prado Velho	Curitiba	42,00	22,35	11,35	0,88	40	4,25	86.6	0-7	0,7-15	7	0,4	0,6	7	2,5	90	10	Urbanizada c/resposta rápida
Afonso Camargo	Curitiba	112,32		29,50		15		54.4	0-8	3-14,6	12,5	0,48	0,84	2	6	120	60	Em urbanização c/ boa capacidade de infiltração
Gregório	São Carlos	15,60	23,55	8,40	2,00	29	4,45	71.2	1-8	5-20	14	0,4	0,8	3	1,5	20	10	Urbanizada com boa capacidade de infiltração
Carapicuiba	São Paulo	23,10	22,00	8,90	0,08	19	3,00	90.5	0-3	0	6	0,2	0,6	8	12	10	30	Em urbanização com resposta rápida ao escoamento

Tabela 5.61 - (Continuação)

Bacia	Cidade	Características Físicas						Modelo SCS		Modelo Hidrológico IPH II							Comentários	
		Área (km^2)	Perím (km)	Talveg. (km)	Decliv. %	IMP %	LCG (km)	CN	Ia	Rmax (mm)	Io mm/Δt	Ib mm/Δt	h mm/Δt	tc Δt	Ks Δt	Ksub Δt	Δt (min)	Bacia
Cabuçu de Cima	São Paulo	106,80	52,50	22,40	0,07	10	5,50	59.2	0-3	0,6-1,2	12	0,2	0,8	2	1,8	10	30	Semi-urbanizada com área > $100km^2$
Tiquatira	São Paulo	17,30	22,25	8,40	0,57	62	3,25	86.7	0-3	3-14	12	0,1	0,5	6	2,2	10	30	Urbanizada com baixa capacidade de infiltração
Jaguaré	São Paulo	13,90	18,50	7,70	0,59	32	3,25	87.4	1-6	1-6	11	0,6	0,8	2	8	30	15	Urbanizada
Ipiranga	São Paulo	27,10	26,00	10,10	0,17	50	4,25	74.3	0-1	1,6-9,5	10	0,4	0,77	3	1,4	20	30	Alta ocupação urbana
Águas Espraiadas	São Paulo	12,00	22,75	7,80	0,60	60	4,63	84.3	1-8	3-15	12	0,2	0,8	6	2	10	15	Urbanizada
Vermelho	São Paulo	14,40	19,25	6,30	0,76	30	4,75	87.5	1-4	0-2,8	10	0,2	0,5	8	1,6	280	15	Urbanizada
Pirajussara	São Paulo	57,90	38,25	19,80	0,09	35	9,00	77.0	1-3	4-9	8	0,4	0,7	5	5	10	30	Urbanização concentrada na sua foz
Meninos	São Paulo	106,7	37,50	16,40	0,13	40	8,75	73.2	1-8	0,5-11,5	10	0,4	0,7	3	4,2	10	30	Região industrial área > $100km^2$
Tamanduatei	São Paulo	137,40	44,25	23,40	0,13	28	11,5	67.5	2-5	0,2-11	10	0,4	0,8	4	1,8	30	30	Urbanizada área> $100km^2$
Mandaqui	São Paulo	19,00	17,75	6,10	0,60	58	3,30	86.9	1-3	0-8	15	0,4	0,9	2	2,8	20	15	Urbanizada com boa capacidade de infiltração
Jacaré	Rio de Janeiro	7,04		6,40	11,31	22,5		72.1	3-8	0-7,8	12	0,4	0,77	4	5	10	10	Semi-urbanizada com alta declividade
Faria	Rio de Janeiro	20,60		7,50	5,33	30,9		79.4	2-7	0-8	4	0,4	0,6	5	12	10	10	Urbanizada com alta declividade
Timbó	Rio de Janeiro	10,65		9,20	4,45	29,6		64.5	3-7	0-32	8	0,3	0,94	4	8	10	10	Urbanizada com alta declividade
Sarapuí	Rio de Janeiro	103,00		23,30	3,57	16,3		79.8	2-5	0,5-9	10	0,4	0,7	3	3,4	20	60	Semi-urbanizada área >$100km^2$
Saracuruna	Rio de Janeiro	91,30		24,80	5,80	1		55.1	3-8	1,5-22	10	0,5	0,9	6	10	5	60	Sub-urbana com alta capacidade de infiltração

Ajuste individual dos picos:

Os resultados foram muito bons como normalmente acontece em ajustes individuais, com um erro padrão de 1,4 m^3/s na vazão de pico. Os resultados dos ajustes podem ser analisados na figura 5.35.

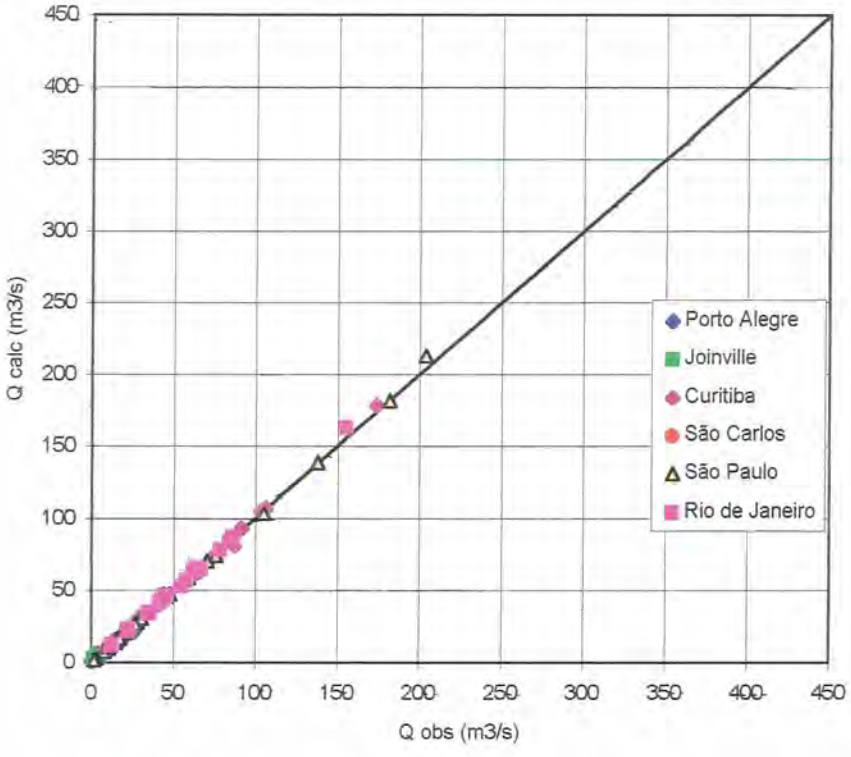


Figura 5.35 - Resultados dos ajustes (QobsxQcalc).

Ajuste dos picos com parâmetros médios de infiltração:

Como os parâmetros mais sensíveis do modelo são Io e h analisamos o comportamento da vazão de pico utilizando os seus valores médios indicados para cada bacia. Para Ib também foi adotado o valor médio. Nesta análise os valores de Ks e tc são os individuais de cada evento. A vazão de pico sofre agora um erro padrão de 9 m3/s utilizando os valores indicados para cada bacia (figura 5.36).

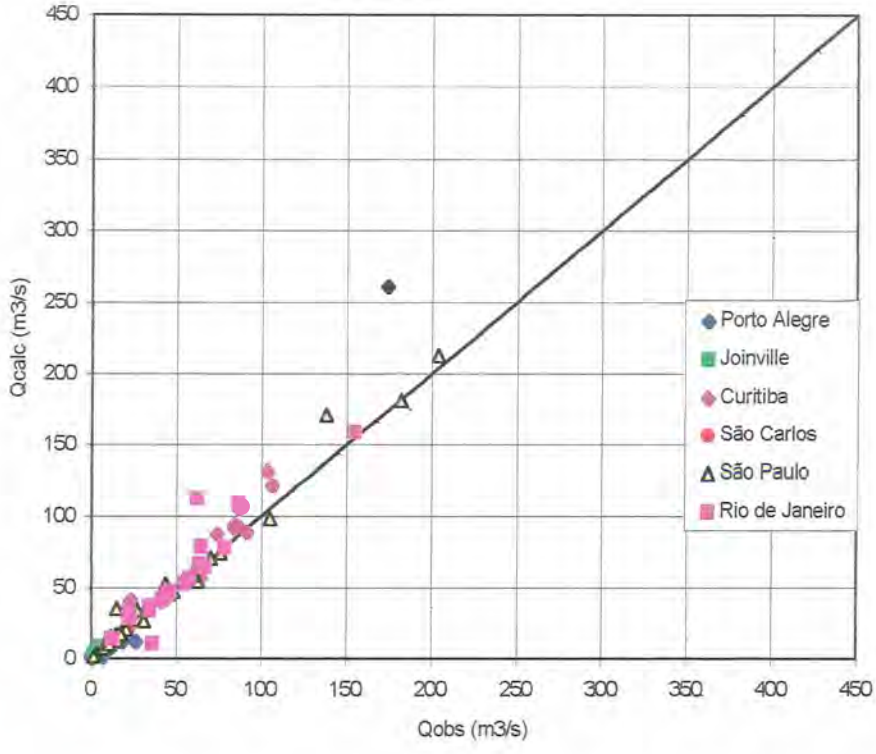


Figura 5.36 - Resultados com Io, Ib e h médios.

Estes resultados indicam que a adoção de valores médios por bacia para os parâmetros de infiltração é aceitável para um cálculo relativamente preciso dos picos. O maior evento da bacia do Belém em Prado Velho (Curitiba) é responsável pelo maior desvio em relação ao calculado. Sem este evento, indicado por índice preto (figura 5.36) o erro padrão cai para $7 m^3/s$.

Ajuste dos picos com parâmetros médios de infiltração e de tc e Ks:

Utilizando Io, Ib, h, tc e Ks médios obtém-se um erro padrão de 16 m^3/s (figura 5.37). A magnitude do erro se mostra ainda razoável, mas nota-se que eventos extremos de bacias de porte (Meninos em São Paulo, Sarapuí no Rio de Janeiro e Belém em Curitiba) têm seus picos superestimados por consideração de uma propagação mais rápida que a real. Sem estes eventos extremos o erro padrão reduz-se para 11 m^3/s.

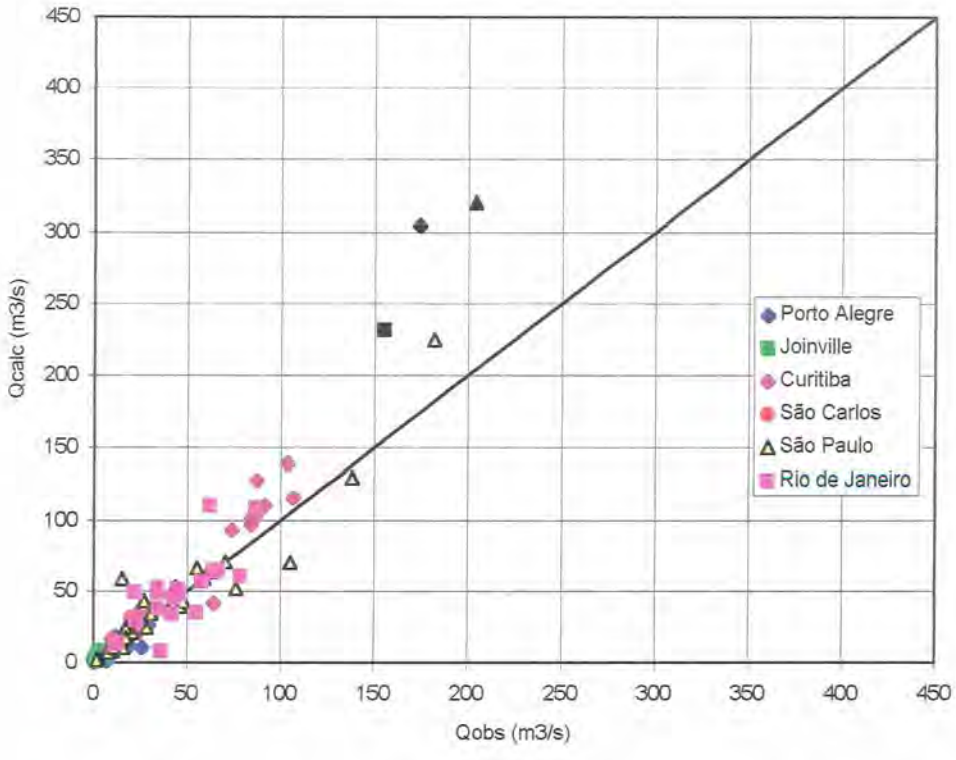


Figura 5.37 - Resultados com Io, Ib, h, tc e ks médios.

Ajuste dos picos com parâmetros médios de infiltração e Ks e tc estimados pelas características fisiográficas:

Utilizando os valores médios de infiltração e os valores estimados pelas funções 5.2 e 5.3 para tc e ks respectivamente o usuário tem um erro padrão de 24 m^3/s (figura 5.38). Pode-se notar que, em relação aos valores médios (ajuste anterior), ocorreu uma melhora para os eventos extremos na bacia Prado Velho em Curitiba e para o evento extremo na bacia Sarapuí no Rio de Janeiro; para estes eventos a vazão de pico ficou mais próxima a observada. Para os eventos extremos na bacia Ribeirão dos Meninos em São Paulo, os picos continuaram sofrendo uma superestiva ainda maior. Estes resultados podem ser explicados, principalmente, pela diferença entre os valores de Ks: i) ajustados evento a evento, ii) médio, e iii) estimado pelas características da bacia; estes valores forçam uma propagação maior que a real. Como estes eventos extremos da bacia Ribeirão dos Meninos em São Paulo intruduziram tendenciosidade, calculamos a magnitude do erro sem estes dois eventos e o erro cai para 14 m^3/s.

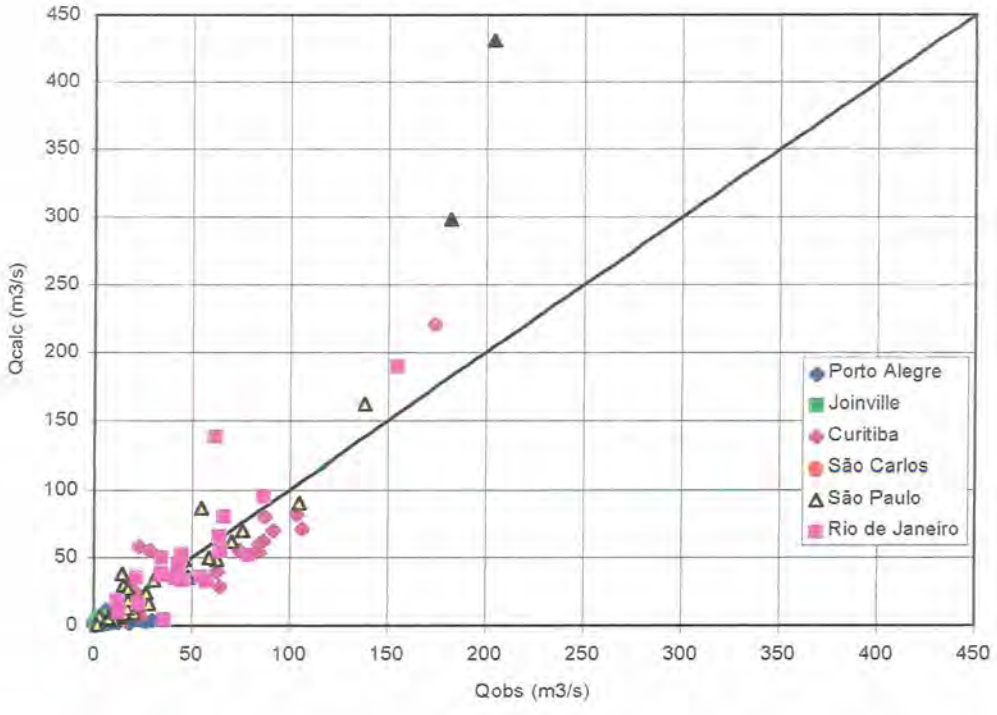


Figura 5.38 - Resultados com Io, Ib, h (médios), tc=f(L, Aimp) e ks=f(L, S, Aimp).

Os resultados desta análise indicam que a diferença do erro entre os valores médios de tc e Ks para os obtidos nas funções ajustadas com as características fisiográficas não são muito significativos e são aceitáveis para um cálculo relativamente preciso dos picos dos hidrogramas. Na tabela 5.62 apresentamos uma avaliação do erro médio na estimativa do pico, por bacia, utilizando os valores com Io, Ib e h médios e tc e Ks das funções.

Tabela 5.62 - Erro médio na estimativa dos picos.

Bacia	Erro médio %	Bacia	Erro médio %
Casa de Portugal	20,0	Tiquatira	14,0
Saint Hilaire	77,0	Jaguaré	10,0
Bela Vista	18,0	Ipiranga	56,0
Arroio Meio	11,0	Águas Espraiadas	7,0
Beco do Carvalho	20,0	Vermelho	77,0
Cascatinha I	20,0	Pirajussara	29,0
Cascatinha II	38,0	Meninos	26,0
Mathias	56,0	Tamanduatei	17,0
Jaguarão	34,0	Mandaqui	10,0
Prado Velho	13,0	Jacaré	60,0
Afonso Camargo	73,0	Faria	24,0
Gregório	16,0	Timbo	36,0
Carapicuiba	88,0	Sarapuí	25,0
Cabuçu de Cima	3,0	Saracuruna	23,0

Um procedimento análogo de avaliação da degradação do ajuste dos picos foi utilizado para avaliar-se a degradação dos ajustes dos volumes dos hidrogramas, comparando-se as mesmas situações:

1) Ajuste individual dos volumes (ajuste evento a evento);
2) Ajuste dos volumes com parâmetros médios de infiltração (mantidos os demais);
3) Ajuste dos volumes com parâmetros médios de infiltração e de tc e Ks;
4) Ajuste dos volumes com parâmetros médios de infiltração e tc e Ks estimados pelas características fisiográficas.

Ajuste individual dos volumes:

Assim como no ajuste dos picos, o ajuste de volumes individuais teve resultados muito bons, com um erro padrão de 2mm no volume total do hidrograma. Os resultados dos ajustes podem ser analisados na figura 5.39.

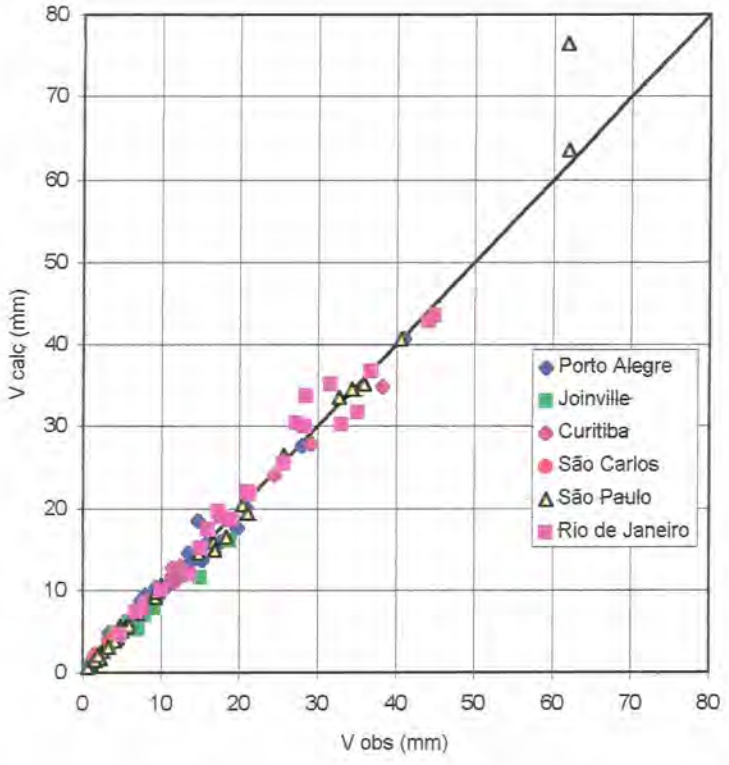


Figura 5.39 - Resultados dos ajustes (VobsxVcalc).

Ajuste dos volumes com parâmetros médios de infiltração:

Utilizando os valores médios de infiltração indicados para cada bacia, os resultados sofrem grande degradação, visto que os parâmetros de infiltração produzem influência direta no volume de escoamento superficial. O volume total sofre um erro padrão de 10mm (figura 5.40).

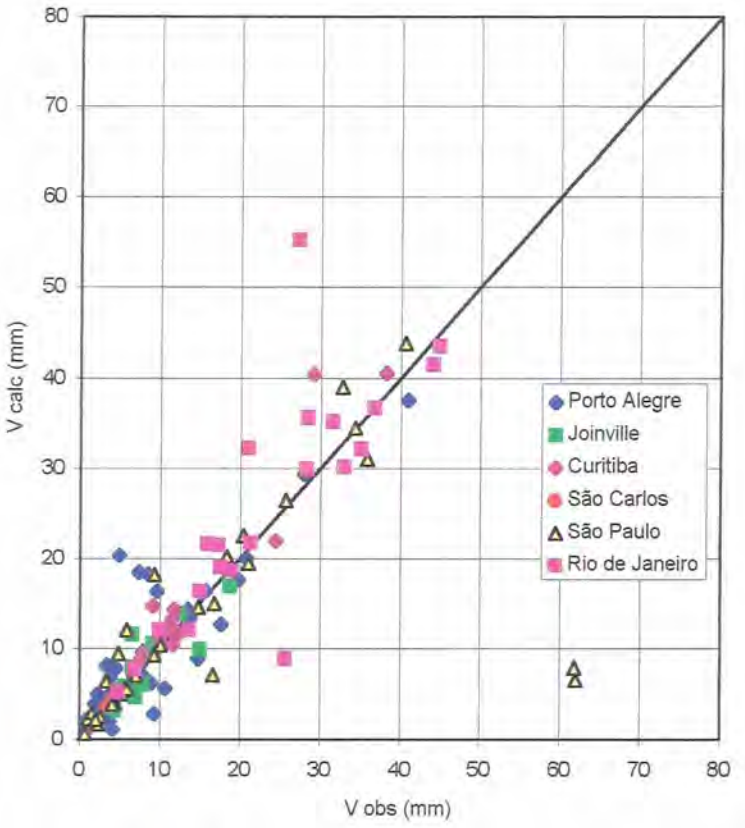


Figura 5.40 - Resultados do ajuste de volumes com Io, Ib e h médios.

Ajuste dos volumes com parâmetros médios de infiltração e de te e Ks:

Utilizando Io, Ib, h te e Ks médios, os resultados apresentam maior dispersão, porém o erro padrão do volume total não sofre degradação, pois os parâmetros te e ks não afetam no volume do hidrograma. Neste caso o erro padrão foi de 9mm (figura 5.41).

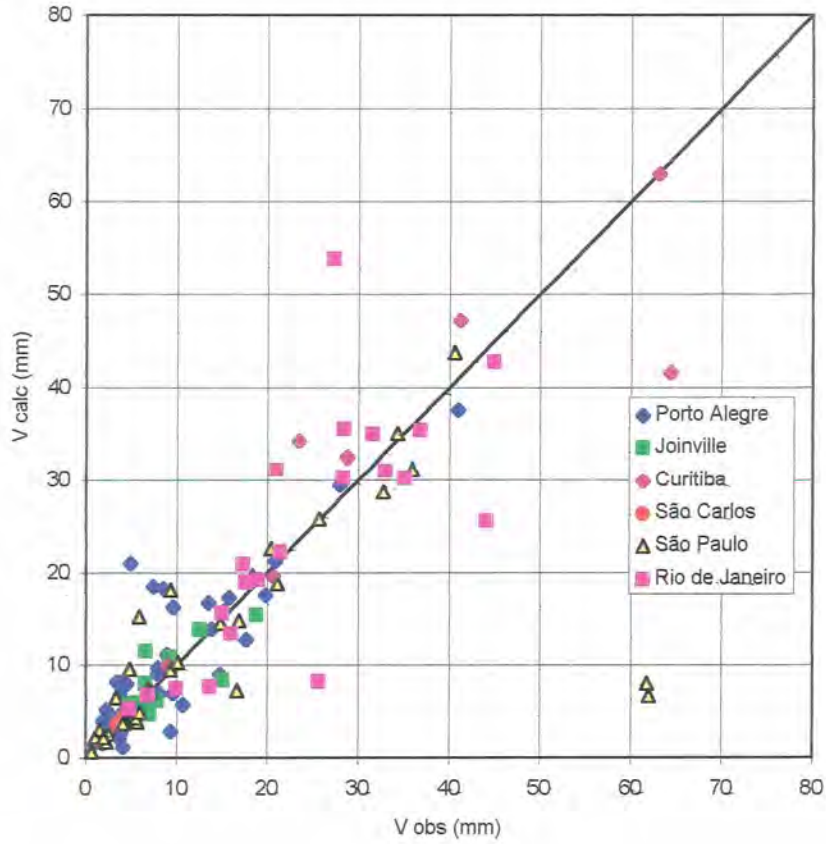


Figura 5.41 - Resultados do ajuste de volumes com Io, Ib, h, tc e Ks médios.

Ajustes dos volumes com parâmetros médios de infiltração e tc e Ks estimados pelas caracteristicas fisiográficas:

O mesmo acontece utilizando os valores médios de infiltração e os valores estimados pelas funções 5.2 e 5.3 para tc e Ks respectivamente. Neste ajuste obtivemos um erro padrão de 10 mm (figura5.42).

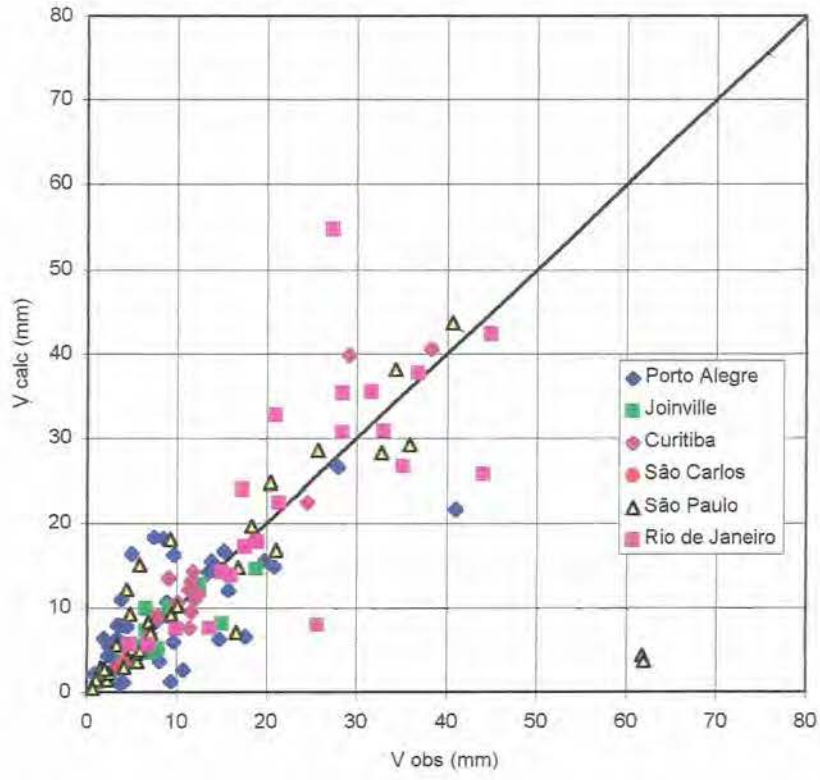


Figura 5.42 - Resultado do ajuste dos volumes com Io, Ib, h (médios) e tc e Ks estimados

Os resultados desta análise indicam que o volume do hidrograma é influenciado diretamente pelos parâmetros de infiltração Io, Ib e h. Ao usarmos valores médios destes, o volume sofre praticamente o mesmo erro quando ajustamos ainda com tc e Ks obtidos pelas funções ajustadas com as características fisiográficas (situação 4), pois os parâmetros de transferência (tc e Ks) não influenciam no volume do hidrograma. Deve-se salientar que os erros indicados nas tabelas 5.62 e 5.63 são valores absolutos, e quando o pico do hidrograma sofre um erro de 20%, o volume será influenciado por este erro, tanto subestimando como superestimando. Na tabela 5.63 apresentamos uma avaliação do erro médio na estimativa do volume, por bacia, utilizando os valores com Io, Ib e h médios e tc e Ks das funções.

Tabela 5.63 - Erro médio na estimativa dos volumes.

Bacia	Erro médio %	Bacia	Erro médio %
Casa de Portugal	6,0	Tiquatira	67,0
Saint Hilaire	58,0	Jaguaré	9,0
Bela Vista	38,0	Ipiranga	23,0
Arroio Meio	11,0	Águas Espraiadas	15,0
Beco do Carvalho	12,0	Vermelho	58,0
Cascatinha I	8,0	Pirajussara	46,0
Cascatinha II	6,0	Meninos	5,0
Mathias	21,0	Tamanduatei	29,0
Jaguarão	42,0	Mandaqui	8,0
Prado Velho	22,0	Jacaré	32,0
Afonso Camargo	13,0	Faria	60,0
Gregório	8,0	Timbo	31,0
Carapicuiba	42,0	Sarapuí	12,0
Cabuçu de Cima	23,0	Saracuruna	15,0

5.3- Considerações sobre os parâmetros hidrológicos de bacias urbanas

O uso de modelos e parâmetros para áreas urbanas como os obtidos neste trabalho deve considerar que:

a- No ajuste de eventos hidrológicos de pequenas bacias urbanas há incertezas devido à possibilidade de erros nos dados hidrológicos, pois como as bacias urbanas têm respostas rápidas, os erros podem chegar a comprometer os resultados. Um dos erros mais freqüentes ocorre no tempo dos pluviogramas e fluviogramas devido à imprecisão dos aparelhos registradores.

b- Existem várias combinações possíveis dos parâmetros que permitem um bom ajuste entre o hidrograma observado e calculado, o que só pode ser reduzido com um maior número de eventos, pela avaliação física dos parâmetros e pela sensibilidade do hidrólogo.

c- Muitas tentativas tem sido feitas visando estabelecer relações entre os parâmetros físicos das bacias e diversas grandezas hidrológicas; tais relações, são de difícil obtenção devido as incertezas seguintes: (i) registros de precipitação e vazão; (ii) na estrutura dos modelos; e (iii) na variabilidade dos parâmetros. As relações obtidas

para tc e Ks do IPH II tiveram boa correlação com os resultados ajustados no modelo para estes parâmetros.

d - Para todos parâmetros do modelo hidrológico IPH II foram escolhidos conjuntos de parâmetros que verificados apresentavam resultados compatíveis para a maioria dos eventos. Utilizando os valores médios dos parâmetros de infiltração e tc e Ks através das funções ajustadas, obtivemos um erro absoluto médio de 3 a 88% na estimativa dos picos, para os volumes o erro absoluto médio foi de 5 a 67%.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A estimativa dos parâmetros de modelos hidrológicos é uma tarefa que depende de vários fatores como: (i) qualidade e representatividade dos dados observados; (ii) as condições do modelo em representar os processos; (iii) a capacidade dos parâmetros em retratar a variabilidade física da bacia.

Os modelos hidrológicos são utilizados, entre outras aplicações, para estimar vazões máximas e hidrogramas de projeto em locais com dados limitados (poucos dados ou inexistentes). Esse estudo teve como objetivo avaliar a variabilidade dos parâmetros de dois modelos hidrológicos freqüentemente utilizados em bacias urbanas brasileiras. Os objetivos dessa pesquisa não foram o de criar novas metodologias de estimativas de parâmetros, diferentes das que normalmente se utilizam, mas visaram obter parâmetros dos modelos para bacias com características e dados hidrológicos de bacias urbanas, onde existem poucas informações e grande variabilidade das condições físicas.

Os modelos estudados foram o Soil Conservation Service, desenvolvido com o objetivo de simular cheias de projeto (SCS, 1975) e o modelo IPH II, utilizado tanto para cheias de projeto como para representar eventos ocorridos. Os resultados obtidos buscaram analisar a variabilidade dos parâmetros desses modelos para permitir aos seus usuários mais informações na utilização dos mesmos em bacias urbanas.

Com base nesse estudo os resultados permitiram verificar o seguinte:

1- Os valores de CN com base nos dados observados dependem do grau de urbanização da bacia. Para as bacias analisadas, pode-se verificar que existe uma melhor correlação entre o CN e o grau de impermeabilização para bacias com IMP≥20%. Para as bacias com menor urbanização o CN é muito dependente das perdas iniciais ou seja do estado de umidade do solo antes do evento. Além disso, o valor de CN e das perdas iniciais dependem muito da magnitude do evento.

2- Os parâmetros de CN obtidos para as bacias urbanas brasileiras apresentaram boa compatibilidade com as tabelas que orientam sua estimativa, como pôde ser observado numa análise comparativa entre o presente estudo e o de Campana et al (1995) que aplicou as referidas tabelas com a ocupação do solo determinada por sensoriamento remoto.

3- Para cada sub-bacia analisada o ajuste do modelo IPH II a diversos eventos permitiu a obtenção de parâmetros médios de infiltração representativos (Io, Ib e h). O erro médio absoluto no volume das cheias foi menor que 25% em 60% da bacias. A taxa de áreas impermeáveis foi considerada um parâmetro fixo e conhecido em todas as bacias.

4- Os parâmetros Ks e tc do modelo IPH II, que influenciam fortemente os picos das cheias, puderam ser descritos razoavelmente por informações fisiográficas e de ocupação do solo, notadamente através do comprimento do curso de água e da área impermeável absoluta. O erro médio absoluto no pico das cheias com as regressões obtidas para estes parâmetros foi menor que 25% em praticamente 60% das bacias também. Nesta avaliação foram considerados os parâmetros médios de infiltração de cada bacia.

5- A variabilidade das respostas das bacias estudadas não permitiram estabelecer gamas de variação precisas para os parâmetros dos modelos analisados no cálculo de cheias de bacias urbanas brasileiras em geral. Entretanto os parâmetros aqui determinados servem como indicadores comparativos entre bacias para fixar a grandeza do parâmetro CN e dos parâmetros do modelo IPH II muito utilizados em estudos hidrológicos, quando se pretende extrapolar seus resultados a outras áreas.

Como recomendações sugere-se:

1- Melhorar as análises com mais dados (eventos atuais) para que se possa verificar as alterações das bacias urbanas.

2- Análise mais profunda dos eventos, de maneira a eliminar ou diminuir os erros devido a incerteza nos eventos.

3- Homogeneizar o nível de informações sobre as bacias como impermeabilização, critérios de cálculo e outros.

4- Testar outros modelos e também obter-se uma simplificação no modelo IPH II como redução nos parâmetros de infiltração.

REFERÊNCIAS

ALVAREZ, C., SANCHEZ, J., 1979a. Estudos Hidrológicos da Urbanização da Bacia do Arroio Dilúvio, relatório Final, Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre e Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ALVAREZ, C., SANCHEZ, J., 1979b. Estudo Hidrológico da Urbanização da Bacia do Arroio Dilúvio no Município de Porto Alegre- RS, Caderno de Recursos Hídricos, Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, n 2, p.21-32.

ANDO, Y. & SUZUKI, A. 1980. Urban stormwater runoff analisys using infiltration rates measured with rainfall simulator. Proceedings of the 5th International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, Japâo, ed. by Y. Iwasa and T. Sueishi, pp. 263-268.

ANDO, Y.; NABEYAMA, T. & NISHIJIMA, S. 1993. Urban stormwater runoff analisys of upland basins in Tokyo. In: Hydrology of Warm Rehions: proceedings. Wallingford: IAHS Publ. n.216, pp. 403-408.

ANDRADE, C.M.F. & MACHADO, D. 1985. Simulação do impacto ambiental causado pela urbanização em bacias hidrográficas. In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 6. São Paulo, v.1, p.273-82.

BARBASSA, A.P. (1991). Simulação do efeito da urbanização sobre a drenagem pluvial na cidade de São Carlos/SP. Tese de doutorado da Escola de Engenharia de São Carlos da USP. 127p.

BERRY, J.K. & SAILOR, J.K. 1987. Use of a geographic information system for storm runoff prediction from small urban watersheds. Environmental Management, vol. 11, n.1, pp.21-27.

BERTHELOT, R. 1970. Curso de Hidrologia Sintética. Mestrado em Hidrologia Aplicada. IPH-UFRGS.

BOYD, M. J.; BUFILL, M. C. & KNEE, R. M. 1993. Pervious and impervious runoff in urban catchments. Hydrological Sciences Journal des Sciences Hydrologiques. Vol. 38, n.6, pp.463-478.

CAMPANA, N.A; MENDIONDO, E.M.; TUCCI, C.E. 1995. Amulti-Source Approach to Hydrologic Parameter Estimation in Urban Basis. In: Conference Novatech. France.

CLABORN, B.J. & MOORE W. 1970. Numerican simulation in watershed hydrology. Hydrauli. Eng. Lab., Uni. Texas at Austin, Tech. Rep. HYD 14-7001.

CORDERY, I. 1993. Flood Runoff. In: Handbook of Hydrology. D.R. ed. Maidment.

CRAWFORD, N.H. & LINSLEY, R.K. 1966. Digital simulation in hydrology: Stanford Watershed Model IV. Uni. Stanford, Dept. Civ. Eng., Tech. Rep. 39. 210p.

DAM, C.H. & VEN, F.H.M. 1984. Infiltration in the paviment. In: Proc. Int. Conf. Urban Storm Drainage. Proceedings. Urbana: Unicersity of Illions, vol. 1, pp. 434-443.

DIAZ, O.B.P. 1987. Precipitaçãp de projeto e regionalização de hidrograma unitário para bacias urbanas brasileiras. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS.

EAGLESON, P.S. 1962. Unit Hydrograph characteristics for sewered areas. ASCE J. Hydraulic. Div., 88(HY2), 1-25.

FENDRICH, R.; FREITAS, C.O. de A. 1987. Modelo hidrológico geral de Ven te Chow aplicado a bacias urbanas. In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 7. Salvador. Anais. São Paulo: ABRH v.2, p.443-455.

FLEMING, G. 1975. Computer simulation techniques in hydrology. New York: Elsevier.

GEIGER, W.F.; MARSALEK, J.; RAWLS, W.J. & ZUIDEMA, F.C. 1987. Manual on drainage in urbanized areas, volume I – Planning and desing of drainage systems. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. Paris, França.

GENZ, F. 1994. Parâmetros para a previsão e controle de cheias urbanas. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS, 140 p.

GERMANO, A.O. & CAMPANA, N.A. 1995. Escoamento Permeável e Impermeável em bacias Urbanas Brasileiras. Anais do XI Simpósio de Recursos e II Simpósio de Hidráulica dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Recife-PE vol. III.

HEC, 1974. Trainning Course on Urban Hydrology, U.S. Army, Hydrologic Engineering.

HORTON, R.E. 1940. An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity. Pro. Soil Sci. Soc. Am., 5, 339-417.

HYDROCOMP INTERNATIONAL 1970. Hydrocomp simulation program operators manual. Palo alto Calif.

IPH 1993. Avaliação do impacto da urbanização nas cheias e na produção de sedimentos. Relatório Parcial, 69p IPH-FAPERGS, Porto Alegre-RS.

JICA, 1988. The itajai River Basin Flood Control Project, Part I, Master Plan Study. Japan International Cooperation Agency.

JAMES, L.D. 1972. Hydrologic modelling, parameter estimation, and watershed characteristics. J. Hydrol., 17(4), p.283-234.

JENSEN, M. 1990. rain-runoff parameters for six small gauged urban catchments. Nordic Hydrol., vol 21, pp. 165-184.

KELMAN, J., 1994. A experiência da SERLA no uso de modelos aplicados à drenagem urbana. In: Seminário de Hidráulica Computacional Aplicada a Problemas de Drenagem Urbana, ABRH, São Paulo, 16 de agosto.

LECLERC, G. & SCHAAKE, J.C. 1973. Methodology for assessing the potential impact of urban development of urban runoff and the relative efficiency of runoff control alternatives. NTIS PB-224 477. 257p.

LINSLEY, R.K. 1967. The relation between rainfall and runoff. Journal of Hydrology. V.5, p.297-311.

LINSLEY, R.K.; KOHELER, M.A. and PAULHUS, J.L.H. 1958. Hydrology for Engineers. McGraw-Hill Inc., New York.

LIOU, E.Y. 1970. OPSET: program for computerised selection of watershed parameter values for the Stanford Watershed Model. Kentucky Water Resour. Inst., Lexington. Rep RR-34. 313p.

MACHADO, E.S., RIGHETTO, A.M. 1981. Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 4, 1981, Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH. 4v. v.3, p. 561-580.

MAKSINOVIC, C. & RADOJKOVIC, M. 1986. Urban drainage catchments. Pergamon Press, New York, USA.

MELANE, M. & LAUKKANEN, R. 1981. Dependence of runoff coefficient on area type and hydrological factors. In: Proc. 2nd Int. Conf. Urban Storm Drainage, ed. B.C. Yen, Water Resources Publications. Littleton, Colorado, USA, p. 404-410.

MILLER, R.A. 1978. The hydraulicalli effective impervious area of an urban basin, Broward Country Florida. Porc Int. Symp. on Urban Stormwater Management, ed C.T. Haan, Univ. Kentucky, p.259-261.

MOTTA, J.C. 1982. Simulação hidrológica de uma bacia urbana: arroio dilúvio. Dissertação de Mestrado. IPH- UFRGS

MUSGRAVE, G.W. & HOLTAN, H.N. 1964. Infiltration. In: Handbook of Applied Hydrology (Ed. by V.T. Chow), McGraw-Hill, New York, USA, p12-1 – 12-30.

PACKMAN, J.C. 1980. The effects of urbanization on flood magnitude and frequency. Wallingford, Institute of Hydrology.

PEDROSA, V.A.1996. O controle do impacto da urbanização na macrodrenagem:Tabuleiro dos Martins/Maceió-AL. Dissertação de mestrado IPH/UFRGS.

PINTO, N.L.S.; HOLTZ, A.C.T.; MASSUCCI, C.J.J. 1970. Vazão de dimensionamento de bueiros. Rio de JaneiroL Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação n.478.

PONCE, V.M. 1989. Engineering hydrology - principles and practices. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 640p.

PORTO, R.L.L. et al., 1993. Drenagem Urbana. In: Tucci C.E., org. Hidrologia: ciência e aplicação Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH/EDUSP. 943P. Cap. 21, p 805-842.

RIGHETTO, A.M. et al. 1993. Adequação da metodologia para estudos hidrológicos de macro-drenagem urbana - aplicação para a cidade de São Carlos. In: X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e I Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul. Gramado- RS. Anais. vol 3, p.505-514.

SANCHEZ, J. e SIMÕES LOPES, M. 1984. Regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas do sul do Brasil. Porto Alegre, IPH-UFRGS. (Publicação Recursos Hídricos n.8).

SHERMAN, L.K. 1932. Stremflow from rainfall by unit graph method. Eng. News Rec., 108, p.501-505.

SICKLE,D.R. 1978. Effects os Urbanization on Streams. In: Urban Water Problems.

SILVA, M.J.D. & PORTO, R.L.L. 1991. Análise de efeitos da alteração do uso do solo através de modelo matemático de chuva-vazão. In: IX Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. Anais. vol 1, p.527-535.

SILVEIRA, A.L.L. 1996. Contribution à l'étude hidrologique d'un bassin semi-urbanisé dans le Brésil subtropical: bassin de l'Arroio Dilúvio à Porto Alegre. Thèse. Université de Montpellier, Sciences et Techiniques du Languedoc, França.

SIMÕES LOPES, M. e SANCHEZ, J. 1986. Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização. In: Universidade Federal do Rio Grande do Sul/ Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Pesquisa em recursos hídricos: relatório final. Porto Alegre vol. 1.

SNYDER, F.F. 1938. Synthetic unit graphs. Transactions Amirican Geophysical Union, Washington, v.19, p.447-454.

SOIL CONSERVATION SERVICE 1957. Engineering Handbook: section 4 Hydrology. U.S. Dept. Agr. Supplement A.; Washington.

SOIL CONSERVATION SERVICE 1964. Engineering Handbook Hydrology. U.S. Dept. Agr. Supplement A.; Washington.

SOIL CONSERVATION SERVICE 1975. Urban Hydrology for Small Watersheds. U.S. Dept. Agr. Supplement A.; Washington.

TERSTRIEP, M. L. & STALL, J.B. 1974. The Illinois urban drainage area simulador - ILLUDAS, Illinois State Water Survey, Bulletin n° 58.

TUCCI, C.E.M. 1979. Análise de sensibilidade dos parâmetros do algoritmo de infiltração. Anais III Simpósio Brasileiro de Hidrologia, Brasília.

TUCCI, C.E.M. (org.) 1993. Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade/ABRH/EDUSP. 943p.

TUCCI, C.E.M., BRAGA JR.,B.P.F. e SILVEIRA, A.L.L. 1989. Avaliação do Impacto da Urbanização nas Cheias Urbanas. Revista Brasileira de Engenharia. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v.7, n.1, p.77-101.

TUCCI, C.E.M., SANCHEZ, J. e SIMÕES LOPES, M. 1982. Modelo matemático precipitação-vazão IPH II. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 64p. (Recursos Hídricos. Publicação n.3).

TUCCI, C.E.M., 1996. Estudos Hidrológicos e Hidrodinâmicos do rio Iguaçu na RMC, COMEC, Relatório técnico.

TUCCI, C.E. & CAMPANA, N.A. 1993. Simulação distribuída com IPH II:nova versão. Anais do X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e I Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul, Gramado-RS.

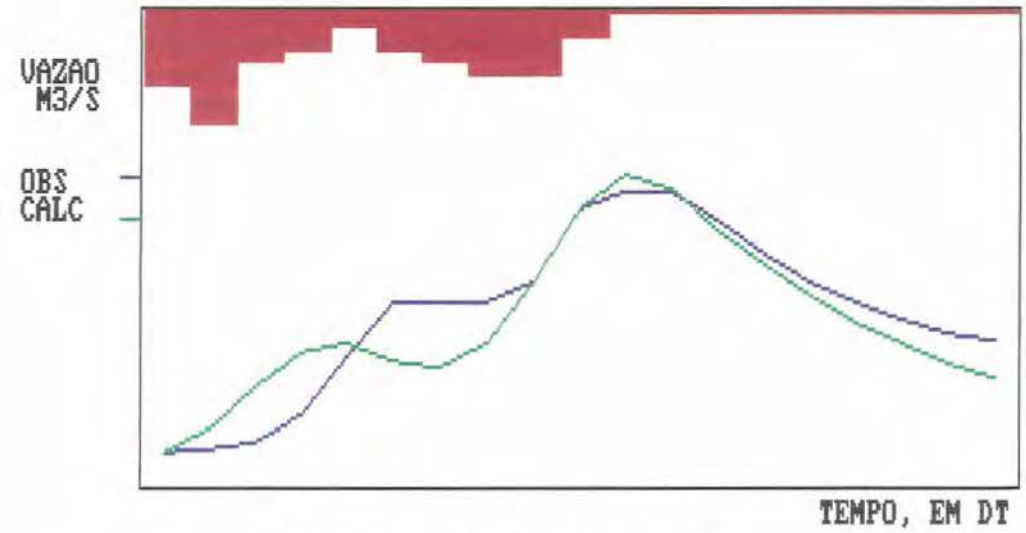
WENZEL Jr., H.G. & VOORHESS, M.L. 1980. Adaptation of Illudas for continuous simulation. Journal of the hydraulics division, New York, 106 (11): 1795 - 1812, Nov.

WILSON, E.M. 1983. Engineering Hydrology. Macmillan, London, UK.

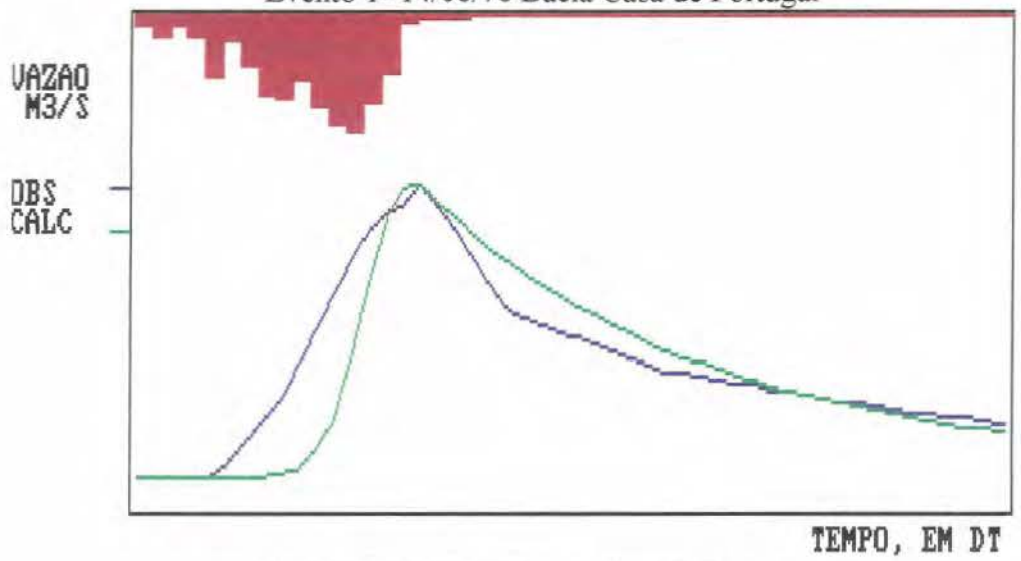
WRIGHT MCLAUGHLIN ENGINEERS, 1969. Urban storm drainage criteria manual. 2 vols. Denver, colorado 388p.

ZAHED, Z.F., MARCELLINI, S.S. 1995. Precipitações máximas. In: Tucci C.E., et al org. Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH/EDUSP. 428 Cap.2, p.37-76.

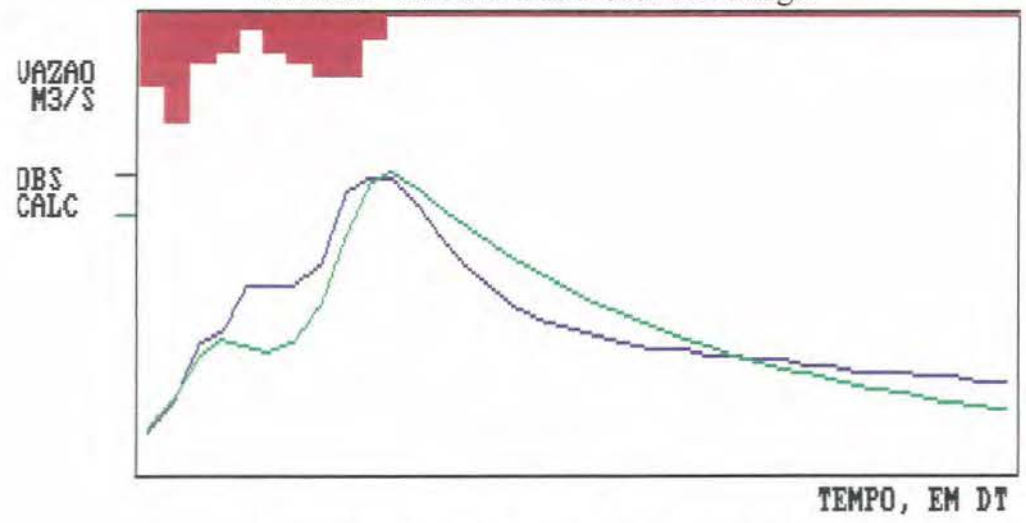
Anexo 1: Resultados do Ajuste do Modelo Hidrológico



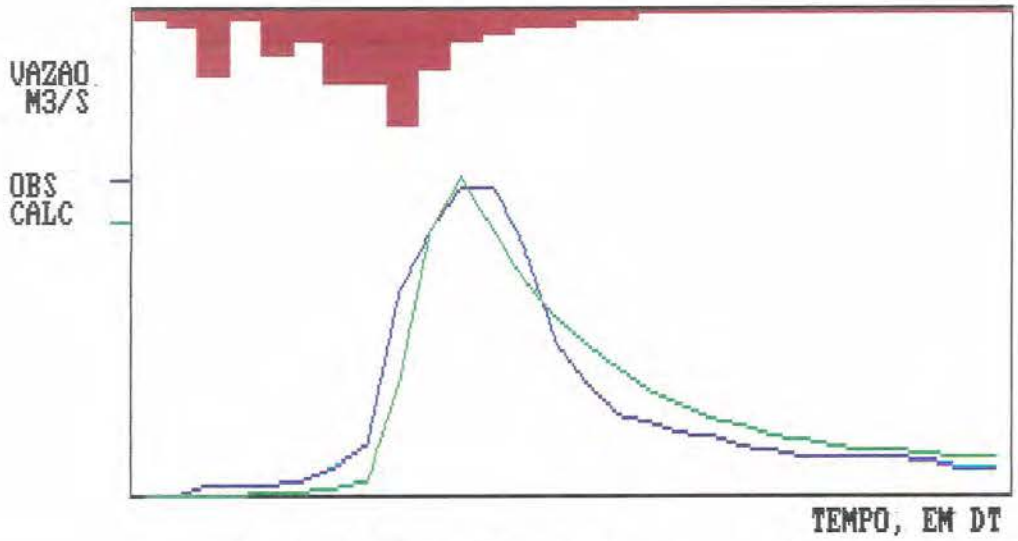
Evento 1- 14/08/78 Bacia Casa de Portugal



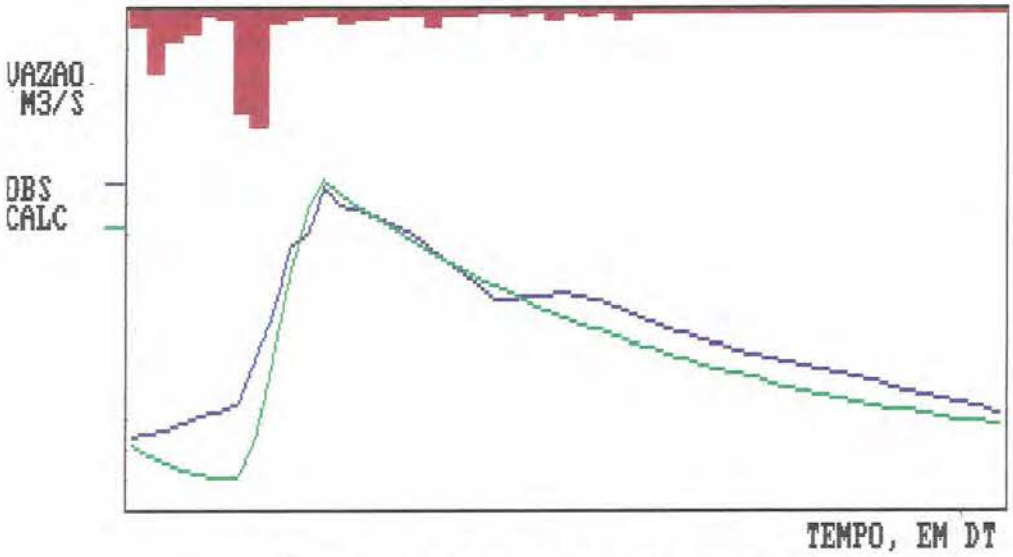
Evento 2- 20/07/79 Bacia Casa de Portugal



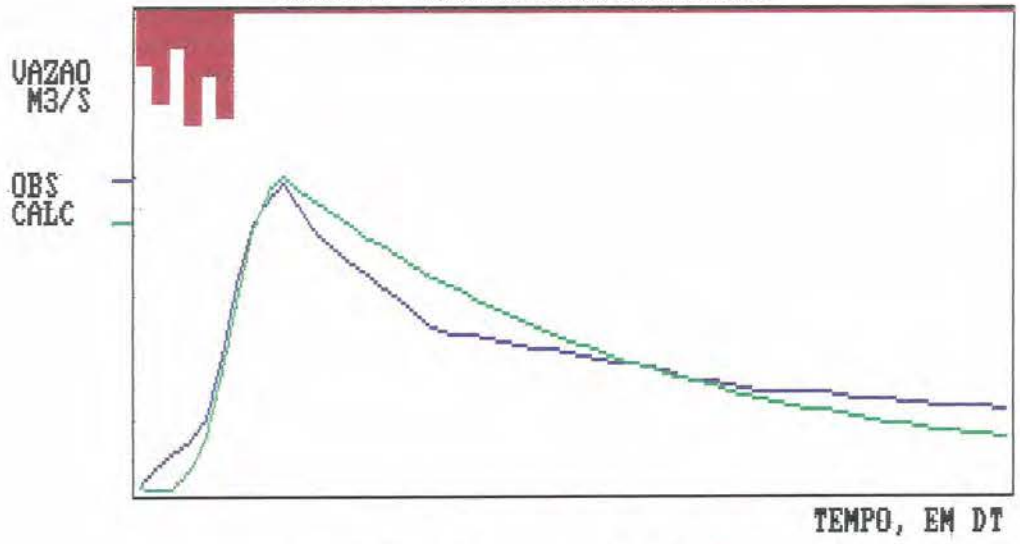
Evento 3- 03/08/79 Bacia Casa de Portugal



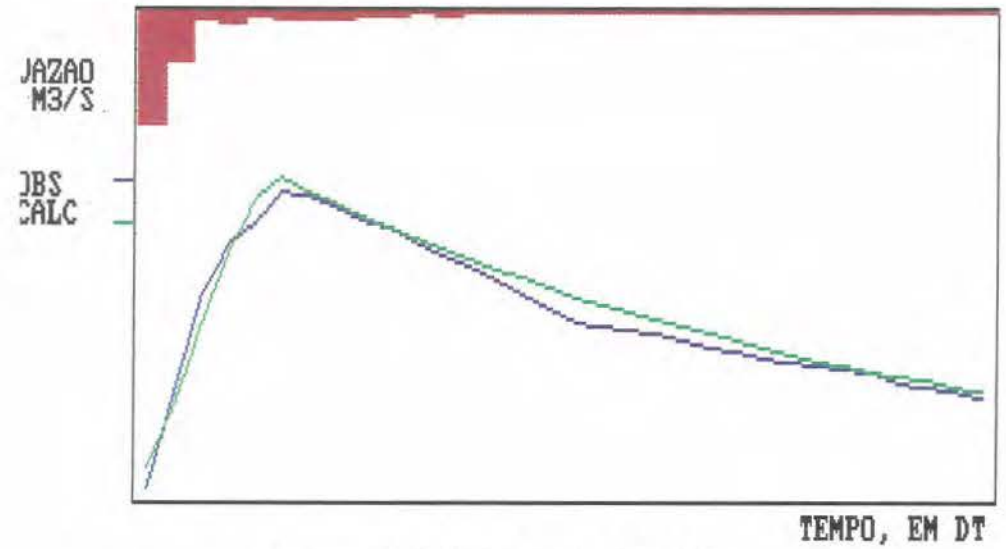
Evento 5-07/11/79 Bacia Casa de Portugal



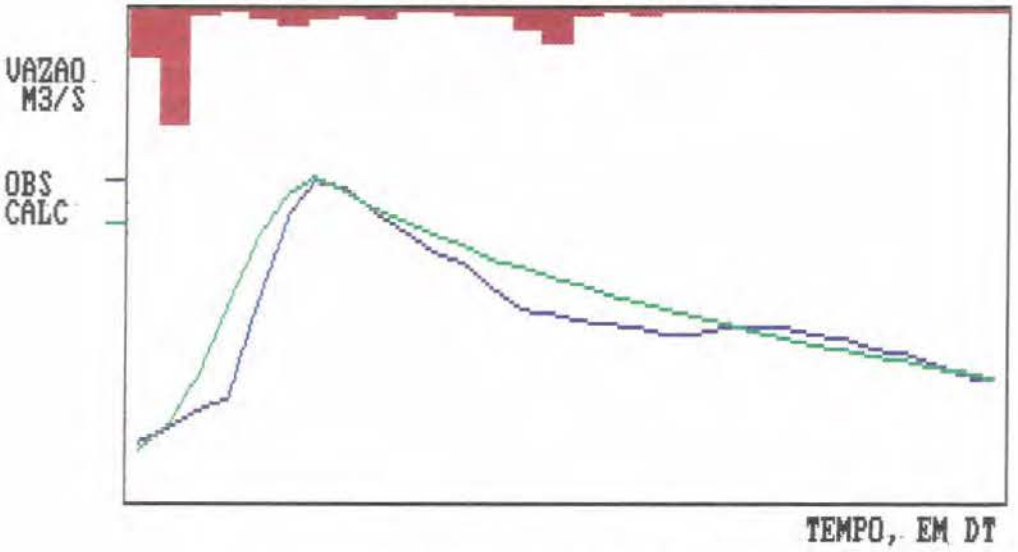
Evento 1- 12/04/80 Bacia Saint'Hilaire



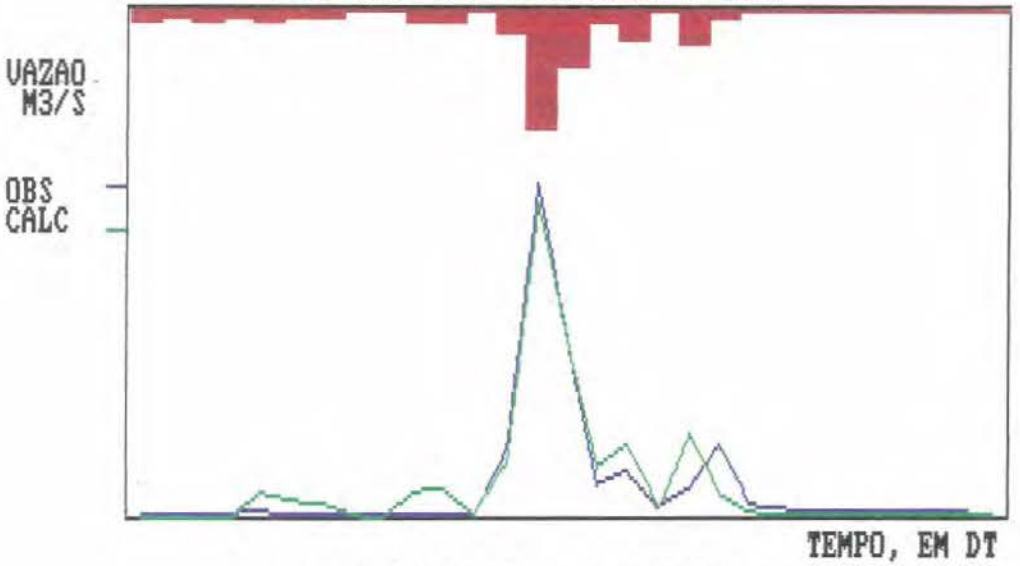
Evento 2- 13/07/80 Bacia Saint'Hilaire



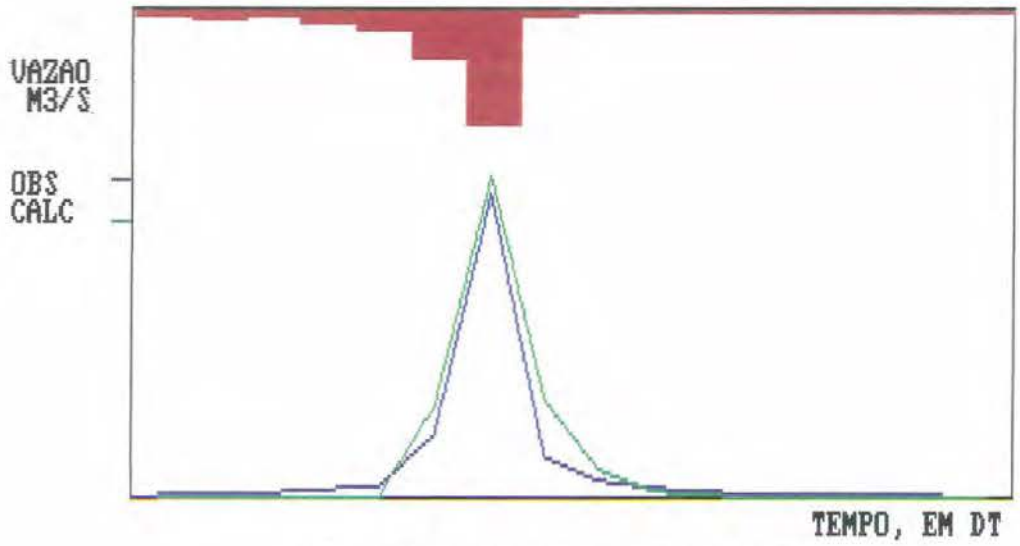
Evento 4- 13/02/81 Bacia Saint'Hilaire



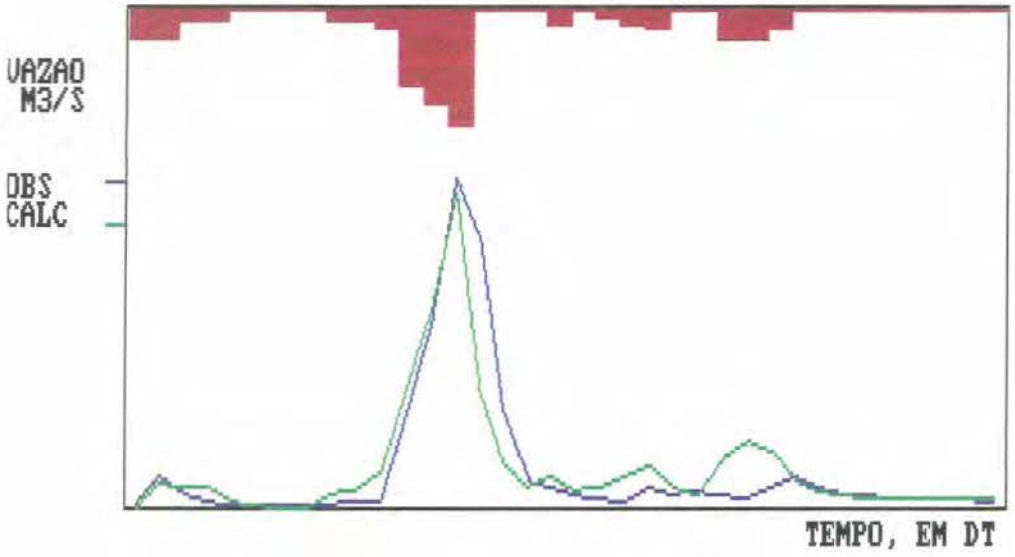
Evvento 5- 28/04/81 Bacia Saint'Hilaire



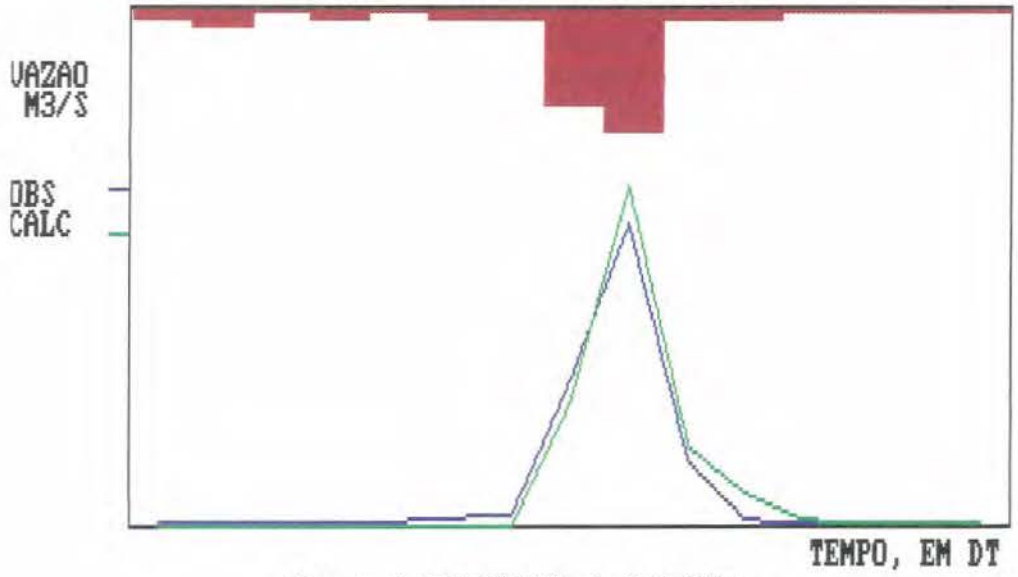
Evento 1- 13/10/78 Bacia Bela Vista



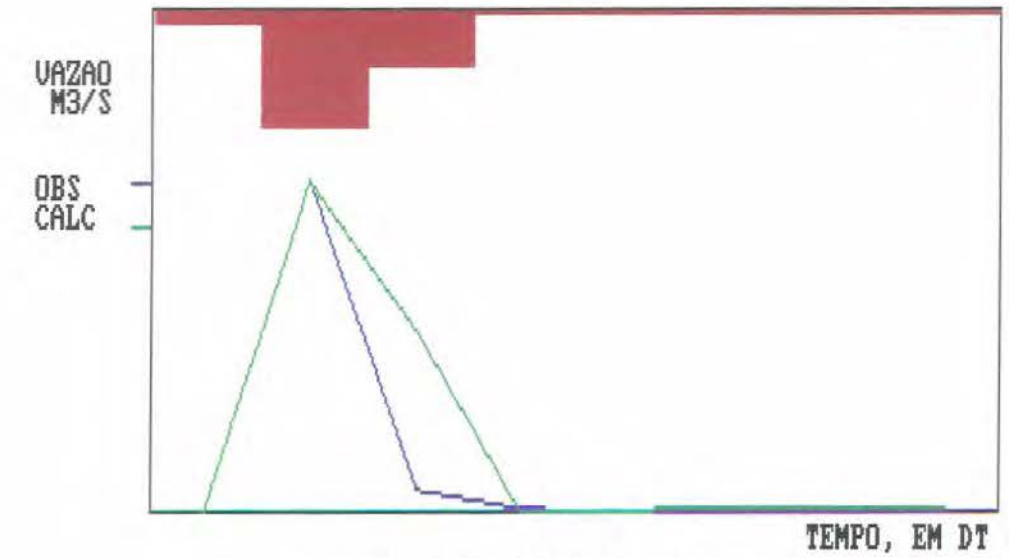
Evento 2- 26/10/78 Bacia Bela Vista



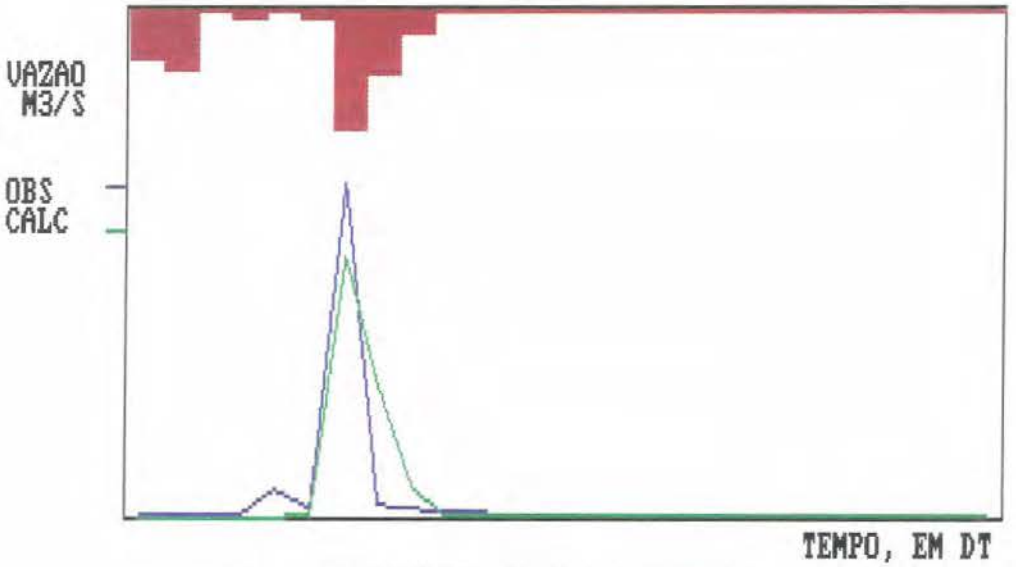
Evento 3- 06/12/78 Bacia Bela Vista



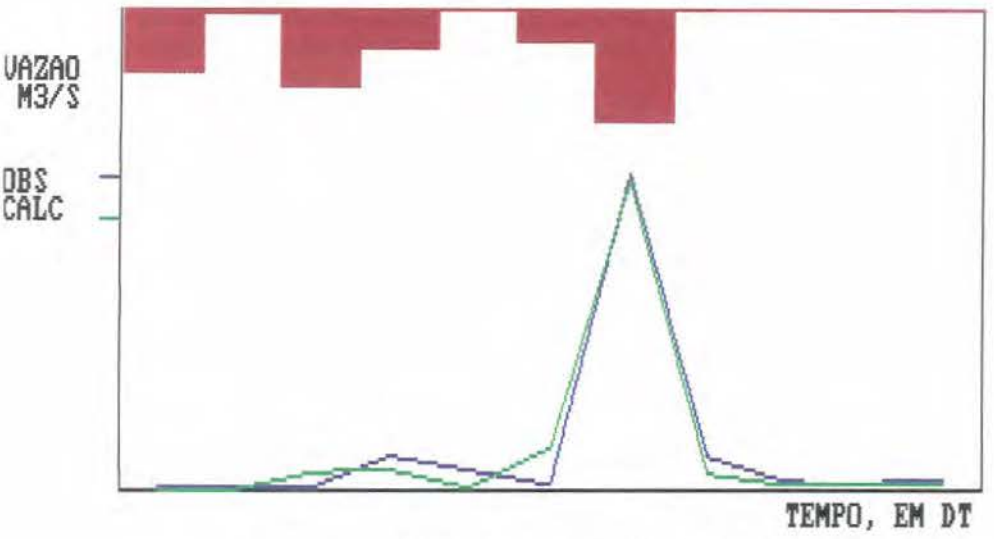
Evento 4- 18/10/80 Bacia Bela Vista



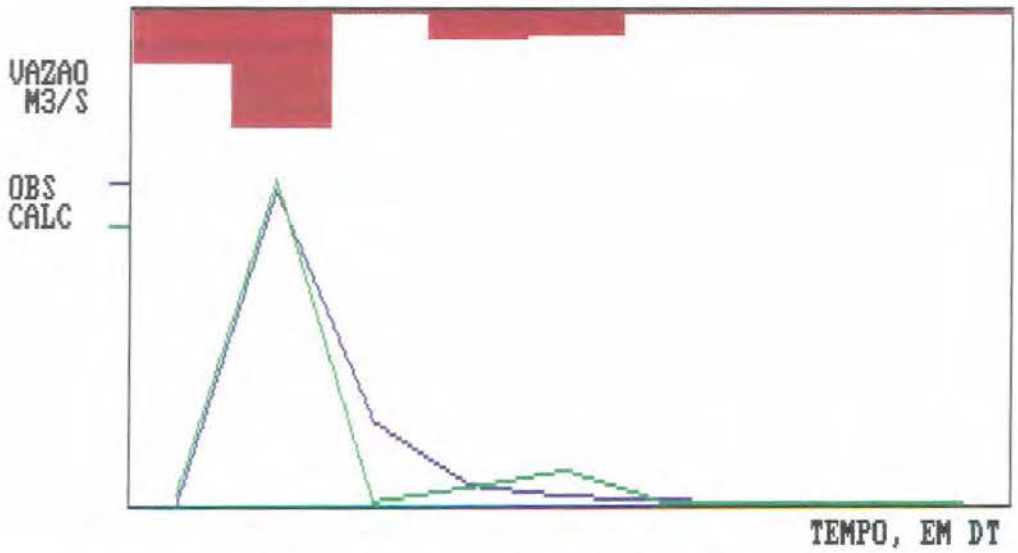
Evento 6- 02/06/81 Bacia Bela Vista



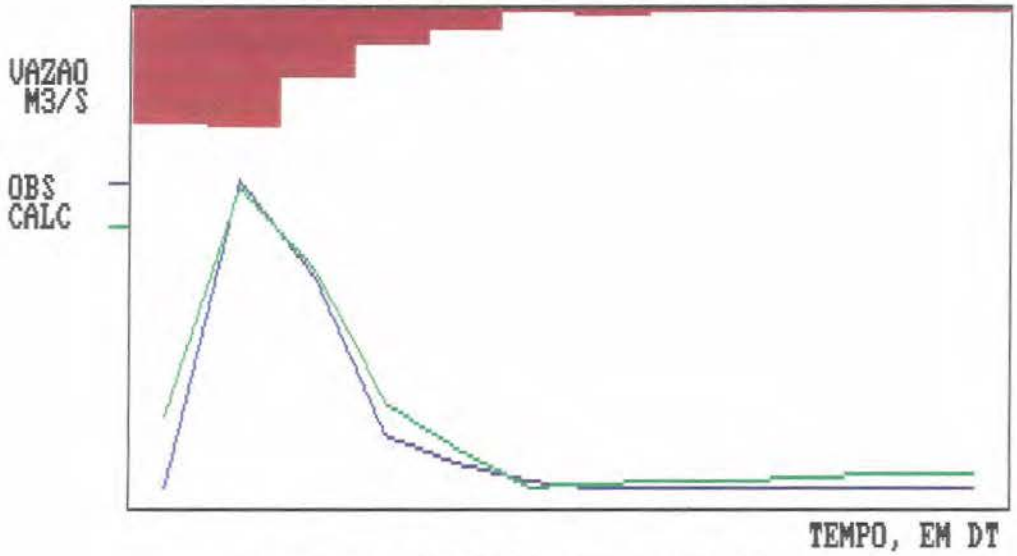
Evento 2- 23/07/78 Bacia Arroio do Meio



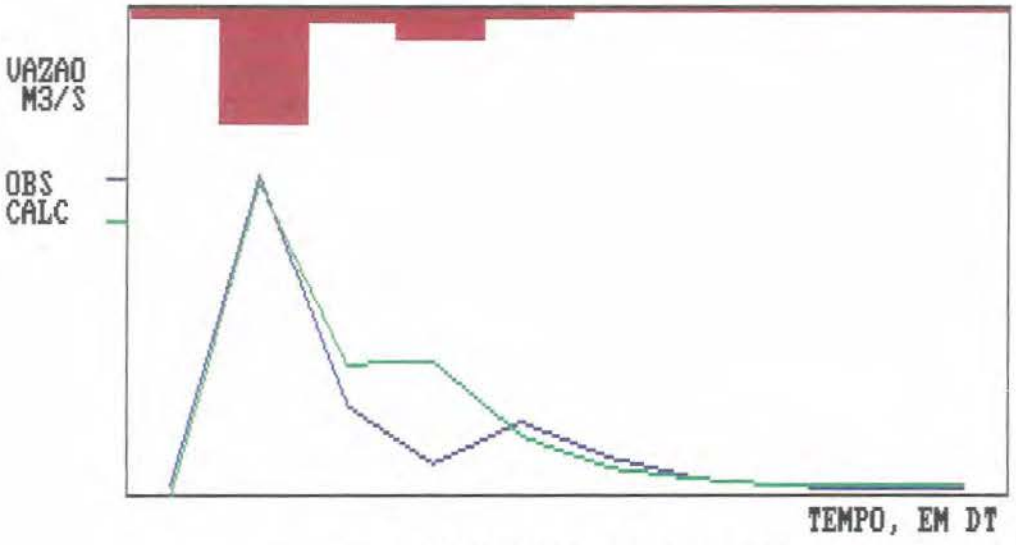
Evento 3- 29/08/78 Bacia Arroio do Meio



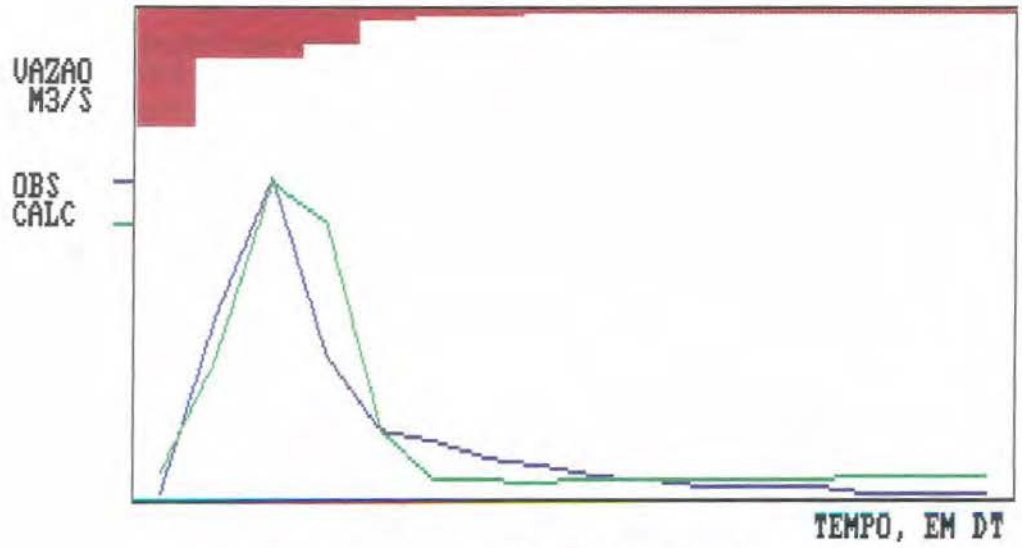
Evento 4- 26/10/78 Bacia Arroio do Meio



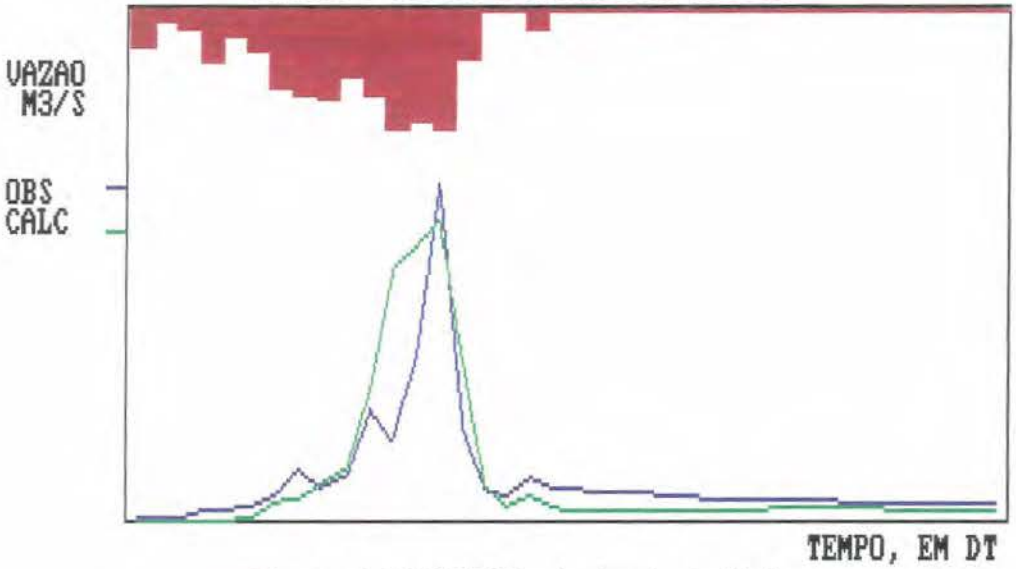
Evento 5- 31/10/78 Bacia Arroio do Meio



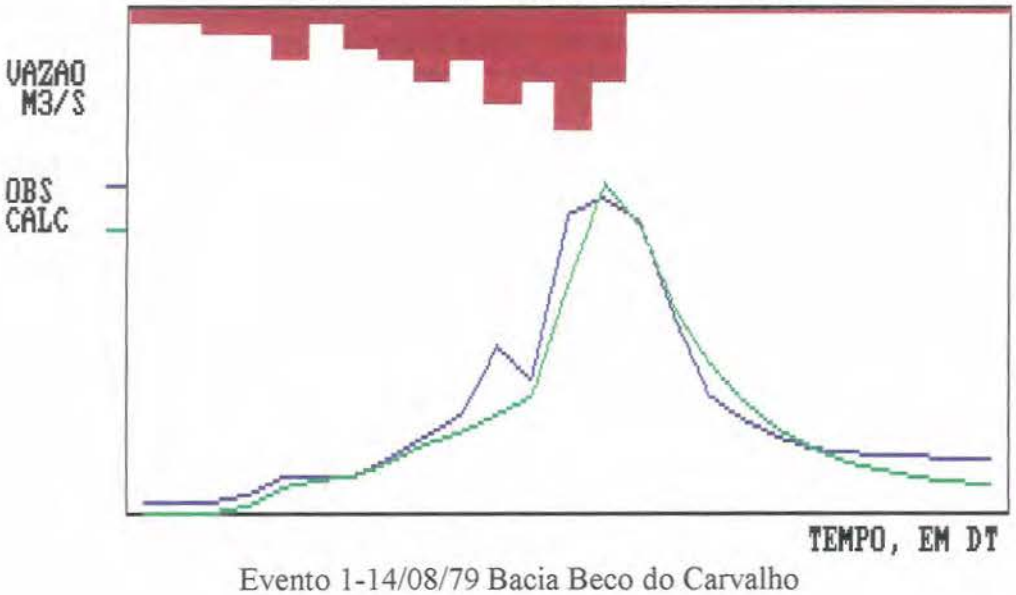
Evento 6- 09/11/78 Bacia Arroio do Meio



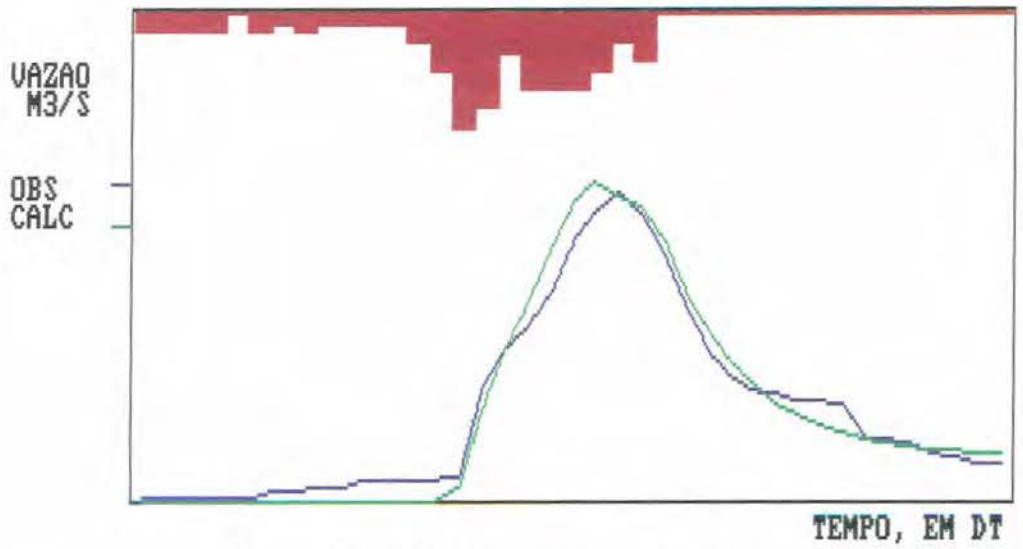
Evento 7- 03/12/78 Bacia Arroio do Meio



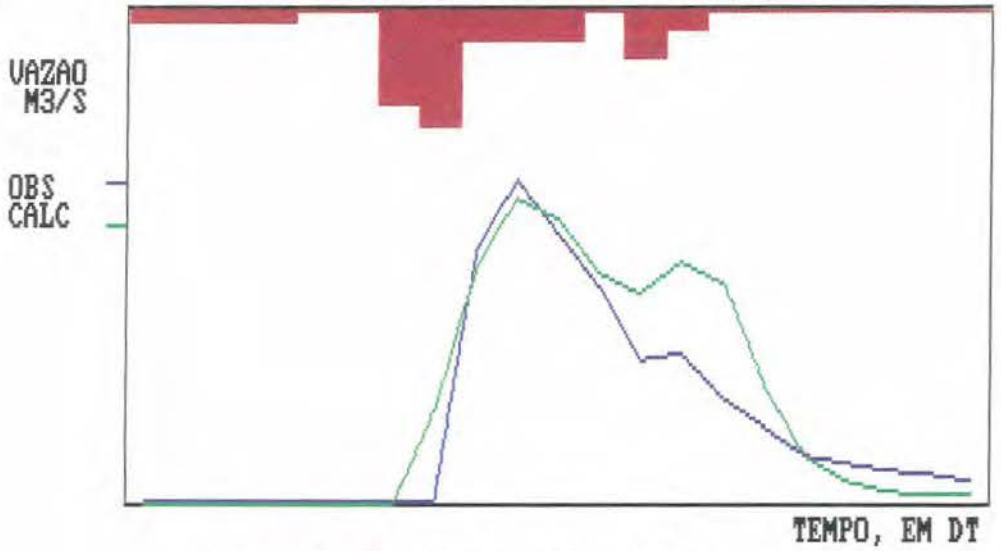
Evento 8- 20/07/79 Bacia Arroio do Meio



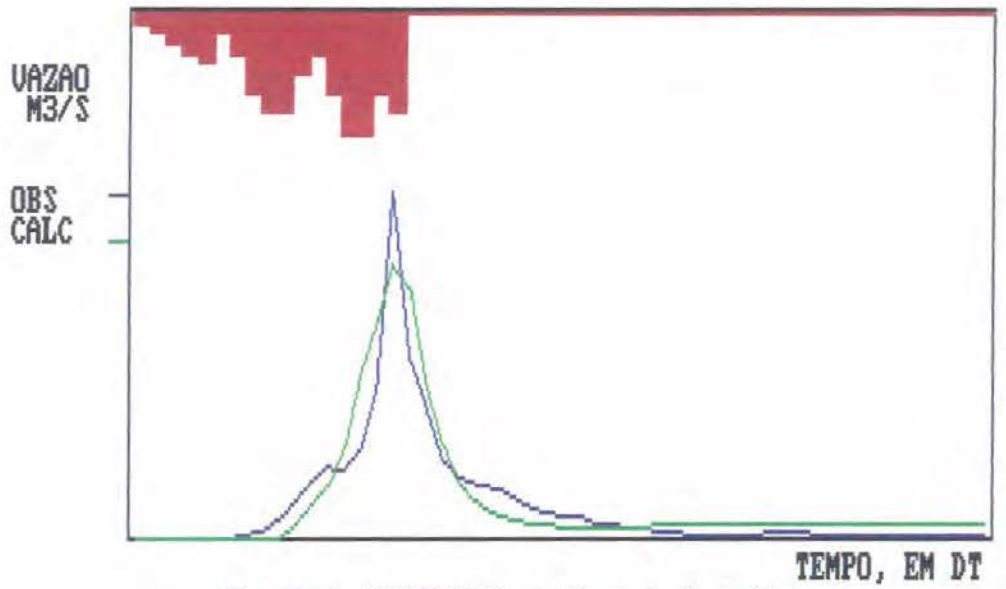
Evento 1-14/08/79 Bacia Beco do Carvalho



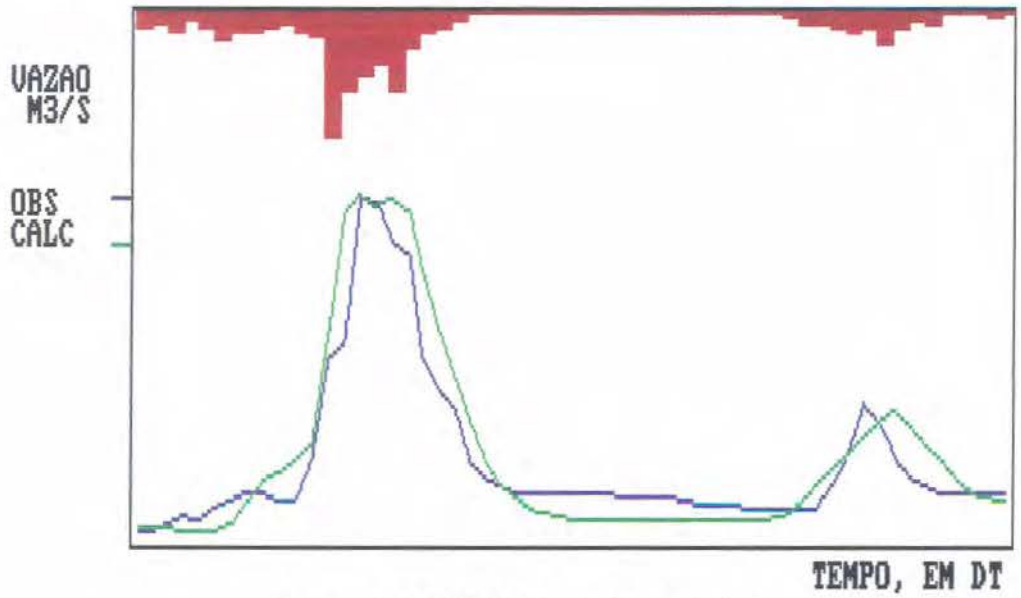
Evento 2- 13/09/79 Bacia Beco do Carvalho



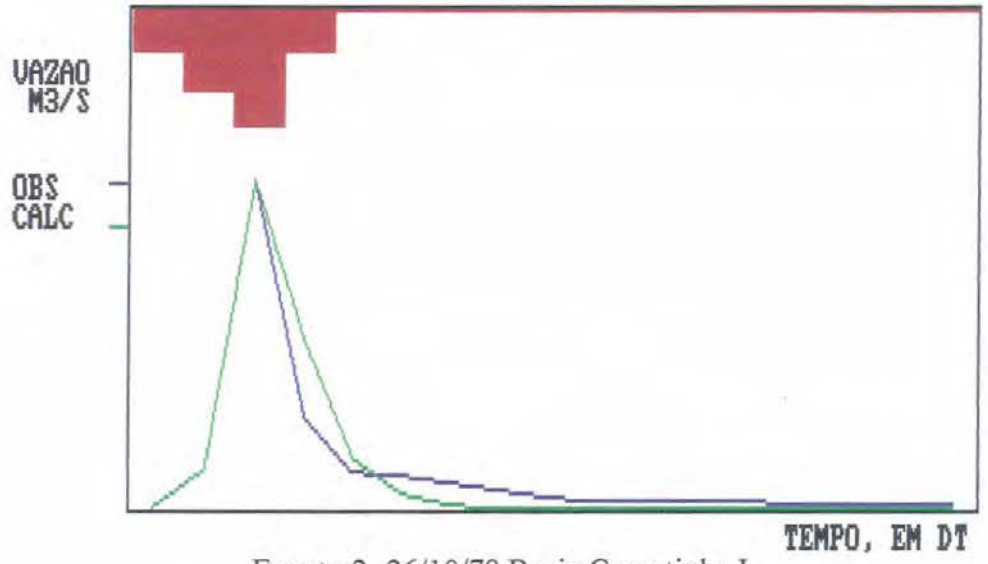
Evento 3- 14/10/78 Bacia Beco do Carvalho



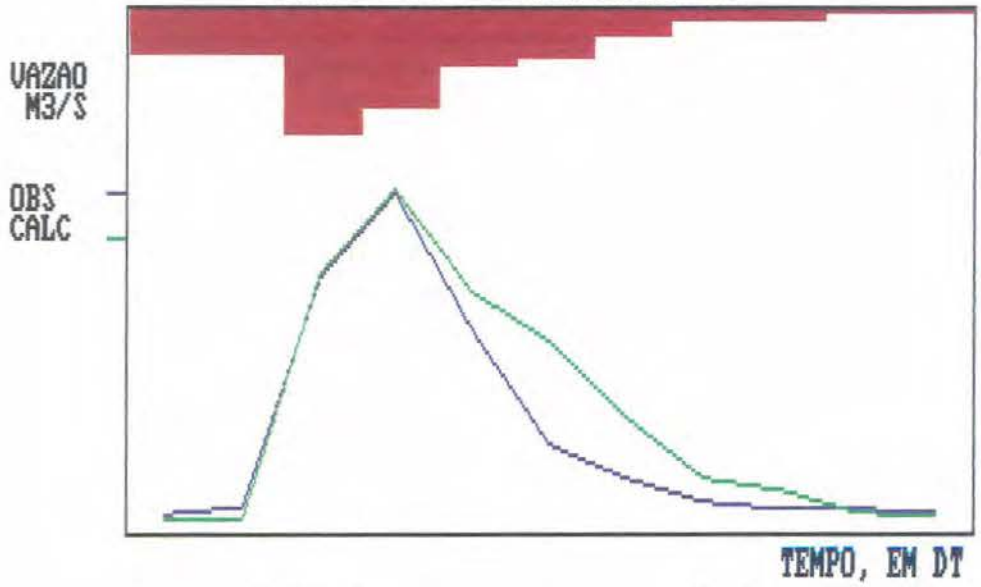
Evento 5- 20/07/79 Bacia Beco do Carvalho



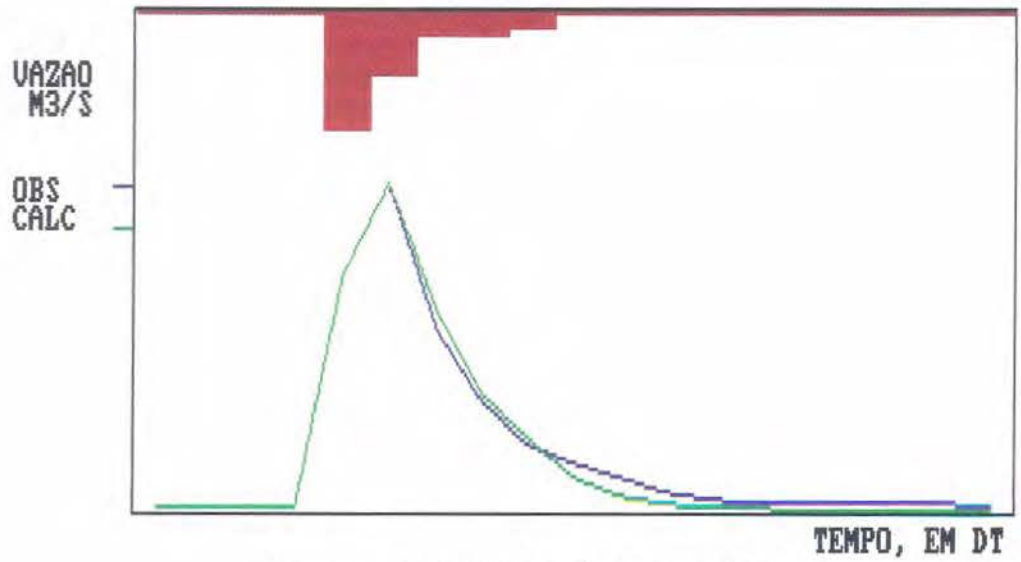
Evento 1- 13/09/78 Bacia Cascatinha I



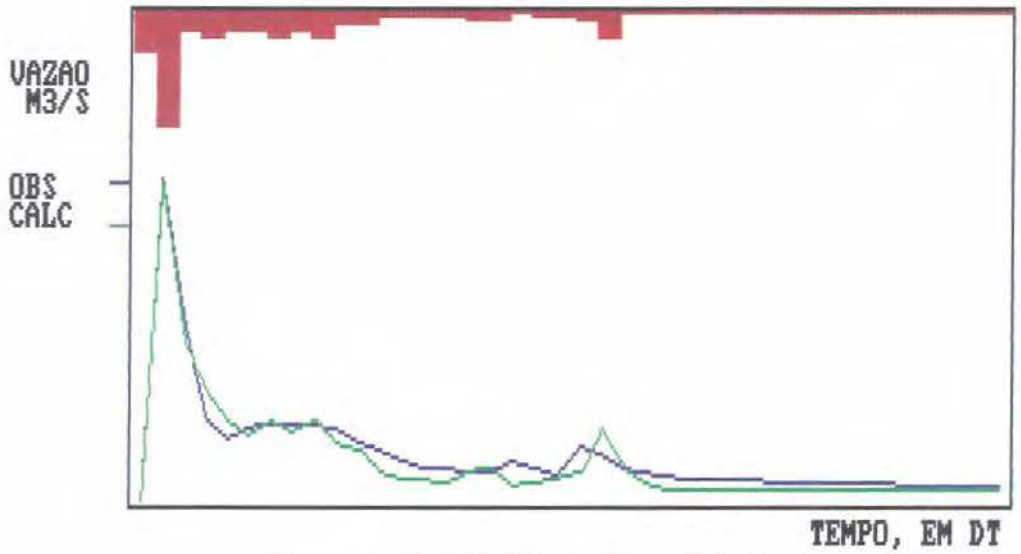
Evento 2- 26/10/78 Bacia Cascatinha I



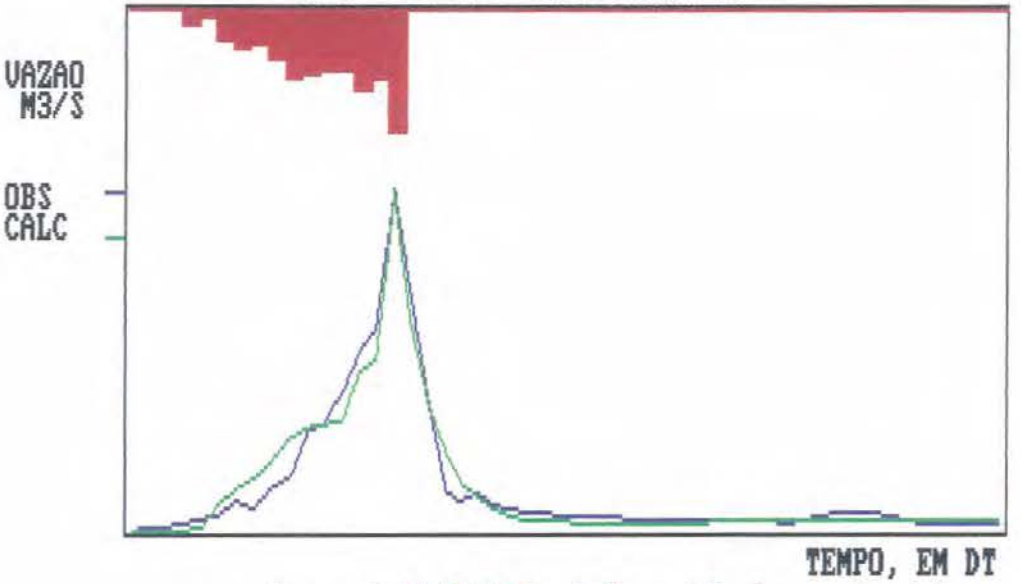
Evento 3- 15/11/78 Bacia Cascatinha I



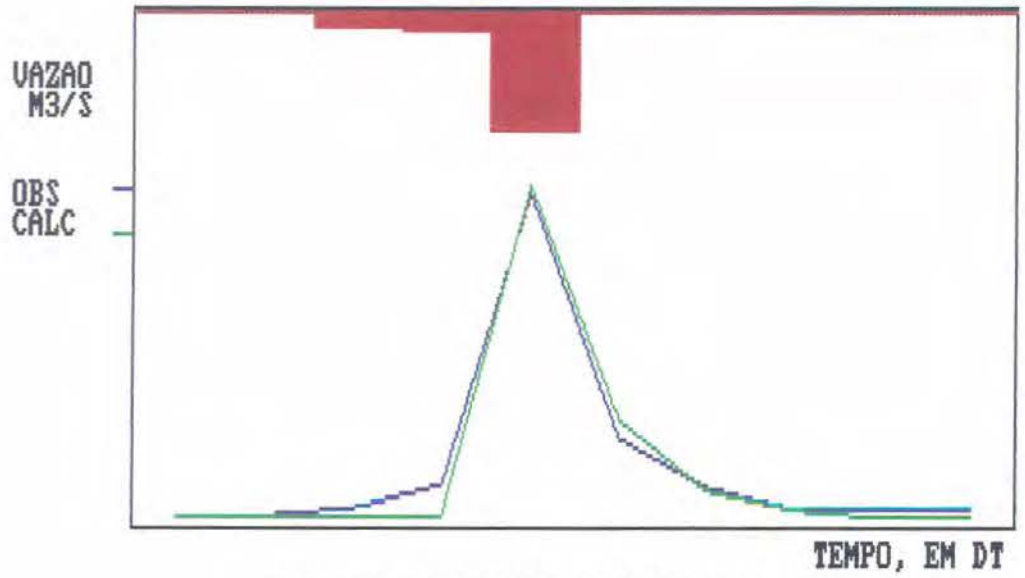
Evento 4- 04/12/78 Bacia Cascatinha I



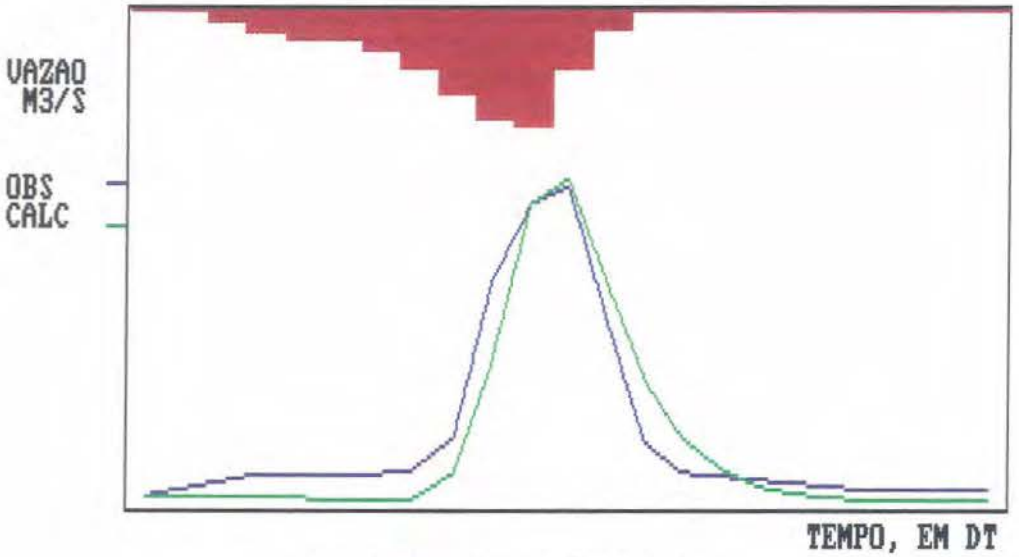
Evento 5- 21/05/78 Bacia Cascatinha I



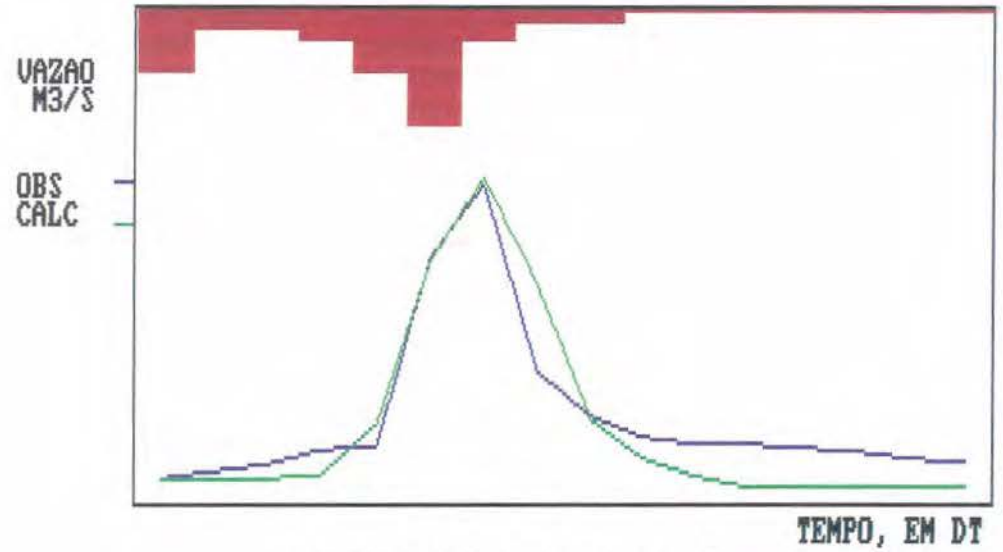
Evento 6- 20/07/79 Bacia Cascatinha I



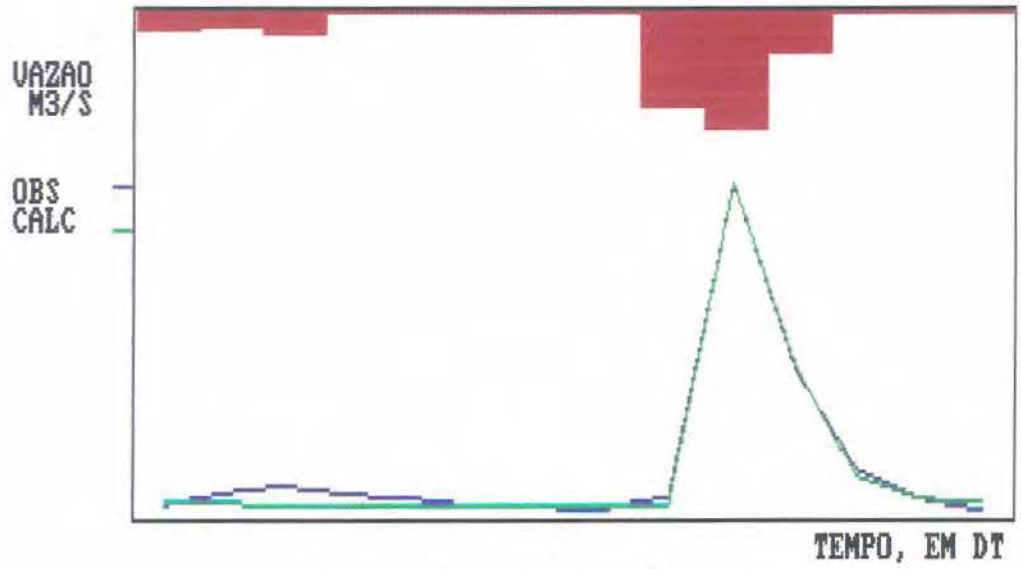
Evento 8- 25/03/80 Bacia Cascatinha I



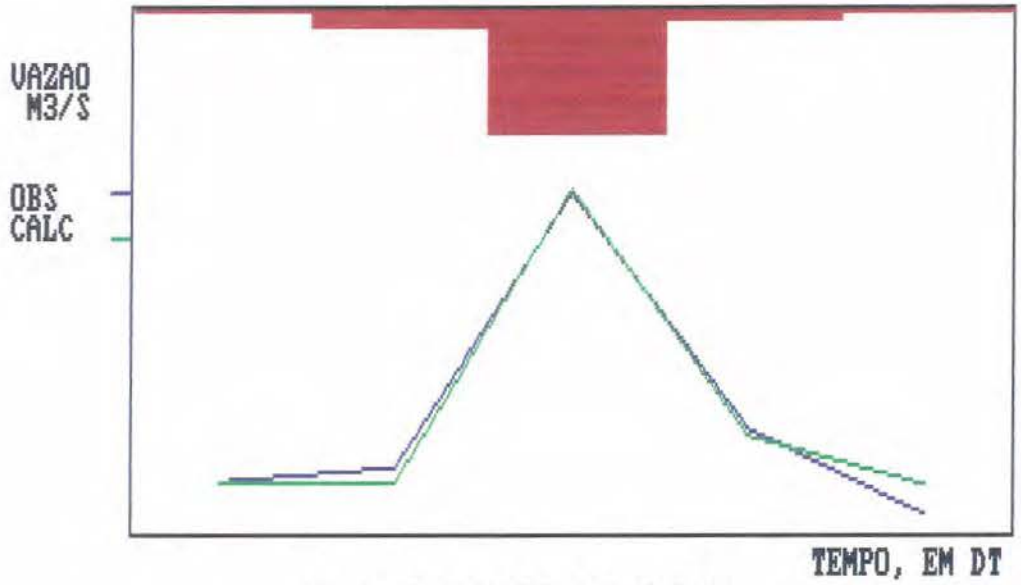
Evento 1- 14/08/78 Cascatinha II



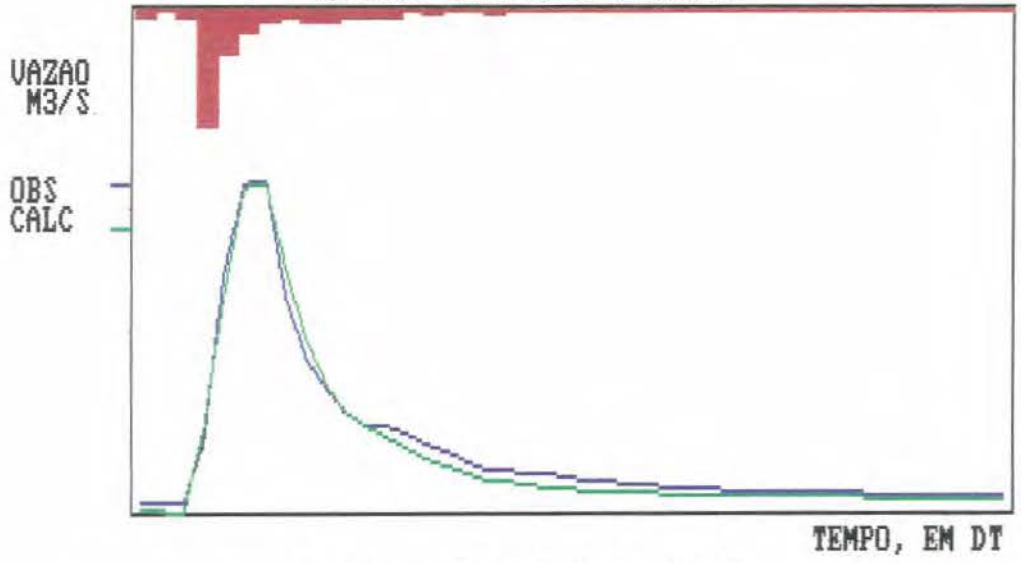
Evento 3- 10/10/78 Cascatinha II



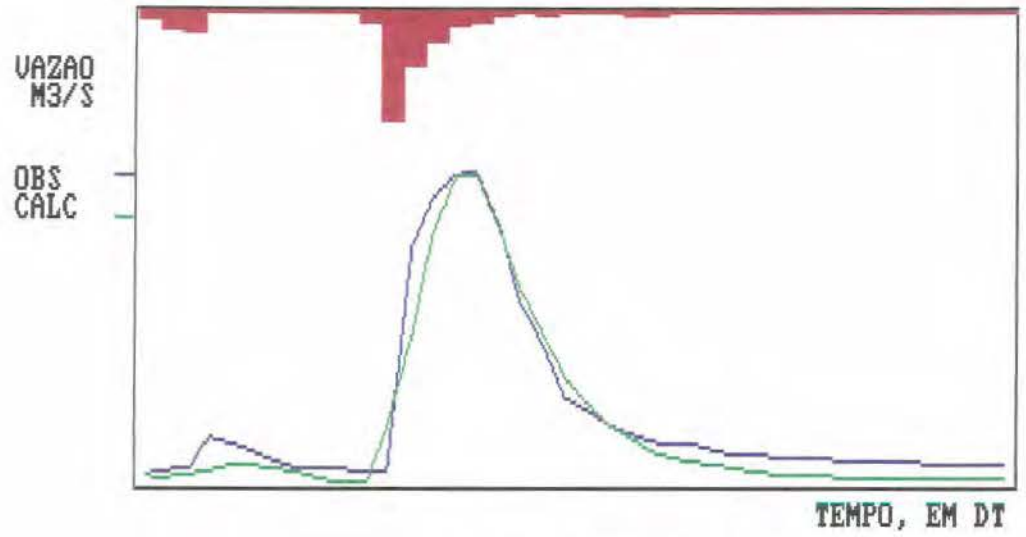
Evento 4- 09/01/80 Cascatinha H



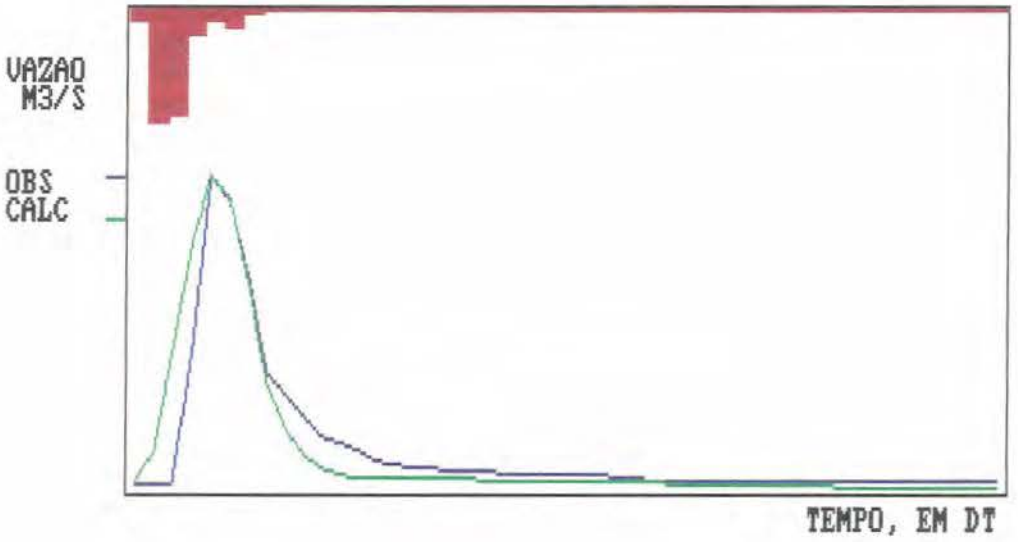
Evento 5- 11/03/80 Cascatinha II



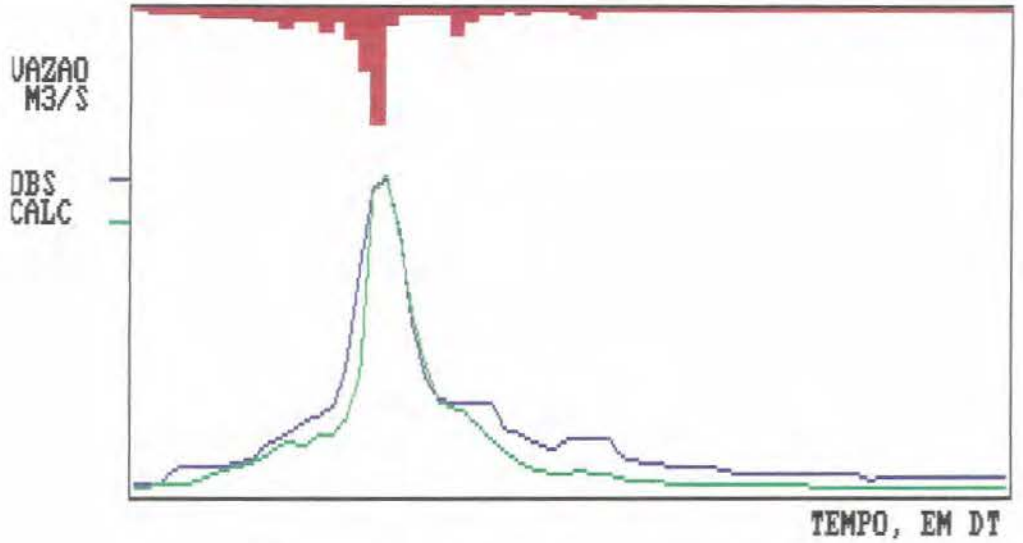
Evento 1- 18/10/80 Bacia Mathias



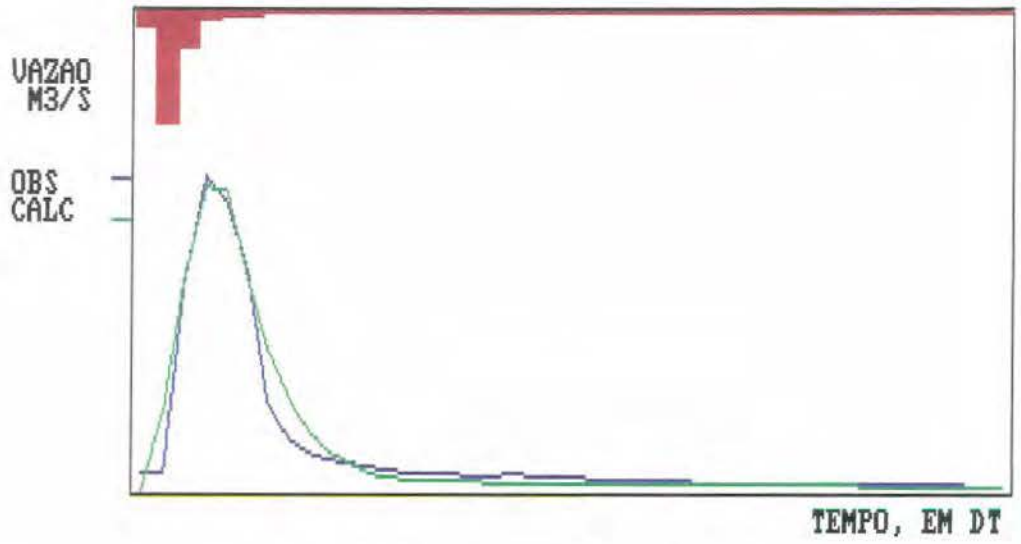
Evento 3- 22/10/80 Bacia Mathias



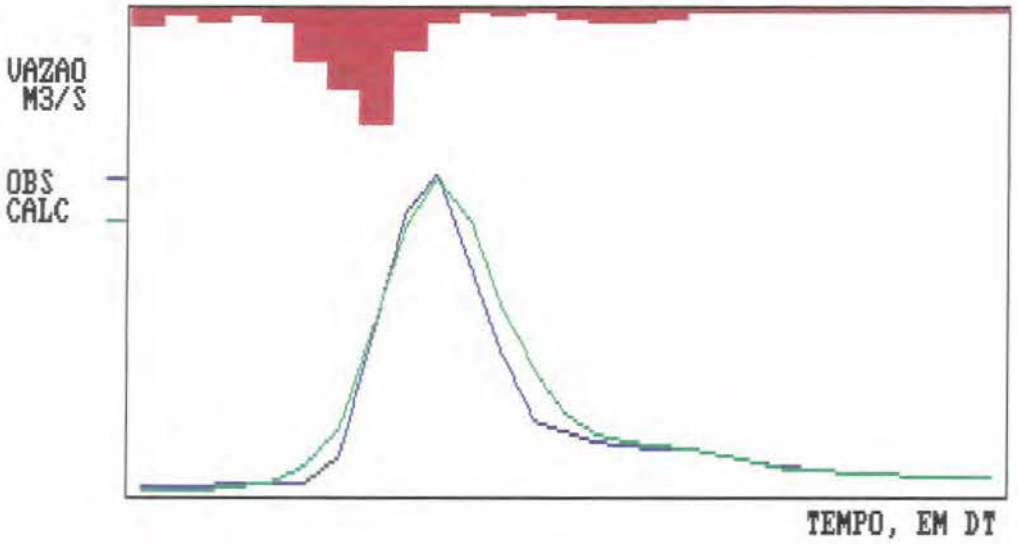
Evento 4- 06/11/80 Bacia Mathias



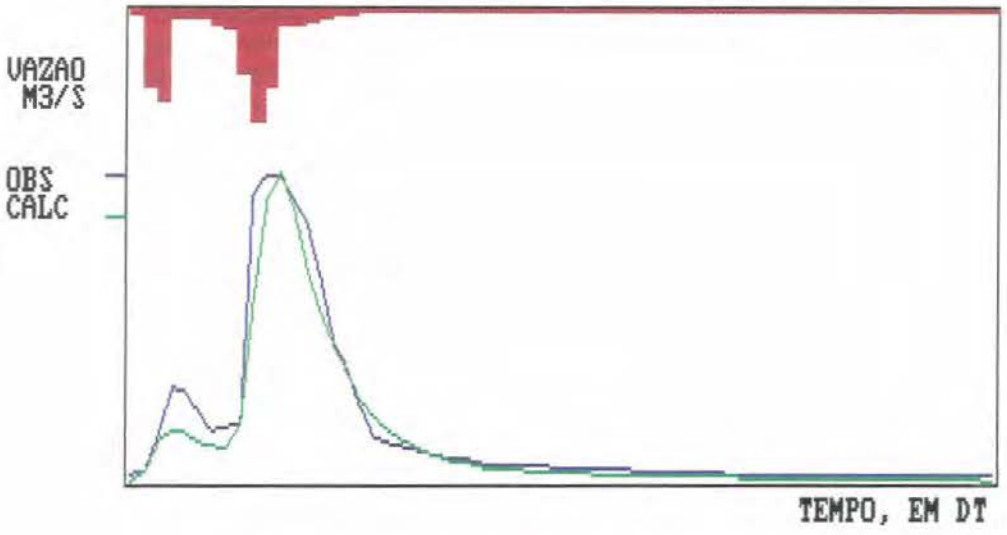
Evento 5- 08/11/80 Bacia Mathias



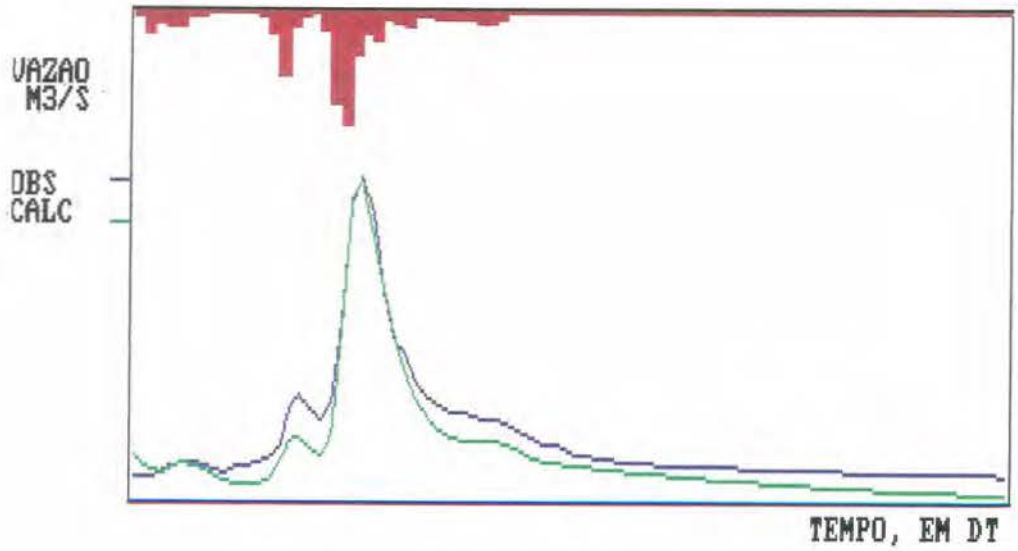
Evento 6- 23/11/80 Bacia Mathias



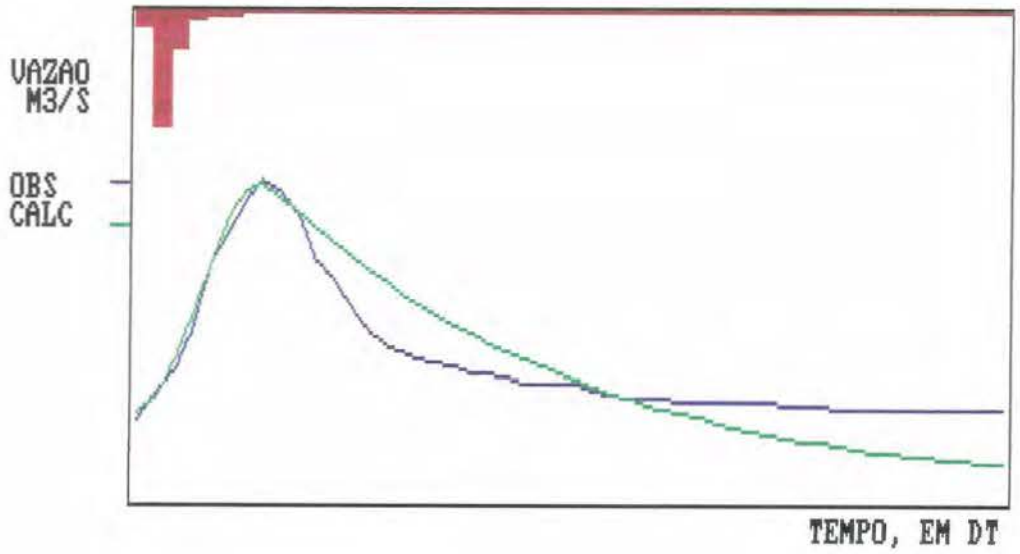
Evento 7- 18/12/80 Bacia Mathias



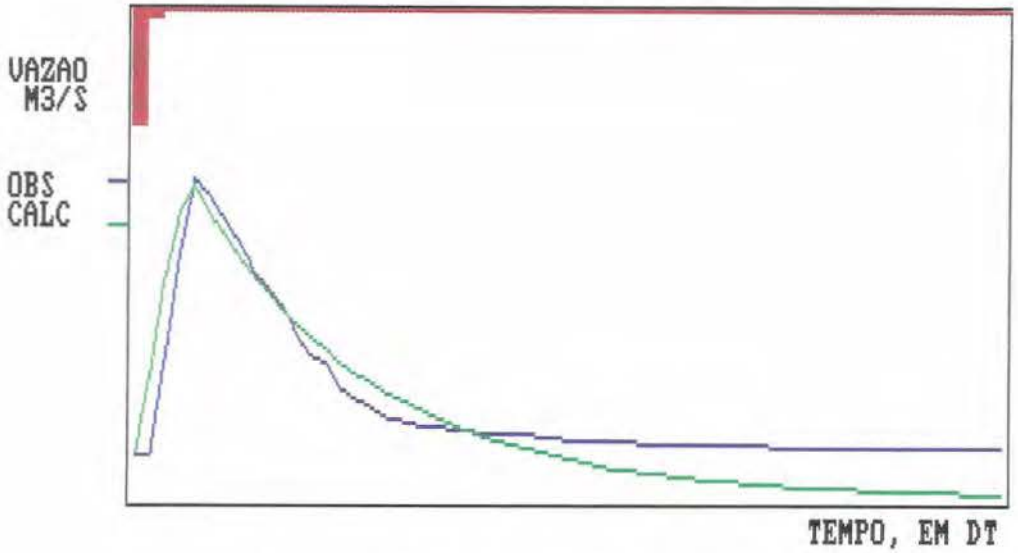
Evento 8- 13/01/81 Bacia Mathias



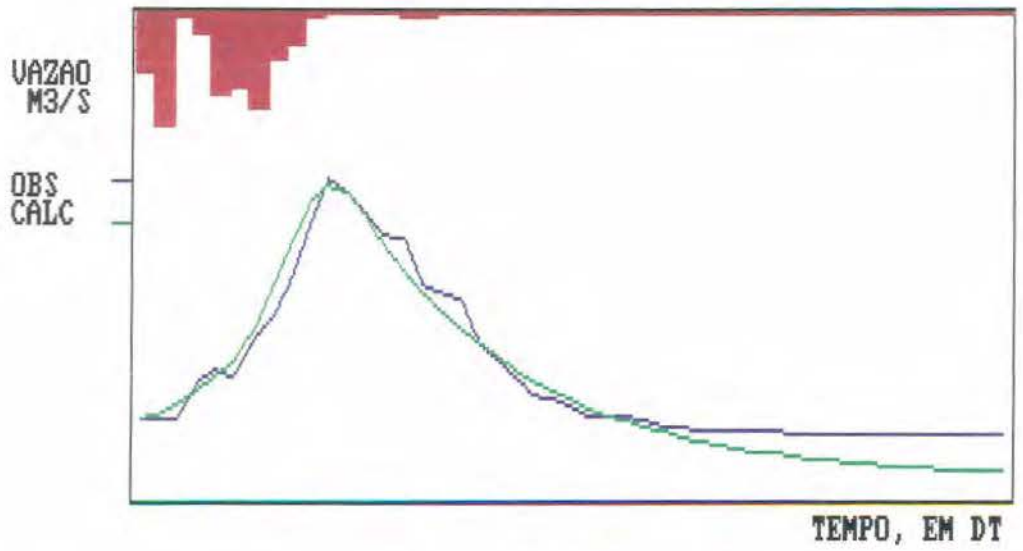
Evento 9- 20/01/81 Bacia Mathias



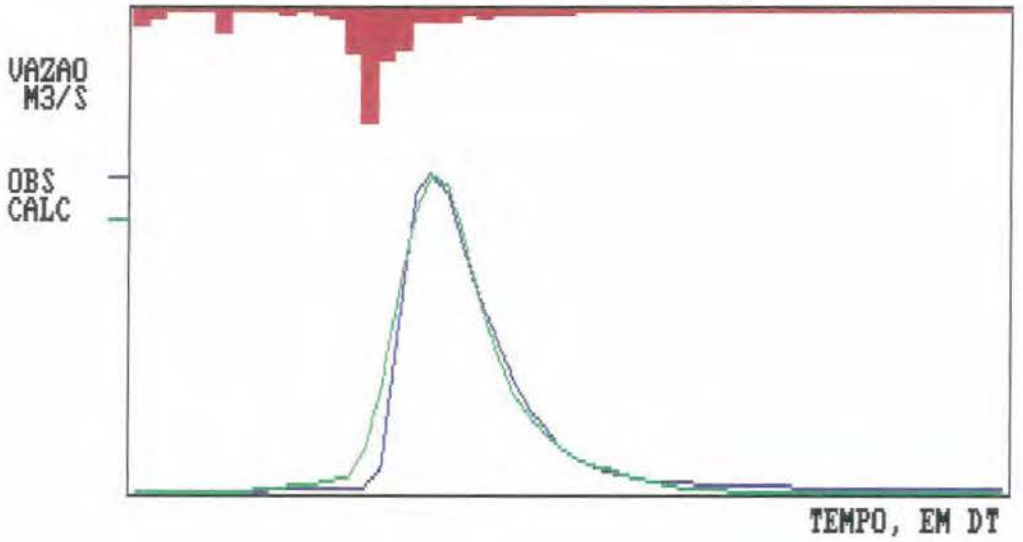
Evento 2- 23/11/80 Bacia Jaguarão



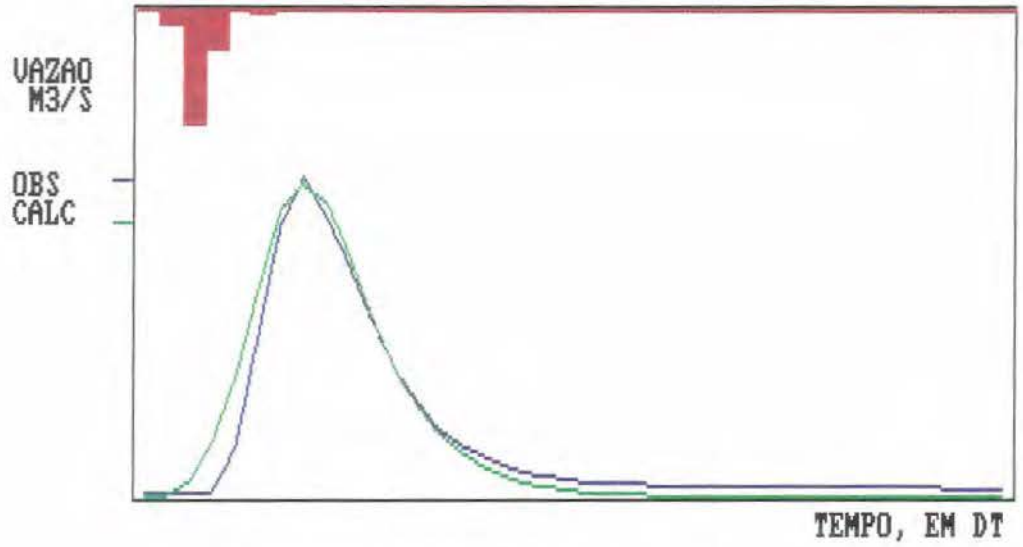
Evento 3- 11/12/80 Bacia Jaguarão



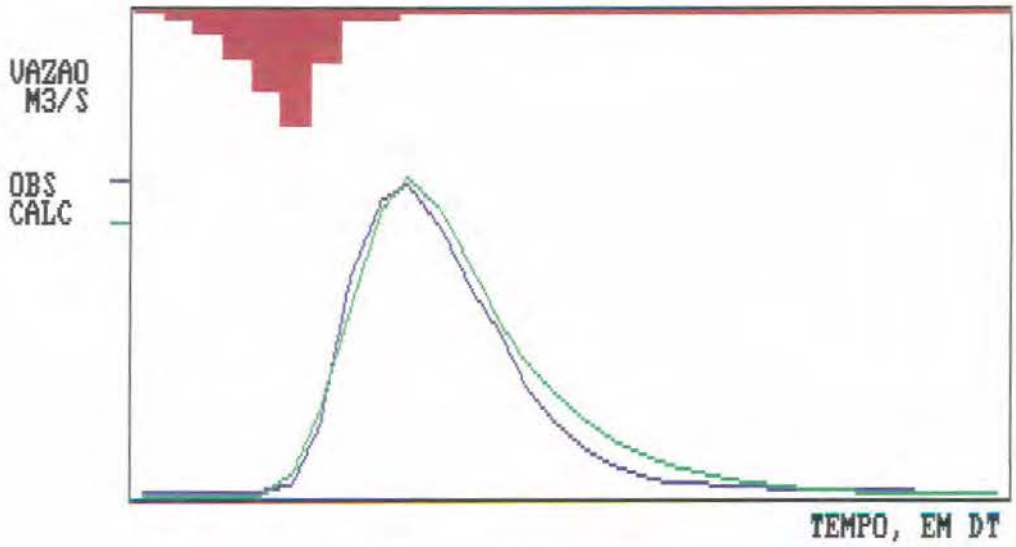
Evento 4- 04/02/81 Bacia Jaguarão



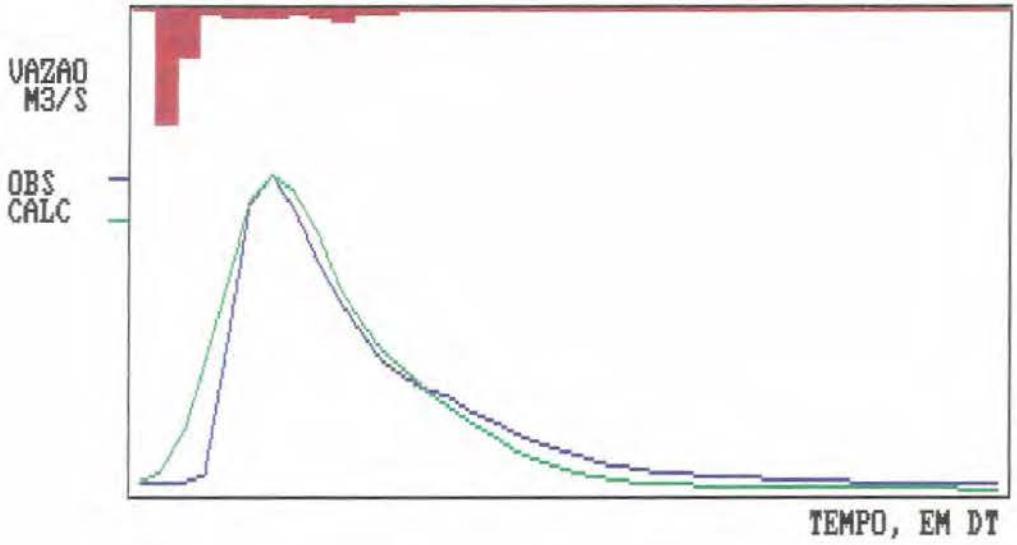
Evento 1- 09/10/86 Bacia Prado Velho



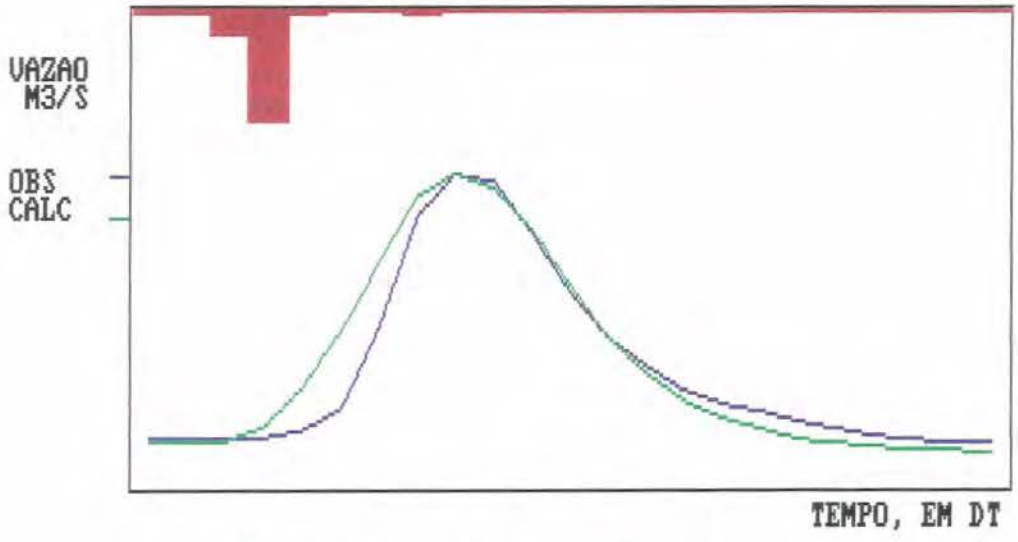
Evento 2- 03/12/86 Bacia Prado Velho



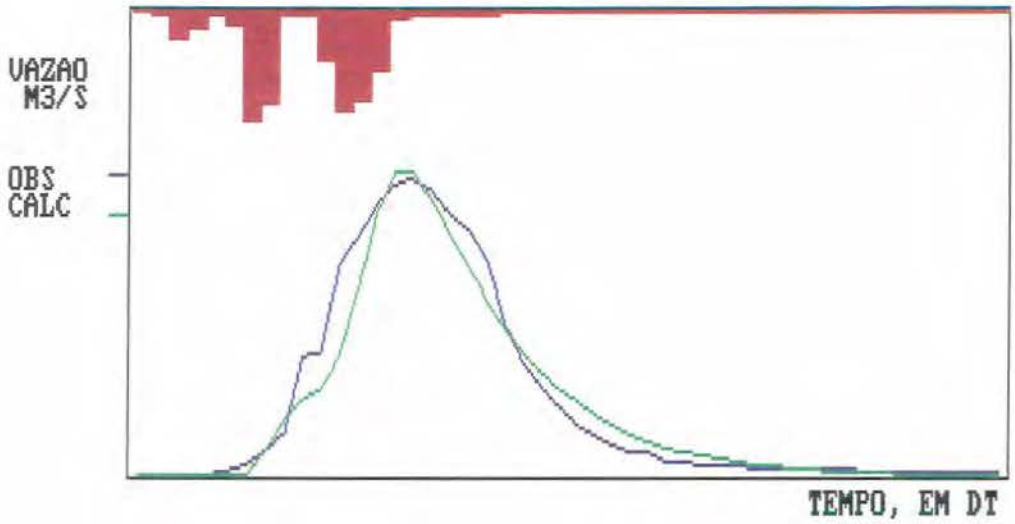
Evento 3- 26/12/86 Bacia Prado Velho



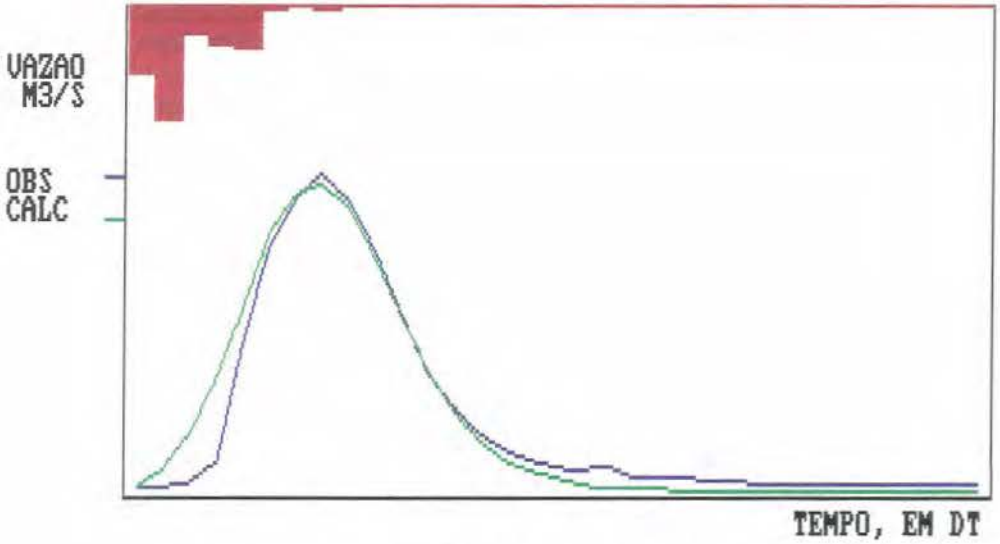
Evento 4- 16/01/87 Bacia Prado Velho



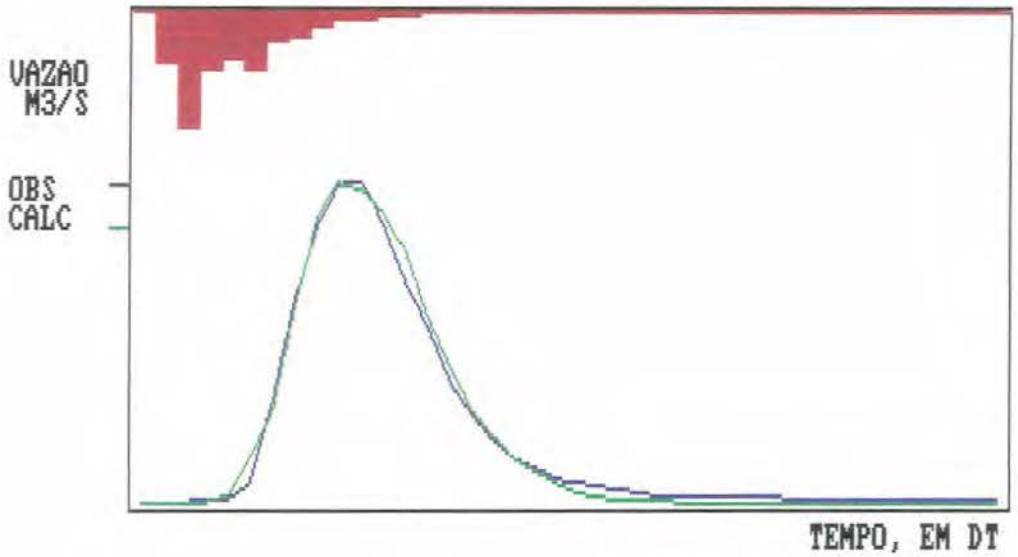
Evento 5- 01/02/87 Bacia Prado Velho



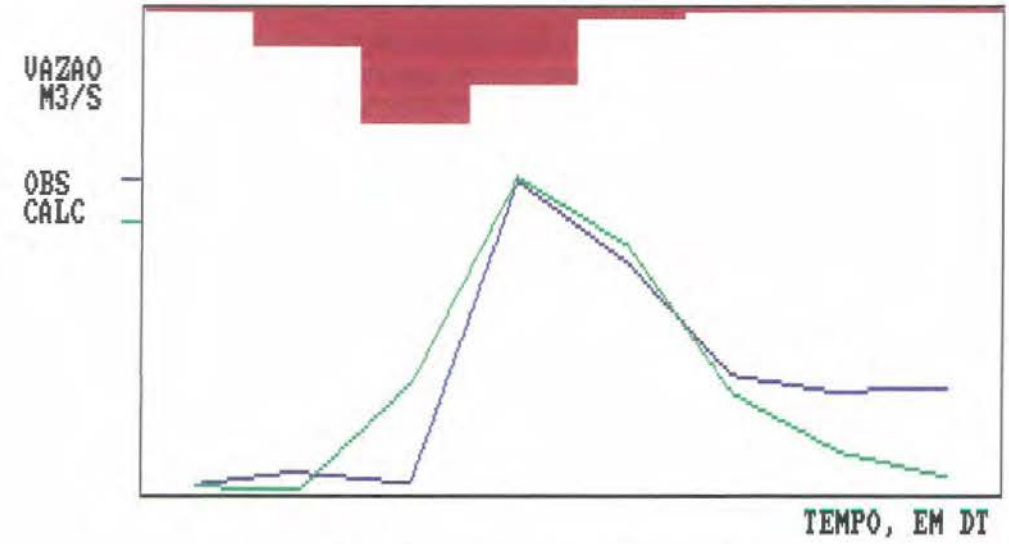
Evento 6- 06/02/87 Bacia Prado Velho



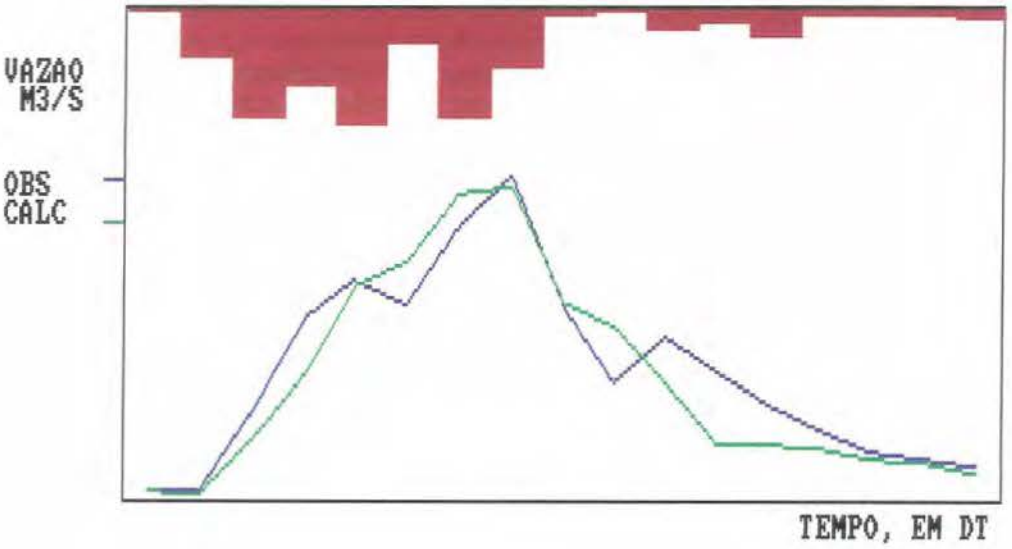
Evento 7- 08/02/87 Bacia Prado Velho



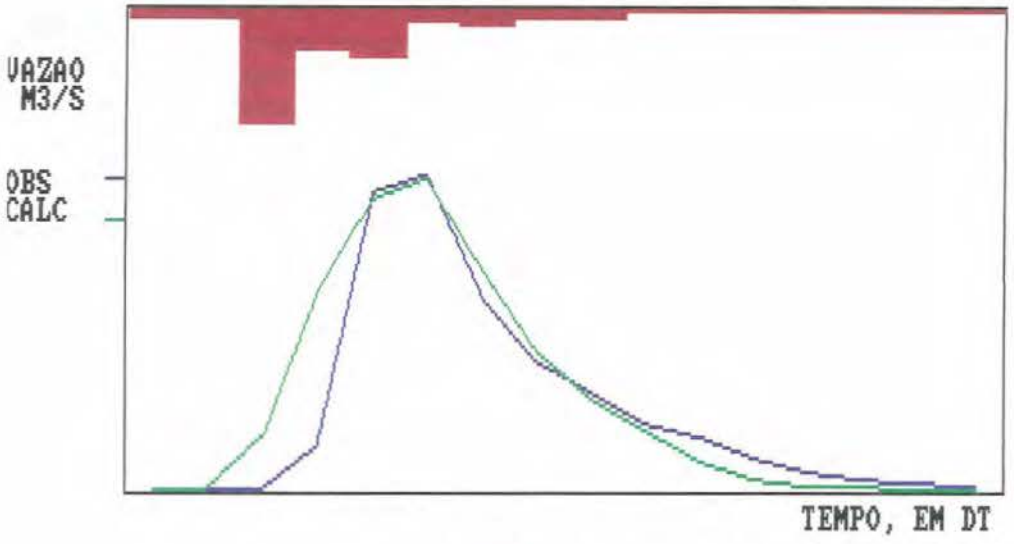
Evento 8- 15/02/87 Bacia Prado Velho



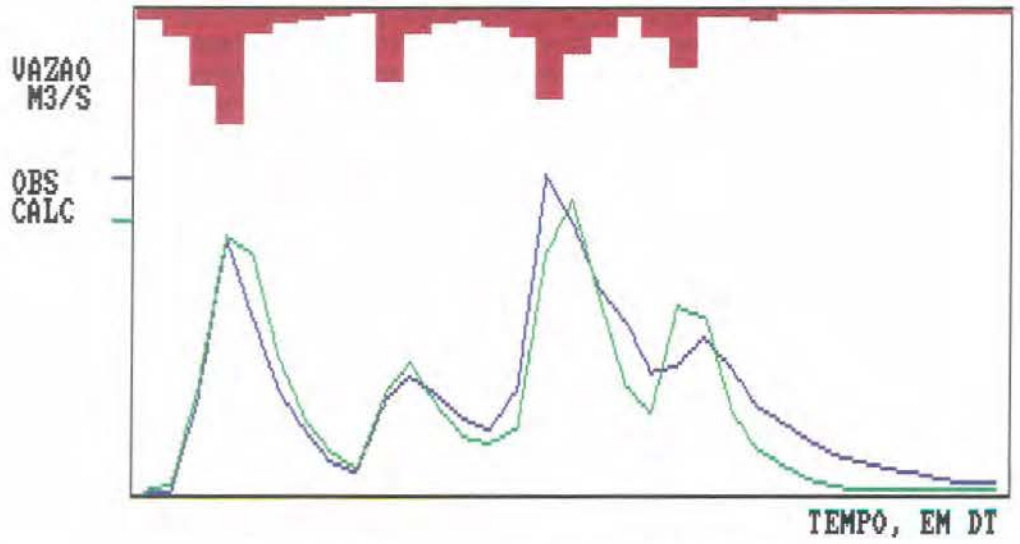
Evento 9- 08/11/87 Bacia Prado Velho



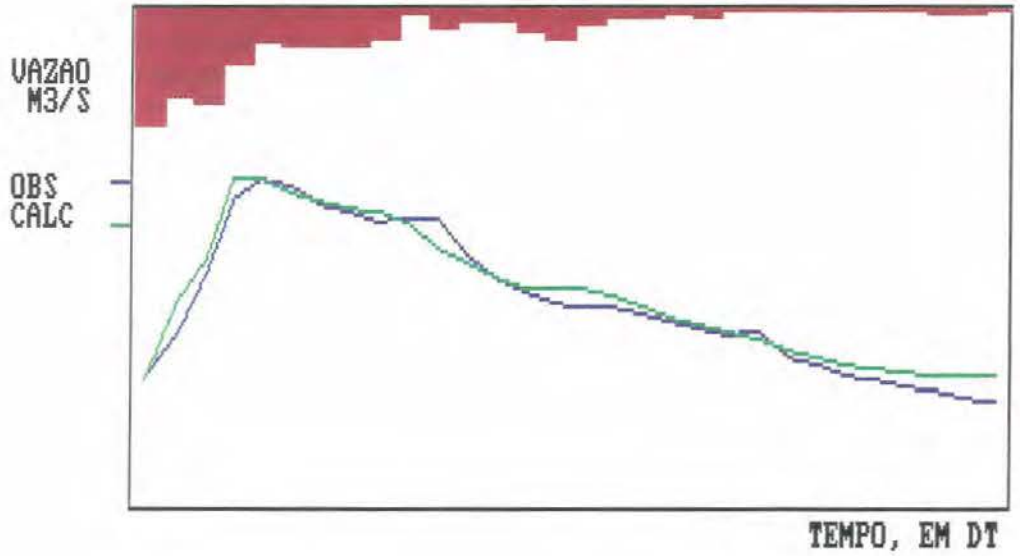
Evento 11- /07/90 Bacia Prado Velho



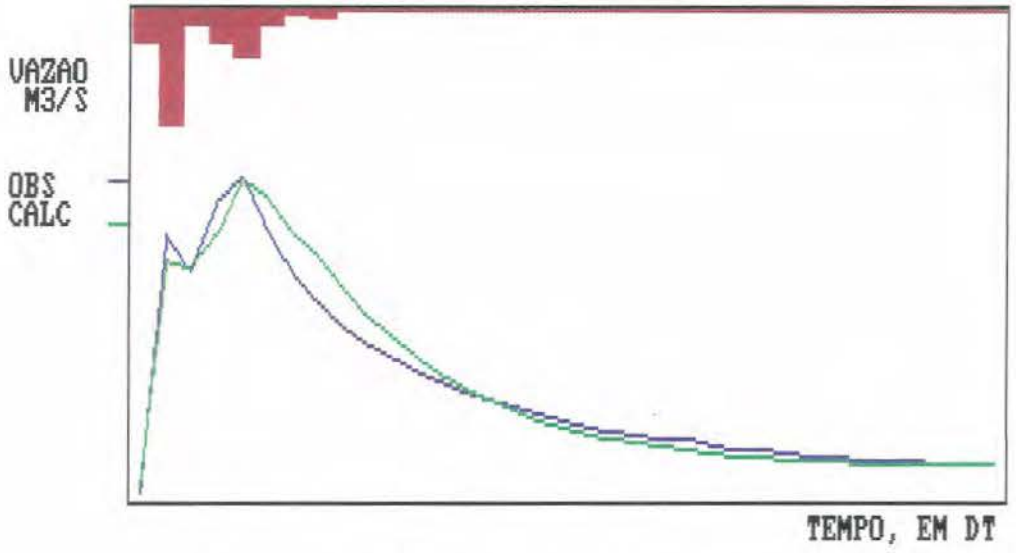
Evento 12- /05/92 Bacia Prado Velho



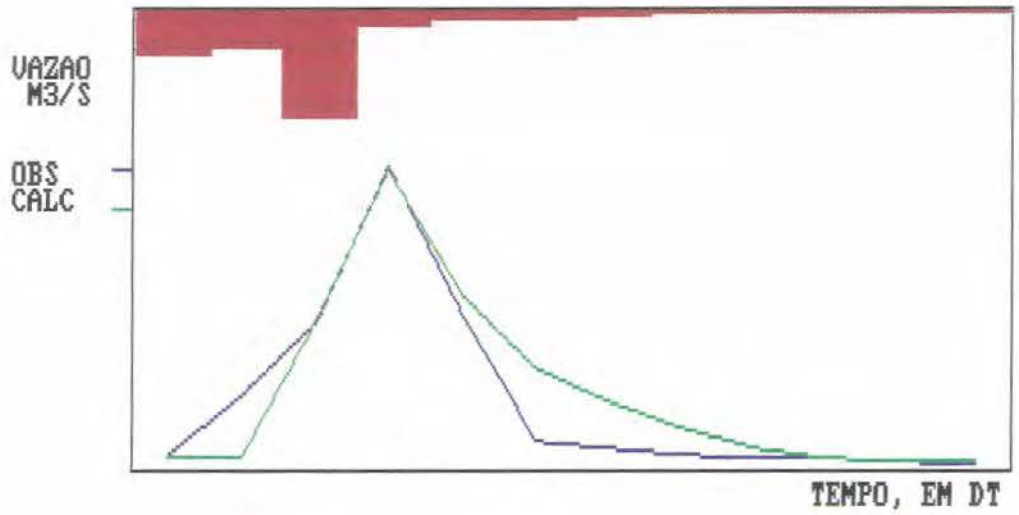
Evento 13- /09/93 Bacia Prado Velho



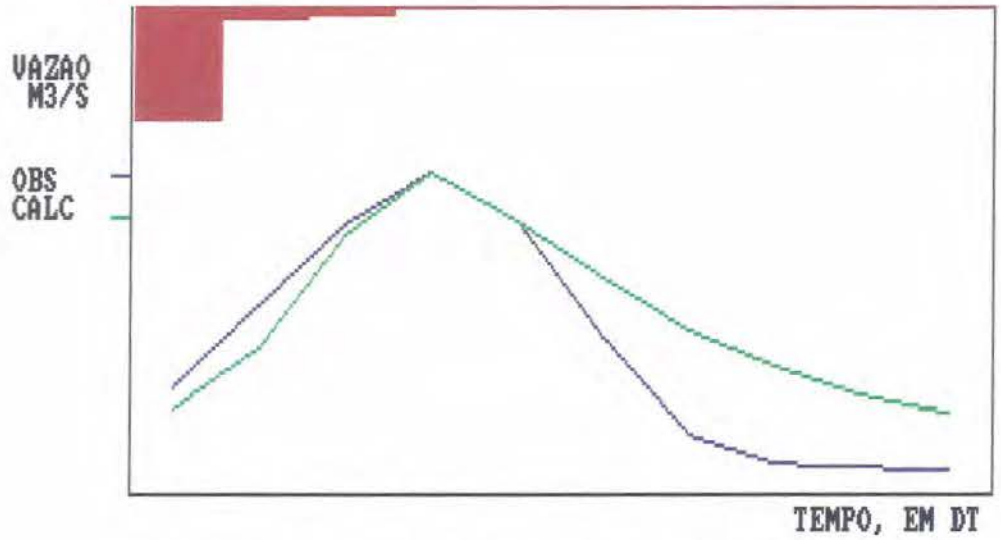
Evento 2- /07/90- Bacia Afonso Camargo



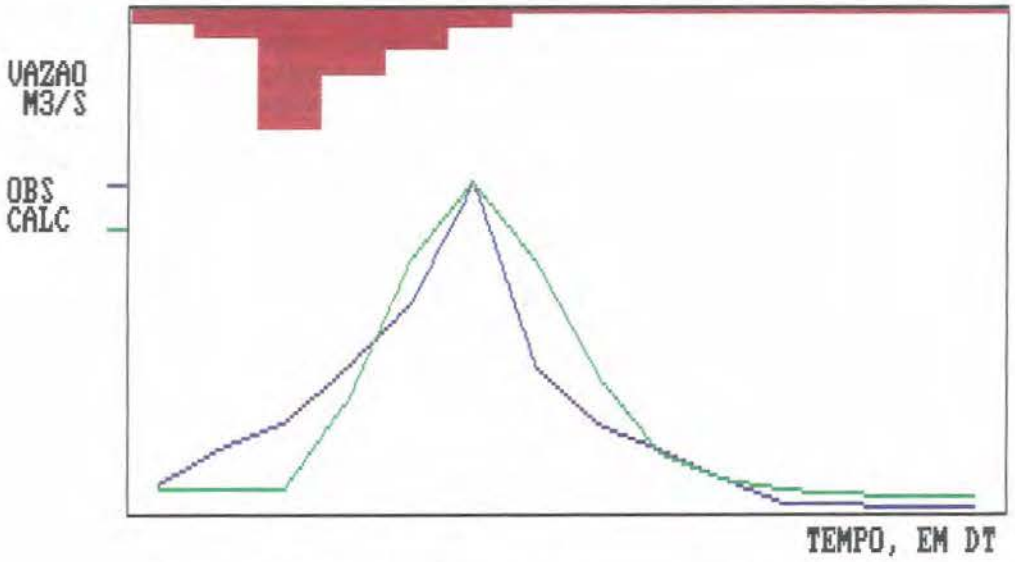
Evento 3- /05/92- Bacia Afonso Camargo



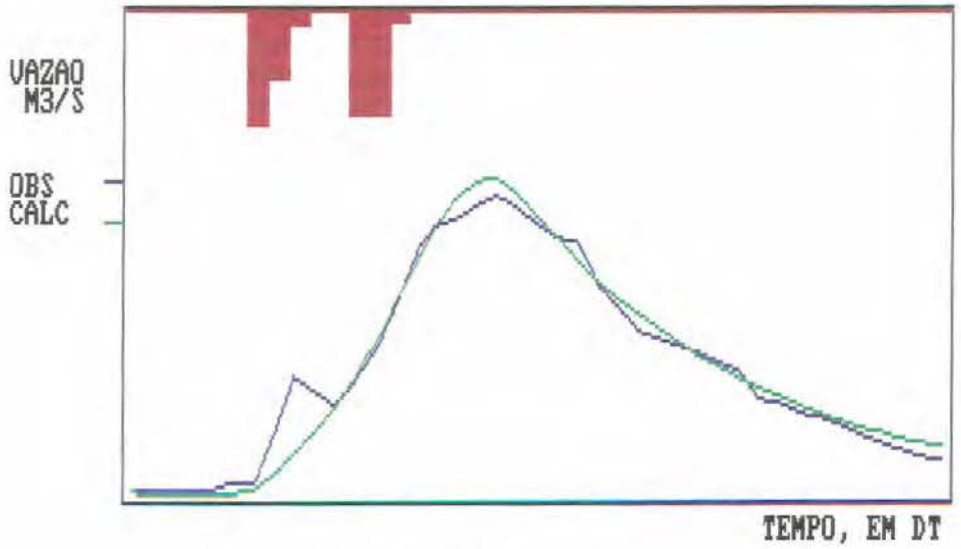
Evento 1- 08/02/80 Bacia Córrego do Gregório



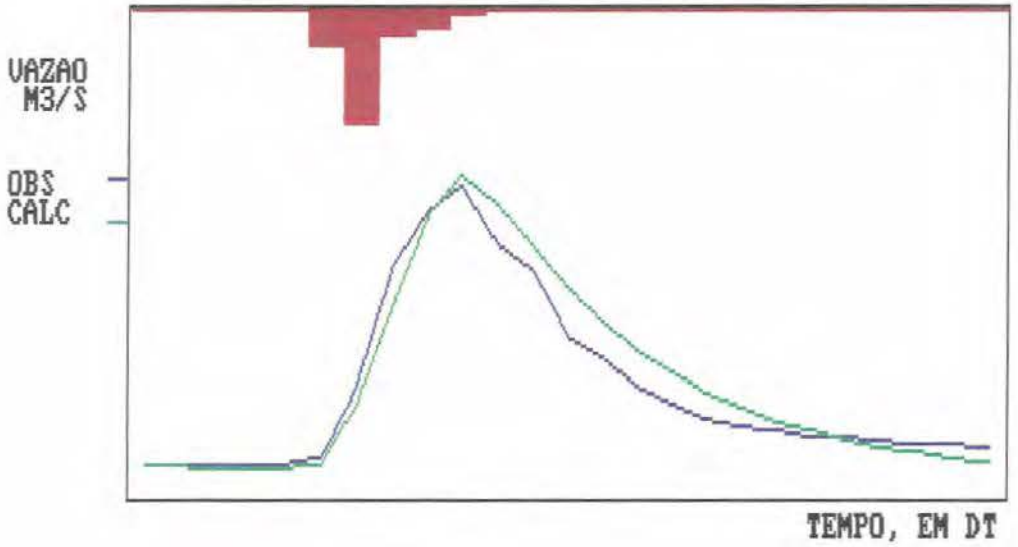
Evento 2- 18/02/80 Bacia Córrego do Gregório



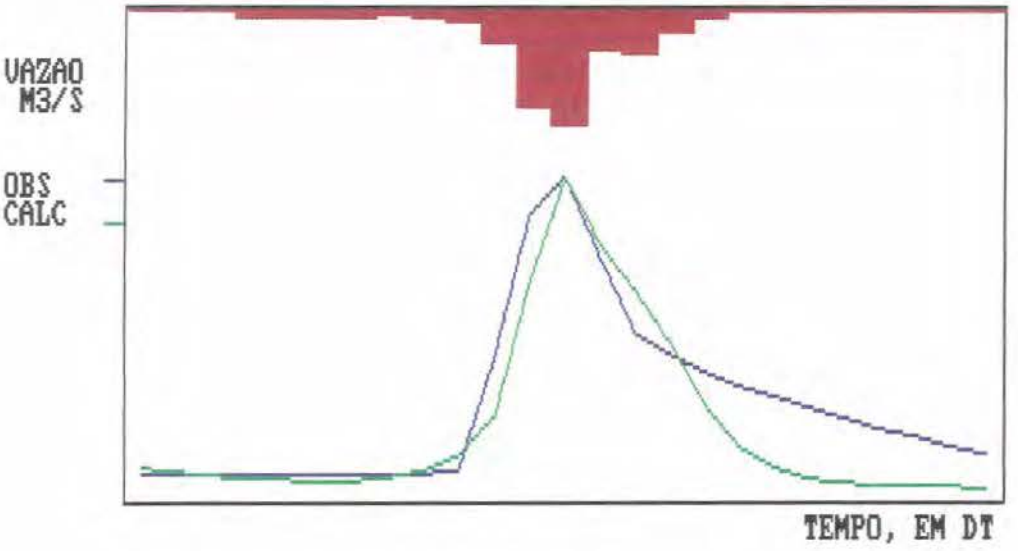
Evento 3- 22/02/80 Bacia Córrego do Gregório



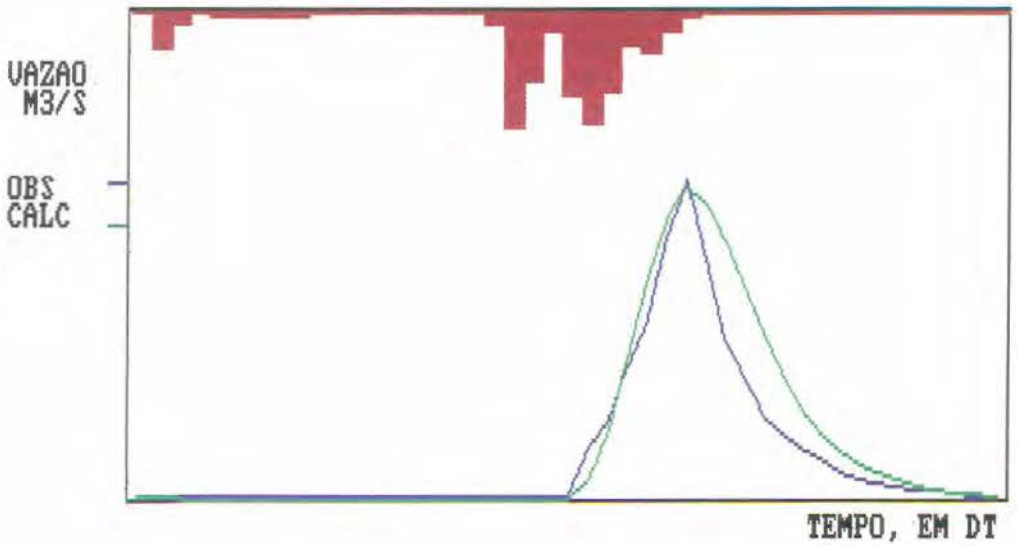
Evento 2- 01/02/82 Bacia Carapicuiba



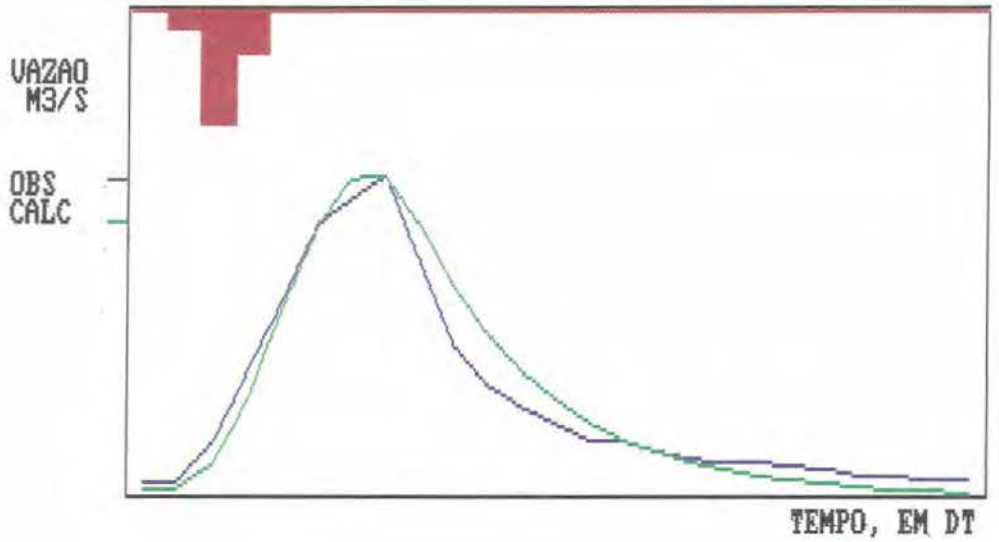
Evento 1- 19/11/81 Bacia Cabuçu de Cima



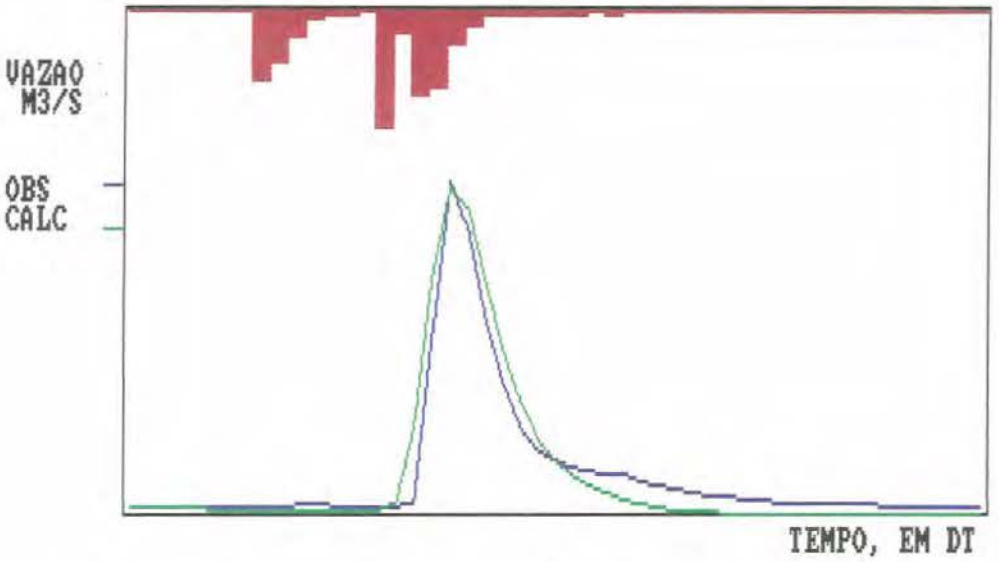
Evento 2- 07/12/81 Bacia Cabuçu de Cima



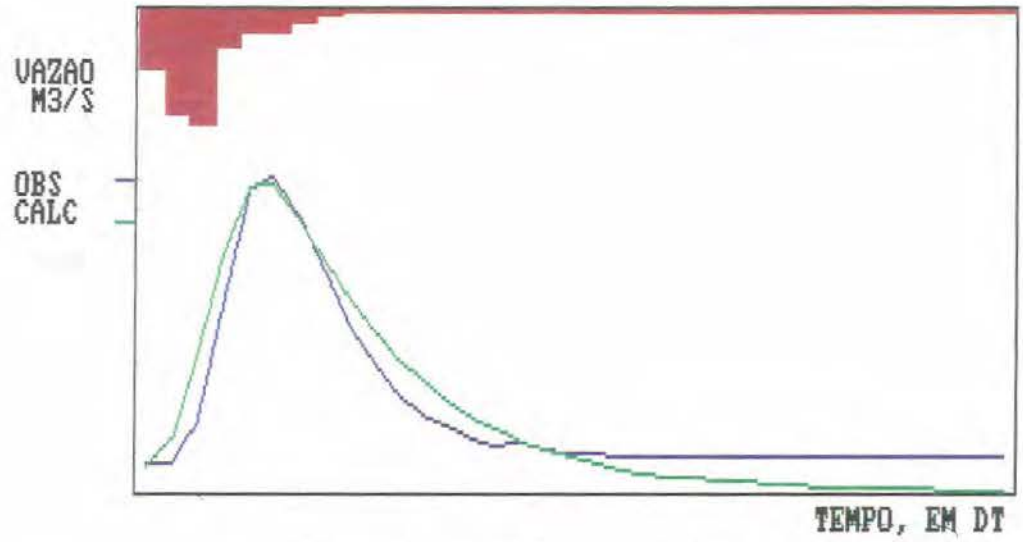
Evento 1- 28/10/81 Bacia Tiquatira



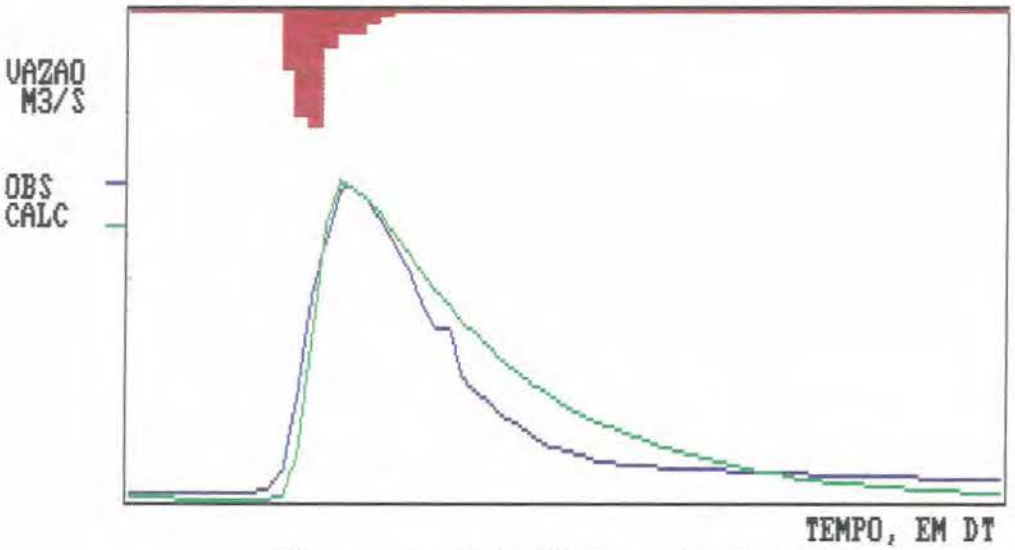
Evento 3- 16/12/81 Bacia Tiquatira



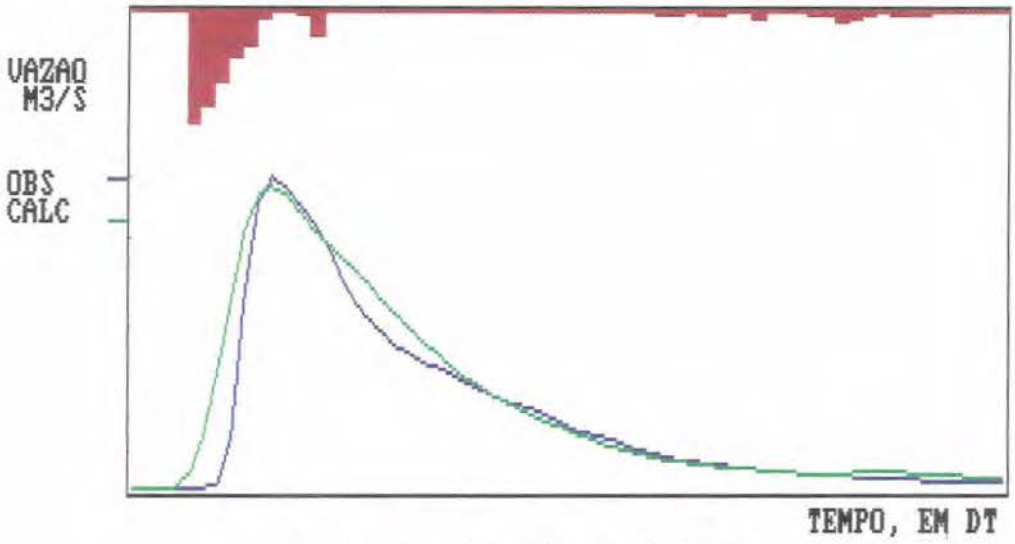
Evento 4- 01/02/82 Bacia Tiquatira



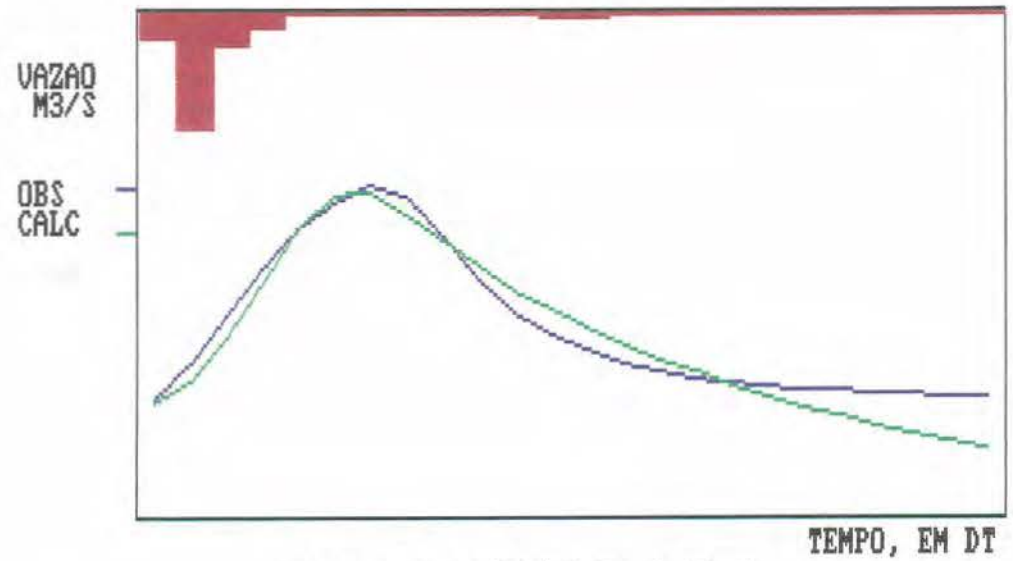
Evento 2- 28/03/71 Bacia Jacaré



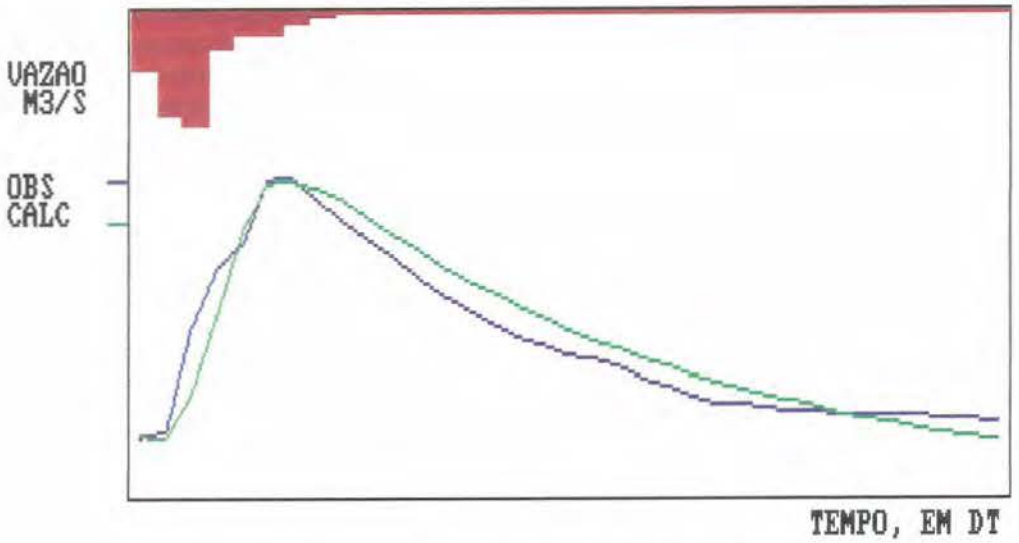
Evento 1- 28/03/71 Bacia Faria



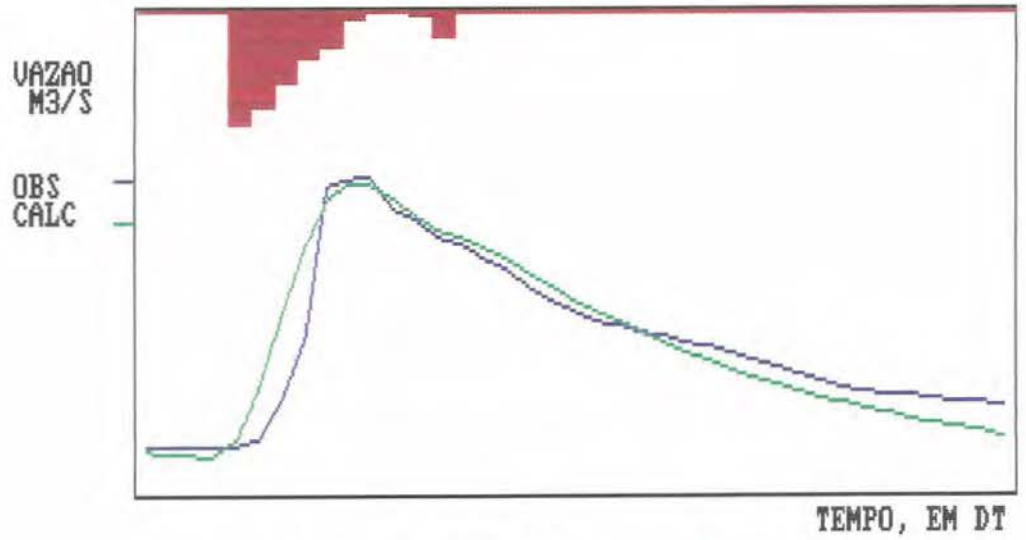
Evento 2- 09/04/71 Bacia Faria



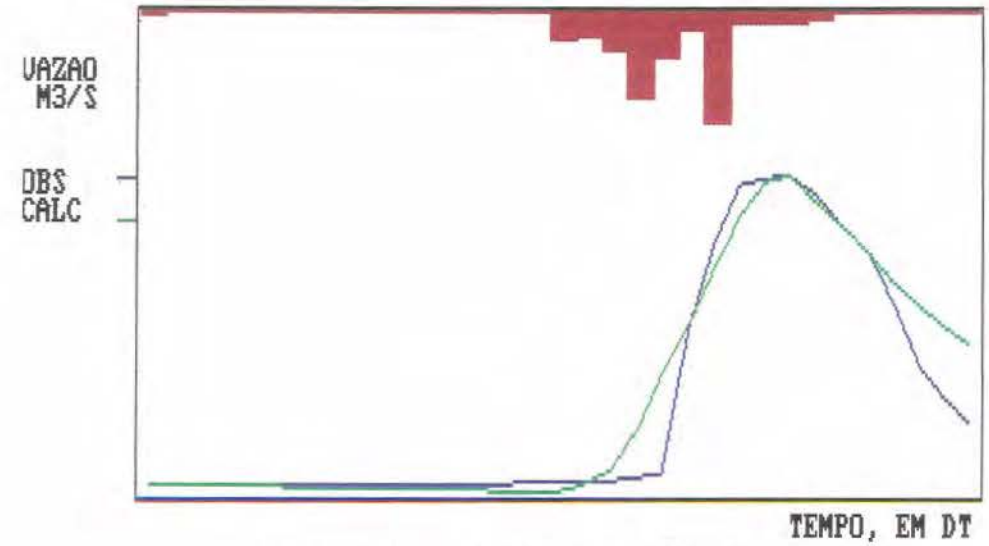
Evento 3- 11/05/73 Bacia Faria



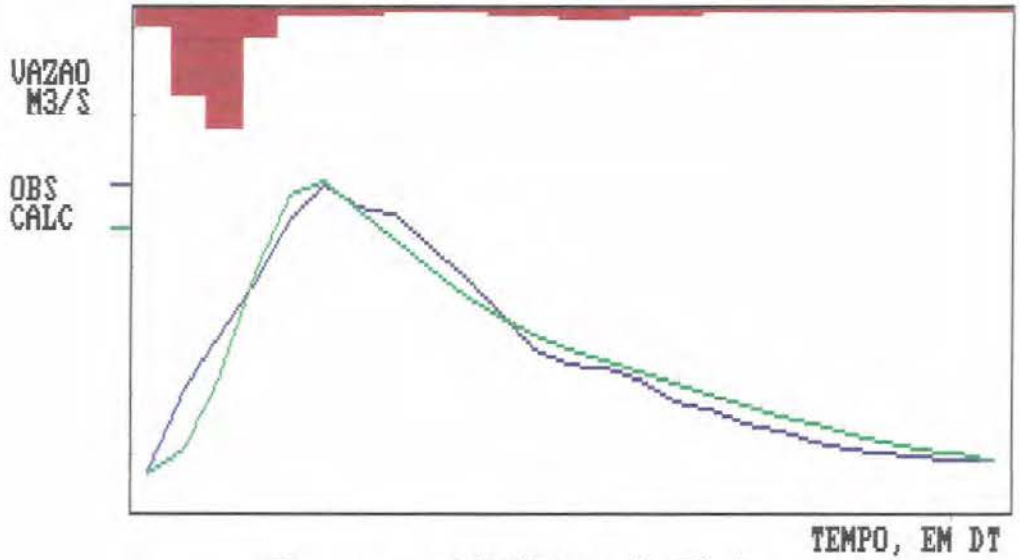
Evento 1- 28/03/71 Bacia Timbo



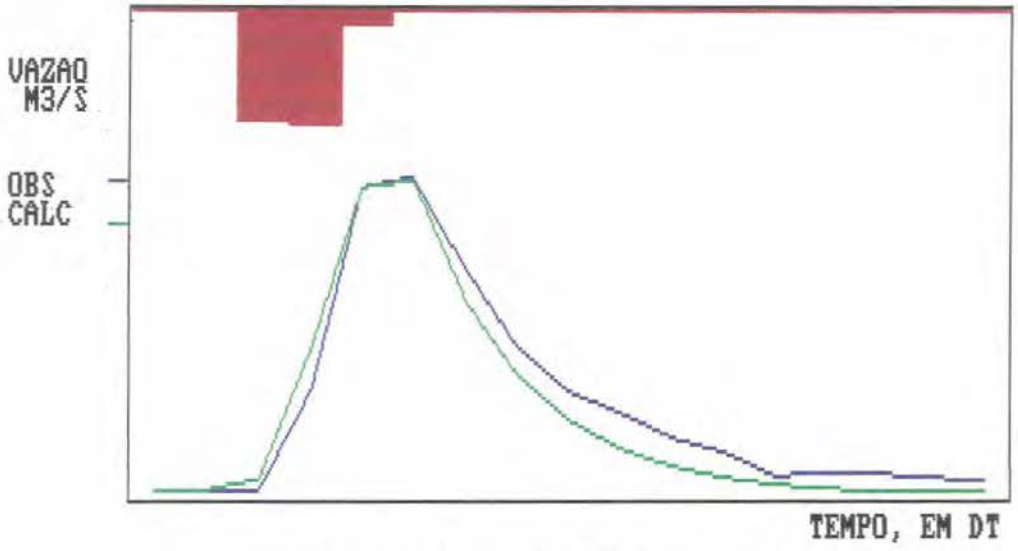
Evento 2- 09/04/71 Bacia Timbo



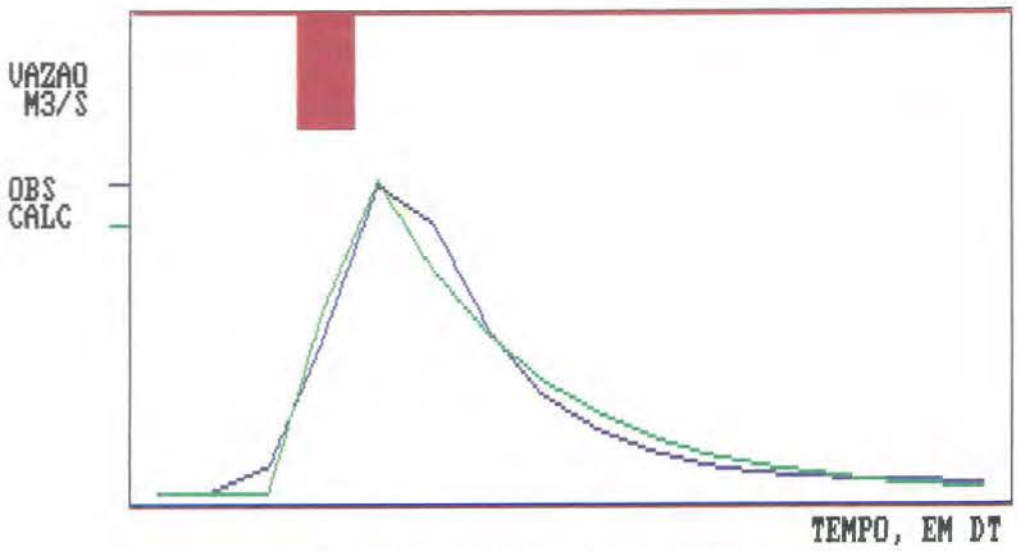
Evento 4- 06/02/73 Bacia Timbo



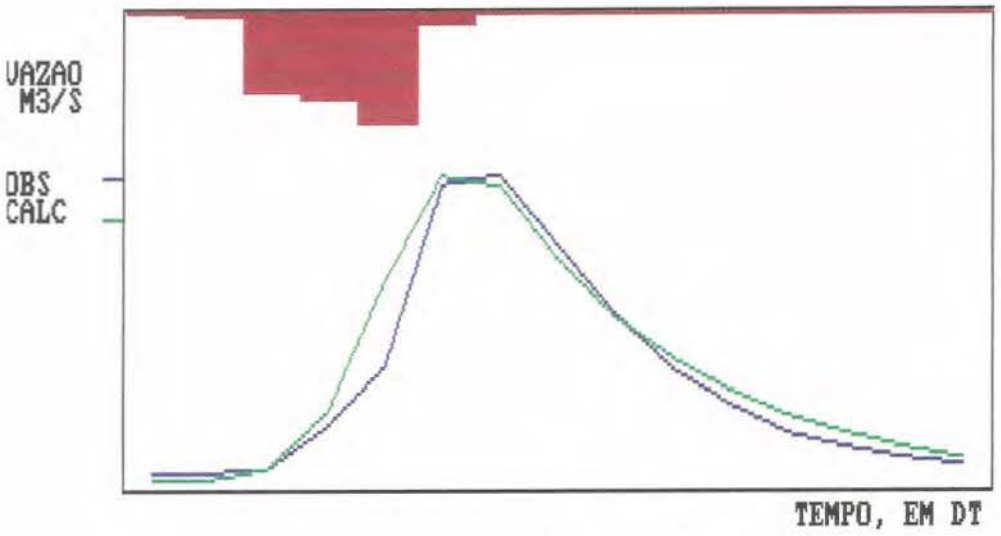
Evento 5- 06/02/73 Bacia Timbo



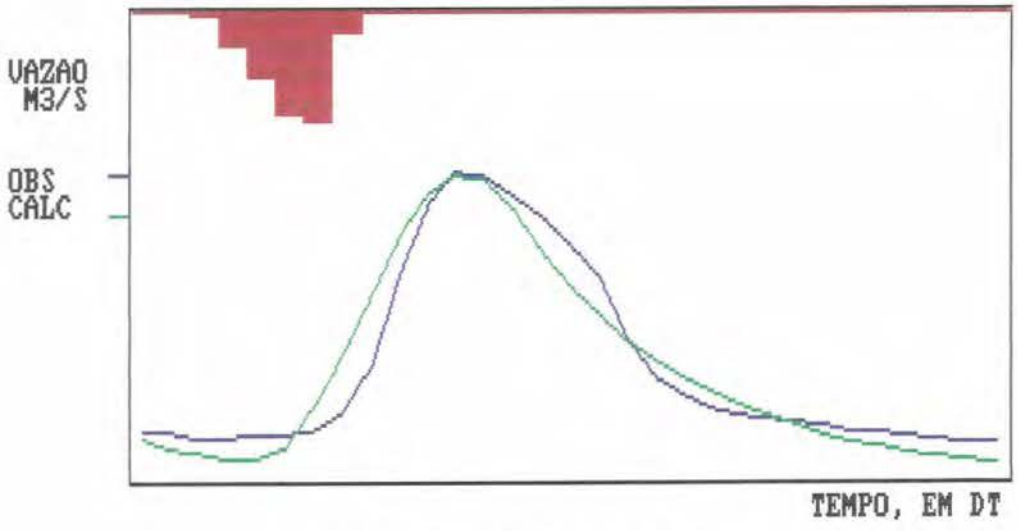
Evento 1- 02/03/86 Bacia Sarapui



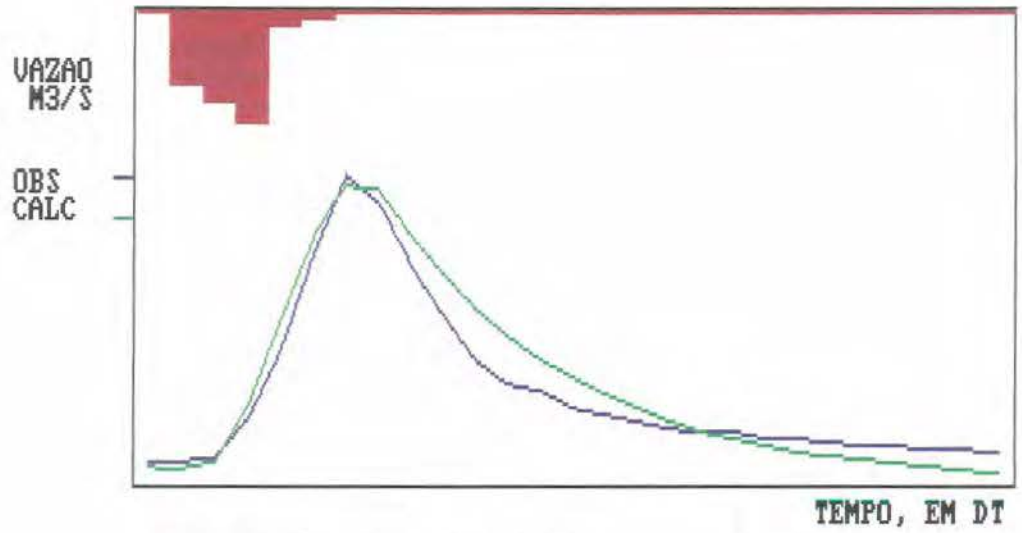
Evento 3- 19/03/86 Bacia Sarapui



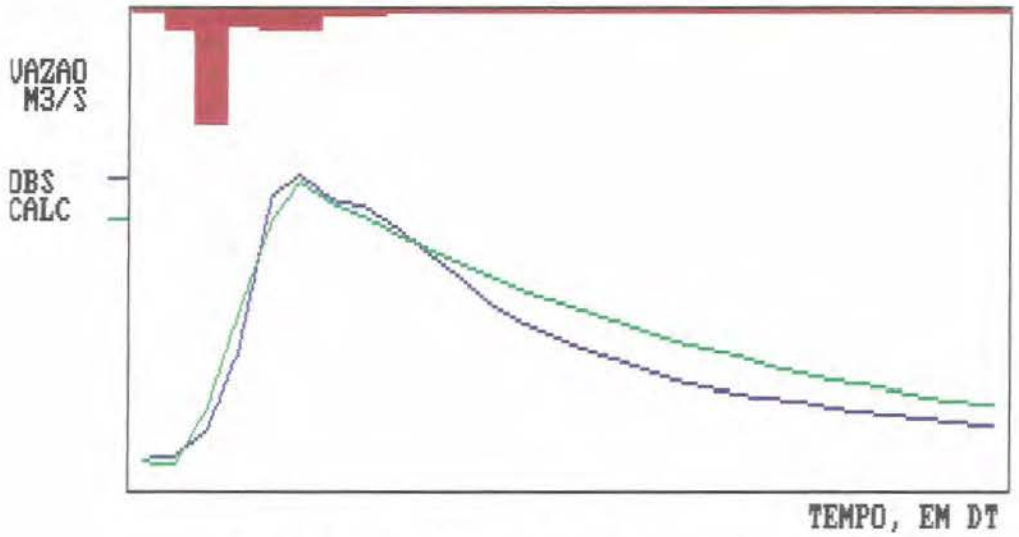
Evento 4- 19/03/86 Bacia Sarapui



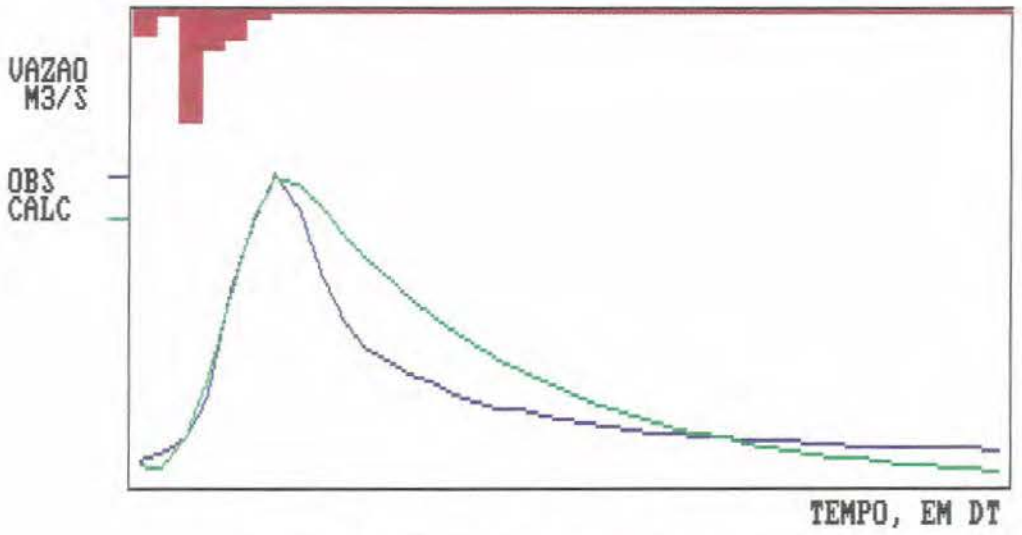
Evento 1- 02/02/80 Bacia Saracuruna



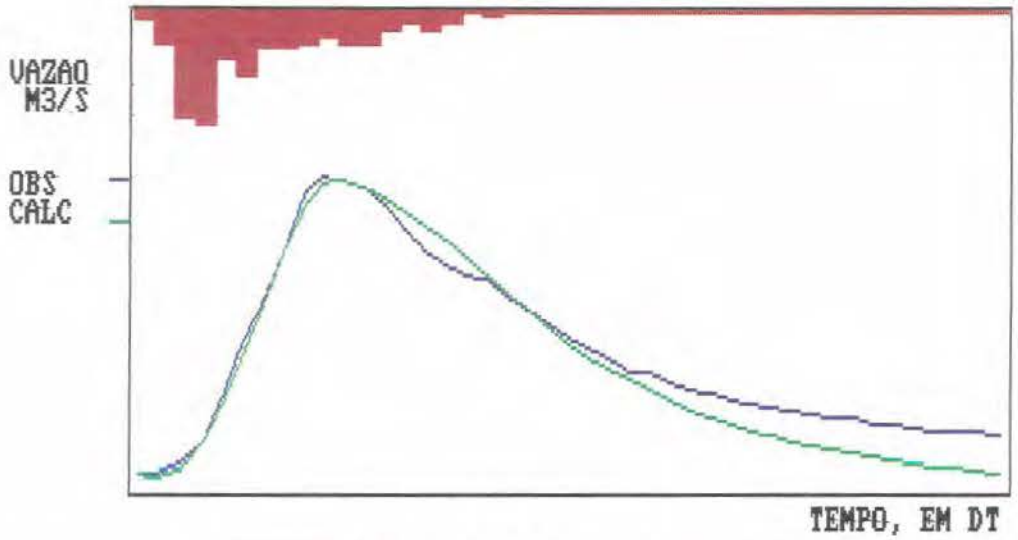
Evento2- 06/02/81 Bacia Saracuruna



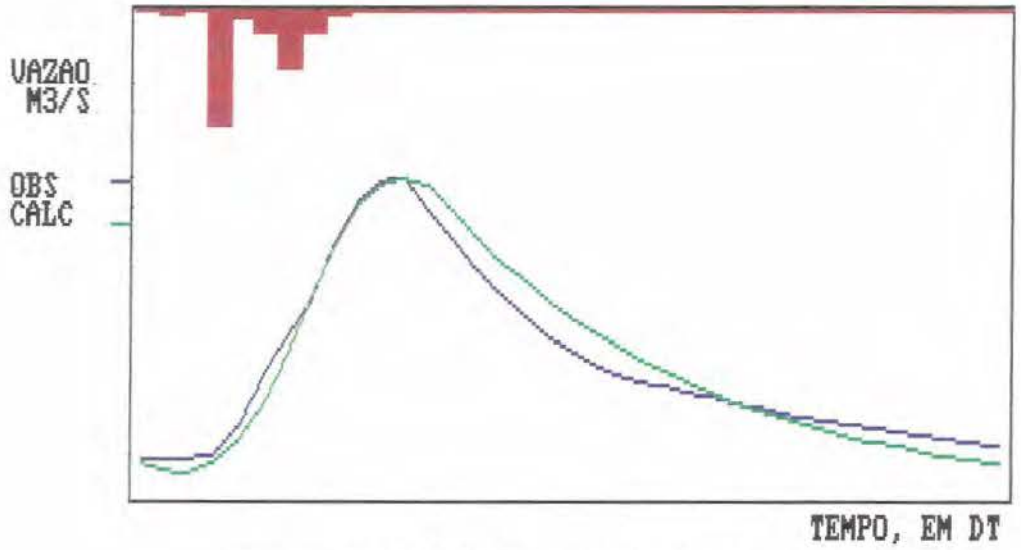
Evento 3- 01/01/83 Bacia Saracuruna



Evento 4- 12/01/83 Bacia Saracuruna



Evento 6- 20/03/83 Bacia Saracuruna



Evento 7- 06/06/83 Bacia Saracuruna