

**Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Instituto de Pesquisas Hidráulicas**

**Simulação de áreas de inundação dinâmicas:  
canais compostos e wetlands**

*Adolfo O. N. Villanueva*

Tese apresentada no Instituto de Pesquisas  
Hidráulicas da Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul como um dos requisitos para a  
obtenção do grau de Doutor em Engenharia

Porto Alegre  
dezembro de 1997

Este trabalho foi desenvolvido no Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, sob a orientação do professor Carlos E. M. Tucci, e financiado com uma bolsa de doutorado da CAPES.

A meu pai (*in memoriam*)  
e a minha mãe

## **Agradecimentos**

A Carlos Tucci, pelo apoio e pela paciência.

A Lígia, por tudo.

A Jorge e Beatriz.

Aos funcionários do IPH, com cuja colaboração sempre pude contar.

A todas as pessoas que, de muitas formas, com seu aporte pessoal ou técnico, contribuíram para meu trabalho. Lembrar algumas significaria deixar fora outras, não menos importantes.

À CAPES, pelo financiamento.

## Resumo

Este estudo se refere às técnicas usadas na modelagem de áreas de inundação dinamicamente ativas, abrangendo canais compostos e áreas de inundação extensas, incluindo uma extensão deste último caso à simulação e gerenciamento de *wetlands* (“banhados”).

O trabalho está dividido em três partes: 1) a formulação de um método para incorporar em um modelo hidrodinâmico o efeito da interação entre o canal e a planície de inundação, em canais compostos; 2) a montagem de um modelo hidrodinâmico para a simulação de rios com planícies de inundação, e adaptado à aplicação em *wetlands*; 3) a modelagem do banhado do Taim, e a simulação do mesmo para melhor compreender seu funcionamento e determinar regras de operação que garantam a conservação do ecossistema.

A interação entre o canal principal e a planície de inundação reduz a condutância hidráulica de um canal composto. Para quantificar esse efeito, foi desenvolvido um modelo que calcula a distribuição de velocidades em uma seção transversal. A aplicação desse modelo a um canal de laboratório mostrou que os fluxos secundários tem um papel fundamental nessa interação. O modelo foi também incorporado na metodologia de ajuste de um modelo hidrodinâmico, incluindo o tratamento automático das seções de um trecho de rio. A metodologia foi usada na análise da influência da barragem de Foz do Areia nas inundações em União da Vitória (SC).

Na área de drenagem do banhado do Taim, mas fora da estação ecológica que protege o banhado, existem grandes áreas de cultivo de arroz. Para irrigar essas áreas é utilizada a água da lagoa que alimenta o banhado, colocando em risco o ecossistema. A solução frequentemente proposta consiste em fechar a saída do banhado, mantendo-o permanentemente inundado. Isto também destruiria o ecossistema, que necessita da alternância de períodos secos e úmidos para manter seu ciclo biológico.

Com um modelo matemático de celas foi simulado o escoamento no banhado do Taim, incluindo sua relação com a lagoa. Os resultados mostraram que o sistema não tem condições de suportar a atual demanda para irrigação. Foram então simuladas diversas alternativas para gerenciamento do sistema. A regra finalmente definida combina uma política de restrição da irrigação com alterações na estrutura que controla a saída de água do banhado.

## **Abstract**

This study deals with modelling techniques used for dynamically active floodplains, mainly compound channels and large floodplains. This last case was extended to the simulation and management of wetlands.

The work has three major components : 1) a method to estimate the effect of the main channel-floodplain interaction ; 2) a cell model, for the simulation of rivers with large floodplains ; 3) the modelling of the Taim wetland and its simulation, aiming a better understanding of its behaviour, and the definition of a management policy to guarantee its preservation.

The main channel-floodplain interaction reduces the conveyance of the channel. A model that calculates the lateral velocity distribution was used to analyse this effect. When applied to laboratory channel, the model showed that secondary flows are very important for the evaluation of the interaction effect. The model was also included in the calibration procedure of a hydrodynamic model, together with an automatic processing system of the section's data. This methodology was used for the analysis of the influence of Foz do Areia dam on the flooding of União da Vitoria (SC).

The drainage area of the Taim wetland includes large rice farms, that are out of the ecological protection area. Nevertheless they influence the wetland, extracting water from the lake that is the wetland's main water source, thus being a menace to the ecosystem. The usually proposed solution, flooding the wetland by closing its water exit, is also dangerous, because the system needs the alternating wet and dry periods that drive its biological cycle.

A mathematical cell model was used to simulate the Taim's internal flows, and its relation with the lake. The results showed that the system cannot support the present demand of water. Several alternatives were simulated to find a suitable management rule. The final rule is a compromise between an irrigation constraint and a new hydraulic structure controlling the water exit from the wetland.

# Sumário

<b>Capítulo 1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Planícies de inundação e wetlands	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Descrição do trabalho	3
1.3.1 A interface rio - planície	3
1.3.2 O modelo de simulação de planícies de inundação	4
1.3.3 O banhado do Taim	6
<b>Capítulo 2 A interação rio - planície</b>	<b>8</b>
2.1 Caracterização do problema	8
2.2 Análise do escoamento em canais compostos	9
2.2.1 Enfoques hidráulicos	10
2.2.2 Distribuição transversal de velocidades	14
2.2.3 Modelação da turbulencia	15
2.2.4 Comentários finais	15
2.3 Método da distribuição transversal	17
2.3.1 Equações básicas	17
2.3.2 Solução numérica	19
2.3.3 Aplicação a um canal de laboratório	20
2.3.4 A equação em velocidades médias	22
2.3.5 Estimativa de $\lambda$ e $n$	28
2.3.6 Utilização num modelo hidrodinâmico	30
2.4 Aplicação a um caso real	34
2.4.1 Descrição do problema de União da Vitoria	34
2.4.2 Calibração do modelo	36
2.4.3 Análise do escoamento entre as cidades e Foz do Areia	41
2.5 Linhas de pesquisa sugeridas	45
<b>Capítulo 3 Simulação de planícies de inundação</b>	<b>48</b>
3.1 Introdução	48
3.2 Revisão de técnicas de simulação de planícies de inundação	48
3.3 Modelo de simulação	51
3.3.1 Equações básicas	52
3.3.2 Formulação numérica	60
3.4 Análise da propagação em celas	68
3.5 Linhas de pesquisa sugeridas	72
<b>Capítulo 4 Simulação do banhado do Taim</b>	<b>73</b>
4.1 As <i>wetlands</i>	73
4.1.1 O hidropériodo	74
4.2 Descrição da área	75
4.2.1 Características hidrológicas	76
4.2.2 Circulação da água no sistema da ESEC Taim	79

4.2.3 Impactos ambientais incidentes	80
4.3 Modelação do banhado	81
4.3.1 Caracterização do problema	81
4.3.2 Antecedentes na modelação de <i>wetlands</i>	82
4.3.3 Estrutura do modelo	83
4.3.4 Discretização do banhado	85
4.3.5 Parâmetros do modelo	90
4.3.6 Calibração	95
4.4 Simulação dos cenários	98
4.4.1 Séries usadas na simulação dos cenários	98
4.4.2 Limitações da simulação	100
4.4.3 Análise da situação atual	101
4.4.4 Definição de regras operacionais	102
4.5 Linhas de pesquisa sugeridas	114
<b>Capítulo 5 Conclusões e recomendações</b>	<b>115</b>
5.1 Conclusões	115
5.2 Recomendações	118
<b>Capítulo 6 Bibliografia</b>	<b>121</b>
Anexo A : Dedução da equação do método da distribuição transversal	
Anexo B : Dados da simulação do rio Iguaçu	
Anexo C : Discretização das equações de Saint Venant	
Anexo D : Dados da simulação do Taim	

## Lista de figuras

Figura 1.1: A interface canal - planície.

Figura 1.2: Modelo físico.

Figura 1.3: Banhado do Taim (modificado de Ibama, 1993).

Figura 2.1: A interação entre o canal principal e a planície (de Shiono e Knight, 1991).

Figura 2.2: Divisão de um canal composto.

Figura 2.3: Discretização da seção transversal.

Figura 2.4: Vazão unitária, equações em  $q$ .

Figura 2.5: Velocidade média na vertical, equações em  $q$ .

Figura 2.6: Incrementos relativos de  $q$  e  $u$ .

Figura 2.7: Velocidade média na vertical e vazão unitária, equações em  $u$ .

Figura 2.8: Valores de  $f$ ,  $\lambda$ , e  $\rho\bar{u}\bar{v}$ , para  $H=0,198$  m, SERC-FCF geometria 02.

Figura 2.9: Simulação da geometria 02 do SERC-FCF. Velocidades médias na vertical.

Figura 2.10: Vazões unitárias.

Figura 2.11: Distribuição de velocidades, geometria 2,  $H= 0,169$  e  $0,288$  m.

Figura 2.12: Distribuição de velocidades, geometria 3,  $H= 0,199$  m.

Figura 2.13: Distribuição de velocidades, geometria 3,  $H= 0,167$  e  $0,300$  m.

Figura 2.14: Sensibilidade das vazões à rugosidade.

Figura 2.15: Sensibilidade das vazões à viscosidade turbulenta.

Figura 2.16: Níveis para as tabelas de  $K$  e  $\beta$ .

Figura 2.17: Rio Iguaçu entre União da Vitoria e Foz do Areia.

Figura 2.18: Seções nas cidades de União da Vitoria e Porto União.

Figura 2.19: Simulação com o método da distribuição lateral de uma seção do rio Iguaçu.

Figura 2.20: Condutância hidráulica ( $K$ ) em função do tirante.

Figura 2.21:  $\beta$  (coeficiente de correção da quantidade de movimento), em função do tirante.

Figura 2.22: Rugosidade em função da profundidade para as seções das pontes.

Figura 2.23: Cotas União da Vitoria, enchente de '83.

Figura 2.24: Cotas em União da Vitoria e Porto Vitória, enchente de '92.

Figura 2.25: Vazões em Porto Vitoria, enchente de '92.

Figura 2.26: Efeito dos aterros na enchente de 1983.

Figura 2.27: Divisão de um canal composto em regiões de influência.

Figura 3.1: Esquema da representação de uma planície de inundação

Figura 3.2 : Lagoa como condição de contorno.

Figura 3.3: Lagoa como condição de contorno interna.

Figura 3.4: Configuração geral da estrutura de saída recomendada para o Taim.

Figura 3.5: Pontos usados no esquema de Preissmann

Figura 3.6: Escoamento entre celas (ou cela-rio).

Figura 3.7: Leque de curvas chave para uma série de janelas.

Figura 3.8: Configuração tipo usada na análise da propagação em celas.

Figura 3.9: Comparação entre propagação hidrodinâmica e por celas, para um hidrograma a montante e curva chave a jusante.

Figura 3.10: Comparação entre propagação hidrodinâmica e por celas, para um hidrograma a montante e cotograma a jusante.

Figura 4.1: Localização da ESEC Taim.

Figura 4.2: Limites da ESEC TAIM e seções de medição.

Figura 4.3: Sistema hidrológico no qual se insere o banhado do Taim.

Figura 4.4: Discretização do banhado do Taim.

Figura 4.5: A esquerda da estrada (BR 471), e paralelo a ela, o canal do banhado, e no final dele as comportas de saída. A esquerda a lagoa Nicola, e acima dela a lagoa Jacaré e o banhado. O lado superior da foto é o Sul.

Figura 4.6: Final do canal do banhado e interface Mangueira - Taim. A lagoa Mangueira esta à esquerda da foto, e o lado superior é o Oeste.

Figura 4.7: Linígrafo da seção do Cachorro . Olhando para o lado superior da foto, que é o oeste, pode se ter uma idéia do que se vê ao olhar o banhado: palha a perder de vista. A foto foi tirada da BR-471.

Figura 4.8: Palha vista do nível da água.

Figura 4.9: Área um pouco mais alta ("campo", no jargão local), na região das lagoas Nicola e Jacaré. Corresponde ao tipo de área que se vê perto do centro da fotografia, na fig. 4.5.

Figura 4.10: Divisão de uma seção em fatias.

Figura 4.11: Redução da condutância hidráulica em função da subdivisão de

uma seção.

Figura 4.12: Ajuste do período 1995 - 1996.

Figura 4.13: Ajuste do período 1967 - 1968.

Figura 4.14: Evolução da área plantada entre 1981 e 1996.

Figura 4.15: Cenário 1: Simulação com a irrigação histórica.

Figura 4.16: Cenário 2: Irrigação atual, sem restrições.

Figura 4.17: Níveis no Taim, cenários 1 e 2.

Figura 4.18: Níveis na Mangueira, cenários 1 e 2.

Figura 4.19: Cenário 3: Comportas fechadas.

Figura 4.20: Cenário 4: Irrigação com restrições.

Figura 4.21: Níveis no Taim, cenários 1 e 4.

Figura 4.22: Níveis na Mangueira, cenários 1 e 4.

Figura 4.23: Cenário 5, estrutura de saída modificada e irrigação sem restrições.

Figura 4.24: Cenário 6: Combinação de regra de irrigação e estrutura modificada.

Figura 4.25: Níveis no Taim, cenários 1, 4 e 6.

Figura 4.26: Níveis na Mangueira, cenários 1, 4 e 6.

Figura 4.27: Disponibilidade de água para irrigação, regra original e modificada.

Figura 4.28: Curvas de permanência do banhado do Taim, cenários 1, 2, 4 e 6.

Figura 4.29: Curvas de permanência da lagoa Mangueira, cenários 1, 2, 4 e 6.

## Capítulo 1

### Introdução

#### 1.1 Planícies de inundação e *wetlands*

As planícies de inundação são áreas relativamente baixas, que o rio inunda periodicamente, quando supera a cota do leito menor e invade as áreas adjacentes. A variedade de configurações de áreas de inundação é muito grande, abrangendo desde um simples canal composto até uma rede complexa de canais e áreas dinamicamente ativas. As vezes, o mesmo rio apresenta características completamente distintas em diferentes trechos, e até nas margens opostas de um mesmo trecho. Por exemplo, no rio Paraná à altura de Santa Fe (Argentina), a margem esquerda tem uma largura de inundação da ordem de 300 metros, e a margem direita da ordem de 20 km.

As diferentes combinações possíveis de rio e planície de inundação formam sistemas complexos e dinâmicos, nos quais se encontram uma variedade de recursos hídricos, biológicos e sociais. As planícies fornecem um controle natural das enchentes e da erosão, e nelas se encontra uma grande variedade de habitats para flora e fauna, locais para recreação e estudos científicos e sítios históricos e arqueológicos. Nelas também se desenvolvem diferentes atividades humanas, incluindo comércio, agricultura, habitação e infra-estrutura. Embora essas atividades gerem benefícios econômicos e sociais, podem as vezes colocar tanto as pessoas quanto o meio ambiente em risco.

O uso da planície de inundação é muitas vezes visto como uma competição entre a população e o meio ambiente. A experiência mostra, no entanto, que é necessário procurar um equilíbrio entre os aspectos sócio-econômicos e a conservação do meio ambiente. Esse equilíbrio pode ser conseguido através de um gerenciamento adequado da ocupação, uso e conservação das planícies de inundação, que compatibilize os riscos para os recursos naturais e humanos (vida e propriedades).

Gerenciamento é basicamente um processo de tomada de decisões, o que implica na necessidade de avaliar as conseqüências das mesmas. Do acerto dessa avaliação depende em boa medida a qualidade do gerenciamento. A utilização adequada de modelos matemáticos facilita o estudo da situação atual e das alterações propostas. Esses modelos são uma das melhores ferramentas para analisar os efeitos das inundações, a efetividade de medidas de proteção e o impacto destas sobre o meio ambiente.

Existem na natureza outras situações, que, embora com uma gênese diferente, freqüentemente têm características semelhantes às das áreas de inundação de um rio: as *wetlands* ("banhados"). Uma definição mais precisa de *wetlands* será dada no capítulo 4, baste dizer, por enquanto, que muitas das áreas que se enquadram nessa categoria são regiões com uma topografia e comportamento hidrodinâmico do mesmo tipo que certas áreas de inundação. De fato, a origem de algumas *wetlands* está em enchentes, como é o caso do Pantanal Mato-grossense.

O crescente reconhecimento da importância do meio ambiente levou a uma mudança no interesse em *wetlands*. No passado eram consideradas áreas potencialmente drenáveis, para possibilitar a exploração das terras. A evolução do pensamento sobre questões ambientais evidenciou a necessidade de conservação desses ecossistemas, muito ricos e diversos. Uma das principais dificuldades é conseguir estabelecer critérios adequados de gerenciamento para conserva-los, já que elas, como muitos outros ecossistemas, tem passado por um processo semi-sistemático de destruição, restando atualmente só uma fração das que existiram em épocas passadas. Como um exemplo da mudança dos tempos, o estudo que será apresentado, que tem por objetivo a conservação do banhado do Taim, teve como uma das principais fontes de informação um estudo anterior que visava a drenagem do banhado para cultivo de arroz.

A necessidade de desenvolver critérios de gerenciamento fez com que, além das áreas tradicionais de estudo, centradas nos aspectos biológicos e geomorfológicos, aumentasse a importância da análise do comportamento hidrológico, e, mais recentemente, do funcionamento hidrodinâmico (usualmente também chamado de hidrológico no jargão da área). Pelas semelhanças apontadas, os modelos matemáticos desenvolvidos para a simulação de planícies de inundação extensas podem ser adaptados para a simulação de *wetlands*.

## 1.2 Objetivos

Este estudo está orientado à simulação de áreas de inundação dinâmicas, e abrange dois aspectos:

- a simulação de rios com planícies de inundação tratados como canais compostos, considerando o fenômeno da interface entre o canal principal e a planície de inundação;
- o escoamento na planície de inundação, estendendo o modelo ao uso em simulação e gerenciamento de *wetlands*, através da análise de um caso real.

### 1.3 Descrição do trabalho

O trabalho está dividido em três partes:

- a formulação de um método para incorporar o efeito de interface em um modelo hidrodinâmico, e sua utilização em um caso concreto (capítulo 2);
- a montagem de um modelo hidrodinâmico para a simulação de rios com planícies de inundação, e adaptado à aplicação ao banhado do Taim (capítulo 3);
- a modelação do banhado do Taim, e a simulação do mesmo, para melhor compreender seu funcionamento e determinar regras de operação que garantam a conservação do ecossistema (capítulo 4).

A palavra modelação é usada aqui abrangendo todas as hipóteses, simplificações e ferramentas utilizadas para representar um caso determinado. Chama-se de simulação ao processo de cálculo numérico de diferentes situações, a partir de um programa desenvolvido na etapa de modelação.

Aqui será sucintamente descrito o conteúdo desses capítulos, para facilitar a compreensão da seqüência do trabalho. Um pouco mais de atenção será dado ao problema do banhado do Taim, já que algumas referências aparecem já no desenvolvimento do modelo de simulação.

#### 1.3.1 A interface rio-planície

A questão da interface aparece quando é analisada a condutância hidráulica de um rio que extravasou o leito principal. A análise da literatura mostrou que esta pode ser uma questão crítica na simulação do escoamento.

Quando o rio supera o nível da seção menor ficam definidas duas regiões de escoamento: canal principal e planície de inundação. A planície normalmente tem um tirante menor que o canal principal, e, usualmente, uma rugosidade bem maior. Como conseqüência, o escoamento na planície é bem mais lento que o do canal principal. Esta diferença de velocidades gera uma série de vórtices e fluxos secundários na interface entre as duas regiões (fig. 1.1) e produz uma transferência de quantidade de movimento, geralmente do canal para a planície. O canal principal perde capacidade de escoamento, podendo resultar em que a mesma vazão acontece com dois tirantes, um abaixo do nível de extravasamento e outro acima. Se este efeito não é adequadamente levado em conta, pode provocar erros importantes na estimativa dos tirantes ou vazões. Na introdução de um artigo Smart (1992) comenta: "Este trabalho foi iniciado quando a vazão calculada a partir de marcas de enchente, pelo método da área-declividade, excedeu a chuva total na bacia".

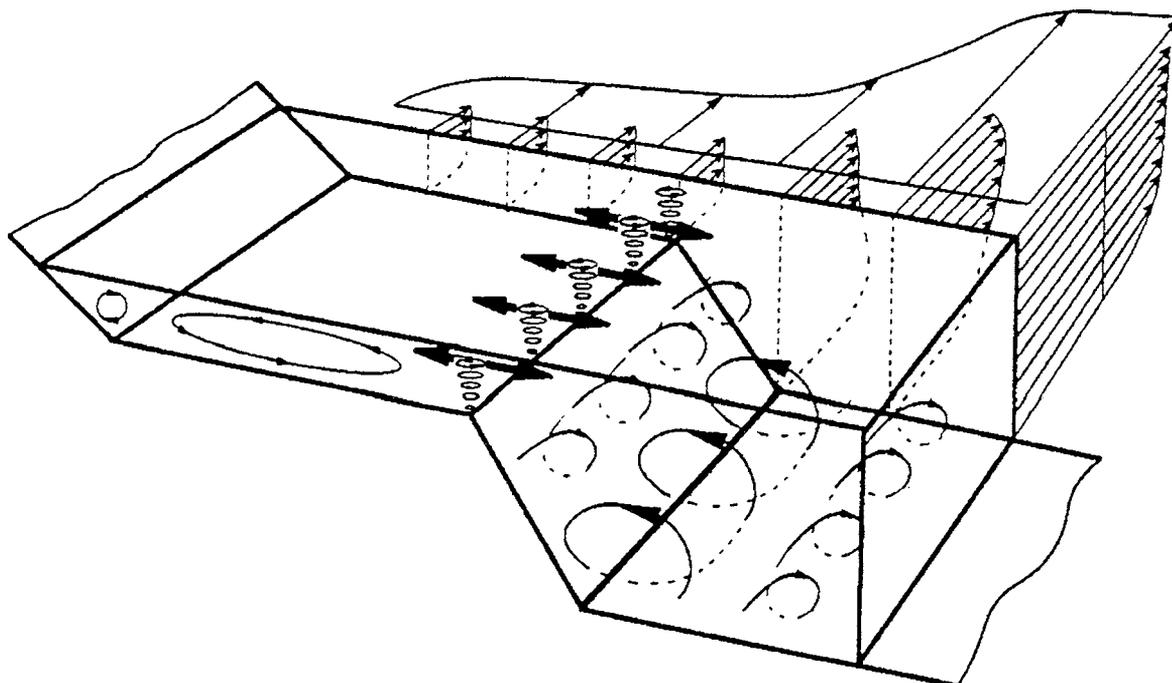


Figura 1.1: A interface canal - planície.

Para quantificar o efeito da interação entre o canal principal e a planície de inundação, e incorporá-lo em um modelo matemático, foi aprimorado o método da distribuição transversal (LDM, Wark et al., 1991), que calcula a distribuição de velocidades médias na vertical em uma seção transversal. A partir dele foi desenvolvida uma metodologia para seu uso no ajuste e aplicação de um modelo hidrodinâmico, incluindo o tratamento automático das seções de um trecho de rio. A metodologia foi usada no estudo de um caso real, a análise da influência da barragem de Foz do Areia nas inundações em União da Vitória (SC).

### 1.3.2 O modelo de simulação de planícies de inundação

O escoamento em planícies de inundação pode ser muito complexo. Os fluxos entre o canal principal e a várzea dependem da configuração das margens, e podem alterar-se durante o transcurso da enchente devido à erosão ou deposição de sedimentos. No caso de rios com meandros, o caminho da água pode mudar completamente depois de extravasado o canal principal. A "rugosidade" das margens não raramente é composta de mato, árvores e/ou casas e prédios, com uma escala de alturas equivalente ao tirante. Efeitos de estrangulamento, seja no canal principal ou na planície são normais, causados por pontes ou terraplanagens de estradas de rodagem ou estradas de ferro. As características da enchente podem ir desde uma frente abrupta de poucas horas de duração até um crescimento lento que se estende ao longo de meses. A simulação de *wetlands* pode introduzir novas situações, seja pela configuração delas ou por suas relações com as áreas circundantes (lagoas, mares).

Disponha-se no IPH de uma versão preliminar de um modelo para simulação de planícies de inundação (Carmona, 1990). Esse programa foi adotado como base para desenvolver o modelo apresentado no capítulo 3. A finalidade desse modelo é simular planícies de inundação extensas e complexas, nas quais não possam ser desprezados os efeitos dinâmicos. A partir dele foi depois montado o modelo matemático do banhado do Taim, o que além de uma aplicação, foi uma extensão da abrangência do modelo. No capítulo dedicado ao modelo aparecem algumas componentes que foram introduzidas especificamente para a simulação do banhado, por exemplo a estrutura existente na saída do banhado (ver item 1.3.3).

No início deste trabalho pensava-se usar um modelo físico para gerar dados e verificar os resultados do modelo matemático. Isto não foi feito por inconvenientes operacionais referentes aos sensores de medição de níveis. No entanto, um dos modelos já existentes no IPH chegou a ser adaptado, criando um leito com vale de inundação (fig. 1.2), do qual foi feito um levantamento topográfico de detalhe, e foi posto a funcionar, embora só se obtivessem resultados qualitativos. Esse modelo físico forneceu a configuração simulada durante a fase de desenvolvimento das formulações dos intercâmbios rio-cela e cela-cela. Mesmo sem medições para comparação, foi extremamente útil dispor de uma topografia perfeitamente conhecida e poder observar repetida e minuciosamente o fenômeno acontecendo. Observando o comportamento da água, era evidente que neste caso os processos em geral são contínuos e tranquilos. Problemas como as oscilações que aparecem as vezes nas celas são, quase sempre, exclusivamente numéricos, são as nossas equações e métodos numéricos que costumam ter problemas de instabilidade e interrupção do processo, a natureza raramente os tem.

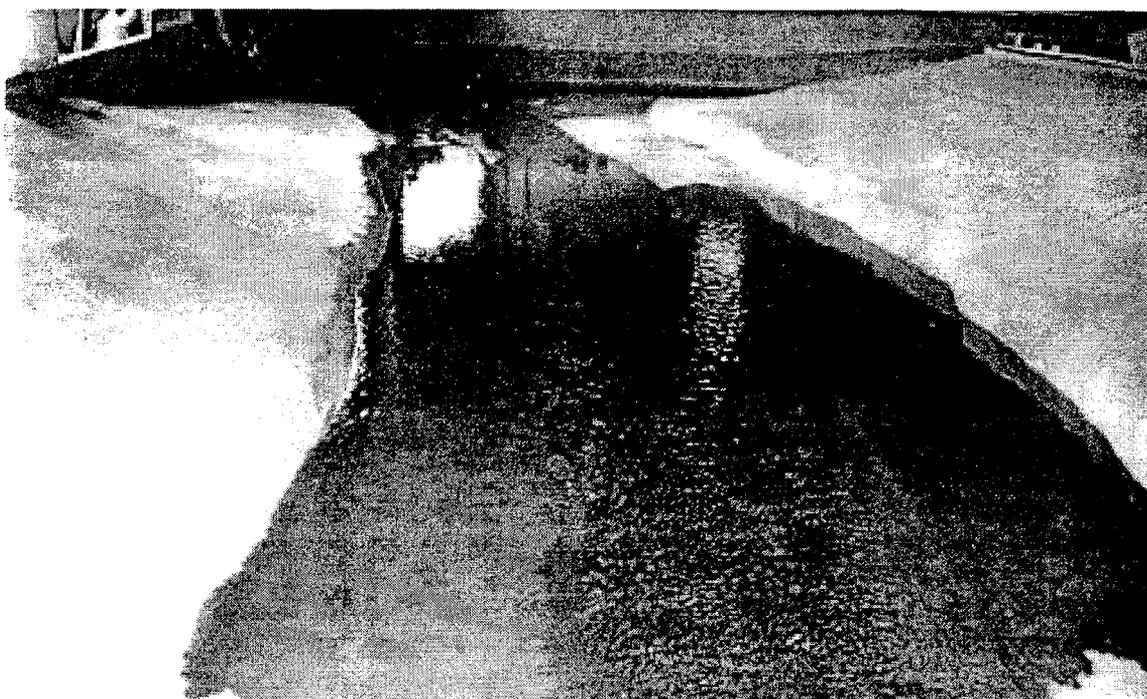


Figura 1.2: Modelo físico.

### 1.3.3 O banhado do Taim

A estação ecológica do Taim (ESEC Taim) foi criada pelo decreto presidencial 81.603 de 26 de abril de 1978. Na figura 1.3 é apresentado de forma esquemática a área do banhado do Taim, os limites da estação e o sistema de comportas que é o escoadouro desse sistema para a Lagoa Mirim. Como se vê, a estação não abrange a totalidade da área que influencia os níveis de água do banhado e da vizinhança. Ações externas ao banhado interferem diretamente na quantidade de água e na preservação das condições ambientais do mesmo. Da mesma forma, qualquer ação sobre o sistema de comportas na saída do banhado pode afetar as propriedades fora da estação ecológica.

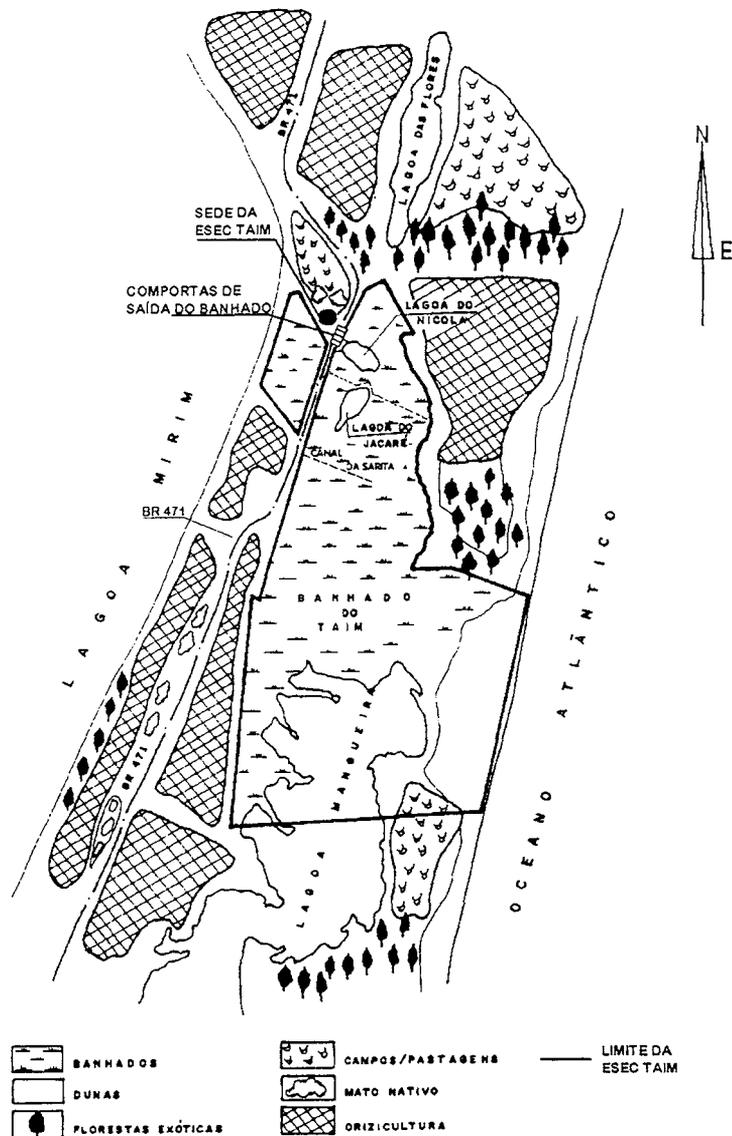


Figura 1.3: Banhado do Taim (modificado de Ibama, 1993).

Na área de drenagem do banhado, fora da Estação, existem grandes áreas de cultivo de arroz, irrigadas por inundação. Esse tipo de exploração utiliza, nos meses de verão, uma grande quantidade de água, rebaixando as lagoas no período de baixa precipitação.

No fim da década de 80 e no início dos anos 90 ocorreram períodos secos prolongados na área, o que agravou o conflito entre a conservação e o uso para irrigação. Em consequência disso foi ajuizada uma Ação Civil Pública, em razão da qual foi desenvolvido um estudo (IPH, 1996), no marco do qual este trabalho foi desenvolvido, visando responder as seguintes questões:

- 1- Análise da circulação da água no sistema da Estação e seu entorno, com o atual sistema de diques;
- 2- Levantamento quantitativo da vazão máxima, mínima e média que contribui para o sistema;
- 3- Estudos morfométricos e batimétricos das Lagoas Nicola, Jacaré e Mangueira;
- 4- Estudo sobre as variações atuais de níveis de água do banhado do Taim e balanço hídrico do sistema, formado pelo banhado e as lagoas Nicola, Jacaré e Mangueira;
- 5- Definição do nível ideal da lâmina de água ao longo do ano, considerando as necessidades das comunidades palustres e terrestres que a unidade abrange;
- 6- Definição e implantação de um sistema de monitoramento permanente que contemple a fixação de réguas linimétricas, rede de pontos de coleta de águas e/ou meios de monitoramento.

O trabalho aqui apresentado faz parte do estudo desenvolvido para responder essas questões. Para isso, a partir do modelo apresentado no capítulo 3, foi montado um modelo do banhado do Taim, que foi usado para simular diferentes cenários. Estes são combinações de aqueles, entre os principais fatores que definem a condição do banhado, sobre os quais é possível agir. Isto significou trabalhar com a configuração da estrutura de descarga situada na saída do Taim para a Mirim (comportas de saída na figura 1.3) e com a extração de água para irrigação da lagoa Mangueira. No estudo citado (IPH, 1996) foi definida uma regra que limita a extração de água da Mangueira quando é atingido um certo nível no banhado. Neste trabalho é apresentada a análise que levou a essa regra, e uma modificação da mesma, combinada com uma nova configuração da estrutura de saída.

## Capítulo 2

### A interação rio - planície

#### 2.1 Caracterização do problema

As primeiras referências à interação entre o rio e a planície datam da década de '60, e houve bastantes trabalhos na União Soviética nas décadas de '60 e '70 (Zheleznyakov, 1971). No entanto, foi a partir dos anos '80 que o assunto começou a ser estudado de maneira mais generalizada e aprofundada. A questão básica analisada é o efeito produzido pela interação entre o canal principal (velocidades maiores) e a planície de inundação (velocidades menores), sobre o escoamento. Esta interação se dá na forma de turbulência e de fluxos secundários (fig. 2.1), causando uma transferência de quantidade de movimento ( $q \cdot m$ ) entre o canal principal e a planície e uma perda de energia. A soma desses fenômenos afeta a condutância hidráulica tanto do canal quanto da planície.

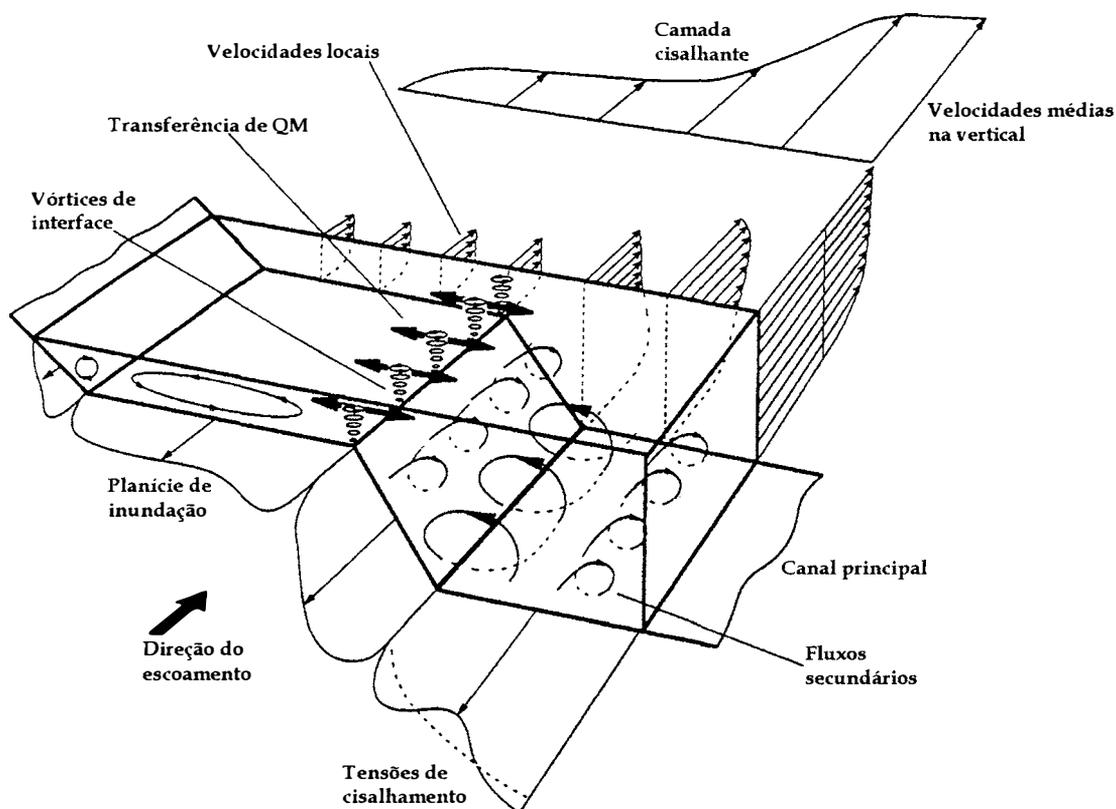


Figura 2.1: A interação entre o canal principal e a planície (de Shiono e Knight, 1991).

O intercâmbio de q. m. entre a seção principal e as planícies de inundação produz uma perda na capacidade de escoamento da seção principal, que pode chegar a ser da ordem de ~30 %. Simultaneamente, há um aumento na capacidade de escoamento das planícies, que geralmente não compensa a perda na seção principal. Os efeitos mais importantes que produzem este fenômeno são (não necessariamente nessa ordem) : 1) a turbulência na interface entre o fluxo na seção principal e nas planícies de inundação, causada pela diferença de velocidades; 2) fluxos transversais, seja gerando turbulência e/ou por transporte de q. m. junto com a massa.

Em termos práticos isto significa que os métodos tradicionais de cálculo de canais compostos podem produzir resultados com erros muito grandes, ou bons resultados por compensação de erros. A literatura (e.g. Wormleaton e Hadjipanos, 1985, Wormleaton e Merret, 1990) mostra que os erros não seguem nenhuma tendência definida, e é necessário desenvolver novos métodos que levem em conta adequadamente esse efeito.

## 2.2 Análise do escoamento em canais compostos

Os primeiros a reconhecer este fenômeno foram Zheleznyakov e Sellin. Em 1961, Zheleznyakov (1971), começou a estudar o fenômeno, e chamou-o de "efeito cinemático". No trabalho citado ele menciona estudos realizados na URSS para desenvolver metodologias de cálculo adequadas. Sellin (1964) realizou estudos em modelos físicos com o objetivo de identificar o fenômeno.

Em 1986, o SERC (Science and Engineerig Research Council, UK) montou uma instalação consistente em um canal com planície de inundação com limites móveis (FCF, Flood Channel Facility), provavelmente o maior do seu tipo. Os experimentos realizados abrangeram diferentes geometrias, para todas as quais a largura de fundo do canal principal foi mantida fixa em 1,50 m. Foram feitas medições de velocidades, com micromolinetes de 10 mm de diâmetro e 60 s de tempo de medição; tensões de cisalhamento de fundo, com tubos de Preston e 50 s de tempo de medição; e de turbulência, com um sistema laser-Doppler de duas componentes. Os experimentos realizados sobre este canal são a principal fonte de dados sobre canais compostos existente no momento, e além das publicações diretas (Myers e Brennan, 1990, Wormleaton e Merret, 1990, Knight e Shiono, 1990, Elliot e Sellin, 1990, Wark et al., 1991, Ackers, 1991), tem sido utilizados praticamente em todas as publicações recentes sobre o assunto.

Os trabalhos existentes perseguem basicamente dois objetivos: caracterização do fenômeno e avaliação de seus efeitos. Do ponto de vista da aplicação, o que interessa é dispor de uma forma de avaliar o efeito da

interface sobre a condutância hidráulica do canal principal e da planície de inundação, a partir das informações simples usualmente disponíveis. Estas informações geralmente são a geometria e as rugosidades, do canal e da planície, e as características gerais do fluxo na planície.

Vários enfoques tem sido utilizados na análise de escoamentos em canais compostos, visando calcular as distribuições de velocidades (e, a partir delas, as de vazões) e de tensões de fundo ( $\tau_b$ ) em canais compostos. Estes enfoques podem ser agrupados em três categorias, em função das suas características:

- enfoques hidráulicos;
- distribuição transversal de velocidade;
- modelação da turbulência.

### 2.2.1 Enfoques hidráulicos

São incluídos nesta classificação aqueles métodos que tratam o canal de maneira unidimensional. Seu objetivo principal é calcular a capacidade de escoamento do canal, sem entrar em detalhes com relação às distribuições de velocidades ou às tensões turbulentas, só as percentagens de vazão no canal e na planície. São os mais antigos em origem, e talvez os de maior potencial para o uso prático em projetos de canais e estimativas de vazão.

#### Divisão do canal

Os primeiros métodos desse tipo (ver Chow, 1959) foram os que dividem o canal em sub-áreas, segundo linhas traçadas na interface entre o canal e a planície (figura 2.2), calculam as vazões em cada uma delas de maneira independente e depois as somam, sem levar em conta o efeito da interface. Estes métodos podem acertar o valor total de vazão, mas geralmente por compensação de erros. Diversas formas e critérios tem sido tentados para essa divisão, mas nenhuma mostrou-se particularmente adequada (Wormleaton et al., 1982, Wormleaton e Merrett, 1990). Uma alternativa a este tipo de métodos é o cálculo de um coeficiente de rugosidade composto (Myers e Brennan, 1990), o que tem o inconveniente de ter que incorporar o efeito do brusco aumento do raio hidráulico no momento do extravasamento, resultando então em variações do coeficiente de rugosidade sem sentido físico.

Com o estudo mais aprofundado da turbulência e das distribuições de tensões no escoamento, tem sido feitas tentativas de desenvolver novos critérios para dividir o canal, basicamente aprimorando a identificação de planos de tensões tangenciais nulas, mas sem resultados significativos até

agora (Pezzinga, 1995, Knight, 1996).

Como observação final, o autor lembra que quando estudou hidráulica na graduação, o comentário usual, ao se tratar da interface entre o canal principal e a planície, era “é água com água, não há perdas”.

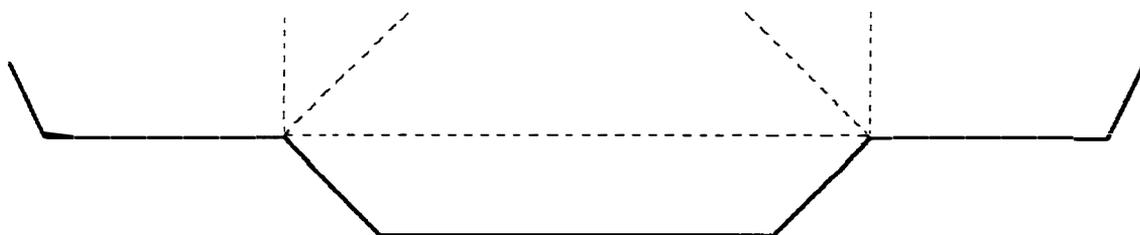


Figura 2.2: Divisão de um canal composto.

### Balço de forças

Uma linha de trabalho posterior dentro deste tipo de enfoque são aqueles métodos que reconhecem explicitamente a existência da interface, e fazem uma análise das forças envolvidas (gravidade e atrito, no canal principal e na planície), introduzindo o efeito das tensões na interface. Estes métodos visam, em geral, determinar coeficientes de correção das vazões do canal principal e da planície, utilizando como dados a geometria do canal e as rugosidades.

Zheleznyakov (1971) propôs uma formulação para o cálculo da vazão total que pode ser incluída nesta linha, talvez como ponte com a anterior. A vazão total é calculada como

$$Q = K_c Q_c + K_f Q_f \quad (2.1)$$

onde os subíndices  $c$  e  $f$  indicam o canal principal e a planície;  $K_c$ ,  $K_f$  = coeficientes de correção da vazão;  $Q_c$ ,  $Q_f$  = vazões calculadas considerando uma interface vertical entre a planície e o canal principal.

A partir de estudos em laboratório ele sugeriu valores para os coeficientes  $K_c$  e  $K_f$ , nos casos de rugosidades semelhantes e diferentes no canal principal e na planície.

Entre os trabalhos mais recentes, três aparecem como os mais interessantes, cronologicamente os de Wormleaton e Merrett (1990), Smart (1992) e Eiger (1993).

No primeiro trabalho citado, os autores sugerem uma equação da forma:

$$Q_T = \phi_c Q_c + \phi_f Q_f \quad (2.2)$$

onde  $Q_T$  é a vazão total,  $Q_c$  e  $Q_f$  as vazões que aconteceriam se não existisse o efeito da interface, e  $\phi_c$  e  $\phi_f$  os coeficientes de correção.

Esses coeficientes de correção são calculados a partir da tensão de cisalhamento na interface,  $\tau_{AV}$ . Evidentemente, o cálculo dessa tensão é o ponto crítico do método, ainda a ser desenvolvido. Os autores fornecem uma equação obtida por regressão a partir dos dados do SERC-FCF, que, esclarecem, só pode ser usada para o mesmo tipo de condições que a originaram. A equação é:

$$\tau_{AV} = 3.325 \Delta V^{1,451} (H-h)^{-0,354} b_f^{0,519} \quad (2.3)$$

onde  $\Delta V$  = diferença de velocidades entre o canal principal e a planície de inundação,  $H$  = tirante total no canal,  $h$  = tirante na planície e  $b_f$  = largura da planície. Há algumas conclusões interessantes que podem ser extraídas da análise da equação. O coeficiente de correlação é de 0,986, o que significa que os fatores incluídos na equação (basicamente geometria e rugosidade, através das velocidades), são os que determinam o efeito da interface. Algumas observações devem ser feitas: 1) numa equação geral o termo  $b_f$  deveria ser substituído pela largura relativa  $b_f/b_c$ , sendo  $b_c$  a largura do canal principal, que aqui foi a mesma para todos os casos que foram usados na regressão; 2) os autores não esclarecem se as velocidades usadas foram as reais (provavelmente) ou as que aconteceriam se o canal e a planície não sofressem o efeito da interface. Este último caso seria o mais interessante, já que esse é o dado realmente disponível numa situação de cálculo, e a primeira alternativa implicaria uma certa tendenciosidade no coeficiente de correlação.

O trabalho de Smart (1992) introduz uma viscosidade turbulenta para contemplar o efeito da interface, e utiliza a escala de comprimento de turbulência de Prandtl (1952), para estimar essa viscosidade. O autor também formula explicitamente a hipótese (usual em camadas cisalhantes) de que o fenômeno da interface é governado pelas velocidades, no canal principal e na planície, a uma distância tal que não estão afetadas pelo efeito da interface. Dependendo principalmente das larguras do canal principal e da planície, as velocidades poderiam estar afetadas em toda a largura do canal e da planície, o que talvez faria necessário algum tipo de procedimento iterativo. O resultado da análise é uma relação entre o coeficiente de rugosidade do canal principal com e sem o efeito da interface, da forma

$$\left( \frac{n_c}{n_{cf}} \right)^2 = \frac{\left( gA_c S - h \left( \frac{\ell}{Y} \right)^2 (V_c - V_f)^2 \right)}{gA_c S} \quad (2.4)$$

onde  $n_c$  = rugosidade do canal principal se não estivesse afetado pela interface;  $n_{cf}$  = rugosidade do canal principal incluindo o efeito da interface;  $A_c$  = área do canal principal;  $S$  = declividade da linha de energia;  $\ell$  = escala de comprimento de turbulência de Prandtl;  $Y$  = largura de atuação da interface (um conceito similar pode ser achado em Pasche e Rouve, 1985);  $V_c$  e  $V_f$  = velocidades no canal principal e na planície respectivamente, não afetadas pelo efeito da interface. O termo  $(\ell/Y)^2$  é substituído por um parâmetro  $T$ , que deve contemplar também o efeito dos fluxos secundários, e a equação foi ajustada por regressão, usando dados do SERC-FCF e de experimentos realizados pelo autor.

Eiger (1993), fez uma análise semelhante à de Smart (1992), a partir do trabalho de Karasev (1969), ao qual faz algumas correções e modificações. O resultado são duas equações, que devem ser resolvidas simultaneamente, para obter as velocidades no canal principal e na planície:

$$V_{cf} = \left( \sqrt{\frac{gP_c}{gP_c + \eta C_c^2 h \varphi k}} \right) C_c \sqrt{\frac{A_c}{P_c} S_o} \quad (2.5)$$

$$V_{ff} = \left( \sqrt{\frac{gP_f}{gP_f + \eta C_f^2 h \varphi k \alpha^2}} \right) C_f \sqrt{\frac{A_f}{P_f} S_o} \quad (2.6)$$

onde  $V_{cf}$  e  $V_{ff}$  = velocidades no canal principal e na planície, já afetadas pelo efeito da interface;  $A$  e  $P$  = área e perímetro molhado;  $\eta$  = número de planícies de inundação;  $k$  e  $\alpha$  = funções conhecidas das velocidades, resolvidas implicitamente junto com as equações 2.5 e 2.6;  $\varphi$  = parâmetro do método. No trabalho o valor deste parâmetro é determinado por ajuste a valores de vazão de canais de laboratório, para obter valores corretos não só da vazão total, mas também da distribuição de vazões. Também foram analisados os valores das tensões de cisalhamento obtidos a partir do método, as que apresentaram erros um pouco maiores que as vazões (ambos da ordem de 10 a 15 %). Os valores de  $\varphi$  que geravam os melhores ajustes das vazões e das tensões não coincidiam.

O enfoque adotado nestes três trabalhos aparece como muito interessante para a obtenção de uma metodologia simples, orientada ao uso prático, e será mencionada novamente nas linhas de pesquisa sugeridas. Basicamente duas questões devem ser desenvolvidas: critérios para os valores dos parâmetros e extensão das análises e dos critérios a canais reais.

#### Método da coerência

O conceito de coerência foi introduzido por Ackers (1991, 1993), como

resultado da análise das experiências no SERC-FCF. É definida como: “O quociente entre a condutância hidráulica calculada considerando uma seção única e a calculada somando as condutâncias do canal principal e das planícies”. Esta definição explicitamente exclui o efeito da interface, e o valor deste parâmetro pode ser calculado por:

$$COH = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{\left[ \frac{\sum_{i=1}^{i=n} A_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (f_i P_i)} \right]}}{\sum_{i=1}^{i=n} \left[ A_i \sqrt{(A_i / (f_i P_i))} \right]} \quad (2.7)$$

onde  $A_i$ ,  $P_i$  e  $f_i$  são, respectivamente, a área, o perímetro molhado e a rugosidade de cada uma das sub-áreas do canal. Este parâmetro é usado junto com a relação entre o tirante na planície e o tirante total para definir fatores de correção das vazões.

### 2.2.2 Distribuição transversal de velocidades

Este enfoque analisa a distribuição transversal da velocidade média na vertical e da tensão de cisalhamento no fundo ( $\tau_b$ ). A metodologia que se enquadra nele é o método da distribuição transversal (LDM, Lateral Distribution Method), assim denominado por Wark et al. (1991). O método foi desenvolvido por pesquisadores que trabalharam no projeto SERC-FCF já citado, e as publicações usadas neste trabalho foram as de Wark et al. (1991) e de Shiono e Knight (1991) e Knight e Shiono (1990). Este método calcula a distribuição de velocidades e vazões no canal principal e na planície de inundação, e por integração as vazões no canal principal e nas planícies. Está baseado na equação transversal de quantidade de movimento em uma seção transversal, em regime permanente. Wark et al. (op. cit.) apresentaram uma solução por diferenças finitas, e Shiono e Knight (op. cit.) uma solução analítica.

Villanueva (1995) aprimorou a solução de Wark et al. (op. cit.), e essa alternativa é a que será desenvolvida neste capítulo. Knight e Shiono (1996) citam um modelo numérico de elementos finitos para a solução analítica, desenvolvido por Abril (1995).

Este método apresenta como vantagens que pode ser facilmente utilizado em conjunto com um modelo hidrodinâmico, e que, embora não seja um método simples de cálculo, pode ser usado para desenvolver um software de fácil utilização.

### 2.2.3 Modelação da turbulência

Os trabalhos que se enquadram neste enfoque têm por objetivo principal o estudo do fenómeno, sem pretender se transformar em um método de cálculo, e só serão comentados brevemente.

Keller e Rodi (1988) apresentaram a simulação de uma seção de um canal composto (de laboratório), com um modelo que utiliza uma versão integrada na vertical do modelo  $k-\varepsilon$ . As velocidades e tensões de fundo calculadas mostram boa coincidência com valores observados. Os autores também discutem o efeito das declividades dos taludes do canal principal e os valores de viscosidade turbulenta, concluindo que são necessários dados de canais naturais para avançar na compreensão do fenómeno. Eiger (1990) utilizou um modelo  $k-\varepsilon$  e um modelo algébrico de tensões de Reynolds, comparando seus desempenhos, que foram equivalentes em termos dos valores de vazão.

Os trabalhos de Pezzinga (1994), e Cokljat e Younis (1995) utilizam modelos mais sofisticados de turbulência,  $k-\varepsilon$  não linear e um modelo completo de transporte de tensões de Reynolds, respectivamente.

O uso de LES (Large Eddy Simulation) aparece em Thomas e Williams (1991, 1995), no primeiro trabalho com um  $R_e = 42.000$  e no segundo já com  $R_e = 430.000$ . No segundo trabalho foi simulado um dos experimentos do SERC-FCF, e os resultados obtidos foram razoáveis, e mostram que maiores desenvolvimento nessa área podem levar a resultados interessantes. Nenhuma referência tem sido achada ao uso de DNS (Direct Numerical Simulation).

Um comentário interessante sobre este tipo de técnicas pode ser encontrado em Knight e Shiono (1996).

Uma questão a ser analisada com cuidado em relação a estes métodos é a das hipóteses incluídas em sua formulação e desenvolvimento. Esta observação é genericamente válida para qualquer método (em qualquer área), mas neste caso é particularmente importante dado que o que se pretende obter não é simplesmente um resultado, mas uma melhor compreensão do fenómeno, em boa medida tentando suprir a falta de dados de campo e as limitações dos modelos físicos. Nesse sentido, a utilização de DNS e LES abre possibilidades interessantes.

### 2.2.4 Comentários finais

Quase todos os trabalhos citados assumem, explícita ou implicitamente

algumas hipóteses: regime permanente, canal e planície retos e de seção constante, e declividade da planície igual a do canal principal. Este trabalho também segue essa linha. É natural fazer simplificações para compreender o fenômeno, mas na medida em que, ao longo das pesquisas, os fluxos secundários tem sido identificados como o fator principal da interação entre o canal e a planície, a limitação imposta por essas hipóteses aumenta. Isso porque os escoamentos secundários dependem da “história” do escoamento, temporal e especialmente espacial. Também os escoamentos convergentes ou divergentes, provocados pela falta de paralelismo entre o canal e as planícies, ganham em importância (embora essa limitação já fosse reconhecida).

Além disso, a maioria dos estudos apresentados na literatura utiliza rugosidades na planície semelhantes às do canal principal. Isto gera um problema do ponto de vista do uso prático dos resultados, dado que usualmente esta não é a situação real. Por exemplo, os estudos geralmente citam o tirante relativo na planície como um fator decisivo na interação canal-planície, chegando, inclusive a dar faixas de valores onde esta influência é mais importante. No entanto, na presença de rugosidades muito grandes (fisicamente altas), provavelmente estes valores mudam, e pode até perder sentido o uso do tirante relativo para caracterizar o fenômeno. A série de estudos com planície rugosa do SERC-FCF é a menos citada e analisada na literatura. Em parte isto é compreensível, já que a presença de rugosidades altas na planície cria uma estrutura de fluxo extremamente complexa, sem dúvida não a melhor para começar uma análise do fenômeno. No entanto, esta é uma característica muito comum na natureza, e não necessariamente análises feitas com planície lisa podem ser estendidas ao caso de rugosidades altas.

Em relação à aplicação dos resultados das pesquisas existentes a canais naturais aparecem vários problemas, originados em fatores que não foram contemplados na maioria das experiências realizadas. Alguns deles foram devidos a limites práticos, como a relação largura/tirante ou a existência de formas de fundo (embora este fato, a diferença do anterior, não é mencionado em nenhum dos trabalhos consultados). Outros parecem ter se originado nas características dos rios mais familiares aos autores ou ao enfoque dado à pesquisa.

As questões pendentes consideradas importantes para a análise e aplicação são:

- Relação largura/tirante muito superior à usual (ou viável) em canais de laboratório (da ordem de 30). Os valores naturais são com frequência superiores a 50, e chegam até 200 em alguns casos. Isto levanta a dúvida se a influência da interface pode se estender até afetar toda a largura do rio.

- Em rios com fundo móvel, as formas de fundo podem mudar durante a passagem de uma enchente, produzindo uma mudança de rugosidade que pode compensar ou simular o efeito da interface;
- Transição suave entre o leito principal e a planície (declividade transversal das paredes do canal muito pequena), que pode fazer com que não exista interface em termos práticos. Embora alguns trabalhos reconhecem que a declividade das paredes pode afetar o fenômeno (Ackers, 1993), os casos analisado não abrangem transições suaves como as vezes acontecem na natureza, e a possível existência de um efeito de transição só é mencionada por Keller e Rodi, 1988;
- Transição também na rugosidade, já que, com frequência, na parte superior do leito principal a rugosidade aumenta (geralmente por efeito da vegetação), e cria uma faixa, abaixo e acima do nível de extravasamento, em que acontece uma diminuição da condutância hidráulica por efeito da rugosidade, que pode mascarar o efeito da interface;
- Existência de vegetação muito densa nas margens, tipo mata ciliar (ou algum outro tipo de obstáculo com um efeito semelhante). Só um trabalho (Pasche e Rouve, 1985) analisa este efeito. A maioria dos estudos é desenvolvido com planícies de inundação lisas, e os que usaram margens rugosas, não chegam a levantar a possibilidade de um "isolamento" (em termos de transferência de quantidade de movimento) entre o leito principal e a planície;

Uma questão interessante é o fato que para grandes rios não existem informações que levem a pensar que o efeito da interface seja importante. Dado que em rios pequenos e em canais de laboratório o erro produzido por desconsiderar este fenômeno pode chegar até 40 %, parece difícil que tivesse passado despercebido em rios maiores. Isto pode ser devido a que o fenômeno é pouco importante nesse tipo de rio ou a que em geral os métodos de cálculo usados nesses casos são calibrados, e o efeito esta sendo, sem saber, incluído nos resultados da calibração.

## **2.3 Método da distribuição transversal**

### **2.3.1 Equações básicas**

As equações para fluxo permanente uniforme na direção principal do escoamento são:

$$\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{continuidade} \quad (2.8)$$

$$\frac{v \partial u}{\partial y} + \frac{w \partial u}{\partial z} = \rho g \operatorname{sen} \theta + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad \text{quantidade de movimento} \quad (2.9)$$

onde  $x$  = direção do escoamento;  $y$  = direção transversal;  $z$  = direção vertical;  $u$ ,  $v$ ,  $w$  = componentes da velocidade correspondentes às três direções anteriores;  $\theta$  = inclinação do fundo na direção do escoamento;  $\tau_{yx}$  e  $\tau_{zx}$  = tensões de cisalhamento.

Combinando estas equação, e integrando na vertical (ver anexo A, e também Knight & Shiono, 1990, e Shiono & Knight, 1991), se obtém a equação utilizada por Wark et al. (1991) :

$$gHS_x - \frac{f}{8} B \frac{q|q|}{H^2} + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \lambda \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} q \frac{\partial \eta}{\partial y} \right] = \frac{\partial H(\bar{u}\bar{v})_h}{\partial y} \quad (2.10)$$

onde:  $g$  = aceleração da gravidade,  $H$  = tirante local,  $S_x$  = declividade no sentido do escoamento,  $q$  = vazão por unidade de largura ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $f$  = coeficiente de Darcy-Weisbach, que pode ser estimado diretamente ou a partir do  $n$  de Manning pela relação

$$f = \frac{8gn^2}{H^{1/3}} \quad (2.11)$$

$B$  = fator de correção do termo de atrito em função das declividades longitudinal e transversal, definido como

$$B = \left( 1 + S_x^2 + S_y^2 \right)^{1/2} \quad (2.12)$$

sendo  $S_y$  a declividade do fundo no sentido transversal ao escoamento.

O terceiro termo da equação 2.10 representa a tensão lateral de cisalhamento, formulada segundo o conceito de viscosidade turbulenta, estimada pelo modelo mais simples

$$\nu_t = \lambda U_* H \quad (2.13)$$

onde  $\lambda$  é a viscosidade turbulenta adimensional e  $U_* = (\tau_b / \rho)^{1/2}$  é a velocidade de cisalhamento.

Como a equação 2.10 é o resultado da integração na vertical, a partir de agora a velocidade  $u$  se refere sempre à média na vertical, e, portanto,  $q = uH$ . A expressão  $(\bar{u}\bar{v})_h$  no termo direito da equação 2.10 é a média na vertical do produto das médias temporais dessas duas componentes da velocidade. No trabalho de Wark et al. (op. cit.), esse termo  $(\partial\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y)$  é considerado nulo.

### 2.3.2 Solução numérica

Para a solução numérica da equação 2.10 é utilizado um esquema simples de diferenças finitas, que representa as equações usando 3 pontos:  $i-1$ ,  $i$  e  $i+1$ ; como mostrado na figura 2.3.

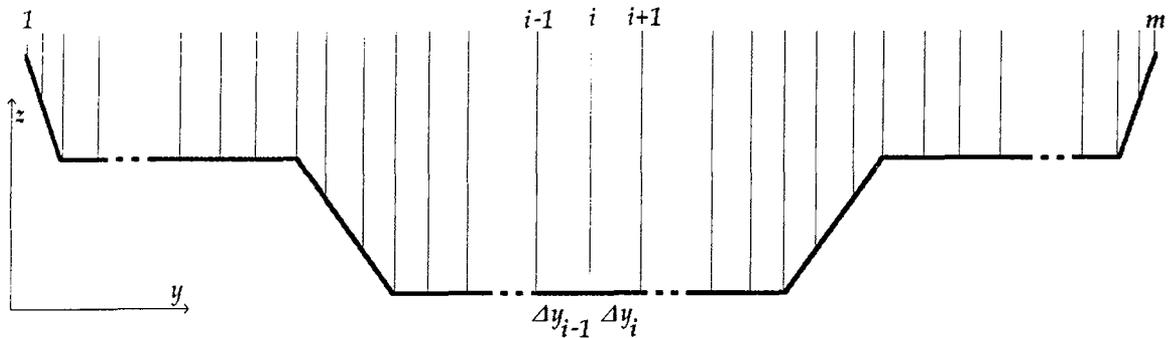


Figura 2.3: Discretização da seção transversal.

Expandindo o terceiro termo da equação 2.10, e definindo  $\alpha = \lambda(f/8)^{1/2}$ , obtém-se:

$$gHS_x - \frac{f}{8} \frac{q}{H^2} B + \alpha \left( \frac{\partial q}{\partial y} \right)^2 + \alpha q \frac{\partial^2 q}{\partial y^2} + \frac{\partial \alpha}{\partial y} q \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (2.14)$$

Os termos desta equação são primeiro discretizados, usando as equações 2.15 a 2.17 para representar as variáveis e suas derivadas.

$$q = q_i \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{q_{i+1} - q_{i-1}}{\Delta y_{i-1} + \Delta y_i} \quad (2.16)$$

$$\frac{\partial^2 q}{\partial y^2} = \frac{2}{(\Delta y_{i-1} + \Delta y_i)} \left( \frac{q_{i+1} - q_i}{\Delta y_i} - \frac{q_i - q_{i-1}}{\Delta y_{i-1}} \right) \quad (2.17)$$

Como resultado obtém-se a equação

$$gHS_x - \frac{f}{8} \frac{B}{H^2} q_i |q_i| + \alpha \frac{(q_{i+1} - q_{i-1})^2}{(\Delta y_{i-1} + \Delta y_i)^2} + \frac{2\alpha q_i}{(\Delta y_{i-1} + \Delta y_i)} \left( \frac{q_{i+1} - q_i}{\Delta y_i} - \frac{q_i - q_{i-1}}{\Delta y_{i-1}} \right) + \frac{\partial \alpha}{\partial y} q_i \frac{q_{i+1} - q_{i-1}}{\Delta y_{i-1} + \Delta y_i} = 0 \quad (2.18)$$

O resultado de aplicar esta discretização, para cada um dos pontos  $i$  com que é representada a seção transversal, é um sistema de equações não lineares com os  $q_i$  como incógnitas. Nos extremos da seção é imposto  $q_i = q_m = 0$  como condição de contorno.

Para resolver o sistema de equações é utilizado o método iterativo de Newton-Raphson. Para isso, as equações são linearizadas, usando uma série de Taylor de primeira ordem e desprezando os produtos de incrementos. O valor inicial dos  $q_i$  para o processo iterativo é calculado como

$$q_i = H_i \frac{H_i^{2/3}}{n_i} \sqrt{S_x} \quad (2.19)$$

As iterações são interrompidas quando o incremento de  $q$ , entre o resultado de duas iterações sucessivas, é menor que um determinado valor. Ao longo deste trabalho esse valor foi fixado em 1 %, o que em geral resultava em entre 3 e 6 iterações.

### 2.3.3 Aplicação a um canal de laboratório

O modelo foi aplicado a um canal de laboratório (SERC-FCF geometria 02, Wark et al., 1991), obtendo como resultado a distribuição de vazão unitária ao longo da seção. O canal é reto, de 56 m de comprimento, largura do fundo da seção principal 1,5 m, tirante de extravasamento 0,15 m, largura da planície de inundação variável, com um máximo de 10 m e tirantes da ordem de 0,15 - 0,20 m. Na simulação apresentada o tirante foi 0,198 m, a largura total para esse tirante 6,396 m, e as margens do canal principal e da planície tinham uma inclinação 1:1. O valor de  $\lambda$  foi 0,24 (constante em toda a seção) e o  $f$  de Darcy - Weisbach foi calculado a partir de um  $n$  de Manning de 0,011. Maiores detalhes sobre as instalações do SERC-FCF, e sobre os experimentos nelas realizados, podem ser achadas em Ackers, 1991. Na figura 2.4 são mostrados os resultados dessa simulação, e na figura 2.5 os valores de  $u$  (velocidade média na vertical) da mesma simulação, obtidos como  $u = q/H$ .

Só se dispunha de valores medidos na metade direita do canal, os que para efeitos de visualização têm sido reproduzidos do lado esquerdo. Isso significa que a perfeita simetria dos valores observados em relação ao centro do canal é falsa. No tanto, cabe lembrar que o canal é reto simétrico, e portanto os valores de  $u$  e  $q$  também devem ser razoavelmente simétricos.

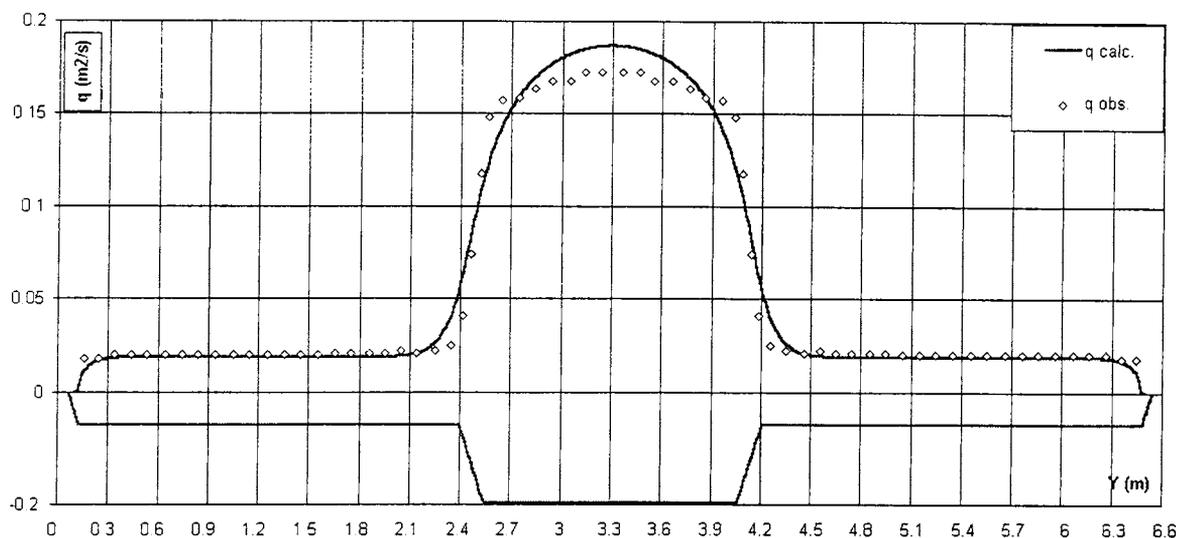


Figura 2.4: Vazão unitária, equação em  $q$ .

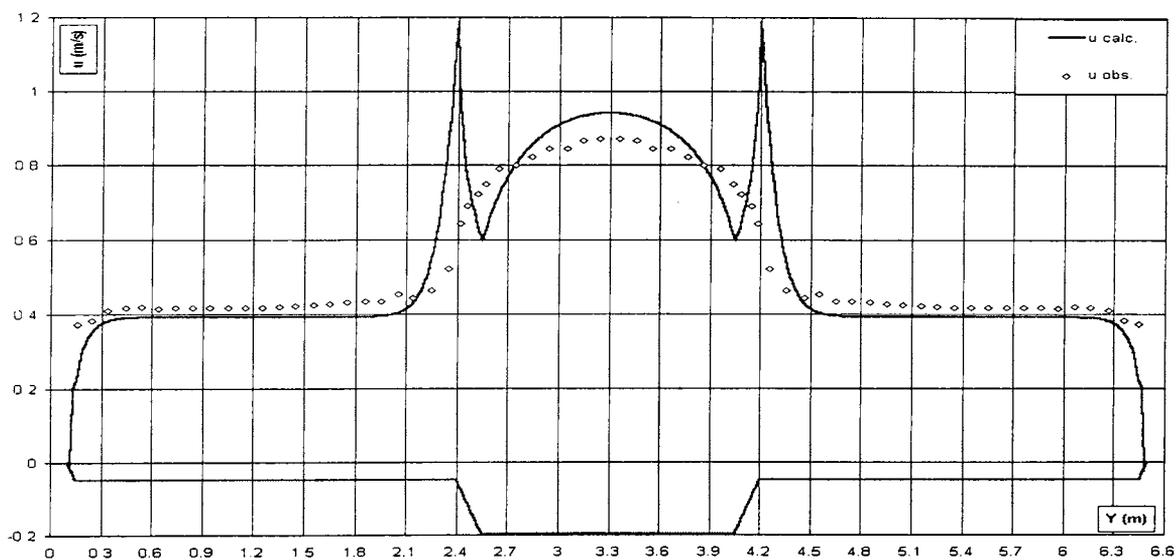


Figura 2.5: Velocidade média na vertical, equação em  $q$ .

Embora a simulação das vazões unitárias seja boa, é evidente que há algum problema nas velocidades médias na vertical ( $u$ ). O efeito de "capacete do Batman" é fisicamente absurdo, é, embora localizado, levanta dúvidas sobre a representatividade do modelo. Além disso, os resultados do modelo sobrestimam as velocidades médias na vertical no canal principal, e apresentam um decaimento mais brusco em direção à planície. Wark et al. (op. cit.) mencionam algumas tentativas para eliminar o primeiro problema,

trabalhando com a discretização, a variação da rugosidade e da viscosidade turbulenta em diferentes partes da seção. Os resultados não indicaram nenhuma melhoria significativa. Alguns testes nesse sentido foram feitos neste trabalho, também sem resultados.

Analisando as características da variável ( $q$ ) utilizada na equação, pode-se observar (fig. 2.4) que os gradientes relativos na região de transição entre o canal principal e a planície de inundação são muito grandes. Na figura 2.6 são apresentados os valores dos incrementos de  $q$  e  $u$ . Note-se que na região da interface os incrementos relativos de  $q$  são bem maiores que os de  $u$ .

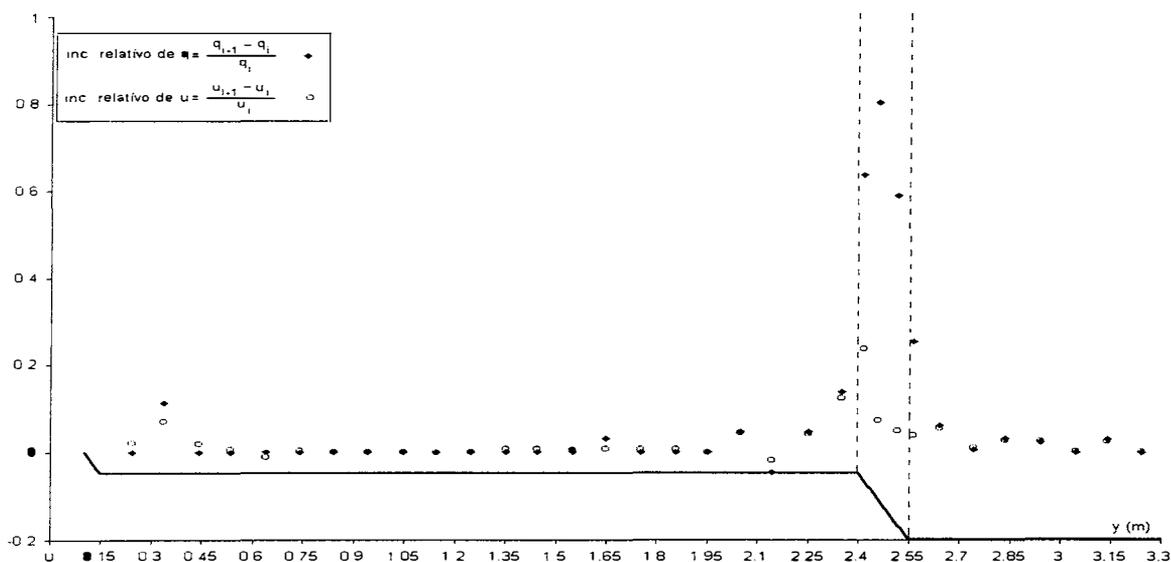


Figura 2.6: Incrementos relativos de  $q$  e  $u$ .

Isto é causado pelo fato de  $q$  ser calculado como  $q = uH$ , sendo que tanto  $u$  quanto  $H$  têm variações pronunciadas nessa região. O produto delas terá uma variação mais brusca ainda. A experiência em simulação numérica de fenômenos que apresentam mudanças bruscas mostra que as soluções numéricas tendem a suavizar essas variações. Comparando os valores observados e calculados da vazão unitária verificou-se que isso acontecia neste caso. Ao suavizar a distribuição de vazões unitárias, são gerados valores de  $q$  maiores que os reais na região de transição entre o canal e a planície, e quando esses valores são usados para obter  $u$ , aparecem os picos na região da interface. A partir disso, decidiu-se analisar a possibilidade de usar  $u$  como variável, dado que esta, pela continuidade física da água, é forçada a ter transições mais suaves.

### 2.3.4 A equação em velocidades médias

A equação 2.10, formulada em  $u$ , fica:

$$gHS_x - \frac{f}{8}Bu|u| + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \lambda \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} H^2 u \frac{\partial u}{\partial y} \right] = \frac{\partial \mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h}{\partial y} \quad (2.20)$$

e a equação discretizada é agora é

$$gHS_o - \frac{f}{8}Bu_i|u_i| + \alpha \frac{(u_{i+1} - u_{i-1})^2}{(\Delta y_{i-1} + \Delta y_i)^2} + \frac{2\alpha u_i}{(\Delta y_{i-1} + \Delta y_i)} \left( \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta y_i} - \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta y_{i-1}} \right) + \frac{\partial \alpha}{\partial y} u_i \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{\Delta y_{i-1} + \Delta y_i} = \Gamma \quad (2.21)$$

O termo  $\Gamma$  representa o valor do termo  $\partial \mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h / \partial y$ .

A técnica numérica usada foi a mesma que para a equação em  $q$ . O valor inicial de  $u$  para as iterações é calculado como

$$u_i = \frac{H_i^{2/3}}{n_i} \sqrt{S_x} \quad (2.22)$$

Na figura 2.7 podem ser observados os valores de  $q$  e  $u$ , para o mesmo caso anterior (SERC-FCF, geometria 02), simulados com as equações em  $u$ .

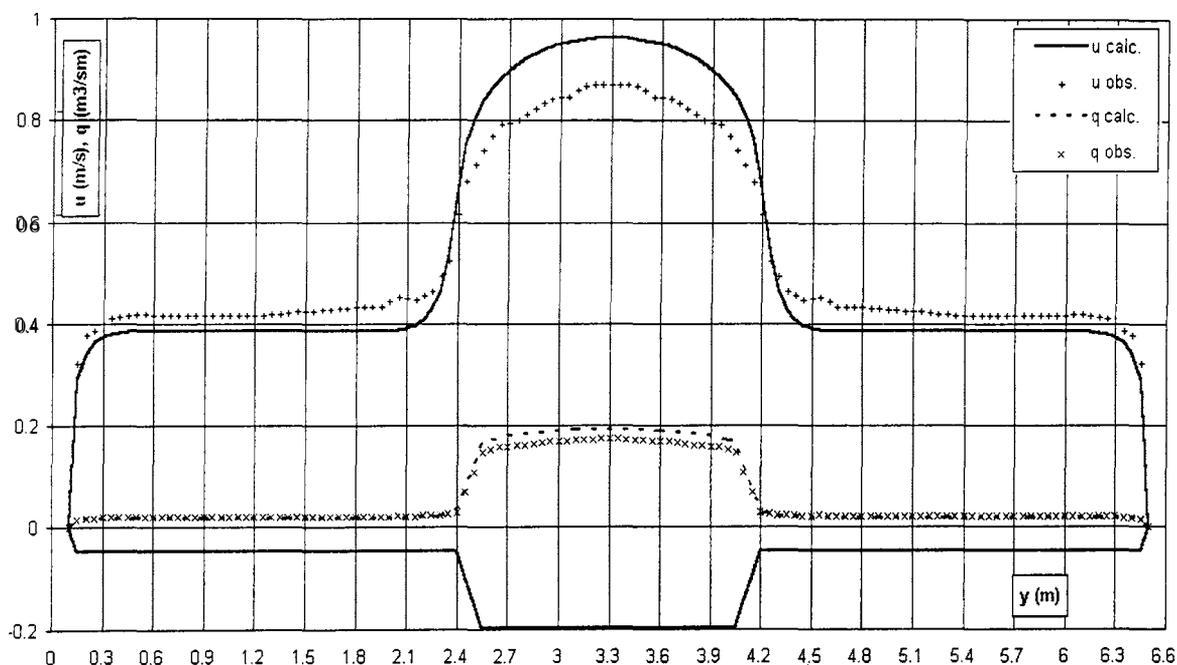


Figura 2.7: Velocidade média na vertical e vazão unitária, equação em  $u$ .

Note-se que agora os valores absurdos das velocidades na região da interface desapareceram e a forma da distribuição de velocidades é muito

semelhante à observada, mesmo na região da interface. Como consequência disto, a distribuição das vazões unitárias também é melhor. No entanto, as velocidades continuam sendo sobrestimadas no canal principal e subestimadas na planície.

Um efeito adicional da troca de variáveis é que a discretização é mais fácil. Trabalhando com  $q$  foi necessário utilizar um  $\Delta y$  de 1 cm para evitar valores fortemente negativos na região da interface. No modelo formulado em  $u$ , um  $\Delta y$  de 5 cm funcionou perfeitamente.

Nos resultados apresentados, o ajuste de  $q$  é aparentemente bastante melhor que o de  $u$ . No entanto, isto é um efeito provocado pelos pequenos valores de  $H$ , que agem, neste caso, como uma espécie de filtro otimista. Tirantes maiores fariam com que os dois ajustes fossem semelhantes.

Em relação aos problemas ainda existentes, pensou-se que estes tivessem, principalmente, duas causas:

- erros nos valores dos parâmetros, principalmente na região da interface;
- ignorar o efeito das velocidades transversais, e, em menor medida, das velocidades verticais.

Disponha-se de valores medidos dos parâmetros do modelo ( $f$  e  $\lambda$ ) e do termo de velocidades transversais para um dos casos estudados no SERC-FCF (Shiono & Knight, 1991), o mesmo que tinha sido simulado anteriormente. Isto permitiu analisar as possíveis causas dos problemas mencionados e conferir a validade do modelo, já que os erros que aparecem simulando nessas condições são os inerentes à formulação do modelo, teórica e/ou numérica. Particularmente interessante é o fato de ter valores da componente de velocidade transversal, que é a componente do modelo que dificilmente pode ser estimada em situações reais, e geralmente é considerada nula.

Na figura 2.8 são apresentados os valores dos parâmetros, para a metade direita do canal (que é simétrico). Pode-se observar que, fora da região da interface, os valores dos dois parâmetros são praticamente constantes e o termo de velocidades transversais é praticamente linear.

Nas figuras 2.9 e 2.10 podem ser vistos os resultados desta simulação. Para comparação, estão também incluídos no gráfico os valores de  $u$  calculados sem o termo  $\partial \mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h / \partial y$ , os valores iniciais de  $u$  (equivalentes aos que se obteriam com  $\lambda=0$  e  $\partial \mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h / \partial y=0$ ), e os valores sem  $\partial \mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h / \partial y$  e com  $\lambda$  e  $n$  constantes (0,24 e 0,011, respectivamente).

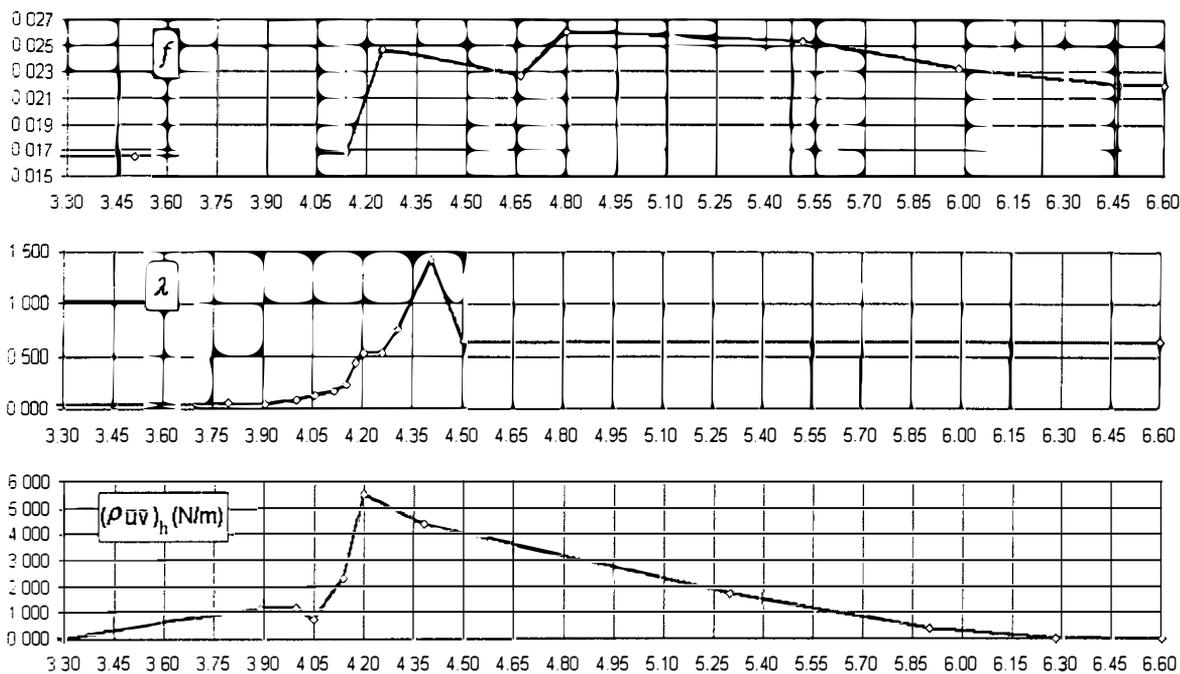


Figura 2.8: Valores de  $f$ ,  $\lambda$ , e  $\rho \bar{u} \bar{v}$ , para  $H=0,198$  m, SERC-FCF geometria 02.

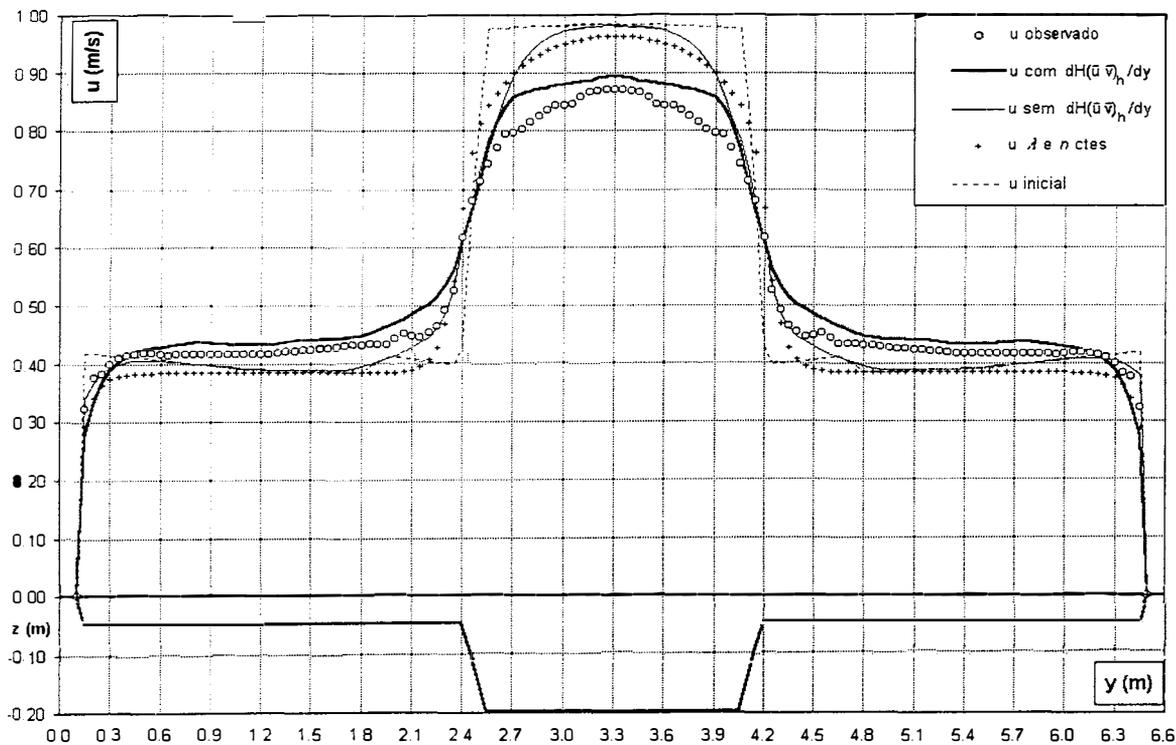


Figura 2.9: Simulação da geometria 02 do SERC-FCF. Velocidades médias na vertical.

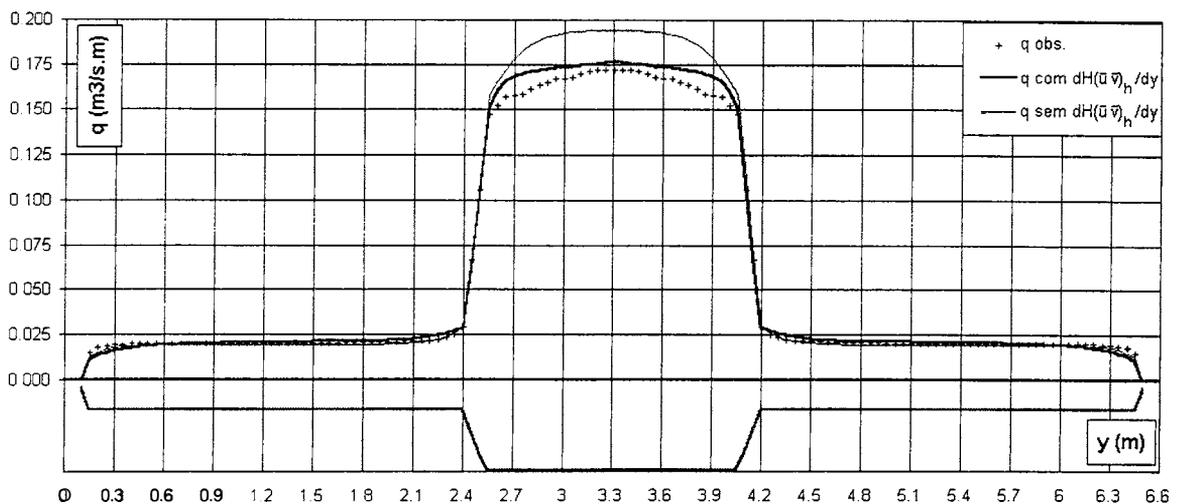


Figura 2.10: Vazões unitárias.

A análise dos resultados desta simulação pode ser dividida em duas partes:

- comparação entre os valores observados e os resultados do modelo incluindo o termo  $\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$  e;
- análise do efeito do termo  $\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$  na distribuição de velocidades.

Os resultados são bons no caso da simulação incluindo o termo  $\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$ , sendo que a causa mais provável das diferenças entre valores observados e calculados são os efeitos (não incluídos no modelo) das componentes verticais da velocidade. De fato, as regiões de maior erro coincidem com as que têm maiores componentes verticais da velocidade (gráficos com as componentes secundárias da velocidade podem ser vistos em Shiono e Knight, 1991). Neste caso, os erros nas velocidades médias na vertical são da ordem de 5 %, fora alguns pontos localizados na região da interface e perto das margens, com tendência a ser um pouco menores no canal principal e um pouco maiores na planície.

As conclusões da segunda análise não são tão agradáveis. Na simulação realizada sem o termo  $\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$ , o modelo sobrestima as velocidades no canal principal, e as subestima na planície. Os escoamentos transversais parecem ter um papel fundamental na transferência de quantidade de movimento do canal principal para a planície de inundação, tornando mais lento o escoamento no canal principal e acelerando-o nas planícies. Isto vêm de encontro ao que se pensava originalmente, que a viscosidade turbulenta era o principal mecanismo de transferência de quantidade de movimento, e cria um novo problema, já que este termo é o menos conhecido da equação, tanto em termos de comportamento quanto de quantificação. Um tratamento

abrangente de fluxos secundários em canais pode ser achado em Nezu e Nakagawa, 1993, mas sem nenhuma referência à interação canal-planície.

O efeito dos escoamentos transversais pode ser compensado com modificações da rugosidade, quando houver a possibilidade de calibrar o modelo (ou calibrar a aplicação dos resultados, como no exemplo de aplicação apresentado neste capítulo). Outra alternativa, sugerida por Knight (1996) é considerar o termo  $\partial H(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$  como mais um parâmetro a definir no ajuste.

A primeira alternativa tem como vantagens a simplicidade, e o fato de que a rugosidade é menos dependente do tirante que os fluxos secundários, mas cria problemas se o objetivo do uso do método é determinar as tensões no escoamento, que são função da velocidade e do coeficiente de rugosidade. Se este tem seu valor aumentado ou diminuído para compensar o efeito das velocidades transversais, a tensão de fundo sofrerá o mesmo efeito, já que é função direta do coeficiente de rugosidade ( $\tau_b = \rho u^2 f/8$ ).

A segunda alternativa, em princípio, poderia diminuir esse problema, e dar uma maior transparência aos parâmetros. No entanto tem alguns inconvenientes. Primeiro, não se sabe muito sobre os escoamentos secundários, quando e quanto são importantes, e quais seriam valores razoáveis desse parâmetro. Segundo, na maioria das situações reais não se conhece o valor real da rugosidade, e, pela experiência até o momento, a grandeza do efeito dos fluxos secundários é semelhante à margem de erro da rugosidade. Por exemplo, no caso da figura 2.9, o efeito das velocidades transversais equivale a um aumento da rugosidade de ~15 % no canal principal, e diminuição de ~8 % nas planícies, dentro da margem de erro das estimativas normais.

Outros testes do SERC-FCF foram simulados, a citada geometria 2 com tirantes de 0,169 m e 0,288 m, e a geometria 3, com o mesmo canal principal e planície de inundação mais estreita (3,60 m, contra 6,60 m da geometria 2), para tirantes de 0,167 m, 0,199 m, e 0,300 m. Os resultados podem ser vistos na figuras 2.11 a 2.13. Comparando os resultados das geometrias 2 e 3 (para tirantes semelhantes) pode ser notada a influência da largura da planície. Na geometria 3 em nenhum momento chega a se estabelecer uma velocidade constante na planície, o que sempre acontece na geometria 2. Nas duas geometrias o modelo consegue simular bem as velocidades no canal principal para os tirantes menores (0,169 m e 0,167 m). No entanto, estes tirantes (~ 2 cm na planície) estão provavelmente fora do limite de validade de um modelo físico, e sofrem de efeitos (e. g. tensão superficial) que não aparecem na realidade. Em todos os casos o modelo se comporta melhor com a geometria 3, aparentemente porque o escoamento consegue acelerar toda a planície, diminuindo a incidência dos fluxos secundários. No caso dos

tirantes mais altos (0,288 m e 0,300 m), as flutuações na distribuição de velocidades (particularmente na geometria 2) podem indicar uma estrutura complexa de fluxos secundários, ou podem ser devidas a tempos muito curtos de medição, que dificultam a convergência das medições. É neste caso que o modelo apresenta seu pior resultado.

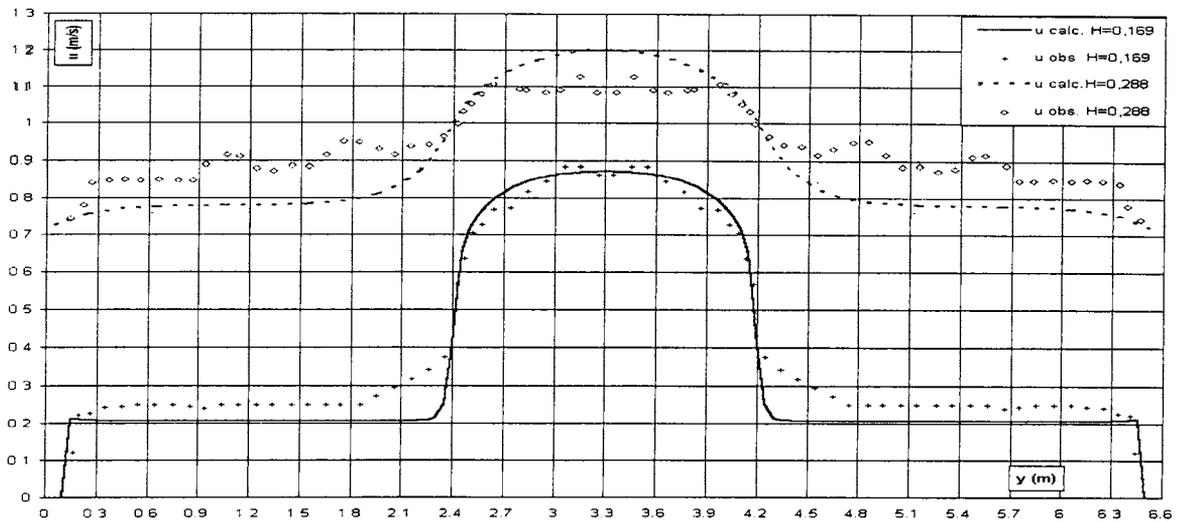


Figura 2.11: Distribuição de velocidades, geometria 2,  $H=0,169$  e  $0,288$  m.

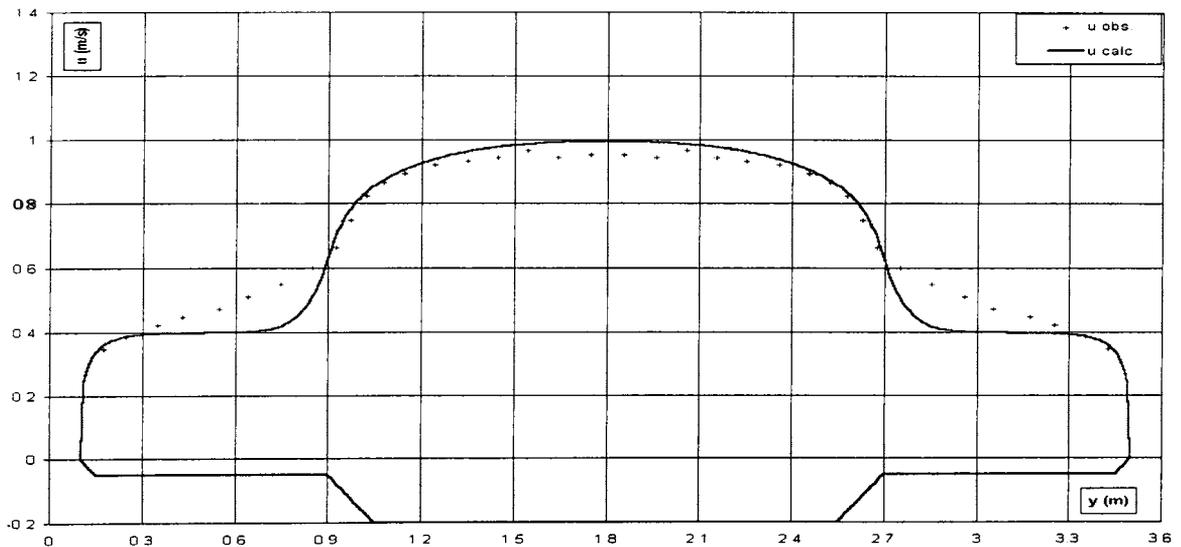


Figura 2.12: Distribuição de velocidades, geometria 3,  $H=0,199$  m.

### 2.3.5 Estimativa de $\lambda$ e $n$

Basicamente o modelo tem dois parâmetros, a rugosidade e a viscosidade turbulenta. Como já foi comentado, o termo de velocidades transversais também pode ser tratado como um parâmetro. Não se conhece o suficiente sobre este termo como para fazer maiores comentários à respeito dele.

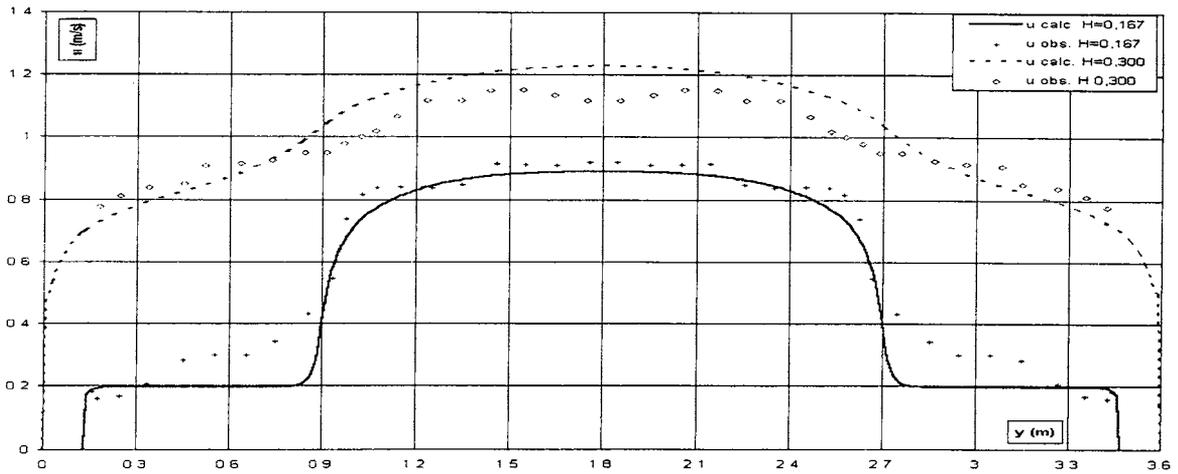


Figura 2.13: Distribuição de velocidades, geometria 3,  $H= 0,167$  e  $0,300$  m.

A rugosidade é o mais simples de estimar, o que pode ser feito a partir do  $n$  de Manning, o  $f$  de Darcy-Weisbach ou qualquer outro que se considere adequado. Existe abundante literatura em relação a valores de rugosidade de canais, tanto naturais quanto artificiais (e.g. Chow, 1959). Já no caso das planícies é mais difícil achar referências. Deve-se lembrar que os valores citados correspondem geralmente à situação sem influência da planície sobre o canal ou vice-versa. Além disso, é conveniente levar em conta que os valores de rugosidade obtidos nas calibrações usuais de vazão são a resultante de todos os efeitos existentes (como a formula de Cowan faz com as características de um trecho de rio), e que no modelo apresentado esses efeitos são considerados separadamente. Isto é importante porque é a este parâmetro que o modelo é mais sensível (fig. 2.14), o que faz com que facilmente qualquer outro efeito seja mascarado por ele. Como foi mencionado antes, nas simulações realizadas variações da ordem de 10 % na rugosidade tinham o mesmo efeito que incluir ou desprezar o termo de velocidades transversais.

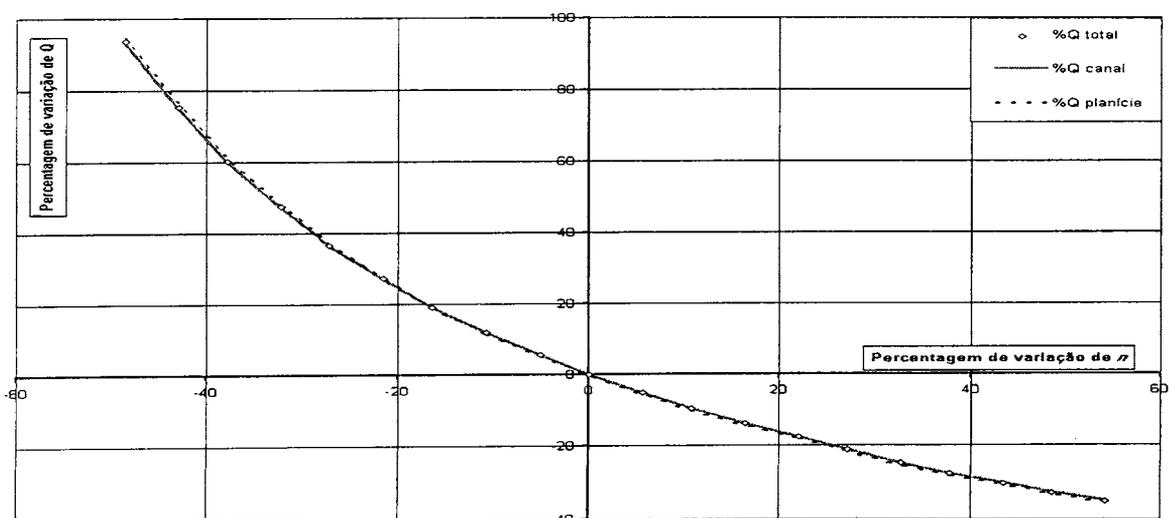


Figura 2.14: Sensibilidade das vazões à rugosidade.

Em princípio, a adoção do coeficiente de adimensional de viscosidade turbulenta é um pouco mais complicada, já que não é fácil achar na literatura critérios que permitam estimar um valor em função das características do fluxo usualmente conhecidas. Comentários à respeito podem ser achados em Keller e Rodi, 1988, Wark et al., 1991 e Shiono e Knight, 1991. Em Eiger, 1988 e em Nezu e Nakagawa, 1993, pode ser achado um tratamento abrangente sobre turbulência em canais (coeficientes e modelos), mas sem planícies de inundação. Em geral os valores citados na literatura estão na faixa  $0,16 \pm 0,08$  para o canal principal, sendo que no trabalho de Shiono e Knight é possível achar na planície valores da ordem de 10 vezes os citados. No entanto, a sensibilidade do modelo a esse parâmetro é baixa, como pode ser visto na figura 2.15, e a importância do fenômeno por ele representado, menor do que se pensava originalmente.

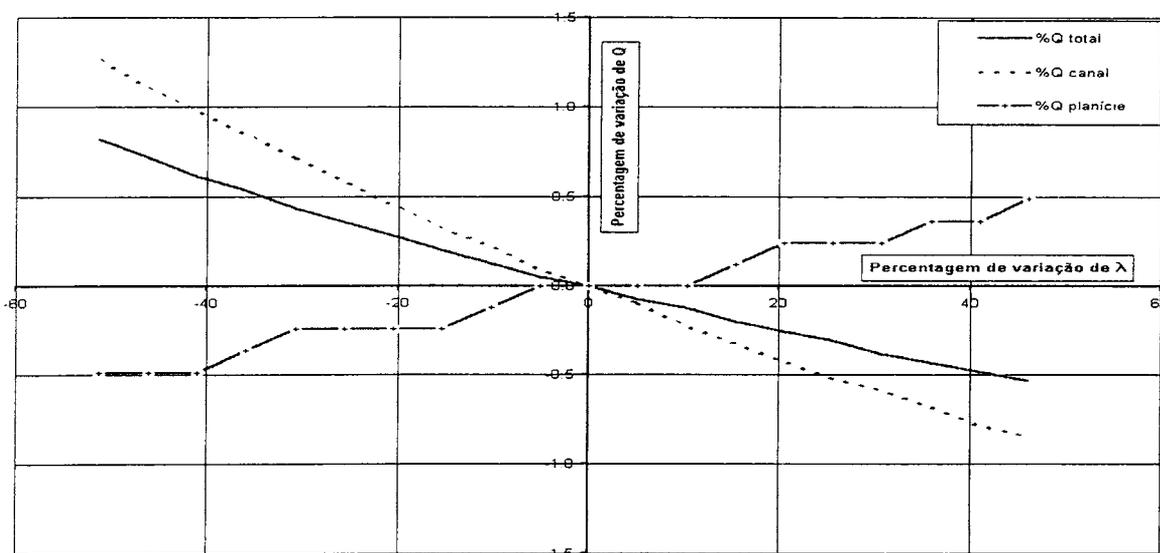


Figura 2.15: Sensibilidade das vazões à viscosidade turbulenta.

### 2.3.6 Utilização num modelo hidrodinâmico

O modelo apresentado fornece uma maneira simples e eficiente de incorporar o efeito da interface em um modelo hidrodinâmico, que é utilizar uma estimativa da condutância hidráulica ( $K$ ) que leve em conta o fenômeno. Outra questão que aparece ao simular um canal composto com as equações de Saint Venant é que o coeficiente de correção por distribuição de velocidades ( $\beta$ ) pode ser significativamente diferente de 1, e muda com o tirante, ao contrario das hipóteses mais frequentemente usadas na formulação e programação. O uso direto de  $K$  (e não rugosidade e raio hidráulico) em um modelo hidrodinâmico requer só uma pequena (ou nenhuma) adaptação na programação, e, geralmente, nenhuma na formulação das equações ou sua discretização. Já no caso de  $\beta$ , infelizmente não é possível considerá-lo explicita ou implicitamente 1 e excluí-lo das

equações, como é feito com frequência. Isto implica que é necessário desenvolver a linearização e a discretização considerando este termo.

O método da distribuição lateral (LDM) se adapta muito bem ao cálculo de  $K$  e  $\beta$ , já que fornece a distribuição de velocidades e vazões ao longo da seção transversal. Neste trabalho foi montado um conjunto de programas para fazer o tratamento completo de uma série de seções, partindo dos dados topográficos (pares de valores  $y$ - $z$ ), e chegando em tabelas  $z$ - $K$  e  $z$ - $\beta$ , em formato já pronto para utilização em um modelo hidrodinâmico. A seguir é descrito o procedimento de utilização do método da distribuição lateral na calibração de um modelo hidrodinâmico e as características básicas dos programas utilizados.

### Procedimento de calibração

Em um modelo hidrodinâmico a calibração consiste em obter valores de rugosidade para cada seção (únicos ou tabelas em função da cota), que resultem em uma boa coincidência entre valores observados e calculados. No procedimento usual os valores de rugosidade são fornecidos diretamente ao modelo, como dados de entrada. Na utilização do LDM aparece um passo intermediário, no qual os valores de rugosidade são usados no LDM para gerar as tabelas  $z$ - $K$  e  $z$ - $\beta$ , as que são usadas pelo modelo hidrodinâmico. Este passo intermediário requereria uma calibração prévia do modelo LDM, para verificar que as distribuições de velocidades (ou vazões unitárias) sejam adequadamente reproduzidas.

Como foi visto anteriormente, o LDM tem dois parâmetros básicos, as rugosidades e  $\lambda$ . Além disso existem as questões do termo  $\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$  e da declividade. As rugosidades são novamente o principal parâmetro da calibração. Para a viscosidade turbulenta  $\lambda$  pode ser usado um valor característico de rios como ponto de partida, e depois fazer com ele ajustes complementares aos da rugosidade, já que a sensibilidade do modelo a  $\lambda$  é muito baixa.

No caso de  $\mathcal{H}(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$  não existem estimativas de seus valores e/ou características, embora se suspeite que tem pouco importância na maioria dos rios. Na prática seus efeitos podem ser representados com mudanças nas rugosidades relativas (canal principal/planície), aumentando a rugosidade do canal principal e diminuindo as das planícies.

A declividade longitudinal tem um peso decisivo nos valores das velocidades e das vazões e, mesmo que se dispunha de medições de velocidade para a situação de extravasamento (o que é raro), seria um milagre (e não dos menores) ter também valores medidos da declividade da linha de água. Mas nem tudo está perdido, a condutância hidráulica não

depende do valor adotado para a declividade, como pode ser deduzido da equação 2.18:

$$Q = K\sqrt{S} \Rightarrow K = \frac{Q}{\sqrt{S}} \quad (2.23)$$

Para obter  $K$  pode-se adotar um valor razoável de  $S$ , e calcular com o LDM o valor de vazão correspondente. Depois, a vazão é dividida pelo valor de  $S$  utilizado no seu cálculo, e portanto o valor de  $K$  é indiferente ao valor de  $S$  adotado.

Embora o desconhecimento do valor de  $S$  não impeça o cálculo das condutâncias hidráulicas, limita a calibração do modelo LDM, já que não é possível saber se os erros cometidos nas velocidades são causados pela rugosidade ou por usar uma declividade diferente da que acontecia no rio no momento da medição.

A saída para isto consiste em fazer primeiro uma calibração para níveis menores que o de extravasamento, para ajustar a rugosidade da calha do rio, obtendo assim um ponto de partida para a calibração da distribuição de velocidades. Depois é feita a calibração da forma da distribuição de velocidades, procurando valores de rugosidade das planícies e da calha que reproduzam os valores relativos de velocidade entre a calha e a planície, isto é, aceitando como válidas distribuições “paralelas” à observada. Uma vez completados estes dois passos se procede a calibrar o modelo hidrodinâmico, usando o LDM para calcular as tabelas de  $K$  e  $\beta$ , alterando as rugosidades do canal e das planícies, mas mantendo a proporcionalidade entre elas. Como neste caso as rugosidades estão incorporando o efeito do termo  $\partial H(\bar{u}\bar{v})_h/\partial y$ , pode ser conveniente utilizar para o canal principal pelo menos dois valores de rugosidade, um para níveis inferiores ao de extravasamento e outro para níveis superiores a ele, e mexer nesta etapa só com a rugosidade da faixa superior.

Os últimos parágrafos se referem a uma alternativa otimista (irreal ?), que é a de ter valores observados da distribuição de velocidades para situações de extravasamento. Quando não é este o caso (usualmente) o procedimento seria calibrar primeiro a calha, depois estimar valores de rugosidade para as planícies e fazer a calibração do hidrodinâmico, usando o LDM para calcular as tabelas de  $K$  e  $\beta$ , trabalhando principalmente com as rugosidades da planície.

No caso de aplicação apresentado neste capítulo se dispunha de uma medição de velocidades em situação de extravasamento, mas com profundidades baixas em relação às máximas a simular, pelo que foi feita uma calibração parcial do LDM, e depois trabalhou-se com o hidrodinâmico.

## Os programas

O procedimento de calibração aqui desenvolvido utiliza, além do modelo hidrodinâmico, dois programas, o do modelo LDM e outro que gera a discretização a ser usada pelo primeiro. Os programas foram preparados para processar de maneira automática, mas supervisionada (para identificar e tratar situações especiais), todas as seções, a partir dos dados topográficos (pares de valores  $y - z$ ), e dos valores de  $\lambda$  e da rugosidade, para o canal principal e para as planícies.

O programa que gera os pontos a serem usados pelo LDM utiliza, além dos dados citados, as coordenadas dos pontos de extravasamento e a localização do eixo do canal principal. O programa gera os pontos da discretização preenchendo o espaço entre dois pontos medidos com pontos adicionais espaçados segundo um  $\Delta y$  "padrão" previamente escolhido. Como a distância entre dois pontos observados normalmente não é um múltiplo do  $\Delta y$ , o programa determina qual é o espaçamento mais próximo do indicado que resulte em pontos igualmente espaçados entre os dois observados. Embora este procedimento implique em uma pequena dificuldade adicional, por gerar  $\Delta y$  não uniformes, garante que todas as feições relevantes (e medidas) da seção sejam preservadas. A cada um dos pontos é atribuído um valor de rugosidade e de  $\lambda$ . Na versão atual só é possível usar um valor de cada parâmetro no canal principal e em cada uma das planícies de inundação. A rugosidade e  $\lambda$  também não variam com o nível. Seria uma extensão simples dos programas incorporar essas duas variações.

Para gerar as tabelas de  $K$  e  $\beta$ , o LDM é aplicado para uma série de níveis ( $z_i$ ) definidos um a um ou a partir de cotas inferior, superior e número de pontos da tabela (fig. 2.16).

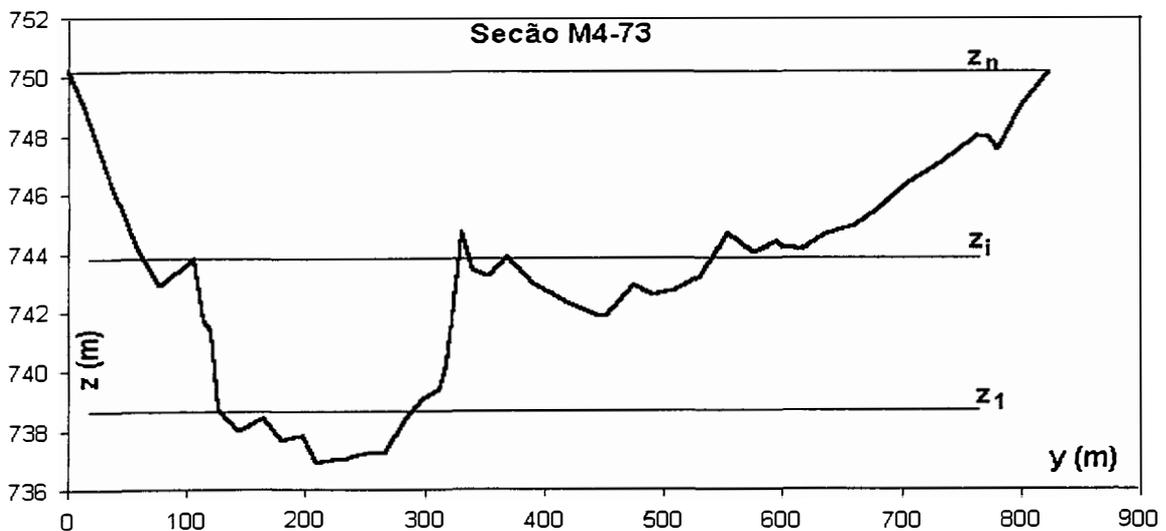


Figura 2.16: Níveis para as tabelas de  $K$  e  $\beta$ .

Para cada um desses níveis a seção é “percorrida” no sentido transversal, procurando todos os “canais” que tenham capacidade de conduzir escoamento. No tratamento inicial dos dados deve ser feita uma análise preliminar para identificar as depressões locais que só funcionam como armazenamento, as que devem ser incorporadas na área mas não na condutância hidráulica. Pelo menos no caso em que esta metodologia foi aplicada, essa classificação não tinha muita importância, já que para níveis próximos da cota de extravasamento, que é quando aparecem essas situações, as velocidades na planície são muito pequenas.

## 2.4 Aplicação a um caso real

### 2.4.1 Descrição do problema de União da Vitória

As cidades de União da Vitória e Porto União se desenvolveram nas margens do rio Iguaçu, na divisa entre Santa Catarina e Paraná (fig. 2.17). O trecho do rio a montante de Porto Vitória tem uma declividade baixa, com planícies de inundação largas. No trecho a jusante de Porto Vitória a declividade é bem maior, fato que favoreceu a instalação de usinas hidroelétricas, como Foz de Areia, que se encontra ~100 km a jusante de União da Vitória.

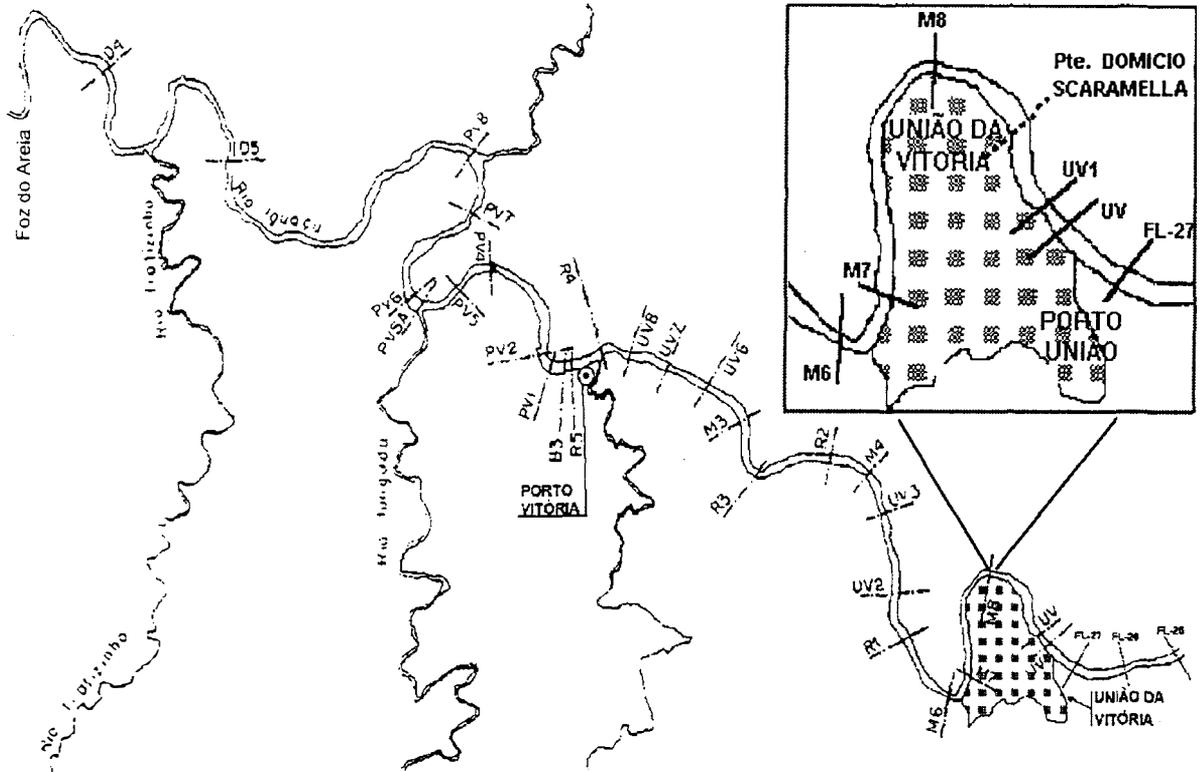


Figura 2.17: Rio Iguaçu entre União da Vitória e Foz do Areia.

Existe a tendência da população ocupar a planície de inundação durante anos de pequenas inundações, criando um potencial risco de prejuízos para o futuro, quando ocorrem enchentes mais críticas. Na bacia do rio Iguaçu só aconteceram enchentes pequenas ou médias por um período razoavelmente longo (1936 a 1982). Essa baixa frequência, que também ocorreu em bacias vizinhas como a do rio Itajaí-Açu (Tucci, 1995), induziu a população a ocupar a área de risco da planície de inundação.

Com a construção da Usina de Foz de Areia, no início da década de 80, foi criado um lago que influencia os níveis de escoamento por um longo trecho à montante. O projeto do reservatório, analisou a influência dos níveis operacionais sobre as enchentes nas referidas cidades, considerando duas alternativas: 1) construção de diques de proteção contra enchentes nas cidades ou; 2) operação da Usina de Foz de Areia, com regras que não venham produzir aumento de níveis de enchentes nas cidades.

Os primeiros estudos estimaram que uma cota operacional de 744,00 m em Foz de Areia não provocaria aumento de níveis nas cidades. No entanto, a própria COPEL, através de estudos técnicos em 1982 e 1985, constatou que esses níveis operacionais eram altos e recomendou, inicialmente, operar com a cota de 742,00 m e posteriormente com 741,50m.

Na enchente de 1983 as cidades sofreram uma enchente de significativo impacto, com prejuízos econômicos que redundaram em grandes dificuldades para as empresas industriais e comerciais locais, algumas das quais nunca se recuperaram. Essa enchente teve a maior cota de inundação em 107 anos (risco estimado de 120 anos e 62 dias de duração) e o prejuízo estimado em US \$ 78,1 milhões. Na época, apenas com os dados de registros contínuos (1930-1983), foi estimada que a cheia poderia ter um tempo de retorno de até 1000 anos. No entanto, esses resultados não consideraram as marcas históricas que foram identificadas posteriormente.

A população encontrou na barragem de Foz do Areia e na COPEL os grandes culpados pela causa da enchente o que gerou um conflito, agravado por dificuldades de comunicação. Esse conflito foi perdendo força, mas em 1992 ocorreu uma outra enchente, menor que a de 1983, mas de magnitude e impactos semelhantes (risco estimado de 30 anos, duração de 65 dias e prejuízos de US \$ 54,6 milhões). Como a população tinha entendido que o risco da mesma era muito pequeno e novamente, em menos de 10 anos, aconteceu uma segunda enchente, o conflito retornou em intensidade maior.

Para determinar as causas dos altos níveis atingidos pelas enchentes de 1983 e 1992, e esclarecer a influência da barragem de Foz do Areia, particularmente de suas cotas de operação, foi realizado um estudo (Tucci e Villanueva, 1997) que incluiu a simulação do rio Iguaçu entre União da

Vitória e Foz do Areia. Outros objetivos do estudo foram analisar possíveis obras a serem executadas nos pontos críticos do rio, elaborar mapas para o zoneamento de inundações e recomendar medidas a serem adotadas pela cidade para diminuir os danos provocados pela inundações.

## 2.4.2 Calibração do modelo

Para simular o trecho do rio entre União da Vitória e Foz de Areia foi utilizado o modelo hidrodinâmico apresentado por Tucci (1978), que só precisou uma pequena adaptação no programa, para usar  $K$ , e não  $n$  e raio hidráulico. Na figura 2.17 foi apresentado o trecho do rio, e na figura 2.18 podem ser vistas as seções no perímetro urbano das cidades de União da Vitória e Porto União. Para realizar um diagnóstico da situação e propor soluções era necessário simular todo o trecho do rio entre Foz do Areia e União da Vitória.

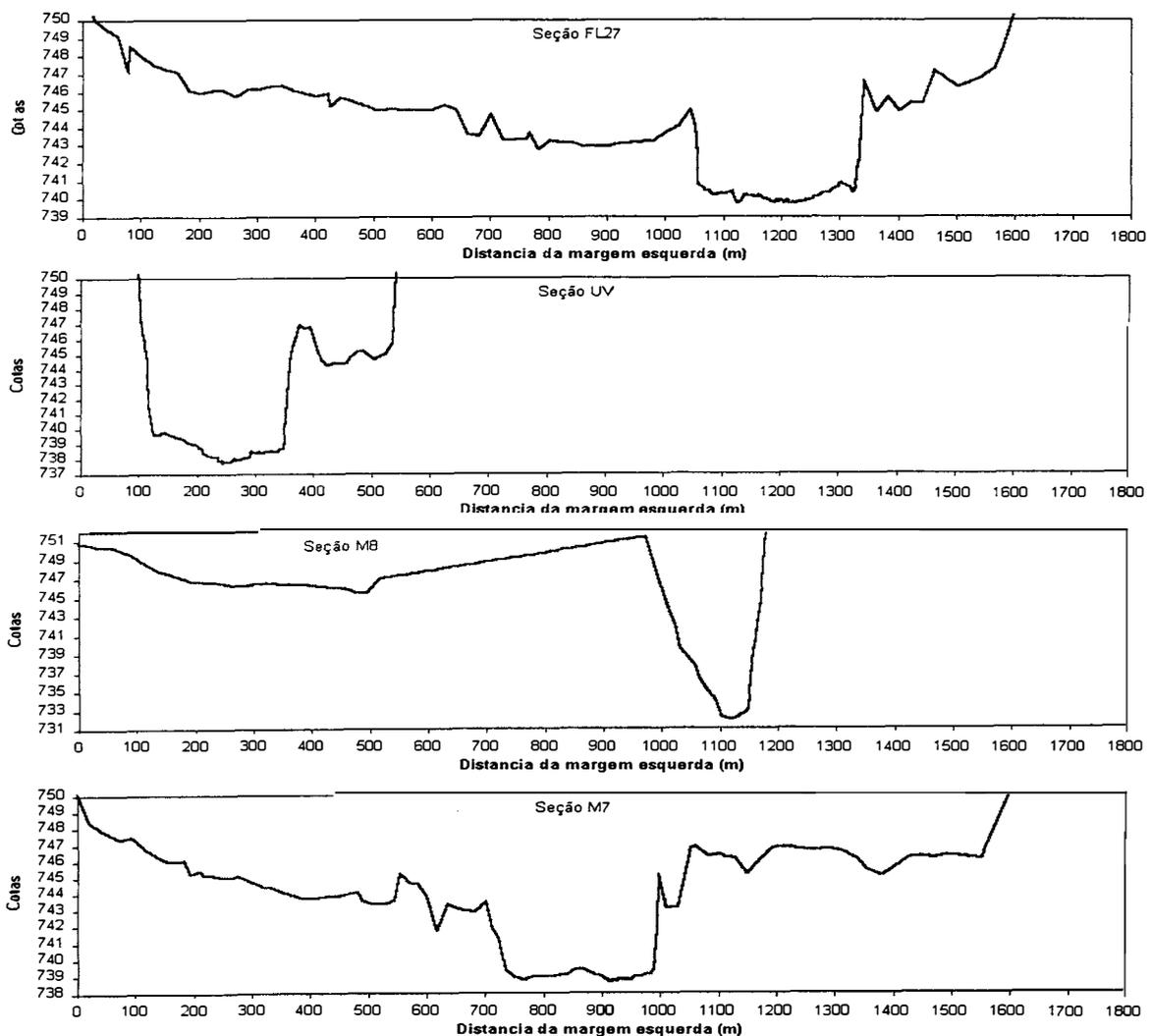


Figura 2.18: Seções nas cidades de União da Vitória e Porto União.

No trecho a simular existem seções com planícies de inundação de até 1500 m de largura, e nas situações a simular o tirante nelas chega a ser da ordem de 5 m, como pode ser visto na figura 2.16 e 2.18. Quando a profundidade nas áreas de inundação é baixa, pode-se considerar que não existe escoamento nelas, só armazenamento. No entanto, para profundidades maiores, a vazão pode não ser desprezível e deve ser levada em conta. Para contemplar esse fato foi usado o método da distribuição lateral (LDM), apresentado anteriormente. Além de melhorar a representação do funcionamento geral das planícies de inundação, esta metodologia permite avaliar mais adequadamente o efeito dos aterros das pontes na cidade, o que não seria possível se somente fosse considerado armazenamento nas planícies de inundação.

No estudo, o rio Iguaçu foi discretizado entre uma seção a montante de União da Vitória (FL-25) e a Usina Foz de Areia (D1). No caso da enchente de 1992 foi incluída a seção da ponte Domício Scaramella, que não existia em 1983. As condições de contorno utilizadas no ajuste e nas simulações realizadas (anexo B) foram as seguintes:

- A montante a seção FL-25, com as vazões de União de Vitória, onde existem dados observados de níveis, transformados em vazões através da curva chave do local e corrigidas para levar em conta o acréscimo de percurso entre as seções FL-25 e UV (localização da régua);
- A jusante as cotas em Foz do Areia.

#### Planícies de inundação

Para fazer uma calibração do modelo LDM só se dispunha de uma medição de velocidades em situação de extravasamento, correspondente à seção UV (fig. 2.17), com tirantes pouco superiores a 1,5 m na planície, e sem dados de declividade da linha de água. Além disso a seção esta localizada em uma área urbana, pelo que parte da planície esta ocupada por construções. Como a maior parte das seções a simular está em áreas rurais, e os tirantes máximos chegam a 5 m, a seção não é particularmente representativa. No entanto, a situação é bem representativa das condições normais de trabalho.

Procedeu-se então a simular o escoamento nessa seção com o modelo apresentado no item 2.3.4, para fazer uma calibração parcial e preliminar das rugosidades no canal principal e na planície. A calibração final foi feita com o modelo hidrodinâmico, voltando ao LDM de maneira recursiva ao longo do processo. Foi adotado um valor de  $\lambda$  de 0,16, e o termo  $\partial H(\bar{u}\bar{v})/\partial y$  foi considerado nulo. A declividade  $S_x$  foi estimada usando a declividade do fundo do trecho de rio entre as seções FL-25 e M8. Na figura 2.19 é apresentado o resultado da simulação com os valores finais adotados para a rugosidade, que foram de 0,032 no canal principal e 0,25 nas planícies. Pode-

se notar que as velocidades máximas aparecem encostadas na margem direita, provavelmente por efeito dos escoamentos secundários no canal principal, que o modelo não consegue reproduzir. A diferença entre valores observados e calculados é devida a diferença entre a rugosidade estimada e a que realmente acontecia quando foi feita a medição. Na planície as velocidades calculadas foram deixadas propositalmente um pouco maiores, já que provavelmente quando são atingidos tirantes maiores a rugosidade é um pouco menor. Fora o caso das seções das pontes, que será comentado a seguir, não foi necessário mudar a rugosidade com o tirante.

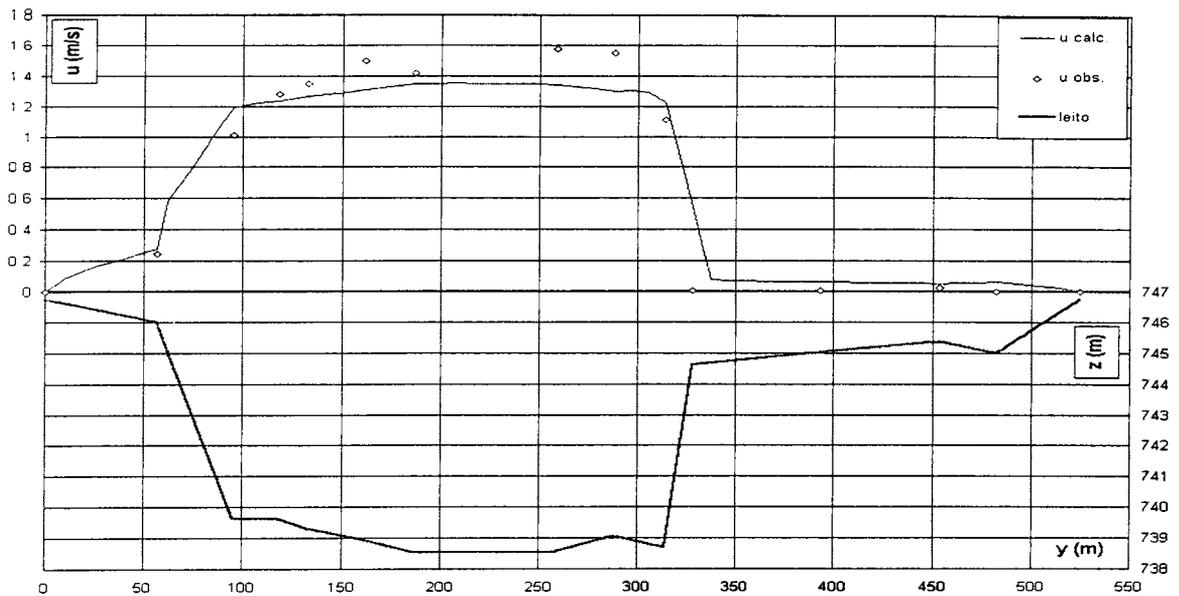


Figura 2.19: Simulação com o método da distribuição lateral de uma seção do rio Iguaçu.

Os resultados da calibração sugerem que os fluxos secundários entre o canal principal e a planície são pouco importantes, já que foi possível utilizar o mesmo coeficiente de rugosidade abaixo e acima do nível de extravasamento. Nas figuras 2.20 e 2.21 podem ser vistas as variações de  $K$  e  $\beta$  para uma seção típica do trecho, a da figura 2.16.

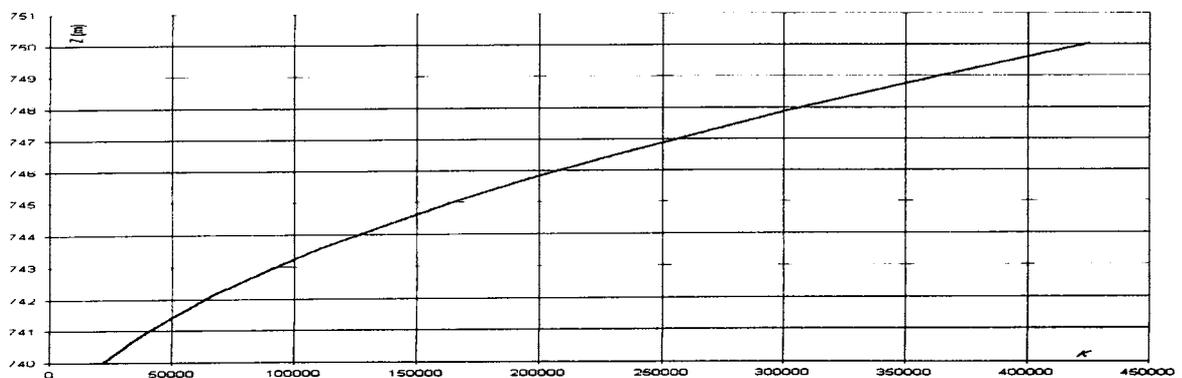


Figura 2.20: Condutância hidráulica ( $K$ ) em função do tirante.

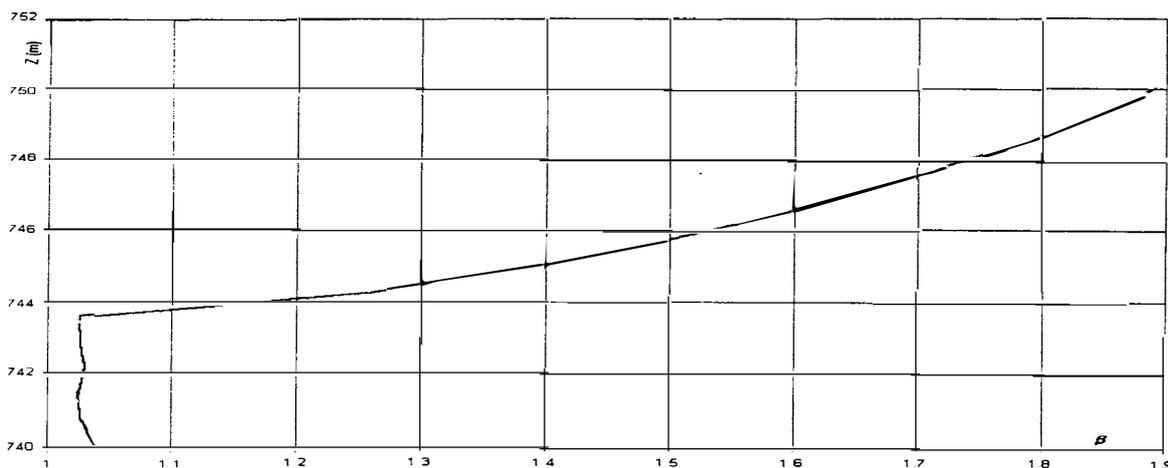


Figura 2.21:  $\beta$  (coeficiente de correção da quantidade de movimento), em função do tirante.

### Pontes

Durante o processo de ajuste do modelo apareceu um problema com os níveis maiores (acima de  $\sim 748,5$  m), para os quais era necessário aumentar a rugosidade para obter um bom ajuste. Isto era estranho, já que para o resto da faixa de trabalho (de  $\sim 742$  m até  $\sim 750$  m) o ajuste era bom com um valor único de rugosidade para todo o intervalo. Procurou-se alguma explicação física que justificasse esse aumento da rugosidade, mas as que se conseguiu imaginar resultavam um tanto forçadas e não eram convincentes. Anteriormente (no tempo) tinha sido realizado o estudo do efeito, sobre a condutância hidráulica, de dividir uma seção em subseções, e decidiu-se aplicar esse enfoque aos pilares das pontes existentes no trecho. Este efeito muda com a profundidade, e um simples aumento da rugosidade da seção não consegue reproduzi-lo corretamente, particularmente quando o intervalo de profundidades a simular é grande. Foi então analisada a variação da condutância hidráulica em uma seção com pilares, comparando a condutância hidráulica de uma seção com outra igual, mas dividida em subseções, ambas com a mesma rugosidade. Para o cálculo da condutância hidráulica foi utilizada a fórmula de Manning. A partir disso foi definida uma curva de correção da rugosidade com a profundidade (figura 2.22). Esta curva foi usada nas seções das pontes para definir a rugosidade correspondente a cada profundidade, a partir de uma rugosidade básica da seção, considerada igual à rugosidade das demais seções do trecho. Quando a curva foi introduzida no ajuste, o modelo calculou os níveis corretos para toda a faixa em estudo.

### **Resultados do ajuste**

A análise do ajuste do modelo foi realizada comparando valores calculados e observados de cotas em União da Vitória para as enchentes de 1983 e 1992 e as cotas e vazões em Porto Vitória (enchente de 1992). Essas

enchentes abrangem vazões entre 240 e 5.000 m<sup>3</sup>/s (vazão máxima observada em União da Vitória em 1983), o que faz com que a calibração seja válida para um intervalo muito abrangente de vazões. Nestas simulações, como em todas as que seguiram, o intervalo de cálculo utilizado no modelo foi de 2 hs, e as simulações foram iniciadas, no mínimo, 150 hs antes de que acontecessem aumentos significativos da vazão. Nas figuras 2.23, 2.24 e 2.25 são apresentados os resultados do ajuste do modelo para os eventos referidos. Como se observa, os ajustes obtidos são bons, o que permite uma maior confiabilidade das estimativas do modelo.

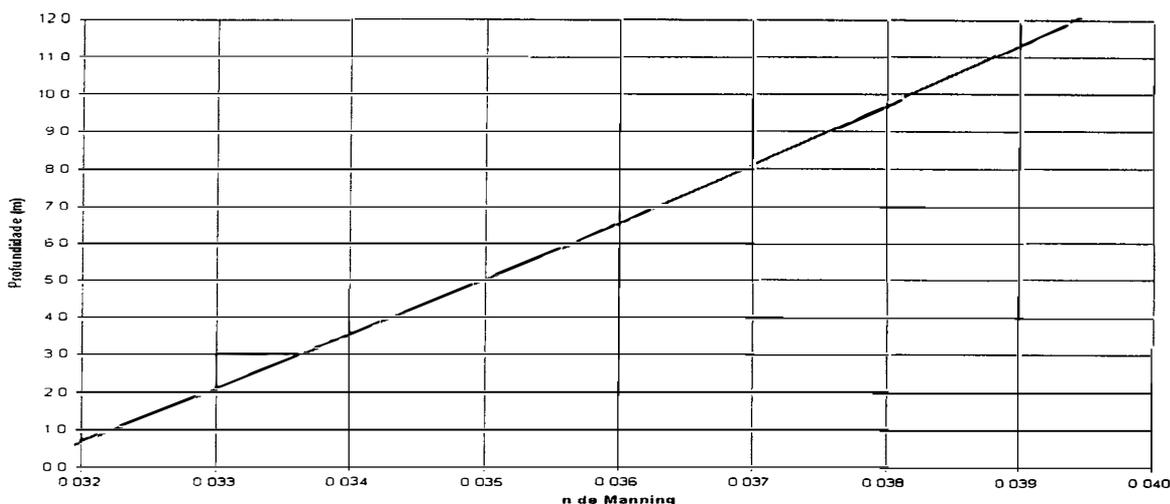


Figura 2.22: Rugosidade em função da profundidade para as seções das pontes.

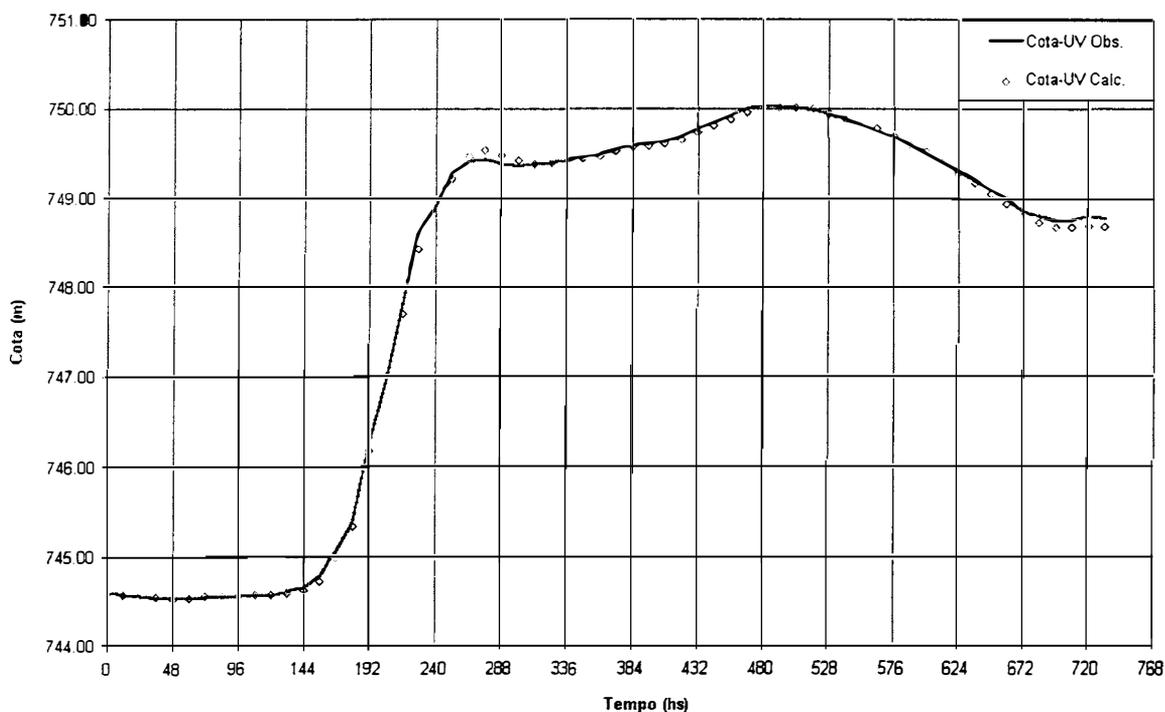


Figura 2.23: Cotas União da Vitoria, enchente de '83.

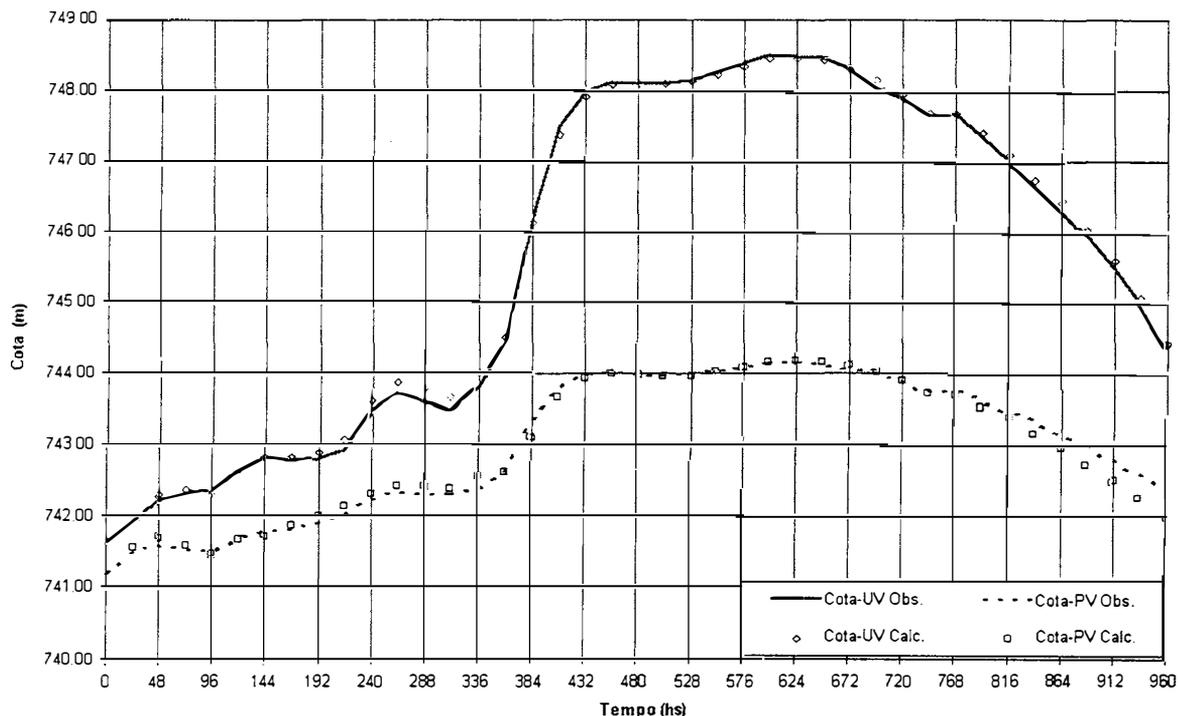


Figura 2.24: Cotas em União da Vitória e Porto Vitória, enchente de '92.

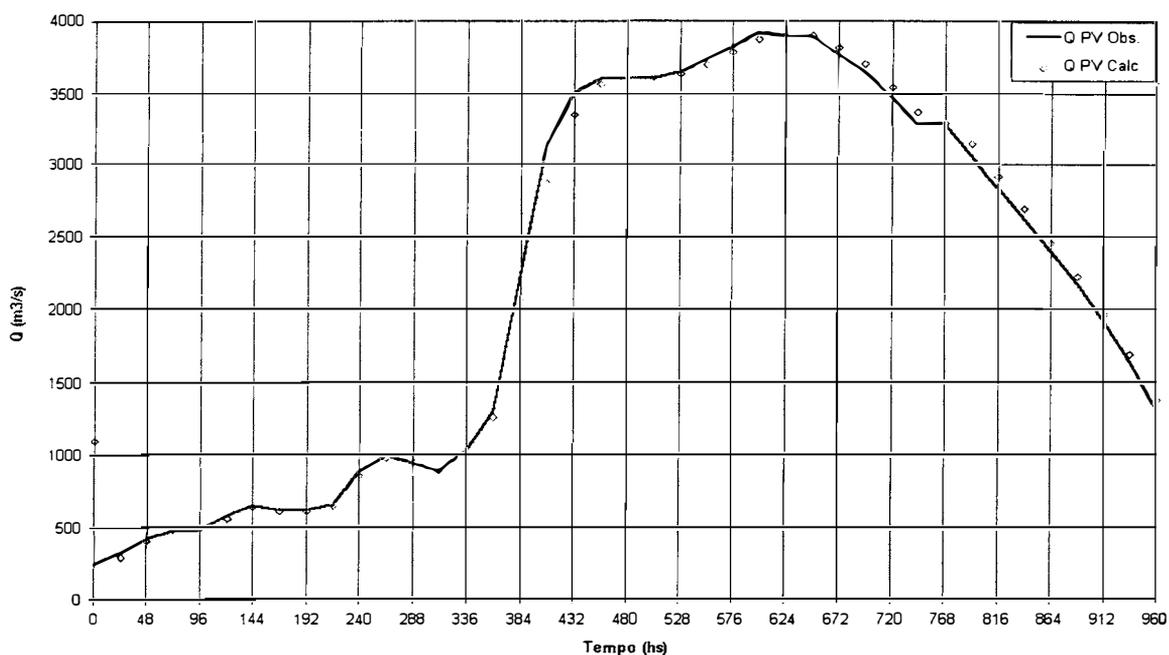


Figura 2.25: Vazões em Porto Vitória, enchente de '92.

### 2.4.3 Análise do escoamento entre as cidades e Foz de Areia

A análise dos resultados do modelo permitiu concluir que os principais condicionantes dos níveis das enchentes em União da Vitória e Porto Vitória são as características do rio nas cidades e a jusante delas. Ao longo das

idades existem alguns estreitamentos devido a pontes e aterros. Pode-se observar que a seção M8, onde se encontra a ponte da BR-476, o rio tem um estrangulamento maior, criando um remanso para os trechos de montante. Além disso, o estrangulamento que ocorre antes da entrada do reservatório de Foz de Areia também tem um efeito importante sobre os níveis.

#### Efeito do nível de Foz de Areia sobre os níveis de União da Vitória

A influência de Foz do Areia nos níveis nas cidades foi analisada simulando o escoamento no trecho para várias combinações de cota no reservatório e vazão em União da Vitória. Na tabela 2.1 é mostrado o efeito da cota de operação de Foz do Areia nas cotas em União da Vitória, para diferentes vazões. Pode-se observar que para vazões relativamente pequenas o efeito é importante (2 m para 500 m<sup>3</sup>/s).

A população observou esse fenômeno, e o extrapolou automaticamente para as enchentes maiores. No entanto, com uma vazão de 5000 m<sup>3</sup>/s (enchente de '83), 3 m de acréscimo em Foz do Areia resultam em 0,19 m em União da Vitória.

Tabela 2.1: Cotas em União da Vitória em função da cota em Foz do Areia

Cota F. do A. (m)	Q 500 (m <sup>3</sup> /s)	Q 1000 (m <sup>3</sup> /s)	Q 2000 (m <sup>3</sup> /s)	Q 3000 (m <sup>3</sup> /s)	Q 5000 (m <sup>3</sup> /s)
741,00	742,26	743,71	745,92	747,48	750,00
741,50	742,47	743,80	745,96	747,52	750,01
742,00	742,73	743,94	746,02	747,55	750,03
742,50	743,07	744,14	746,09	747,60	750,06
743,00	743,45	744,36	746,17	747,65	750,09
743,50	743,85	744,62	746,27	747,72	750,14
744,00	744,27	744,91	746,40	747,80	750,19

#### Influência da operação de Foz do Areia nos níveis das enchentes

Este caso foi analisado simulando os hidrogramas observados em União da Vitória e considerando que a cota em Foz do Areia respeitava sempre o máximo de 741,50. Os resultados mostraram que não houve influência significativa da operação da barragem nos níveis em União da Vitória, já que os acréscimos de nível detectados foram da ordem de 0,10 m. Os motivos pelos quais a influência é pequena são: i) o nível em Foz do Areia ficou pouco tempo em cotas acima de 741,50 e foi rebaixado rapidamente; ii) o efeito do remanso provocado por Foz do Areia é importante principalmente para vazões pequenas.

#### Efeito dos pontos críticos

Para analisar o efeito desses pontos foram realizadas simulações das enchentes de 1983 e 1992, considerando a alteração das condições de

escoamento, removendo os obstáculos e/ou modificando o traçado do rio. Os locais analisados foram a curva da ressaca (seção M3), os aterros das pontes na cidade e o estrangulamento em Porto Vitoria. Como conclusão geral da análise dos pontos críticos pode-se dizer que, embora todos eles contribuam para elevar os níveis de enchente em União da Vitoria, nenhum deles é decisivo. Mesmo o efeito somado de todos não é o fator crítico das enchentes na cidade. Além disso, se aos custos de remoção dos obstáculos (altos em si mesmos), são agregados os custos de manutenção e os problemas de impacto ambiental, fica aparente que a solução do problema dificilmente será achada por esse caminho.

Por estar referido especificamente do efeito do escoamento nas planícies, a análise do efeito dos aterros é apresentada a seguir, com um pouco mais de detalhes.

### **Análise do efeito dos aterros das pontes na cidade**

As pontes na cidade de União da Vitoria são pontos de estrangulamento, por uma conjunção de fatores, que são os seguintes:

- estrangulamento natural das seções. Normalmente as seções mais estreitas são as escolhidas para construção de pontes. Este é o caso de União da Vitoria, particularmente na ponte Manoel Ribas (seção M8, fig. 2.18);
- diminuição da seção e da condutância hidráulica, causada pelos pilares da ponte. Por exemplo, a ponte ferroviária tem 10 pilares, com um efeito importante na condutância hidráulica;
- aterros das estradas de acesso. Estes aterros obstruem o escoamento nas planícies de inundação, influenciando os níveis, particularmente para vazões altas, já que a capacidade de escoamento nas planícies, com pequenas profundidades é muito baixa.

Este último caso foi analisado, simulando as enchentes de 1983 e 1992 numa situação hipotética em que não existiriam os ditos aterros. No caso da enchente de 1992, a diferença foi praticamente nula. A enchente de 1983 apresentou diferenças um pouco maiores, mas mesmo assim pouco importantes (máximo de 0,12 m). Na figura 2.26 é apresentado o resultado dessas simulações, mostrando que as diferenças entre os níveis com e sem aterro é pequena.

### **Medidas de proteção contra enchentes**

Depois de feito o diagnóstico sobre as causas e condicionantes dos

níveis atingidos pela enchentes de 1983 e 1992, foram analisadas medidas estruturais e não-estruturais para proteger as cidades contra as enchentes.

Com base no estudo realizado e em estudos anteriores, foram recomendadas as seguintes medidas:

- Zoneamento de áreas de inundação;
- Diques nas margens do rio Iguaçu;
- Sistema de previsão em tempo real.

Alem disso, para cada uma das medidas foram recomendadas ações complementares, visando aumentar a eficiência das mesmas.

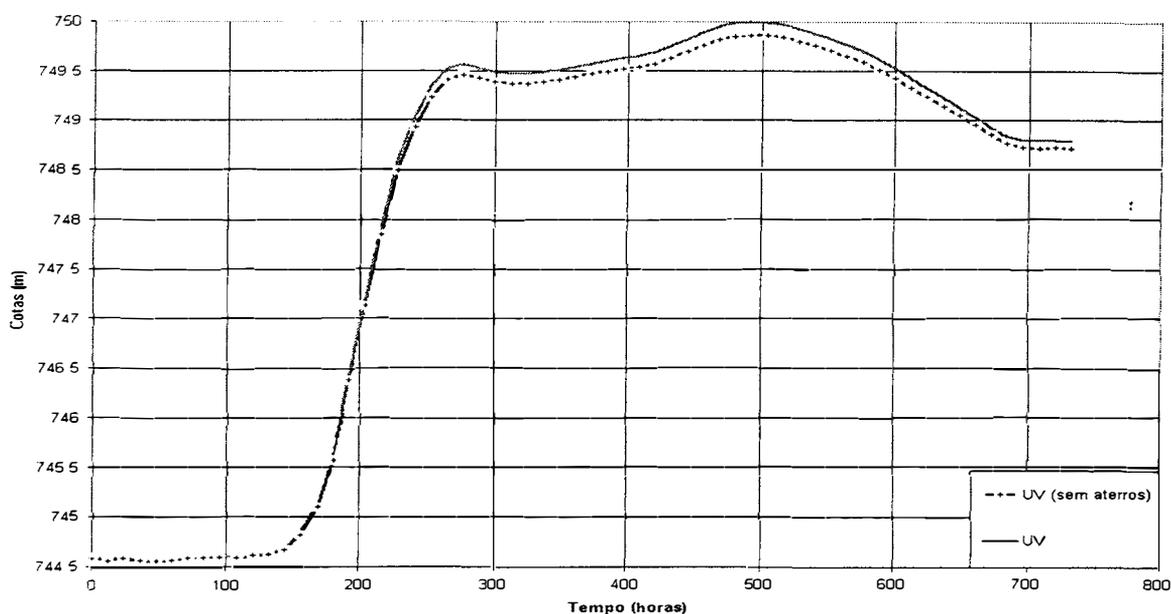


Figura 2.26: Efeito dos aterros na enchente de 1983.

### Zoneamento das áreas de inundação

Utilizando o modelo matemático foram determinadas as cotas para vários tempos de retorno, nas seções disponíveis nas cidades. Com base nessas cotas foi possível estabelecer o mapa de inundações. As recomendações sobre o zoneamento de inundações da cidade foram realizadas considerando que o dique de proteção ainda não existe, prevendo que no futuro, o mesmo sendo construído, os elementos de restrição da legislação do uso do solo devem ser revistos.

Como complemento ao zoneamento foram recomendadas alterações ao anteprojeto de Plano Diretor Urbano, de modo a incluir o zoneamento. Também foram incluídas medidas complementares visando incentivar o respeito às áreas definidas. Outras medidas, preventivas em relação ao processo de urbanização, foram sugeridas, para evitar aumentos do

escoamento causados pela urbanização.

### Diques de proteção

Foram estudados os diversos pontos críticos que influenciam os níveis das enchentes, e analisados os possíveis efeitos de obras para diminuir seu impacto. Já foi citada a conclusão dessa análise, que confirmou estudos anteriores (JICA, 1995), no sentido de que a única obra que garante uma combinação de proteção e custo razoável é o dique de proteção lateral nas margens do rio Iguaçu. Algumas recomendações adicionais foram introduzidas sobre a implantação dos diques

- um sistema dessa ordem deverá ser operado pelas Prefeituras. Isto envolve um custo específico que poderá ser transferido à população na forma de imposto;
- o benefício da proteção será da área entre as cotas da cheia de 10 anos e a da cheia de 83, será que toda a população está disposta a pagar o benefício obtido por esta parte da população?
- analisar o impacto da obra nas condições do escoamento no trecho dos diques e a montante e jusante dos mesmos.
- não avaliar só os aspectos técnicos e econômicos dos diques, incluir também os aspectos estéticos e ambientais urbanos;

### Previsão de enchentes

As medidas existentes de zoneamento e no futuro, a construção dos diques, devem ter obrigatoriamente um sistema de alerta de enchentes em tempo real, funcionando em conjunto com a Defesa Civil. Em relação a isso, foi recomendado o seguinte:

- definição do sistema de alerta com modelo matemático, alcance de previsão e etapas de alerta;
- institucionalizar a Defesa Civil, para que esteja preparada para atuar, com planos bem definidos, durante as enchentes;
- desenvolver planos de emergência para as diferentes áreas da cidade.

## **2.5 Linhas de pesquisa sugeridas**

### Identificação e quantificação dos fluxos secundários

1- Análise a partir das equações de escoamento nas três dimensões, utilizando a hipótese de que a principal causa de fluxos secundários (num caso simplificado) é o efeito de interface. Com essa formulação procurar relações entre o gradiente transversal da velocidade e as velocidades secundárias;

2- Uso de DNS e/ou LES para simular canais compostos e tentar elucidar a estrutura de fluxos secundários. O uso desses modelos poderia permitir analisar canais de tamanho natural, gerando informações impossíveis de obter em laboratório;

3- Pesquisa dos fluxos secundários em rios em situação de extravasamento.

### Mata ciliar e efeito parede

A linha de pesquisa indicada por Pasche e Rouve (1985), analisando a influência da disposição e das características da rugosidade (vegetação) na planície de inundação e no canal principal. Eles sugeriram a existência de um efeito "parede", causado por vegetação muito densa (mata ciliar) no limite entre o canal principal e a planície e fazem uma divisão em 4 regiões para cada metade do rio (fig. 2.27) : planície sem influência do canal, planície com influência do canal, canal com influência da planície e canal sem influência da planície.

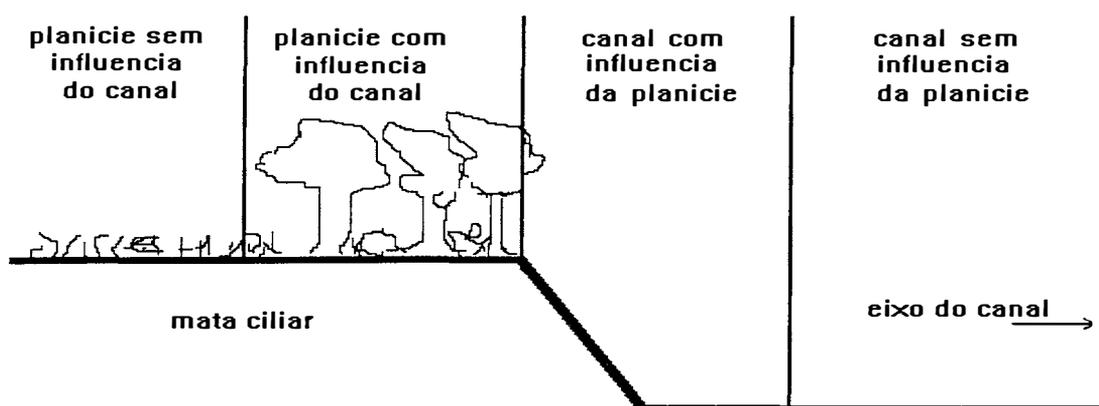


Figura 2.27: Divisão de um canal composto em regiões de influência.

Estes enfoques apresentam dois pontos muito interessantes em relação a canais naturais, a) o efeito da mata ciliar e/ou a presença de vegetação muito densa na planície, e, b) o caso de rios muito largos (relação largura /profundidade da ordem de 50 ou mais). Modelos físicos poderiam ser utilizados para a análise do efeito da densidade e disposição da rugosidade (vegetação). Observações em rios seriam necessárias como verificação, e muito importantes para o caso de rios largos, que por limitações práticas são difíceis de reproduzir adequadamente em modelos.

### Coefficientes de rugosidade e geometria do canal

As formulações que trabalham a partir dos coeficientes de rugosidade e das geometrias do canal principal e da planície de inundação. Na literatura aparecem varias tentativas (e. g. Smart, 1992, Wormleaton e Merret, 1990,

Eiger, 1993) de desenvolver métodos simples para avaliar o efeito da interface a partir de estimativas da rugosidade no canal principal e na planície de inundação e das características físicas de ambos. Este tipo de formulação é muito importante para conseguir levar em conta o fenômeno na prática. Muitos canais são projetados com geometria composta, na faixa de tamanhos que parece mais afetada pelo fenômeno da interface, e seria importante dispor de uma maneira simples e acessível de avaliar seu impacto.

#### Solução de Görtler

Em 1942, Görtler (citado em White, 1991), apresentou uma solução analítica para um caso de escoamentos cisalhantes: duas correntes paralelas com velocidades diferentes. Este caso ideal é basicamente o mesmo que o fenômeno da interface, e parece muito provável que uma análise nessa linha, talvez modificando as hipóteses básicas de Görtler, levasse a resultados interessantes. O autor pensa que algum tipo de combinação com a linha sugerida no ponto anterior, principalmente Smart (1992) e Eiger (1993) poderia fornecer uma metodologia que preenchesse os requisitos para aplicabilidade prática.

Uma questão interessante aqui é que esse enfoque foi achado por casualidade. Embora fosse efetuada uma procura em textos de turbulência (incluindo especificamente escoamentos cisalhantes), e vários dos autores do tema da interface estejam muito familiarizados com a área de turbulência, ninguém menciona a solução de Görtler, que parece ser, simultaneamente, clássica e esquecida (ou descartada).

## Capítulo 3

# Simulação de planícies de inundação

### 3.1 Introdução

Quando um rio extravasa o leito principal geralmente aparecem situações que não estão adequadamente contempladas, ou diretamente não são consideradas, nas formulações utilizadas para o escoamento dentro da calha. Um exemplo da primeira situação são as planícies relativamente pequenas, que formam uma extensão do canal principal, transformando-o em um canal composto. Também se enquadram nesse caso aquelas planícies nas quais os efeitos dinâmicos são desprezíveis, sendo o armazenamento o principal fenômeno a ser levado em conta. Existem casos, particularmente em regiões planas, em que quando o rio extravasa a inundação atinge uma área extensa, na qual existe não só armazenamento, mas também velocidades apreciáveis, chegando-se ao caso extremo em que o eixo principal do escoamento sai do canal e entra na planície. Estes casos exigem formulações mais abrangentes, capazes de representar os dois tipos de escoamento presentes, canal e planície.

### 3.2 Revisão de técnicas de simulação de planícies de inundação

Embora as enchentes sejam um fenômeno reconhecidamente bidimensional (ou tridimensional, se consideramos vórtices e fluxos secundários), as formulações utilizadas para simulá-las são basicamente unidimensionais, e a bidimensionalidade é contemplada agregando áreas laterais ou utilizando uma rede de elementos uni-dimensionais.

Em geral, não existe uma hierarquia entre os modelos apresentados na literatura, como acontece, por exemplo, em modelação unidimensional, onde o uso das equações completas de Saint Venant é teoricamente superior ao das equações de difusão. Tanto as limitações dos modelos, como a escolha de um deles dependem basicamente da compatibilidade entre as características do escoamento na área de inundação e a formulação adotada pelo modelo.

A avaliação correta do efeito da interface é um problema comum a todos eles, e, em certa maneira, independente deles, já que sua inclusão em qualquer uma das formulações parece ter o mesmo grau de dificuldade.

## **Modelos de armazenamento**

Os primeiros modelos para simulação de enchentes foram baseados em incorporar um armazenamento lateral às equações de Saint Venant. Estes modelos não consideram qualquer tipo de efeito dinâmico na planície de inundação, que é tratada simplesmente como um reservatório de armazenamento (Cunge et al., 1980). A interação entre o canal e a planície é incorporada na equação de continuidade, adotando-se uma "largura de inundação". A equação dinâmica não é alterada. De fato, qualquer modelo de propagação pode ser usado dessa forma, condicionado a levar em conta o efeito de interface apresentado no capítulo anterior.

São duas as principais limitações deste tipo de modelos, a primeira delas inerente à hipótese fundamental de sua formulação, que é a incapacidade de representar escoamentos na planície. A segunda se refere à capacidade de simular planícies extensas, mesmo quando as velocidades são desprezíveis. Devido às longas distâncias que a água tem que percorrer para encher os volumes disponíveis de armazenamento, existe um efeito de propagação que altera a forma como a água sai do rio e enche a planície. Os modelos de armazenamento consideram que a planície é inundada simultaneamente em toda sua largura, o que só é uma representação razoável da realidade para planícies relativamente pequenas.

## **Modelos dinâmicos unidimensionais**

Como em alguns rios os efeitos dinâmicos na planície não podem ser desprezados, foram desenvolvidas formulações que contemplavam algum tipo de dinâmica nas áreas de inundação, supondo (de maneira implícita ou explícita), que estas se comportam como canais paralelos à calha principal. Os primeiros foram os modelos de canal composto, onde a planície é considerada como uma extensão da seção principal. A existência da planície é levada em conta na definição geométrica (forma) e hidráulica (rugosidade) da seção de escoamento. As equações do escoamento ficam inalteradas.

A evolução destas formulações foram as que utilizam uma forma modificada das equações de escoamento (Fread, 1975, Samuels, 1979). No modelo de Fread (op. cit.), as equações de Saint Venant são formuladas para o canal e a planície e depois integradas, considerando que a linha de água é horizontal, para obter duas equações que representam o efeito conjunto do canal e a planície. O modelo Embers (Samuels, op. cit.), também formula as equações para o canal e a planície, mas as mantém separadas, e a relação entre elas se estabelece por trocas laterais nas equações de continuidade.

## Modelos de celas (pseudo-bidimensionais)

Áreas de inundação de grande extensão e com topologias complexas não podem ser simuladas pelos modelos anteriores, já que estes, em geral, consideram o escoamento nas planícies basicamente unidimensional, semelhante ao do rio, e, *grosso modo*, paralelo a ele. Quando a planície é extensa o escoamento nela se torna, em boa medida, independente do rio, e se transforma em bidimensional, sendo os sentidos do escoamento função não só da declividade da linha de água, mas também da topografia e dos obstáculos existentes. Esses obstáculos também fazem que em certos pontos apareçam escoamentos (e. g. vertedores, bueiros) que requerem uma formulação diferente da apropriada para um canal.

Em 1964 a Sogreah (Unesco, 1964, Cunge et al., 1980) começou o desenvolvimento de modelos de celas, utilizando um enfoque que convencionou-se em chamar pseudo-bidimensional, orientado a permitir a representação desse tipo de planícies de inundação. A formulação consiste em utilizar dois tipos de elementos: trechos de escoamento em rio e "celas", que são áreas de armazenamento ligadas entre si e com o rio mediante formulações (unidimensionais) hidráulicas simples. A bidimensionalidade é dada pela área das celas e pela disposição em planta dos elementos, formando uma rede. Cunge et al. (1980) apresentam uma descrição dos fundamentos hidráulicos e topológicos deste tipo de modelo.

Os primeiros modelos de celas (Unesco, op. cit.) utilizavam formulações simplificadas para o rio. Com a generalização do uso dos modelos hidrodinâmicos, as equações de Saint Venant passaram a ser usadas para simular o escoamento no canal principal. Nas celas é feito um balanço de volumes (Carmona, 1990), em função das vazões que entram e saem. Outras fontes e sumidouros (chuva, evaporação, extração de água, etc.) podem ser incorporadas se necessário.

O fluxo entre duas celas é geralmente descrito como sendo semelhante a um canal (sem termos de inércia) ou a um vertedor. Outros tipos podem ser adotados, dependendo das condições específicas (comportas, por exemplo). O tipo de ligação escolhido dependerá das características da fronteira entre as celas (topografia, estruturas existentes na planície, etc.).

No trabalho de Carmona (op. cit.) o sistema de celas foi acoplado ao modelo de redes de rios apresentado por Tucci (1978). Esta combinação permite simular a situação que as vezes acontece em áreas planas, em que a planície de inundação é formada por uma rede de rios e canais, com uma configuração semelhante a um delta. Esse trabalho foi a base do modelo apresentado no item 3.3.

Mascarenhas e Miguez (1991), Miguez (1994) e Mascarenhas e da Silva (1995), desenvolveram um modelo semelhante ao da Sogreah (Unesco, op. cit.), e o aplicaram à simulação de uma região do Pantanal Matto-grossense. Embora o enfoque fosse referido à simulação de enchentes, este caso poderia ser considerado um antecedente na modelação de *wetlands*.

### Formulações bi e tridimensionais

Sob um ponto de vista mais ou menos rigoroso, o fenômeno de enchentes deveria ser tratado, ao menos, de forma bidimensional (equações integradas na profundidade). No entanto, a complexidade da topografia, as grandes (relativamente) variações do tirante, o tamanho das regiões a serem simuladas e os problemas para a definição de condições de contorno adequadas tornam pouco viável este enfoque. Uma representação adequada da topografia requereria um volume de dados que freqüentemente não se está disponível. As características da topografia e as variações do tirante violam com freqüência as hipóteses de validade das equações bidimensionais. Além disso, grandes áreas passam de secas a submersas e vice-versa, o que cria complicações do ponto de vista do algoritmo. As variações espaciais da topografia e o tamanho das áreas a serem simuladas podem exigir um número muito alto de pontos computacionais. A validade das hipóteses requereria novas formulações, que podem aparecer no futuro. O problema dos dados faz parte do folclore de reclamações desde o início dos tempos, em todos os países, e particularmente em países subdesenvolvidos.

Modelos tridimensionais consideram-se fora de cogitação, por problemas de requerimentos computacionais (superáveis com o tempo), e de dados e condições de contorno (não tão facilmente superáveis).

### 3.3 Modelo de simulação

Para representar o escoamento em rios e planícies de inundação foram utilizadas as equações de Saint Venant associadas a celas. Com as celas é possível representar áreas inundadas extensas e complexas de uma maneira razoavelmente simples, e incluir a maioria dos fenômenos relevantes. Este tipo de formulação consiste em utilizar dois tipos de elementos (fig. 3.1): trechos de escoamento em canal, representados pelas equações de Saint Venant e "celas", que são áreas de armazenamento ligadas entre si, e com o canal, mediante formulações (unidimensionais) hidráulicas simples. Os termos rio e canal serão usados indistintamente, a menos que indicado.

Esta formulação utiliza, basicamente, três tipos de equações:

- equações usadas para representar o canal;
- equações de armazenamento das celas (equações das celas).
- equações de intercâmbio cela-cela ou cela-canal;

O conjunto de equações que representa o sistema físico, e que, depois de discretizado, permitirá a montagem de um sistema de equações, é formado pelas equações do canal e as equações de armazenamento das celas. O termo de aporte lateral estabelece a ligação entre as celas (planície) e o rio. As equações de intercâmbio cela-cela ou cela-canal são usadas para calcular os termos das equações das celas e o termo de aporte lateral.

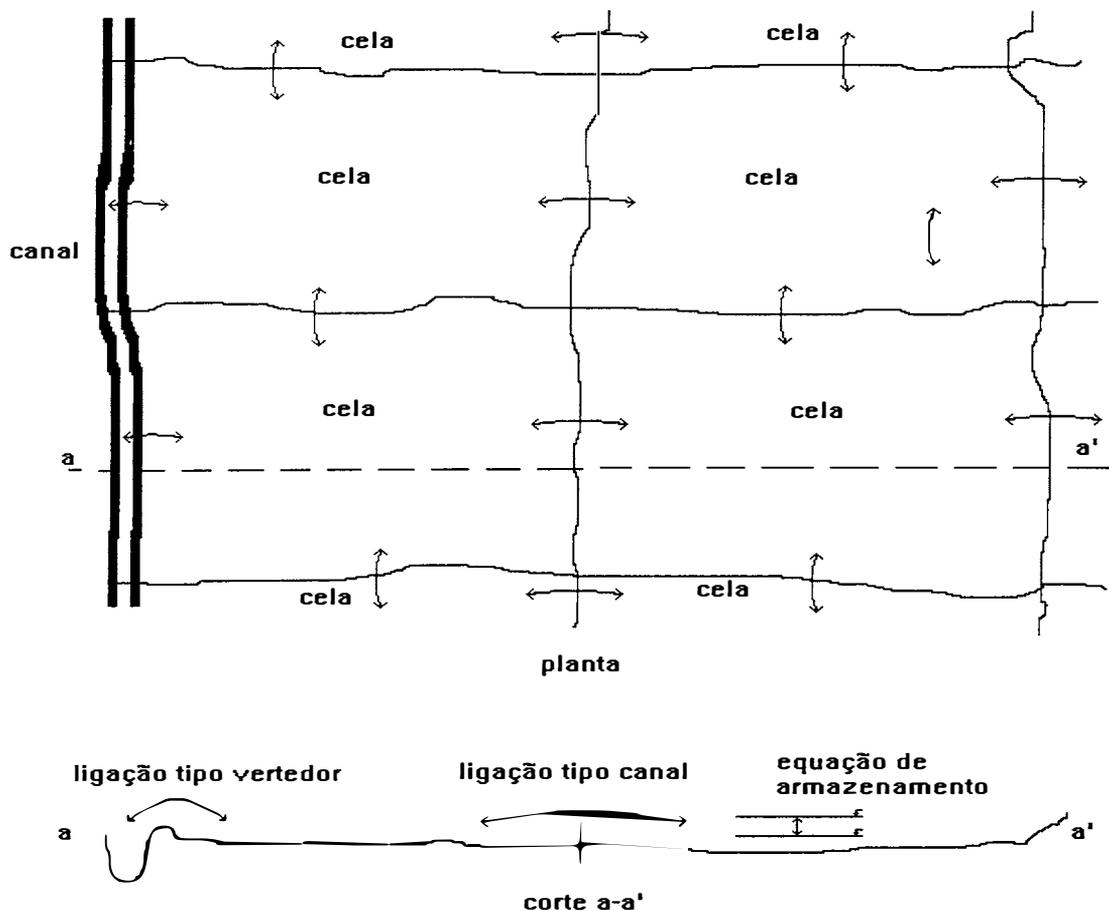


Figura 3.1: Esquema da representação de uma planície de inundação.

### 3.3.1 Equações básicas

#### Equações do canal

As equações que descrevem o escoamento em um canal considerado unidimensional são denominadas equações de Saint Venant (Cunge et al., 1980). A versão das equações usada aqui é

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad \text{Equação de continuidade} \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad \text{Equação dinâmica} \quad (3.2)$$

onde  $x$  = coordenada na direção do escoamento;  $t$  = tempo;  $Q$  = vazão;  $z$  = cota da superfície da água;  $B$  = largura da superfície livre;  $q$  = contribuição lateral por unidade de comprimento;  $A$  = área da seção molhada;  $g$  = aceleração da gravidade;  $\beta$  = coeficiente de correção de quantidade de movimento, obtido por

$$\beta = \frac{1}{AU^2} \int_{y=0}^{y=B} u^2(y)h(y)dy \quad (3.3)$$

sendo  $U = Q/A$ ,  $u(y)$  = velocidade média na vertical associada à profundidade  $h(y)$ ,  $y$  = coordenada horizontal transversal ao escoamento;  $S_f$  = declividade da linha de energia, definida por

$$S_f = \frac{Q|Q|}{K^2} \quad (3.4)$$

O coeficiente  $\beta$  e a condutância hidráulica  $K$  podem ser calculados com a metodologia apresentada no capítulo anterior, ou com as metodologias tradicionais.

O termo  $q$  de vazão lateral é o que contempla o intercâmbio de volumes entre o rio e as celas. Esse termo pode ser escrito genericamente como

$$q = (\Sigma Q_c + Q_L)/\Delta x \quad (3.5)$$

onde  $Q_c$  = intercâmbio com as celas e  $Q_L$  = outros aportes distribuídos.

Uma questão interessante apareceu ao incluir o termo de vazão lateral na equação de continuidade (3.1). O autor já dispunha de uma versão das equações de Saint Venant, discretizadas e programadas, mas sem o termo de vazão lateral. Para incorporar a vazão lateral simplesmente foi adicionado  $q$  ao lado direito da equação 3.1, seguindo o raciocínio corrente "existe vazão lateral,  $q$  do lado direito" (e. g. Ligget, 1975, pg. 39).

Quando o programa não funcionou corretamente com  $q \neq 0$ , depois de descartar erros de programação e de discretização, foi verificada a forma da

equação de continuidade (3.1). A análise mostrou o que deveria ter sido evidente desde o início: o termo “ $q$ ” só é válido nas equações escritas de uma forma específica, que é:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.6)$$

Qualquer transformação que seja feita no lado esquerdo da equação, como a necessária para obter 3.1, deve também ser feita do lado direito, o que resulta em  $q/B$  do lado direito da equação.

Cabe destacar que na simulação que estava sendo feita, o valor de  $q$  era proporcionalmente grande em relação à vazão do rio. Não fosse esse o caso, provavelmente o erro teria passado despercebido.

### Equações cela-cela e cela-rio

O fluxo entre duas celas ou entre uma cela e o rio ( $Q_c$ ) é geralmente descrito como sendo semelhante ou a um canal (sem termos de inércia) ou a um vertedor. Outros tipos de ligação podem ser adotados, dependendo das condições específicas (bueiros, por exemplo). O tipo de ligação escolhido dependerá das características da fronteira entre as celas (topografia, estruturas existentes na planície, etc.). Os termos “canal” e “vertedor” são utilizados aqui em um sentido amplo, canal sendo uma ligação entre duas celas sem obstáculos relevantes, e vertedor uma situação em que a água deve passar por cima de um obstáculo para ir de uma cela a outra. A mesma generosidade deve ser usada ao considerar expressões tais como “raio hidráulico”, “largura do vertedor”, etc. Na apresentação das equações feita a seguir fala-se em geral de relações entre celas, para não ficar repetindo “ou trecho de rio”, já que as relações cela - cela e cela - rio são regidas pelas mesmas equações básicas.

Para o caso de uma ligação tipo canal a equação é

$$Q_{i,j} = K \sqrt{\frac{|z_i - z_j|}{\Delta x_{i,j}}} \quad (3.7)$$

$Q_{i,j}$  = vazão entre a cela  $i$  e a cela  $j$ ;  $z_i$  = cota da água na cela  $i$ ,  $z_j$  = cota da água na cela  $j$ ,  $\Delta x_{i,j}$  = distância entre os centros das celas  $i$  e  $j$ . A condutância hidráulica  $K$  é definida em função das características do escoamento ao longo das celas (e não só da fronteira entre elas).

Se a ligação é tipo vertedor tem-se

$$Q_{i,j} = C_l bh (2gh)^{1/2} \quad \text{vertedor livre} \quad (3.8)$$

$$Q_{i,j} = C_a bh (2g\Delta z)^{1/2} \quad \text{vertedor afogado} \quad (3.9)$$

sendo  $C_l$ ,  $C_a$  = coeficiente do vertedor, livre ou afogado;  $b$  = largura do vertedor;  $h$  = altura de água sobre a “soleira” do vertedor;  $\Delta z$  = diferença de cota entre as celas.

### Equação de armazenamento das celas

Esta equação é a que representa a variação de níveis nas celas, em função das entradas e saídas de água. Essas entradas e saídas podem ser divididas em dois grupos:

- intercâmbios com o rio, com celas adjacentes e com condições de contorno, e
- chuva, evaporação e outras entradas e/ou saídas.

Fazendo uma analogia com as equações do rio, esta seria a equação de continuidade, enquanto a equação dinâmica seria representada pela equações que relacionam as celas entre si e com o rio. Basicamente o que é feito é um balanço de volumes, da forma

$$\frac{\partial V_i}{\partial t} = \sum Q_{i,j} + (P - E)A_i + IO \quad (3.10)$$

onde  $V_i$  = volume da cela  $i$ ;  $A_i$  = área horizontal da cela  $i$ ;  $P$  = precipitação;  $E$  = evaporação,  $IO$  = outras entradas ou saídas. Os termos de precipitação e evaporação incluem os coeficientes (e. g. de escoamento, de tanque), que sejam necessários. O termo  $\sum Q_{i,j}$  é o balanço de vazões que entram e saem da cela.

### Condições de contorno

As condições de contorno (CC) estabelecem a relação entre a parte do sistema que esta sendo simulada e o resto do sistema. Nos modelos de celas abrangem dois casos, condições de contorno do rio e condições de contorno das celas.

No rio, as condições de contorno são estabelecidas nas seções dos extremos de montante e jusante, e as mais usuais são  $h(t)$ ,  $Q(t)$ ,  $Q(h)$ , que estão incorporadas no modelo. Além disso, foi adicionada a possibilidade de ter uma lagoa, com aportès da área adjacente, como condição de contorno

(figura 3.2). A equação é semelhante à equação de armazenamento da cela, mas a área e o volume agora são os da lagoa.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = Q_{cc} + Q_{Ad} + (P - E)A + IO \quad (3.11)$$

onde  $Q_{cc}$  é a vazão na seção da condição de contorno, calculada pelo modelo, como qualquer outra vazão, e regulada pela cota na lagoa e pelo escoamento a jusante, e  $Q_{Ad}$  é a vazão aportada pelas áreas adjacente à lagoa.



Figura 3.2 : Lagoa como condição de contorno.

No caso das celas, a condição de contorno mais simples é quando não existe intercâmbio de água ao longo de um determinado contorno do sistema que esta sendo modelado. Esta situação não requer nenhum equacionamento especial, a equação da cela nesse contorno é igual à de qualquer outra cela, e simplesmente há uma borda inativa.

Outras três condições de contorno estão incluídas no modelo: vazão entrando a uma cela (por exemplo, aporte de uma área adjacente), um corpo de água com cota conhecida e curva chave em um contorno da cela. Nesses casos a condição de contorno é incorporada adicionando um termo ( $Q_{cc}$ ), na equação de armazenamento da cela

$$\frac{\partial V_i}{\partial t} = (\sum Q_{i,j}) + (P - E)A_i + IO + Q_{cc} \quad (3.12)$$

Se a condição de contorno é uma vazão de aporte, o termo  $Q_{cc}$  é o valor dessa vazão.

Para o caso de um contorno com cota conhecida é utilizada uma formulação semelhante à usada no intercâmbio cela-cela ou cela-rio

$$Q_{cc} = f(z_{cc}, z_i) \quad (3.13)$$

onde a função  $f$  depende das características da relação entre a cela e o contorno e  $z_{cc}$  é a cota da condição de contorno.

Se a condição de contorno da cela é uma curva chave, se utiliza uma função semelhante à anterior, mas só a cota da cela é considerada na função:

$$Q_{cc} = Q(z_i) \quad (3.14)$$

### Condições de contorno internas

Quando no trecho do rio aparece uma situação em que as equações de Saint Venant não são válidas, porque o escoamento não cumpre com as hipóteses básicas usadas em sua formulação, tem-se a situação que convencionou-se em chamar “condição de contorno interna” (CCI). Procura-se então uma equação adequada para descrever o escoamento nesse ponto (ou trecho), e que possa ser acoplada às equações usadas a montante e a jusante desse ponto. Situações clássicas desse tipo são as barragens e as contrações ou expansões bruscas, que podem ser achadas em varias fontes (e. g. Cunge et al., 1980), e não serão tratadas aqui. Dois casos destes tiveram que ser incorporados no modelo, para a simulação do banhado do Taim: uma das lagoas internas do banhado, e a estrutura de descarga na saída do Taim para a lagoa Mirim (ver fig. 1.3); e são apresentados a seguir.

#### Lagoa interna:

Para representar corretamente a topologia do banhado do Taim, uma das lagoas internas devia ser considerada como parte de um canal existente no mesmo (ver capítulo 4). Embora esse tipo de situação seja, freqüentemente, representada pelas equações de Saint Venant, dois motivos levaram a tratá-la de forma especial. Primeiro, a lagoa faz parte do banhado, tendo as mesmas características e o mesmo funcionamento que o resto dele. Segundo, a diferença de um reservatório, não existe nenhuma direção de escoamento, geral ou predominante; o intercâmbio de água pelos “lados” da lagoa é geralmente maior que a água que entra e sai pelo canal. As equações usadas entre a seção de montante ( $i$ ) e jusante ( $i+1$ ) (fig. 3.3) são:

$$\frac{\partial V_i}{\partial t} = \left( \sum_{j=1}^2 Q_j \right) + Q_i - Q_{i+1} + (P - E)A_i + IO \quad \text{continuidade} \quad (3.15)$$

$$z_i = z_{i+1} \quad \text{dinâmica} \quad (3.16)$$

A primeira equação é semelhante à equação de volume das celas, à qual

são adicionadas as vazões que entram e saem pelo canal. Na segunda equação, a “linha de água” está sendo considerada “horizontal”, o que em termos práticos significa nível razoavelmente uniforme na lagoa. Nesta formulação as vazões  $Q_i$  e  $Q_{i+1}$  são controladas pelo nível da lagoa e pelas condições do escoamento nos trechos a montante e jusante dela.

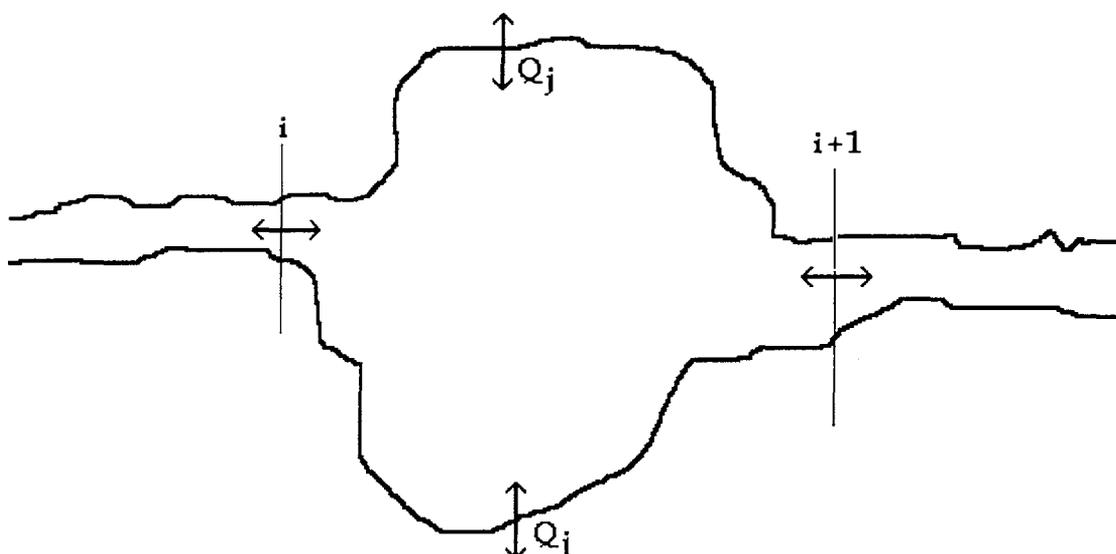


Figura 3.3: Lagoa como condição de contorno interna.

Estrutura de descarga:

A estrutura de descarga mencionada foi simulada com duas configurações diferentes, correspondentes à situação atual e à configuração recomendada para melhorar a operação do Taim.

A estrutura atualmente existente consiste em uma série de galerias, situadas bem abaixo do nível da água, mesmo nas máximas secas registradas, o que faz que trabalhem como um orifício de fundo, sempre afogado, e as equações que regem seu funcionamento são

$$Q_i = Q_{i+1} \quad \text{continuidade} \quad (3.17)$$

$$Q_{i+1} = C_o \sqrt{|z_i - z_{i+1}|} \quad \text{dinâmica} \quad (3.18)$$

sendo  $C_o$  um coeficiente que incorpora, neste caso, a área de passagem, o coeficiente de descarga propriamente dito, e o termo  $\sqrt{2g}$ .

A configuração genérica da estrutura de saída recomendada (fig. 3.4) consiste em um conjunto de “janelas”, de tamanhos diferentes, e cada uma delas em um nível diferente. Esses níveis estão na mesma faixa que os níveis da água, e, portanto, em cada uma das janelas o escoamento pode acontecer

como vertedor ou como orifício, livre ou afogado, dependendo da cota da água.

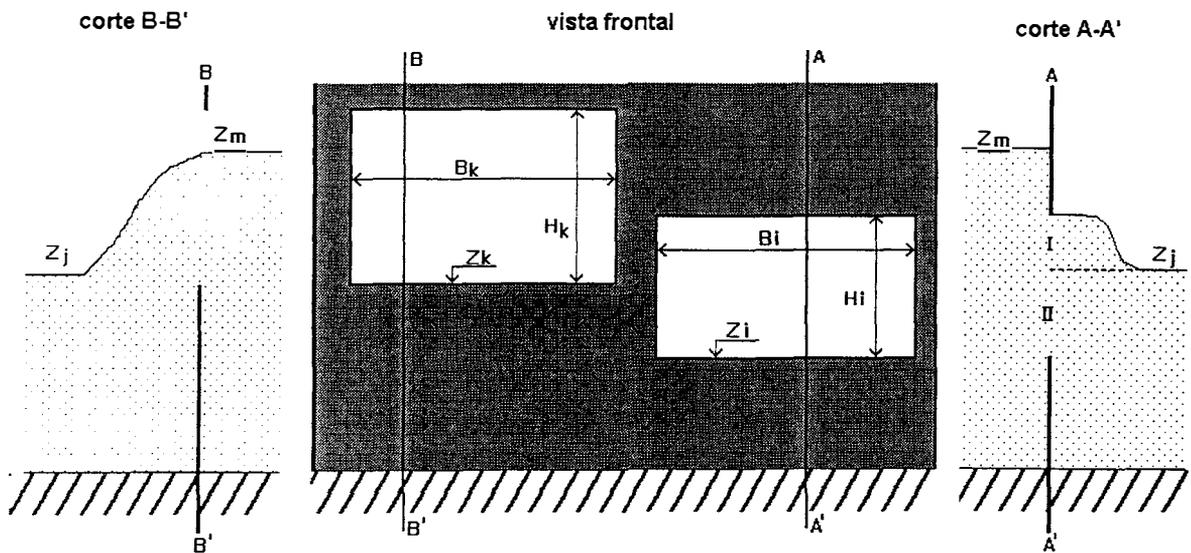


Figura 3.4: Configuração geral da estrutura de saída recomendada para o Taim.

A equação de continuidade é a mesma do orifício de fundo, e a equação dinâmica agora depende do tipo de escoamento que estiver acontecendo. Para simplificar o tratamento, as janelas foram consideradas como estruturas independentes, e as vazões somadas depois. As equações individuais das janelas, para as diversas situações possíveis, onde  $C$  é o coeficiente de descarga correspondente, são (Neves, 1974):

vertedor livre:

$$Q = C B_i (z_m - z_i)^{3/2} \quad (3.19)$$

vertedor afogado:

$$Q = C B_i (z_j - z_i) (z_m - z_j)^{1/2} \quad (3.20)$$

orifício livre:

$$Q = C B_i H_i \sqrt{2g} [(z_m - z_i)^{3/2} - (z_m - z_i - H_i)^{3/2}] \quad \text{orifício de grande altura em relação à carga} \quad (3.21)$$

orifício completamente afogado:

$$Q = C B_i H_i \sqrt{2g(z_m - z_j)} \quad (3.22)$$

orifício parcialmente afogado:

$$Q = Q_I + Q_{II} \quad (3.23)$$

sendo  $Q_I$  a vazão do orifício de grande altura  $I$  e  $Q_{II}$  a do orifício afogado  $II$  (fig. 3.4).

### 3.3.2 Formulação numérica

As equações apresentadas foram discretizadas, utilizando o esquema de 4 pontos de Preissmann (Cunge et al., 1980), para ser resolvidas mediante um método iterativo (Cunge et al., 1980, Villanueva, 1990). A escolha de um algoritmo iterativo visa atenuar oscilações bruscas da cota das celas. No caso do rio, a experiência do autor indica que, fora situações excepcionais (como uma frente abrupta), as iterações não são necessárias.

A discretização das equações de Saint Venant com o esquema de Preissmann iterativo pode ser vista no anexo C. Neste item é apresentada a parte referente à vazão lateral, às celas, à condição de contorno de lagoa e às condições de contorno internas.

#### Esquema de diferenças finitas

Para a solução numérica das equações de Saint Venant adotou-se o esquema implícito de diferenças finitas de Preissmann (1961), que na discretização usa quatro pontos (fig. 3.5)

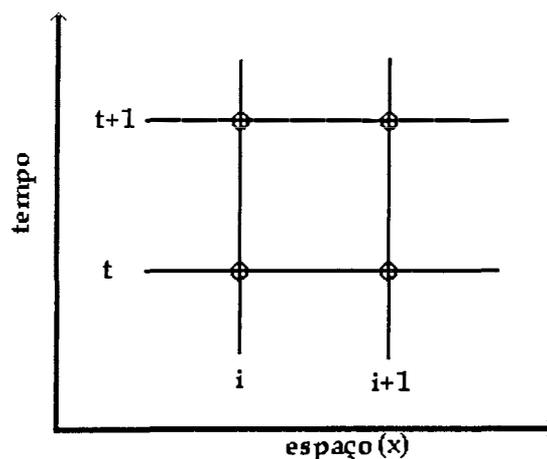


Figura 3.5: Pontos usados no esquema de Preissmann.

As funções e suas derivadas são definidas por

$$f(x, t) \cong \frac{\theta}{2} (f_{i+1}^{t+1} + f_i^{t+1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (f_{i+1}^t + f_i^t) \quad (3.24)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \cong \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_i^{t+1} + f_{i+1}^t - f_i^t}{2\Delta t} \quad (3.25)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \cong \theta \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_i^{t+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{f_{i+1}^t - f_i^t}{\Delta x} \quad (3.26)$$

sendo  $\theta$  um coeficiente de ponderação dos valores em  $t$  e  $t+1$ ,  $0,5 > \theta > 1$ , e o valor mais freqüentemente usado na aplicação é 0,66.

As equações das celas e das condições de contorno interna foram discretizadas de maneira semelhante, adaptada às características específicas de cada equação. Por exemplo, o coeficiente  $\theta$  tem um valor 1 nas equações das comportas, e de 0,4 nas equações das celas. O motivo disto é que, embora o conceito genérico de  $\theta$  como ponderador no tempo seja sempre o mesmo, seu significado específico pode mudar de uma equação para outra, ou a equação pode requerer um determinado valor de  $\theta$ . Uma explicação mais detalhada é apresentada ao se tratar de cada equação.

### Algoritmo de iteração

Definindo  $f^{t+1} = f^t + \Delta f$  e introduzindo esta definição, e as equações 3.24 a 3.26, nas equações (3.1) e (3.2) e nas equações das celas (3.7 a 3.26), chega-se a um sistema não linear de equações que tem como incógnitas  $\Delta z$  e  $\Delta Q$  nas seções do canal, e  $\Delta z$  em cada uma das celas. Para resolver o sistema utiliza-se um algoritmo iterativo.

O método iterativo aqui apresentado parte de considerar que o esquema de Preissmann pode ser enfocado como a primeira iteração de um método de tipo Newton (Cunge 1980, 1984, Holly 1981). Neste primeiro passo  $\Delta z$  e  $\Delta Q$  são os incrementos estimados de  $z$  e  $Q$  no intervalo de tempo. Nas iterações seguintes, os valores de  $\Delta z$  e  $\Delta Q$  são correções aos valores  $z$  e  $Q$  obtidos no cálculo anterior. Para obter este resultado, a discretização clássica do esquema de Preissmann é alterada, como é apresentado a seguir.

Num processo não-iterativo define-se

$$f^{t+1} = f^t + \Delta f \quad (3.27)$$

no processo iterativo a definição é mudada para

$$f^{t+1} = f^{it} + \Delta f \quad (3.28)$$

onde o supra-índice  $it$  indica o valor da variável calculado na iteração anterior à que está sendo executada, e  $\Delta f$  é uma correção dessa estimativa. Na primeira iteração,  $f^{it} = f^t$ .

O ponto ideal de convergência das iterações é  $\Delta z$  e  $\Delta Q$  iguais a zero. Na prática é estabelecido um valor máximo aceitável de  $\Delta z$  para interromper as iterações, já que a convergência de  $\Delta Q$  é muito rápida. Em certas situações as iterações podem não convergir nem divergir, mas ficar oscilando dentro de um certo intervalo. Para solucionar este problema foi testado um processo de filtragem nas iterações, definindo  $f^t$  como

$$f^{it} = f^{it-1} + \Delta f/2 \quad (3.29)$$

Os resultados mostraram que:

- O primeiro método (equação 3.28) é mais convergente no início, mais lento depois e é vulnerável à mencionada tendência a oscilar.
- O segundo método (equação 3.29) é menos convergente nas primeiras iterações, converge mais rápido depois e é menos vulnerável a problemas de oscilação.

A partir disto optou-se por combinar ambos métodos, iniciando as iterações com o primeiro e, atingido um certo número de iterações (entre 5 e 10) é introduzido o processo de filtragem. A combinação funcionou melhor que qualquer um dos métodos em separado.

### **Solução do sistema de equações**

Por causa das celas, e da eventual existência de uma rede de rios, a matriz de coeficientes resultante é esparsa, os elementos não estão agrupados em uma banda em torno da diagonal principal. Isso significa que é necessário um método especial para não desperdiçar espaço de memória e tempo de cálculo trabalhando com os elementos zero da matriz.

O modelo utiliza o método apresentado por Tucci (1978) que usa quatro arranjos para armazenar os elementos não-zero da matriz, otimizando o armazenamento e a solução da matriz.

### **Vazão lateral**

A contribuição lateral a um trecho é a vazão proveniente das celas adjacentes ao mesmo, limitado a duas celas no algoritmo utilizado. Ela é calculada como

$$q = \frac{1}{\Delta x} \left[ \sum \theta (Q_{i,j}^{it} + \Delta Q_{i,j}) + (1-\theta) Q_{i,j}^t \right] \quad (3.30)$$

O parâmetro  $\theta$  pondera os valores de  $Q^t$  e  $Q^{t+1}$  para melhor aproximar o valor do volume de intercâmbio. Para definir  $\theta$  foi utilizada, para ligações tipo canal e vertedor (analítica ou numericamente, segundo o caso), a equação

$$\int_t^{t+1} Q(z(t)) dt - [\theta Q^{t+1} + (1-\theta) Q^t] = \varepsilon \quad (3.31)$$

procurando o valor de  $\theta$  que minimizasse  $\varepsilon$ . Foi suposta uma variação linear de  $z(t)$  no intervalo de tempo, e chegou-se a um valor de  $\theta$  de 0,4. No uso do modelo também foram testados alguns valores de  $\theta$ , que confirmaram que 0,4 é o valor mais adequado. Este valor de  $\theta$  é usado em todas as equações tipo armazenamento que aparecem no modelo.

Para expressar  $\Delta Q_{i,j}$  é usada uma expansão em série de Taylor de primeira ordem, ficando

$$\Delta Q_{i,j} = \frac{\partial Q_{i,j}}{\partial z_i} \Delta z_i + \frac{\partial Q_{i,j}}{\partial z_j} \Delta z_j \quad (3.32)$$

As derivadas são calculadas de maneira numérica em todos os casos, segundo a equação

$$\frac{\partial Q_{i,j}}{\partial z} = \frac{Q(z + \Delta z) - Q(z)}{\Delta z} \quad (3.33)$$

O motivo para usar uma formulação numérica para as derivadas, mesmo sendo possível usar a formulação analítica, é que uma expansão em série de Taylor de primeira ordem, embora usada indiscriminadamente em esquemas numéricos, tem uma validade limitada, particularmente quando os incrementos das variáveis independentes são relativamente grandes. Isto torna o modelo particularmente vulnerável a "anomalias" pontuais na equação (um exemplo clássico pode ser visto em Cunge et al., 1980, pg. 180), irrelevantes do ponto de vista do fenômeno, mas que podem "estourar" uma simulação. Usar uma série de Taylor de ordem maior, embora teoricamente possível, complicaria muito o esquema numérico, sem necessariamente impedir o aparecimento de problemas. Além disso, a experiência mostra que, apesar de seu charme, as derivadas analíticas não funcionam melhor que as numéricas, mesmo quando não aparecem os problemas mencionados. No modelo desenvolvido, por exemplo, as derivadas analíticas geravam instabilidade quando a diferença de cota entre duas celas era da ordem de 2

ou 3 mm. Na formulação numérica é possível escolher um  $\Delta z$  adaptado às variações previsíveis. Como está-se trabalhando com incrementos discretos, a derivada numérica fornece uma descrição melhor do comportamento das variáveis e funções. Na aplicação do modelo, o  $\Delta z$  adotado foi da mesma ordem de grandeza que a precisão de fechamento das iterações.

A convenção de sinais usada no modelo é: vazão entrando em uma cela é positiva; vazão saindo de uma cela é negativa (fig. 3.6).

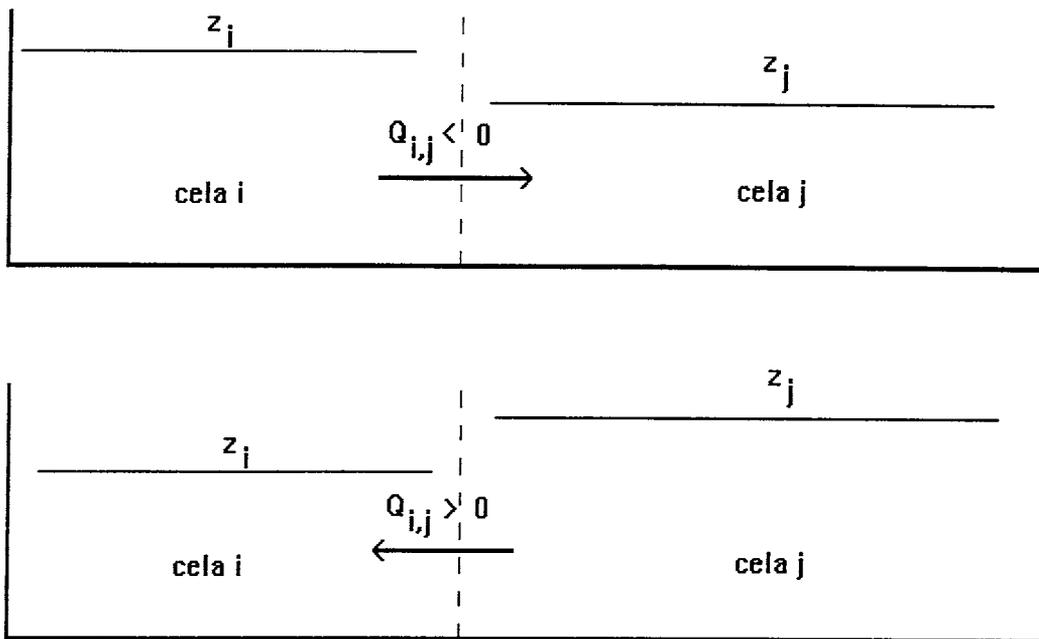


Figura 3.6: Escoamento entre células (ou cela-rio).

Esta convenção impõe os sinais das derivadas. Considerando  $i$  a cela sob análise e  $j$  uma cela adjacente, tem-se:

$$\frac{\partial Q_{i,j}}{\partial z_i} \leq 0 \quad (3.34)$$

$$\frac{\partial Q_{i,j}}{\partial z_j} \geq 0 \quad (3.35)$$

A explicação disto é a seguinte: Considerando a primeira derivada, e a situação  $z_i > z_j$ , ( $z_j = cte$ ),  $Q_{i,j}^t < 0$  (sai da cela  $i$ ), se  $z_i$  aumenta ( $\Delta z_i > 0$ ),  $Q_{i,j}^{t+1}$  devera ser maior em valor absoluto, e seu sinal continuará sendo negativo, o que só é possível quando  $\partial Q_{i,j} / \partial z_i < 0$ .

Se  $z_i$  diminui ( $\Delta z_i < 0$ ),  $Q_{i,j}^{t+1}$  devera ser menor em valor absoluto, seu sinal continuará negativo, o que de novo implica  $\partial Q_{i,j} / \partial z_i < 0$ . No caso

extremo desta última alternativa,  $z_i$  será menor que  $z_j$ , e  $Q_{i,j}^{t+1}$  terá sinal positivo (entrando na cela), novamente indicando que  $\partial Q_{i,j} / \partial z_i < 0$ . Um raciocínio análogo justifica (3.35)

Como a troca de água entre celas tem a mesma formulação que o intercâmbio de água cela-rio, todas as formulações e comentários deste item são válidos também para esse caso.

### Equação de armazenamento da cela

Esta equação é, simplesmente, o balanço dos volumes que entram e saem da cela no intervalo de tempo (variação de volume = entrada - saída), escrita de uma maneira apropriada para ser acoplada com as equações que relacionam as celas entre si e com o rio. A discretização, para uma cela  $i$ , fica

$$\frac{(A_i^t + A_i^{it})}{2} \frac{\Delta z_i}{\Delta t} = \sum \theta (Q_{i,j}^{it} + \Delta Q_{i,j}) + (1 - \theta) Q_{i,j}^t + (P - E) \frac{(A^t + A^{it})}{2} + IO \quad (3.36)$$

Como os termos  $P$  e  $E$  são a precipitação e a evapotranspiração ao longo do intervalo de tempo, não requerem atualização por causa das iterações. Os  $\Delta Q$  são calculados pela equação 3.32.

### Condições de contorno do canal

#### Cota, vazão e curva chave:

As condições de contorno de cota conhecida ( $z(t)$ ) e vazão conhecida ( $Q(t)$ ) tem uma formulação semelhante à de um esquema não iterativo, que é

$$Q_{cc} - Q^{it} = \Delta Q \quad (3.37)$$

$$z_{cc} - z^{it} = \Delta z \quad (3.38)$$

No caso da curva chave como condição de contorno, é utilizada a equação

$$Q^{it} + \Delta Q_{cc} = Q_{z-Q} + \frac{\partial Q_{cc}}{\partial z} \Delta z_{cc} \quad (3.40)$$

onde  $Q_{z-Q}$  é o valor da vazão correspondente à cota  $z_{cc}$  na curva chave, e a derivada da vazão é calculada sobre a curva chave. Os valores de  $Q^{it}$  e  $Q_{z-Q}$  deveriam ser iguais, o que implica que poderiam ser cancelados nessa equação. No entanto, devido a erros na solução da matriz, podem aparecer diferenças entre eles, e ao conserva-lhos na equação essas diferenças vão sendo corrigidas ao longo do cálculo.

### Lagoa como condição de contorno:

Neste caso é usada uma equação semelhante à de armazenamento da cela, onde  $z_{cc}$  e  $Q_{cc}$  são a cota e a vazão na seção que funciona como controle da comunicação entre a lagoa e o canal (fig. 3.2). Os outros termos tem o mesmo significado.

$$\frac{(A^t + A^{it})}{2} \frac{\Delta z_{cc}}{\Delta t} = \theta(Q_{cc}^{it} + \Delta Q_{cc}) + (1 - \theta)Q_{cc}^t + (P - E) \frac{(A^t + A^{it})}{2} + IO \quad (3.40)$$

### **Condições de contorno das celas**

#### Vazão entrando a uma cela:

Quando a condição de contorno é um aporte conhecido à cela, esse aporte simplesmente é somado na equação 3.36.

#### Corpo de água com cota conhecida:

Neste caso é considerado que o corpo de água é grande o suficiente para que a vazão de troca com a cela não o afete instantaneamente, só de forma acumulativa. A formulação usada é igual à do intercâmbio cela-cela, mas o nível do contorno é mantido fixo, o que implica:  $\partial Q_{i,j} / \partial z_{cc} = 0$ . Se o corpo de água não for suficientemente independente do sistema simulado, deve ser incluído como parte da área inundada

#### Curva chave no contorno da cela:

Esta condição de contorno é semelhante à anterior, se usa uma formulação como a do intercâmbio cela-cela, e só existe a derivada da vazão em relação ao nível da cela. Esta derivada é calculada com base na curva chave definida para condição de contorno da cela.

### **Condições de contorno internas**

#### Lagoa:

Embora a equação usada seja muito semelhante à equação das celas, os  $\Delta Q$  das seções  $i$  e  $i+1$  são incógnitas diretas, e não expressos em função dos  $\Delta z$ . A equação usada neste caso é

$$\begin{aligned} \frac{(A^t + A^{it})}{2} \frac{\Delta z_i}{\Delta t} = & \theta(Q_i^{it} + \Delta Q_i) + (1 - \theta)Q_i^t - \theta(Q_{i+1}^{it} + \Delta Q_{i+1}) - \\ & -(1 - \theta)Q_{i+1}^t + (P - E) \frac{(A^t + A^{it})}{2} + q + IO \end{aligned} \quad (3.41)$$

O termo  $q$  é calculado da mesma forma que para um trecho normal

Comporta:

Para a primeira configuração adotada (orifício de fundo), a equação foi inicialmente linearizada e discretizada partindo de elevar ao quadrado a equação 3.18, resultando em

$$(Q^{it} + \Delta Q) \sqrt{Q^{it} + \Delta Q} = C^2 (z_i^{it} + \Delta z_i - z_{i+1}^{it} - \Delta z_{i+1}) \quad (3.42)$$

Foram feitos testes para verificar se esta formulação comportava-se adequadamente, especialmente no caso de inversão de vazão, e os resultados foram bons, com o sinal das vazões em perfeita correspondência com o sinal do desnível. No entanto, quando o programa foi utilizado nas simulações definitivas, apareceram problemas quando os tirantes eram muito altos. Em situações em que a vazão deveria ter mudado de sentido o modelo produzia um efeito “rebote”. A partir do momento em que era atingido  $Q = 0$ , o modelo calculava os valores “certos” em valor absoluto da vazão, mas preservando o sinal anterior, como se “rebota-se” (para acima ou para abaixo) no eixo  $Q = 0$ . Não foi possível descobrir a causa disto, e nenhuma das modificações tentadas conseguiu solucionar o problema.

Foi então adotada outra discretização, mostrada na equação a seguir

$$Q^{it} + \Delta Q = C_o \sqrt{|z_i^{it} - z_{i+1}^{it}|} \sigma + \frac{\partial Q}{\partial z_i} \Delta z_i + \frac{\partial Q}{\partial z_{i+1}} \Delta z_{i+1} \quad (3.43)$$

O termo  $\sigma$  é o sinal da vazão, definido como positivo quando  $z_i > z_{i+1}$ , e negativo no caso contrário. As derivadas foram calculadas de forma numérica, pela equação 3.33. De fato, isto é equivalente a usar uma curva chave como condição de contorno interna.

Esta formulação não apresentou problemas em nenhuma das situações simuladas, e foi a adotada definitivamente.

Quanto ao valor de  $\theta$ , neste caso é fixado  $\theta = 1$ , já que uma equação que retrata a energia do fluxo deve-se cumprir sempre, e não como uma media ponderada entre dois níveis de tempo.

A equação da configuração recomendada da estrutura de saída foi discretizada da mesma forma que a anterior, tanto para evitar o problema de “rebote”, como também porque simplifica muito tratar as diferentes situações de fluxo possíveis. Desta forma não é necessário lidar com várias formulações para as derivadas, o que seria particularmente complicado nas transições entre um regime e outro. A existência de várias “janelas” na estrutura recomendada foi tratada simplesmente somando, para uma cota qualquer, as vazões que passam por cada uma delas, como se a cada instante

fossem construídas as curvas chave correspondentes ao entorno das cotas que estão acontecendo. A figura 3.7 mostra o conjunto de curvas chave típico do tipo de estrutura testada.

Para sortear as situações, críticas em termos numéricos, que aparecem quando se passa de vertedor a orifício (fig. 3.7, cotas de montante 2,5 e 3,0 m) e quando a vazão total tende a zero (em valor absoluto), optou-se por aumentar, na vizinhança desses pontos, o intervalo de  $z$  sobre o qual é calculada a derivada numérica. Por exemplo, se o intervalo normal de  $z$  fosse 2 cm, quando os níveis chegassem a  $\pm 2$  cm do topo de uma janela ou da borda inferior mais baixa, o intervalo da derivada seria aumentado para 5 cm.

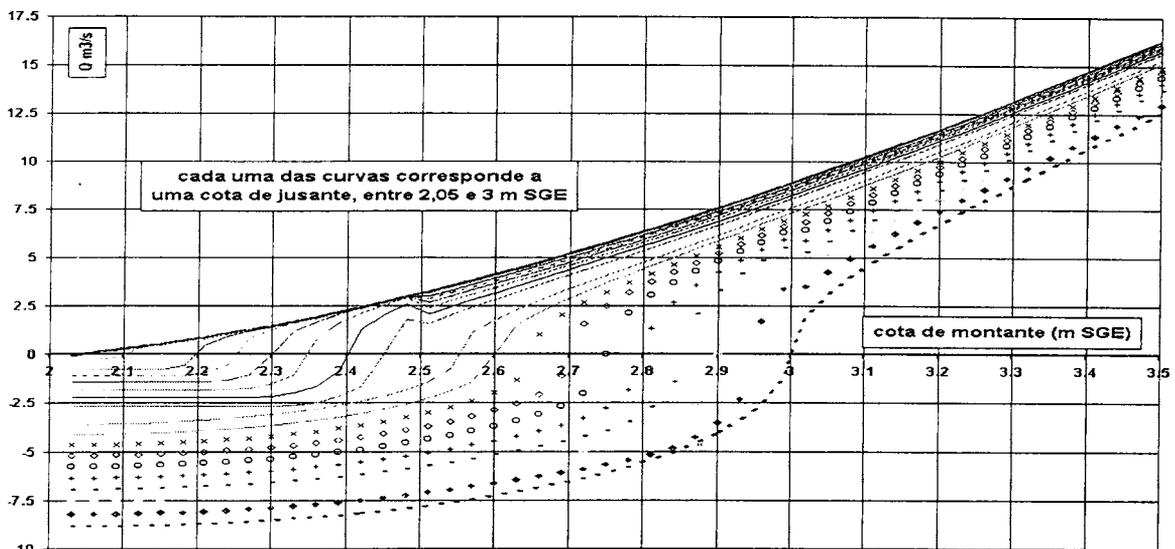


Figura 3.7: Leque de curvas chave para uma série de janelas.

### 3.4 Análise da propagação em celas

A propagação por celas utiliza equações simplificadas, que ignoram algum dos fatores que controlam o fenômeno em estudo. Este fato levantou dúvidas quanto aos erros que poderiam aparecer, e quanto aos limites de aplicação da metodologia. Não foi encontrado na literatura nenhum comentário a respeito, embora as vezes este método de propagação seja erroneamente identificado com a onda cinemática, e sejam utilizadas as condições de aplicação dessa metodologia. Portanto, decidiu-se fazer uma análise da propagação nas celas, comparando a propagação feita com a metodologia utilizada nas celas com os resultados de uma propagação hidrodinâmica. Para tal fim foram gerados arquivos para o modelo, com duas configurações idênticas paralelas (fig. 3.8), uma representada por seções (propagação hidrodinâmica) e outra com celas, sem comunicação entre as celas e o canal, e com idênticas condições de contorno.

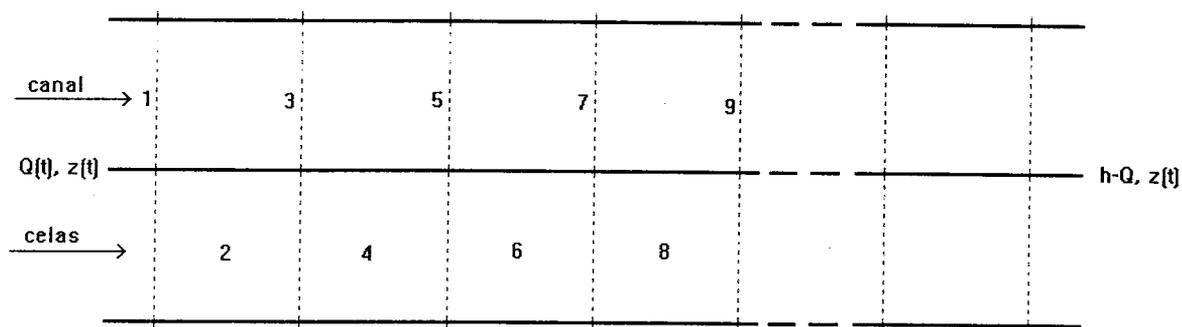


Figura 3.8: Configuração tipo usada na análise da propagação em celas.

As características das configurações testadas correspondem, de maneira aproximada, às das celas utilizadas na representação do Taim (celas de  $\sim 3 \text{ km} \times 3 \text{ km}$ ). O leque de configurações testadas foi:

- comprimentos totais entre  $30 \text{ km}$  e  $120 \text{ km}$ ;
- comprimentos dos trechos e celas entre  $1 \text{ km}$  e  $6 \text{ km}$ ;
- largura das celas entre  $1 \text{ km}$  e  $6 \text{ km}$ ;
- declividades entre  $1 \text{ cm/km}$  e  $10 \text{ cm/km}$ ;
- rugosidades ( $n$  de Manning) entre  $0.03$  e  $0.30$ ;
- condição de contorno de montante  $Q(t)$  e  $z(t)$ ;
- condição de contorno de jusante  $h-Q$  e  $h(t)$ .

Trabalhou-se exclusivamente de forma “unidimensional”, quer dizer sem transferências laterais entre celas, já que uma análise desse tipo teria requerido um modelo bidimensional como padrão de comparação. Isto provavelmente significa que a capacidade de amortecimento das configurações simuladas é menor que a da maioria dos sistemas reais, onde a entrada não é uniforme em um contorno, e existem fluxos laterais.

A análise está centrada nas cotas da linha de água, já que a discretização em celas não fornece as vazões finais entre celas como resultado do cálculo, só níveis. Falta nas vazões o “ajuste” final feito na solução do sistema de equações. Isto faz com que as vazões “fornecidas” pelo modelo para as fronteiras entre as celas sejam muito mais sensíveis ao intervalo de tempo que as cotas, e, em geral, devam ser tomadas *cum grano salis*.

Os resultados mostraram que, dentro do leque de condições testadas, a propagação por celas representa bem o escoamento na maioria das situações. Quando foi propagado um hidrograma de montante com uma curva-chave a jusante os resultados foram bons em todos os casos, como no exemplo da

figura 3.9, que mostra as cotas da propagação de um hidrograma, no início, médio (15 km), e fim de um trecho de 30 km de comprimento,  $S_0 = 3 \text{ cm/km}$ ,  $n = 0,30$ ,  $\Delta x = 3000 \text{ m}$ ,  $\Delta t = 7200 \text{ seg.}$  e largura da seção 3000 m, sendo as condições de contorno um hidrograma triangular (de  $17 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  em 20 dias) a montante e curva chave a jusante. Na figura 3.8 pode ser vista a numeração utilizada nos testes, onde os números ímpares correspondem à seções do canal e os pares às celas. Como os níveis nas celas teoricamente correspondem ao centro das mesmas, a comparação é feita entre o nível médio das seções a montante e jusante da cela, e o nível da cela (e. g., na fig. 3.9, Zmed 1-3 e Z 2). Hidrogramas com a mesma vazão inicial e tempo base, e picos de até  $170 \text{ m}^3/\text{s}$ , produziram resultados semelhantes.

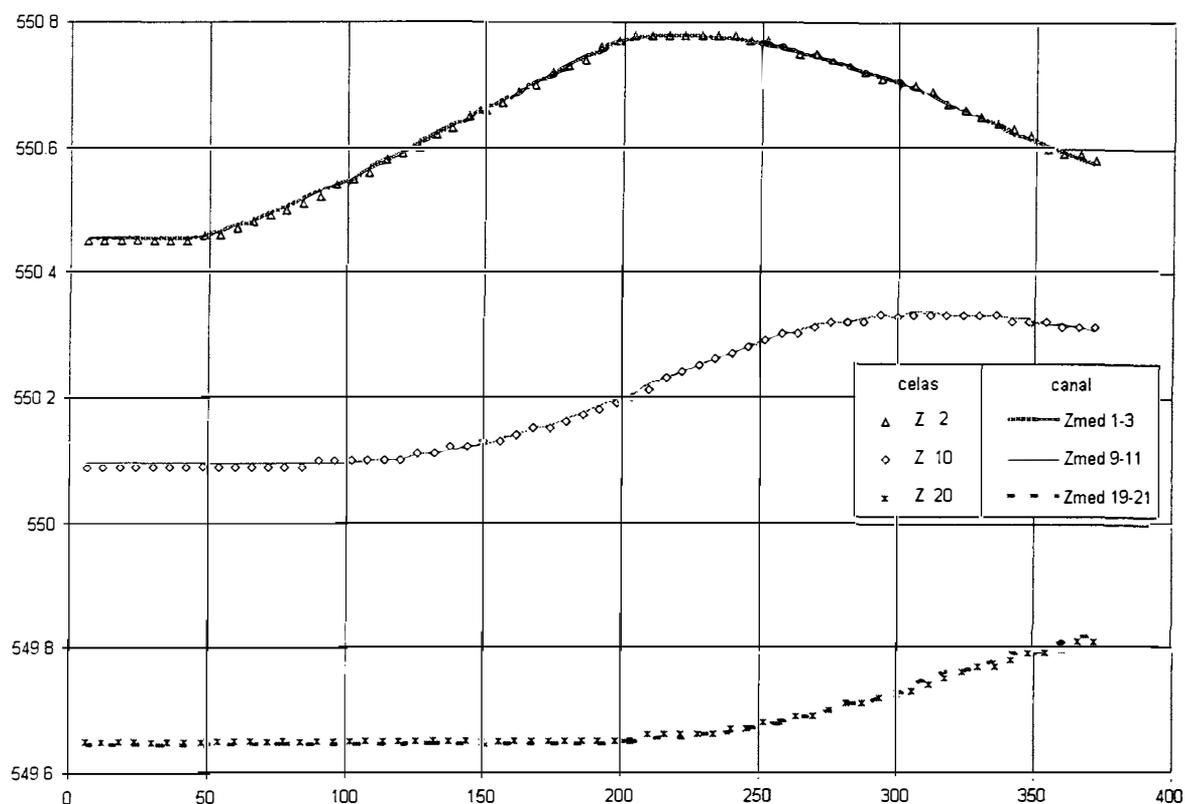


Figura 3.9: Comparação entre propagação hidrodinâmica e por celas, para um hidrograma a montante e curva chave a jusante.

A figura 3.10 mostra o resultado, para uma configuração igual à anterior, de propagar uma onda negativa. Essa onda negativa foi gerada elevando os níveis do extremo de jusante, com um cotograma triangular, enquanto no extremo de montante a condição de contorno era um hidrograma, triangular neste caso (foi também usada vazão constante). A propagação também é boa, mas agora aparece um problema no ultimo trecho (cela 20 e seções 19 e 21), no qual a cela desce bem mais lentamente que o hidrodinâmico.

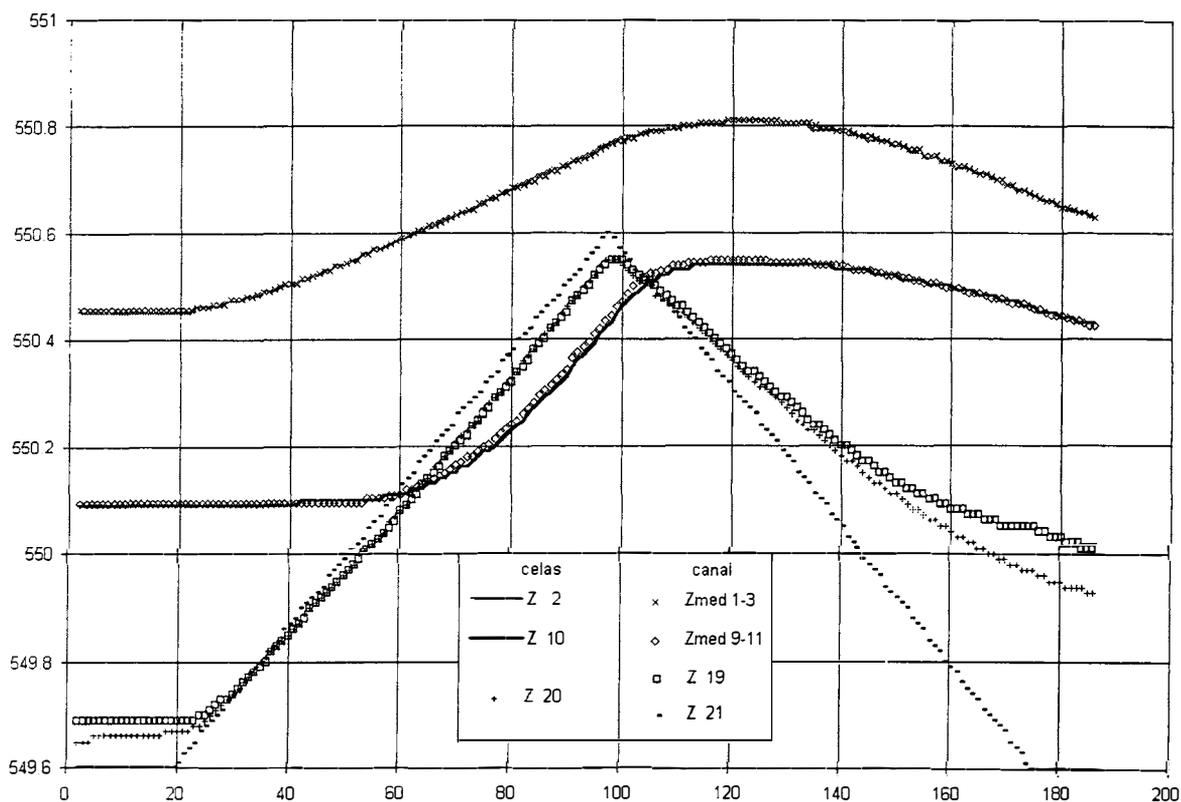


Figura 3.10: Comparação entre propagação hidrodinâmica e por células, para um hidrograma a montante e cotograma a jusante.

Outras simulações com configurações deste último tipo sugerem que neste caso a metodologia é um pouco mais limitada, podendo a qualidade da propagação depender do número de Courant, enquanto a propagação hidrodinâmica é quase independente dele.

As principais conclusões da análise podem ser resumidas em:

- Para as condições de utilização neste trabalho, a propagação nas células representa adequadamente o fenômeno;
- Parece ser um bom critério para a discretização em células utilizar comprimentos semelhantes aos que se utilizariam para um rio em condições similares;
- A metodologia consegue reproduzir efeitos de jusante, mas este caso deve ser analisado com cuidado quanto à discretização ( $\Delta t$  e  $\Delta x$ ) e limites de aplicação;
- As vazões que esta metodologia calcula não são resultados finais da solução do sistema de equações, só um passo intermediário para o cálculo do referido sistema. Portanto, sua representatividade pode não ser muito boa.

### **3.5 Linhas de pesquisa sugeridas**

#### **Detalhamento dos escoamentos internos**

Embora o modelo consiga representar de maneira geral o escoamento em áreas de inundação extensas, tem limitações para a representação de detalhes do escoamento, tais como as vazões e velocidades entre as celas. Ha situações em que essa é a informação procurada, seria portanto interessante aprimorar a representação dos escoamentos entre as celas, ou procurar outras metodologias para representar escoamentos em áreas extensas.

#### **Análise da propagação em celas**

A análise das características da propagação usando celas deveria ser estendida e sistematizada, incluindo a comparação com modelos bidimensionais, e analisando com mais detalhe a questão das vazões entre celas. Isto é particularmente importante para o caso de *wetlands*, em que a variedade de configurações possíveis é muito grande. Especial atenção deve ser dada às situações em que existe um controle de tirantes a jusante (maré, por exemplo).

## Capítulo 4

# Simulação do banhado do Taim

### 4.1 As *wetlands*

Várias definições têm sido propostas para caracterizar as *wetlands* (banhados), mas a que tem prevalecido, dentro da visão ambiental desse tipo de ecossistema, é a resultante do trabalho de classificação de *wetlands* adotada nos EUA. Segundo essa classificação, *wetlands* são áreas de transição entre sistemas terrestres e aquáticos, onde o lençol freático está usualmente perto ou na superfície, ou ainda, o terreno é coberto por lâminas de água rasas. As *wetlands*, de acordo com Cowardin et al. (1979), devem possuir um ou mais dos três atributos seguintes:

- 1- pelo menos periodicamente, o solo suporta predominantemente hidrófitos (macrófitas aquáticas);
- 2- o substrato é predominantemente solo hídrico não drenado; e
- 3- o substrato é saturado com água ou coberto por água rasa em algum tempo durante a estação de crescimento de cada ano.

Por esta definição, *wetlands* são áreas que são inundadas ou saturadas por água superficial ou subterrânea com uma frequência e duração que suportem, sob condições normais, uma vegetação tipicamente adaptada à vida em solos saturados (Florida Statute 62-340). A vegetação que prevalece em *wetlands* geralmente consiste em macrófitas hidrófitas, as quais estão tipicamente adaptadas a áreas de solo saturado. Essas espécies, através de adaptações morfológicas, fisiológicas ou reprodutivas, têm a habilidade de crescer, reproduzir ou persistir em ambientes aquáticos ou condições anaeróbicas de solo. Os solos por sua vez são genericamente classificados como solos hídricos ou aluviais, os quais possuem características que são associadas com condições anaeróbicas.

O Banhado do Taim pode ser classificado, em princípio, como um sistema emergente (Cowardin et al., 1979). Neste sistema o regime de águas não é influenciado pelas marés do oceano; as plantas emergentes persistentes (macrófitas aquáticas) cobrem 30% ou mais da área; a vegetação é composta predominantemente de plantas vasculares, herbáceas e emergentes, o que efetivamente ocorre neste caso.

Outras características permitem ainda descrever de forma mais completa as *wetlands*. O regime de água é uma delas, para o que se requer um

conhecimento hidrológico detalhado, principalmente da duração e período da inundação superficial, tanto anualmente como a longo prazo, bem como um entendimento das flutuações das águas subterrâneas. O regime hídrico natural do banhado do Taim não é ainda suficientemente conhecido para se chegar a uma definição. Some-se a isto a influência da atividade antrópica que se traduz em eventuais mudanças deste regime. Assim, pode-se considerar o Banhado do Taim como uma *wetland* variando de permanentemente inundada, onde a água cobre a superfície do terreno ao longo do ano em todos os anos, a intermitentemente exposta, onde a superfície esta inundada a maior parte do ano, secando em anos de seca extrema ou seca em associação com a extração de água para a lavoura de arroz. (adaptado de Marques e Irgang, 1996)

#### 4.1.1 O hidroperíodo

Dado que as *wetlands* são criadas e mantidas pela água, a frequência da profundidade e sua duração são um dos principais condicionantes do tipo de vegetação presente e de outras características desses ecossistemas. O hidroperíodo é definido como a ocorrência periódica ou regular de inundação ou condições de solo saturado, sendo portanto a assinatura hidrológica do banhado, a qual depende do balanço hídrico, da topografia e das condições subsuperficiais.

A hidrologia é provavelmente o determinante individual mais importante, tanto para o estabelecimento e manutenção de tipos específicos de *wetlands*, como para os processos em *wetlands*. Sua importância para este tipo de ecossistema pode ser descrita por vários princípios gerais (Mitsch & Gosselink, 1986):

1. A hidrologia (hidroperíodo) leva a uma composição de vegetação característica e pode também limitar ou aumentar a riqueza de espécies;
2. A produtividade primária é aumentada para altas condições de fluxo de água e nutrientes e por um hidroperíodo pulsante e é geralmente deprimida por condições estagnadas (nível de água fixo);
3. A acumulação de matéria orgânica em *wetlands* é controlada pela hidrologia, através de sua influência na produtividade primária, decomposição e exportação de matéria orgânica particulada;
4. A ciclagem e disponibilidade de nutrientes são ambas influenciadas significativamente pelas condições hidrológicas.

As condições hidrológicas podem, portanto, modificar propriedades físicas e químicas, tais como disponibilidade de nutrientes, grau de anóxia do substrato, salinidade do solo, propriedades do sedimento e pH. Portanto,

A região onde se encontra a Estação Ecológica do Taim faz parte da Planície Costeira do Rio Grande do Sul, tratando-se de uma região de terras baixas, onde os relevos mais marcados são formados pelas dunas litorâneas, na costa do Oceano Atlântico, e por falésias marginais adjacentes à lagoa Mirim. A área destinada à Estação Ecológica se caracteriza pela existência de banhados, lagoas, campos e dunas, que se localizam próximos à mata existente na área, considerada uma das mais meridionais do Brasil. Nessa mata há um bosque de corticeiras e figueiras, com árvores de grande porte.

Com relação à fauna, observa-se nos banhados grande variedade de aves aquáticas, principalmente gansos e marrecos (estes provenientes da Patagônia, que emigram para a área em seu vôo sazonal), e uma variada fauna ictícola, com diversas espécies de peixes de água doce. Na região norte da lagoa Mangueira encontram-se os únicos representantes de cisne de pescoço negro existentes no Brasil, que em épocas anteriores podiam ser encontrados em outras lagoas, ao longo da costa meridional. Mamíferos e répteis também são encontrados na área, que abriga populações importantes de capivaras, jacarés e ratões do banhado.

Do total da área da ESEC TAIM, cerca de 60% é ocupada pelo banhado do Taim, encontrando-se ainda dentro da mesma as lagoas do Jacaré e Nicola, e a parte norte da lagoa Mangueira, conforme pode ser visto nas figuras 1.3 e 4.2. O banhado do Taim é constituído por um depósito lagunar atual (geologicamente falando), originado da colmatção de antigos lagos e lagoas (Horn Filho, 1988).

Os banhados e lagoas costeiras de água doce são a principal característica da região, havendo um relacionamento hídrico direto entre os mesmos. Constata-se a partir daí que uma análise da hidrologia no local deve considerar uma área mais ampla do que a da Estação Ecológica. Como se trata de uma área predominantemente pantanosa, essa Estação assume especial importância para estudos da ecologia de *wetlands*, principalmente por ser o banhado um dos últimos remanescentes desse tipo de ecossistema no estado. **(adaptado de Martinelli, 1996)**

#### **4.2.1 Características hidrológicas**

A hidrologia regional tem como característica a inexistência de uma rede de drenagem bem definida, em função de sua evolução geológica. Tal fato se traduz na existência de vários banhados e lagoas, sendo essa sua principal característica em termos hidrológicos. O sistema em estudo é bastante complexo e abrangente, como pode ser visto nas figuras 1.3, 4.2 e 4.3. A complexidade do sistema é causada pelo fato de que o fluxo regional ocorre, em grande parte, ao longo de lagoas e banhados, nos quais

predominam os processos de amortecimento, sendo que os mesmos estão interligados por uma extensa rede de arroios e canais. A área abrangida pelo sistema hidrológico do banhado do Taim não pode ser considerada, a rigor, uma bacia hidrográfica.

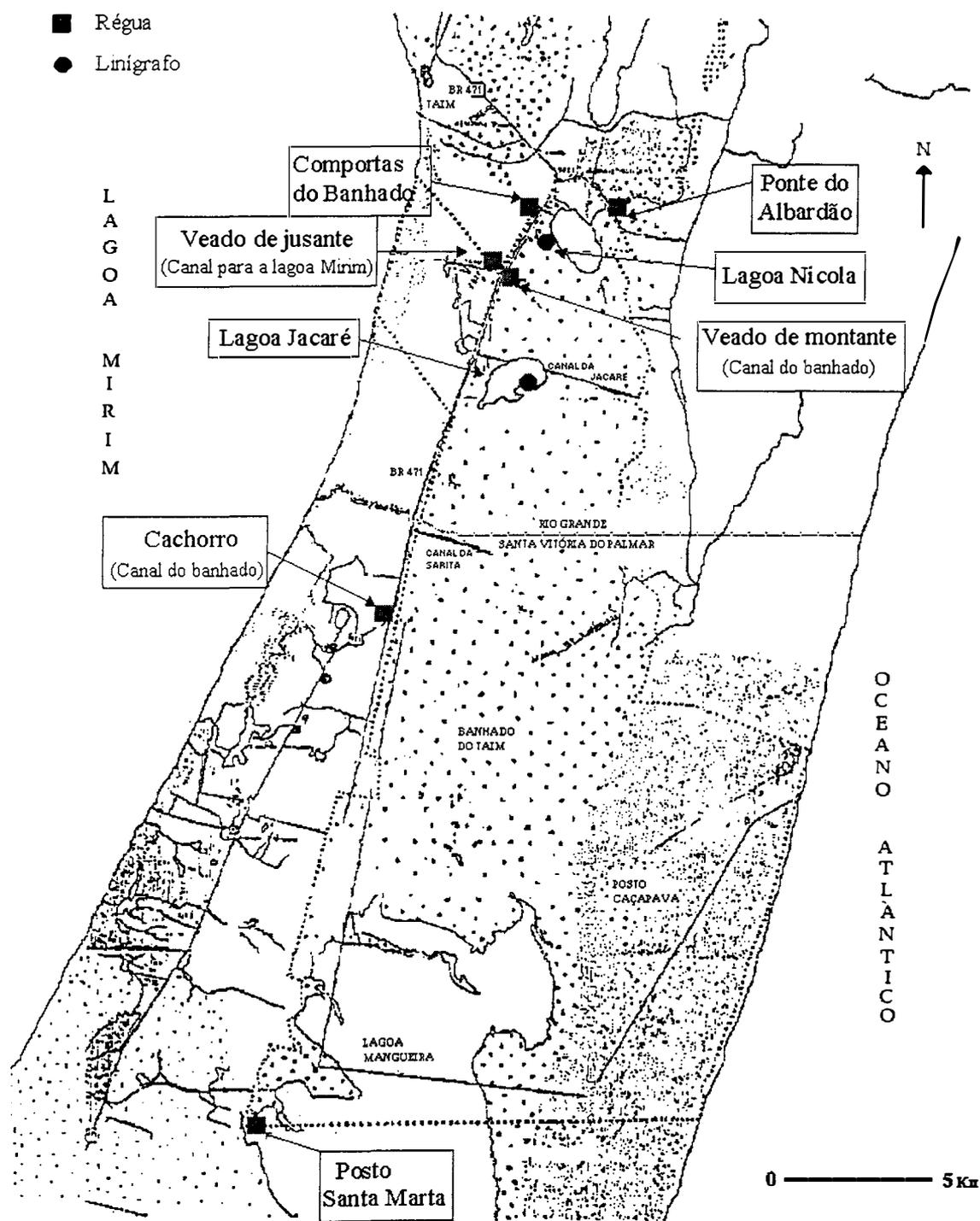


Figura 4.2: Limites da ESEC TAIM e seções de medição.

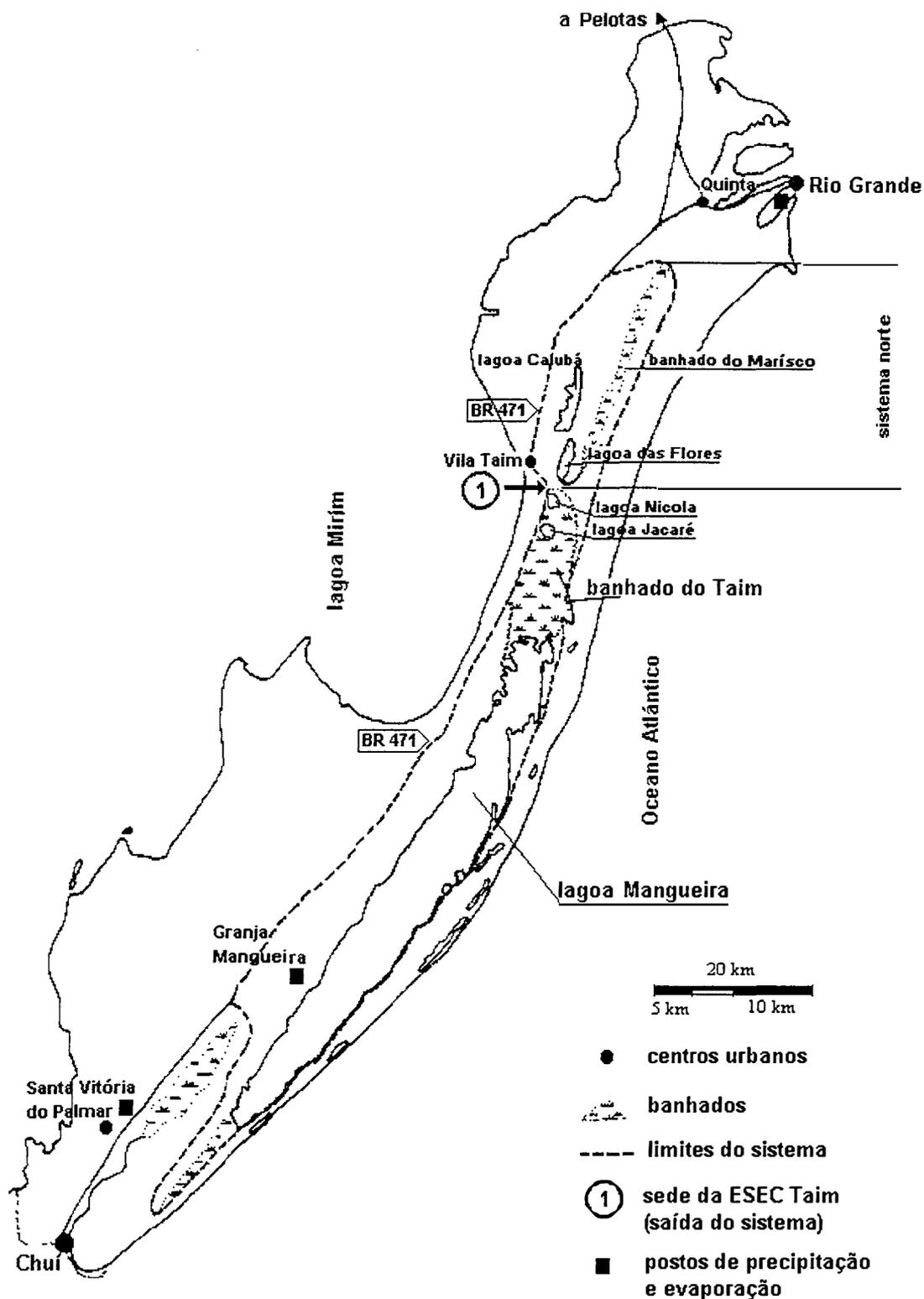


Figura 4.3: Sistema hidrológico no qual se insere o banhado do Taim.

A área de abrangência do sistema tem como pontos extremos, ao norte, a bacia de contribuição da lagoa Caiubá e, ao sul, a bacia de contribuição da lagoa Mangueira, e se desenvolve entre eles como uma estreita faixa

delimitada, ao oeste, pela BR-471 e, ao leste, pela área de dunas costeiras. Este sistema, na realidade, poderia ser dividido em três subsistemas distintos, os que teriam como seu ponto de saída as comportas através das que ocorre o escoamento para a lagoa Mirim, próximo à sede da ESEC TAIM. O subsistema ao norte seria constituído pelas lagoas Caiubá e Flores e seus banhados adjacentes, em especial o do Maçarico. Este subsistema não aporta significativamente para o banhado. Ao sul estariam o subsistema constituído pela lagoa Mangueira e sua área de aportes e o formado pelo banhado do Taim e áreas adjacentes. (adaptado de Martinelli, 1996)

#### 4.2.2 Circulação da água no sistema da ESEC TAIM

A região de aportes ao Taim, com seção de saída nas comportas da Estação na BR-471 é mostrada na figura 4.3. A precipitação que cai nessa área tende a escoar no sentido da referida seção principal. O comportamento dos principais subsistemas pode ser resumido como:

(i) Sistema Norte: Lagoas Caiubá, Flores e banhado do Marisco. Este sistema atualmente contribui com pouco volume em direção à estação, devido à retirada de água para irrigação e o fechamento periódico dos canais de saída. O seu funcionamento se resume na precipitação direta sobre a lagoa e a bacia, o escoamento da bacia em direção às lagoas, que armazenam água, que é retirada (em cotas maiores, quando a lagoa está alta) pelo canal que se comunica com a estação, pela evaporação das superfícies e pela demanda do arroz;

(ii) Lagoa Mangueira: A lagoa Mangueira tem uma grande superfície líquida e uma importante bacia de contribuição. As saídas da lagoa são por evaporação, demanda por irrigação e para o banhado do Taim, esta última em função da cota. A alimentação do Taim pela lagoa depende das características físicas deste sistema. De qualquer forma, existe um fluxo na direção do banhado, de acordo com a variação das cotas da lagoa e do banhado;

(iii) Sistema do banhado do Taim: A ligação do Taim com a lagoa Mirim é realizada através de um canal que é interrompido pelo aterro da rodovia BR-471. Nesse aterro, existem dois sistemas de galerias submersas, em níveis diferentes. O sistema foi projetado para garantir água para irrigação e permitir o extravasamento de volumes excedentes. Existe também uma casa de bombas abandonada, praticamente sem função hidráulica no momento. Houve várias alterações dos aterros nos últimos anos, que mudaram localmente a tendência dos fluxos, sem grandes alterações nos valores médios de longo período.

O escoamento junto à estação tem a seguinte tendência: Os fluxos chegam do sistema norte, da lagoa Nicola e do canal paralelo à estrada, que drenam os volumes do banhado, da lagoa Jacaré e da Mangueira. Após a construção do aterro no canal paralelo à estrada, o fluxo do mesmo foi desviado através da lagoa Nicola para o conjunto de galerias. Em janeiro de 1996 o canal que vai da lagoa Nicola às galerias foi fechado. Ao longo de 1996 o aterro rompeu, restituindo parte da seção anterior.

Com as galerias abertas, o fluxo depende da cota do banhado e da lagoa Mirim. Não é comum, mas os dados observados de 1967 e 1968 mostraram que a lagoa Mirim pode ficar com níveis superiores aos do banhado. Nesse caso, existe fluxo da lagoa Mirim para o banhado. Essa é uma situação que não tem ocorrido nos últimos anos. A situação mais freqüente ocorre, portanto, quando a cota da lagoa Mirim é inferior à do banhado.

#### **4.2.3 Impactos Ambientais Incidentes**

A pecuária extensiva foi a atividade econômica predominante até o final da década de 1960, quando foi concluída a BR-471, a qual, facilitando o transporte rodoviário, proporcionou uma maior integração da área com a zona norte do estado (SUDESUL, 1989). A implantação dessa estrada, junto com as obras de sistemas de irrigação e drenagem executadas na mesma época, proporcionou um grande incremento na atividade agrícola, principalmente a orizicultura. A implantação desses sistemas de irrigação e drenagem seguia a mentalidade vigente na época, de que a única alternativa para áreas de banhados seria drená-las (conforme pode ser visto em Delaney (1965), referindo-se ao projeto do Governo do Estado no início dos anos 60, e em DNOS (1968c)) de maneira a utilizá-las para a agricultura, caso seus solos fossem férteis. As características edafoclimáticas, a estrutura fundiária e a disponibilidade de água propiciaram as condições necessárias ao seu desenvolvimento, passando a produção de 47.851 toneladas de arroz em 1965/66 para 430.000 toneladas na safra 1988/89 (SUDESUL, 1989).

A lavoura de arroz é desenvolvida utilizando a rotação de terras, e é irrigada pelo sistema de inundação, através de mais de 2000 km de canais que transportam água, principalmente das lagoas Mirim e Mangueira, às áreas plantadas. Os levantes hidráulicos necessários à irrigação são executados por bombas com motores diesel e elétricos, e é elevado o grau de mecanização da cultura e adubação verificado na região (SUDESUL, 1989).

A implantação da estrada BR-471 teve como conseqüência uma alteração na dinâmica hídrica da região, isolando ambientes antes relacionados, o sistema Mangueira-Taim e a lagoa Mirim.

O principal impacto ambiental incidente na região, no tocante aos recursos hídricos, é o incremento da orizicultura, que alterou e continua alterando a hidrodinâmica da região, exigindo a manutenção de lâminas de água sobre os cultivos durante todo o desenvolvimento dos mesmos, entre os meses de outubro/novembro e fevereiro/março, que são os meses mais críticos em termos de déficit hídrico. Esse fato, associado aos picos de evapotranspiração que ocorrem normalmente nessa época, pode ocasionar uma diminuição no volume de água necessário à manutenção dos ambientes palustres da região, em especial os da ESEC TAIM (pelo fato de grande parte das áreas de orizicultura estarem a montante da Estação Ecológica, conforme pode ser visto em IBAMA (1992, 1993a e 1993b), e também nas imagens de satélite). Além disso, acontecem também alterações na qualidade das águas, devido ao aporte de nutrientes e produtos fitossanitários. O incremento na extração de água para as culturas de arroz nos últimos anos tem sido menor, em função de uma maior atividade de fiscalização, por parte do IBAMA, do cumprimento das normas no tocante às extrações de água praticadas na região, e pela estabilização da área cultivada. (adaptado de Martinelli, 1996)

### 4.3 Modelação do banhado

#### 4.3.1 Caracterização do problema

No estudo de que este trabalho fez parte foi analisado o comportamento biológico do ecossistema, e definido o nível em torno do qual o sistema deveria flutuar (Marques e Irgang, 1996). Os estudos mostraram que esse nível tem como referência as bordas das lagoas internas do banhado (Nicola e Jacaré). Ao longo do tempo as lagoas têm flutuado naturalmente em torno desse nível, sazonalmente ao longo do ano, e entre seqüências de anos secos e úmidos. Ao contrário do que as vezes é preconizado, um nível alto fixo não é a situação ideal, a que deve procurar ser o mais próxima possível das variações naturais do sistema. A conservação do ecossistema depende da flutuação de níveis, para garantir a vida de diversas espécies terrestres e aquáticas.

A manutenção de níveis de água altos produziria os seguintes efeitos:

- transformar o meio ambiente terrestre em aquático, alterando as condições anteriores;
- prejudicar o uso do solo pela população na vizinhança dos lagos e canais;
- garantir volumes para períodos críticos.

O que se observa são interesses conflitantes na definição do nível do banhado. Para irrigação, a saída fechada melhora a disponibilidade de água, retendo volumes que escoariam para a lagoa Mirim. Para a preservação ambiental é necessário que ocorra a flutuação natural dos níveis, evitando-se a manutenção permanente de níveis muito altos.

Era então necessário definir regras operacionais e/ou modificações no controle (comportas de saída) que garantissem a preservação do banhado do Taim. Para isso decidiu-se desenvolver um modelo matemático do sistema Taim-Mangueira, e simular diferentes situações, visando identificar as características do regime que tem modelado o banhado, e estabelecer as políticas ou alterações necessárias.

#### 4.3.2 Antecedentes na modelação de wetlands

A literatura sobre modelagem deste tipo de sistemas é escassa, provavelmente por ser um tema de interesse recente, e ser estudado principalmente em áreas como ecologia e biologia, bastante distantes das que trabalham com simulação hidrodinâmica. Em geral a modelação de *wetlands* tem sido realizada mediante modelos simplificados, que só fazem um balanço das entradas e saídas do sistema. A hidrodinâmica, tanto interna, como em sua relação com áreas adjacentes, pode ser fundamental para o funcionamento e evolução das *wetlands*, mas ainda não se conhece o suficiente para avaliar sua importância.

Pelas semelhanças que apresentam com alguns casos de planícies de inundação, parte dos critérios e metodologias utilizados nesses casos podem ser transferidos para *wetlands*, como é feito neste trabalho.

Hammer e Kadlec (1986) apresentaram um modelo para representar escoamento em *wetlands* (*overland flow* em *wetlands*, segundo os autores), orientado à simulação de *wetlands* artificiais para depuração de água. O modelo utiliza uma equação simples de continuidade, combinada com uma equação tipo Chezy, adaptada ao escoamento com vegetação.

Mais recentemente Walton et al. (1996) adaptaram um modelo utilizado para escoamento em meios porosos saturados, denominado "links and nodes" (não confundir com o algoritmo do mesmo nome para redes malhadas). A descrição do modelo é pobre, e não foi possível obter a bibliografia citada a respeito dele, mas dado que o modelo utiliza equações diferenciais completas, e não é um modelo bidimensional convencional, provavelmente trabalha de maneira unidimensional, ao longo de linhas de escoamento, um pouco como canais "paralelos".

### 4.3.3 Estrutura do modelo

Como já foi comentado antes, o sistema hidrológico no qual se insere o banhado do Taim tem duas componentes principais: o banhado propriamente dito, e o subsistema sul (lagoa Mangueira e sua área de aportes). As observações determinaram que o aporte do subsistema norte era muito pequeno, e que não influenciavam o comportamento do banhado. Portanto o modelo do Taim simula a lagoa Mangueira (principal fonte de água do banhado) e o banhado propriamente dito, até sua conexão com a lagoa Mirim, nas comportas de saída do banhado. As componentes do modelo são as seguintes:

**Módulo da Mangueira:** Este módulo está composto por um modelo hidrológico simples que simula a transformação chuva - vazão na área de aporte à lagoa Mangueira e por uma equação de balanço da lagoa. Se relaciona com o módulo do banhado na interface lagoa - banhado, na qual, em função dos níveis, é calculada a vazão que sai da Mangueira e entra no Taim. Esta vazão é uma das componentes do balanço da Mangueira, e o nível da Mangueira é uma condição de contorno do módulo do banhado;

**Módulo do banhado:** Este módulo é o modelo hidrodinâmico do banhado, simula o escoamento no banhado propriamente dito e no canal lateral, e recebe a influencia da lagoa Mirim através das comportas de saída do banhado. Em termos de programação, este é o programa de comando, e utiliza o módulo da Mangueira como um subprograma.

Devido à complexidade do funcionamento do sistema e à escassez de dados, o modelo foi usado não só para simular os cenários e definir as medidas a serem adotadas para a preservação do Taim, como também para identificação tentativa de algumas características físicas e de funcionamento.

#### Modelo da Mangueira

Como já foi mencionado, o sistema do banhado do Taim é um sistema hidrológico não-típico, diferente daqueles para os quais em geral são desenvolvidos os modelos matemáticos. Isto significa que podem acontecer problemas de adaptação entre os modelos e o sistema a simular. Além disso, o intervalo dos dados disponíveis para o período a simular era mensal, o que implica uma simulação com simplificações metodológicas sobre a distribuição temporal dos processos que ocorrem na bacia. Porém, em geral são filtrados os efeitos de curta duração, que não influenciam tanto o armazenamento e a área das lagoas e banhados estudados.

Para simular a lagoa Mangueira e sua área de contribuição foi utilizado

um modelo de balanço de volumes, representado pela equação

$$S(t+\Delta t)=S(t)+A_b C_e P+ A_M P-k_t E A_M -I_r -Q_T \Delta t \quad (4.1)$$

onde  $S$  = volume na lagoa Mangueira ( $m^3$ ),  $A_b$  = área de contribuição à Mangueira ( $m^2$ ),  $C_e$  = coeficiente de escoamento,  $P$  = precipitação no intervalo de tempo considerado ( $m$ ),  $A_M$  = área da lagoa Mangueira ( $m^2$ ),  $k_t$  = coeficiente da evaporação de tanque,  $E$  = evaporação no intervalo de tempo,  $I_r$  = volume retirado para irrigação ( $m^3$ ),  $Q_T$  = vazão que sai da Mangueira para o Taim ( $m^3/s$ ) (calculada pelo modelo do Taim como vazão de entrada, é o elo entre os dois subsistemas). A soma das áreas  $A_b$  e  $A_M$  é constante, e igual a  $1597 \text{ km}^2$ , que é a área total do subsistema da Mangueira.

As relações cota-volume e área-volume da lagoa Mangueira são usadas para obter a cota e área da lagoa, correspondentes ao volume no final do intervalo de tempo. Essas relações são:

$$z = -5,49 + 0,00824 S \quad S < 637,7 \text{ hm}^3 \quad (4.2)$$

$$z = -0,7 + 0,00136 S \quad S > 637,7 \text{ hm}^3 \quad (4.3)$$

$$A_M = 1108,14 - 426464,5 / S \quad (4.4)$$

Esse modelo tem como vantagem o fato de ter só dois parâmetros ( $C_e$  e  $k$ ), que são calibrados em conjunto com o modelo do Taim. A desvantagem é que os fenômenos são representados de forma muito simplificada, e os parâmetros absorvem efeitos além dos que teoricamente representam. No entanto, como será visto no referente à calibração do modelo, os resultados da simulação da Mangueira foram bons.

### **Modelo do Taim**

Para representar o banhado do Taim foi utilizado o modelo de celas apresentado no capítulo 3. Embora o modelo seja originalmente concebido tendo o rio como componente principal, nada impede usá-lo para representar um sistema em que o rio é secundário ou simplesmente não existe (neste caso seria necessário usar um canal "dummy", por questões do algoritmo). A única adaptação necessária, para simular um sistema em que a área inundada era a principal componente em termos de escoamento, foi psicológica: deixar de pensar em função do canal e passar a fazê-lo em função do banhado, e se adaptar a tempos de resposta do sistema muito maiores .

#### 4.3.4 Discretização do banhado

O sistema foi representado usando 13 seções no canal e 28 celas no banhado (fig. 4.4), procurando representar todas as características relevantes conhecidas. O comprimento dos trechos é da ordem de 3 km, e a área das celas de aproximadamente 9 km<sup>2</sup>. O escoamento entre as celas foi representado mediante ligações tipo canal ou vertedor. No anexo D são apresentadas as características e os parâmetros da discretização.

Devido à escassez de dados topográficos (as cartas que cobrem a região não tem curvas de nível, só alguns pontos isolados com cotas definidas como duvidosas pela mesma carta), todo e qualquer tipo de informação disponível foi aproveitada. Além das cartas e um estudo anterior (DNOS, 1968), isto incluiu imagens de satélite, aerofotografia, observação visual durante visitas ao local, fotografias tiradas durante um vôo, comentários do pessoal do IBAMA e do IPH e inferências a partir da vegetação. Mesmo assim, a região compreendida entre a seção do Cachorro (ver figura 4.2) e a lagoa Mangueira nunca deixou de ser *terra incognita*, tanto em termos de topografia quanto de funcionamento. Por causa das características da vegetação predominante, as imagens de satélite e as fotografias apresentam uma imagem uniforme, da qual é muito difícil extrair alguma informação. Olhando as fotos nas figuras 4.5 a 4.9 pode-se ter uma idéia da situação.

Um divertimento adicional foi proporcionado pela diferença entre os dois sistemas de referência de níveis (IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, e SGE, Serviço Geográfico do Exército). Na sua primeira visita ao Taim, o autor foi conferir os níveis na região perto da seção do Cachorro, e para sua surpresa, o que segundo as cartas deveria estar seco tinha seus bons 40 cm de água. Algumas averiguações indicaram que as cartas eram SGE, e o sistema de réguas do Taim estava referenciado ao IBGE. Tentou-se então descobrir qual era a relação entre os dois sistemas que, ingenuamente, se imaginou fixa e conhecida. É variável e desconhecida, e só pode ser determinada localmente (com sorte), comparando RNs dos dois sistemas. Felizmente na região do Taim existem vários RNs referenciados aos dois sistemas ou próximos o suficiente para fazer comparações. Finalmente chegou-se a uma diferença de 0,33 m ( $SGE=IBGE+0,33$ ) entre os dois, com a que foi possível separar novamente as terras das águas. Todos os níveis em este trabalho estão referenciados ao SGE. Os critérios básicos para definir as celas foram:

- divisões naturais, seja por obstáculos definidos (albardões), ou por diferenças marcadas de altitude do terreno. Foi aplicado principalmente na região das lagoas Nicola e Jacaré, que é onde se encontra um "relevo" mais marcado, na parte leste do banhado, e no canal da Sarita (fig. 4.2).

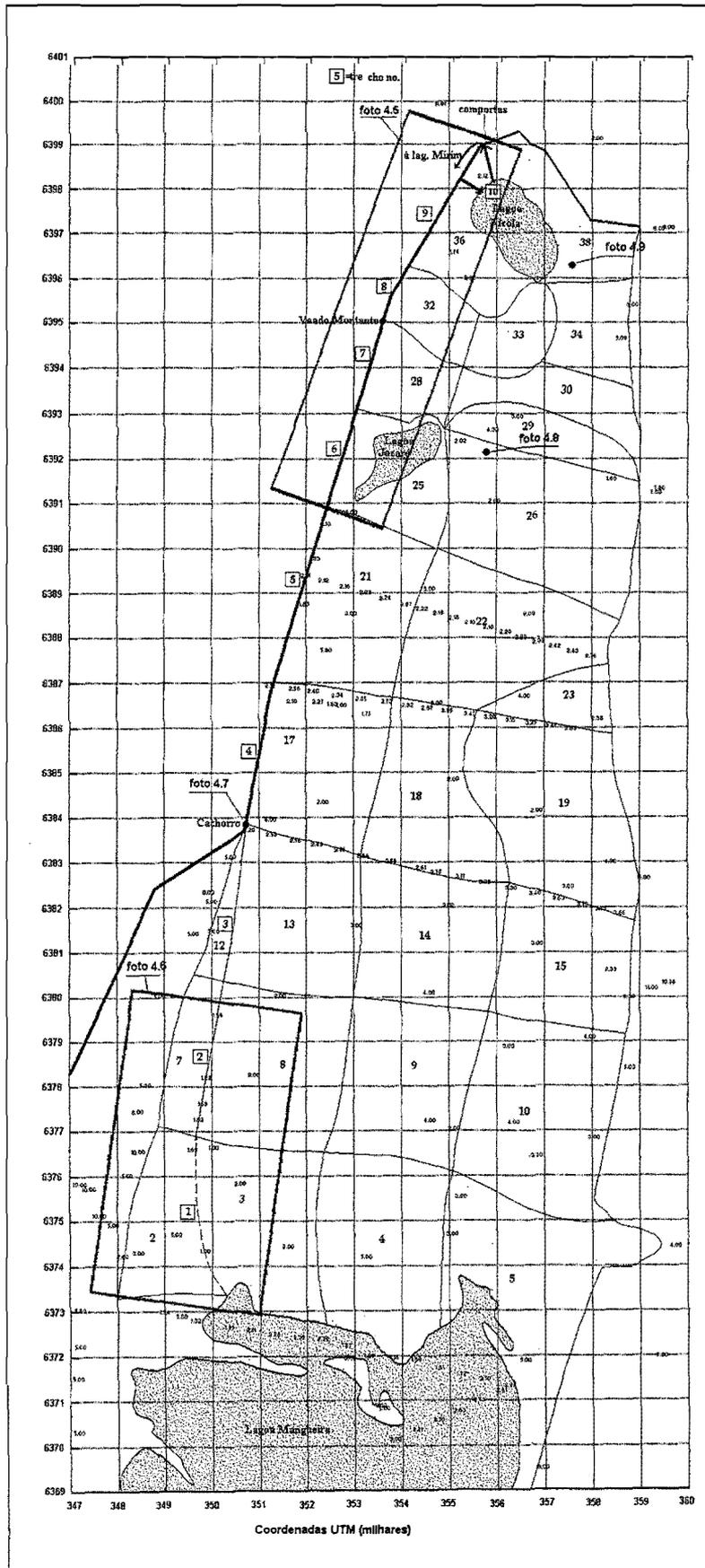


Figura 4.4: Discretização do banhado do Taim.

rebaixada artificialmente, e entre o fundo real e o redefinido foi colocada uma rugosidade muito alta ( $\sim 1,0$ ), para obter vazão praticamente nula e poder continuar com o cálculo.

No extremo norte, o traçado original do canal tem sofrido alterações, e, em lugar de ir diretamente para as comportas, o escoamento entra na lagoa Nicola, e dela sai para as comportas. Uma consequência disso é que a saída de água do Taim, no curto prazo, é agora controlada em boa medida pela seção de saída da Nicola. Na discretização adotada, a lagoa Nicola tecnicamente faz parte do canal, mas representada por uma formulação que faz com que seu funcionamento, ao igual que na natureza, seja semelhante ao das celas.

No resto do canal, as seções foram colocadas de maneira a coincidir com as divisões das celas que se encontram ao longo dele.

#### 4.3.5 Parâmetros do modelo

##### Intervalo de tempo e redutores canal-cela

Cada um dos dois módulos que compõem o modelo do sistema trabalha com um intervalo de tempo diferente, que depende das características do fenômeno simulado e do modelo utilizado para representá-lo. O modelo da Mangueira é um modelo hidrológico simples, e seu intervalo de tempo está condicionado basicamente pelo intervalo de tempo dos dados hidrológicos disponíveis. Para o período de calibração (1995 - 1996), os dados hidrológicos tinham intervalo diário (chuva, evaporação) ou eram feitas duas leituras diárias (cotas). No entanto, como o intervalo de tempo dos dados do período de aplicação era mensal, optou-se por trabalhar com esse intervalo. O intervalo de tempo real do balanço foi, portanto, mensal, dividido em intervalos de cálculo de 12 h, para fornecer a entrada ao modelo do banhado, com os valores de chuva e evaporação distribuídos igualmente entre eles.

No caso do modelo hidrodinâmico que representa o banhado, o principal condicionante foi a relação de tamanhos entre o canal e as celas. No caso das celas teria sido possível utilizar um  $\Delta t$  de até 24 h, embora isso requereria uma calibração muito cuidadosa, e um  $\Delta t$  entre 6 e 12 h sem maiores problemas. Para o canal isolado, o  $\Delta t$  poderia ser até da ordem de 6 h, porque as velocidades são muito baixas (da ordem de 0,10 m/s e até menores), e o amortecimento numérico não é problema, já que o que interessa reproduzir é o transporte de volumes a longo prazo. No entanto, como a área superficial dos trechos de canal ( $\sim 30 \text{ m} \times 3000 \text{ m}$ ) é muito menor que a das celas ( $\sim 3000 \text{ m} \times 3000 \text{ m}$ ), o tempo de resposta do canal ao intercâmbio de água com as celas é muito mais rápido que o das celas

(simplicadamente, a quantidade de água que, saindo de uma cela, a faria descer 0,01 m, ao entrar no canal o faria subir 1 m). Além disso, a vazão do canal é muito pequena, o que significa que este tem pouca capacidade para repor ou evacuar os volumes de intercâmbio com a cela. O que acontece na natureza é que a descida do nível da cela é um processo lento e contínuo, a superfície da mesma não desce de maneira horizontal, existem declividades nas diferentes direções de fluxo, e, portanto, os desníveis perto das fronteiras são menores que os medidos entre os centros das celas. Existe uma propagação dentro da cela que não é levada em conta pelo modelo. Na natureza acontece um processo de transição que não está representado na formulação utilizada. Quando as componentes do sistema (celas e trechos de canal) são de tamanhos semelhantes, as diferenças entre a formulação discreta e a contínua não são importantes, e o processo de cálculo transcorre sem maiores problemas. O algoritmo iterativo (ver 3.3.2) se encarrega de atenuar as oscilações que eventualmente apareçam em pontos particularmente críticos. O critério utilizado para as iterações foi de ter variações da cota menores que 2 cm, entre duas iterações sucessivas.

Representar esse processo requereria um  $\Delta t$  muito pequeno (5 a 10 min), mais ainda com a formulação simplificada que é usada para o intercâmbio cela-canal. Com intervalos de tempo da ordem dos indicados para as celas ou para o canal isoladamente, o resultado era uma violenta instabilidade e destruição do processo de cálculo. Por outro lado, o  $\Delta t$  adequado era incompatível com os computadores facilmente disponíveis no momento de executar o trabalho (486 DX2 e DX4). Com o intervalo de tempo finalmente utilizado (2 h), a simulação do período 1960 - 1996 demorava de 2,5 a 3 h, e com um  $\Delta t$  da ordem indicada seria de 1 a 3 dias.

A solução adotada foi aplicar um redutor adicional à transferência entre o canal e as celas, de maneira a fazer mais lento o intercâmbio de água (que, com o mecanismo mencionado anteriormente, é o que acontece na natureza). Vários testes realizados mostraram que uma redução da ordem de  $10^{-1}$  era suficiente para manter a estabilidade, e não afetava a qualidade dos resultados. Assim, se os redutores de área (ver item seguinte), por efeito de obstrução, são da ordem de 0,5 entre celas, com o canal são da ordem de 0,05. Isto permitiu trabalhar com um intervalo de tempo de 2 h, que era razoável do ponto de vista prático.

### **Rugosidades e redutores cela-cela**

As rugosidades do canal foram tratadas da forma convencional, com valores de 0,04. Para o escoamento entre celas o problema era diferente, por causa da obstrução da palha (fig. 4.7 e 4.8), que produz dois efeitos: rugosidade muito alta e redução da área de passagem. A solução foi tratar os dois aspectos por separado.

Para levar em conta a redução da área foi incorporado um termo ( $R_d$ ) na equação de fluxo entre duas celas (equação 3.7), que é simplesmente a proporção de área livre. Essa modificação só foi introduzida quando a relação era tipo canal, já que nos casos em que se utilizou uma relação tipo vertedor, a inspeção visual determinou a inexistência de obstruções sistemáticas. De fato, nas partes altas dos albardões, que ficam secas boa parte do tempo, a vegetação é basicamente grama, já que a palha precisa de uma certo tirante mínimo a maior parte do tempo (Marques e Irgang, 1997). A equação fica agora

$$Q_{i,j} = \frac{Ah^{2/3}}{n} \sqrt{\frac{|z_i - z_j|}{\Delta x_{i,j}}} R_d \quad (4.5)$$

No que diz respeito à rugosidade, era necessário ter uma ordem de grandeza como base para iniciar o processo de calibração e usar como referência em torno da qual fazer variar os valores. A referência encontrada (Klaassen e van der Zwaard, 1974), trata de planícies de inundação com obstáculos "discretos" (*hedgerows* e árvores), e não "contínuos", como é o caso da palha, que se estende de maneira uniforme por grandes extensões.

Para obter um valor de referência decidiu-se então analisar o efeito, sobre a condutância hidráulica, de dividir uma determinada seção de escoamento em "fatias" (figura 4.10), só por causa do aumento do raio hidráulico (a redução da área já estava incorporada na equação). Uma análise semelhante, embora com outro objetivo, foi apresentada por Tucci (1987).

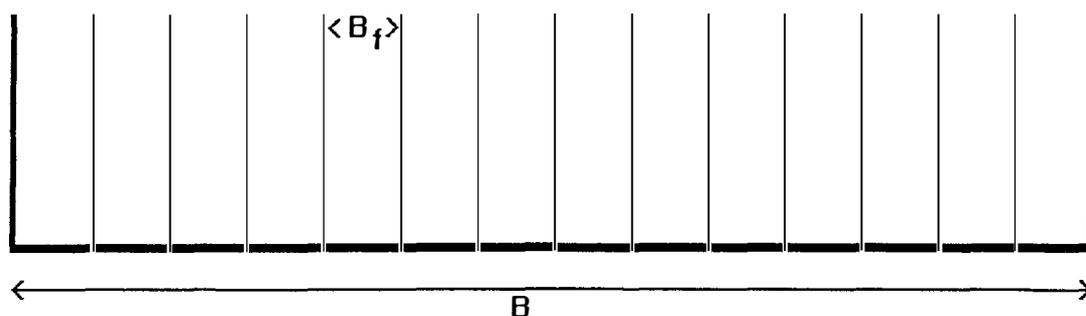


Figura 4.10: Divisão de uma seção em fatias.

Na figura 4.11 pode ser vista a redução de  $K$  em função do tamanho das fatias, para larguras totais da seção entre 1000 e 4000 m (tirante  $\sim 1$  m). Os pontos para qualquer largura caem sobre a mesma curva, o que significa que a redução depende só do tamanho das divisões. Para o tamanho médio de área livre (entre folhas de palha) que se encontra no Taim, da ordem de 1 a 5 cm, a redução é de 15 a 20 vezes ( $K/15$  a  $K/20$ ), o que significa valores de  $n$  de Manning entre 0,30 e 0,60 (considerando que a seção sem obstruções teria um  $n$  de 0,020 a 0,030).

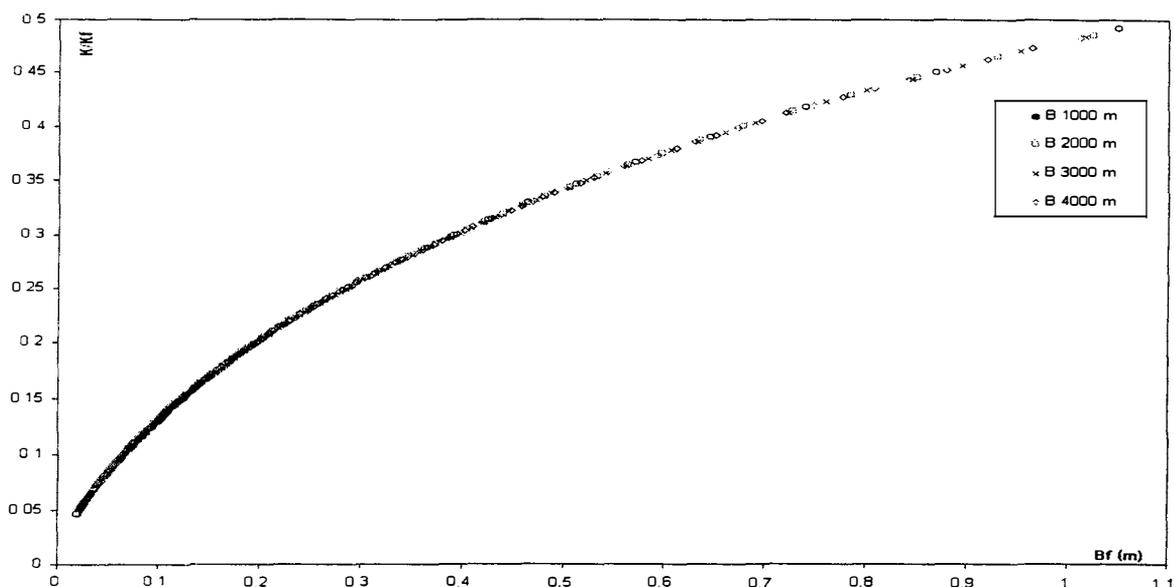


Figura 4.11: Redução da condutância hidráulica em função da subdivisão de uma seção.

### As comportas de saída do Taim para a lagoa Mirim

No projeto que visava drenar o Taim, e destinar as terras à lavoura de arroz foram projetadas comportas para regular a descarga do Banhado do Taim em direção à lagoa Mirim. O sistema projetado é composto por dois conjuntos de comportas, com as seguintes características:

**comportas para vazões freqüentes:** compostas por oito vãos que passam por baixo da BR-471, na direção Lagoa Nicola - Canal da Lagoa Mirim. As medidas das comportas são: 1,524 x 1,524 m de seção transversal, separados por colunas de 0,20 m de espessura. O comprimento aproximado é de 32,0 m, sendo a cota de fundo do canal -2,20 m SGE;

**comportas para vazões excepcionais:** semelhantes às anteriores, são oito vãos localizados 100 m ao norte das comportas anteriores, com cotas de fundo de -0,60 m SGE. para escoar os volumes das enchentes. As características são similares às comportas anteriores.

Esse sistema atualmente encontra-se danificado e as aberturas fechadas por tapumes, sendo que sua capacidade de descarga está tão reduzida que é aproximadamente equivalente à de um orifício de  $\sim 3,75 \text{ m}^2$  de área de passagem (calculada a partir do coeficiente de descarga ajustado na calibração), ou seja,  $\sim 10 \%$  da área máxima possível.

Como não se conhecia a área livre real das comportas, na calibração utilizou-se um coeficiente de descarga ( $C_d$ ) que inclui o efeito do coeficiente de orifício, a área de passagem e o termo  $(2g)^{1/2}$ . O valor resultante da

calibração foi  $C_d = 10$  para a situação atual e  $C_d = 40$  para o período 67 - 68, em que as comportas estavam mais abertas. Este último valor foi o utilizado para a simulação da situação histórica (cenário 1), e o primeiro para as simulações da situação atual.

### Problema do desnível Mangueira - Taim

Um problema especial apareceu na interface entre a Mangueira e o banhado. Os valores registrados pelo IPH durante o período 1995 - 1996 mostravam um desnível mínimo sistemático da ordem de 0,50 m (ver valores observados na figura 4.12). Não foi possível reproduzir este desnível com nenhuma combinação fisicamente coerente de características físicas e parâmetros de escoamento. Também não foi possível achar uma explicação que justificasse a existência desse desnível, já que existe continuidade física entre a Mangueira e o Taim, o que significa que o desnível não pode estar localizado na interface. Por outro lado, as velocidades (da ordem de poucos cm/s), e demais características gerais observadas do escoamento, não são coerentes com a declividade que seria necessária para atingir esse desnível no escoamento dentro do Taim. Além disso não existem dados topográficos ou outras informações sobre a metade sul do banhado, incluído a interface com a Mangueira. Percorrer a região desde o lado do banhado requer um tipo especial de barco que não estava disponível, e as vezes que foi tentado entrar pela Mangueira não foi possível por causa do forte vento. As cotas dos zeros das réguas que apresentavam esse desnível (Santa Marta e Cachorro) foram verificadas, e uma medição de ida e volta, com GPS (Ground Positioning System) geodésico, deu uma diferença de 0,15 m na cota do zero entre a ida e a volta, (e de 0,25 m entre a máxima e a mínima cota obtidas nas varias medições executadas durante o desenvolvimento deste estudo), levantando suspeitas em relação à precisão desses aparelhos, mas não permitiu chegar a identificar positivamente um erro que explicasse o desnível.

Para conseguir simular esse desnível, na comunicação entre a Mangueira e o Taim foi utilizada uma equação tipo comporta ( $Q=C(hm-hj)^{1/2}$ ). Isso permitiu reproduzir o desnível de maneira localizada, sem ter que forçar os parâmetros em outras partes do sistema. Como não era razoável supor que a vazão entre a Mangueira e o Taim era só função do desnível (e independente do tirante), a equação foi multiplicada por uma função do tirante ( $h^{5/3}/2$ ) semelhante à que o tirante apresenta em uma equação tipo Manning. A equação resultante é:

$$Q_{i+1}=C_o\sqrt{|z_i - z_{i+1}|} (h^{5/3}/2) \quad (4.6)$$

O autor não descarta a existência de algum fenômeno físico ou feição do banhado, que justifique o desnível, e que não tem sido capaz de identificar. No entanto, considera muito provável algum erro na determinação do zero das réguas, provavelmente na régua de Santa Marta, já que os outros valores dentro do banhado são coerentes entre si.

#### 4.3.6 Calibração

Existiam basicamente dois conjuntos de parâmetros a ajustar: os do modelo da Mangueira e os do modelo hidrodinâmico do banhado. Os primeiros regulam os volumes e cotas da lagoa, e através destas a entrada de água ao banhado. Por sua vez, as cotas do banhado influenciam a saída de água da Mangueira, afetando portanto seus volumes e cotas. Como os dois sistemas são interdependentes, não seria possível calibrar os modelos por separado, a menos que fossem conhecidas as vazões na interface lagoa - banhado, que não era o caso. Como já foi mencionado, essa região é um buraco negro em termos de informação. Dispunha-se de dados de dois períodos, sendo o primeiro o estudo realizado pelo IPH em 1995 - 96, com cotas observadas em vários pontos da lagoa e do banhado e situação conhecida na saída do sistema para a lagoa Mirim, o que permitia fazer uma estimativa razoável do balanço de volumes. Os outros dados disponíveis eram só cotas na lagoa Mangueira no período 1967 - 68.

O processo de calibração foi bem mais complexo que no caso da simulação de um rio, por vários motivos:

- complexidade do sistema;
- interação entre as componentes (Mangueira e Taim);
- tempo de resposta muito longo;
- pouca informação sobre as características e funcionamento do sistema;
- duração do período a simular e variedade de situações abrangidas.

A quantidade de parâmetros a ajustar era grande, da ordem de 70 nominalmente, que em termos práticos podem ser reduzidos a algo em torno de 30, já que a boa parte dos parâmetros das celas foi atribuído um valor único, por causa da falta de informação e da uniformidade de algumas áreas. A falta de informação topográfica obrigou a incluir algumas cotas entre os valores a serem ajustados na calibração. O tipo de "parâmetro" era também bastante variado, já que incluía parâmetros de escoamento, parâmetros hidrológicos e características topográficas. Além disso, pela forte interação entre as componentes, alterações em um tipo ou conjunto de parâmetros freqüentemente influenciava os efeitos dos outros tipos ou conjuntos. Essa

influencia freqüentemente aparecia vários anos depois, e as vezes com efeitos totalmente inesperados.

A calibração foi executada utilizando dois períodos. O primeiro foi 1995-1996 (fig. 4.12), no qual é possível estimar as vazões que passam pela comporta de saída do Taim e, indiretamente, as que saem da Mangueira para o Taim. Isso permitiu ajustar os valores do coeficiente de escoamento da área de aporte à Mangueira ( $C_e = 0,25$ ), e de transformação da evaporação de tanque em evaporação de superfície livre, para a Mangueira ( $k = 0,90$ ) e para o Taim ( $k = 1,00$ ). O coeficiente de tanque da Mangueira é um pouco alto, mas pode ser justificado pelo forte vento que costuma soprar sobre a lagoa. Em relação ao coeficiente de escoamento, conceitualmente teria sido melhor usar  $C_e$  variável mês a mês, no entanto, alguns testes mostraram que a diferença seria mínima, e não justificaria o aumento no número de parâmetros a ajustar. Os coeficientes de rugosidade e dos vertedores e algumas cotas também foram ajustados neste período.

Durante este período (fevereiro de 1996) houve uma alteração na configuração da saída do Taim para a Mirim: a saída da lagoa Nicola foi fechada com um aterro. Isso foi simulado no modelo com um aumento contínuo da rugosidade dessa seção ao longo de 15 dias, ate chegar a um valor que, em termos práticos, zerava o escoamento.

Na segunda etapa trabalhou-se com o período 60-68 (fig. 4.13), para ajustar 67-68 (1/67 - 6/68). O motivo para simular desde 1960 até 1967 é que este período gera as condições iniciais do período conhecido, principalmente as do banhado, que eram desconhecidas, e são afetadas pela calibração. Os coeficientes  $C_e$  e  $k$  não foram alterados, já que não existiam dados para fazer controle dos volumes, mudando só rugosidades, coeficientes de vertedores e cotas. Esta parte do processo de calibração é importante na medida em que, a partir de condições iniciais geradas pelo próprio modelo, consegue-se reproduzir adequadamente o comportamento de uma das componentes do sistema, a lagoa Mangueira (os erros são da ordem de 0,15 m).

Foi feito um processo recursivo entre os ajustes dos dois períodos, simulando um deles com os parâmetros obtidos do ajuste do outro, até obter resultados razoáveis para ambos, embora não ótimos para qualquer um deles. Isto é razoável, dado que há 30 anos entre eles, com alterações no sistema. Além disso, por causa do problema do tempo de resposta do sistema, o processo recursivo incluiu simulações do período completo, para verificar que os parâmetros não gerassem problemas em situações não contempladas nos dados disponíveis para o ajuste. Nas figuras 4.12 e 4.13 podem ser vistos os resultados, com os parâmetros finais, para os dois períodos.

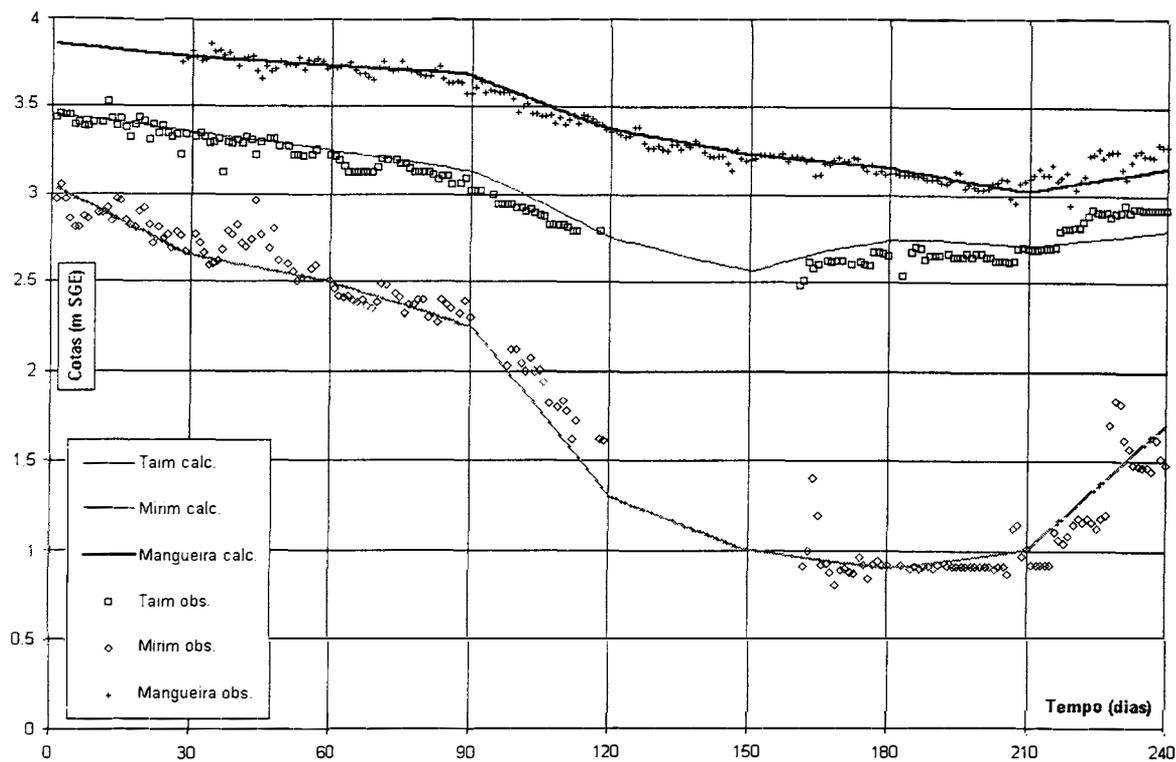


Figura 4.12: Ajuste do período 1995 - 1996.

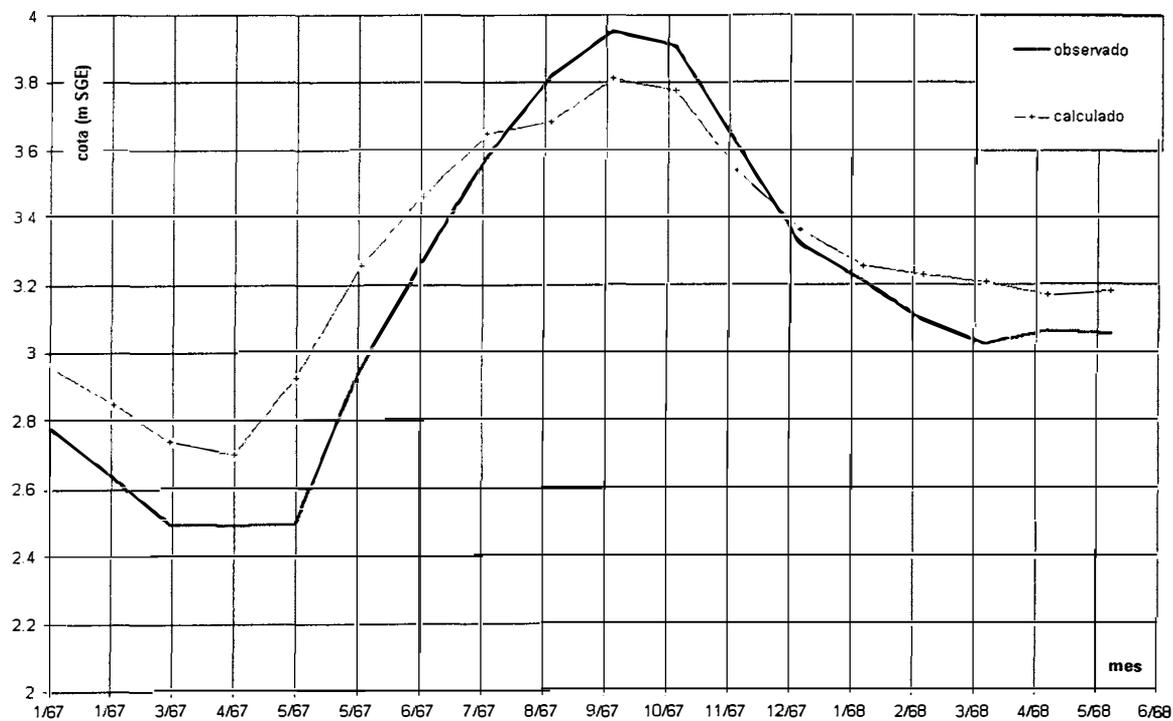


Figura 4.13: Ajuste da lagoa Mangueira, período 1967 - 1968.

## 4.4 Simulação dos cenários

### 4.4.1 Series usadas na simulação dos cenários

#### Chuva e evaporação

Para estimar a precipitação e a evaporação durante o período 1960 - 1996 foram usadas as estações listadas na tabela 4.1, para as quais se dispunha de séries que abrangiam todo o período de calibração. Para solucionar pequenos problemas que apareciam nas séries foi feita análise de consistência e preenchimento de falhas (Mendonço, 1996). A análise da climatologia desenvolvida como parte do estudo do banhado do Taim (IPH, 1996) mostrou que a região é bastante homogênea, e portanto a incerteza causada por não se dispor de dados dentro da área em estudo não é crítica. Na fig. 4.3 está indicada a localização das estações, exceto Pelotas, que pode ser vista na parte superior direita do mapa na fig. 4.1.

Tabela 4.1: Postos de precipitação e evaporação.

Nome	Código DNAEE	Localização	Precipitação	Evaporação
Pelotas	03152014	Pelotas	Pluviómetro	Tanque
Rio Grande	03252020	Rio Grande	Pluviómetro	Tanque
Santa Vitória do Palmar	03353007	Santa Vitória do Palmar	Pluviómetro	Tanque
Granja Mangueira	03352001	sul da lagoa Mangueira	Pluviómetro	-

#### Cotas da lagoa Mirim

As cotas da lagoa Mirim são a condição de contorno de “jusante” do modelo, e controlam a saída de água do banhado através das comportas. Dispunha-se de uma série de valores médios mensais de 1945 até 1979, com algumas falhas, que foram preenchidas por interpolação linear. Era portanto necessário obter valores para o período 1980 - 1996. A primeira idéia foi estabelecer algum tipo de correlação entre as séries de evaporação e precipitação mensal da área do Taim e as cotas da Mirim, e usar essa correlação para estender a série da Mirim. Foram tentadas varias relações, a nível mensal e anual, usando  $P$  e  $P-E$ , com lag 0 e lag 1, mais nenhuma forneceu um resultado minimamente satisfatório, provavelmente porque os dados disponíveis cobrem uma parte pequena da bacia da lagoa Mirim. A saída adotada foi utilizar os dados de 1945 a 1961 para o período 1980 - 1996, reordenados para que houvesse correspondência inversa entre as cotas médias anuais de '45 - '59 e a diferença  $P - E$  de '80 - '96, ou seja, aos anos

com maior déficit de evaporação correspondem as menores cotas médias na Mirim.

Este é um fator mais de incerteza, já que teoricamente as cotas da lagoa Mirim regulam a vazão de saída do banhado. No entanto, essa incerteza não é maior que a introduzida pelo desconhecimento da operação das comportas de saída, que também afeta essa vazão. Além disso, embora certamente as cotas atribuídas à lagoa Mirim no período 1980 - 1996 não sejam as que realmente aconteceram, elas seguem um padrão semelhante ao que aconteceu, em termos sazonais e interanuais. Como o objetivo da simulação não é reproduzir de maneira exata o passado, mais ter uma representação razoável do regime hidrológico do banhado, e uma base para comparar alternativas, essa incerteza não é particularmente crítica.

### Irrigação

A figura 4.14 mostra a evolução da área plantada no estado, nas safras 81/82 à 95/96, na região sul (Pelotas, Santa Vitória do Palmar, Rio Grande, Arroio Grande, São Lourenço do Sul e Jaguarão) e nos municípios de Santa Vitória do Palmar e Rio Grande, nos quais se localizam as lagoas Mangueira, Caiubá e Flores. O comportamento das curvas é bastante semelhante e mostra um crescimento acentuado da área plantada, o que implica um crescimento igualmente acentuado da demanda de água. As eventuais quedas na área plantada devem-se à problemas climáticos (safra 89/90) e econômicos (safra 95/96).

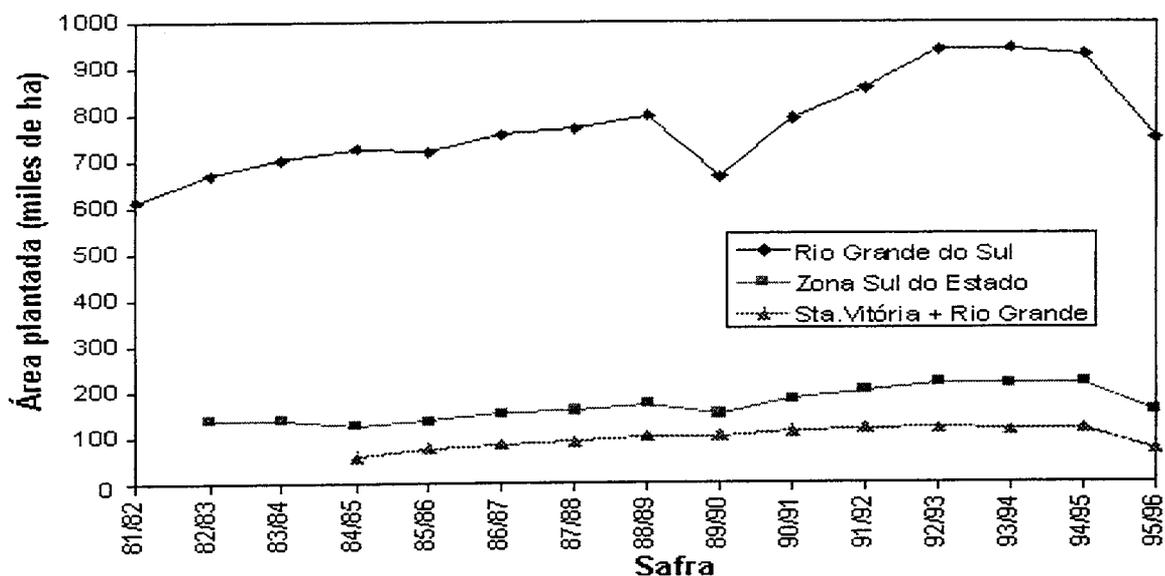


Figura 4.14: Evolução da área plantada entre 1981 e 1996.

Com base na tendência apresentada por estas curvas, foram estimadas as demandas para irrigação desde a safra 59/60 até hoje. Como referência para essa estimativa definiu-se, a partir das curvas, uma relação média de

10 % entre a área plantada simultaneamente nos municípios de Santa Vitória do Palmar e Rio Grande e a área plantada em todo o estado. Além disso, foi possível estabelecer que Santa Vitória do Palmar contribui, em média, com 75 % da área plantada neste município e em Rio Grande.

A partir da extrapolação destes percentuais para todo o período de interesse, das estimativas do consumo de água para irrigação por unidade de área e das áreas que se beneficiam das lagoas, foram calculadas as demandas para cada uma das lagoas e para cada safra desde 59/60 até 95/96. No caso da Lagoa Mangueira admitiu-se uma vazão de 2 l/s/ha aplicada 24 h por dia, durante 90 dias, e uma área irrigada correspondente à 40 % da área plantada em Santa Vitória do Palmar. No anexo E estão os volumes retirados da lagoa Mangueira mensalmente para irrigação.

Todas as informações relativas à evolução da área plantada no estado e em regiões específicas, áreas irrigadas pelas lagoas, consumo praticado por unidade de área e formas de manejo foram obtidas junto ao IRGA. ( **adaptado de IPH, 1996**)

#### **4.4.2 Limitações da simulação**

A aplicação do modelo tem algumas limitações, fundamentalmente devido às características dos dados disponíveis. Os principais problemas são descritos a seguir.

Os períodos usados na calibração do modelo são muito mais limitados, em termos de situações acontecidas, que o período a simular. Nenhuma condição extrema (anos secos ou úmidos) foi simulada durante a calibração.

Além disso, ao longo do período simulado (1960 - 1996) algumas características do banhado tem-se alterado, seja por fenômenos naturais ou ação do homem, sem que existam registros dessas alterações. A configuração adotada é a existente nos últimos anos, por ser a conhecida e porque é aquela sobre a qual vai agir a operação no futuro próximo. No ajuste verificou-se que o modelo conseguia reproduzir razoavelmente o período 1967/68, o que indica que as alterações não afetaram muito o comportamento geral do banhado.

Outra questão importante é a falta de informação (topográfica e de funcionamento) na metade sul do banhado, particularmente no que diz respeito à comunicação entre a Mangueira e o banhado.

Existe também incerteza nos dados de precipitação, evaporação e irrigação. No caso dos dois primeiros, a quantidade de postos era pequena

em relação à área do sistema, e a maior parte dos dados era mensal, o que influencia o cálculo do volume escoado (grandes volumes precipitados em pouco tempo tem um coeficiente de escoamento maior). A irrigação foi estimada em função da área cultivada e da lâmina aplicada, sem conhecer o volume realmente retirado da lagoa Mangueira.

Como será explicado no item referente aos dados usado na simulação, só se dispunha de cotas da lagoa Mirim (condição de contorno de jusante), para o período 1960 - 1980. Para o período 1980 - 1995 foram repetidas as anteriores, em uma seqüência estabelecida em função da seqüência de anos úmidos e secos.

As características do escoamento através das comportas de saída do banhado foram estimadas a partir de medições de vazão realizadas no canal a jusante das mesmas e de estimativas feitas por observação visual, e depois ajustadas na calibração.

As limitações mencionadas anteriormente foram consideradas no processo de ajuste, que compatibilizou todos esses fatores. Como o ajuste final conseguiu reproduzir adequadamente dois períodos bem diferentes (67-68 e 95-96), é razoável considerar o modelo representativo de todo o período em estudo (60-96). Por outro lado, todos os valores, tanto de parâmetros como de características físicas adotados no ajuste final foram fisicamente coerentes e razoáveis.

*Cabe destacar que não se pretende que o modelo consiga simular o que realmente aconteceu no Taim nos últimos 36 anos, mas identificar o tipo de regime a que esteve submetido, e que modelou suas características atuais, fornecendo ao mesmo tempo uma base de comparação e uma ferramenta de análise para estudar os efeitos de diferentes cenários futuros.*

#### **4.4.3 Análise da situação atual**

O objetivo do estudo era definir as condições de convivência entre irrigação, meio ambiente e uso do espaço rural. Para isso era necessário caracterizar a situação atual e prever seu desenvolvimento. Dois cenários foram analisados:

Cenário 1 - *situação ocorrida nos últimos 36 anos*: a demanda de irrigação que evolui ao longo do tempo e a saída do sistema permanece aberta (fig. 4.15). Essa situação corresponde a uma condição existente até dezembro de 1995;

Cenário 2 - *simulação da série com a demanda de irrigação e comportas na condição atual (dez. '95)*: Esta condição corresponde a como o sistema se

comportaria para a demanda atual, que se espera que se mantenha estável para o futuro, se repetindo a entrada hidrológica do passado (fig. 4.16);

Nas figuras 4.17 e 4.18 podem ser comparados, para o Taim e a Mangueira respectivamente, os níveis correspondentes a esses dois cenários. A simulação com irrigação histórica (cenário 1) representa, aproximadamente, as condições nas quais o sistema tem se desenvolvido nos últimos 30 anos. Em ela é possível ver o hidroperíodo do banhado, caracterizado pelos ciclos sazonais e interanuais em que a cota no Taim fica acima e abaixo da cota da borda das lagoas internas (2,50 m SGE)

O cenário (número 2) com demanda atual de irrigação para toda a série representa o cenário previsto futuro sem nenhuma restrição quanto a retirada de água para irrigação. Esse cenário é o mais desfavorável, onde se observam níveis extremamente críticos no banhado, com o agravante de que os níveis permanecem baixos durante muito tempo (~ 4,5 anos entre 1968 e 1973 e ~ 3,5 anos entre 1989 e 1992). Não só os níveis do banhado seriam afetados seriamente, os da lagoa Mangueira cairiam em média ~ 1 m, sendo que nos períodos secos as quedas seriam ainda maiores (1,5 a 2 m), também com durações prolongadas.

#### 4.4.4 Definição de regras operacionais

Em função dos problemas atuais (que deram origem a este trabalho), e dos resultados dos cenários listados acima foi decidida a simulação de alternativas de gerenciamento do sistema:

*Cenário 3 - simulação da série com comporta totalmente fechada e com demanda para irrigação:* Essa alternativa (fig. 4.19) simula a situação que tenderia a acontecer se a saída de água do banhado fosse totalmente fechada. Nessa simulação as cotas excederam os níveis máximos previstos no modelo, interrompendo o cálculo;

*Cenário 4 - simulação da situação com restrição da irrigação (demanda atual e saída de dezembro de 1995):* o critério adotado foi que quando a lagoa Nicola atinge uma certa cota, a extração de água da lagoa Mangueira é interrompida. A própria inércia do sistema faz com que ele continue descendo, e eventualmente caia por baixo da borda das lagoas (~ 2,40 SGE). Essa borda foi criada pelo próprio funcionamento da lagoa ao longo do tempo, e a flutuação em torno dela permite a manutenção dos ecossistemas aquáticos e terrestres. Foram feitas simulações com varias cotas, procurando aquela que produzisse a flutuação (hidroperíodo) mais semelhante ao regime natural. A cota escolhida foi 2,80 SGE (fig.4.20).

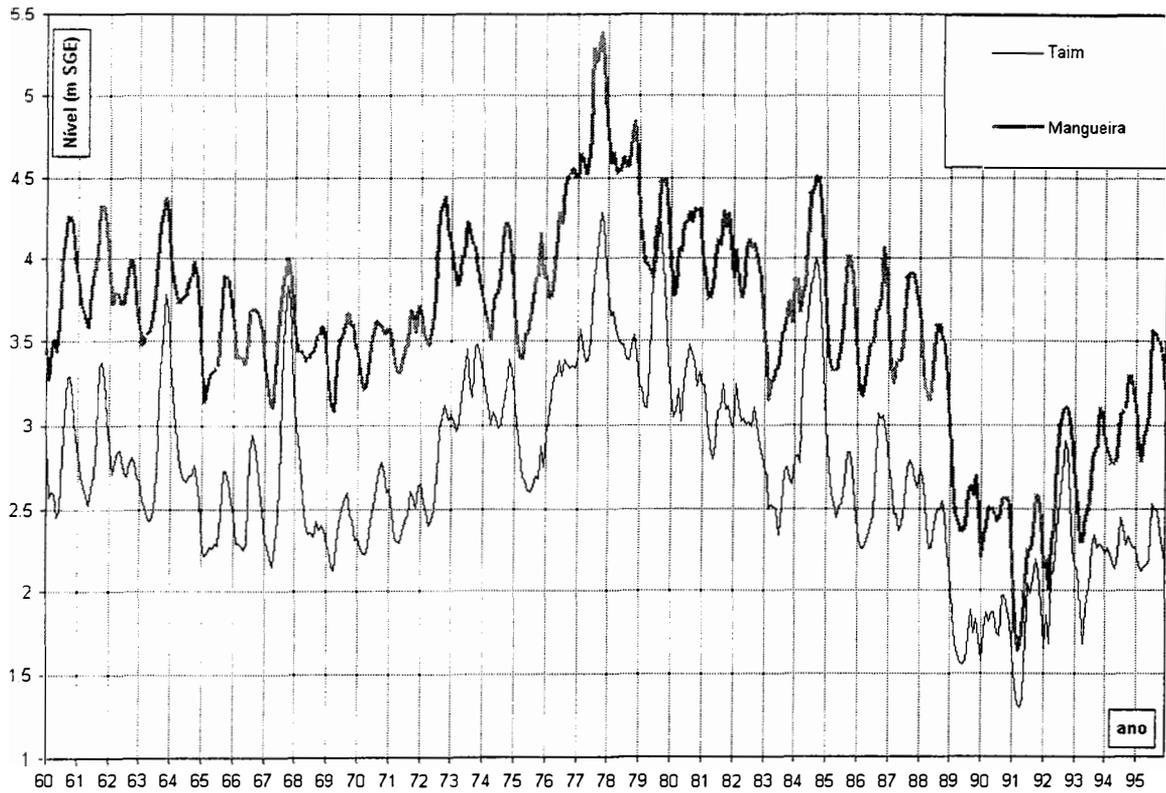


Figura 4.15: Cenário 1: Simulação com a irrigação histórica.

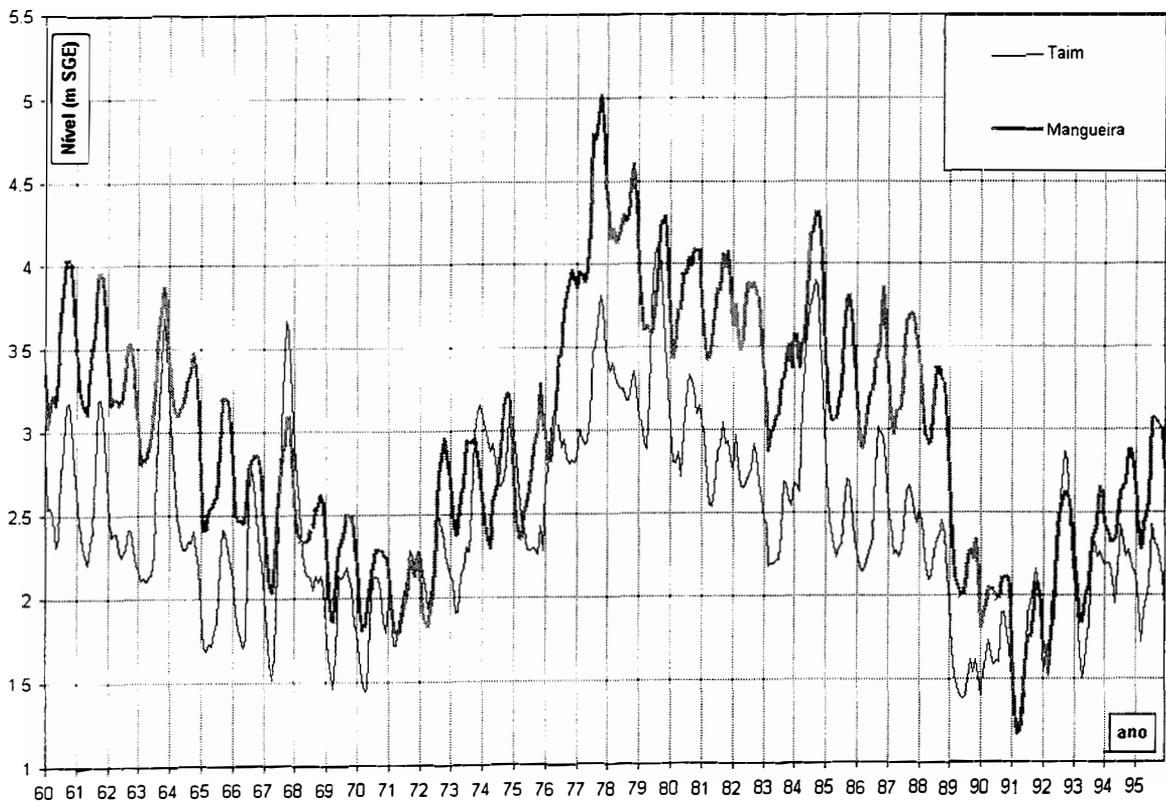


Figura 4.16: Cenário 2: Irrigação atual, sem restrições.

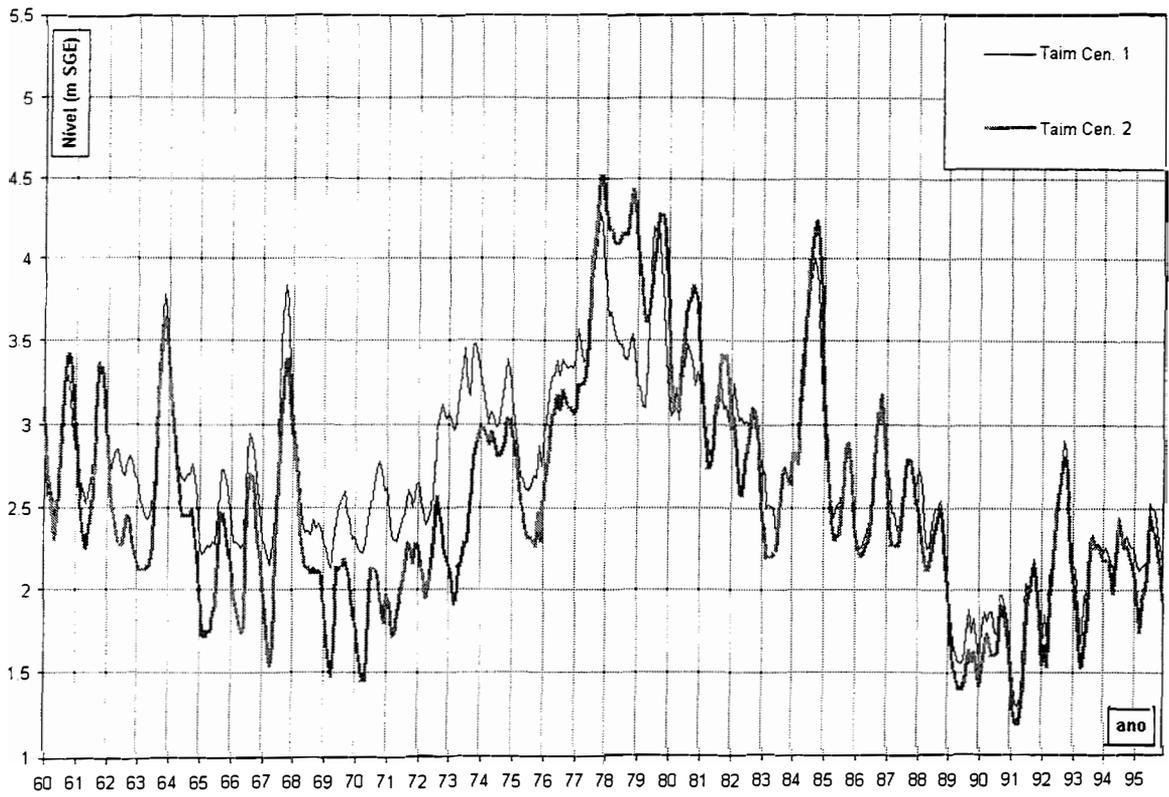


Figura 4.17: Níveis no Taim, cenários 1 e 2.

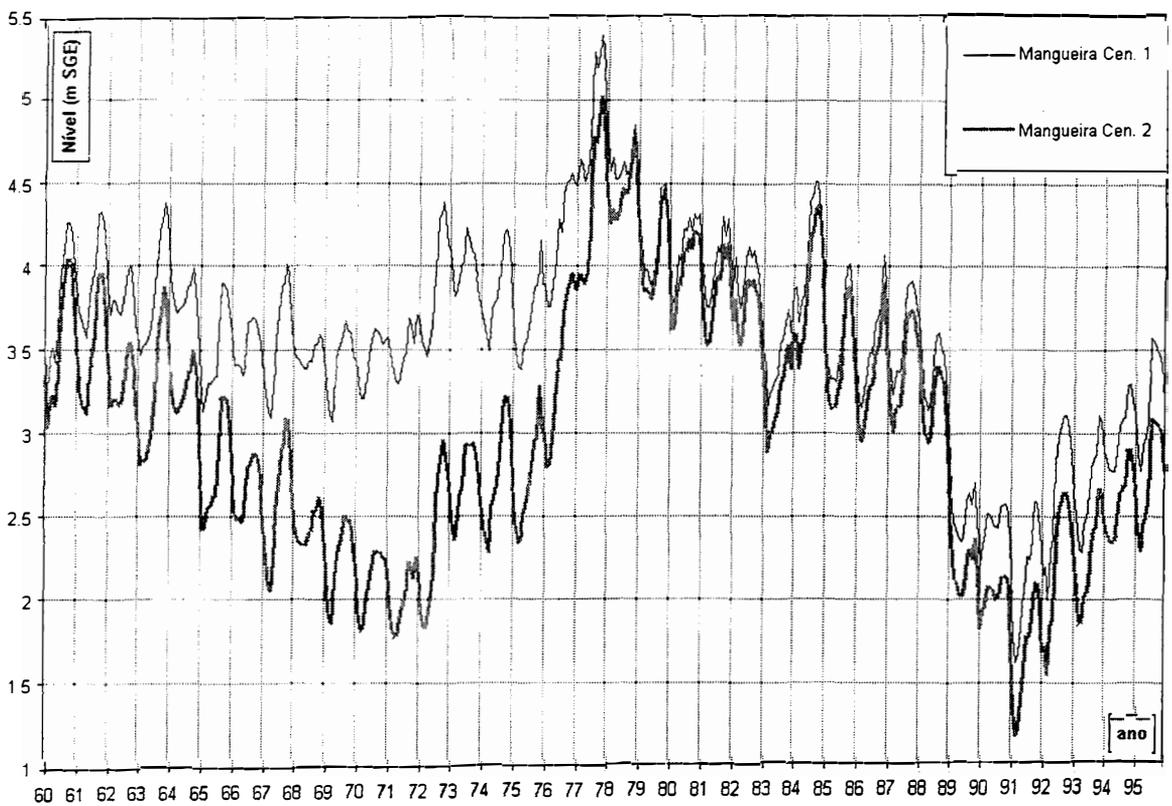


Figura 4.18: Níveis na Mangueira, cenários 1 e 2.

As figura 4.21 e 4.22 mostram a comparação dos níveis resultantes dos cenários 1 e 4, no Taim e na Mangueira.

Pode-se observar desses resultados que o cenário de comportas fechadas tende a manter os níveis muito altos, modificando totalmente o meio ambiente da bacia. Evidentemente que nessas condições não se observa situações de níveis muito baixos ou períodos críticos como o observado de 88-91. A manutenção dessa condição alteraria completamente as características do banhado, já que transformaria um ambiente palustre em um ambiente lacustre. Além disso, inundaria regiões vizinhas ao banhado, fora da ESEC, que são utilizadas para pecuária e orizicultura.

O cenário 4 apresenta resultados razoáveis para um funcionamento do sistema que atenda os objetivos de conservação do banhado e uso do solo. É mais crítico em relação à irrigação, no entanto, é o mais adequado dos já listados, dado que, se a demanda de irrigação for menor que a máxima atual ensaiada ou se o ano for mais chuvoso, o banhado não atingirá a cota limite, permitindo a irrigação por grande parte do período de estiagem. Na figura 4.20 foi traçada a linha correspondente a cota de restrição

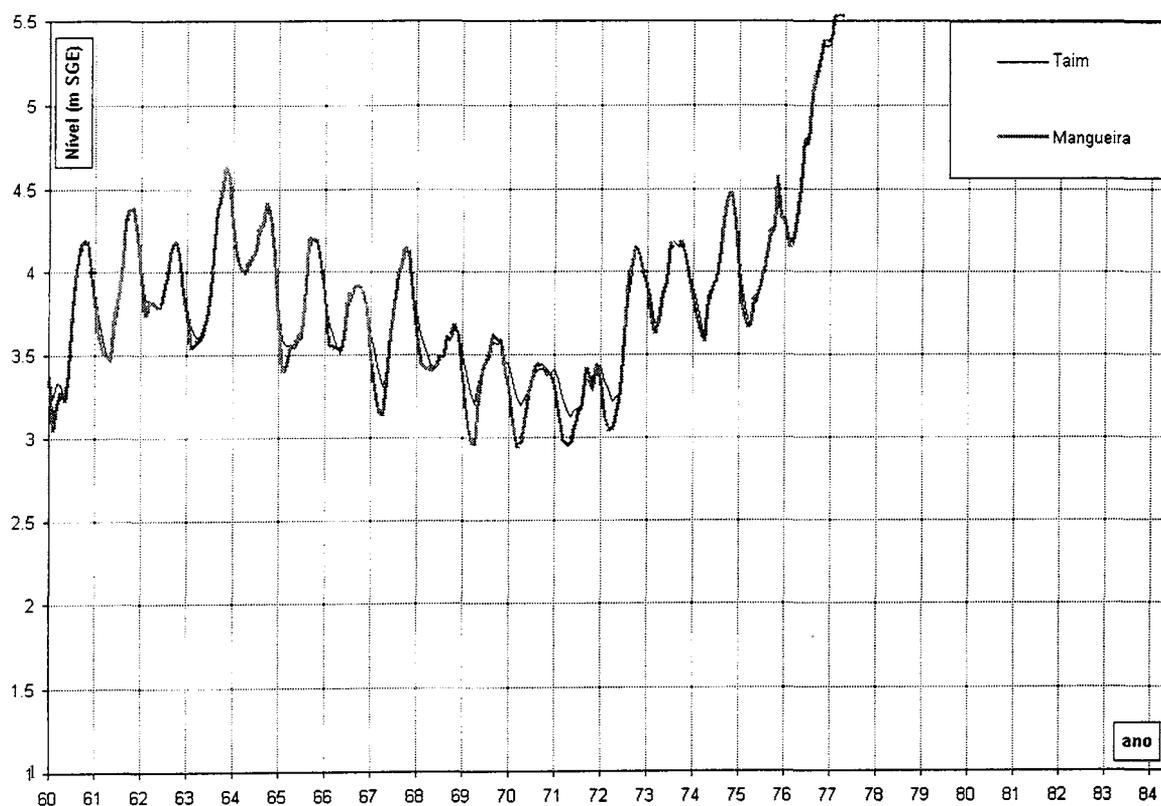


Figura 4.19: Cenário 3: Comportas fechadas.

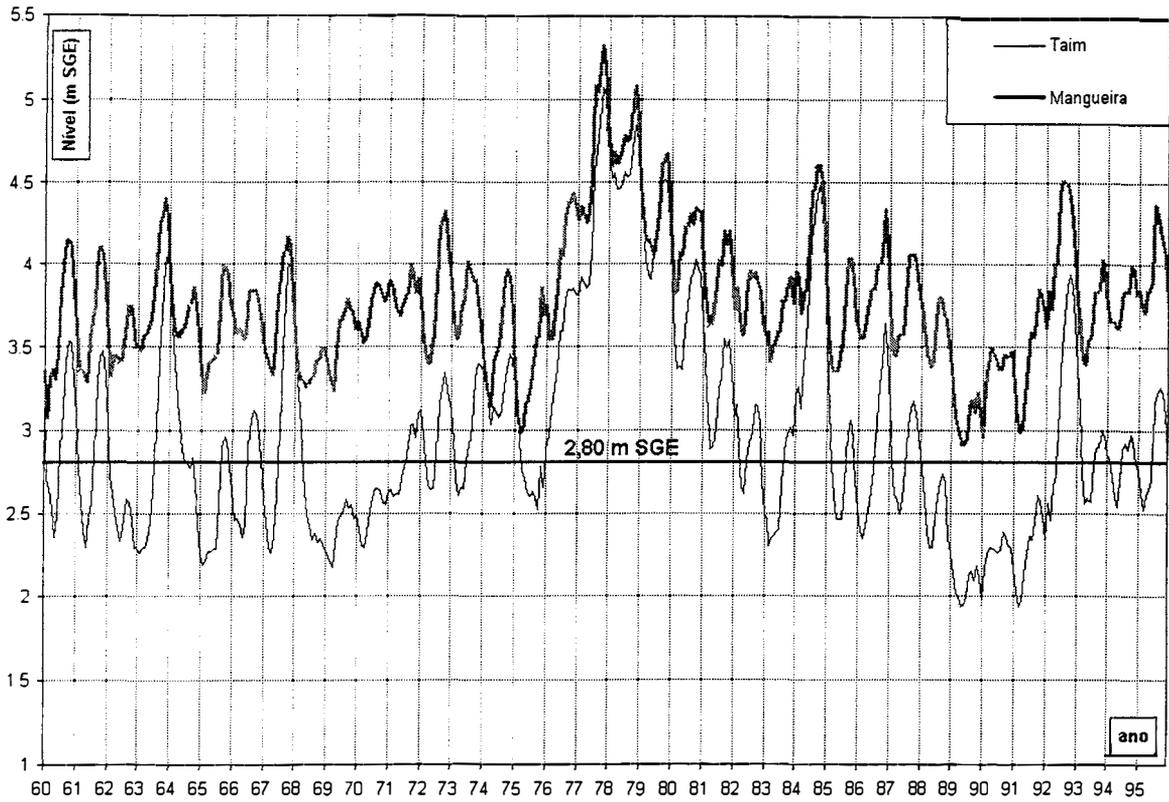


Figura 4.20: Cenário 4: Irrigação com restrições.

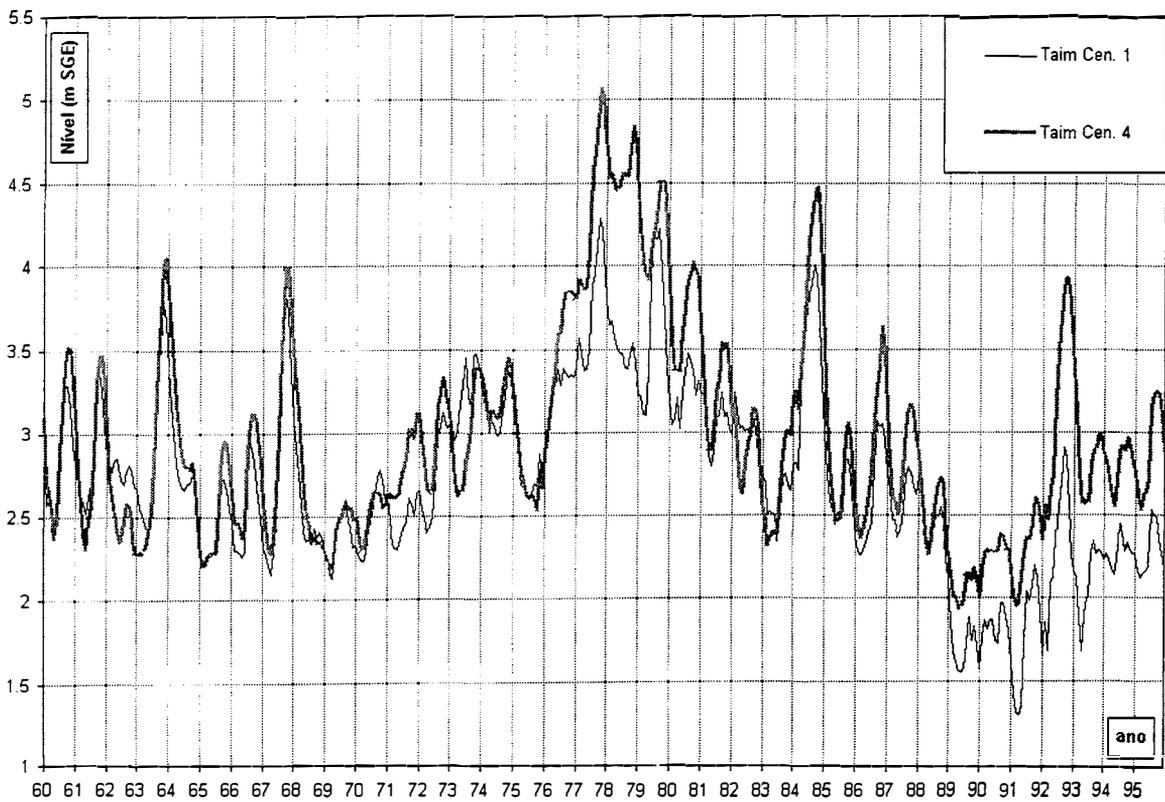


Figura 4.21: Níveis no Taim, cenários 1 e 4.

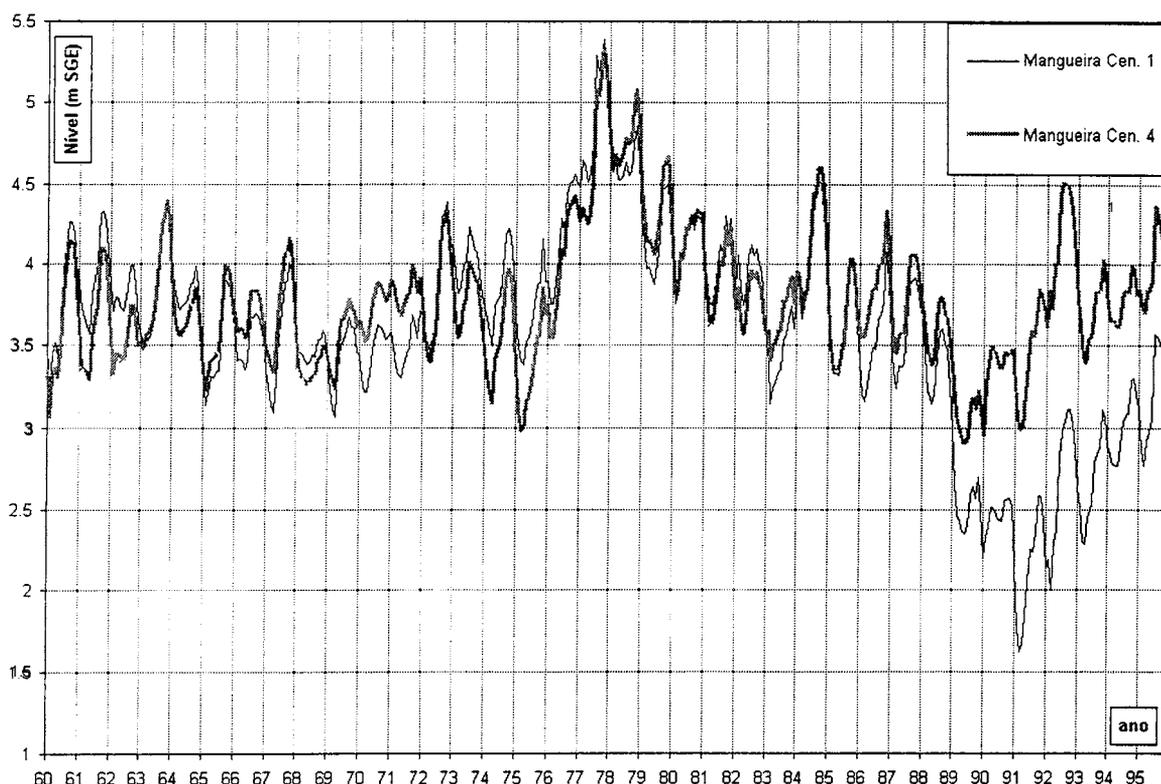


Figura 4.22: Níveis na Mangueira, cenários 1 e 4.

A regra do cenário 4 foi a estabelecida como recomendação no relatório final desse estudo (IPH, 1996). Embora essa regra seja “ótima” em relação ao Taim, já que resulta em um hidroperíodo muito semelhante ao “natural”, é conflitiva do ponto de vista operacional, porque implica em suspender a irrigação em qualquer momento durante a lavoura, sem prévio aviso. Além disso, pelo fato de manter a comporta fechada, provocaria uma inundação bastante séria no Taim e regiões próximas durante o período 1975 - 1981.

Para tentar evitar esse problema foram estudadas mais duas possibilidades:

*Cenário 5 - simulação de alterações na estrutura de saída do Taim:* foram analisadas diferentes configurações da estrutura de saída, que permitam a flutuação dos níveis do banhado, mas interrompendo a saída de água quando se atingem níveis críticos no banhado.

As novas configurações testadas consistiram em uma série de “janelas”, como foi mostrado no item 3.3.1, fig. 3.4. Para comparação, a situação atual corresponde a uma janela de 7,5 m de largura, 0,50 m de altura, colocada em cota  $\sim 0,00$  SGE. As configurações testadas tinham áreas de passagem da mesma ordem, mas estavam colocadas em geral na cota 2,00 m SGE ou acima, de maneira que quando o banhado se aproxima dos níveis críticos ( $\sim 2,50$  m SGE) a vazão de saída fosse rapidamente reduzida. No início se pensou que

esta alternativa permitiria conservar o banhado, e ao mesmo tempo manter a irrigação sem restrições. No entanto, como se vê na fig. 4.23, ao longo do tempo essa irrigação vai fazendo cair os níveis da Mangueira, e conseqüentemente diminui o aporte desta para o Taim, chegando a acontecer que o Taim passa a alimentar a lagoa.

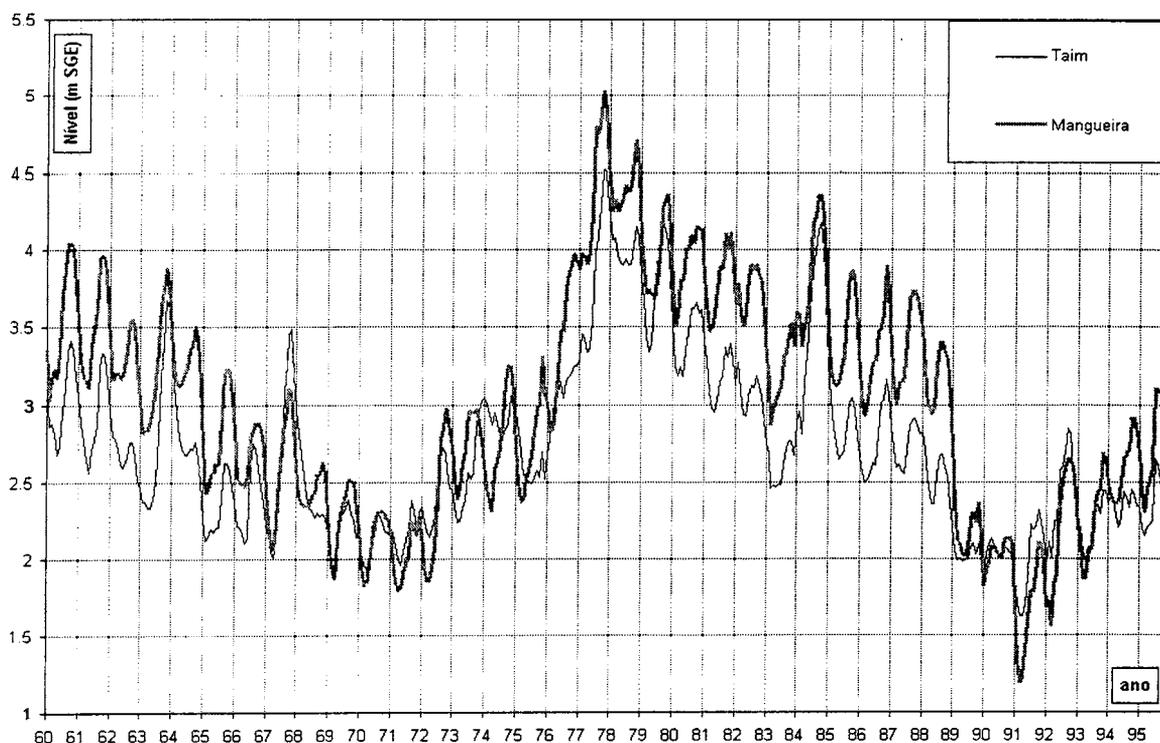


Figura 4.23: Cenário 5, estrutura de saída modificada e irrigação sem restrições.

*Cenário 6 - combinação de uma nova estrutura e uma regra de restrição de irrigação:* uma nova estrutura de saída foi combinada com uma regra de restrição da extração de água para irrigação, mas agora estabelecendo o volume disponível no fim de setembro, para diminuir os conflitos operacionais. As estruturas testadas foram basicamente as mesmas do caso anterior.

Na regra anterior (cenário 4), a irrigação era feita normalmente para cotas no Taim superiores a 2,80 m SGE, e interrompida quando caíam por baixo desse valor. Na nova regra, no final de setembro é feita uma previsão do volume disponível para irrigação, a que só é interrompida quando a Mangueira atinge uma cota crítica. Não existe neste caso uma cota crítica no Taim, porque a nova configuração da estrutura de saída corta o escoamento que sai do banhado quando este atinge níveis críticos. A nova regra de restrição foi definida a partir de dois critérios:

- a cota da Mangueira deve flutuar em torno de 3,25 m SGE;

- a cota crítica da Mangueira é 2,90 m SGE, a partir da qual se interrompe a irrigação

O primeiro critério significa aceitar um nível de flutuação um pouco menor que o que se observa nos cenários 1 e 4 (~3,60 SGE). O segundo funciona como salvaguarda para anos excepcionalmente secos e como reforço para o respeito aos limites de extração.

A determinação do volume disponível para irrigação é feita pela seguinte relação:

$$V_{disp} = (H_{set} - 3,25) A_M \quad (4.7)$$

onde  $V_{disp}$  = volume disponível para irrigação,  $H_{set}$  = nível da lagoa Mangueira no dia 30 de setembro e  $A_M$  = área da Mangueira correspondente a  $H_{set}$ . Esse volume pode ser transformado em área dividindo pela vazão por hectare utilizada na irrigação e pela duração da mesma. O cálculo do volume disponível só contempla a extração de água para irrigação, e deixa de fora a vazão que sai da lagoa e a evaporação. O critério por trás disso é agir só sobre a ação do homem, sem tentar compensar os fenômenos naturais. A vazão de saída e a evaporação constituem a inércia do sistema. Na determinação desta regra, o problema já mencionado do desnível entre a Mangueira e o Taim é uma fonte importante de incerteza, já que ele controla o intercâmbio de água entre a lagoa e o banhado.

O dia 30 de setembro foi escolhido como data para definir o volume disponível porque é quando os agricultores devem decidir a área a ser semeada, e começar a investir dinheiro nisso. Além disso, se a situação na lagoa muda entre essa data e a de efetivo plantio, é possível fazer ajustes na área a ser semeada.

A estrutura de saída finalmente adotada consiste em três janelas, detalhadas na tabela 4.2.

Tabela 4.2: Características da estrutura de saída recomendada.

Janela	Cota da soleira (m SGE)	Largura (m)	Altura (m)
1	2,00	7,00	0,50
2	2,50	3,00	0,50
3	3,50	7,00	0,50

Na figura 4.24 poder visto o resultado desta combinação, e nas figuras 4.25 e 4.26 as comparações entre os cenários 1, 4 e 6.

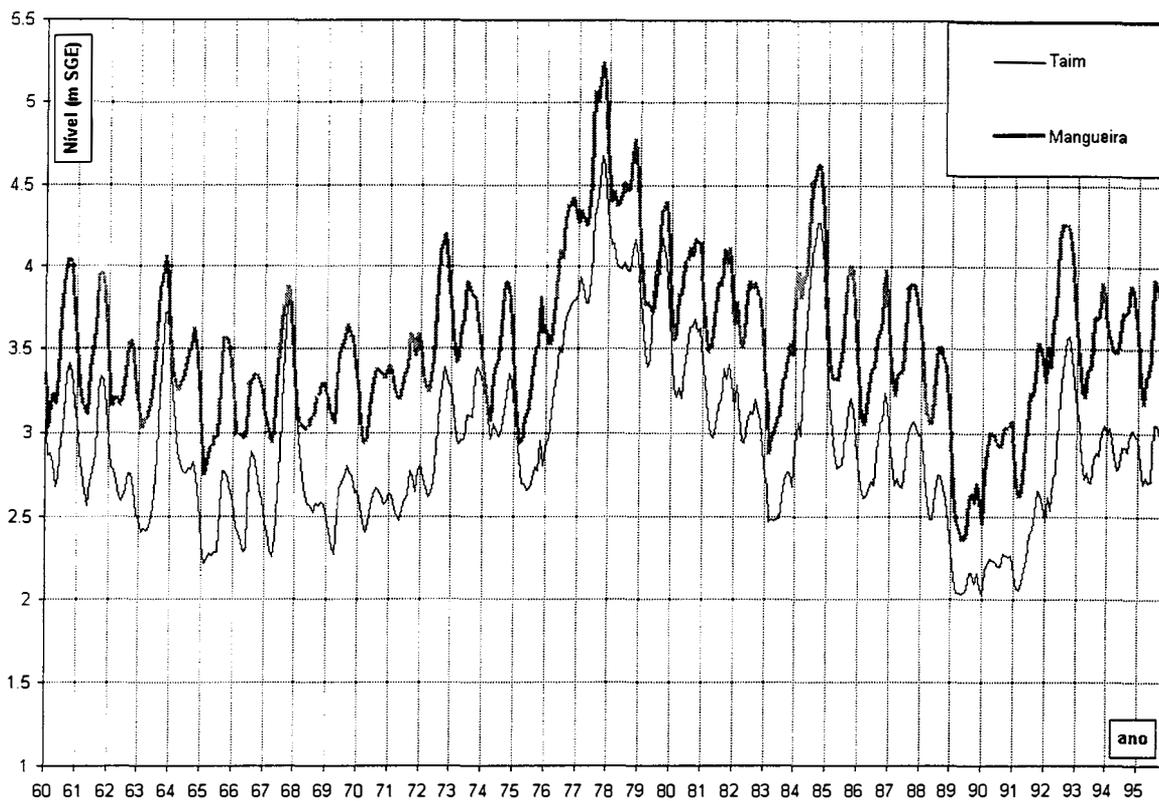


Figura 4.24: Cenário 6: Combinação de regra de irrigação e estrutura modificada.

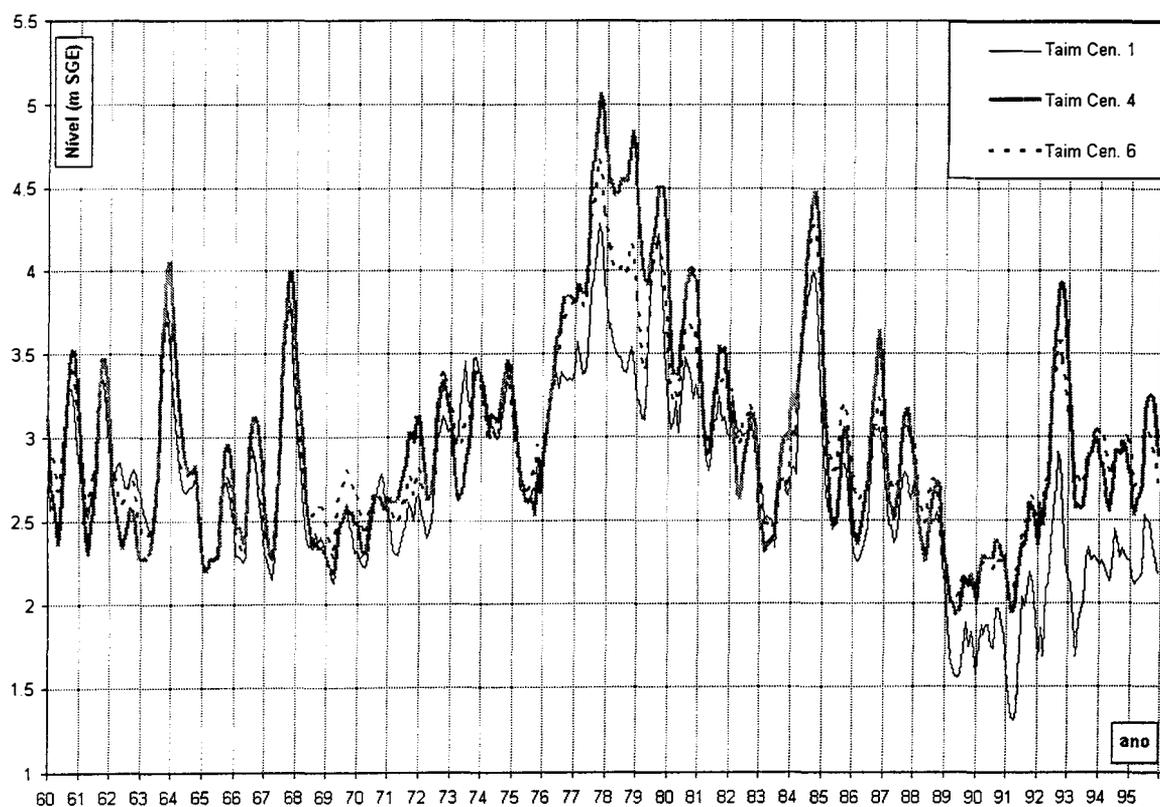


Figura 4.25: Níveis no Taim, cenários 1, 4 e 6.

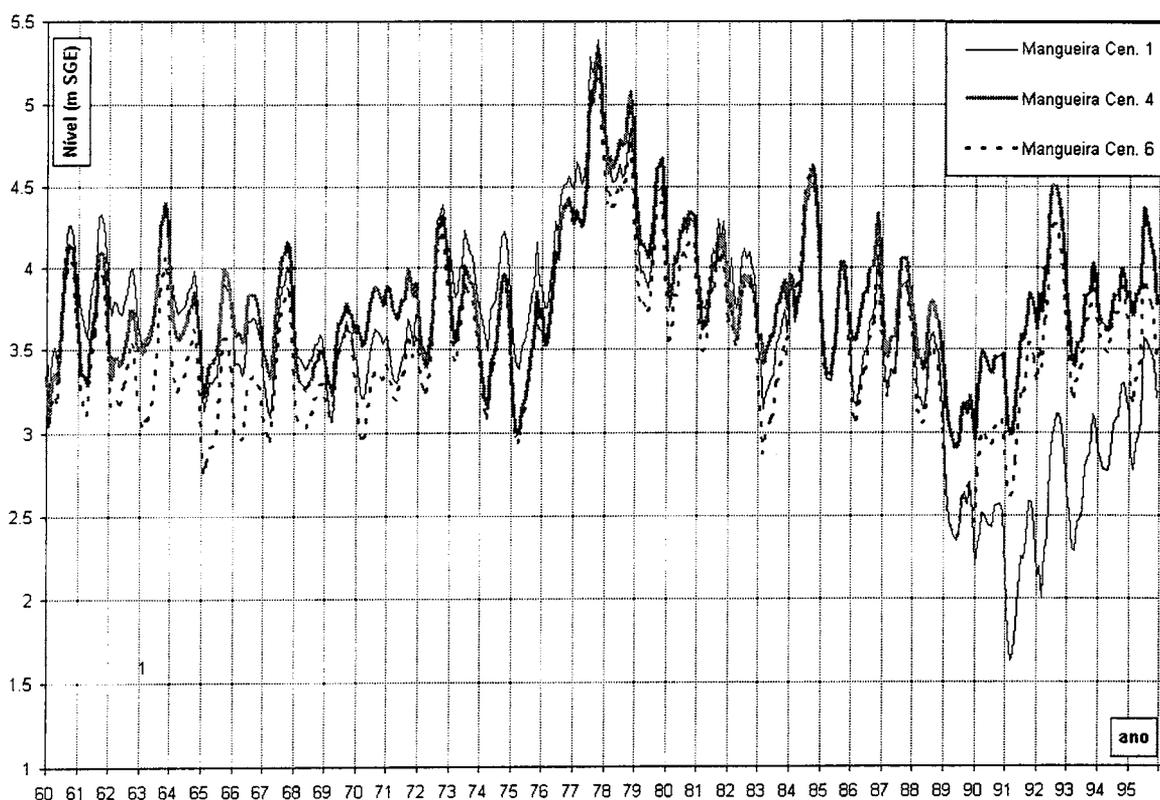


Figura 4.26: Níveis na Mangueira, cenários 1, 4 e 6.

Como pode ser observado, esta combinação resulta em níveis da Mangueira um pouco mais baixos na Mangueira e um pouco mais altos no Taim, em relação aos cenários 1 e 4. Nesse sentido, a situação não é tão favorável quanto a desses dois cenários. No entanto, a comparação é muito favorável sob o ponto de vista de irrigação, como é possível ver na figura 4.27 e na tabela 4.3, que mostram a comparação entre a disponibilidade de água para irrigação para a regra original e a regra e estrutura modificadas. As diferenças de níveis mencionadas, e a modificação nas vazões de saída do Taim, geram um ganho de volume importante para a irrigação.

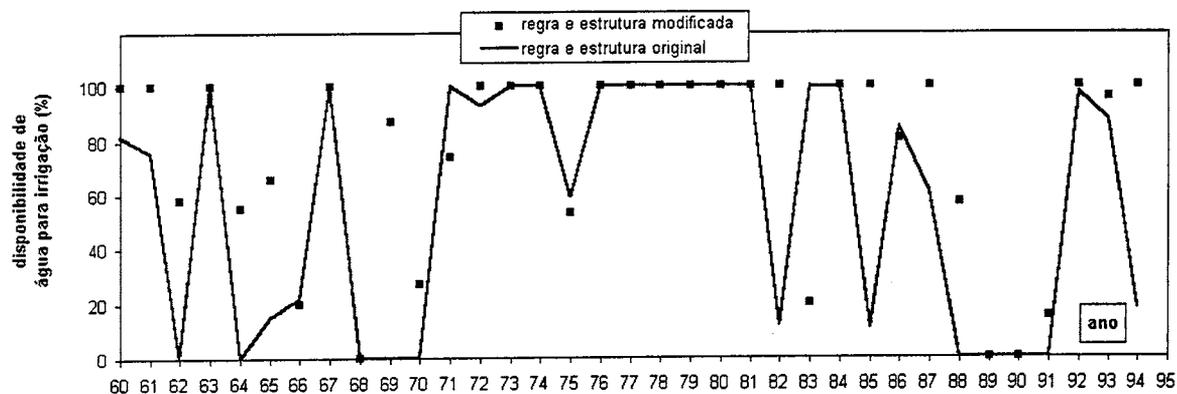


Figura 4.27: Disponibilidade de água para irrigação, regra original e modificada.

Tabela 4.3: Percentagem de volume efetivamente disponível para irrigação, para os cenários 4 e 6.

ano	cenário 4	cenário 6	ano	cenário 4	cenário 6
60/61	82	100	78/79	100	100
61/62	76	100	79/80	100	100
62/63	0	58	80/81	100	100
63/64	100	100	81/82	100	100
64/65	0	55	82/83	12	100
65/66	15	66	83/84	100	20
66/67	22	20	84/85	100	100
67/68	100	100	85/86	11	100
68/69	0	0	86/87	85	81
69/70	0	87	87/88	61	100
70/71	0	27	88/89	0	57
71/72	100	74	89/90	0	0
72/73	93	100	90/91	0	0
73/74	100	100	91/92	0	15
74/75	100	100	92/93	98	100
75/76	59	53	93/94	88	96
76/77	100	100	94/95	18	100
77/78	100	100			

A regra modificada permite a mesma ou mais irrigação que a original em quase todos os anos, com a vantagem que a disponibilidade é definida em setembro, que é o momento em que se toma a decisão de quanto investir na lavoura. Na regra original a irrigação era interrompida a qualquer momento. Na média dos 36 anos a regra operacional original liberaria 58 % do volume necessário para atender a demanda (suposta constante no valor máximo histórico), enquanto a combinação proposta de regra e estrutura libera 75 % dessa mesma demanda. Dos 36 anos, só em 3 não foi possível irrigar completamente a área prevista em setembro, sempre em anos excepcionalmente secos. Em alguns anos em que chuvas maiores que o normal, entre setembro e dezembro, aumentaram o volume da lagoa Mangueira, a área prevista foi menor que a que poderia ter sido irrigada com a água realmente disponível de dezembro a março.

A diminuição do volume disponível em relação ao máximo, não necessariamente significa diminuição da área plantada. É possível melhorar a eficiência, de condução e de aplicação, e utilizar tecnologias que diminuam o consumo de água na lavoura. Além disso, seria conveniente fazer um monitoramento da lagoa durante o período posterior à previsão, para antecipar situações críticas, ou aproveitar volumes de água maiores que os previstos.

Uma alternativa que deveria ser analisada para evitar a diminuição da

área plantada, em anos com pouca disponibilidade de água na lagoa Mangueira, é a utilização de água da lagoa Mirim em forma complementar. Essa lagoa está a uma distancia razoavel, e seu volúme é bem maior que o da Mangueira, pelo que é provável que as limitações para a extração de água sejam menores.

Nas figuras 4.28 e 4.29 estão as curvas de permanências de níveis da Mangueira e do Taim, para os cenários 1, 2, 4 e 6. Essas curvas permitem também comparar os resultados dos diferentes cenários, e é mais fácil de visualizar o ganho de volumes para irrigação entre os cenários 4 e 6. Deve-se destacar que as curvas de permanência tem limitações para uma análise deste tipo, já que em elas não aparece a seqüência em que os níveis acontecem, e é essa seqüência que define o hidropériodo, vital em *wetlands*.

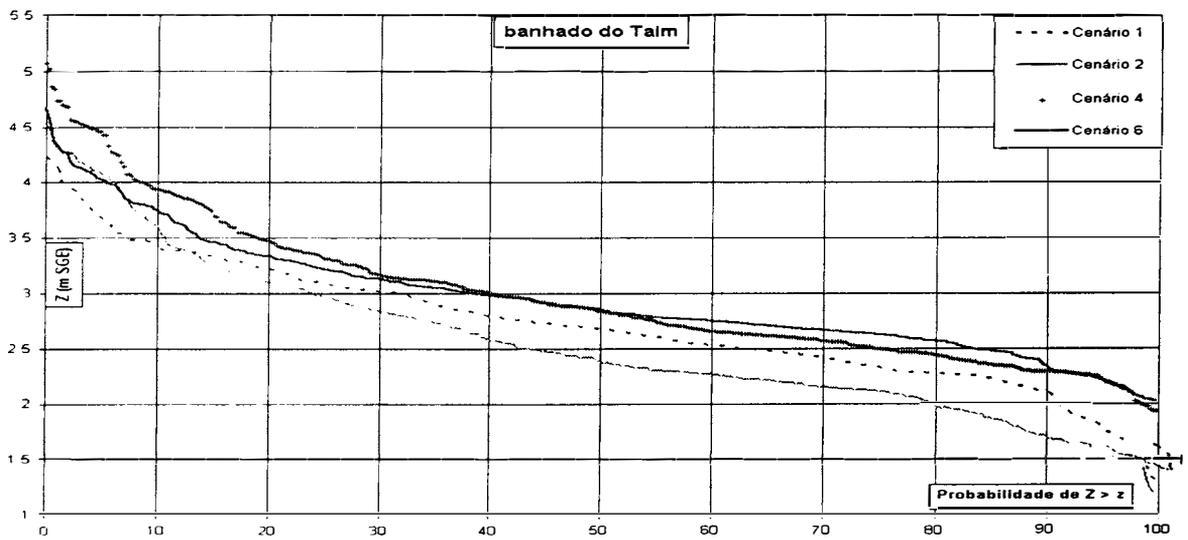


Figura 4.28: Curvas de permanência do banhado do Taim, cenários 1, 2, 4 e 6.

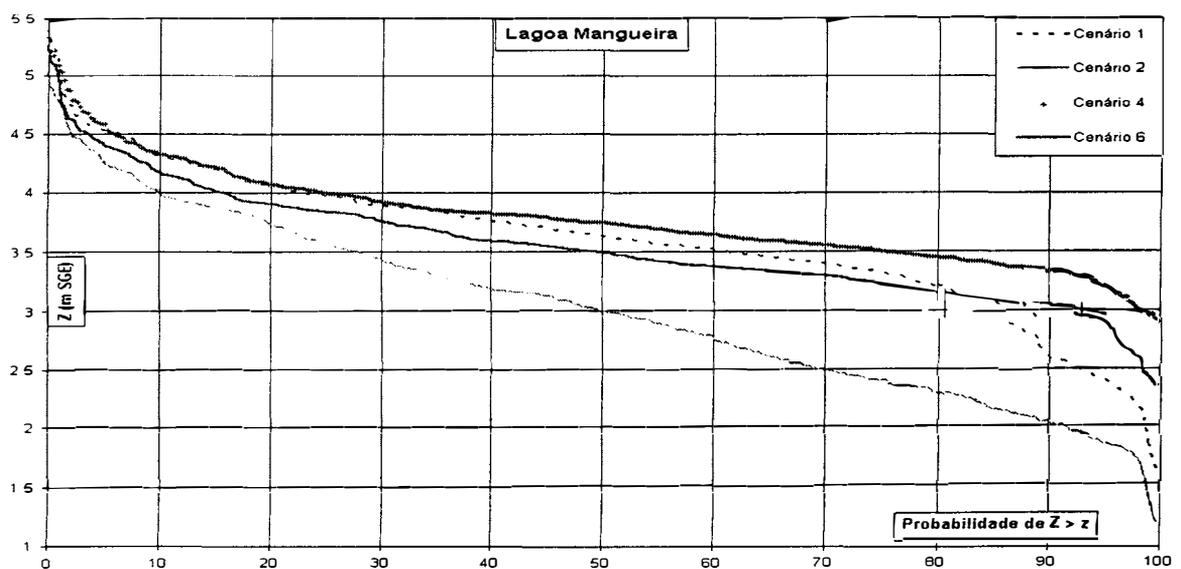


Figura 4.29: Curvas de permanência da lagoa Mangueira, cenários 1, 2, 4 e 6.

#### 4.5 Linhas de pesquisa sugeridas

Uma questão importante para trabalhos futuros sobre o Taim e a interface entre a lagoa Mangueira e o Taim, tanto no que diz respeito à coleta de informação topográfica dessa área, quanto ao esclarecimento da relação entre a lagoa e o banhado. Essa relação é um condicionante fundamental do funcionamento do sistema, e no momento, provavelmente a principal fonte de incerteza em relação aos resultados obtidos.

Outra das fontes de incerteza é a evaporação no banhado, e seria muito útil ter estimativas mais precisas do coeficiente de tanque a utilizar. A utilização de algum tipo de "lisímetro", instalado dentro do banhado parece uma possibilidade interessante.

Neste trabalho a estrutura de saída do Taim e a limitação da extração de água para irrigação foram os elementos utilizados para definir o gerenciamento do sistema. Existe pelo menos mais um aspecto que talvez poderia ser utilizado para conservar o sistema e facilitar a convivência com a irrigação: alterações nos padrões internos de escoamento no banhado. Por exemplo, seria interessante analisar os efeitos de abrir o extremo norte do canal paralelo à BR 471.

Com relação à modelação do banhado, e de *wetlands* em geral, três tópicos podem ser sugeridos para pesquisa:

- ampliar o conhecimento sobre as limitações do tipo de modelo usado neste estudo, visando estabelecer os tipos de situações aos que é aplicável, e sua capacidade de representar características do escoamento tais como o campo de velocidades;
- uso de modelos simplificados para representar o banhado, visando facilitar a análise de alternativas de gerenciamento, e eventualmente sua combinação com técnicas de otimização;
- modelos com formulações hidrodinâmicas mais complexas, para simular configurações fora dos limites da utilizada aqui, e/ou melhorar a representação dos padrões internos do escoamento.

# Conclusões e recomendações

## 5.1 Conclusões

Como conclusão geral pode-se dizer que ainda há muito a ser estudado em relação a áreas de inundação. Isto se refere tanto ao enfoque “tradicional”, planícies de inundação de rios, quanto ao mais recente, que é a simulação de *wetlands*. No final de cada capítulo tem sido indicados os temas que a critério do autor são os mais interessantes para trabalhos futuros (ou, pelo menos, os que ele conseguiu imaginar). Algumas dessas questões aparecem novamente aqui, seja nas conclusões ou nas recomendações.

### A interação rio - planície

A interação entre o rio e a planície é um fenômeno complexo, e ainda não bem compreendido, especialmente em relação a rios e canais naturais, já que estes apresentam condições diferentes dos canais de laboratório em que se originam a grande maioria dos dados existentes. Um dos fatores que dificultam o trabalho com rios e canais naturais é a falta de informação de campo. No entanto, é agora possível identificar o peso dos principais fatores que dominam o fenômeno, e direcionar melhor as pesquisas sobre o tema.

Uma das conseqüências da atual situação do conhecimento, é que não se dispõe ainda de um método, simples e direto, para o cálculo da condutância hidráulica em canais compostos, no dia a dia da engenharia. Algumas metodologias que estão sendo pesquisadas, como as sugeridas por Smart (1992) e Eiger (1993), podem conduzir à obtenção de um método que satisfaça esse requisitos.

Neste trabalho foi desenvolvido um modelo que simula a distribuição transversal de velocidades em um canal composto. O modelo segue a linha apresentada por Wark et al. (1991), e Shiono e Knight (1991), considerando escoamento permanente e uniforme na direção do fluxo. No trabalho com essa formulação foi possível estabelecer que o problema (capacete do Batman) existente no modelo de Wark et al. (op. cit.), é provocado por um efeito numérico, e pode ser solucionado por uma mudança de variável, utilizando velocidade média na vertical no lugar da vazão unitária, o que elimina os resultados fisicamente absurdos. Os resultados obtidos com a nova variável foram razoáveis, mas evidenciam que os efeitos deixados de lado nessa formulação não são desprezíveis. Os fluxos transversais parecem ser de fundamental importância na transferência de quantidade de

movimento entre o canal principal e a planície de inundação. No entanto, não está claro se esse efeito dos escoamentos secundários, observado em canais de laboratório, tem a mesma importância em rios, já que em estes, vários fatores podem interferir no desenvolvimento desses escoamentos.

O método da distribuição transversal foi utilizado em conjunto com um modelo hidrodinâmico na simulação de um caso real (estudo de enchentes de União da Vitória) em que era necessário simular planícies de inundação com tirantes de até 5 m. O modelo desenvolvido se adaptou bem a esse tipo de uso, e o processo de calibração do modelo hidrodinâmico utilizando essa metodologia teve características e grau de dificuldade muito semelhantes ao procedimento tradicional.

### **Simulação de planícies de inundação**

Nesse capítulo foi desenvolvido um modelo para simulação de planícies de inundação extensas, que utiliza uma formulação hidrodinâmica no canal e equações de armazenamento, junto com formulações hidráulicas simples, para representar a planície. Visando sua aplicação a uma situação específica, a simulação de *wetlands*, em que o escoamento na planície é o fenômeno dominante, foram analisadas as características e limites de aplicação da metodologia de propagação em celas. A conclusão foi que o método de propagação em celas se adapta bem ao tipo de simulação para o que foi empregado neste trabalho. No entanto, tem limitações quanto a representação de detalhes do escoamento, tais como o campo de velocidades.

O modelo formulado utiliza vários tipos de equações, que tem em comum o fato de usarem um coeficiente ( $\theta$ ) de ponderação no tempo. Este coeficiente deve ser adotado em função do tipo de equação em que está sendo utilizado. No caso de equações de armazenamento como as usadas para representar as celas, sua função é expressar, em função das vazões no início e no fim do intervalo de tempo, o volume de troca entre as celas (ou com o rio). A partir desse fato foi determinado que  $\theta = 0,4$  permite representar adequadamente o fenômeno.

### **Simulação do banhado do Taim**

A simulação do banhado do Taim teve por objetivo estudar seu comportamento, e definir regras de gerenciamento que possibilitam a conservação do banhado. Esta última questão implica conseguir manter a periodicidade de níveis no Taim (hidroperíodo), evitando a inundação permanente, as vezes preconizada. Implica também na convivência com a extração de água para irrigação, estabelecendo regras que compatibilizem a conservação do banhado com a principal atividade econômica da região em que se insere. No entanto, não deve ser esquecido que os arrozeiros não são

os únicos que dependem do banhado. Existem, por exemplo, comunidades de pescadores na margem da lagoa Mangueira, que seriam afetados pela diminuição do nível da lagoa. A convivência deve contemplar a todos.

Esse tipo de uso é uma extensão em relação ao objetivo original dos modelos de celas, e o modelo utilizado se adaptou bem. As condições de aplicação não foram as mais favoráveis, já que não se dispunha de muita informação, topográfica e de funcionamento, sobre o sistema a simular. Em algumas regiões (parte sul do banhado e interface Taim - Mangueira), simplesmente não existia informação alguma. Além disso, os dados disponíveis para calibração do modelo (dois períodos de 1 ano, separados por 30 anos), correspondiam a situações diferentes, e uma delas (1967 - 1968), desconhecida. Também não se dispunha de antecedentes de simulações de situações semelhantes, para definir critérios ou comparar parâmetros ou resultados. No entanto, foi possível reproduzir adequadamente os dois períodos de calibração mantendo todos os parâmetros dentro de limites razoáveis e coerentes. Em função do exposto, pode-se dizer que o modelo de celas provou ser uma ferramenta robusta e flexível, adequada para a simulação de *wetlands*, e para o uso em situações reais.

Para definir políticas adequadas de gerenciamento foram simuladas várias situações (cenários). A primeira delas visou identificar o regime a que o Taim esteve submetido nos últimos 30 anos. Mesmo com as limitações apontadas em relação à calibração e simulação, acredita-se foi possível obter uma razoável representação desse regime, e identificar o hidroperíodo do banhado, já que, além de se obter um ajuste bastante bom, os resultados da simulação são coerentes com as feições do banhado.

Os outros cenários simulados analisaram diferentes combinações dos fatores, que influenciam o Taim, sobre os quais é possível agir. Esses fatores são dois: a estrutura de saída do banhado para a lagoa Mirim e a retirada de água para irrigação. As simulações dos cenários com irrigação sem restrições, mostrou que o sistema não tem condições de suportar a extração do volume atualmente demandado para irrigação. Se essa extração de água não for limitada, seja pela imposição de limites ao volume extraído ou por diminuição da demanda, o sistema sofrerá sérios danos, e as alterações deles decorrentes poderão se tornar permanentes, acabando com o ecossistema como o conhecemos.

A combinação adequada de uma nova estrutura de saída do Taim e uma regra limitando a extração de água para irrigação permite conservar o sistema. Com a combinação recomendada nenhuma das "partes" envolvidas consegue sua situação ideal, que seria volume livre para irrigação e níveis históricos na Mangueira e no Taim, além do hidroperíodo no banhado. No entanto, a situação resultante (níveis um pouco mais baixos na Mangueira,

um pouco mais altos no Taim, e diminuição de 25 % no volume extraído para irrigação), não é crítica para nenhuma das “partes”, o que permite compatibilizar o uso dos recursos com a conservação do sistema. /

## 5.2 Recomendações

Um dos principais problemas (não exatamente original) encontrado ao longo do trabalho foi a falta de dados hidrométricos, tanto para o caso de rios com planícies de inundação como para o Taim.

No primeiro caso o déficit é referido a valores de velocidade na planície de inundação, e provavelmente causado pelo fato de que a maioria das medições em rios tem por objetivo estimar a vazão. Portanto, logicamente, se procuram as situações em que é mais fácil medir: seções sem escoamento na planície, geralmente de mais fácil acesso e com melhores condições de trabalho. Em função disto seria interessante implementar programas de medição de velocidades em planícies de inundação, seja junto com medições de vazão ou em seções em que a vazão possa ser estimada a partir de uma seção próxima.

No caso do Taim e outras *wetlands* o problema tem duas origens:

- a usual falta de continuidade na obtenção de dados hidrometeorológicos e;

- o fato de que o interesse em *wetlands* é relativamente recente, o que faz com que não tenham existido muitos programas de coleta de dados, sendo, inclusive, que para algumas variáveis não se sabe ainda quais seriam as técnicas mais apropriadas.

Em relação à primeira questão a recomendação é óbvia. Em relação à segunda, além iniciar programas de coleta de dados, devem ser pesquisadas as técnicas a ser utilizadas.

### A interação rio - planície

A aplicação do método da distribuição transversal em uma situação com medições completas dos parâmetros, permitiu extrair algumas conclusões interessantes. No entanto, é necessário analisar as limitações impostas pelas hipóteses básicas dessa formulação, para verificar seu efeito sobre as conclusões, especialmente em relação aos fluxos secundários.

O conhecimento que se tem sobre os fluxos secundários em canais, e, especialmente em rios, com planícies de inundação, é muito limitado. Em

geral, esse assunto tem sido estudado dentro do canal principal unicamente. Para poder avaliar corretamente seu efeito sobre a condutância hidráulica de um rio em situação de extravasamento, esses fluxos devem ser estudados, para identificar suas características e determinar sua real influência. Nessa linha, as pesquisas sobre a interação rio-planície devem incluir mais aqueles fatores, comuns na natureza, que podem afetar ou mascarar o efeito da interface. Por exemplo, rugosidades altas na planície, o possível efeito parede causado pela mata ciliar e as transições entre o canal e a planície.

Pesquisas precisam de informação. Portanto, como apoio indispensável às pesquisas na área, é necessário fazer observações em rios e canais naturais, desde simples medições de velocidade em planícies de inundação até os fluxos secundários. Também poderia ser montado um banco de dados com medições em rios em situação de extravasamento.

### **Simulação de planícies de inundação**

Na simulação de planícies de inundação e de *wetlands*, podem aparecer situações, como a presença de fortes efeitos de jusante, em que as características da propagação utilizando a formulação das celas não são bem conhecidas. Por isso, é necessário fazer uma análise completa das características dessa metodologia, de maneira a estabelecer com clareza suas limitações. Além das características da propagação, essa análise deveria incluir a forma em que é calculada a vazão entre as celas, com especial atenção ao cálculo das derivadas. Seria interessante incluir nessa análise o efeito do coeficiente  $\theta$ .

### **Simulação do banhado do Taim**

Na simulação do banhado do Taim, a falta de dados foi o principal inconveniente. No estudo do qual essa simulação fez parte (IPH, 1996), foi desenvolvido um programa de medições, que ajudou a mitigar a carência de informações. Esse programa deve ser continuado, incluindo a instalação dos novos pontos de medição recomendados. Também seria necessário adicionar ao equipamento recomendado instalações destinadas à obtenção de dados de evaporação.

A interface entre a lagoa Mangueira e o banhado é uma das mais (senão a mais) importante das regiões do banhado em termos de funcionamento. No entanto, é quase completamente desconhecida. Para poder obter resultados mais confiáveis sobre o funcionamento do banhado, é necessário preencher o vácuo de informações que existe na parte sul do banhado e na interface com a Mangueira. Deveria ser providenciada a instalação de linígrafos e, fundamentalmente, a realização de visitas a campo.

Em relação ao gerenciamento, o ponto crítico é evidentemente a irrigação. A conservação do banhado exige a limitação da extração de água para irrigação. O aumento na eficiência do uso da água destinada a irrigação facilitaria a compatibilização do aproveitamento do recurso com a conservação do sistema. Esse aumento de eficiência deveria ser tanto em relação à condução e aplicação quanto ao uso de técnicas de plantio que consumam menos água. Além disso, para facilitar a fiscalização do cumprimento das limitações à extração de água da lagoa Mangueira, e poder conhecer o volume de água realmente extraído, deveria ser instalado um sistema de monitoramento e controle dos sistemas de recalque na lagoa.

Outra alternativa que diminuiria (ou evitaria) o impacto da limitação à extração de água da lagoa Mangueira seria o uso da água da lagoa Mirim, de forma complementar. A viabilidade dessa alternativa deveria ser analisada, tanto do ponto de vista da disponibilidade de água quanto no referente à condução da água até as lavouras.

*Last, but not least, o tratamento de muitas situações diferentes ao longo do trabalho permitiu vislumbrar a existência de uma lei "Murphy" dos grandes números: No caso de ser necessário tratar uma grande variedade de situações, quase todas as alternativas esquisitas irão aparecer. Quase: sempre vai sobrar alguma para a próxima vez.*

## Capítulo 6

### Bibliografia

- Ackers, P., 1991. Hydraulic design of straight compound channels. Report SR 281, HR Wallingford, Oxfordshire, UK, out. 1991. 2 vol.
- Ackers, P., 1993. Flow Formulae For Straight Two-Stage Channels. Journal Of Hydraulic Research, Vol. 31, No. 4, P. 509 - 531.
- Carmona, M. V., 1990. Simulação dinâmica do escoamento em áreas de inundação. Dissertação de mestrado. IPH-UFRGS
- Chow, V.T., 1959. Open channel hydraulics. McGraw Hill.
- Colkjat, D., Younis, B. A., 1995. Compound channel flow: A parametric study using a Reynolds-stress transport closure. Journal of hydraulic research, vol. 33, no.33.
- Cowardin, L.M., V. Carter, F.C. Golet, E.T. Laroe. 1979. Classification of Wetlands and Deepwater Habitats of the United States. Fish and Wildlife Service, U.S.A.
- Cunge, J. A., Mazaudou, B., 1984. Mathematical modeling of complex surcharge systems. Difficulties in computation and simulation of physical situations. Proceedings of the third international conference on urban storm drainage. Goteborg, Suecia.
- Cunge, J. A., Holly, F. M. e Verwey, A., 1980. Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman, Boston.
- Delaney, P. J. V. (1965). Fisiografia e Geologia de Superfície da Planície Costeira do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Escola de Geologia da UFRGS. Publicação Especial no. 6. 105p. +8 mapas + 41 Figs.
- Delleur, J. B., Toebes, G. H., Udeozo, B. C., 1967. Uniform flow in idealized channel-flood plain geometries. Proceedings 12Congresso IAHR, Fort Collins, Colorado, USA.
- DNOS. 1968a. Departamento Nacional De Obras De Saneamento. Estudo Edafológico Complementar da Viabilidade Técnico-Econômica de Transformação em Irrigação da Região do Taim (RS). Brasília: DNOS/OTI/CONSULPRESA/ENGEVIX. 3v.
- DNOS. 1968b. Departamento Nacional De Obras De Saneamento. Estudo de Viabilidade Técnico-Econômico de Transformação em Irrigação da Região do Taim (RS). Brasília: DNOS/OTI/CONSULPRESA/ENGEVIX. 4v.

- DNOS. 1968c. Departamento Nacional De Obras De Saneamento. Projeto de Irrigação e Drenagem da Região do Taim (RS). Brasília: DNOS/OTI/CONSULPRESA/ENGEVIX. 25v.
- Eiger, S., 1988. Some aspects of diffusion and dispersion in rectangular open channel. PhD dissertation. University of California, Berkeley.
- Eiger, S., 1990. Simulação de escoamento uniforme em canais de seção comosta com modelos de turbulência. IAHR, Anais, XIV Congresso latino americano de hidraulica. Montevideo.
- Eiger, S., 1993. Um modelo simplificado para o calculo de vazões em canais com planícies de inundação. Caderno de recursos hídricos. RBE vol. 11, no. 1.
- Elliot, S. C. A., Sellin, R. H. J., 1990. SERC flood channel facility: skewed flow experiments. Journal of Hydraulic Research, vol. 28, n2.
- Florida Statute. 1994. Delineation of the Landward Extent of Wetlands and Surface Waters. Chater 62-340. Department of the Environment. State of Florida, U.S.A.
- Fread, D. L., 1975. Flood routing in meandering rivers with flood plains. s.n.t. p. 16-33.
- Hammer, D. E., Kadlec, R. H. (1986). A Model for Wetland Surface Water Dynamics. Water Resources Research. vol. 22. no. 13. 1951-1958p.
- Holly, F. M., Chevereau, G. e Mazaudou, B. (1981) Numerical simulation of unsteady flow in storm sewer systems using complete and simplified flow equations. International conference on numerical modeling, Bratislava, Checoeslovaquia.
- Horn Filho, N. O. (1988). Subprojeto Mapeamento Geológico: Relatório Final. Porto Alegre: UFRGS/CECO/IG. Projeto Zoneamento da Estação Ecológica do Taim. - Convênio SEMA/UFRGS. 32p.
- IBAMA. 1992a. Meio Amiente e Irrigação. Brasília: SENIR/IBAMA/PNUD/ OMM. 109p.
- IBAMA. 1993a. Documento Base para o Workshop da Estação Ecológica do Taim. Brasília: IBAMA. 18p.
- IBAMA. 1993b. Plano de Ação Emergencial Para a Estação Ecológica do Taim. Brasília: IBAMA. 72p.
- IPH, 1996. Comportamento hidrológico do banhado do Taim. Org. C. E. M. Tucci. IPH, UFRGS. Porto Alegre.
- Keller, R. J., Rodi, W., 1988. prediction of flow characteristics in main channel/floodplain flows. Journal of hydraulic research. Vol. 26, no.4.
- Klaassen G. J., van der Zwaard, J. J., 1974. Roughness coefficients of vegetated flood plains. Journal of hydraulic research 12 no 1.

- Knight, D. W., Demetriou, J. D., 1983. Flood plain and main channel flow interaction. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol.109, n8.
- Knight, D. W., Hamed, M. E., 1984. Boundary shear in symmetrical compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 110, n10.
- Knight, D. W., Shiono, K., 1990. Turbulence measurements in a shear layer region of a compound channel. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 28, n2.
- Knight, D. W., Shiono, K., 1996. River channel and floodplain hydraulics. Cap. 5 em Anderson, M. G., Walling, D. E., Bates, P. D., *Floodplain processes*. John Wiley & Sons Ltd.
- Liggett, J. A., 1975. Basic equations of unsteady flow. Cap. 2 em Mahmood, K. e Yevjevich, V., ed. *Unsteady flow in open channels*. Water resources publications, Fort Collins, Colorado, USA.
- Louzada, J. A., Mendiondo, E. M., 1996. Caracterização da demanda agrícola. Cap. 5 em IPH, 1996. *Comportamento hidrológico do banhado do Taim*. Org. C. E. M. Tucci. IPH, UFRGS. Porto Alegre.
- Mascarenhas F. C. B., Miguez M. G., 1991. Esquematização da planície do pantanal através de um modelo de células. Seminário sobre modelação de enchentes no Pantanal matogrossense. ABRH-UFRJ.
- Mascarenhas, F. C. B., e da Silva, R. C. V., 1995. Compartimentalização na modelação matemática da inundação do Pantanal Mattogrossense. Vol. 4, *Anais, XI Simposio brasileiro de recursos hídricos*. ABRH, Recife, PE.
- Marques D. M. L., Irgang B., 1996. Hidroperíodo e comportamento biológico do banhado do Taim. Cap. 4 em IPH, 1996. *Comportamento hidrológico do banhado do Taim*. Org. C. E. M. Tucci. IPH, UFRGS. Porto Alegre.
- Martinelli, A., 1996. Banhado do Taim. Cap. 3 em IPH, 1996. *Comportamento hidrológico do banhado do Taim*. Org. C. E. M. Tucci. IPH, UFRGS. Porto Alegre.
- Mendonso, E. M., Louzada, J. A., Leão, M., 1996. Rede de monitoramento. Cap. 6 em IPH, 1996. *Comportamento hidrológico do banhado do Taim*. Org. C. E. M. Tucci. IPH, UFRGS. Porto Alegre.
- Miguez M. G., 1994. Modelação matemática de grandes planícies de inundação, através de um esquema de células de escoamento, com aplicação ao Pantanal Mattogrossense. *Disertação de mestrado*, COPPE, UFRJ.
- Mitsch, J., Gosselink, J. G.. 1986. *Wetlands*. New York: Van Nostrand Reinhold. 55-87p.
- Myers, W. R. C., 1978. Momentum transfer in a compound channel. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 16, n2.

- Myers, W. R. C., Brennan, E. K., 1990. Flow resistance in compound channels. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 28, n2.
- Nezu, I., Nagawaka, H., 1993. Turbulence in open-channel flows. IAHR monograph series. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Pasche, E., Rouve, G., 1985. Overbank flow with vegetatively roughened flood plains. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 111, n9.
- Pezzinga, G., 1994. Velocity distribution in compound channel flows by numerical modeling. *Journal of hydraulic engineering*, Vol. 120, no. 10.
- Prandtl, L., 1952. *The essential of fluid dynamics*. Blackie & Son Ltd.
- Preissmann, A., 1961. Propagation des intumescences dans les canaux et rivières. First congress of the french association of computation, Grenoble, França.
- Samuels, P. G., 1979. EMBER-a numerical model of an embanked river. Report nIT 183. Hydraulics Research Station Wallingford, UK.
- Sellin, R. H. J., 1964. A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and over its flood plain. *La Houille Blanche*, n7, 1974.
- Shiono, K. & Knight, D. W., 1991. Turbulent Open-Channel Flows With Variable Depth Across The Channel. *Journal Of Fluid Mechanics*, Vol. 222, P. 617 - 646.
- Smart, G. M., 1992. Stage-discharge discontinuity in composite flood channels. *Journal of Hydraulic Research*, vol 30, n6
- SUDESUL. 1989. Projeto Campos Neutrais. Brasília Sudesul.
- Thomas, T. G., Williams, J. J. R., 1991. Large eddy simulation of compound channel flow at  $Re \sim 42000$ . Em Voke, P. R., 1991, Direct and large eddy simulation.
- Thomas, T. G., Williams, J. J. R., 1995. Large eddy simulation of a symmetrical trapezoidal channel at a Reynolds number of 430000. *Journal of hydraulic research*. Vol. 33, no. 6.
- Tucci, C. E. M., 1978. Hydraulic and water quality model for a river network. Ph.D. thesis. Colorado State University.
- Tucci, C. E. M., 1987. Tendenciosidade no cálculo da declividade da linha de energia. *Caderno de recursos hídricos*. REE.
- Tucci, C. E. M., Villanueva, A. O. N., 1997. Controle de enchentes de União da Vitória e Porto União. CORPRERI, União da Vitória.
- UNESCO, 1964. *Modèle mathématique du Delta du Mekong; manuel descriptif et d'exploitation des programmes*. Cambodja. n.p.
- Villanueva, A. O. N., 1990. Modelo para escoamento não permanente em uma

- rede de condutos. Dissertação de mestrado. IPH, UFRGS.
- Villanueva, A. O. N., 1995b. Mudanças de variável em um modelo de distribuição transversal de vazões. Vol. 4, Anais, XI Simposio brasileiro de recursos hídricos. ABRH, Recife, PE.
- Walton, R., Chapman, R. S., Davis, J. E., 1996. Development and application of the wetlands water budget model. *Wetlands (Journal of the society of wetlands scientist)*. Vol. 16, no. 3, set.
- Wark, J. B., Slade, J. E., Ramsbottom, D. M., 1991. Flood Discharge Assessment by The Lateral Distribution Method. Report SR 277, Dez. 1991, Hydraulics Research Wallingford , Wallingford, Oxon, UK.
- White, F. M., 1991. *Viscous Fluid Flows*, 2 ed., McGraw Hill.
- Wormleaton, P. R., Allen, J., Hadjipanous, P., 1982. Discharge assessment in compound channel flow. *Journal of the Hydraulic Division*, vol. 108, nHY9.
- Wormleaton, P. R., Hadjipanous, P., 1985. Flow distribution in compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 111, n2.
- Wormleaton, P. R. & Merret, D. J., 1990. An Improved Method Of Calculation For Steady Uniform Flow In Prismatic Main Channel/Flood Plain Sections. *Journal Of Hydraulic Research*, Vol 28, No. 2, P. 157-174.
- Zheleznyakov, G. V., 1971. Water movement in channels under abrupt changes in roughness along the wetted perimeter. Em: Rossinskii, K. I. (ed.), 1987, *Dynamics and thermal regimes of rivers*. Russian translation series 52. A.A. Balkema/Rotterdam.

## Anexo A

### Dedução da equação do método da distribuição transversal

As equações para fluxo permanente uniforme na direção principal do escoamento são:

$$\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{continuidade} \quad (\text{A.1})$$

$$\rho \left( v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \rho g \operatorname{sen} \theta + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad \text{quantidade de movimento} \quad (\text{A.2})$$

somando ao membro da esquerda da equação de q. m. a equação de continuidade multiplicada por  $\rho u$  obtém-se

$$\rho \left[ v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + u \left( \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right] = \rho g \operatorname{sen} \theta + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (\text{A.3})$$

$$\Downarrow \quad (\text{A.4}) \\ = 0 \text{ pela equação de continuidade}$$

considerando que

$$\frac{\partial uv}{\partial y} = v \frac{\partial u}{\partial y} + u \frac{\partial v}{\partial y} \quad (\text{A.5})$$

$$\frac{\partial uw}{\partial z} = w \frac{\partial u}{\partial z} + u \frac{\partial w}{\partial z} \quad (\text{A.6})$$

chega-se a

$$\rho \left( \frac{\partial uv}{\partial y} + \frac{\partial uw}{\partial z} \right) = \rho g \operatorname{sen} \theta + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (\text{A.7})$$

utilizando a notação de Reynolds

$$u = \bar{u} + u', \quad v = \bar{v} + v', \quad w = \bar{w} + w' \quad (\text{A.8})$$

onde a barra indica média temporal em um ponto fixo, e o apóstrofe a flutuação turbulenta

$$\frac{\partial uv}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} [(\bar{u} + u')(\bar{v} + v')] = \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u}\bar{v} + u'v' + \bar{u}v' + u'\bar{v}) \quad (\text{A.9})$$

$$\frac{\partial uw}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} [(\bar{u} + u')(\bar{w} + w')] = \frac{\partial}{\partial z} (\bar{u}\bar{w} + u'w' + \bar{u}w' + u'\bar{w}) \quad (\text{A.10})$$

tomando média temporal, e considerando que  $\bar{u}' = \bar{v}' = 0$  chega-se a

$$\frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} = \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} = \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}'v'}{\partial y} \quad (\text{A.11})$$

$$\frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} = \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} = \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} + \frac{\partial \bar{u}'w'}{\partial z} \quad (\text{A.12})$$

substituindo A11 e A12 em A7, e eliminando, por simplicidade, as barras das médias temporais da velocidade ( $\bar{u}$  e  $\bar{v}$  passam a ser  $u$  e  $v$ ), obtém-se

$$\rho \left( \frac{\partial uv}{\partial y} + \frac{\partial uw}{\partial z} \right) = \rho g \operatorname{sen} \theta + \underbrace{\left( \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right)}_{\text{tensões viscosas}} - \rho \underbrace{\left( \frac{\partial \bar{u}'v'}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}'w'}{\partial z} \right)}_{\text{tensões turbulentas}} \quad (\text{A.13})$$

como  $|\tau_{xy}| \ll |-\rho \bar{u}'v'|$  e  $|\tau_{xz}| \ll |-\rho \bar{u}'w'|$  desprezamos as tensões viscosas

$$\rho \left( \frac{\partial uv}{\partial y} + \frac{\partial uw}{\partial z} \right) = \rho g \operatorname{sen} \theta - \rho \left( \frac{\partial \bar{u}'v'}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}'w'}{\partial z} \right) \quad (\text{A.14})$$

Integrando na vertical  $(\int_0^H f(y,z) dz)$ , sendo  $z=0$  o fundo e  $z=H$  a superfície livre, e analisando os termos na ordem, de esquerda para a direita, temos

$$\int_0^H \rho \frac{\partial uv}{\partial y} dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_0^H \rho uv dz = \frac{\partial H(\rho uv)_h}{\partial y} \quad (\text{A.15})$$

$$\int_0^H \rho \frac{\partial uw}{\partial z} dz = \rho [u(H)w(H) - u(0)w(0)] = 0 \quad (\text{A.16})$$

$$\int_0^H \rho g \operatorname{sen} \theta dz = \rho g H \operatorname{sen} \theta \quad (\text{A.17})$$

$$\int_0^H \left( \rho \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right) dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_0^H \rho \overline{u'v'} dz = - \frac{\partial \bar{\tau}_{yx}^t}{\partial y} \quad (\text{A.18})$$

desprezando a tensão de cisalhamento na superfície livre é

$$\int_0^H \left( \rho \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right) dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_0^H \rho \overline{u'v'} dz = \rho [\tau_{zx}(H) - \tau_{zx}(0)] = \tau_b \quad (\text{A.19})$$

$$\frac{\partial \mathcal{H}(\rho uv)_h}{\partial y} = \rho g \operatorname{sen} \theta + \frac{\partial \mathcal{H} \bar{\tau}_{yx}^t}{\partial y} - \tau_b \left( 1 + \frac{1}{s^2} \right) \quad (\text{A.20})$$

O fator que multiplica  $\tau_b$  corrige a tensão do fundo em função da declividade transversal, 1:s = vertical:horizontal.

A tensão de cisalhamento média na vertical é definida em função do gradiente de velocidades médias na vertical, como

$$\bar{\tau}_{yx}^t = \rho \bar{\varepsilon}_{yx} \frac{\partial (u)_h}{\partial y} \quad (\text{A.21})$$

A viscosidade turbulenta pode ser relacionada à velocidade de cisalhamento por

$$\bar{\varepsilon}_{yx} = \lambda u_* H \quad (\text{A.22})$$

e expresando a velocidade de cisalhamento em função do  $f$  de Darcy-Weisbach

$$u_* = \left( \frac{1}{8} f \right)^{1/2} (u)_h \quad (\text{A.23})$$

fica

$$\bar{\varepsilon}_{yx} = \lambda H \left( \frac{1}{8} f \right)^{1/2} (u)_h \quad (\text{A.24})$$

substituindo em A.20 obtemos a equação a ser utilizada no método da distribuição lateral

$$gHS_x - \frac{f}{8}Bu|u| + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \lambda \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} H^2 u \frac{\partial u}{\partial y} \right] = \frac{\partial H(\bar{u}\bar{v})_h}{\partial y} \quad (\text{A.25})$$

## Anexo B

### Dados da simulação do rio Iguazu

Seções usadas na simulação

Seção n°	Denominação	Distancia Acumulada	Cota do fundo	Rugosidade	
				leito	planície
1	FL25	0,0	740,08	0.032	0.25
2	FL26	2800,0	740,21	0.032	0.25
3	FL27	4800,0	739,72	0.032	0.25
4	UV1	7200,0	736,53	0.032	0.25
5	UV (ponte)	7600,0	737,73	tabela	0.25*
6	Pte. D. Scaramella	8400,0	737,00	tabela	0.25*
7	M8 (ponte)	10400,0	731,84	tabela	0.25*
8	M7	14000,0	738,55	0.032	0.25
9	M6	15000,0	735,98	0.032	0.25
10	R1	17300,0	736,58	0.032	0.25
11	UV2	18800,0	737,07	0.032	0.25
12	UV3	21400,0	735,19	0.032	0.25
13	M4	22800,0	737,07	0.032	0.25
14	R2	24230,0	734,86	0.032	0.25
15	UV5A	27000,0	724,86	0.032	0.25
16	M3	28400,0	735,69	0.032	0.25
17	UV6	30000,0	732,71	0.032	0.25
18	UV7	31400,0	734,99	0.032	0.25
19	UV8	32800,0	734,62	0.032	0.25
20	R4	33790,0	736,15	0.032	0.25
21	R5	34990,0	731,72	0.050	0.050
22	B3	35250,0	731,41	0.050	0.050
23	PV1	35500,0	730,37	0.050	0.050
24	PV2	36000,0	733,05	0.050	0.050
25	PV4	39780,0	722,16	0.050	0.050
26	PV5	41200,0	717,39	0.050	0.050
27	PV5A	42600,0	714,94	0.050	0.050
28	PV6	43000,0	713,71	0.050	0.050
29	PV7	46840,0	705,19	0.050	0.050
30	PV8	49000,0	700,55	0.050	0.050
31	D5	60540,0	675,00	0.050	0.050
32	D4	70540,0	669,00	0.050	0.050
33	D3	82840,0	635,00	0.050	0.050
34	D2	92070,0	625,00	0.050	0.050
35	D1	101300,0	615,00	0.050	0.050

\* nas simulações sem aterro

## Características das seções

Seção FL25				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.33	14.45	48.00	295.30	1.150
741.15	171.93	256.44	6807.70	1.009
741.97	385.74	262.11	19647.50	1.005
742.79	601.45	263.82	37494.00	1.003
743.61	817.22	264.70	59680.00	1.001
744.43	1030.19	266.13	85846.00	1.000
745.24	1272.20	268.99	116058.30	1.027
746.07	1742.13	271.12	152032.40	1.313
746.89	2571.33	865.97	192598.20	1.497
747.70	3563.32	1168.16	238911.70	1.711
748.52	4526.12	1178.17	290697.30	1.859
749.34	5492.82	1186.41	347486.90	1.959
750.16	6470.47	1194.78	409028.20	2.034
750.98	7452.86	1201.09	475112.00	2.088
751.80	8474.36	1285.75	545681.10	2.137

Seção FL26				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.46	25.59	67.00	666.20	1.062
741.25	194.68	269.79	7880.50	1.007
742.05	410.62	272.44	21209.80	1.005
742.85	628.59	274.43	39262.10	1.004
743.64	847.55	275.94	61739.50	1.002
744.43	1064.65	278.06	87403.80	1.005
745.23	1292.43	281.26	118091.10	1.007
746.03	2088.30	751.28	155605.90	1.355
746.82	2707.81	782.37	196694.60	1.475
747.62	4383.43	1184.48	249813.20	1.916
748.41	5339.23	1207.17	303984.00	1.999
749.20	6305.71	1225.26	362074.00	2.064
750.00	7291.07	1251.13	425509.80	2.109
750.80	8297.77	1284.24	492602.30	2.150
751.59	9329.57	1306.43	564920.00	2.181

Seção FL27				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	13.73	97.44	114.30	1.000
740.93	203.54	270.48	5732.10	1.040
741.85	456.41	276.21	20431.80	1.014
742.78	714.50	280.21	42299.00	1.008
743.70	973.92	282.74	70336.90	1.005
744.63	1239.18	290.35	104074.90	1.006
745.55	2458.05	894.63	149461.50	1.514
746.48	3406.15	1166.54	200280.60	1.699
747.41	4802.44	1441.92	260915.70	1.955
748.33	6168.06	1501.50	329492.90	2.101
749.26	7574.12	1535.50	405981.90	2.199
750.18	9018.04	1578.07	490035.70	2.269
751.11	10488.61	1599.71	581407.90	2.318
752.03	11976.71	1613.85	679823.30	2.353
752.96	13478.24	1634.67	785057.20	2.379

SeçãoUV1				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	573.97	190.86	38186.70	1.007
740.86	739.56	195.27	57346.90	1.009
741.71	910.00	199.34	79916.60	1.013
742.57	1083.44	203.23	105615.70	1.015
743.43	1261.93	213.05	134628.40	1.013
744.28	1446.45	216.21	166705.40	1.015
745.14	1631.88	219.37	201675.60	1.015
745.99	1821.15	223.04	239792.00	1.016
746.85	2043.50	356.40	281060.50	1.031
747.71	2474.42	737.51	325836.20	1.133
748.56	3419.07	1446.56	375936.60	1.412
749.42	4777.06	1640.69	433975.10	1.759
750.28	6189.90	1661.94	498339.40	2.029
751.13	7620.37	1667.93	570632.50	2.221
751.99	9053.23	1673.93	648890.40	2.358

Seção UV (ponte)				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	300.27	227.68	12468.20	1.045
740.86	497.42	232.61	26241.00	1.028
741.71	698.67	237.09	44179.80	1.018
742.57	902.98	239.97	65619.60	1.013
743.43	1109.29	241.26	90082.00	1.010
744.28	1317.01	244.10	117143.10	1.008
745.14	1548.05	250.45	146669.30	1.032
745.99	1810.66	258.14	178711.40	1.077
746.85	2100.99	271.08	213497.30	1.126
747.71	2615.70	435.05	250776.00	1.170
748.56	2992.73	437.90	290113.30	1.201
749.42	3370.54	440.75	331155.50	1.223
750.28	3749.13	443.60	373616.70	1.240
751.13	4128.47	446.45	417241.20	1.252
751.99	4508.61	449.30	461806.50	1.261

Seção Ponte Domício Scaramella				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	300.27	227.68	12478.70	1.045
740.86	497.42	232.61	26237.60	1.028
741.71	698.67	237.09	44193.90	1.017
742.57	903.11	243.75	65617.20	1.013
743.43	1118.97	263.24	90151.50	1.014
744.28	1346.15	281.63	118041.50	1.013
745.14	1585.89	342.44	148036.60	1.016
745.99	1886.19	389.97	180875.70	1.041
746.85	2273.74	403.41	217232.80	1.122
747.71	2625.98	415.41	255032.00	1.153
748.56	2987.62	427.42	294647.80	1.179
749.42	3358.62	439.43	335817.20	1.201
750.28	3738.99	451.43	378324.90	1.220
751.13	4128.71	463.44	421963.90	1.238
751.99	4532.39	481.71	466622.80	1.255

Seção M8 (ponte)				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	659.87	130.81	61672.40	1.044
740.72	756.28	134.65	73682.30	1.044
741.43	853.87	138.49	86587.00	1.041
742.15	951.39	143.21	100090.00	1.037
742.86	1058.26	149.61	115139.90	1.035
743.58	1167.54	155.93	131005.20	1.033
744.29	1282.38	161.24	147874.60	1.032
745.01	1389.54	166.36	163990.70	1.028
745.73	1516.65	202.46	182345.30	1.032
746.44	1697.85	367.60	201698.40	1.066
747.16	2045.41	540.57	222540.30	1.182
747.87	2474.27	654.82	244740.90	1.313
748.59	2979.85	755.89	268463.20	1.450
749.30	3555.53	855.60	293823.40	1.584
750.02	4204.74	961.06	320672.60	1.714

Seção M7				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	274.37	258.81	8932.00	1.000
740.71	461.99	264.82	21277.80	1.009
741.43	653.20	274.68	37564.60	1.010
742.14	854.62	293.92	56835.00	1.014
742.85	1071.26	319.66	80845.20	1.016
743.57	1339.60	394.14	109399.00	1.041
744.28	1637.44	406.96	145064.50	1.047
744.99	1947.53	438.41	184963.30	1.051
745.71	2864.35	859.84	235247.70	1.262
746.42	3520.40	918.44	291078.50	1.329
747.14	4674.26	1458.23	353980.00	1.506
747.85	5741.23	1529.99	424181.50	1.609
748.56	6845.77	1563.38	501138.80	1.689
749.28	7966.97	1580.79	584516.00	1.748
749.99	9103.06	1598.21	674067.60	1.795

Seção M6				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	722.45	236.50	48545.50	1.011
740.71	892.90	239.97	68329.60	1.011
741.43	1064.37	243.43	90778.90	1.010
742.14	1239.32	248.10	116073.10	1.010
742.85	1421.55	253.77	144217.60	1.013
743.57	1602.62	259.44	174853.30	1.011
744.28	1803.50	265.11	208329.40	1.026
744.99	1991.44	270.78	244307.30	1.022
745.71	2216.51	323.37	283538.70	1.026
746.42	6536.34	3004.74	353849.80	2.356
747.14	8803.05	3331.65	419609.10	2.698
747.85	11214.38	3397.79	494376.80	2.930
748.56	13663.50	3449.97	577461.30	3.069
749.28	16132.97	3471.24	668349.30	3.145
749.99	18619.59	3498.08	766635.20	3.184

Seção R1				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	564.21	237.08	32168.20	1.016
740.71	734.29	239.97	49278.90	1.011
741.43	906.52	241.92	69391.90	1.009
742.14	1079.86	243.47	92308.80	1.008
742.86	1263.78	244.57	118262.00	1.016
743.57	1453.75	246.56	147678.40	1.021
744.29	1705.97	358.13	180415.50	1.033
745.00	1986.13	399.29	216820.00	1.063
745.71	2300.68	486.20	256601.50	1.099
746.43	2686.69	596.75	299966.80	1.153
747.14	3151.30	725.24	347040.90	1.222
747.85	3746.98	945.12	398014.50	1.319
748.57	4458.92	1021.51	453203.30	1.430
749.28	5203.20	1062.84	512451.80	1.525
749.99	5977.08	1110.00	575628.00	1.608

Seção UV2				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	537.32	252.40	28423.30	1.012
740.71	718.80	256.54	45910.60	1.012
741.43	903.37	265.23	65442.80	1.014
742.14	1092.08	267.90	88777.60	1.012
742.86	1285.26	270.39	115780.30	1.010
743.57	1479.22	272.89	145512.20	1.009
744.29	2133.59	546.69	181044.80	1.254
745.00	2547.76	554.28	217797.50	1.329
745.71	4407.31	1709.44	265859.50	1.913
746.43	5631.88	1722.46	317297.70	2.115
747.14	6867.50	1735.86	374068.80	2.251
747.85	8112.73	1749.39	435831.00	2.345
748.57	9366.73	1762.93	502330.50	2.410
749.28	10629.49	1776.46	573389.10	2.456
749.99	11901.00	1790.00	648862.60	2.489

Seção UV3				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	586.99	174.30	42416.30	1.033
740.71	713.08	176.41	57952.90	1.025
741.43	839.58	178.52	75413.60	1.019
742.14	970.19	186.27	94450.90	1.020
742.86	1102.38	188.49	115528.40	1.018
743.57	1234.61	190.48	138304.20	1.017
744.29	1375.00	193.19	163349.90	1.021
745.00	2136.39	336.01	195484.60	1.592
745.71	3269.38	1080.97	230015.00	1.829
746.43	4058.66	1127.36	268758.40	1.993
747.14	4873.54	1157.08	311301.00	2.115
747.85	5717.47	1204.84	357507.80	2.208
748.57	6590.10	1235.71	407250.20	2.283
749.28	7487.45	1267.86	460509.40	2.342
749.99	8404.04	1300.00	517152.90	2.388

Seção M4				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	407.13	193.27	22395.60	1.038
740.72	546.42	197.80	35127.40	1.026
741.43	689.02	202.38	50883.00	1.021
742.15	837.14	210.88	68184.40	1.027
742.86	1012.78	215.48	89471.60	1.063
743.58	1147.80	220.08	112671.80	1.021
744.29	1501.96	272.29	140552.10	1.254
745.01	2081.79	613.94	169632.50	1.380
745.73	2532.87	644.26	202486.50	1.479
746.44	3003.74	673.46	238233.20	1.560
747.16	3497.45	706.94	276813.50	1.630
747.87	4016.59	747.01	318202.00	1.693
748.59	4566.09	776.95	362365.60	1.752
749.30	5128.30	794.96	409268.00	1.802
750.02	5705.52	817.47	458840.90	1.846

Seção R2				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	895.32	197.06	78189.90	1.007
740.71	1037.06	200.60	99189.90	1.008
741.43	1183.32	210.96	122328.60	1.010
742.14	1337.91	218.42	147770.80	1.013
742.85	1494.66	221.57	175481.60	1.015
743.57	1654.25	225.69	205390.80	1.016
744.28	1817.21	237.43	237503.10	1.016
744.99	2534.23	749.90	275136.20	1.270
745.71	3131.91	889.28	314646.50	1.424
746.42	3860.28	1086.20	357975.40	1.592
747.14	4653.84	1128.78	405064.20	1.744
747.85	5461.99	1137.51	455683.70	1.865
748.56	6277.26	1146.77	509639.20	1.962
749.28	7098.59	1152.99	566790.00	2.039
749.99	7922.90	1159.69	627006.30	2.101

Seção UV5A				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	855.07	115.17	117232.50	1.070
740.71	938.36	120.10	133182.80	1.067
741.43	1025.64	127.37	150366.30	1.066
742.14	1120.29	133.76	168909.20	1.067
742.86	1216.18	135.50	188784.50	1.066
743.57	1316.55	143.96	209977.70	1.067
744.29	1419.99	151.97	232589.90	1.065
745.00	1532.19	157.38	256802.30	1.068
745.71	1876.92	467.87	283401.30	1.209
746.43	2219.46	487.39	312036.10	1.324
747.14	2574.60	505.72	342752.50	1.423
747.85	2941.18	519.29	375454.50	1.508
748.57	3316.64	532.86	410036.00	1.582
749.28	3700.97	546.43	446440.90	1.645
749.99	4094.17	560.00	484623.80	1.701

Seção M3				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	720.46	261.00	46201.00	1.020
740.72	911.05	268.74	66933.50	1.017
741.44	1110.33	284.81	91069.20	1.018
742.16	1318.25	290.84	118700.20	1.019
742.87	1539.38	294.38	150029.50	1.028
743.59	1819.49	390.71	186322.40	1.038
744.31	2121.24	432.15	227712.70	1.049
745.03	2443.10	462.65	274752.70	1.054
745.75	2784.74	486.75	326834.40	1.060
746.47	3139.17	502.46	383605.20	1.065
747.19	3504.25	508.09	444940.10	1.072
747.90	3876.20	520.85	510578.70	1.078
748.62	4249.94	525.24	580285.10	1.083
749.34	4630.19	529.63	654110.30	1.088
750.06	5013.41	535.52	731845.10	1.092

Seção UV6				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	748.16	193.13	63952.60	1.061
740.71	887.97	195.21	80354.40	1.049
741.43	1038.16	217.77	101602.70	1.044
742.14	1207.28	256.13	124933.70	1.050
742.86	1426.48	439.31	151785.80	1.061
743.57	1715.43	711.61	181679.10	1.050
744.29	2199.89	1004.61	214285.40	1.076
745.00	3973.83	1637.68	262258.60	1.918
745.71	6263.79	2404.65	317147.30	2.498
746.43	8025.26	2527.36	376561.50	2.714
747.14	9870.50	2641.26	442899.10	2.857
747.85	11794.15	2748.54	515953.90	2.951
748.57	13791.62	2835.71	595586.60	3.014
749.28	15848.47	2917.86	681663.40	3.054
749.99	17962.75	3000.00	774082.20	3.078

Seção UV7				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	913.20	229.09	72898.20	1.007
740.71	1076.72	233.64	95346.20	1.006
741.43	1250.26	246.64	120533.00	1.011
742.14	1430.76	254.27	148370.20	1.017
742.86	1613.45	259.91	178982.00	1.017
743.57	1973.44	439.10	212971.80	1.106
744.29	2670.82	742.56	251825.40	1.326
745.00	3206.37	759.24	293371.20	1.426
745.71	3754.72	781.23	338232.50	1.508
746.43	4338.69	873.48	386313.20	1.582
747.14	5004.00	977.96	437760.70	1.666
747.85	5715.75	1015.77	492742.80	1.743
748.57	6458.23	1059.52	550883.80	1.814
749.28	7234.45	1104.76	612599.50	1.878
749.99	8039.41	1150.00	677631.60	1.935

Seção UV8				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	882.53	209.85	73105.10	1.010
740.71	1031.80	214.53	94285.40	1.009
741.43	1192.45	233.08	118075.70	1.012
742.14	1360.77	241.75	144517.90	1.013
742.86	1572.58	267.42	174145.70	1.053
743.57	2061.08	582.51	206835.40	1.203
744.29	2482.31	590.60	244729.20	1.281
745.00	2906.78	594.76	286234.00	1.335
745.71	3335.33	602.02	331098.30	1.377
746.43	3767.79	613.20	377967.00	1.414
747.14	4209.35	625.38	428396.80	1.443
747.85	4661.40	637.56	482622.60	1.467
748.57	5125.69	657.14	539146.20	1.492
749.28	5602.84	678.57	598598.40	1.515
749.99	6094.75	700.00	661058.90	1.536

Seção R4				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	626.14	272.56	36593.80	1.048
740.71	821.67	275.35	55744.30	1.032
741.43	1019.82	279.49	78381.80	1.024
742.14	1225.64	297.04	104408.30	1.022
742.85	1442.73	301.26	134056.70	1.024
743.57	1674.42	315.13	167793.40	1.031
744.28	1960.92	403.98	206035.50	1.037
744.99	2258.46	423.88	249355.30	1.044
745.71	2620.42	541.20	297815.10	1.068
746.42	3016.39	564.92	351300.60	1.091
747.14	3424.88	579.22	409487.20	1.111
747.85	3842.33	591.09	472116.80	1.128
748.56	4268.69	603.37	539019.90	1.142
749.28	4703.29	612.54	610062.90	1.156
749.99	5141.75	620.09	685081.70	1.167

Seção R5				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	1225.86	214.21	80051.30	1.022
740.71	1379.60	217.15	96462.10	1.020
741.43	1535.78	220.30	114249.70	1.018
742.14	1694.92	226.81	133376.50	1.018
742.86	1860.35	238.63	130810.50	1.019
743.57	2038.02	264.57	149506.30	1.024
744.29	2235.04	286.39	173780.90	1.034
745.00	2444.44	299.20	195583.60	1.047
745.71	2665.32	316.56	218529.40	1.060
746.43	2895.22	327.37	242789.70	1.074
747.14	3135.87	343.72	268267.90	1.088
747.85	3384.63	351.77	294979.30	1.103
748.57	3638.57	359.56	322908.30	1.116
749.28	3898.02	369.44	351928.00	1.128
749.99	4165.58	380.00	382674.50	1.139

Seção B3				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	1096.51	234.61	63519.70	1.049
740.71	1263.15	238.07	79150.80	1.039
741.43	1438.60	244.45	96906.20	1.034
742.14	1614.52	251.46	115652.00	1.032
742.86	1798.74	261.00	116189.20	1.029
743.57	1986.66	270.55	134867.50	1.029
744.29	2187.38	293.30	159290.20	1.031
745.00	2406.72	321.09	182135.90	1.035
745.71	2645.53	348.88	206668.20	1.042
746.43	2904.47	374.46	233657.10	1.048
747.14	3180.09	398.57	262702.00	1.054
747.85	3472.59	422.68	294149.00	1.059
748.57	3783.50	445.36	328342.40	1.063
749.28	4108.85	467.68	364884.40	1.066
749.99	4450.53	490.00	404330.20	1.068

Seção PV1				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	218.08	137.21	10303.80	1.269
740.71	407.18	319.30	16690.70	1.386
741.43	758.76	451.09	28113.90	1.300
742.14	1096.74	485.55	44324.90	1.192
742.86	1448.04	493.01	55335.30	1.125
743.57	1801.18	496.50	76390.70	1.084
744.29	2155.91	498.88	103123.60	1.059
745.00	2518.17	511.40	130968.10	1.045
745.71	2889.33	517.38	160889.70	1.036
746.43	3262.42	523.42	194889.10	1.029
747.14	3636.01	530.25	230918.30	1.025
747.85	4020.05	540.18	270604.30	1.022
748.57	4409.57	550.12	312596.60	1.021
749.28	4804.70	560.06	357350.80	1.020
749.99	5207.98	570.00	405383.40	1.018

Seção PV2				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	786.22	249.72	36730.10	1.059
740.71	951.03	256.25	47962.40	1.051
741.43	1138.96	260.29	63157.10	1.040
742.14	1328.74	263.77	80221.00	1.032
742.85	1521.70	265.67	84202.30	1.028
743.56	1714.81	267.57	101723.70	1.024
744.28	1908.11	269.48	123679.60	1.021
744.99	2101.57	271.38	144352.80	1.018
745.70	2295.20	273.28	166297.00	1.015
746.42	2490.09	275.63	187911.60	1.020
747.13	2689.42	280.31	212734.50	1.017
747.84	2890.02	284.98	238792.00	1.015
748.55	3096.66	295.47	265582.30	1.017
749.27	3311.70	307.58	294161.70	1.019
749.98	3534.71	319.68	324194.10	1.021

Seção PV4				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	3683.11	263.39	423863.00	1.011
740.71	3870.82	265.21	459383.50	1.010
741.43	4057.33	267.27	495401.20	1.011
742.14	4252.59	269.82	533467.80	1.012
742.86	4448.45	272.36	486838.20	1.013
743.57	4644.91	274.91	521289.00	1.013
744.29	4841.98	277.46	570998.30	1.014
745.00	5039.65	280.00	608330.40	1.014
745.71	5237.92	282.55	646631.40	1.013
746.43	5441.84	285.67	685562.80	1.016
747.14	5649.74	288.99	726351.90	1.017
747.85	5858.61	292.31	768205.30	1.018
748.57	6068.44	295.63	811090.30	1.018
749.28	6279.53	301.16	854522.40	1.019
749.99	6497.20	310.00	899679.50	1.020

Seção PV5				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	3655.61	251.10	466834.90	1.033
740.71	3835.60	254.73	501212.30	1.032
741.43	4015.92	258.35	535578.40	1.034
742.14	4203.44	261.97	572526.70	1.035
742.86	4390.56	265.32	518339.60	1.036
743.57	4583.22	267.68	551912.10	1.036
744.29	4776.41	270.03	601567.40	1.036
745.00	4970.14	272.39	638100.30	1.036
745.71	5152.36	274.97	673268.90	1.035
746.43	5352.61	278.12	712190.80	1.035
747.14	5553.72	281.26	752198.80	1.035
747.85	5758.14	285.39	793446.70	1.035
748.57	5965.90	290.26	835851.10	1.035
749.28	6175.25	295.13	879299.90	1.034
749.99	6386.18	300.00	923774.30	1.034

Seção PV5A				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	11028.62	553.30	1680779.00	1.018
740.71	11426.12	556.49	1774727.00	1.019
741.43	11825.48	559.37	1871089.00	1.019
742.14	12223.43	562.44	1969749.00	1.019
742.86	12627.32	565.93	1760207.00	1.019
743.57	13033.99	570.06	1848163.00	1.019
744.29	13441.52	575.64	1987791.00	1.019
745.00	13856.11	582.78	2082159.00	1.020
745.71	14273.96	591.13	2178643.00	1.020
746.43	14700.38	600.26	2277359.00	1.021
747.14	15134.69	619.59	2378169.00	1.022
747.85	15585.45	639.38	2481843.00	1.023
748.57	16047.97	659.17	2587720.00	1.025
749.28	16525.01	679.41	2696329.00	1.027
749.99	17017.41	700.00	2808082.00	1.029

Seção PV6				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	13172.33	689.13	2018917.00	1.021
740.71	13668.38	706.10	2130847.00	1.023
741.43	14182.09	722.89	2247531.00	1.024
742.14	14702.29	739.11	2367099.00	1.026
742.86	15237.90	759.07	2116761.00	1.028
743.57	15785.02	776.83	2224225.00	1.030
744.29	16348.46	800.89	2395248.00	1.032
745.00	16921.80	811.25	2512159.00	1.034
745.71	17507.18	823.13	2633561.00	1.035
746.43	18097.87	835.00	2757175.00	1.037
747.14	18700.50	847.63	2885369.00	1.038
747.85	19313.27	863.22	3015944.00	1.039
748.57	19939.80	878.81	3151311.00	1.041
749.28	20571.59	894.41	3288996.00	1.042
749.99	21216.66	910.00	3431479.00	1.043

Seção PV7				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	5790.65	289.28	942917.30	1.054
740.71	5996.26	293.12	988736.50	1.055
741.43	6209.99	298.28	1037984.00	1.055
742.14	6425.34	303.43	1088516.00	1.055
742.86	6637.26	307.00	967265.30	1.056
743.57	6858.55	310.23	1012561.00	1.055
744.29	7080.72	313.47	1086096.00	1.055
745.00	7303.78	316.70	1134750.00	1.054
745.71	7528.30	322.67	1182779.00	1.055
746.43	7758.77	333.17	1233139.00	1.055
747.14	8002.25	346.53	1285521.00	1.056
747.85	8253.79	359.90	1339206.00	1.057
748.57	8515.27	373.27	1394415.00	1.058
749.28	8786.62	386.63	1451264.00	1.060
749.99	9067.98	400.00	1510410.00	1.062

Seção PV8				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	17780.73	706.55	3324251.00	1.044
740.71	18287.92	711.21	3462802.00	1.044
741.43	18791.25	715.84	3601899.00	1.044
742.14	19305.22	719.39	3746092.00	1.043
742.86	19822.75	722.75	3309356.00	1.043
743.57	20341.25	726.11	3437023.00	1.042
744.29	20860.73	729.47	3658510.00	1.041
745.00	21381.28	734.31	3792692.00	1.041
745.71	21908.28	739.75	3931187.00	1.041
746.43	22436.62	746.46	4070710.00	1.041
747.14	22973.97	753.16	4214347.00	1.040
747.85	23514.10	759.87	4360526.00	1.040
748.57	24057.75	766.58	4507811.00	1.040
749.28	24609.16	773.29	4659266.00	1.040
749.99	25162.88	780.00	4813257.00	1.039

Seção D5				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	21992.29	554.00	5732512.00	1.058
740.36	22184.50	555.52	5800232.00	1.058
740.71	22385.19	557.04	5872408.00	1.058
741.07	22586.09	558.55	5945108.00	1.058
741.43	22787.22	560.07	6018311.00	1.058
741.79	22988.53	561.59	6092014.00	1.058
742.14	23190.06	563.11	6166197.00	1.058
742.50	23391.79	564.63	6240884.00	1.058
742.86	23593.70	566.14	5368760.00	1.058
743.21	23795.84	567.66	5433101.00	1.057
743.57	23998.19	569.18	5497857.00	1.057
743.93	24200.75	570.70	5705615.00	1.057
744.28	24406.06	574.43	5770986.00	1.057
744.64	24612.18	578.71	5838622.00	1.057
744.99	24819.04	583.00	5906703.00	1.057

Seção D4				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	44372.52	873.00	13015490.00	1.037
740.36	44685.82	878.36	13148770.00	1.037
740.71	45000.85	883.71	13285030.00	1.037
741.07	45318.02	889.07	13422060.00	1.037
741.43	45636.55	894.43	13559830.00	1.037
741.79	45956.80	899.79	13698350.00	1.037
742.14	46275.86	905.14	13836540.00	1.037
742.50	46600.64	910.50	13976610.00	1.037
742.86	46927.55	915.86	11999850.00	1.037
743.21	47255.41	921.21	12120260.00	1.037
743.57	47585.81	926.57	12241390.00	1.037
743.93	47917.15	931.93	12680170.00	1.038
744.28	48249.71	937.00	12805010.00	1.038
744.64	48585.80	942.00	12931400.00	1.038
744.99	48922.74	947.00	13058510.00	1.038

Seção D3				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	42168.98	698.00	14791020.00	1.065
740.36	42416.21	699.52	14904810.00	1.065
740.71	42667.63	701.04	15022200.00	1.065
741.07	42919.23	702.55	15140170.00	1.065
741.43	43171.06	704.07	15258700.00	1.065
741.79	43423.06	705.59	15377780.00	1.065
742.14	43675.28	707.11	15497400.00	1.065
742.50	43927.68	708.63	15617570.00	1.065
742.86	44180.30	710.14	13377630.00	1.065
743.21	44433.09	711.66	13480710.00	1.065
743.57	44686.10	713.18	13584260.00	1.065
743.93	44939.33	714.70	14039220.00	1.065
744.28	45197.23	717.86	14145140.00	1.065
744.64	45454.48	721.43	14252940.00	1.065
744.99	45712.34	725.00	14361250.00	1.065

Seção D2				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	59621.48	916.00	22258430.00	1.074
740.36	59940.12	917.71	22417880.00	1.074
740.71	60270.51	919.43	22579860.00	1.074
741.07	60601.13	921.14	22742620.00	1.074
741.43	60932.04	922.86	22906100.00	1.074
741.79	61263.18	924.57	23070280.00	1.074
742.14	61594.57	926.29	23235150.00	1.074
742.50	61926.19	928.00	23400770.00	1.074
742.86	62258.09	929.71	20032050.00	1.074
743.21	62590.23	931.43	20174020.00	1.074
743.57	62922.61	933.14	20316590.00	1.074
743.93	63255.29	934.86	20984330.00	1.074
744.28	63588.18	936.57	21131760.00	1.074
744.64	63921.32	938.29	21279740.00	1.074
744.99	64254.73	940.00	21428360.00	1.073

Seção D1				
Cota (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	K (m <sup>3</sup> /s)	$\beta$
740.00	46881.25	606.00	18105460.00	1.052
740.36	47121.40	607.07	18216420.00	1.054
740.71	47340.35	608.14	18337930.00	1.054
741.07	47559.32	609.21	18459870.00	1.054
741.43	47778.37	610.29	18582210.00	1.054
741.79	47997.41	611.36	18704950.00	1.054
742.14	48216.52	612.43	18828080.00	1.053
742.50	48435.66	613.50	18951620.00	1.053
742.86	48654.83	614.57	16214500.00	1.053
743.21	48874.04	615.64	16320280.00	1.053
743.57	49093.30	616.71	16426430.00	1.053
743.93	49312.60	617.79	16956710.00	1.053
744.28	49534.62	619.71	17061610.00	1.053
744.64	49756.28	621.86	17171020.00	1.053
744.99	49978.26	624.00	17280810.00	1.053

Enchente de julho de 1983

tempo h	cota-UV m	vazão -UV m3/	cota-PV m	vazão-PV m3/s	cota-FdA m
0	744,62	1355,00	742,50	1396,00	741,29
12	744,59	1350,71	742,50	1391,71	741,31
24	744,57	1342,86	742,49	1383,14	741,30
36	744,55	1328,57	742,47	1368,57	741,30
48	744,55	1320,00	742,47	1360,00	741,30
60	744,55	1325,71	742,48	1365,71	741,31
72	744,56	1340,00	742,48	1380,00	741,32
84	744,56	1340,00	742,48	1380,00	741,29
96	744,57	1344,29	742,48	1384,29	741,29
108	744,57	1345,00	742,48	1385,00	741,32
120	744,58	1347,86	742,48	1388,43	741,30
132	744,61	1352,14	742,50	1393,14	741,31
144	744,66	1365,00	742,54	1406,29	741,36
156	744,78	1414,29	742,62	1457,00	741,38
168	745,05	1560,00	742,73	1607,00	741,43
180	745,38	1705,71	742,99	1757,00	741,94
192	746,25	2165,71	743,64	2230,57	742,78
204	746,94	2614,29	744,45	2692,86	743,29
216	747,78	3351,43	745,25	3452,29	743,48
228	748,62	4142,86	745,79	4267,43	743,44
240	748,91	4422,86	745,93	4556,00	743,25
252	749,28	4860,00	746,14	5006,00	743,42
264	749,41	4988,57	746,19	5138,00	743,39
276	749,44	5017,14	746,21	5167,86	743,01
288	749,39	4940,00	746,32	5088,14	742,56
300	749,36	4897,14	746,37	5044,00	742,13
312	749,38	4925,71	746,33	5073,71	741,79
324	749,40	4945,71	746,32	5093,86	741,60
336	749,43	4980,00	746,30	5129,00	741,41
348	749,47	5031,43	746,32	5182,14	741,32
360	749,50	5068,57	746,31	5220,29	741,15
372	749,55	5125,71	746,35	5279,43	740,94
384	749,59	5177,14	746,35	5332,57	740,69
396	749,62	5208,57	746,31	5364,86	740,42
408	749,65	5240,00	746,32	5397,29	740,20
420	749,69	5300,00	746,34	5459,00	740,01
432	749,78	5402,86	746,37	5565,29	739,98
444	749,85	5477,14	746,43	5641,57	739,94
456	749,93	5568,57	746,47	5735,86	739,91
468	750,00	5650,00	746,49	5819,86	739,87
480	750,03	5690,00	746,51	5861,00	739,79
492	750,03	5688,57	746,50	5859,43	739,71
504	750,02	5680,00	746,48	5850,00	739,59

<b>516</b>	749,99	5645,71	746,46	5814,86	739,49
<b>528</b>	749,95	5590,00	746,45	5757,57	739,38
<b>540</b>	749,90	5535,71	746,42	5701,57	739,25
<b>552</b>	749,84	5471,43	746,38	5635,57	739,11
<b>564</b>	749,77	5391,43	746,35	5553,57	738,97
<b>576</b>	749,70	5305,71	746,33	5465,29	738,85
<b>588</b>	749,61	5220,00	746,26	5377,00	738,80
<b>600</b>	749,52	5125,71	746,24	5279,29	738,60
<b>612</b>	749,41	4995,71	746,18	5145,86	738,46
<b>624</b>	749,31	4881,43	746,14	5028,14	738,33
<b>636</b>	749,21	4752,86	746,09	4895,71	738,21
<b>648</b>	749,09	4624,29	746,02	4763,43	738,09
<b>660</b>	749,01	4537,14	745,96	4673,43	738,02
<b>672</b>	748,86	4400,00	745,82	4532,00	738,03
<b>684</b>	748,79	4322,86	745,87	4452,29	738,06
<b>696</b>	748,74	4274,29	745,88	4402,57	738,08
<b>708</b>	748,76	4305,71	745,90	4434,86	738,10
<b>720</b>	748,79	4340,00	745,91	4470,00	738,15
<b>732</b>	748,77	4305,71	745,89	4434,86	738,17

Enchente de 1992

tempo hora	cota-UV m	vazão -UV m3/s	cota -PV m	vazão -PV m3/s	cota -FdA m
0	741,62	240,00	741,20	247,00	741,17
24	741,91	310,00	741,48	319,00	741,48
48	742,21	410,00	741,60	422,00	741,60
72	742,30	460,00	741,50	474,00	741,39
96	742,35	470,00	741,48	484,00	741,25
120	742,63	560,00	741,68	577,00	741,43
144	742,82	630,00	741,76	649,00	741,44
168	742,76	600,00	741,79	618,00	741,62
192	742,81	600,00	741,92	618,00	741,80
216	742,94	640,00	742,01	659,00	741,92
240	743,48	860,00	742,23	886,00	741,99
264	743,70	960,00	742,32	989,00	742,00
288	743,59	910,00	742,28	937,00	742,01
312	743,48	860,00	742,28	886,00	742,02
336	743,81	1000,00	742,38	1030,00	742,18
360	744,40	1260,00	742,58	1298,00	741,97
384	746,15	2170,00	743,33	2235,00	741,53
408	747,49	3040,00	743,78	3131,00	740,93
432	747,98	3400,00	743,98	3502,00	740,19
456	748,11	3495,00	744,01	3600,00	739,31
480	748,09	3500,00	743,98	3605,00	738,34
504	748,09	3500,00	743,97	3605,00	737,46
528	748,15	3540,00	743,99	3646,00	736,77
552	748,26	3630,00	744,03	3739,00	736,22
576	748,38	3710,00	744,08	3821,00	735,91
600	748,51	3810,00	744,15	3924,00	735,85
624	748,49	3790,00	744,15	3904,00	735,86
648	748,47	3780,00	744,14	3893,00	735,69
672	748,31	3660,00	744,07	3770,00	735,59
696	748,04	3540,00	743,99	3646,00	735,37
720	747,91	3370,00	743,88	3471,00	735,32
744	747,66	3190,00	743,76	3286,00	734,86
768	747,66	3190,00	743,76	3286,00	734,58
792	747,34	2970,00	743,63	3059,00	735,48
816	747,01	2750,00	743,49	2833,00	737,02
840	746,67	2540,00	743,34	2616,00	737,89
864	746,31	2330,00	743,18	2400,00	738,22
888	745,92	2110,00	743,01	2173,00	738,30
912	745,49	1860,00	742,78	1916,00	739,08
936	744,98	1590,00	742,60	1638,00	739,88
960	744,35	1280,00	742,38	1318,00	740,27

## Anexo C

### Discretização das equações de Saint Venant

As equações que descrevem o escoamento em um canal considerado unidimensional são denominadas equações de Saint Venant (Cunge et al., 1980). A versão das equações usada aqui é

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (\text{C.1})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (\text{C.2})$$

sendo  $Q$  = vazão;  $A$  = área da seção transversal;  $h$  = profundidade;  $B$  = largura do canal;  $x$  = espaço;  $t$  = tempo;  $g$  = aceleração da gravidade;  $S_f$  = declividade da linha de energia;  $S_o$  = declividade do fundo do canal;  $q_l$  = vazão lateral por unidade de comprimento do canal;  $\beta$  = coeficiente de correção da quantidade de movimento, definido como:

$$\beta = \frac{1}{AV^2} \int_{y=0}^{y=B} v^2(y) h(y) dy \quad (\text{C.3})$$

onde  $V = Q/A$ ;  $v$  = velocidade média na vertical;  $h$  = tirante;  $y$  = coordenada transversal ao escoamento.

As funções e suas derivadas são definidas por

$$f(x,t) \cong \frac{\theta}{2} [f_{j+1}^{t+1} + f_j^{t+1}] + \frac{(1-\theta)}{2} [f_{j+1}^t + f_j^t] \quad (\text{C.4})$$

$$\frac{\partial f(x,t)}{\partial x} \cong \frac{\theta}{\Delta x} [f_{j+1}^{t+1} - f_j^{t+1}] + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} [f_{j+1}^t - f_j^t] \quad (\text{C.5})$$

$$\frac{\partial f(x,t)}{\partial t} \cong \frac{1}{2 \cdot \Delta t} [f_{j+1}^{t+1} - f_{j+1}^t] + \frac{1}{2 \cdot \Delta t} [f_j^{t+1} - f_j^t] \quad (\text{C.6})$$

O segundo termo da eq. C.2 é expandido como

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{A} \right) = \left( \frac{Q^2}{A} \frac{\partial \beta}{\partial x} + \beta \cdot \left( 2 \cdot \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} \right) \right) \quad (\text{C.7})$$

$$\frac{Q^2}{A^2} \cong \frac{\theta}{4} \left[ \left( \frac{Q}{A} \right)_{j+1}^{t+1} + \left( \frac{Q}{A} \right)_j^{t+1} \right]^2 + \frac{(1-\theta)}{4} \left[ \left( \frac{Q}{A} \right)_{j+1}^t + \left( \frac{Q}{A} \right)_j^t \right]^2 \quad (\text{C.8})$$

$\Delta A$ ,  $\Delta B$ ,  $\Delta K$ ,  $\Delta \beta$ , são expressos como

$$\Delta A_j \cong \frac{\partial A_j}{\partial h_j} \Delta h_j \quad (\text{C.9})$$

$$\Delta T_j \cong \frac{\partial T_j}{\partial h_j} \Delta h_j \quad (\text{C.10})$$

$$\Delta K_j \cong \frac{\partial K_j}{\partial h_j} \Delta h_j \quad (\text{C.11})$$

$$\Delta \beta_j \cong \frac{\partial \beta_j}{\partial h_j} \Delta h_j \quad (\text{C.12})$$

São feitas as seguintes linearizações

$$\frac{1}{(A_j + \Delta A_j)} \cong \frac{1}{A_j} \left( 1 - \frac{\Delta A_j}{A_j} \right) \quad (\text{C.13})$$

$$\left(\frac{1}{A_j + \Delta A_j}\right)^2 \cong \frac{1}{A_j^2} \left(1 - 2 \frac{\Delta A_j}{A_j}\right) \quad (\text{C.14})$$

$$(Q_j + \Delta Q_j)^2 \cong Q_j^2 + 2Q_j \Delta Q_j \quad (\text{C.15})$$

$$(Q_j + \Delta Q_j)|Q_j + \Delta Q_j| \cong Q_j|Q_j| + 2Q_j|\Delta Q_j| \quad (\text{C.15})$$

$$(\Delta f)^2 \cong 0 \quad (\text{C.17})$$

$$(\Delta f \cdot \Delta g) \cong 0 \quad (\text{C.18})$$

$$\frac{1}{B} \cong \frac{2}{\theta(B_{j+1}^{it} - B_{j+1} + B_j^{it} - B_j) + B_{j+1} + B_j} \left[ 1 - \theta \frac{(\Delta B_{j+1} + \Delta B_j)}{\theta(B_{j+1}^{it} - B_{j+1} + B_j^{it} - B_j) + B_{j+1} + B_j} \right] \quad (\text{C.19})$$

### Equações do canal

Em função do anterior as equações do canal ficam

$$A_j \Delta z_{j+1} + B_j \Delta Q_{j+1} + C_j \Delta z_j + D_j \Delta Q_j + \sum_{k=1}^2 F_k \Delta z_k + G_j = 0 \quad (\text{C.20})$$

$$A'_j \Delta h_{j+1} + B'_j \Delta Q_{j+1} + C'_j \Delta z_j + D'_j \Delta Q_j + G'_j = 0 \quad (\text{C.21})$$

e os coeficientes são

$$A = 1 - \frac{4}{T^2} \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{\partial \mathcal{B}_{j+1}^{it}}{\partial z} \left[ \theta^2 (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + \frac{(\theta - \theta^2)}{\Delta x} (Q_{j+1}^t - Q_j^t) \right] - 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \sum_{k=1}^2 \left( \frac{\varphi}{T} \frac{\partial Q_k}{\partial z_r} - 2 \frac{\theta \varphi}{T} Q_k^{it} \frac{\partial \mathcal{B}_{j+1}}{\partial z} - 2 \frac{\theta(1-\varphi)}{T} Q_k \frac{\partial \mathcal{B}_{j+1}}{\partial z} \right)$$

$$B = \frac{4\theta}{T} \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$C = 1 - \frac{4}{T^2} \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{\partial \mathcal{B}_j^{it}}{\partial z} \left[ \theta^2 (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + \frac{(\theta - \theta^2)}{\Delta x} (Q_{j+1}^t - Q_j^t) \right] - 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \sum_{k=1}^2 \left( \frac{\varphi}{T} \frac{\partial Q_k}{\partial z_r} - 2 \frac{\theta \varphi}{T} Q_k^{it} \frac{\partial \mathcal{B}_j}{\partial z} - 2 \frac{\theta(1-\varphi)}{T} Q_k \frac{\partial \mathcal{B}_j}{\partial z} \right)$$

$$D = -\frac{4\theta}{T} \frac{\Delta t}{\Delta x} + 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \sum_{k=1}^2 \left( 2 \frac{\varphi}{T} Q_k^{it} + 2 \frac{(1-\varphi)}{T} Q_k \right)$$

$$F_k = 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} 2 \frac{\varphi}{T} \frac{\partial Q_k}{\partial z_r}$$

$$E = (z_{j+1}^{it} - z_{j+1}^t + z_j^{it} - z_j^t) + \frac{4\theta}{T} \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \theta (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + (1-\theta) (Q_{j+1}^t - Q_j^t) \right] + \frac{2}{T} q$$

$$T = (B_{j+1}^{it} - B_{j+1}^t + B_j^{it} - B_j^t) + B_{j+1}^t + B_j^t$$

$$\begin{aligned}
A' = & \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ -2\Phi \frac{V_{j+1}^{it}}{A_{j+1}^{it}} B_{j+1}^{it} (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + g(A_{j+1}^{it} + A_j^{it}) + g(z_{j+1}^{it} - z_j^{it}) B_{j+1}^{it} \right. \\
& \left. - \frac{1}{2} \Phi (V_{j+1}^{it} + V_j^{it})^2 B_{j+1}^{it} + \frac{(V_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}^{it}} \Phi B_{j+1}^{it} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) + \frac{V_{j+1}^{it} V_j^{it}}{A_{j+1}^{it}} \Phi B_{j+1}^{it} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ -2\Phi \frac{V_{j+1}^{it}}{A_{j+1}^{it}} B_{j+1}^{it} (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + g(A_{j+1}^{it} + A_j^{it}) + g(z_{j+1}^{it} - z_j^{it}) B_{j+1}^{it} \right. \\
& \left. - \frac{1}{2} \Phi (V_{j+1}^{it} + V_j^{it})^2 B_{j+1}^{it} + \frac{(V_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}^{it}} \Phi B_{j+1}^{it} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) + \frac{V_{j+1}^{it} V_j^{it}}{A_{j+1}^{it}} \Phi B_{j+1}^{it} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] \\
& + g\theta\Delta t \left[ \frac{Q_{j+1}^{it} |Q_{j+1}^{it}|}{(K_{j+1}^{it})^2} B_{j+1}^{it} + \frac{A_{j+1}^{it} Q_{j+1}^{it} |Q_{j+1}^{it}|}{(K_{j+1}^{it})^3} \frac{\partial K_{j+1}^{it}}{\partial z} \right] \\
& + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}^{it}} + \frac{(Q_j^{it})^2}{A_j^{it}} \right) \frac{\partial \beta_{i+1}}{\partial z} - (V_{j+1}^{it})^2 B_{j+1}^{it} (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}^{it}} + \frac{(Q_j^{it})^2}{A_j^{it}} \right) \frac{\partial \beta_{i+1}}{\partial z} - (V_{j+1}^{it})^2 B_{j+1}^{it} (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B' = & 1 + \theta^2 \Phi \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2(V_{j+1}^{it} + V_j^{it}) + \frac{2}{A_{j+1}^{it}} (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) - \frac{V_{j+1}^{it}}{A_{j+1}^{it}} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) - \frac{V_j^{it}}{A_{j+1}^{it}} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \Phi \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2(V_{j+1}^{it} + V_j^{it}) + \frac{2}{A_{j+1}^{it}} (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) - \frac{V_{j+1}^{it}}{A_{j+1}^{it}} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) - \frac{V_j^{it}}{A_{j+1}^{it}} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] \\
& + 2\theta\Delta t \frac{A_{j+1}^{it} |Q_{j+1}^{it}|}{(K_{j+1}^{it})^2} + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2V_{j+1}^{it} (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right] + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2V_{j+1}^{it} (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C = & \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ -2\Phi \frac{V_j^{it}}{A_j^{it}} B_j^{it} (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + g(A_{j+1}^{it} + A_j^{it}) + g(z_{j+1}^{it} - z_j^{it}) B_j^{it} \right. \\
& \left. - \frac{1}{2} \Phi (V_{j+1}^{it} + V_j^{it})^2 B_j^{it} + \frac{(V_j^{it})^2}{A_j^{it}} \Phi B_j^{it} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) + \frac{V_{j+1}^{it} V_j^{it}}{A_j^{it}} \Phi B_j^{it} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ -2\Phi \frac{V_j^{it}}{A_j^{it}} B_j^{it} (Q_{j+1} - Q_j) + g(A_{j+1} + A_j) + g(z_{j+1} - z_j) B_j^{it} \right. \\
& \left. - \frac{1}{2} \Phi (V_{j+1} + V_j)^2 B_j^{it} + \frac{(V_j^{it})^2}{A_j^{it}} \Phi B_{j+1}^{it} (A_{j+1} - A_j) + \frac{V_{j+1}^{it} V_j^{it}}{A_j^{it}} \Phi B_j^{it} (A_{j+1} - A_j) \right] \\
& + g\theta \Delta t \left[ \frac{Q_j^{it} |Q_j^{it}|}{(K_j^{it})^2} B_j^{it} + \frac{A_j^{it} Q_j^{it} |Q_j^{it}|}{(K_j^{it})^3} \frac{\partial \mathcal{K}_j^{it}}{\partial z} \right] \\
& + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}^{it}} + \frac{(Q_j^{it})^2}{A_j^{it}} \right) \frac{\partial \beta_i}{\partial z} - (V_j^{it})^2 B_j^{it} (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1})^2}{A_{j+1}} + \frac{(Q_j)^2}{A_j} \right) \frac{\partial \beta_i}{\partial z} - (V_j^{it})^2 B_j (\beta_{j+1} - \beta_j) \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D' = & 1 + \theta^2 \Phi \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ -2(V_{j+1}^{it} + V_j^{it}) + \frac{2}{A_j^{it}} (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) - \frac{V_{j+1}^{it}}{A_j^{it}} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) - \frac{V_j^{it}}{A_j^{it}} (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \Phi \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ -2(V_{j+1} + V_j) + \frac{2}{A_j^{it}} (Q_{j+1} - Q_j) - \frac{V_{j+1}^{it}}{A_j^{it}} (A_{j+1} - A_j) - \frac{V_j^{it}}{A_j^{it}} (A_{j+1} - A_j) \right] \\
& + \theta \Delta t \frac{A_j^{it} |Q_j^{it}|}{(K_j^{it})^2} + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2V_j^{it} (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right] + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2V_j^{it} (\beta_{j+1} - \beta_j) \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E' = & \left( Q_{j+1}^{it} Q_j^{it} - Q_{j+1}^{it} Q_j^{it} \right) + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2\Phi(V_{j+1}^{it} + V_j^{it}) (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + g(A_{j+1}^{it} + A_j^{it}) (z_{j+1}^{it} - z_j^{it}) \right. \\
& - \left. \frac{1}{2} \Phi(V_{j+1}^{it} + V_j^{it})^2 (A_{j+1}^{it} - A_j^{it}) \right] + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2\Phi(V_{j+1} + V_j) (Q_{j+1}^{it} - Q_j^{it}) + \right. \\
& 2\Phi(V_{j+1}^{it} + V_j^{it}) (Q_{j+1} - Q_j) + g(A_{j+1} + A_j) (z_{j+1}^{it} - z_j^{it}) + g(A_{j+1}^{it} + A_j^{it}) (z_{j+1} - z_j) \\
& - \left. \frac{1}{2} \Phi(V_{j+1} + V_j)^2 (A_{j+1} - A_j) - \frac{1}{2} \Phi(V_{j+1}^{it} + V_j^{it})^2 (A_{j+1} - A_j) \right] \\
& + (1 - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ 2\Phi(V_{j+1} + V_j) (Q_{j+1} - Q_j) + g(A_{j+1} + A_j) (z_{j+1} - z_j) \right. \\
& - \left. \frac{1}{2} \Phi(V_{j+1} + V_j)^2 (A_{j+1} - A_j) \right] + g\theta\Delta t \left[ \frac{A_{j+1}^{it} Q_{j+1}^{it} |Q_{j+1}^{it}|}{(K_{j+1}^{it})^2} + \frac{A_j^{it} Q_j^{it} |Q_j^{it}|}{(K_j^{it})^2} \right] \\
& + g(1 - \theta)\Delta t \left[ \frac{A_{j+1} Q_{j+1} |Q_{j+1}|}{(K_{j+1})^2} + \frac{A_j Q_j |Q_j|}{(K_j)^2} \right] \\
& + \theta^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}^{it}} + \frac{(Q_j^{it})^2}{A_j^{it}} \right) (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) \right] \\
& + (\theta - \theta^2) \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1})^2}{A_{j+1}} + \frac{(Q_j)^2}{A_j} \right) (\beta_{j+1}^{it} - \beta_j^{it}) + \left( \frac{(Q_{j+1}^{it})^2}{A_{j+1}} + \frac{(Q_j^{it})^2}{A_j} \right) (\beta_{j+1} - \beta_j) \right] \\
& + (1 - \theta)^2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ \left( \frac{(Q_{j+1})^2}{A_{j+1}} + \frac{(Q_j)^2}{A_j} \right) (\beta_{j+1} - \beta_j) \right]
\end{aligned}$$

**Equação da celas**

$$A \Delta z_i + \sum_{k=1}^n B_k \Delta z_k + C \Delta z_j + D \Delta z_{j+1} + G = 0 \quad (C.22)$$

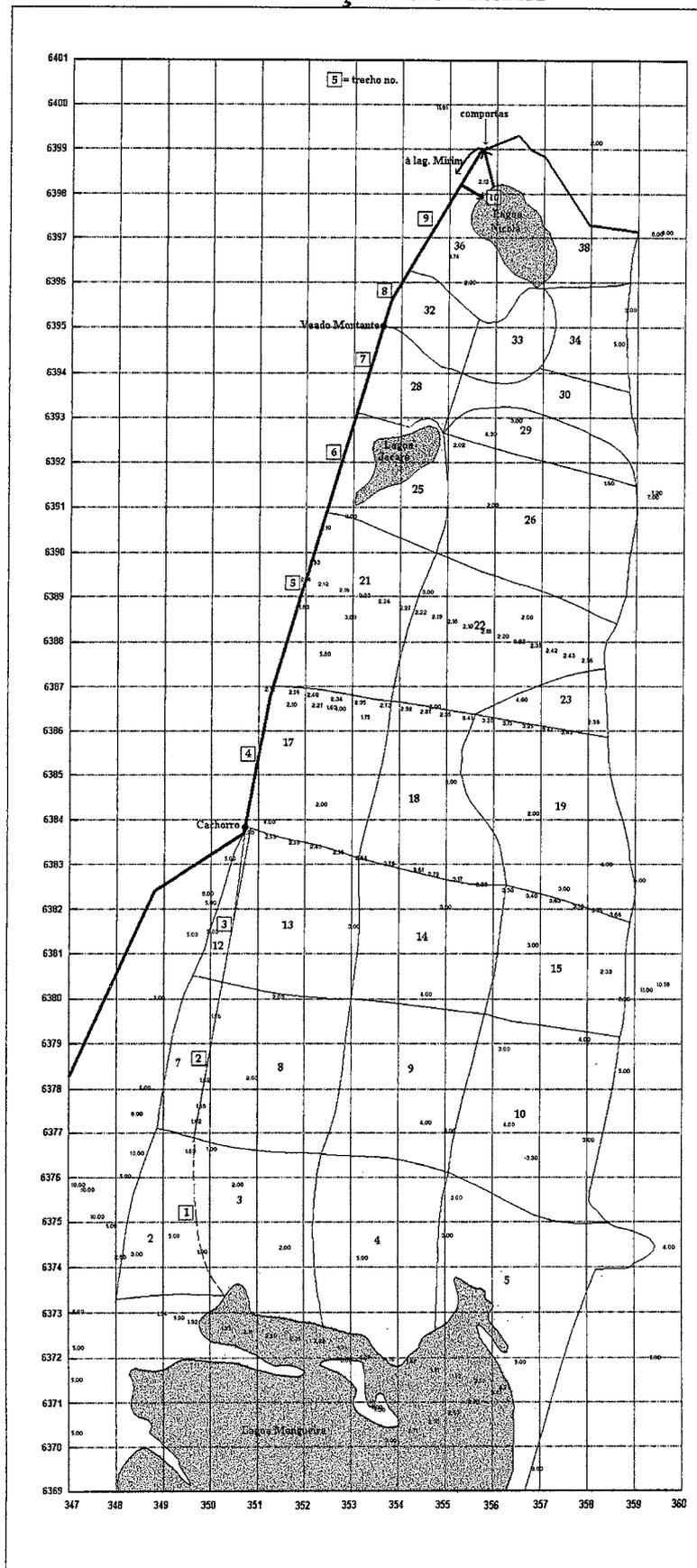
$$A = \frac{A_i + A_i^{it}}{2} - \sum_{k=1}^{nc} \varphi \frac{\partial Q_{i,k}}{\partial z_i}$$

$$B_k = -\varphi \frac{\partial Q_{i,k}}{\partial z_k}$$

$$C = D = -\frac{\varphi}{2} \frac{\partial Q_{i,r}}{\partial z_r} \quad \text{intercambio com o rio, } j \text{ e } j+1 \text{ seções do rio}$$

a montante e jusante da cela.

$$G = -\frac{A_i + A_i^{it}}{2} \frac{z_i^{it} - z_i}{2} - \sum_{k=1}^{nc} [\varphi Q_{i,k}^{it} + (1-\varphi)Q_{i,k}]$$



Discretização do sistema

Área: área da cela em ha., Z0: cota de fundo da cela (m IBGE), Tipo: tipo de ligação entre as celas, ZW: cota da fronteira entre celas (m IBGE), B: largura da fronteira entre celas (m), n/C: rugosidade (Manning) ou coeficiente de vertedor do escoamento entre celas, Red: redutor da áres de escoamento, função da vegetação. Os valores correspondem a 3 m de cota media no banhado.

Cela		com Cela					com Cela					com Cela					com Cela				
2		trecho 1					7					Mangueira									
Area	Z0	Tipo	ZW	B	n/C	Red	Tipo	ZW	B	n/C	Red	Tipo	ZW	B	n/C	Red	Tipo	ZW	B	n/C	Red
464	1,67	canal	2,17	3200	0,4	0,04	canal	2,17	900	0,4	0,5	Mang.	2,17	1500	0,83	0,5					
<i>4 x 0,20</i>																					
3		trecho 1					4					8					Mangueira				
911	1,62	canal	2,17	3200	0,4	0,04	canal	2,17	3800	0,4	0,5	canal	2,17	2500	0,4	0,5	Mang.	1,67	680	0,83	0,5
4		3					5					9					Mangueira				
1100	1,62	canal	2,17	3800	0,4	0,5	canal	2,67	3800	0,4	0,5	canal	2,17	2900	0,4	0,5	Mang.	1,67	680	0,83	0,5
5		4					10					Mangueira									
1300	1,67	canal	2,67	3800	0,4	0,5	canal	2,67	3000	0,4	0,5	Mang.	2,17	680	0,83	0,5					
7		2					trecho 2					12									
266	1,67	canal	2,17	900	0,4	0,5	vert.	2,67	415,5	0,24	0,025	canal	2,67	700	0,4	0,5					
8		3					trecho 2					9					13				
972	1,67	canal	2,17	2500	0,4	0,5	canal	2,07	3650	0,4	0,03	canal	2,17	3500	0,4	0,5	canal	1,87	2840	0,4	0,5
9		4					8					10					14				
1050	1,67	canal	2,17	2900	0,4	0,5	canal	2,17	3500	0,4	0,5	canal	2,17	3610	0,4	0,5	canal	2,17	3000	0,4	0,5
10		5					9					15									
1150	1,67	canal	2,67	3000	0,4	0,5	canal	2,17	3610	0,4	0,5	canal	2,67	3000	0,4	0,5					

12	7						trecho 3														
229	1,67	canal	2,67	700	0,4	0,5	vert.	2,17	415,5	0,24	0,025										
13	8						trecho 3					14				17					
867	1,67	canal	1,87	2840	0,4	0,5	canal	1,97	3270	0,4	0,025	canal	2,17	3080	0,4	0,5	canal	2,10	2460	0,4	0,5
14	9						13					15				18					
957	1,17	canal	2,17	3000	0,4	0,5	canal	2,17	3080	0,4	0,5	canal	2,67	2840	0,4	0,5	canal	2,26	3380	0,4	0,5
15	10						14					19									
281	2,67	canal	2,67	3000	0,4	0,5	canal	2,67	2840	0,4	0,5	canal	2,97	2840	0,4	0,5					
17	13						trecho 4					18				21					
823	2,01	canal	2,10	2460	0,4	0,5	vert.	2,17	283	0,24	0,04	canal	2,31	3460	0,4	0,5	vert.	2,17	915	0,24	0,5
18	14						17					19				22					
917	2,26	canal	2,26	3380	0,4	0,5	canal	2,31	3460	0,4	0,5	canal	2,67	3840	0,4	0,5	canal	2,40	1920	0,4	0,5
19	15						18					23									
560	2,67	canal	2,97	2840	0,4	0,5	canal	2,67	3840	0,4	0,5	canal	2,82	3000	0,4	0,5					
21	17						trecho 5					22				25					
908	1,67	vert.	2,17	915	0,24	0,5	canal	2,27	1460	0,4	0,045	canal	1,89	3460	0,4	0,5	canal	1,77	2540	0,4	0,5
22	18						21					23				26					
1085	1,89	canal	2,40	1920	0,4	0,5	canal	1,89	3460	0,4	0,5	canal	2,82	3000	0,4	0,5	canal	1,97	4230	0,4	0,5
23	19						22														
90	2,82	canal	2,82	3000	0,4	0,5	canal	2,82	3000	0,4	0,5										
25	21						trecho 6					26				28					
604	0,67	canal	1,77	2540	0,4	0,5	canal	1,67	2380	0,4	0,025	canal	1,77	2610	0,4	0,5	canal	1,67	2000	0,4	0,5

26		22					25					29									
1200	1,67	canal	1,97	4230	0,4	0,5	canal	1,77	2610	0,4	0,5	vert.	1,87	1000	0,24	0,6					
28		25					trecho 7					29					32				
317	1,67	canal	1,67	2000	0,4	0,5	canal	2,07	1920	0,4	0,03	canal	1,92	1380	0,4	0,5	canal	2,92	1920	0,4	1,0
29		26					28					30									
300	1,67	vert.	1,87	1000	0,24	0,6	canal	1,92	1380	0,4	0,5	canal	2,17	5000	0,4	0,6					
30		29					33					34									
339	1,67	canal	2,17	5000	0,4	0,6	canal	2,17	2000	0,4	0,5	canal	2,17	2150	0,4	0,5					
32		28					trecho 8					33					36				
270	2,17	canal	2,92	1920	0,4	1,0	canal	3,17	1770	0,4	0,12	canal	2,37	1150	0,4	1,0	canal	2,37	2000	0,4	0,5
33		30					32					34					36				
270	2,17	canal	2,17	2000	0,4	0,5	canal	2,37	1150	0,4	1,0	canal	2,17	2000	0,4	0,5	canal	2,37	2000	0,4	0,5
34		30					33					38									
296	1,67	canal	2,17	2150	0,4	0,5	canal	2,17	2000	0,4	0,5	canal	2,17	2150	0,4	0,5					
36		32					33					trecho 9					trecho 10				
370	1,67	canal	2,37	2000	0,4	0,5	canal	2,37	2000	0,4	0,5	vert.	2,17	598	0,24	0,059	canal	2,07	3100	0,4	0,54
38		34					trecho 10														
350	1,67	canal	2,17	2150	0,4	0,5	canal	2,07	3100	0,4	0,54										

Precipitação (mm)

1960	99.0	29.0	238.0	103.0	6.0	146.0	272.0	149.0	164.0	89.0	81.0	51.0
1961	111.0	87.0	110.0	39.0	19.0	215.0	110.0	107.0	266.0	113.0	73.0	54.0
1962	65.0	83.0	181.0	65.0	29.0	32.0	100.0	80.0	148.0	98.0	36.0	37.0
1963	137.0	85.0	159.0	65.0	78.0	79.0	134.0	174.0	215.0	125.0	176.2	119.4
1964	70.0	87.2	86.9	23.4	70.6	51.5	63.5	104.9	50.6	147.0	25.6	26.4
1965	8.1	35.1	181.9	114.0	40.0	52.0	33.0	217.0	234.0	79.0	58.0	66.0
1966	84.9	27.7	143.5	65.8	14.1	78.0	200.0	45.4	61.0	63.0	23.2	83.0
1967	40.6	65.2	39.5	24.6	165.7	207.9	142.0	147.7	60.2	129.0	50.4	26.6
1968	65.5	106.9	116.4	51.9	27.3	28.4	59.5	26.6	102.9	68.7	101.1	110.7
1969	43.1	48.4	30.5	18.7	223.7	134.4	52.7	69.2	96.7	29.2	62.3	17.3
1970	130.6	59.2	42.0	43.3	124.4	122.8	86.6	86.3	28.3	41.5	46.2	150.0
1971	150.7	84.5	26.2	12.7	30.3	88.7	71.0	51.3	171.9	23.2	15.0	228.7
1972	126.5	54.2	72.6	20.0	104.1	93.1	238.4	273.4	83.3	120.5	22.5	63.5
1973	158.6	70.9	32.9	85.6	147.2	67.3	200.0	31.8	17.0	79.8	14.0	76.7
1974	126.6	99.6	64.4	8.7	225.1	66.2	64.6	155.3	193.4	125.7	64.4	41.5
1975	19.7	44.0	73.6	49.6	143.1	44.0	90.3	121.2	121.5	83.2	286.3	23.3
1976	198.2	91.2	132.4	147.3	164.3	220.9	11.8	221.6	119.3	110.1	138.3	149.6
1977	196.8	281.5	141.9	37.5	122.6	199.8	446.3	53.8	181.3	201.1	57.1	0.6
1978	179.2	84.3	225.5	22.4	97.4	93.4	119.2	31.3	93.3	210.2	197.8	80.5
1979	4.9	112.8	60.1	88.5	31.6	14.8	88.9	96.8	243.1	91.8	123.1	28.1
1980	64.0	59.3	174.9	220.2	43.7	182.3	59.3	115.9	21.6	155.3	83.9	199.2
1981	58.1	119.4	44.0	56.6	109.3	149.0	141.6	29.3	214.9	22.2	164.2	69.5
1982	93.7	321.5	23.9	7.9	114.1	193.1	100.6	19.5	93.0	57.0	82.0	94.2
1983	109.0	151.2	6.0	104.0	56.0	71.7	52.0	158.4	65.0	146.0	142.0	94.2
1984	399.0	226.4	45.1	171.4	94.2	207.0	275.6	89.8	140.6	100.3	24.0	64.0
1985	9.5	67.0	109.5	53.4	49.7	94.7	86.4	237.4	183.2	100.9	29.0	19.0
1986	96.4	68.4	132.0	123.0	130.4	102.0	37.0	158.0	67.0	129.0	292.5	101.4
1987	16.0	88.4	91.4	160.0	54.0	50.5	184.7	215.2	78.0	102.6	68.8	107.2
1988	193.2	52.2	0.0	73.4	10.0	61.6	195.6	146.0	54.2	32.4	87.8	63.8

1989	71.6	0.0	35.2	44.6	13.4	16.4	62.8	157.2	62.6	22.6	171.0	52.2
1990	64.0	295.8	185.8	130.0	39.6	5.2	0.0	27.6	115.4	62.0	73.8	157.2
1991	26.6	11.4	71.6	84.2	172.6	161.0	173.2	11.4	120.4	222.6	75.4	94.2
1992	50.2	267.2	19.0	254.4	94.2	331.0	133.0	79.0	74.9	74.0	32.8	110.6
1993	74.4	131.4	29.4	46.8	174.5	68.8	79.5	220.0	81.8	84.0	217.7	110.6
1994	62.8	146.0	73.6	61.6	65.8	118.1	153.2	69.8	67.2	192.8	86.4	54.0
1995	136.5	31.0	61.0	163.4	99.6	117.2	395.8	62.2	96.2	102.2	91.1	40.1

Evaporação (mm)

1960	147.9	143.1	84.9	61.2	60.5	22.1	19.9	21.6	21.1	52.1	86.4	152.0
1961	132.5	143.6	128.1	68.1	46.4	32.3	23.7	23.4	27.6	65.3	75.1	127.4
1962	147.9	145.4	96.5	57.3	55.4	23.2	22.4	27.0	33.1	71.1	95.1	172.6
1963	134.8	119.4	103.4	58.4	42.7	23.2	20.0	23.3	23.4	58.2	63.5	118.9
1964	176.7	123.8	98.4	49.7	39.4	22.2	20.8	25.4	22.3	60.2	87.4	151.6
1965	187.7	146.2	117.5	52.1	40.8	13.3	20.6	26.1	31.7	63.3	70.1	127.5
1966	113.6	125.0	125.0	71.0	48.6	27.3	20.2	23.7	30.4	60.6	61.7	101.5
1967	129.7	81.8	98.0	56.6	31.9	19.8	17.6	18.2	24.1	41.8	62.7	168.0
1968	130.3	125.4	104.8	62.2	47.9	15.3	15.1	21.8	26.2	65.7	53.2	108.1
1969	106.9	98.4	88.6	49.2	35.7	26.6	17.1	19.8	25.8	61.6	58.2	96.0
1970	86.0	102.7	82.7	47.4	40.3	16.9	20.9	23.6	23.4	50.6	78.0	118.9
1971	80.3	84.3	84.3	46.8	38.4	18.3	19.5	14.3	20.5	44.7	82.0	80.2
1972	78.9	83.8	71.3	43.4	35.1	18.4	15.1	18.4	18.2	36.0	45.6	106.2
1973	109.7	82.8	74.4	37.0	35.4	18.7	21.7	29.1	31.5	61.2	90.6	114.5
1974	109.4	80.4	87.3	63.8	42.1	24.6	22.6	24.2	26.9	62.7	69.6	112.0
1975	138.9	91.2	104.0	64.2	42.0	11.6	22.3	17.4	23.9	68.6	81.4	153.3
1976	115.6	89.6	88.4	41.3	39.2	22.4	17.9	23.4	27.1	54.4	63.4	112.7
1977	98.1	57.5	79.3	44.8	39.1	14.8	14.6	17.0	22.6	31.5	81.1	134.4
1978	90.2	81.0	84.0	50.1	42.4	15.2	12.5	20.2	23.8	43.0	66.8	113.3
1979	136.9	97.7	118.9	54.9	41.5	26.2	16.6	17.3	26.4	42.6	62.8	107.7
1980	155.3	118.6	79.9	43.4	33.6	20.0	19.6	20.2	33.0	47.4	72.1	105.4
1981	134.2	93.2	103.3	52.5	38.9	18.0	15.8	26.7	26.8	64.3	62.0	131.3
1982	145.4	88.0	93.7	61.6	47.5	17.4	16.6	27.2	36.8	96.6	99.6	197.9
1983	183.6	132.1	158.0	29.9	27.1	28.3	25.0	30.4	36.3	79.7	84.4	154.1
1984	133.5	105.5	139.4	81.0	59.6	23.5	23.8	27.4	30.2	55.6	100.6	183.0
1985	184.5	133.7	137.1	51.6	59.1	20.3	23.4	24.4	25.2	61.1	92.1	146.8
1986	161.3	111.0	123.6	51.5	49.8	21.1	31.5	22.8	39.8	74.3	68.6	151.6
1987	145.4	132.6	131.6	66.2	54.3	30.9	25.0	24.4	38.4	76.7	95.3	125.0
1988	134.4	95.6	112.6	78.5	60.7	21.8	26.6	35.7	34.2	93.5	121.8	189.5

1989	174.8	159.7	150.3	82.8	69.1	26.8	27.5	32.4	26.3	88.2	94.2	159.6
1990	201.2	106.8	110.6	57.2	52.3	27.7	24.6	34.8	31.0	67.3	83.1	154.5
1991	190.8	184.3	145.3	66.3	58.5	25.3	27.1	27.8	43.5	84.6	95.3	151.6
1992	145.9	111.5	104.7	61.7	58.2	23.4	23.4	28.3	36.7	84.7	97.1	184.1
1993	111.7	102.9	127.1	70.6	69.9	69.2	43.7	51.2	53.3	70.2	69.4	80.4
1994	58.3	52.1	52.2	77.3	80.7	44.3	44.9	50.4	66.4	63.8	86.8	72.4
1995	96.2	100.8	90.0	68.2	75.0	71.0	56.9	69.3	136.4	138.3	141.1	154.8

Irrigação (hm<sup>3</sup>)

1960	55.7	55.7	27.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.4
1961	52.7	52.7	26.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.5
1962	57.1	57.1	28.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	29.9
1963	59.9	59.9	29.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.4
1964	68.8	68.8	34.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.4
1965	54.8	54.8	27.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.8
1966	55.5	55.5	27.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.9
1967	61.7	61.7	30.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	31.8
1968	63.5	63.5	31.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.7
1969	65.4	65.4	32.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	29.6
1970	59.1	59.1	29.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.5
1971	61.0	61.0	30.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.5
1972	65.1	65.1	32.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	33.8
1973	67.7	67.7	33.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	36.4
1974	72.9	72.9	36.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	42.6
1975	85.3	85.3	42.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0
1976	89.9	89.9	45.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.3
1977	82.6	82.6	41.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.6
1978	89.2	89.2	44.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.9
1979	91.8	91.8	45.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.8
1980	91.6	91.6	45.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	47.6
1981	95.3	95.3	47.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	52.1
1982	104.1	104.1	52.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	54.7
1983	109.5	109.5	54.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	56.5
1984	112.9	112.9	56.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	56.0
1985	112.0	112.0	56.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	58.8
1986	117.6	117.6	58.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.0
1987	120.0	120.0	60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	61.9
1988	123.9	123.9	61.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	51.7

1989	103.4	103.4	51.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	61.5
1990	123.1	123.1	61.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	66.6
1991	133.2	133.2	66.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	73.1
1992	146.2	146.2	73.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	73.4
1993	146.9	146.9	73.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	72.3
1994	144.6	144.6	72.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	58.3
1995	116.6	116.6	58.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	58.3



Figura 4.5: A esquerda da estrada (BR 471), e paralelo a ela, o canal do banhado, e no final dele as comportas de saída. A esquerda a lagoa Nicola, e acima dela a lagoa Jacaré e o banhado. O lado superior da foto é o Sul.

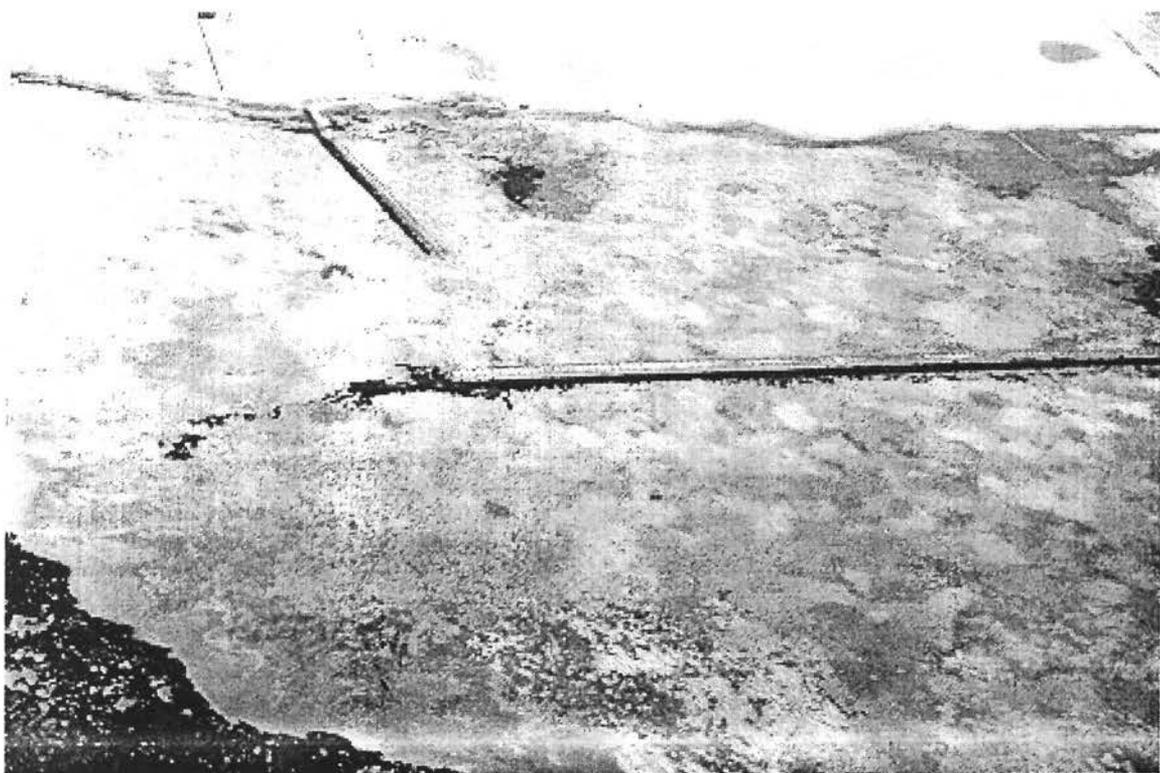


Figura 4.6: Final do canal do banhado e interface Mangueira - Taim. A lagoa Mangueira esta à esquerda da foto, e o lado superior é o Oeste.



Figura 4.7: Linígrafo da seção do Cachorro . Olhando para o lado superior da foto, que é o oeste, pode se ter uma idéia do que se vê ao olhar o banhado: palha a perder de vista. A foto foi tirada da BR-471.

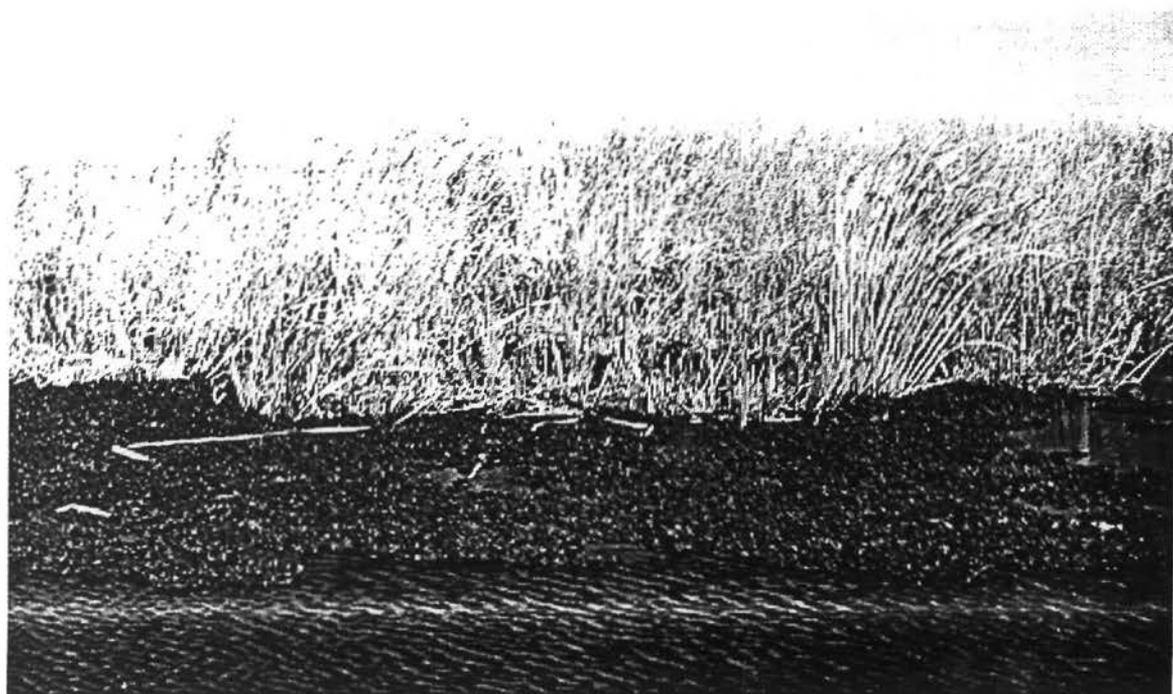


Figura 4.8: Palha vista do nível da água.

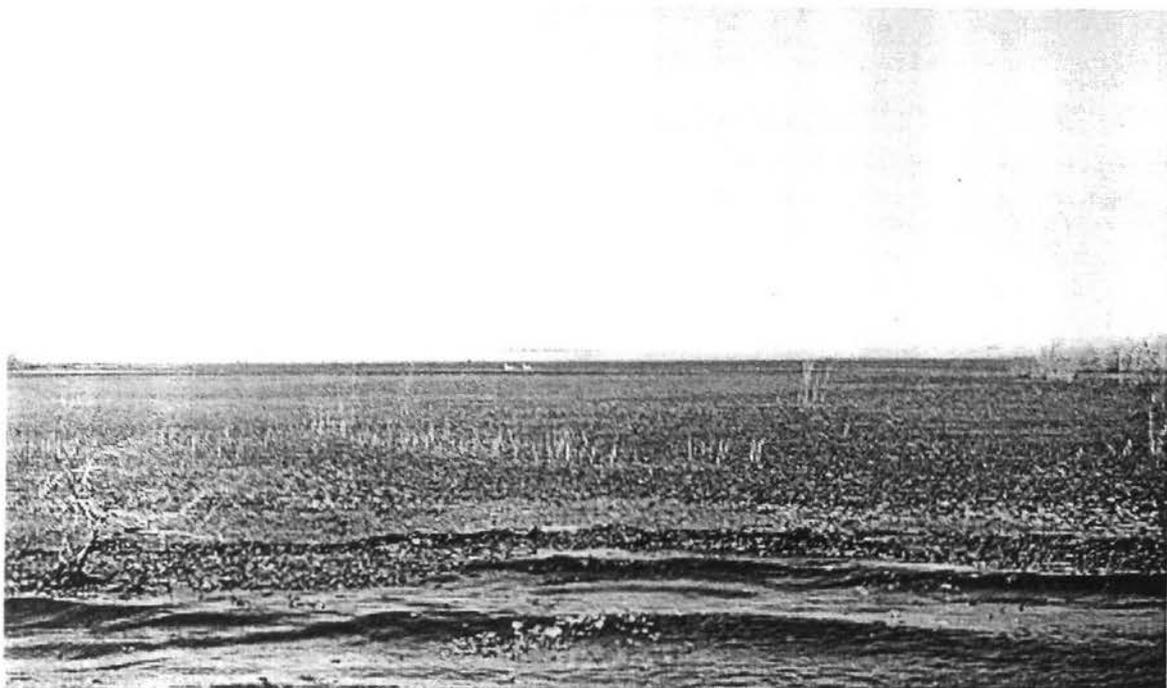


Figura 4.9: Área um pouco mais alta (“campo”, no jargão local), na região das lagoas Nicola e Jacaré. Corresponde ao tipo de área que se vê perto do centro da fotografia, na fig. 4.5.

- conhecimento da topografia da fronteira entre as celas. Foi utilizado na área central do banhado, fundamentalmente em função dos perfis executados no estudo do DNOS (1968).
- tendências aparentes do escoamento. Foi aplicado como critério complementar em todas as áreas.

A discretização do canal foi bem mais simples, só requerendo um pouco mais de análise nos extremos. No extremo sul, aparentemente, o canal termina bruscamente, uns 7 km ao sul da seção do Cachorro. Nesse ponto a vegetação fecha o canal, e existe um degrau bem marcado no fundo (~1 m). No entanto, as fotografias tiradas do avião (fig. 4.6) mostravam a existência de uma espécie de via preferencial de escoamento, que se estende até o encontro com a lagoa Mangueira. Esse trecho foi considerado como parte do canal, respeitando o degrau, e com uma rugosidade muito alta (da mesma ordem que a das celas), tendo como condição de contorno a cota na Mangueira.

As cotas de fundo das seções de ligação canal - Mangueira, do degrau do canal e de saída da Nicola tiveram que ser ajustadas ao longo da simulação, porque, em períodos muito secos, o nível caía abaixo delas, interrompendo o processo de cálculo. Para evitar isto, a cota do fundo foi

quando condições hidrológicas em *wetlands* mudam, mesmo que ligeiramente, a biota pode responder com mudanças massivas, tanto na riqueza de espécies como na produtividade do ecossistema. O banhado do Taim possui a maioria da sua área coberta por macrófitas emergentes e flutuantes, o que pressupõe uma massiva concentração de matéria orgânica, funcionando então como um gerador de matéria orgânica.

Para que estas características sejam mantidas, é necessário identificar um hidroperíodo específico ou uma série de hidroperíodos (muitas vezes mais efetivo ou desejável), utilizáveis no gerenciamento do ecossistema. A definição do hidroperíodo, ciclos e consumo de água são a base de qualquer estudo que vise fornecer elementos para o gerenciamento a longo prazo deste tipo de ecossistema. (adaptado de Marques e Irgang, 1996)

#### 4.2 Descrição da área

A Estação Ecológica do Taim é uma área de 33.815 hectares entre a lagoa Mirim, a lagoa Mangueira e o Oceano Atlântico. Está localizada, parte no município de Rio Grande e parte no município de Santa Vitória do Palmar, entre as latitudes 32° 23'S e 32° 50'S e longitudes 52° 23'W e 52° 32'W (fig. 4.1).



Figura 4.1: Localização da ESEC Taim.