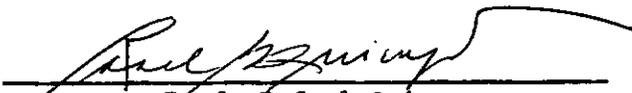


SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA DE BACIAS URBANAS

JERSON KELMAN

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:



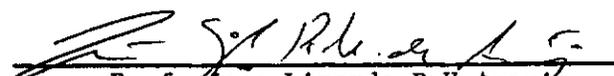
Prof. Rafael Quimpo
Presidente



Prof. Rui Carlos Vieira da Silva



Prof. Dirceu Machado Olive



Prof. Joao Lizardo R.H. Araujo

À Celeste e Diana

A G R A D E C I M E N T O S

À COPPE, nas pessoas do Prof. Alberto Luiz Coimbra, Coordenador Geral; do Prof. Luiz Lobo B. Carneiro, Chefe do Programa de Engenharia Civil; do Professor Rui Carlos Vieira da Silva, responsável pelo Setor de Hidráulica, e em particular, do Prof. Rafael Quimpo, seguro e eficiente orientador de tese.

Aos Profs. João Lizardo e Dirceu Machado pelo exame crítico a que submeteram o manuscrito.

Ao Prof. J.C.I. Dooge pelas contribuições dadas no desenvolvimento teórico, através de troca de correspondência.

À SURSAN, nas pessoas do Eng. Orlando Eulalio Machado, Chefe do Serviço de Hidrologia, Regina de Araujo Rocha e demais funcionários deste Serviço, pela indispensável colaboração.

À Secretaria de Planejamento do Governo do Estado da Guanabara, nas pessoas do Dr. Marcio de Azevedo Diniz e Dr. Helio Costa de Lacerda, pelo apoio e estímulo prestados.

Finalmente, um destaque especial a meus pais, Florinha e Mendel , pelo carinho com que sempre acompanharam meus estudos.

R E S U M O

É apresentada uma revisão crítica dos principais modelos paramétricos para simulação hidrológica. São enfocados os modelos de Stanford, Texas, Kentucky, SSARR, COSSAR e MIT.

As equações que representam o escoamento à superfície livre (equações de Saint-Venant) sofrem um processo de linearização e são resolvidas separadamente para as condições de insumo unitário de montante e lateral. Um conjunto de programas de computador foi desenvolvido para permitir o cálculo das hidrógrafas para qualquer ponto da rede potamográfica.

Testes foram feitos para a Bacia do Rio das Pedras, no Estado da Guanabara, com $24,88 \text{ km}^2$ de área de drenagem e aproximadamente 400.000 habitantes.

A B S T R A C T

A critical review of the main hydrologic parametric simulation models is presented, with emphasis on the Stanford, Texas, Kentucky, SSARR, COSSAR and MIT Models.

The unsteady open channel flow equations (Saint-Venant eqs) are subjected to a linearization process and then solved for both the unit pulse upstream and lateral input.

A set of computer programs allows the calculation of the hydrograph relative to any point of the watershed.

Tests were made to the Rio das Pedras Watershed in Guanabara State, with drainage area of 24.88 km^2 and about 400.000 inhabitants.

Í N D I C E

Dedicatória	1
Agradecimentos	ii
Resumo	iii
Abstract	iv
Índice	v

CAPÍTULO 1 : SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

1.1 - Introdução	1
1.2 - As Duas Concepções	1
1.3 - Modelo Matemático Paramétrico	3
1.4 - O Modelo de Stanford	7
1.5 - O Modelo do Texas	10
1.6 - O Modelo do Kentucky	12
1.7 - Os Modelos SSARR e COSSAR	14
1.8 - O Modelo do MIT	16

CAPÍTULO 2 : DESENVOLVIMENTO DO MODELO

2.1 - Objetivo do Trabalho	21
2.2 - O Processo de Linearização	24
2.3 - O Escoamento de Montante	26
2.4 - O Escoamento Lateral	37
2.5 - O Cálculo Aproximado p/Escoamento Lateral	46
2.6 - Infiltração	48

CAPÍTULO 3 : DESCRIÇÃO DO PROGRAMA	
3.1 - Introdução	51
3.2 - Atributos de Cada Programa	53
CAPÍTULO 4 : TESTE DO MODELO	
4.1 - Descrição da Bacia Escolhida	58
4.2 - Divisão da Bacia em Trechos	60
4.3 - O Processo de Calibração	60
4.4 - Teste de Sensibilidade	66
CAPÍTULO 5 : CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	72
BIBLIOGRAFIA	75
ANEXO COM LISTAGEM DO PROGRAMA	78

C A P Í T U L O 1

SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

1.1 - Introdução

A Hidrologia é um ramo de conhecimento que envolve um grande volume de dados. O seu objetivo é estabelecer relações de causa e efeito entre grandezas complexamente interligadas. No passado, as concepções teóricas que procuravam representar os fenômenos hidrológicos esbarravam em dificuldades de ordem operacional. Daí resulta a limitação que era imposta à pesquisa hidrológica e suas aplicações em Engenharia.

Com o advento do computador digital, toda a teoria que se aplicada redundaria em exaustivos processos de cálculo, pode afinal ser testada. A partir daí produziu-se um processo de iteração entre teoria e prática, que vem gerando consideráveis progressos à Hidrologia: o computador viabiliza o teste de hipótese relativa a uma fase ou à totalidade do Ciclo Hidrológico. Desta forma vão sendo desenvolvidos modelos que procuram representar os processos naturais o mais fidedignamente possível.

1.2 - As Duas Concepções

Em termos gerais, pode-se dizer que coexistem na Hidrologia duas concepções quanto à análise de dados. A primeira procura estudar os registros históricos como se os fenômenos mensurados fossem variáveis aleatórias. Com o auxílio da Estatística, e tendo em vista a variabilidade temporal das distribuições de probabilidade, procura-se extrair informações e extrapolar resultados que servirão como guias nas decisões da Engenharia Aplicada. A esta cor -

rente dá-se o nome de Hidrologia Estocástica. Ela pode ser encarada como a sucessora de certas tendências de Hidrologia Clássica, onde a Estatística era utilizada principalmente para determinar situações limites, de cheia e de seca. Entretanto a Hidrologia Estocástica atinge atualmente níveis de sofisticação bem distantes dos existentes na época pré-computador. Já se consegue desenvolver modelos que guardem as principais características estatísticas dos dados reais. Com isto são utilizáveis não apenas para situações extremas. Como exemplo pode-se citar as aplicações em operação de reservatórios.

A segunda corrente, conhecida como Hidrologia Determinística ou Paramétrica, procura estudar os processos físicos envolvidos no transporte de água entre as diversas fases do Ciclo Hidrológico. A idéia básica é atender a equação de continuidade e neste sentido procura-se desenvolver relações analíticas ou semi-empíricas entre as grandezas envolvidas. Assim a trajetória da água é acompanhada através dos diversos sistemas físicos que a hospedam, quais sejam, as copas das árvores, o solo, o lençol subterrâneo, os lagos, as correntes fluviais, etc. O problema consiste em se determinar corretamente as trocas de massa, que são processos variáveis no tempo e no espaço. Naturalmente dar-se-á ou não maior atenção a um sub-conjunto do Ciclo em função das aplicações que se tiver em vista. Presume-se que os processos objetos de estudo obedecem a um mesmo comportamento geral e sua particularização depende das características do sistema físico em questão. Assim por exemplo, admite-se que a variação da capacidade de infiltração com o tempo obedece a uma mesma equação, em que figuram parâmetros que caracterizam cada tipo de solo. Vem daí o nome de Hidrologia Paramétrica.

Como ambas as abordagens tratam dos mesmos fenômenos, seria de se esperar que ocorressem certas analogias no que diz respeito aos recursos matemáticos empregados. E realmente isto ocorre, como mostra Quimpo (1) em recente

publicação.

1.3 - Modelo Matemático Paramétrico

Já de longa data o Engenheiro Hidráulico se defronta com o problema de prever o comportamento de determinados sistemas físicos, quando submetidos a circunstâncias especiais. Obras como as de regularização de cursos d'água são exemplos típicos destes casos. O que se faz usualmente é construir um modelo reduzido que conserve as principais características do protótipo. O instrumental matemático utilizado para este fim é a análise dimensional. Trata-se evidentemente de um recurso que reproduz o comportamento do protótipo através de semelhança física. Daí o nome de Modelo Físico. No campo específico da Hidrologia, algumas bacias experimentais estão sendo investigadas. Existem dois tipos de bacias experimentais:

- a) Naturais - São aquelas em que se dispõe de uma grande densidade de aparelhos de medida, que permitem estudos detalhados dos processos envolvidos. Por razões de ordem prática, estas bacias são de dimensões reduzidas.
- b) de Laboratório - São bacias cujos componentes podem ser alterados pelo investigador. Condições previamente estabelecidas de rugosidade, declividade e estado do solo podem desta forma serem pesquisadas.

Um outro tipo de Modelo é o chamado Analógico. Este explora as analogias existentes entre as grandezas hidráulicas e outras grandezas físicas, principalmente as elétricas. Assim, se a semelhança entre corrente fluída e corrente elétrica, entre carga hidráulica e diferença de potencial, entre perda de carga e resistência elétrica etc, fôr corretamente utilizada, pode-se trabalhar com um sistema elétrico, de fácil manuseio, e empregar as conclusões obtidas ao sistema hidráulico. Na realidade um computador analógico nada mais é do que um instrumento que facilita o estabelecimento desta analogia para com as

grandezas elétricas.

Finalmente vem o terceiro tipo de modelo, o qual é objeto do presente estudo: o Modelo Matemático. Como já foi visto, existem relações que governam a distribuição da água ao longo das diversas fases do Ciclo Hidrológico. Estas relações ora assumem o papel de expressões analiticamente dedutíveis, ora de equações empíricas e por vezes apenas de conceitos qualitativos de difícil utilização. Todas estas relações dependem de parâmetros segundo o caso em questão. Um modelo matemático é a reunião de parte destas relações, de tal forma que o conjunto de equações permita determinar a "saída" do sistema a partir da "entrada". Assim por exemplo, pode-se dar como entrada o registro pluviométrico e evaporimétrico relativo a uma bacia hidrográfica, e obter como saída a série de vazões.

A seleção do modelo será feita em função dos dados disponíveis e dos resultados que se deseja obter. A escolha dos parâmetros que especificam o modelo para uma particular aplicação é uma tarefa de fundamental importância. Alguns dos parâmetros estão vinculados diretamente a elementos físicos facilmente mensuráveis ou classificáveis, como por exemplo o tipo de solo, a tensão de capilaridade, o nível do lençol freático, o tipo de vegetação, etc. Outros não tem vinculação direta com nenhuma entidade natural e são usualmente resultado de considerações qualitativas que se fazem sobre o fenômeno em causa. Estes últimos parâmetros usualmente necessitam de um processo de tentativa e erro para serem ajustados. A este processo dá-se o nome de "calibração do modelo" e é sem dúvida a parte crucial da implantação. Uma vez calibrado, o modelo será capaz de fornecer importantes contribuições que serão discutidas adiante.

Pode-se efetuar a calibração através de uma abordagem heurística, em que a intervenção do engenheiro é de fundamental importância, ou através de algoritmos de otimização programáveis para computadores digitais, transferindo

deste modo para os últimos a capacidade de decisão. Ambas as abordagens procuram fazer com que a série simulada de vazões, ou em outras palavras, a resposta do modelo, se aproxime o máximo possível da série histórica de vazões. É razoável supor que quanto maior a concordância, mais o modelo está reproduzindo o que sucede na Natureza. Do exposto conclui-se pela necessidade da existência de uma série histórica de vazões, mesmo que pequena, sem a qual o processo de calibração é inviável. Os defensores do processo heurístico (mais difundido) sustentam a insubstituíbilidade da intervenção do operador, valorizando assim a sensibilidade, experiência e inteligência de quem ajusta o modelo. Segundo esta concepção, o computador não deve ser encarado mais do que como uma máquina de calcular sofisticada que amplia a capacidade humana de criação. Há modelos bastante conhecidos vinculados a ambas as abordagens. Aqui no Brasil, Plaffstetter (2) desenvolveu um modelo de tipo auto-calibrável com bastante sucesso. Em trabalho anterior, o autor (3) tentou também utilizar um esquema automático de ajustamento, não obtendo entretanto resultados muito satisfatórios. Concluiu-se naquela ocasião que a auto-calibração só deveria ser utilizada em circunstâncias muito especiais, quando a faixa de variação dos parâmetros não permitisse grandes oscilações.

É sabido que usualmente os registros históricos de chuva são mais extensos do que os de vazão fluvial. Este fato dá ensejo a uma aplicação óbvia de modelo matemático, qual seja a de utilizar os dados de chuva como insumo, produzindo assim uma série simulada de vazões. Desta forma pode-se ampliar um registro pluviométrico que por vezes não passa de 1 a 2 anos para duração da ordem de 40 anos, como são frequentes os registros pluviométricos no Brasil.

O modelo matemático, permite ainda que se obtenha vazões simuladas em pontos onde não haja postos pluviométricos. Esta é uma aplicação de função

damental importância, visto que é fato comum a localização de obras de engenharia em locais sem observação histórica. Os métodos de correlação normalmente empregados nestas situações podem ser substituídos com vantagem pela "corrida" (simulação) do modelo matemático.

Finalmente cumpre ressaltar a terceira e talvez a mais importante aplicação de modelos matemáticos, de orientação determinística: como já foi visto, os parâmetros especificadores para cada particular bacia geralmente dependem de suas características fisiográficas. Isto significa que através de um simples ajuste de parâmetros pode-se prever o comportamento da bacia quando submetida a um processo modificador qualquer, como por exemplo, a urbanização, o desmatamento, o reflorestamento, as alterações hidráulicas nos canais drenantes, etc. A facilidade com que são feitas estas previsões é o que torna o modelo matemático tão atraente quando comparado com os demais recursos. No modelo físico, a cada alteração projetada das características do protótipo correspondem também modificações no modelo, o que normalmente consome tempo e dinheiro em pequenas obras de engenharia. Para o modelo matemático implica apenas em alteração de parâmetros, isto é, de dados de entrada para um programa de computador digital, operação realizada com extrema facilidade. Isto significa que, uma vez aferido, o modelo matemático permite o estudo de inúmeras alternativas em diminutos espaços de tempo.

Uma dúvida passível de ser levantada prende-se à característica estocástica do insumo básico dos modelos determinísticos, qual seja a chuva. Esta não seria uma contradição? A resposta é negativa, visto que o insumo pode ser resultado de um registro histórico ou a saída de um modelo estocástico, o que aliás é o recomendável quando se pretende fazer um estudo em que as condições extremas sejam particularmente relevantes.

1.4 - O Modelo de Stanford

Provavelmente o mais conhecido modelo de orientação determinística é o "Stanford Watershed Model". Este Modelo começou a ser concebido pelo Professor R. K. Linsley em Stanford no ano de 1957. De lá para cá tem evoluído com ajuda de vários colaboradores, notavelmente o Prof. Norman H. Crawford (4). Atualmente chegou a elevados níveis de sofisticação e precisão, servindo mesmo como espinha dorsal de uma empresa internacional especializada em simulações hidrológicas (5). A sua destacada importância merece uma explanação razoavelmente detalhada, feita a seguir.

O modelo apresenta uma esquematização do Ciclo Hidrológico tal que associa cada local em que a água pode se encontrar instantaneamente a "reservatórios", conforme ilustra a figura 1. Os critérios de troca de massa entre os reservatórios obedecem a relações previamente discutidas.

A área total da bacia é dividida em zonas permeável e impermeável. A chuva que cair nesta região impermeável é removida diretamente para o canal. A restante passa pelo efeito de retenção por parte da vegetação, num processo análogo ao de filtragem. Existe um limite nesta capacidade de retenção que é naturalmente função do tipo de cobertura vegetal. Este é um dos parâmetros de fácil determinação e é denominado "valor máximo do reservatório de intercepção". Em regiões urbanizadas a intercepção é originada principalmente pelas coberturas das edificações, e neste caso a determinação do parâmetro é ainda mais fácil.

O solo é dividido em quatro regiões de armazenamento d'água. A parte superior inclui as depressões do terreno e uma pequena espessura do solo. Apesar de não existir limitação física para este reservatório, ele obedece a uma concepção qualitativa que impõe um pequeno volume de armazenamento e uma rápida reação. Este reservatório será o principal responsável pelo comportamento da

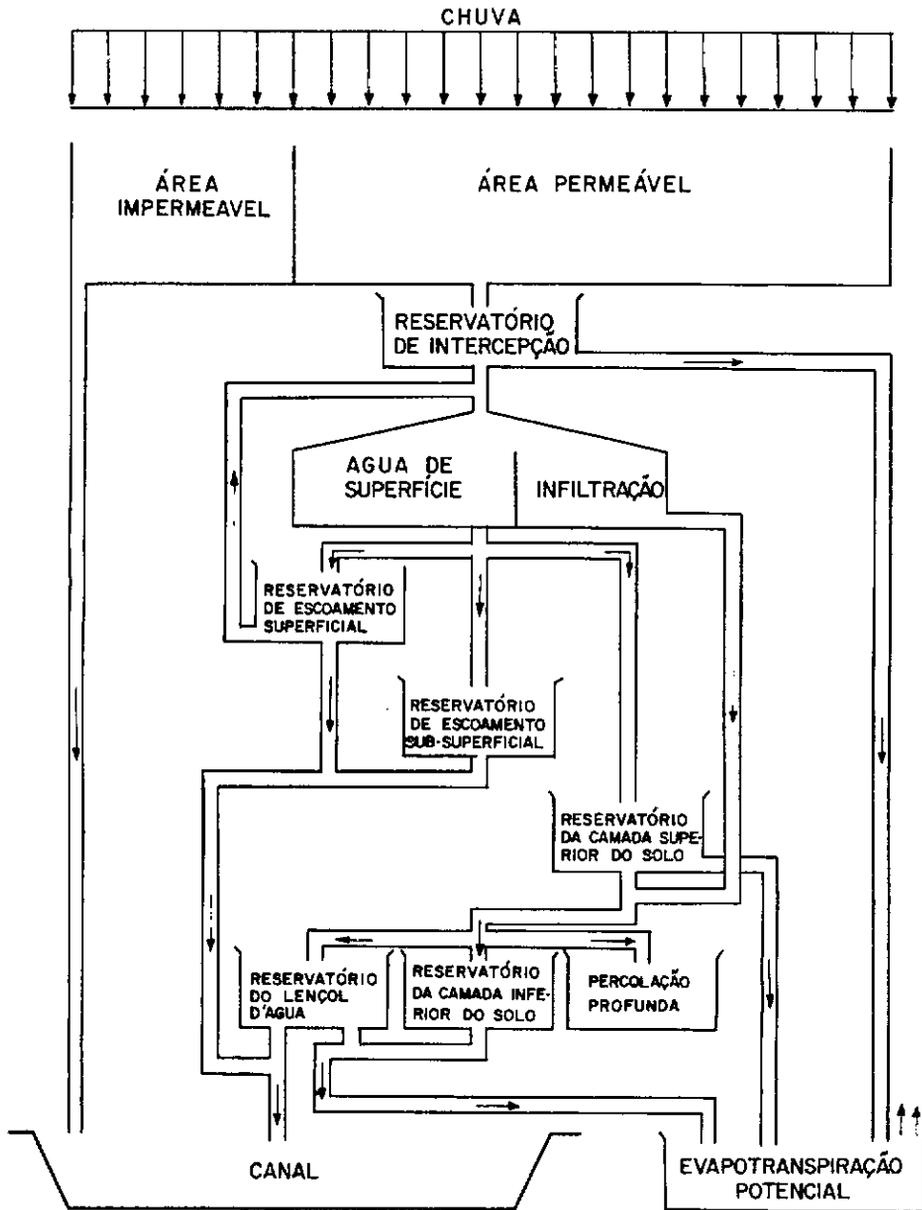


FIG. I

hidrógrafa para o período inicial da chuva. Todo o restante da zona não saturada do solo é representada pelo reservatório da zona inferior, que dispõe de um volume bem superior ao anterior. A zona saturada é representada pelo reservatório de águas subterrâneas, que é o responsável pelo escoamento básico. Por último, existe ainda um reservatório para garantir o efeito dos lençóis profundos, responsáveis pela perda d'água do sistema.

São estabelecidos os valores nominais dos reservatórios da zona superior e inferior, que na realidade são parâmetros que procuram estimar o valor médio ao longo do tempo do conteúdo destes reservatórios. A fixação destes parâmetros é tarefa bastante difícil e Linsley e Crawford (4) sugerem algumas técnicas heurísticas neste sentido.

Além dos valores nominais, o modelo exige ainda o uso de um parâmetro de infiltração e outro de escoamento sub-superficial. O de infiltração é diretamente relacionado com o tipo de solo, ao passo que o outro não parece ter significado físico.

A água que atinge a superfície é parte infiltrada e parte submetida aos processos de superfície. Os percentuais de divisão variam ao longo do tempo, e são uma função do volume d'água a ser repartido e do volume existente no reservatório da zona inferior do solo.

A água retida na superfície vai alimentar o reservatório da camada superior do solo, até o limite de sua capacidade. O que sobra é dividido entre escoamento superficial e o sub-superficial segundo uma relação que depende dos parâmetros de infiltração e de escoamento sub-superficial e do volume existente na camada inferior do solo.

A água que infiltra é dividida entre os reservatórios da zona inferior, da zona saturada e do lençol profundo. Analogamente ao fenômeno super-

ficial, o reservatório da zona inferior é alimentado até o limite de sua capacidade, quando o excesso escoar para os outros dois obedecendo a relações também parametrizadas.

O canal é alimentado por águas vindas dos reservatórios de escoamento superficial, de escoamento sub-superficial e da zona saturada. O primeiro descarrega segundo uma equação empírica excessivamente complicada. Os outros dois o fazem de acordo com curvas de recessão reguladas por parâmetros a serem ajustados.

O processo de evapotranspiração sangra até seu limite potencial, que é um dado de entrada também fornecido sob forma de série histórica. Os reservatórios atingidos, por ordem de prioridade são o de Intercepção, Zona Superior, Zona Inferior e Zona Saturada.

O escoamento no canal era primitivamente calculado segundo uma curva que relaciona as áreas parciais de contribuição com os tempos necessários para a chegada das parcelas de água ao exultório da bacia (4). Posteriormente este procedimento foi abandonado em favor de uma abordagem que emprega os conceitos de onda cinemática (5). Isto facilitou a inclusão no esquema computacional do modelo de lagos, artificiais ou naturais, além de ter enfatizado as características hidráulicas das vias drenantes.

1.5 - O Modelo do Texas

O Modelo de Stanford logo que surgiu foi extensamente utilizado por muitos pesquisadores, notavelmente pelos docentes da Universidade do Texas, Coskum, Claborn e Moore (6). No decorrer destes estudos, muitas modificações foram se impondo, dando origem afinal a um novo modelo que foi desenvolvido por Claborn e Moore (7).

As principais críticas que foram levantadas contra o modelo de Stanford, em sua versão IV, e que o Modelo do Texas procura sanar são as seguintes:

a) A linguagem de programação utilizada no modelo de Stanford (versão IV) foi o Subalgot, criada para atender um dos primeiros computadores da Burrough's . Este fato constituía-se um obstáculo para os estudiosos interessados em examinar em detalhes os processos e equações utilizadas, visto que a referida linguagem é de difícil uso e rara de se encontrar em publicações especializadas . O Modelo do Texas resolveu este problema,utilizando a linguagem Fortran. Outros modelos também o fizeram como o de Kentucky (8), com Fortran e o de Stanford aprimorado (5), com PL1. Cumpre ressaltar que em trabalho não publicado, o Prof. João Lizardo (COPPE) não apenas traduziu o Stanford para Fortran como também fez todo um trabalho de adaptação para um computador de pequeno porte,o IBM-1130, com 8 K de memória.

b) A vinculação entre os valores dos parâmetros e as características fisiográficas da bacia eram por vezes demasiadamente tênues. Isto acarretava que mesmo quando o ajuste entre o hidrograma real e o simulado fosse satisfatório, a extrapolação para estudo de condições modificadas da bacia deveria ser feita com muita cautela, visto haver o risco de existir erros mutuamente equilibrantes para uma determinada configuração, e que mascarem completamente os resultados quando a configuração for alterada. Em síntese: cumpria relacionar mais estreitamente os parâmetros do modelo com entidades mensuráveis da bacia. E esta foi a principal meta do Modelo do Texas. Nele a evaporação ocorre apenas durante as horas do dia, a transpiração só ocorre da zona onde haja raízes e o escoamento na zona não saturada é baseado na forma não saturada da equação de Darcy. Na realidade foi este último tópico que mereceu a maior atenção do Modelo do Texas, onde é apresentada longa discussão sobre o assunto. Pode-se

afirmar que o Modelo do Texas apresenta alguns progressos em relação ao modelo de Stanford, versão IV, visto que permite determinar vários parâmetros que dependiam da sensibilidade e experiência do analista. No entanto, ele está ainda longe de ser definitivo e certamente este campo estará aberto às pesquisas por ainda longo tempo.

c) O modelo de Stanford e todos os seus sucessores trabalha em ciclos, isto é, periodicamente são efetuadas as trocas de quantidades de água entre os reservatórios que definem o sistema. Em sua versão IV, o programa não admitia intervalo de tempo (ciclo) menor do que 1 hora. Isto implicava na impossibilidade de utilização em bacias de pequeno porte, como é o caso das pertencentes ao Estado da Guanabara. O Modelo do Texas resolveu este problema utilizando ciclos variáveis que podem ser tão pequenos quanto 1 minuto. Na realidade, a versão mais recente do modelo de Stanford (5) também atinge este objetivo.

1.6 - O Modelo de Kentucky

Também na Universidade de Kentucky, o modelo de Stanford recebeu longos e cuidadosos estudos por parte de Lion (8), Ross (9) e James (10). Estes pesquisadores começaram por verter o programa para linguagem Fortran. Neste caminho fizeram algumas modificações que vieram justificar a denominação de um novo modelo, o "Kentucky Watershed Model". Este difere do HSP (Stanford atualizado (5)) em tres pontos:

- a) Alguns parâmetros sofrem variações sazonais.
- b) O escoamento no canal não utiliza o conceito de onda cinemática, preferindo conservar a relação tempo-área utilizada na versão IV (4).
- c) O Modelo não admite a segmentação da Bacia em sub-bacias homogêneas.

Numa etapa posterior, os referidos pesquisadores começaram

a questionar o método de tentativa e erro pelo qual eram escolhidos os parâmetros. Segundo eles, a abordagem era essencialmente subjetiva e provavelmente diferentes investigadores concluiriam de forma diversa o estudo de um mesmo conjunto de dados. Em vista disto, se propuseram a desenvolver uma versão auto-calibrável do Kentucky Watershed Model. Em outras palavras, o objetivo era desenvolver critérios objetivos de otimização dos parâmetros. A dificuldade matemática consiste na impossibilidade de se achar analiticamente as derivadas parciais de alguma função que meça a qualidade do ajuste, com respeito a cada parâmetro, e que ainda satisfaça as limitações físicas das faixas de variação para cada parâmetro. A alternativa encontrada foi a de se selecionar três conjuntos de parâmetros relacionados a uma mesma fase do ciclo, quais sejam, de recessão, do ciclo da terra e do escoamento no canal e desenvolver técnicas de ajuste segundo critérios obedientes ao conhecimento qualitativo dos fenômenos. Assim por exemplo, o caminho utilizado para estimar as constantes de recessão foi o de minimizar a soma dos quadrados das diferenças entre descargas médias diárias, simuladas e reais, durante períodos selecionados de recessão. Para os parâmetros do ciclo da terra utilizou-se o intervalo de um mês, provocando deste modo a independência do comportamento deste grupo de parâmetros com os relacionados ao escoamento no canal. O método empregado ajusta cada parâmetro de acordo com regras baseadas nos desvios entre escoamentos reais e simulados, que são reconhecidamente sensíveis ao parâmetro em questão. Nesta fase despreza-se o escoamento no canal, com vistas a economia de tempo. Finalmente uma vez otimizados os parâmetros do ciclo da terra, eles são utilizados para se estimar os do escoamento no canal. Estes são ajustados segundo critérios que procuram a melhor superposição entre o hidrograma real e o simulado, no que diz respeito ao tempo de ocorrência e magnitude dos picos das cheias.

De uma maneira geral, pode-se dizer que o Modelo Auto-Cali -

brável de Kentucky é satisfatório, porém deve-se ter em vista a sensível dispersão encontrada entre as diversas estimativas feitas para a camada inferior do solo, em anos distintos, o que evidentemente levanta uma dúvida quanto à real significação deste parâmetro.

1.7 - Os Modelos SSARR e COSSAR

O U.S. Corps of Engineers começou a desenvolver em 1956 um modelo que embora obedecesse qualitativamente aos conceitos do ciclo hidrológico, era suficientemente empírico para permitir, ao contrário dos anteriores, a utilização de ciclo diário. Ao longo de todos estes anos o SSARR vem sofrendo aprimoramentos e sua última versão é bastante recente (11). O SSARR foi aplicado com sucesso em importantes estudos, como por exemplo os que permitiram a otimização da operação dos múltiplos reservatórios da Bacia do Rio Columbia ou ainda os de previsão de vazões para o Rio Mekong no Extremo Oriente. Também no Brasil o SSARR é utilizado com bons resultados pelo DNOS para a previsão de vazões do Pantanal Mato-Grossense, trabalho efetuado principalmente para permitir uma política de salvamento do grande rebanho bovino da região, quando da ocorrência de enchentes.

A bacia hidrológica é dividida em sub-bacias homogêneas, que são processadas independentemente. Assume-se que a água sofre tres processos distintos de retardamento, que ocorrem: na bacia, que inclui todos os processos do ciclo da terra nos modelos anteriores; no canal e nos reservatórios, que podem ser artificiais ou naturais.

O método básico de cálculo de amortecimento, para cada um dos processos, é baseado na lei da continuidade. Além disto, utiliza-se extensivamente uma relação válida em princípio apenas para os lagos naturais. Nesta a

taxa de variação do armazenamento é proporcional à taxa de sangria do reservatório. Ou seja, as relações utilizadas são:

$$I_t = O_t + ds/dt$$

$$\frac{ds}{dt} = T_s \frac{dq}{dt}$$

I_t = insumo ao elemento de armazenamento no tempo t .

O_t = Saída do elemento de armazenamento no tempo t .

s = Volume armazenado.

T_s = Fator de proporcionalidade, chamado de "tempo de armazenamento".

As relações acima são utilizadas tanto para avaliar o amortecimento devido aos reservatórios propriamente ditos, como também os referentes aos canais e aos diversos fenômenos que compõem o "ciclo da terra". Para este último são fornecidas ainda relações empíricas e gráficos auxiliares que permitem dividir o insumo básico, a chuva, em seus percursos alternativos, quais sejam, escoamento superficial, sub-superficial e básico. Evidentemente as perdas por evapotranspiração são também computadas. A fração do insumo que escoar até o canal obediente a estas relações empíricas, é então amortecida segundo as fórmulas já comentadas.

O modelo tem a importante característica de permitir a inclusão de efeitos de remanso e de maré.

O programa de computador correspondente ao SSARR exige um sistema que seja potente. A menor configuração aceita é o IBM 360/40 com 64 K bytes de memória. Entretanto recentemente foi desenvolvida pelo mesmo U.S. Corps of Engineers (12) uma adaptação, conhecida como COSSAR, apta a trabalhar em pe-

quenos computadores, como por exemplo o IBM-1130 com 16 K palavras de memória , computador bastante conhecido pelas firmas de engenharia do Brasil.

1.8 - O Modelo de M.I.T.

Em 1965, Wooding (13) apresentou uma esquematização de sub-bacia em que supunha as características geométricas do canal como sendo espacialmente invariáveis e as áreas de contribuição marginais como sendo constituídas por retângulos. A figura 2 ilustra a abordagem. Harley (14), ao conceber o modelo hidrológico do M.I.T. , adotou a idéia. Entretanto expandiu-a no sentido de permitir mais de uma área de captação em cada margem. Desta forma, uma bacia complexa pode ser dividida em sub-bacias razoavelmente homogêneas no que diz respeito às condições geométricas e de rugosidade e também homogêneas quanto ao insumo, isto é, destituídas de particularidades orográficas.

Tanto o escoamento superficial quanto o no canal são regidos pelo mesmo conjunto de relações , conhecidas como equações de Saint-Venant ou de superfície livre, e portanto pode se adotar o mesmo tipo de resolução para ambos os casos. Entretanto as equações de Saint-Venant são bastante complexas e não admitem uma solução simples. Uma das maneiras de contornar esta dificuldade consiste em substituir a equação dinâmica (Veja Capítulo 2) por uma relação de cota-descarga, normalmente baseada na equação de Chezy ou na de Manning. A este procedimento dá-se o nome de método da onda cinemática. Kibler e Woolhiser (15) sugeriram para representar uma bacia hidrológica, um sistema de planos sucessivos, sobre os quais o escoamento seria regido pelas equações de onda cinemática. Entretanto estes autores não desenvolveram um esquema prático, capaz de proporcionar aplicações a bacias reais. Harley ao desenvolver o modelo do M.I.T. inicialmente também adotou a abordagem de onda cinemática, além do que

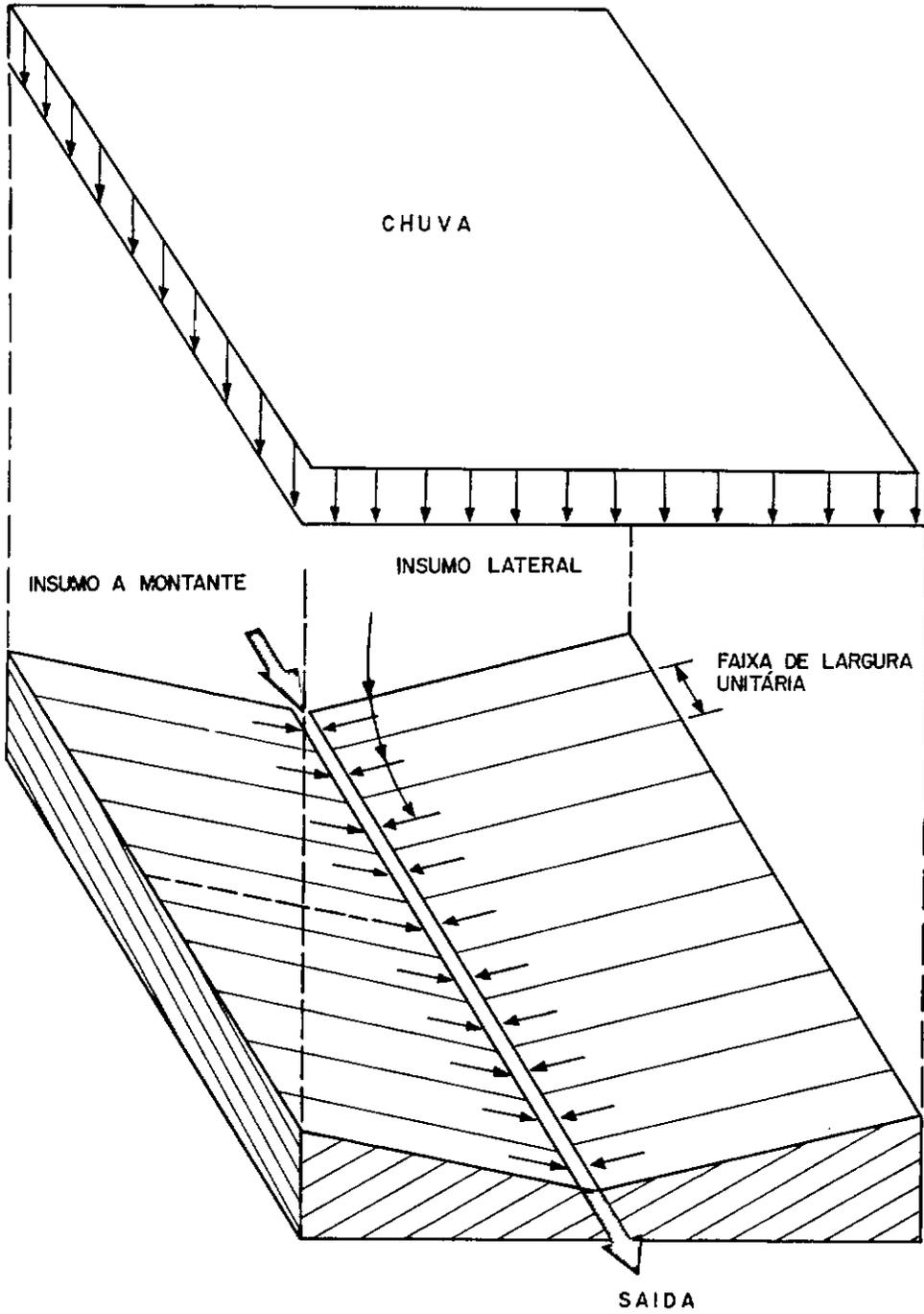


FIG. 2

desenvolveu uma bateria de recursos que fizessem do modelo um instrumento de fácil e versátil manuseio.

A abordagem de onda cinemática deixa de ser satisfatória quando os termos de inércia e de pressão da equação dinâmica de Saint-Venant são significantes em comparação com os termos de declividade e de pressão. Kibler e Woolhiser (15) fazem um longo estudo deste problema. Esta dificuldade levou Harley a procurar uma alternativa no trato das equações de Saint-Venant, e o caminho escolhido foi o de solucionar as equações, linearizando-as. O próprio Harley é um pioneiro neste campo, visto que sua tese de mestrado, na Universidade Nacional da Irlanda, consiste na solução da equação de escoamento a superfície livre para um insumo a montante igual a função Delta de Dirac e com ausência de insumo lateral. Harley e Dooge (16) reportam que a solução linear completa das equações de Saint-Venant foi obtida por Deymie há mais de vinte e cinco anos atrás, quando foi apresentada no 5º Congresso Internacional de Mecânica Aplicada.

Uma outra tese da Universidade da Irlanda, desenvolvida por B.E.O'Meara resolveu o problema do insumo lateral, também igual à função Delta de Dirac e com ausência de escoamento de montante. As duas teses referidas merecem destaque porque são trabalhos pioneiros que lastrearam uma opção do modelo do M.I.T., e que ofereceram uma abordagem análoga a que será desenvolvida no Capítulo 2. O leitor interessado deve portanto consultar ainda Dooge (17) em considerações suplementares que faz sobre o assunto.

A adaptação dos estudos de Harley e de O'Meara para servir como uma alternativa ao conceito de onda cinemática foi feita por Bravo e pelo próprio Harley. Bravo (18) não encontrou dificuldades em implantar o sistema para o caso de escoamento de montante. Entretanto viu-se frente a instabilidade

des numéricas para o caso de escoamento lateral. A alternativa encontrada foi a de utilizar uma solução aproximada e concluiu-se pela necessidade de maiores pesquisas para a solução deste problema. Este assunto é enfatizado aqui porque será focalizado no Capítulo 2.

O trabalho de Bravo foi anexado ao modelo do M.I.T., que assim ficou com duas alternativas no trato de escoamento, tanto nas áreas de captação quanto nos canais: onda cinemática ou solução completa linearizada.

Como o modelo do M.I.T. foi desenvolvido para ser aplicado basicamente em áreas urbanas, existe a possibilidade de se incluir os condutos de águas pluviais na malha representativa da bacia. Além disto é esperada para o futuro a aplicação do modelo em áreas rurais e para isto uma alternativa de inclusão de reservatórios é prevista mas não implantada.

O Modelo não apresenta contribuições no que diz respeito aos processos que conduzem a perdas por infiltração e por evapotranspiração. Por causa disto, as numerosas simulações feitas foram comparadas principalmente com outras abordagens teóricas, em particular com a solução completa das equações de Saint-Venant por diferenças finitas, método desenvolvido no próprio M.I.T.

Também foram feitos alguns testes em pequenas bacias experimentais situadas na Universidade de Johns Hopkins, onde as áreas de contribuição são impermeáveis, e portanto estão sujeitas apenas a escoamento superficial.

Para a utilização do Modelo do M.I.T. foi desenvolvido um programa de linguagem orientada. O Sistema necessita de um computador IBM 360/67 para ser implantado e tem o recurso de ser ligado a um IBM-1130 que pode ser utilizado como um terminal de alta velocidade para entrada e saída, bem

como para permitir alguma intervenção do operador nos processos de otimização .
Esta intervenção é limitada, visto que o Modelo do M.I.T. busca ser auto-calibrável.

C A P Í T U L O 2

DESENVOLVIMENTO DE MODELO

2.1 - Objetivo do Trabalho

O objetivo do presente trabalho é desenvolver um modelo que seja aplicável principalmente para o caso de bacias urbanas, mais especificamente para a análise das cheias, sem dar atenção para as estiagens. Em vista disto, é possível desprezar os efeitos de evapotranspiração, bem como os de alimentação e sangria da zona saturada do solo. Estes processos tem importância desprezível em face da relativamente curta duração dos eventos estudados.

A hidrógrafa de cheia é composta majoritariamente pela contribuição do escoamento superficial. Isto explica o relevo dado na representação deste fenômeno em relação aos demais.

As equações que governam o escoamento não permanente à superfície livre, eqs. de Saint-Venant, são:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 1 \quad - \quad \text{eq. de continuidade} \quad (1)$$

e

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o - S_f) - \frac{u}{y} \quad - \quad \text{eq. dinâmica} \quad (2)$$

onde

$y = y(x,t)$ = profundidade

$u = u(x,t)$ = velocidade de escoamento

$q = g(x,t)$ = vazão por unidade de largura do canal

$l = l(x,t)$ = vazão lateral por unidade de comprimento do canal.

Existem muitas publicações que mostram a dedução de (1) e (2). Em particular é recomendável a consulta a Kibler (15) ou a Baltzer (19).

O modelo representa cada sub-bacia (ou trecho) pelo esquema que aparece da fig.2. As equações (1) e (2) regem o escoamento em ambas as áreas de captação, isto é, nas margens direita e esquerda, bem como no canal propriamente dito.

Uma faixa de largura unitária da área de captação pode então ser encarada como um canal. O insumo a que está sujeito este canal é unicamente lateral, representado pela chuva. Já no caso do canal propriamente dito, existe o insumo lateral, que é a saída da faixa anteriormente mencionada e eventualmente um insumo de montante, no caso do trecho em questão não se situar nas cabeceiras.

Em síntese pode-se dizer que as equações (1) e (2) devem ser resolvidas para o caso em que haja insumo de montante e lateral.

O critério para resolver este problema foi o de adotar a solução completa linearizada, já referida no Capítulo 1. A vantagem em se utilizar uma solução linear consiste no fato de que só há necessidade de se obter uma função solução para um determinado tipo de insumo, obtendo-se a partir daí a solução para qualquer outro tipo através de uma simples convolução. Além disto, a propriedade de superposição inerente a um sistema linear permite que se resolva o

problema parceladamente, uma vez para o insumo de montante e outra para o lateral.

Como se verá adiante, adotou-se a função unitária para insumo, em vez da função Delta de Dirac utilizada até então. Esta modificação prende-se ao fato de que a apropriação de chuvas no Estado da Guanabara é feita de forma descontínua a intervalos de 10 min.

2.2 - O Processo de Linearização

Por definição

$$q = uy \quad (3)$$

Para escoamentos uniformes vale a expressão para perda de carga:

$$S_f = \frac{q^2}{c^2 y^3} \quad (4)$$

onde c = coef. de Chezy

De (2) e (3)

$$\frac{1}{y} \frac{\partial q}{\partial t} - \frac{q}{y^2} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{q}{y^2} \frac{\partial q}{\partial x} - \frac{q^2}{y^3} \frac{\partial y}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o - S_f) - \frac{q}{y^2} \quad (5)$$

De (1), (4) e (5), supondo válida uma relação para escoamento uniforme numa situação obviamente não uniforme,

$$(gy^3 - q^2) \frac{\partial y}{\partial x} + 2qy \frac{\partial q}{\partial x} + y^2 \frac{\partial q}{\partial t} = gy^3 S_o - \frac{gq^2}{c^2} \quad (6)$$

t

Nesta etapa o objetivo é eliminar o termo $\frac{\partial y}{\partial x}$ e para isto convém, como se verá adiante, diferenciar (6) em relação a t e desprezar os produtos de termos diferenciais. Isto significa que é suposto que as grandezas tem variação "suave", tanto no tempo como no espaço.

$$(gy^3 - q^2) \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + 2qy \frac{\partial^2 q}{\partial x \partial t} + y^2 \frac{\partial q}{\partial t^2} = 3gy^2 S_0 \frac{\partial y}{\partial t} - \frac{2gq}{c^2} \frac{\partial q}{\partial t} \quad (7)$$

De (1) e (7)

$$\begin{aligned} (gy^3 - q^2) \frac{\partial^2 q}{\partial x^2} - 2qy \frac{\partial^2 q}{\partial x \partial t} - y^2 \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} - 3gy^2 S_0 \frac{\partial q}{\partial x} - \frac{2gq}{c^2} \frac{\partial q}{\partial t} &= \\ = (gy^3 - q^2) \frac{\partial^2 1}{\partial x^2} - 3gy^2 S_0 1 & \end{aligned} \quad (8)$$

Com o intuito de linearizar (8), seja

$$q(x,t) = q_0(x) + q'(x,t) \quad (9)$$

e

$$y(x,t) = y_0(x) + y'(x,t) \quad (10)$$

onde q_0 e y_0 são grandezas de referência e q' e y' são pequenas perturbações.

Em termos dos desvios q' e y' , rebatizados por simplificação de notação de q e y , a equação 8 pode ser expressa aproximadamente, com auxílio de (9) e (10), por:

$$\begin{aligned}
 & (gy_o^3 - q_o^2) \frac{\partial q}{\partial x^2} - 2q_o y_o \frac{\partial^2 q}{\partial x \partial t} - y_o^2 \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} - 3gy_o^2 S_o \frac{\partial q}{\partial x} - \frac{2g}{c^2} q_o \frac{\partial q}{\partial t} = \\
 & = (gy_o^3 - q_o^2) \frac{\partial 1}{\partial x} - 3gy_o^2 S_o 1 \quad (11)
 \end{aligned}$$

Seja

$$A = gy_o^3 - q_o^2 \quad (12)$$

Observ.: Chamando FR o n° de Froude, para escoamentos subcríticos, teremos:

$$FR^2 < 1 \quad \frac{q^2}{gy^3} < 1 \quad gy^3 - q^2 > 0$$

Logo, para escoamento sub-crítico, $A > 0$.

$$B = 2q_o y_o \quad (13)$$

$$C = y_o^2 \quad (14)$$

$$D = 3gy_o^2 S_o \quad (15)$$

$$E = \frac{2g}{c^2} q_o \quad (16)$$

Com auxílio de (12) a (16), (11) pode ser escrito:

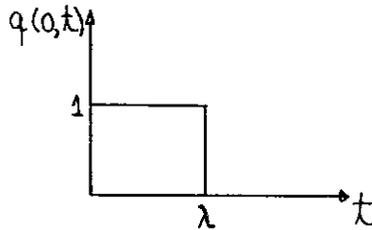
$$A \frac{\partial q}{\partial x^2} - B \frac{\partial^2 q}{\partial x \partial t} - C \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} - D \frac{\partial q}{\partial x} - E \frac{\partial q}{\partial t} = A \frac{\partial 1}{\partial x} - D 1 \quad (17)$$

2.3. - O Escoamento de Montante

Sejam as seguintes condições de fronteira

$$l(x,t) = 0 \quad (18)$$

$$q(0,t) = u(t) - u(t - \lambda) , \text{ isto é} \quad (19)$$



$$q(x,0) = 0 \quad (20)$$

$$\frac{\partial q(x,0)}{\partial t} = 0 \quad (21)$$

Se a transformada de Laplace de $q(x,t)$ com respeito t é $\bar{q}(x,s)$,

$$\bar{q}(x,s) = \int_0^{\infty} \exp(-st) q(x,t) dt$$

Aplicando-se a transformada de Laplace em (17) e utilizando a condição de fronteira (18):

$$\begin{aligned} A \frac{\partial^2 \bar{q}}{\partial x^2} - Bs \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} + B \frac{\partial}{\partial x} q(x,0^+) - Cs^2 \bar{q} + Cs q(x,0^+) + C \frac{\partial}{\partial t} q(x,0^+) - \\ - D \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} - Es \bar{q} + E q(x,0^+) = 0 \end{aligned} \quad (22)$$

De (20), (21) e (22) :

$$A \frac{\partial^2 \bar{q}}{\partial x^2} - (Bs+D) \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} - (Cs^2 + Es) \bar{q} = 0 \quad (23)$$

Tratando a variável de transformação s , como uma constante, a solução da equação diferencial (23) será da forma:

$$\bar{q}(x,s) = C_1 \exp(r_1 x) + C_2 \exp(r_2 x) \quad (24)$$

onde

$$r_1 = \frac{Bs+D + \sqrt{(Bs+D)^2 + 4A(Cs^2+Es)}}{2A} \quad (25)$$

$$r_2 = \frac{Bs+D - \sqrt{(Bs+D)^2 + 4A(Cs^2+Es)}}{2A} \quad (26)$$

Como $q(x,t)$ é limitada $\lim_{s \rightarrow \infty} \bar{q}(x,s) = 0$, como demonstra o teorema 5.3 exposto por Kreider (21); como $Bs+D < \sqrt{(Bs+D)^2 + 4A(Cs^2+Es)}$ (supondo escoamento subcrítico), C_1 da equação (24) será necessariamente nulo, isto é :

$$\bar{q}(x,s) = C_2 \exp(r_2 x) \quad (27)$$

De (19) e (27) :

$$\bar{q}(0,s) = C_2 = L\{u(t)-u(t-\lambda)\} = \frac{1 - \exp(-\lambda s)}{s} \quad (28)$$

De (26), (27) e (28) :

$$\bar{q}(x,s) = \frac{1 - \exp(-\lambda s)}{s} \exp\left(x \frac{Bs+D - \sqrt{(Bs+D)^2 + 4A(Cs^2+Es)}}{2A}\right) \quad (29)$$

Adote-se a convenção de que

$$f(s) = L\{F(T)\}$$

Seja

$$f_1(s) = \exp\left(-\frac{x}{2A} \sqrt{(Bs+D)^2 + 4A(Cs^2+Es)}\right) \quad (30)$$

$$f_1(s) = \exp \left(- \frac{x}{2A} \sqrt{(B^2+4AC)s^2 + (2BD+4AE)s + D^2} \right) \quad (31)$$

Seja

$$G = 2BD + 4AE \quad (32)$$

$$H = B^2 + 4AC \quad (33)$$

$$I = \frac{G}{2H} \quad (34)$$

De (31), (32), (33) e (34) :

$$f_1(s-I) = \exp \left(- \sqrt{\frac{x^2 H}{4A^2}} \sqrt{s^2 - \left(\frac{G^2 - 4HD^2}{4H^2} \right)} \right) \quad (35)$$

O sinal de $\frac{G^2 - 4HD^2}{4H^2}$ é importante para que se determine a transformada inversa de f_1 .

De (32) e (33) :

$$G^2 - 4HD^2 = 16A^2E^2 + 16AD(BE - CD) \quad (36)$$

De (13), (14), (15) e (16) :

$$BE - CD = \frac{4q^2 gy}{c^2} - 3gy^4 S_0 \quad (37)$$

De (4) e (37), supondo escoamento uniforme:

$$BE - CD = gy^4 S_0 > 0 \quad (38)$$

De (36) e (38), e supondo escoamento subcrítico, i.e., $A > 0$, segue-se que

$$G^2 - 4HD^2 > 0$$

Logo

$$J^2 = \frac{G^2 - 4HD^2}{4H^2} \quad (39)$$

De (35) e (39) :

$$f_1(s-I) = \exp \left(- \sqrt{\frac{x^2 H}{4A^2}} \sqrt{s^2 - J^2} \right) \quad (40)$$

Seja

$$K = \sqrt{\frac{x^2 H}{4A^2}} \quad (41)$$

De (40) e (41) :

$$f_1(s-I) = \exp (-K \sqrt{s^2 - J^2})$$

$$f_1(s-I) = \exp (-K \sqrt{s^2 - J^2}) - \exp (-Ks) + \exp (-Ks)$$

Consultando tabela de transformada de Laplace, por exemplo o Abramovitz (20) :

$$F_1(t) = \exp (-It) \left\{ \frac{JK}{\sqrt{t^2 - K^2}} I_1(J \sqrt{t^2 - K^2}) u(t-K) + \delta(t-K) \right\} \quad (42)$$

δ = função delta de Dirac

I_1 = função modificada de Bessel de primeira espécie e de 1^a ordem

Seja

$$M = \frac{xB}{2A} \quad (43)$$

$$N = \frac{xD}{2A} \quad (44)$$

$$f_2(s) = \exp(N) \exp(Ms) f_1(s) = L \{ \exp(r_2 x) \} \quad (45)$$

Como $M > 0$, o teorema de deslocamento não pode ser aplicado diretamente.

Por definição :

$$L \{ F_1(t+M) \} = \int_0^{\infty} \exp(-st) F_1(t+M) dt$$

Seja

$$z = t + M$$

$$L \{ F_1(t+M) \} = \int_M^{\infty} \exp(-s(z-M)) F_1(z) dz$$

$$L \{ F_1(t+M) \} = \exp(sM) \{ f_1(s) - \int_0^M \exp(-sz) F_1(z) dz \} \quad (46)$$

De (42), verifica-se que

$$F_1(z) = 0 \quad , \quad \forall z < K$$

Seja

$$P = K - M = \frac{x\sqrt{H}}{2A} - \frac{xB}{2A} = \frac{x}{2A} (\sqrt{H} - B) \quad (47)$$

De (33) e (47) :

$$P = \frac{x}{2A} (\sqrt{B^2 + 4AC} - B)$$

Como $A > 0$ (escoamento subcrítico), $P > 0$

Logo $M < K$ e de (46) :

$$L \{ F_1(t+M) \} = \exp(Ms) f_1(s)$$

$$\exp(N) L\{F_1(t+M)\} = \exp(N) \exp(Ms) f_1(s) \quad (48)$$

De (45) e (48) :

$$f_2(s) = \exp(N) L\{F_1(t+M)\} \quad (49)$$

Logo:

$$F_2(t) = \exp(N) F_1(t+M) \quad (50)$$

De (42) e (50) :

$$F_2(t) = \exp(N-I(t+M)) \left\{ \frac{JK}{\sqrt{(t+M)^2 - K^2}} I_1(J \sqrt{(t+M)^2 - K^2}) u(t+M-K) + \delta(t+M-K) \right\} \quad (51)$$

De (47) e (51) :

$$F_2(t) = \exp(N-I(t+M)) \left\{ \frac{JK}{\sqrt{(t+M)^2 - K^2}} I_1(J \sqrt{(t+M)^2 - K^2}) u(t-P) + \delta(t-P) \right\} \quad (52)$$

Seja

$$f_3(s) = \exp(-\lambda s) f_2(s) \quad (53)$$

Logo

$$F_3(t) = F_2(t-\lambda) u(t-\lambda) \quad (54)$$

De (52) e (54) :

$$F_3(t) = \exp(N-I(t-(\lambda-M))) u(t-\lambda) \left\{ \frac{JK}{\sqrt{(t-(\lambda-M))^2 - K^2}} I_1(J \sqrt{(t-(\lambda-M))^2 - K^2}) u(t-(\lambda+P)) + \delta(t-(\lambda+P)) \right\} \quad (55)$$

Seja

$$f_4(s) = \frac{1}{s} f_2(s) \quad (56)$$

Logo

$$F_4(t) = \int_0^t F_2(\alpha) d\alpha \quad (57)$$

Seja

$$f_5(s) = \frac{1}{s} f_3(s) \quad (58)$$

Logo

$$F_5(t) = \int_0^t F_3(\alpha) d\alpha \quad (59)$$

De (29), (30), (45), (53), (56) e (58) :

$$q(x,t) = F_4(t) - F_5(t) \quad (60)$$

Seja

$$F_6(t) = \frac{JK}{\sqrt{(t+M)^2 - K^2}} I_1(J \sqrt{(t+M)^2 - K^2}) \quad (61)$$

De (51), (57) e (61) :

$$F_4(t) = \int_0^t \exp(N-I(\alpha+M)) \{F_6(\alpha)u(\alpha-P) + \delta(\alpha-P)\}d\alpha$$

$$F_4(t) = \exp(N-IM) \left\{ \int_0^t \exp(-I\alpha)F_6(\alpha)u(\alpha-P) d\alpha + \int_0^t \exp(-I\alpha)\delta(\alpha-P)d\alpha \right\} \quad (62)$$

Seja

$$F_7(t) = \exp(-It)F_6(t) \quad (63)$$

$$R = N - IM \quad (64)$$

De (62), (63) e (64) :

$$F_4(t) = \exp(R)u(t-P) \left\{ \int_P^t F_7(\alpha)d\alpha + \exp(-IP) \right\} \quad (65)$$

De (54), (59) e (61) :

$$F_5(t) = \int_0^t \exp(N-I(\alpha-(\lambda-M)))u(\alpha-\lambda) \{F_6(\alpha-\lambda)u(\alpha-(\lambda+p))+\delta(\alpha-(\lambda+P))\} \quad (66)$$

Seja

De (63) e (66) :

$$F_5(t) = \exp(R) \left\{ \int_0^t u(\alpha-\lambda)F_7(\alpha-\lambda)u(\alpha-(\lambda+P))d\alpha + \int_0^t u(\alpha-\lambda) \delta(\alpha-(\lambda+P)) \right. \\ \left. \exp(-I(\alpha-\lambda))d\alpha \right\}$$

Seja $\beta = \alpha - \lambda$

$$F_5(t) = \exp(R) \left\{ u(t-(\lambda+P)) \int_P^{t-\lambda} F_7(\beta) d\beta + u(t-\lambda) \int_0^{t-\lambda} \delta(\beta-P)\exp(-I\beta)d\beta \right.$$

$$F_5(t) = \exp(R) \left\{ u(t-(\lambda+P)) \int_P^{t-\lambda} F_7(\beta)d\beta + u(t-\lambda)u(t-(\lambda+P))\exp(-IP) \right\} \quad (67)$$

Seja

$$S = \lambda+P \quad (68)$$

Como $S > \lambda$, (67) pode ser reescrito:

$$F_5(t) = \exp(R)u(t-S) \left\{ \int_P^{t-\lambda} F_7(\beta)d\beta + \exp(-IP) \right\} \quad (69)$$

De (60), (65) e (69) :

$$q(x,t) = \exp(R) \left\{ u(t-P) \int_P^t F_7(\alpha)d\alpha + \exp(-IP) - u(t-S) \left(\int_P^{t-\lambda} F_7(\alpha)d\alpha + \right. \right. \\ \left. \left. + \exp(-IP) \right) \right\} \quad (70)$$

A equação (70) pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned}
 q(x,t) = & \exp(R) \{ u(t-P) \left(\int_P^t \exp(-I\alpha) \frac{JK}{\sqrt{(\alpha+M)^2 - K^2}} I_1(J\sqrt{(\alpha+M)^2 - K^2}) d\alpha + \right. \\
 & + \exp(-IP) \} - u(t-P-\lambda) \left(\int_P^{t-\lambda} \exp(-I\alpha) \frac{JK}{\sqrt{(\alpha+M)^2 - K^2}} I_1(J\sqrt{(\alpha+M)^2 - K^2}) \right. \\
 & \left. \left. d\alpha + \exp(-IP) \right) \right\}
 \end{aligned}$$

Onde, de volta às grandezas hidráulicas fundamentais, as constantes podem ser representadas por:

$$R = \frac{x g y_0^2 \cdot S_0}{2FR} (3FR - FR^2 - 2)$$

$$P = \frac{x q_0 y_0}{FR(g y_0^3 - q_0^2)} (1 - FR)$$

$$I = \frac{q_0 S_0}{y_0^2} + \frac{2y_0 g S_0}{q_0}$$

$$J = \frac{1}{q_0 y_0} \sqrt{\frac{q_0}{2} (2q_0^2 S_0 + 4y_0^3 g S_0 - 9g^2 y_0^5 S_0^2 FR)}$$

$$M = \frac{x q_0 y_0}{g y_0^3 - q_0^2} \quad e \quad K = \frac{M}{FR}$$

A equação (70), solução para o escoamento de montante, deve satisfazer as condições de fronteira, equações (19) e (20).

Como já foi visto antes, $P \geq 0$ (equação 47). Logo, pela equação (68), também $S > 0$.

Assim, para $t=0$

$$u(t-P) = 0 \quad \text{e} \quad u(t-S) = 0$$

o que leva a concluir que a primeira condição, isto é, $q(x,0) = 0$ é satisfeita.

Para a segunda condição, ainda reportando a equação (47), verifica-se que $P=0$, para $x=0$.

Logo,

$$q(0,t) = \exp(R) \left\{ u(t) \left(\int_0^t F_7(\alpha) d\alpha + \exp(-IP) \right) - u(t-\lambda) \left(\int_0^{t-\lambda} F_7(\alpha) d\alpha + \exp(-IP) \right) \right\}$$

Mas reportando a (64), (43) e (44) :

$$R=0 \quad \text{para} \quad x=0 .$$

Além disto, com auxílio das equações (63), (61) e (41), verifica-se que :

$$F_7(\alpha) \equiv 0 \quad , \quad \text{para} \quad x=0 .$$

Logo,

$$q(0,t) = u(t) - u(t-\lambda) \quad , \quad \text{o que verifica a segunda condição.}$$

Resta ainda verificar a condição de que $\lim_{t \rightarrow \infty} q(x,t) = 0$.

De fato, a equação (63) pode ser reescrita como:

$$F_7(t) = \exp(-It) \frac{JK}{\sqrt{(t+M)^2 - K^2}} I_1(J\sqrt{(t+M)^2 - K^2})$$

Logo

$$\lim_{t \rightarrow \infty} F_7(t) = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\exp(-It)JKI_1(Jt)}{t}$$

Mas $I_1(t) \leq \exp(t)$, $\forall t > 0$

Logo

$$\lim_{t \rightarrow \infty} F_7(t) \leq \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\exp(J-I)tJK}{t}$$

Mas de (34) e (39) :

$$I = \frac{G}{2H}$$

$$J = \sqrt{\frac{G^2 - 4HD^2}{4H^2}}$$

Logo $J < I$. Portanto

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\exp(J-I)t JK}{t} = 0$$

Isto é,

$$\lim_{t \rightarrow \infty} F_7(t) \leq 0$$

Mas

$$F_7(t) \geq 0, \quad \forall t > 0$$

Logo

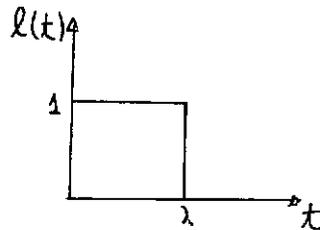
$$\lim_{t \rightarrow \infty} F_7(t) = 0$$

2.4 - O Escoamento Lateral

Sejam as seguintes condições de fronteira

$$\frac{\partial l(x,t)}{\partial x} = 0 \quad (71)$$

$$l(t) = u(t) - u(t-\lambda) \quad , \text{ isto é} \quad (72)$$



$$q(x,0) = 0 \quad (73)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} q(x,0) = 0 \quad (74)$$

$$q(0,t) = 0 \quad (75)$$

De (17) e (71) :

$$A \frac{\partial^2 q}{\partial x^2} - B \frac{\partial^2 q}{\partial x \partial t} - C \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} - D \frac{\partial q}{\partial t} = -Dl \quad (76)$$

Aplicando-se a Transformada de Laplace em (76) :

$$A \frac{\partial^2 \bar{q}}{\partial x^2} - B s \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} + B \frac{\partial}{\partial x} q(x,0^+) - C s^2 \bar{q} + C s q(x,0^+) + C \frac{\partial}{\partial t} q(x,0^+) - D \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} - E s \bar{q} + E q(x,0^+) = -D \frac{1 - \exp(-\lambda s)}{s} \quad (77)$$

De (73), (74) e (77) :

$$A \frac{\partial^2 \bar{q}}{\partial x^2} - (Bs+D) \frac{\partial \bar{q}}{\partial x} - (Cs^2+Es)\bar{q} = -D \frac{1 - \exp(-\lambda s)}{s} \quad (78)$$

Seja uma nova variável definida por

$$q'(x,s) = \bar{q}(x,s) - \frac{D(1 - \exp(-\lambda s))}{s(Cs^2+Es)} \quad (79)$$

De (78) e (79) :

$$A \frac{\partial^2 q'}{\partial x^2} - (Bs+D) \frac{\partial q'}{\partial x} - (Cs^2+Es)q' = 0 \quad (80)$$

(80) é análoga a (23). Logo

$$q'(x,s) = C_2 \exp(r_2 x) \quad (81)$$

onde r_2 é dado por (26).

De (79) e (81) :

$$\bar{q}(x,s) = C_2 \exp(r_2 x) + \frac{D(1 - \exp(-\lambda s))}{s(Cs^2+Es)} \quad (82)$$

De (75) e (82) :

$$C_2 = - \frac{D(1 - \exp(-\lambda s))}{s(Cs^2+Es)} \quad (83)$$

De (82) e (83) :

$$\bar{q}(x,s) = \frac{D(1 - \exp(-\lambda s))}{s(Cs^2+Es)} \{1 - \exp(r_2 x)\} \quad (84)$$

Lembrando que :

$$f_2(s) = L \{ \exp(r_2 x) \} \quad (85)$$

Seja:

$$f_8(s) = \frac{D}{Cs + E} \quad (86)$$

$$F_8(t) = \frac{D}{C} \exp(-Et/C) \quad (87)$$

Seja

$$U = \frac{D}{C} \quad (88)$$

$$V = \frac{E}{C} \quad (89)$$

De (87), (88) e (89) :

$$F_8(t) = U \exp(-Vt) \quad (90)$$

Seja

$$f_9(s) = \frac{1}{s^2} f_8(s) \quad (91)$$

$$F_9(t) = \frac{U}{V^2} (\exp(-Vt) - 1 + Vt) \quad (92)$$

De (86), (91) e (92) :

$$L^{-1} \left\{ \frac{D}{s^2(Cs+E)} \right\} = F_9(t) \quad (93)$$

Logo

$$\mathcal{L}^{-1} \left\{ \frac{D(1 - \exp(-\lambda s))}{s(Cs^2 + Es)} \right\} = F_g(t)u(t) - F_g(t-\lambda)u(t-\lambda) \quad (94)$$

Seja

$$\gamma = t - \lambda \quad (95)$$

$$\mathcal{L}^{-1} \left\{ \frac{D(1 - \exp(-\lambda s))}{s(Cs^2 + Es)} \right\} = F_g(t)u(t) - F_g(\gamma)u(\gamma) \quad (96)$$

De (84), (85) e (96) :

$$q(x,t) = F_g(t)u(t) - F_g(\gamma)u(\gamma) \quad (97)$$

$$- \int_0^t F_g(t-\alpha)u(t-\alpha)F_2(\alpha)d\alpha$$

$$+ \int_0^t F_g(\gamma-\lambda)u(\gamma-\alpha)F_2(\alpha)da$$

Lembrando que

$$F_2(t) = \exp(R) \{F_7(t)u(t-P) + \exp(-IP)\delta(t-P)\} \quad (98)$$

Vem de (97) e (98) :

$$q(x,t) = (F_g(t)u(t) - F_g(\gamma)u(\gamma)) \quad (99)$$

$$- \exp(R) \left\{ \int_0^t F_g(t-\alpha)F_7(\alpha)u(\alpha-P) + F_g(t-P)\exp(-IP)u(t-P) \right.$$

$$\left. - \int_0^\gamma F_g(\gamma-\alpha)F_7(\alpha)u(\alpha-P) + F_g(\gamma-P)\exp(-IP)u(\gamma-P) \right\}$$

Logo

$$\begin{aligned}
q(x,t) = & (F_g(t)u(t) - F_g(\gamma)u(\gamma)) - \exp(R) \{ \exp(-IP) (F_g(t-P)u(t-P) - \\
& - F_g(\gamma-P)u(\gamma-P)) + \int_0^t F_g(t-\alpha)F_7(\alpha)u(\alpha-P) - \\
& - \int_0^\gamma F_g(\gamma-\alpha)F_7(\alpha)u(\alpha-P) \} \quad (100)
\end{aligned}$$

A equação (100) é a solução para o escoamento lateral. Ela tem que satisfazer a condição de que $\lim_{t \rightarrow \infty} q(x,t) = 0$.

Para $t \gg 0$, a função F_g tem comportamento linear.

Ou seja:

$$F_g(t)u(t) - F_g(\gamma)u(\gamma) = F_g(t-P)u(t-P) - F_g(\gamma-P)u(\gamma-P) = \psi \text{ (constante)} \quad (101)$$

e

$$\int_0^t F_g(t-\alpha)F_7(\alpha)u(\alpha-P) - \int_0^\gamma F_g(\gamma-\alpha)F_7(\alpha)u(\alpha-P) = \xi(x,t) \geq 0 \quad (102)$$

De (100), (101) e (102) :

$$q(x,t) = \psi(1 - \exp(R)\exp(-IP)) + (\exp(R)\xi(x,t))$$

Como $\exp(R)\xi(x,t) \geq 0$, a condição para que $\lim_{t \rightarrow \infty} q(x,t) = 0$ é

de que

$$\psi(1 - \exp(R)\exp(-IP)) \leq 0$$

ou seja

$$1 - \exp(R)\exp(-IP) \leq 0$$

ou ainda

$$\exp(R - IP) \geq 1 .$$

Logo

$$R - IP \geq 0$$

Mas da equação (64) :

$$R = N - IM$$

Logo

$$N - IM - IP = N - I(M + P) \geq 0$$

Mas da equação (47) :

$$M + P = K$$

Logo

$$N - IK \geq 0$$

Mas das equações (34), (44) e (41) :

$$N = \frac{xD}{2A}$$

$$I = \frac{G}{2H} = \frac{2BD+4AE}{2(B^2+4AC)}$$

$$K = \frac{x}{2A} \sqrt{H}$$

Logo

$$\frac{x}{2A} \left(D - \frac{G}{2H} \sqrt{H} \right) \geq 0$$

Como $\frac{x}{2A} \geq 0$, visto que para escoamento sub-crítico $A > 0$

$$D - \frac{G}{2H} \sqrt{H} \geq 0$$

$$D - \frac{2BD + 4AE}{2\sqrt{B^2 + 4AC}} \geq 0 \quad (103)$$

Mas das equações (12), (13), (14), (15) e (16), e supondo a declividade da linha energética igual à declividade do canal,

$$A = gy_o^3 - q_o^2 \quad (12)$$

$$B = 2q_o y_o \quad (13)$$

$$C = y_o^2 \quad (14)$$

$$D = 3gy_o^2 S_o \quad (15)$$

$$E = \frac{2gS_o y_o^3}{q_o} \quad (16)$$

Logo

$$2BD = 4q_o y_o (3gy_o^2 S_o) = 12 q_o y_o^3 g S_o$$

$$4AE = 4(gy_o^3 - q_o^2) \frac{2gS_o y_o^3}{q_o} = \frac{8y_o^6 g^2 S_o}{q} - 8 q y_o^3 g S_o$$

$$B^2 + 4AC = 4q_0^2 y_0^2 + 4(gy_0^3 - q_0^2) y_0^2 = 4 y_0^5 g$$

$$\sqrt{B^2 + 4AC} = 2y_0^2 \sqrt{gy_0}$$

Logo, a inequação (103) pode ser reescrita:

$$3gy_0^2 S_0 - \frac{12 q_0^3 g S_0 + \frac{8y_0^6 g^2 S_0}{q_0} - 8 q_0 y_0^3 g S_0}{4y_0^2 \sqrt{g y_0}} \geq 0$$

$$3gy_0^2 S_0 - \frac{4 q_0^3 g S_0 + \frac{8 y_0^6 g^2 S_0}{q_0}}{4y_0^2 \sqrt{gy_0}} \geq 0$$

$$3gy_0^2 S_0 - \frac{q_0 y_0 g S_0}{\sqrt{gy_0}} - \frac{2y_0^4 g^3 S_0}{q_0 \sqrt{gy_0}} \geq 0$$

Lançando mão agora da equação (3):

$$3gy_0^2 S_0 - \frac{u_0}{\sqrt{gy_0}} gy_0^2 S_0 - \frac{2y_0^4 S_0 g}{q_0 \sqrt{gy_0}} \geq 0$$

Mas $\frac{u_0}{\sqrt{gy_0}} = \text{FR (N}^\circ \text{ de Froude)}$

Logo

$$gy_0^2 S_0 (3-\text{FR}) - \frac{2y_0^4 g^2 S_0}{q_0 \sqrt{gy_0}} \geq 0$$

$$gy_0^2 S_0 (3-FR) - \frac{2q_0 y_0^5 g^2 S_0}{q_0^2 y_0 \sqrt{gy_0}} \geq 0$$

$$gy_0^2 S_0 (3-FR) - 2FR \frac{y_0^5 S_0 g^2}{q_0^2} \geq 0$$

$$gy_0^2 S_0 (3-FR) - 2FR \frac{y_0^2 S_0 g}{FR^2} \geq 0$$

$$gy_0^2 S_0 (3-FR - \frac{2}{FR}) \geq 0$$

Logo

$$3FR - FR^2 - 2 \geq 0$$

ou

$$FR^2 - 3FR - 2 \leq 0$$

Esta inequação vale quando $FR \in (1,2)$. Mas isto é uma contra-dição, visto que por diversas vezes foi assumido o fato de que o escoamento é sub-crítico, isto é, $FR \in (0,1)$.

Em outras palavras, foi demonstrado que $q(x,t)$ em (100) não converge, visto que para que isto acontecesse, o n° de Froude deveria ser a um só tempo menor e maior ou igual 1.

Deve-se enfatizar que as simplificações assumidas e ressaltadas durante a demonstração dão margem a uma convergência, se bem que instável, para o caso de escoamento quase crítico, isto é, para número de Froude próximo de 1.

2.5 - O Cálculo Aproximado para o Escoamento Lateral

Bravo (18) também constatou a ineficiência da solução completa linearizada no trato do problema de escoamento lateral. Como foi visto no Capítulo 1, o insumo por ele utilizado para o caso de escoamento de montante foi a função delta de Dirac. Para resolver então o problema de escoamento lateral, Bravo integrou a solução para insumo de montante ao longo do espaço obtendo assim uma solução aproximada.

Ao invés disto, procurou-se aqui uma solução também aproximada através de um algoritmo:

O canal, que tanto pode ser uma faixa de largura unitária das margens como o canal propriamente dito, é dividido em trechos, conforme mostra a figura 3.

É resolvido o problema do insumo unitário imediatamente a montante do trecho 1. Esta será a única vez que se necessitará lançar mão da solução completa linearizada.

Todo o insumo lateral ao trecho 2 é então suposto concentrado também imediatamente a montante da 1. Para se obter a resposta deste insumo, basta fazer a convolução com a resposta ao insumo unitário, representada simbolicamente por $q(1,t)$.

A operação será repetida com o trecho 3. Para isto é necessário saber a resposta para o insumo unitário, simbolicamente $q(2,t)$. Mas devido a inda às características lineares das soluções empregadas, $q(2,t)$ será o resultado da convolução de $q(1,t)$ com $q(1,t)$. Analogamente $q(3,t)$ será encontra

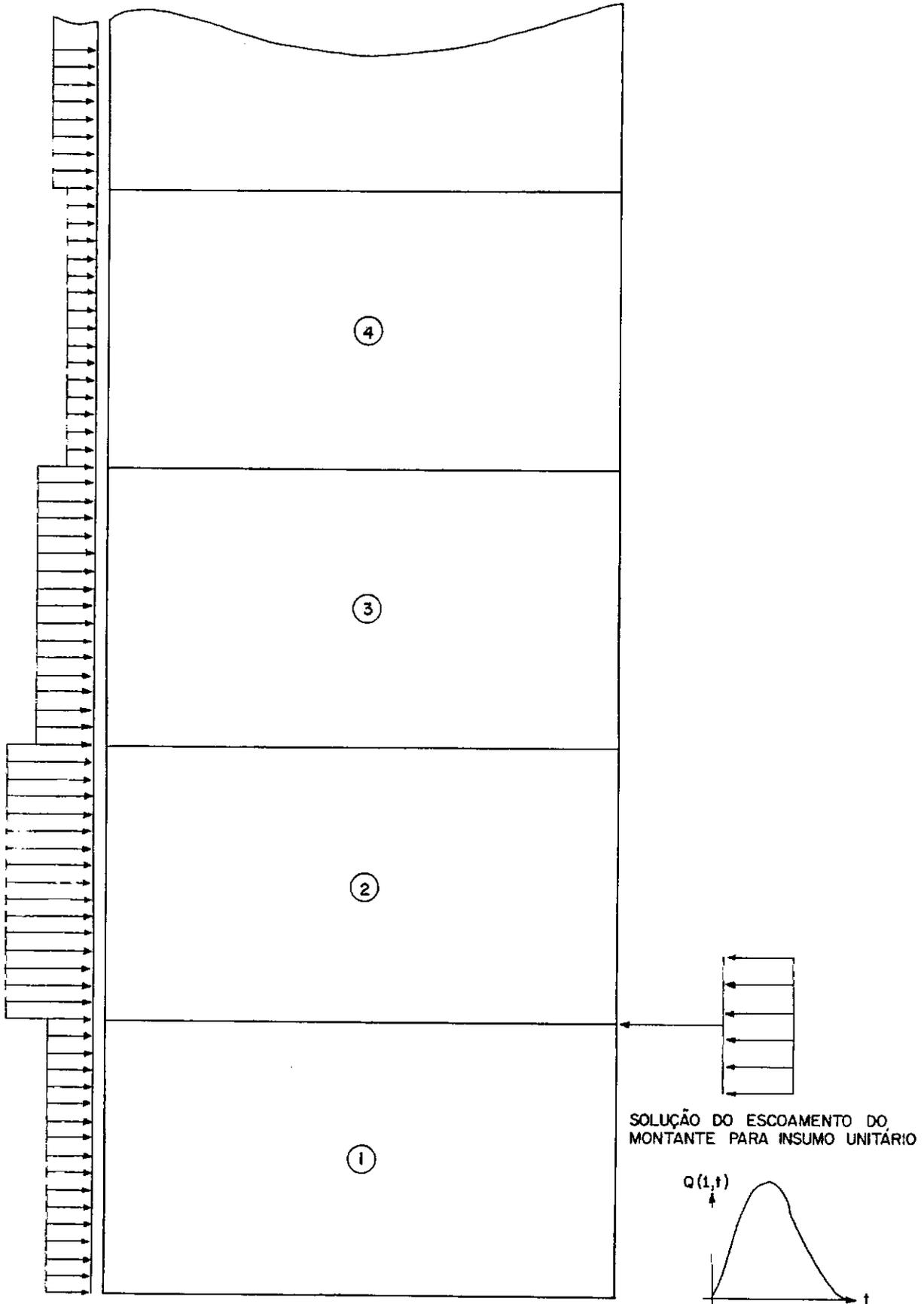


FIG. 3

do pela convolução de $q(1,t)$ com $q(2,t)$. E assim, sucessivamente, o problema será resolvido de jusante para montante.

O algoritmo apresentado consiste em essência na transformação do problema do escoamento lateral numa série de escoamentos de montante, sendo a hidrógrafa final o resultado do somatório de cada uma das hidrógrafas parciais referentes a cada trecho.

Se o caminho alternativo encontrado tem a desvantagem de ser uma solução aproximada, por outro lado permite uma variação espacial do insumo lateral, característica de extrema importância para o desenvolvimento futuro do modelo, como se verá nos Capítulos 4 e 5.

2.6 - Infiltração

A determinação do excesso de chuva é crucial para o conveniente funcionamento de qualquer modelo. Como já foi dito, o processo de evapotranspiração é desprezado devido a pequena importância que ele tem no estudo de cheias. De forma que o único processo de perda que resta é a infiltração. Quanto à interceptação, ela tem apenas o efeito de provocar um pequeno retardamento no insumo, que por simplicidade é suposto constante.

A capacidade de infiltração depende, entre outras coisas, do estado de umidade da camada superior do solo. Esta é uma grandeza que varia em função das condições das camadas inferiores. Modelos que procuram abarcar uma faixa mais ampla do ciclo hidrológico estabelecem complexas ligações entre os estados nas diversas faixas do solo, como é o caso do Modelo de Stanford, visto enfaticamente no Capítulo 1.

Como o principal objetivo do presente trabalho é de modelar o escoamento superficial, acreditou-se a princípio que uma simples equação de infiltração fosse suficiente para representar todo o processo. Esta equação deveria conter uma variável que expressasse o estado da camada superior do solo. Uma equação modificada de Phillips é empregada no HSP (5)

$$f F^2 = \text{ete}$$

onde

f = capacidade de infiltração do solo

F = umidade total da camada superior do solo.

Esta fórmula, inicialmente empregada, conduziu a um comportamento um tanto artificial: a capacidade de infiltração conservava-se muito grande, até uma certa situação correspondente aproximadamente à saturação da camada superior, quando então havia uma mudança brusca para uma capacidade de infiltração muito pequena.

Com o objetivo de se encontrar uma representação mais fidedigna, eliminou-se o expoente 2, conduzindo assim a uma fórmula mais simples, onde a capacidade de infiltração é inversamente proporcional à umidade do solo. O termo constante será um parâmetro característico para cada tipo de solo e expressa grosseiramente a sua capacidade máxima de retenção d'água.

Para levar em conta o processo de percolação, que no decorrer do estudo foi verificado como indispensável, assumiu-se que a cada ciclo a capacidade de infiltração é acrescida de uma quantidade fixa e a umidade do solo é diminuída desta mesma quantidade. Ou seja, as equações utilizadas são:

$$f = \frac{\text{PARÂMETRO}}{F} - \text{PERCOLAÇÃO}$$

$$F_{\text{NOVO}} = F_{\text{ANTIGO}} + f - \text{PERCOLAÇÃO}$$

Como já foi ressaltado várias vezes, o processo de percolação não deveria ser representado por apenas um parâmetro e sim por uma variável. Nos Capítulos 4 e 5 serão vistos os ônus pagos por esta simplificação.

C A P Í T U L O 3DESCRIÇÃO DO PROGRAMA3.1 - Introdução

O programa de computador desenvolvido para aplicar os conceitos expostos no Capítulo 2, parte do pressuposto básico de que o operador será uma pessoa inteiramente familiarizada com os processos hidrológicos envolvidos. Se por um lado isto traz o inconveniente de vetar a utilização do Modelo como serviço de rotina para a maioria dos "Bureau" de serviços de computação, por outro traz a vantagem de facilitar ao operador habilitado a tarefa de "guiar" o programa, tornando assim mais convergente o processo de tentativa e erro.

O programa foi escrito para um computador IBM-1130, com 16 K palavras de memória e uma unidade de disco. A intervenção do operador se faz através do console.

O próprio programa "pede" através de "keyboard" algumas in - formações e outras são dadas através das chaves. Estas servem também para orientar que fase será executada a seguir ou para interromper um processamento que não está satisfatório e recomeçar o serviço em outro ponto.

Na realidade o que está sendo chamado de programa é um con - junto de 16 programas de complexidade variada. Destes 4 são de entrada de da - dos, 1 pode ser encarado como o esqueleto do sistema, isto é, o programa principal, e os demais 11 são programas auxiliares.

Os parâmetros a serem mobilizados para a otimização do proces

so serão as descargas de referência, q_0 . Para cada trecho, visto na figura 2, existirão três parâmetros deste tipo, um para a margem esquerda, outro para direita e outro para o canal. Além disto existem para cada trecho dois parâmetros de infiltração, um para cada margem. A infiltração no canal é desprezada. Estes parâmetros deveriam ser de fácil determinação: uma inspeção ao local da bacia permite estabelecer qualitativamente uma ordem de permeabilidade entre as sub-bacias. Depois, por tentativas, seria determinado o nível a que estes parâmetros são fixados, uma vez que ainda não se dispõe de experiência para avaliar diretamente do tipo de solo.

A bacia é dividida em trechos. O critério desta divisão depende da sensibilidade do operador, que deve procurar estabelecer trechos homogêneos tanto fisiograficamente quanto orograficamente e que se situem num nível de detalhamento compatível com o esforço computacional envolvido.

Cada trecho é caracterizado pelo número de seu posto de jusante. Além disto são formados os números dos postos de montante, no caso de existência de algum para que se possa fazer o encadeamento correto dos escoamentos.

O processamento se dá de montante para jusante, pois evidentemente não se poderia saber qual o efeito de algum insumo de montante sobre um determinado trecho sem haver antes calculado este insumo. Em outras palavras, haverá tantos postos quantos forem os trechos e as hidrógrafas referentes a cada posto serão calculadas sucessivamente.

Tudo se passa segundo dois anéis ("loops"), um embutido no outro, no qual o interno varia o tempo t , e o externo varia a posição x . Toda esta questão será melhor esclarecida no Capítulo 4, onde é apresentado um exemplo.

São utilizados 5 arquivos permanentes no disco, para armazenar respectivamente os dados fisiográficos, os dados de chuva, de descarga medida, de características de barragem de contenção e finalmente as hidrógrafas já calculadas.

3.2 - Atributos de Cada Programa

A listagem de todos os programas é apresentada no anexo. A seguir são feitas algumas breves considerações sobre o papel de cada um.

3.2.1 - O Programa 01 tem a tarefa de gravar no arquivo de disco os dados fisiográficos da bacia. Para cada trecho são fornecidos:

- a) Nº do posto de jusante, que identifica o trecho.
- b) Nome do posto.
- c) Números dos postos a montante do trecho. É permitida a confluência de até cinco canais (trechos) na extremidade montante do trecho em questão. Quando não há escoamento de montante deixa-se o campo correspondente em branco.
- d) Comprimento do canal, dado retirado de uma planta topográfica com o auxílio de um "centimeter".
- e) Largura das áreas de contribuição, segundo esquema da figura 2. Estes valores devem ser tais que a representação esquemática do trecho conserve a mesma área da sub-bacia. Para isto as regiões de contribuição à esquerda e à direita são planimetradas e o valor das larguras será o resultado da divisão das superfícies encontradas pelo comprimento do canal.
- f) Declividades do canal e das margens. Para o canal não há problemas, basta dividir a diferença de cotas entre as extremidades pelo comprimento. Entretanto para as margens a questão se complica porque na realidade não existe apenas

uma única cota em cada extremidade. Não se buscou grande precisão nesta determinação. O critério adotado foi o de simplesmente selecionar tres ou quatro pontos nas extremidades, tirar a média das cotas e com este valor calcular a declividade . Entretanto procedimentos mais elaborados, de uso conhecido na Hidrologia, podem ser empregados.

g) Coeficientes de rugosidade da equação de Chezy. A determinação destes parâmetros é de extrema complexidade. Sugere-se que se utilizem os valores da tabela abaixo.

Canal em boa condição (revestido)	- 30
Canal em má condição (com mato)	- 15
Rua de asfalto	- 50
Rua de paralelepípedo	- 30
Rua de terra	- 25
Caminhos em más condições	- 15

h) Coeficientes de permeabilidade, que são parâmetros vinculados à característica do solo. Com as modificações introduzidas na equação de infiltração, relatadas no Capítulo 2, ficou-se sem meios de determiná-los diretamente. Assim é feito um processo de tentativa e erro, que uma vez concluído deveria fornecer em definitivo estes parâmetros, uma vez que teoricamente eles são características intrínsecas da sub-bacia. Infelizmente isto não foi confirmado, como será visto no Capítulo 4.

i) Cada trecho está associado a um pluviôgrafo, que lhe fornece o insumo. É pois necessário fornecer o número do pluviôgrafo correspondente ao trecho em questão. O critério para se fazer isto é obviamente o da proximidade geográfica . Quando da ocasião de chuvas localizadas, esta abordagem apresenta sérios incon-

venientes, como também será visto no Capítulo 4.

3.2.2 - O programa 02 é responsável pela gravação de chuvas e de cotas. A série de dados para cada estação pode começar a qualquer tempo, que o programa se encarrega dos necessários ajustes. o programa 03 se encarrega da conversão de cotas em descargas com auxílio da curva-chave.

3.2.3 - O programa 04 se encarrega de registrar dados referentes à barragem de contenção, quando for o caso. Como se sabe, em problemas de controle de inundações, é comum lançar-se mão de reservatórios que permaneçam cotidianamente vazios e que na ocasião da cheia funcionem como amortecedores, "achatando" a hidrógrafa. Este é evidentemente um campo fértil para a simulação hidrológica, devido ao interesse que se tem em determinar a eficácia de projetados reservatórios, antes da construção. Em vista disto foi incluído no programa um recurso para utilização destes reservatórios, que não foi no entanto testado.

Os dados de entrada são:

- a) Número do posto em que se localiza a barragem.
- b) Dados de tabela cota-área ou cota-volume a montante da barragem (retirados de uma planta topográfica).
- c) Altura, largura e coeficiente do vertedor.
- d) Diâmetro do tubo de purga.

3.2.4 - O programa 05 é o mestre, responsável pelas principais tarefas de simulação. Como já foi visto no Capítulo 2, o parâmetro manipulável para efeito de calibração é a descarga de referência q_0 . Logo ao início do processamento, o programa pede a definição deste parâmetro através de "keyboard". Depois, a cada

novo trecho, pode-se conservar o valor escolhido ou alterá-lo, ao critério do operador. Quando todos os trechos são processados, o programa permite a volta ao ponto inicial, para troca de parâmetros e nova tentativa.

3.2.5 - O programa 06 emprega o algoritmo desenvolvido no Capítulo 2. O 07 utiliza a equação (70) para calcular a hidrografa oriunda de um escoamento de montante. O 08 executa a convolução entre duas hidrografas e é extensamente utilizado durante todo o processamento. O 09 provoca a alteração da hidrografa sob efeito de barragem de contenção. Como já foi dito antes, este programa não foi testado.

3.2.6 - Toda a parte de impressão é atribuída ao programa 10. Para todos os postos, ou o que é o mesmo, para todos os trechos, é feita uma impressão em que figuram a série temporal de chuva, de excesso de chuva, e de descarga superficial simulados. Para os postos em que existem fluviôgrafos e curva-chave é também apresentada a série de vazões reais. Para este último caso é desejável a adição da descarga base ao escoamento superficial simulado. Como a parte referente ao comportamento do lençol d'água não é simulada, esta tarefa torna-se de difícil execução. Apenas para efeito de comparação adotou-se o critério de que a descarga base varia linearmente entre os extremos da série de vazão real da hidrografa estudada. Isto acarreta a inclusão de mais um resultado chamado de descarga simulada "total".

3.2.7 - O programa 11 é bastante simples e serve apenas para "guiar" o processamento de acordo com as opções do operador. Este programa é chamado em cada ponto crítico do processamento e sua tarefa é de passar o controle para o programa de mesmo número da chave do console que estiver ligado na ocasião.

3.2.8 - Os restantes cinco programas são subrotinas auxiliares do programa 07, isto é, do escoamento de montante. Como foi visto no Capítulo 2, este procedimento envolve complicados processos de cálculo que por uma questão de simplicidade foram desmembrados. Cálculo da função de Bessel, integração, determinação de valores máximos são algumas das tarefas executadas.

C A P Í T U L O 4TESTE DO MODELO4.1 - Descrição da Bacia Escolhida

A Bacia do Rio das Pedras, no Estado da Guanabara, foi a escolhida para teste do modelo. Esta Bacia engloba entre outros, os bairros de Madureira, Oswaldo Cruz, Rocha Miranda e Campinho, com uma população total de 400.000 pessoas.

A área de drenagem é de $24,88 \text{ km}^2$, segundo os dados fornecidos pela SURSAN. A planta da bacia aparece na figura 4. Nela pode-se constatar a existência de três postos pluviográficos: dois dentro da bacia, o da FNBEM e o da COPEBA e um na imediata vizinhança, o SÃO JERÔNIMO. Além destes, existem ainda nas proximidades, o posto de IRAJÁ e já na Bacia de Jacarepaguá o posto de FLORIANÓPOLIS. Entretanto os dois últimos não foram considerados no estudo.

Só existe um posto fluviográfico, felizmente situado no exultório da bacia, na localidade conhecida por "Barragem". Este, na realidade, é um vertedor construído para funcionar como uma seção de controle, providência bastante útil porque livra a Bacia das Pedras das influências de jusante, notadamente dos remansos do Rio Acarí, do qual é afluente, e das perturbações causadas por efeito de maré.

Infelizmente são poucas as medições de descarga e as que existem são apenas para baixas vazões, de pouco interesse para o presente estudo. Deste modo, a curva chave teve que ser levantada a partir da equação teórica do ver

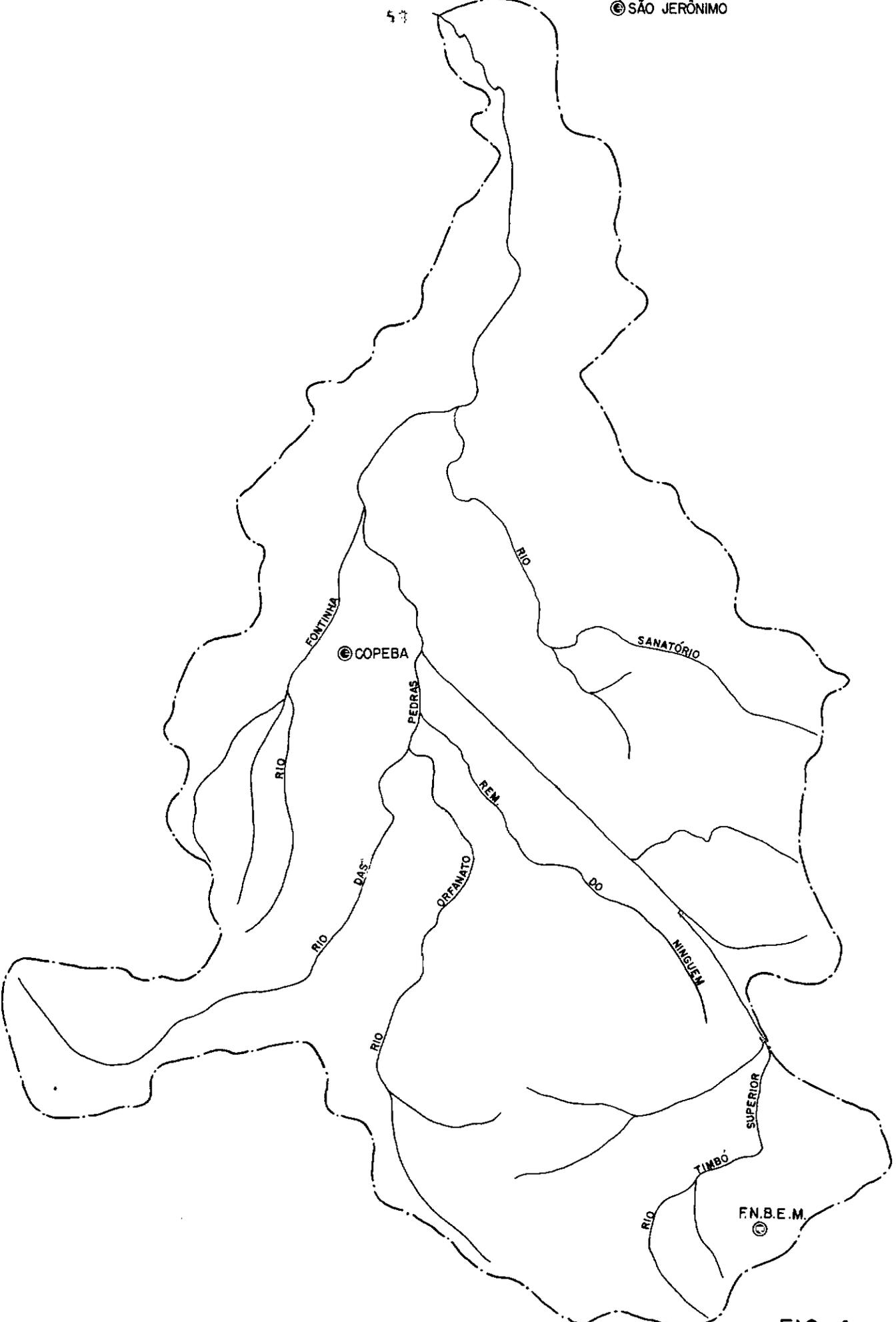


FIG. 4

tedor, sem confirmação experimental. Estes dados foram também fornecidos pela SURSAN. Um desenho da seção transversal desta seção aparece na figura 5.

A bacia apresenta alguns trechos com os canais revestidos, mas de uma maneira geral, as condições de escoamento são deficientes: é comum haver bastante mato nas margens e a quantidade de entulho nos leitos é também bastante grande.

4.2 - A Divisão da Bacia em Trechos

A Bacia do Rio das Pedras foi dividida em 11 sub-bacias conforme se vê na figura 6. Assumiu-se que as sub-bacias de número 1 a 4 são influenciadas pela estação pluviográfica de FNBEM. A de nº 5 a 9 pela estação COPEBA e as restantes 10 e 11 por SÃO JERÔNIMO.

A transfiguração da bacia real em sua forma idealizada, isto é, num encadeamento de trechos se faz segundo os preceitos apresentados no Capítulo 3. A figura 7 mostra a representação esquemática da Bacia do Rio das Pedras.

4.3 - O Processo de Calibração

Foi escolhida para análise a cheia ocorrida em 30/01/70. A figura 8 mostra o registro pluviográfico para os postos de FNBEM, COPEBA e SÃO JERÔNIMO.

O primeiro objetivo que se tentou alcançar foi o de igualar o vo

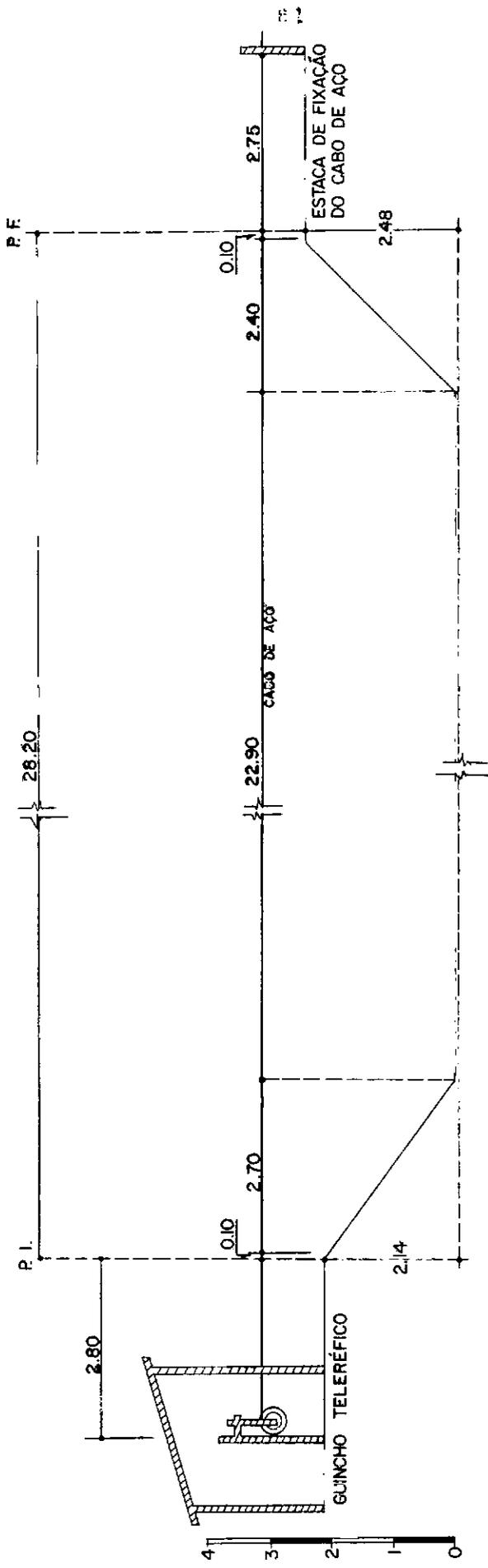


FIG. 5

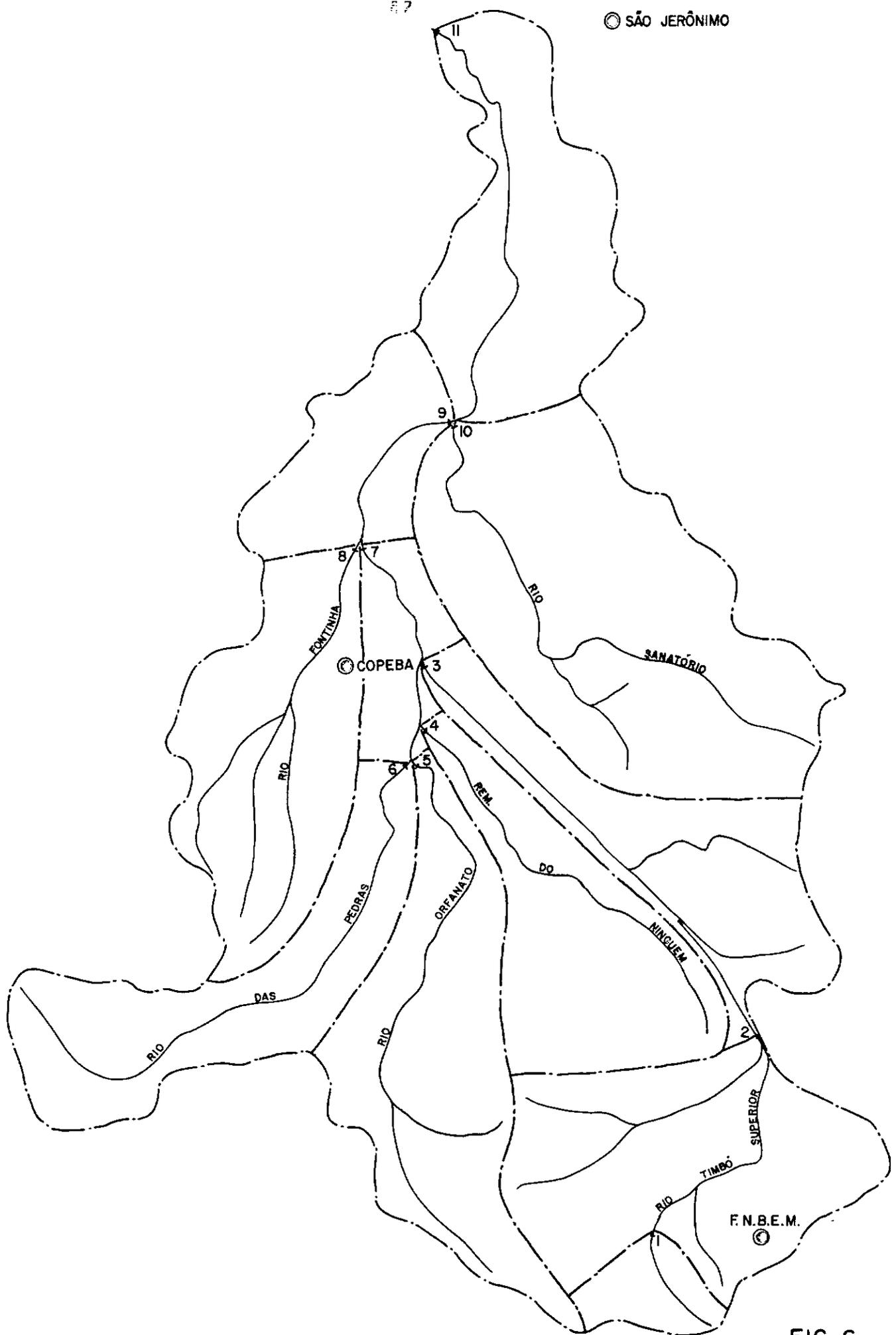
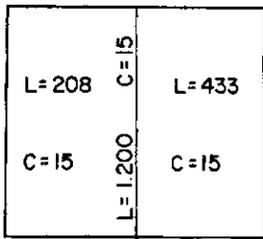
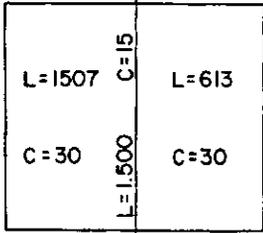


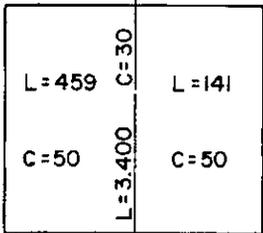
FIG. 6



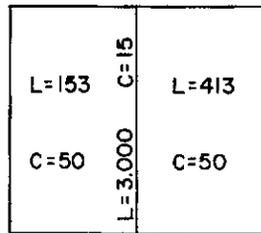
①



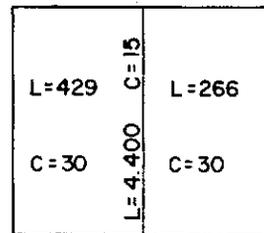
②



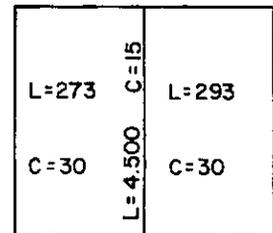
③



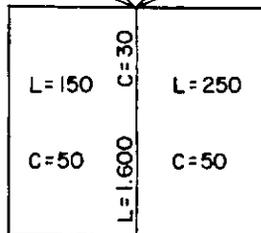
④



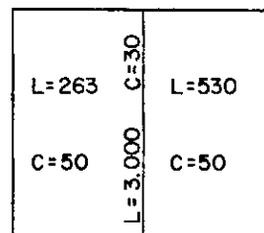
⑤



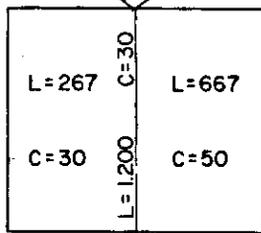
⑥



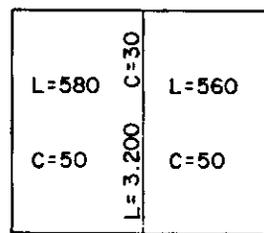
⑦



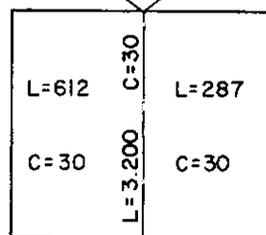
⑧



⑨



⑩



⑪

FIG. 7

CHUVA DE 30/01/70

— F. N. B. E. M.
- - - COPEBA
- - - SÃO JERÔNIMO

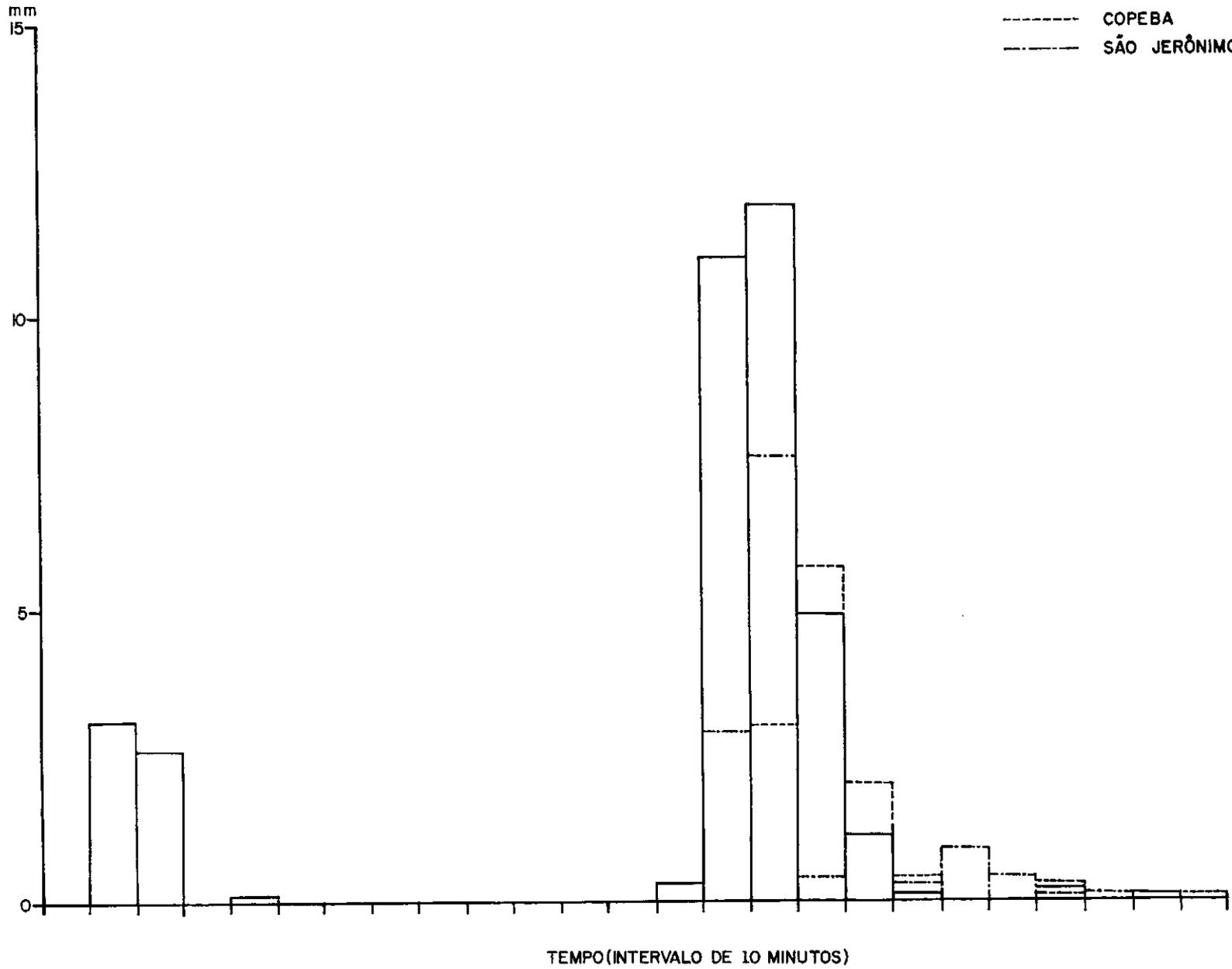


FIG. 8

lume de excesso de chuva com o volume de água efetivamente escoado na seção de jusante. Para isto foi necessário efetuar um processo de tentativa e erro que permitisse determinar os parâmetros de infiltração. O processo foi encerrado quando se atingiu os seguintes valores:

Volume de chuva total, em m^3 : 482 331
 Volume de excesso de chuva : 160 586
 Volume de escoamento superficial simulado: 125 801
 Volume de escoamento total simulado: 159 821
 Volume de escoamento real : 150 755

A descarga de referência utilizada durante a calibração foi constante e igual a $1m^3/s$. Os coeficientes de permeabilidade finalmente escolhidos foram:

Coeficientes de Permeabilidade

Trecho	Margem Esquerda	Margem Direita
1	30	30
2	30	30
3	10	10
4	25	25
5	10	15
6	15	10
7	10	10
8	10	10
9	10	10
10	15	10
11	10	15

Convém ressaltar que os valores acima obedecem a uma ordenação já mencionada. Assim, por exemplo, foi verificado no local que a área de contribuição de sub-bacia nº6 é mais permeável do lado direito que no esquerdo.

Nesta etapa do trabalho julgava-se que o conjunto de valores selecionados traduziam uma característica da Bacia, e portanto seriam imutáveis.

A figura 9 mostra as hidrografas referentes ao posto 11. Pode-se notar no trecho de recessão uma discrepância entre a hidrografa real e a total simulada. Como se sabe, nesta fase o escoamento básico e sub-superficial adquirem grande relevo, o que torna insuficiente o critério utilizado para adição de descarga base à hidrografa simulada, exposto no Capítulo 3. Com esta explicação, pode-se concluir que o ajuste se apresenta bastante razoável, o que encoraja a aceitação do método descrito para o cálculo da hidrografa superficial simulada.

4.4 - Teste de Sensibilidade

Conservando os mesmos parâmetros de infiltração deduzidos para a cheia de 30/01/70, procurou-se simular a cheia de 21/01/70. Esta se caracteriza por uma forte concentração de chuva na estação de SÃO JERÔNIMO, conforme pode ser visto na fig. 10.

Os resultados encontrados quanto a volume foram:

Volume de chuva total, em m^3 : 385 115

Volume de excesso de chuva : 152 538

Volume de escoamento superficial simulado : 125 870

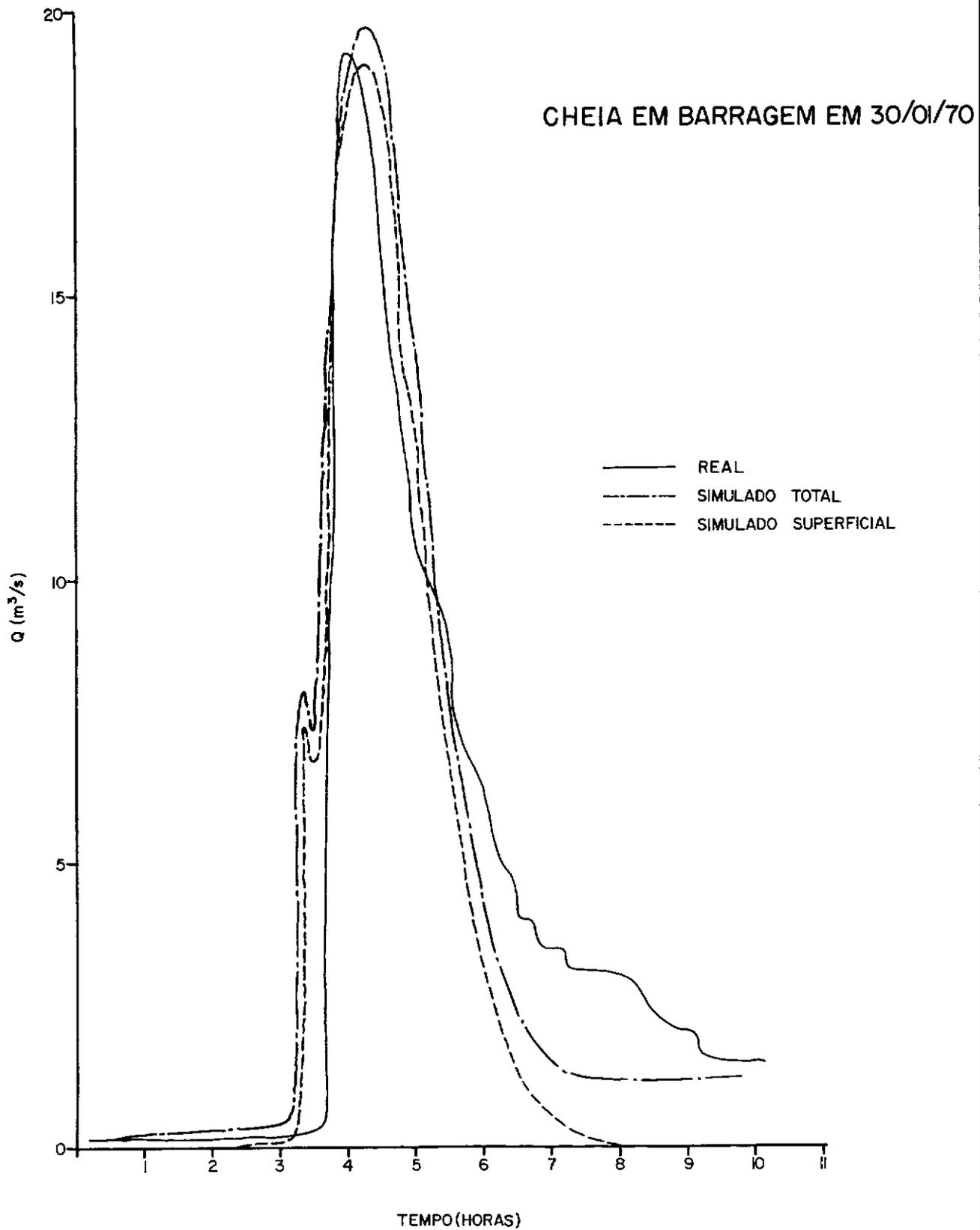


FIG. 9

CHUVA DE 21/01/70

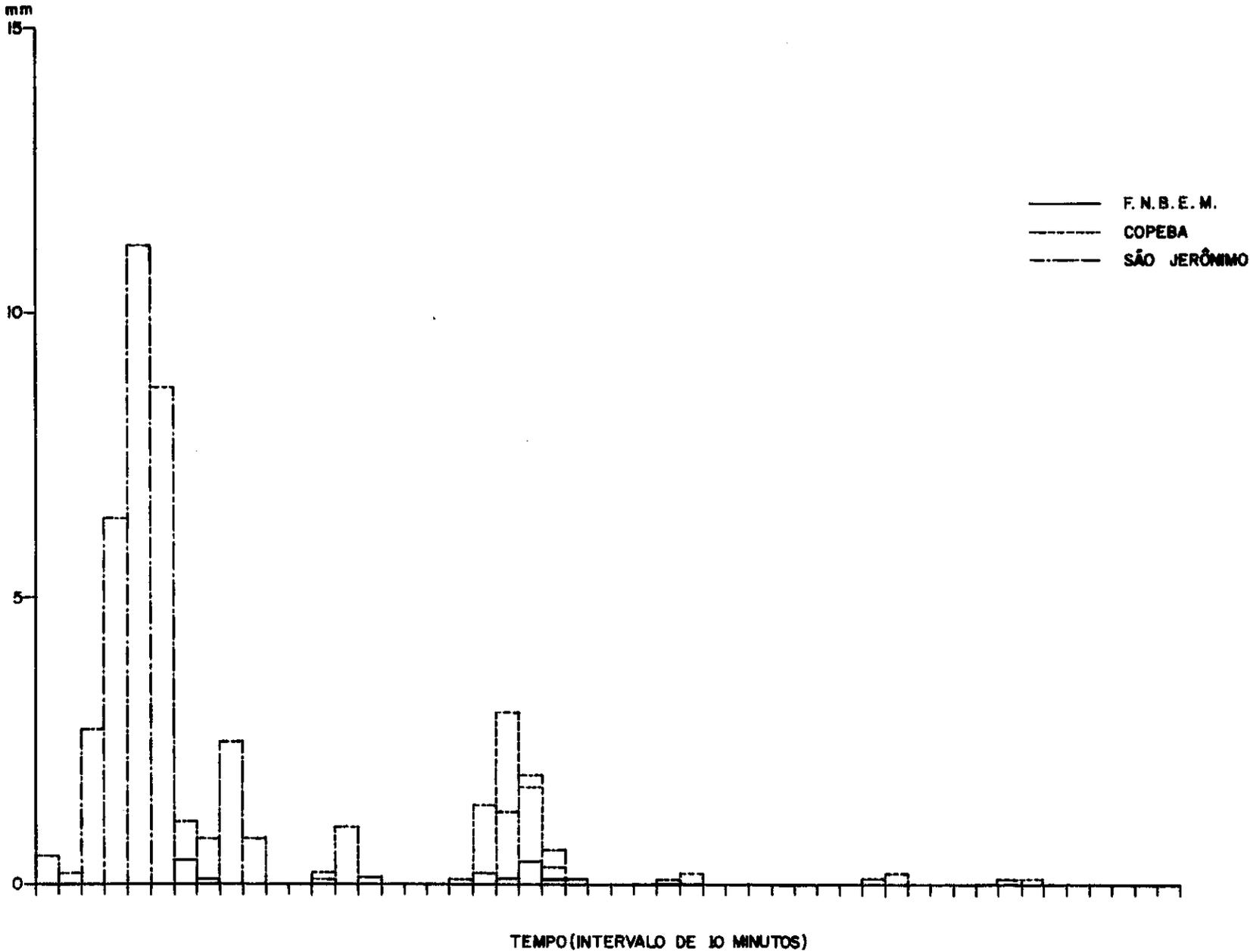


FIG. 10

Volume de escoamento total simulado: 158 098

Volume de escoamento real : 174 911

Pode-se reparar que os erros aqui já são maiores. Mais grave do que isto foi a constatação da inexistência de excesso de chuva para as estações de FNBEM e COPEBA. Isto significa que para os postos de nº1 a 9 tudo se passa como se não houvesse cheia alguma! As suas hidrografas superficiais simuladas são constantes e igual a zero.

A figura 11 mostra as hidrografas para esta cheia. A hidrografa simulada apresenta algumas discrepâncias em relação à real, quais sejam:

- a) Dois máximos relativos em vez de apenas um.
- b) Maior angulosidade.
- c) Deslocamento no eixo dos tempos.

Pode-se explicar estes desvios admitindo a hipótese de que a hidrografa omite escoamentos de montante. Estes exerceriam o efeito de suavização e retardo. Por outro lado é razoável supor que a importância dos escoamentos das sub-bacias 10 e 11 está exagerado, daí a existência de dois picos. Este último problema poderia ser resolvido pela correta manipulação da descarga de referência.

Em síntese, pode-se dizer que a simulação para a cheia de 15/03/70 não foi satisfatória devido principalmente ao processo de determinação de excesso de chuva. Ao que tudo indica a abordagem sobre a infiltração não é satisfatória. De fato, em duas outras cheias estudadas foram encontrados os seguintes resultados:

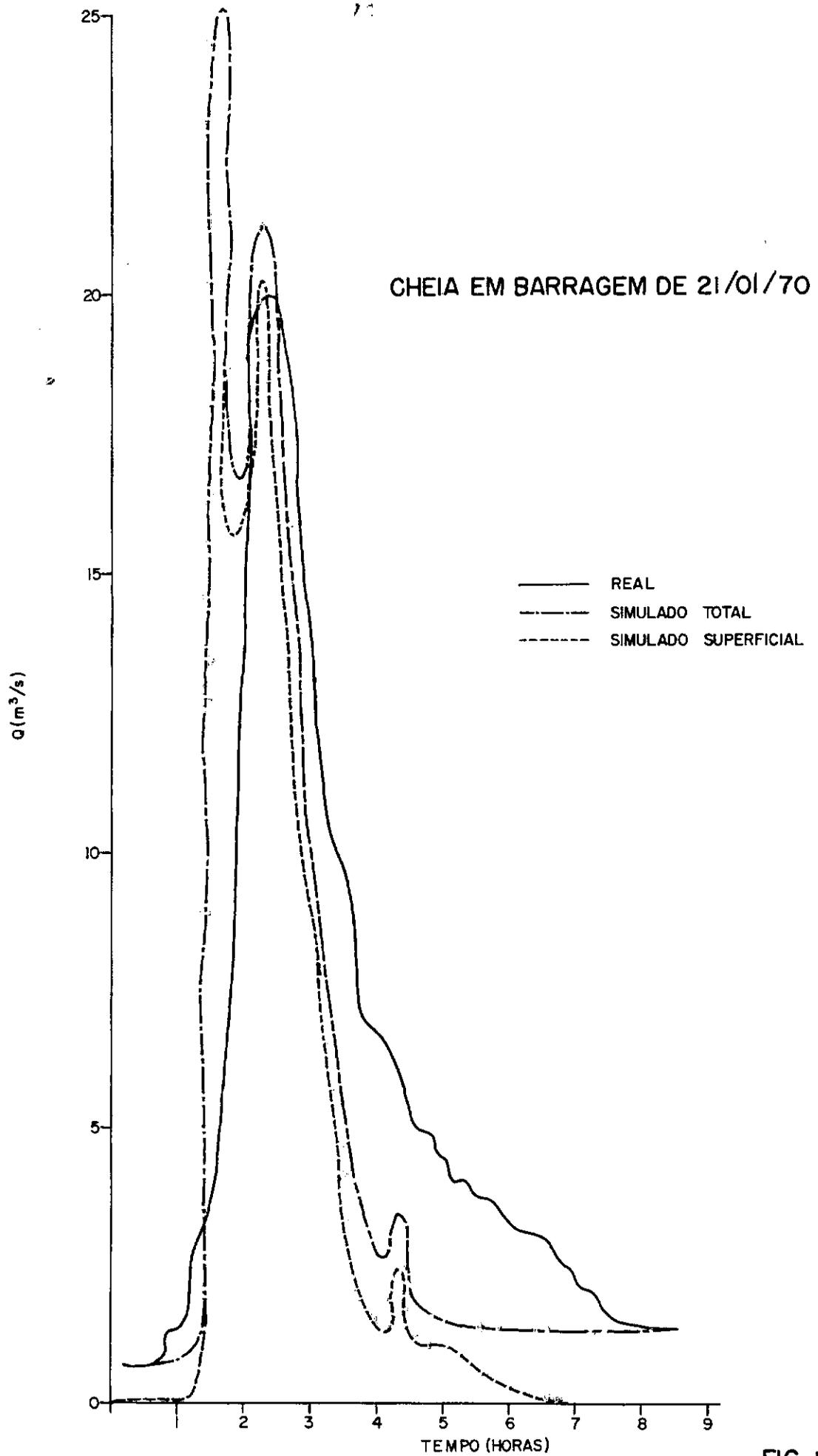


FIG. 11

Cheia de 13/03/70:

Volume de chuva total, em m^3 : 743 508

Volume de excesso de chuva : 119 674

Volume de escoamento superficial simulado : 107 220

Volume de escoamento total simulado : 249 539

Volume de escoamento real : 444 550 .

Cheia de 15/06/70 :

Volume de chuva total, em m^3 : 304 198

Volume de excesso de chuva : 16 378

Volume de escoamento superficial simulado : 14 456

Volume de escoamento total simulado : 46 435

Volume de escoamento real : 122 663 .

Esta última se caracteriza por uma chuva pouco intensa e de longa duração. Evidentemente para esta situação houve a falência total do esquema de infiltração adotado.

Outra fonte de erro na determinação do excesso de chuva parece ser o critério de se alocar apenas uma estação pluviográfica para cada trecho. Em certas situações, esta abordagem conduz a resultados inverossímeis, quando trechos vizinhos recebem insumos completamente distintos. Tal é o caso por exemplo da cheia de 21/01/70, quando a sub-bacia nº10 recebeu uma forte chuva, que lhe acarretou um pico na hidrografa simulada de $39 m^3/s$, ao passo que sua vizinha, a sub-bacia nº9, recebeu uma chuva fraquíssima, insuficiente para provocar escoamento superficial.

C A P Í T U L O 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os estudos desenvolvidos nos capítulos anteriores não são ainda suficientes para que se estabeleça um modelo operacional. Entretanto, grande parte do caminho já foi percorrido, principalmente na parte referente ao escoamento superficial: houve sucesso na resolução completa linearizada das equações de Saint-Venant para um insumo unitário de montante, com duração finita λ .

Para o caso de insumo lateral, foi provado que a solução completa linearizada não converge a zero quando o tempo cresce indefinidamente. Foram ainda investigadas as alterações introduzidas na solução para a situação de escoamento super-crítico. Neste caso, verificou-se o caráter oscilatório da solução devido à influência da função ordinária de Bessel de primeira espécie e de primeira ordem. Como alternativa, foi testado e aprovado um algoritmo que essencialmente transforma o problema de insumo lateral numa sucessão de insumos de montante.

Em um teste feito com excessos de chuva aparentemente corretos, os resultados foram bastante animadores. Também as sínteses feitas de escoamentos confluentes corresponderam às expectativas.

A maior dificuldade reside na determinação do excesso de chuva. Como foi visto no Capítulo 4, a abordagem de infiltração utilizada não é de maneira alguma satisfatória. A fórmula de infiltração empregada é:

$$f = \frac{\text{PARÂMETRO}}{F^b} + \text{PERCOLAÇÃO} \quad , \quad \text{onde}$$

f = Capacidade de infiltração do solo.

F = Umidade total da camada superior do solo.

O valor de b foi arbitrado como sendo 1, depois das considerações empostas no Capítulo 2. O valor de percolação foi arbitrado como 0.2 unicamente baseado em raciocínio de que um solo completamente encharcado demorará da ordem de 20 horas para secar.

O que se verifica é que de uma equação com três parâmetros, dois foram fixados um tanto arbitrariamente, permitindo-se apenas o ajuste do terceiro. Além disto, o valor inicial de F foi suposto como sendo zero, o que implica em assumir que sempre o solo antes de uma tempestade está seco.

Uma primeira linha de pesquisa a ser seguida seria por um estudo sensitivo sobre cada um dos parâmetros, bem como do valor inicial de F . Este estudo serviria para se avaliar a utilidade e fidelidade da fórmula. Nesta etapa seria possível a decisão quanto à sua aceitação ou rejeição. Na primeira hipótese restaria ainda fixar critérios para se estimar os parâmetros. Na segunda, o estabelecimento de uma nova fórmula acarretaria provavelmente a extensão do estudo para as camadas inferiores do solo. O que significa concluir pela possibilidade em se fracionar o ciclo hidrológico da forma pretendida.

No Capítulo 4, foi também visto os efeitos por vezes desastrosos quando se atribui a cada bacia apenas uma estação pluviográfica: as transições entre sub-bacias vizinhas se processam abruptamente, de forma absolutamente an

ti-natural. Se as condições de fronteira expostas no Capítulo 2.4 fossem satisfeitas, em particular a de $\frac{\partial l(x,t)}{\partial x} = 0$, este seria um problema de difícil solução. Entretanto a solução completa linearizada para escoamento lateral foi abandonada em favor do algoritmo descrito no Capítulo 2.5. Este permite a variação espacial do insumo lateral, conforme se vê na figura 3. Assim será possível desenvolver algum método, com auxílio por exemplo de rede de isoietas, que permite explorar esta importante propriedade.

B I B L I O G R A F I A

- 1) Quimpo, R.G. , "Unity of Stochastic and Deterministic Models in Hydrology", ASCE National Water Resources Engineering Meeting, January 1973, Washington.
- 2) Pfa_fstetter O. , "O Modelo Matemático para Deflúvios Mensais", Revista Sane_amento, N° 38, Junho de 1970.
- 3) Kelman, J. , "Simulação Hidrológica", trabalho de fim de curso da EEUFRJ , 1971.
- 4) Crawford, Norman H. e Ray K. Linsley, "Digital Simulation in Hydrology : Stanford Watershed Model IV", Technical Report, N°39, Stanford University, 1966.
- 5) Hydrocomp International Inc. - "Hydrocomp Simulation Network", 1969.
- 6) Coskun E. , Claborn B.J. e Moore W.L. , "Application of Continuous Accounting Techniques to Evaluate the Effects of Small Structures on Mukewater Creeker, Texas", apresentado no seminário "The Effects of Watershed Changes of Stream_ flow", The Univeristy of Texas at Austin, Outubro de 1968.
- 7) Claborn B.J. e Moore W.L., "Numerical Simulation of Watershed Hydrology" , Technical Report HYD 14-2001, The University of Texas at Austin, 1970.
- 8) Lion E.Y.S. , "Opset Program for Computerized Selection of Watershed Parameter Values for The Stanford Watershed Model", Technical Report N°34, University of Kentucky, 1970.
- 9) Ross G.A. , "The Stanford Watershed Model: The Correlation of Parameter Values

- Selected by a Computerized Procedure with Measurable Physical Characteristics of the Watershed", Technical Report N°35, University of Kentucky, 1970
- 10) James L.D. , "An Evaluation of Relationships between Streamflow Patterns and Watershed Characteristics through the Use of Opset - A Self Calibrating Version of the Stanford Watershed Model", Technical Report N°36, Univ. of Kentucky, 1970.
 - 11) U.S. Army Engineer Division, North Pacific, Portland, Oregon - "SSARR MODEL, Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation", Setembro de 1972.
 - 12) U.S. Army Engineer Division, North Pacific, Portland, Oregon - " COSSAR Model, Janeiro de 1972.
 - 13) Wooding, R.A. , "A Hydraulic Model for the Catchment-Stream Problem , I. Kinematic Wave Theory", Journal of Hydrology, Vol.3, N°s 3/4, 1965.
 - 14) Harley B.M., Perkins F.E, Eagleson P.S. , "A Modular Distributed Model of Catchment Dynamics", Department of Civil Engineering, M.I.T., Dezembro de 1970.
 - 15) Kibler D.F., Woolhiser D.A. , "The Kinematic Cascade as a Hydrologic Model", Colorado State University Hydrology Paper, N° 39, Março de 1970.
 - 16) Harley B.M., Dooge J.C.I. , "Problems in Simulating and Evaluating Various Methods of Linear Flood Routing Using a Small Digital Computer", The Use of Analog and Digital Computers in Hydrology , UNESCO, 1969.
 - 17) Dooge J.C.I., Harley B.M. , "Linear Routing in Uniform Open Channels", Proc. of the International Hydrology Symposium, Fort Collins, Colorado, Setembro de 1967.

- 18) Bravo C.A., Harley B.M., Perkins F.E. e Eagleson P.S. , "A Linear Distributed Model of Catchment Runoff", Department of Civil Engineering, M.I.T. , Junho de 1970
- 19) Baltzer R.A., Lai C. , "Computer Simulation of Unsteady Flows in Waterways", Journal of the Hydraulics Division ASCE, Julho de 1968.
- 20) Abramowitz M., Stegun I.A. , "Handbook of Mathematical Functions", Dover Publications Inc., 1964.
- 21) Kreider D.L., Kuller R.G., Ostberg D.R, e Perkins F.W. , "An Introduction to Linear Analysis", Addison-Wesley Publishing Company, 1966.

A N E X O

```

*ONE WORD INTEGERS
*IOCS(2501READER,DISK,1403PRINTER)
*LIST SOURCE PROGRAM
*NAME JK01
C   PROGRAMA PARA LEITURA E ARMAZENAMENTO DE DADOS ESTAVEIS
   DIMENSION NOPOS(10),NUPM(5),COMP(3),DECL(3),CHEZY(3),
1  PERM(3)
   DEFINE FILE 1( 64,60,U,I1)
   I1=1
   WRITE(5,01)
01  FORMAT(1H1,'NOME POSTO NUM      MONTANTE   C A N A L      ',
1    'MARGEM ESQUERDA      MARGEM DIREITA   PERM.M.E PERM.M.D.',
2    'CHUVA')
05  READ(8,10)NOPOS,NUPOS,NPCHU,NUPM,(PERM(J),J=2,3)
10  FORMAT(10A1,7I3,2F5.0)
   READ(8,12)(COMP(J),DECL(J),CHEZY(J),J=1,3)
12  FORMAT(10F8.0)
   WRITE(1'I1)NOPOS,NUPOS,      NPCHU,NUPM,
1    (COMP(J),DECL(J),CHEZY(J),J=1,3),(PERM(J),J=2,3)
C***
C   NOPOS= NOME DO POSTO JUSANTE
C   NUPOS= NUMERO DO POSTO JUSANTE
C   NPCHU= NUMERO DA ESTACAO PLUVIOMETRICA CORRESPONDENTE
C   AO TRECHO
C   NUPM = NUMERO DE POSTO MONTANTE
C   COMP = COMPRIMENTO DO TRECHO
C           INDICES
C           1= CANAL
C           2= MARGEM ESQUERDA
C           3= MARGEM DIREITA
C   DECL = DECLIVIDADE
C   CHEZY = COEFICIENTE DE CHEZY
C   PERM = COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE
C***
   IF(NUPOS-999)25,15,15
15  CALL LINK(JK11)
C
C   CARTAO FLAG COM 99999
25  WRITE(5,30)NOPOS,NUPOS,NUPM,(COMP(J),DECL(J),
1    CHEZY(J),J=1,3),(PERM(J),J=2,3),NPCHU
30  FORMAT(1X,10A1,6(2X,I2),3(1X,F5.0,1X,F5.3,1X,F5.0),3X,F5.2,
1    5X,F5.2,6X,I2)
   GO TO 05
   END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR JK01
COMMON 0 VARIABLES 52 PROGRAM 312

PAGE 2

END OF COMPILATION

```
*DELETE          JK01
CART ID 0009    DB ADDR  536D    DB CNT   0016
```

```
*STORE          WS UA JK01
CART ID 0009    DB ADDR  54A9    DB CNT   0016
```

```
*LIST SOURCE PROGRAM
```

```
*ONE WORD INTEGERS
```

```
*IOCS(2501READER,DISK,TYPEWRITER)
```

```
*NAME JK02
```

```
C   PROGRAMA PARA GRAVAR DADOS DE CHUVA E DE NIVEL
C   SAO PERMITIDOS ATE 48 HORAS DE REGISTRO CONTINUO
C   O CARTAO FLAG E 9999
```

```
C
C   DIMENSION MES(12),JDATA(3),DADOS(12),KDATA(10,2),KHORA(10),
1   KMIN(10),LAG(10),AUX(319)
```

```
DATA AUX/319*0./,ACUM/0./
```

```
DATA MES/31,28,31,30,31,30,31,31,30,31,30,31/
```

```
DEFINE FILE 2(20,320,U,12)
```

```
DEFINE FILE 3(20,320,U,13)
```

```
DEFINE FILE 6(240,32,U,16)
```

```
C   DEFINICAO INICIAL DAS VARIAVEIS
```

```
I2=1
```

```
I3=1
```

```
I6=1
```

```
MDIA=100
```

```
MHORA=100
```

```
MMIN=100
```

```
JA=0
```

```
J=0
```

```
INT=10
```

```
C   OPCA0
```

```
WRITE(1,10)
```

```
10  FORMAT(' CHAVE 13 ON - DESCARGA',/,IOX,'OFF- CHUVA')
```

```
PAUSE 3333
```

```
CALL DATSW(13,JDEF)
```

```
C
```

```
C   PRIMEIRA PASSAGEM
```

```
20  READ(8,30)NUM,XOME,JDATA,JHORA,MIN,DADOS
```

```
30  FORMAT(I2,A3,1X,3I2,2(1X,I2),2X,12F5.1)
```

```
C
```

```
WRITE(6,I6)NUM,XOME,JDATA,JHORA,MIN,DADOS
```

```
C
```

```
IF(NUM-99)40,70,70
```

```
40  IF(NUM-JA)50,20,50
```

```
C
```

```
50  J=J+1
```

PAGE 3

```

DO 60 K=1,2
60  KDATA(J,K)=JDATA(K)
    KHORA(J)=JHORA
    KMIN(J)=MIN
    JA=NUM
    GO TO 20

C
C  DETERMINACAO DO INICIO DA CHUVA OU COTA
70  DO 150 L=1,J
    M=KDATA(L,2)
    IF(KDATA(L,1)-MES(M))90,80,80
80  KDATA(L,1)=0
90  IF(MDIA-KDATA(L,1))150,110,100
100 MDIA=KDATA(L,1)
    MHORA=KHORA(L)
    MMIN=KMIN(L)
    GO TO 150
110 IF(MHORA-KHORA(L) )150,130,120
120 MHORA=KHORA(L)
    MMIN=KMIN(L)
    GO TO 150
130 IF(MMIN-KMIN(L) )150,150,140
140 MMIN=KMIN(L)
C
150 CONTINUE
C
C
C  DETERMINACAO DO LAG
    JJ=((24-MHORA)*60-MMIN)/INT
    DO 180 L=1,J
    IF(KDATA(L,1)-MDIA)170,170,160
160 LAG(L)=JJ+{(KHORA(L)*60+KMIN(L))/INT
    GO TO 180
170 LAG(L)={(KHORA(L)-MHORA)*60-MMIN+KMIN(L)}/10
C
180 CONTINUE
C
C  GRAVACAO DOS VALORES
    I6=1
    L=0
    JA=0
    ACUM=0.
    I2=1
    I3=1
200 READ(6*I6)NUM,XOME,JDATA,JHORA,MIN,DADOS
    IF(NUM-JA)210,280,210
210 L=L+1
    LA=JA

```


PAGE 5

```

      JTOPO=288
      READ(8,30)MAXST
      I3=1
C     DETERMINACAO DAS ESTACOES EM QUE HA MEDICAO DE DESCARGA
      DO 10 J=1,MAXST
      READ(3,I3)XAUX,NEST(J)
10    CONTINUE
C
      JA=0
C     LEITURA DAS TABELAS COTA-VAZAO (CURVA CHAVE)
      K=-6
20    K=K+7
      KK=K+6
      READ(8,30)NUPOS,(COTA(L),VAZAO(L),L=K,KK)
30    FORMAT(I2,8X,14F5.0)
      IF(NUPOS-JA)40,20,40
40    IF(JA)50,50,60
50    JA=NUPOS
      GO TO 20
60    DO 65 N=1,MAXST
      IF( JA-NEST(N))65,68,65
65    CONTINUE
      STOP 9999
68    I3=2*N-1
      READ(3,I3)XAUX
      DO 130 J=1,JTOPO
      X=XAUX(J)
      IF(X-0.00001)130,69,69
69    KKK=K-7
      DO 70 N=1,KKK
      Y=X-COTA(N)
      IF(Y)80,80,70
70    CONTINUE
      STOP 9999
80    XAUX(J)=VAZAO(N)+(VAZAO(N)-VAZAO(N-1))/(COTA(N)-COTA(N-1))*
1     Y
130   CONTINUE
      I3=I3-2
      WRITE(5,500)XAUX
500   FORMAT(10E12.3)
      PAUSE 4
      WRITE(3,I3)XAUX,JA
      IF(NUPOS-99)138,135,138
135   CALL LINK(JK11)
138   JA=NUPOS
C
      DO 140 N=1,7
      L=K+N

```

PAGE 6

```

      COTA(N)=COTA(L-1)
140  VAZAO(N)=VAZAO(L-1)
      K=1
      GO TO 20
      END

```

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
IOCS

```

```

CORE REQUIREMENTS FOR JK03
COMMON      0 VARIABLES      916 PROGRAM      390

```

END OF COMPILATION

```

*DELETE          JK03
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT  001B

*STORE          WS UA JK03
CART ID 0009    DB ADDR 54A4    DB CNT  001B
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
*IOCS(2501READER,DISK,1403PRINTER)
*NAME JK04
C  PROGRAMA QUE GRAVA DADOS TOPOGRAFICOS E HIDRAULICOS
  REAL INT
  DIMENSION AREA(100)
C  SUPOE-SE NO MAXIMO 3 RESERVATORIOS
  DEFINE FILE 4(300,20,U,I4)
C  UTILIZA 50 SETORES
  I4=1
  WRITE(5,05)
05  FORMAT(1H1, 10X,'INFORMACOES SOBRE RESERVATORIOS DE ',
1   'CONTENCAO DE CHEIAS'//)
08  READ(8,10)NUPOS,NAREA,INT,P,XL,CV,D
C  NUPOS= NUMERO DO POSTO DE JUSANTE
C  NAREA= NUMERO DE ELEMENTOS DA TABELA COTA-AREA
C  OU COTA-VOLUME
C  INT  = INTERVALO ENTRE AS CURVAS DE NIVEL
C  P    = ALTURA DO VERTEDEDOR
C  XL   = EXTENSAO DO VERTEDEDOR
C  CV   = COEFICIENTE DO VERTEDEDOR
C  D    = DIAMETRO DO TUBO DE PURGA
10  FORMAT(2I4,8X,5F5.0)
C
C  O CARTAO FLAG TEM 99999
  WRITE(4,I4)NUPOS,NAREA,INT,P,XL,CV,D
  IF(NUPOS-9999)30,20,20

```

PAGE 7

```

20 CALL LINK(JK11)
C
30 WRITE(5,40)NUPOS,NAREA,INT,P,XL,CV,D
40 FORMAT(//,' POSTO NUM EL. TAB INTERVALO ALT VERT. ',
1 ' EXT VERT. COEF VERT. DIAM TUBO '/
2 2(I7,5X),5E12.4//10X,'DADOS DA TABELA COTA-AREA')
C
READ(8,50)(AREA(J),J=1,NAREA)
50 FORMAT(8F10.0)
WRITE(5,60)(AREA(J),J=1,NAREA)
60 FORMAT(10E12.4)
C
WRITE(4'I4)(AREA(J),J=1,NAREA)
GO TO 08
END

```

FEATURES SUPPORTED

ONE WORD INTEGERS

IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR JK04

COMMON	0	VARIABLES	224	PROGRAM	290
--------	---	-----------	-----	---------	-----

END OF COMPILATION

```

*DELETE JK04
D 26 NAME NOT FOUND IN LET/FLET

```

```

*STORE WS UA JK04
CART ID 0009 DB ADDR 54BF DB CNT 0015
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
*IOCS(DISK,TYPEWRITER,KEYBOARD,1403PRINTER)
*NAME JK05
C**** PROGRAMA GERAL DE COMPOSICAO DE HIDROGRAMA
DIMENSION NOPOS(10),NUPM(5),COMP(3),DECL(3),CHEZY(3),
1 PERM(3),
2 QREF(3),CHUVA(318),XAUX(318),SOBRA(318),Q(318),
3 CARAC(180),JBARR(3),JIND(3)
DATA JBARR/3*0/
DEFINE FILE 1( 64,60,U,I1)
C SAO PERMITIDOS 64 TRECHOS = 8 SETORES DISCO
C
C SAO PERMITIDAS 10 ESTACOES PLUVIOMETRICAS = 20 SETORES DISC
DEFINE FILE 2(20,320,U,I2)
C
C SAO PERMITIDAS 10 ESTACOES FLUVIOMETRICAS = 20 SETORES DISC

```

PAGE 8

```

      DEFINE FILE 3(20,320,U,I3)
C
C   SAO PERMITIDAS 3 BARRAGENS = 50 SETORES DISCO
      DEFINE FILE 4(300,20,U,I4)
C
C   SAO PERMITIDOS 64 TRECHOS = 64 SETORES
      DEFINE FILE 5(64,320,U,I5)
C
C***  PROCEDIMENTOS PRELIMINARES
      DEZ=10.*60.
      I2=-1
      FATOR=10.**(-5)/6.
C   DEFINICAO DE HIDROGRAFAS DE DURACAO DE 20 HORAS
      JTOPO=120
C   DEFINICAO DOS LOCAIS EM QUE HA BARRAGEM
      NB=0
      I4=1
10    READ(4,I4)NUPOS,NAREA
      IF(NUPOS-9999)20,50,50
20    NB=NB+1
      JBARR(NB)=NUPOS
      JIND(NB)=I4-1
      J=NAREA/10
      IF(10*J-NAREA)30,40,40
30    J=J+1
C   J=NUMERO DE REGISTROS PARA A TABELA COTA-AREA EM FOCO
40    I4=I4+J
      GO TO 10
C
C***  AGORA COMECA UMA TENTATIVA
50    READ(6,60)QREF,ACUM
60    FORMAT(F10.0)
C
      I1=1
C*   LEITURA DOS DADOS CORRESPONDENTES A UM TRECHO
70    READ(1,I1)NOPOS,NUPOS,NPCHU,NUPM,
1     (CCMP(J),DECL(J),CHEZY(J),J=1,3),(PERM(J),J=2,3)
      IF(NUPOS-999)100,080,80
C   FIM DO PROGRAMA
C   SE CHAVE 11 ESTIVER LIGADA FAZ-SE OUTRA TENTATIVA
80    PAUSE 2222
      CALL DATSW(11,J)
      GO TO(50,90),J
90    CALL LINK(JK11)
C   SE CHAVE 12 ESTIVER LIGADA--RENOVACAO DA DESC. REFERENCIA
C   PARA O NOVO TRECHO
100   CALL DATSW(12,J)
      GO TO(110,130),J

```

PAGE 9

```

110 WRITE(1,120)NOPOS,NUPOS
120 FORMAT('FORNECA DESCARGA DE REFERENCIA PARA ',10A1
1  , ' POSTO NUMERO',I4      )
    READ(6,60)QREF,ACUM
C
C   ZERAR OS CAMPOS DE DESCARGA PARA O TRECHO
130 DO 140 J=1,318
    Q(J)=0.
    XAUX(J)=0.
140 CONTINUE
C
C**  PESQUISA DA CHUVA PARA O POSTO EM QUESTAO
    J=2*NPCHU-1
    IF(J-I2+2)150,154,150
C   LEITURA DA CHUVA APROPRIADA
150 I2=J
    READ(2*I2)CHUVA
C
C   DETERMINACAO DO VOLUME DE CHUVA CAIDO SOBRE O TRECHO
C   DETERMINACAO DO TEMPO MAXIMO DE DURACAO DA CHUVA
    CALL JK12(CHUVA,JTOPO,MAXCH)
C
154 TCHUV=0.
    DO 155 J=1,MAXCH
155 TCHUV=TCHUV+CHUVA(J)
    TCHUV=TCHUV*CGMP(1)*((COMP(2)+COMP(3))/1000.
C**  DETERMINACAO DOS HIDROGRAMAS
C   ESCOAMENTO NAS MARGENS
    TSOBR=0.
    DO 200 J=2,3
C
    CALL JK06(COMP(J),DECL(J),CHEZY(J),QREF(J),CARAC,JTEMP,DEZ,
1 FATOR)
C   CARAC= HIDROGRAMA CARACTERISTICO - ADMITE 30 HORAS
C   JTEMP= TEMPO MAXIMO DO HIDROGRAMO CARACTERISTICO
C
C   DETERMINACAO DO EXCESSO DE CHUVA - ROTINA DE INFILTRACAO
C   SUPOE-SE QUE O SOLO ESTA SECO NO INICIO
    SOBR=0.
C
    MAXSB=MAXCH+30
    DO 190 L=1,MAXSB
    XINF=PERM(J)/ACUM+0.05
    IF(XINF-CHUVA(L))180,180,170
170 XINF=CHUVA(L)
180 SOBRA(L)=CHUVA(L)-XINF
    ACUM=ACUM+XINF-0.05
    IF(ACUM-0.0001)185,186,186

```

PAGE 10

```

185 ACUM=0.0001
186 SOBR=SOBR+SOBRA(L)
190 CONTINUE
    TSOBR=TSOBR+SOBR*COMP(1)*COMP(J)/1000.
C
C CONVOLUCAO
CALL JK08(CARAC,JTEMP,SOBRA,MAXCH,XAUX)
CALL JK12(XAUX,JTOPO,MAXLT)
200 CONTINUE
C
C ESCOAMENTO NO CANAL
CALL JK06(COMP(1),DECL(1),CHEZY(1),QREF(1),CARAC,JTEMP,DEZ,
1 1.)
CALL JK08(CARAC,JTEMP,XAUX,MAXLT,Q)
C
C ESCOAMENTO DE MONTANTE
DO 210 J=1,3
IF(NUPM(J))210,210,220
210 CONTINUE
GO TO 290
C
220 CALL JK07(COMP(1),DECL(1),CHEZY(1),QREF(1),CARAC,JTEMP,DEZ)
DO 280 J=1,5
IF(NUPM(J))280,280,230
C LEITURA DA ENTRADA DE MONTANTE
230 I5=2*NUPM(J)-1
READ(5*I5)XAUX,ACHUV,ASOBR
CALL JK12(XAUX,JTOPO,MAXMT)
C DECISAO QUANTO ALTERACAO DO PROGRAMA DEVIDO A EXISTENCIA
C DE BARRAGEM
IF(NB)270,270,240
240 DO 260 K=1,NB
IF(NUPM(J)-JBARR(K))260,250,260
250 CALL JK09(XAUX,JIND(K),MAXMT, DECL(1),CHEZY(1),DEZ)
GO TO 270
260 CONTINUE
270 CALL JK08(CARAC,JTEMP,XAUX,MAXMT,Q)
C
TCHUV=TCHUV+ACHUV
TSOBR=TSOBR+ASOBR
280 CONTINUE
C GRAVACAO DA DESCARGA CALCULADA
290 CONTINUE
I5=2*NUPOS-1
WRITE(5*I5)Q,TCHUV,TSOBR
CALL JK12(Q,JTOPO,MAXFI)
C IMPRESSAO DA DESCARGA CALCULADA
CALL JK10(NUPOS,NUPOS,Q, TCHUV,TSOBR, MAXFI,CHUVA,

```

PAGE 11

```

1 SOBRA,DEZ)
GO TO 70
END

```

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
IOCS

```

```

CORE REQUIREMENTS FOR JK05
COMMON      0 VARIABLES  3036 PROGRAM  908

```

END OF COMPILATION

```

*DELETE          JK05
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT  003E

*STORE          WS UA JK05
CART ID 0009    DB ADDR 5496    DB CNT  003E
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
SUBROUTINE JK06(X,DECL,COEF,QREF,CARAC,KAUX,XIT,FATOR)
DIMENSION CARAC(0200),HIDPR(18),HIDAT(0200),HIDAX(0200)
YLIM=10.**(-8)
KTOP0=180
COMP=X/10.
IF(COMP-60.)05,05,06
05 COMP=60.
C ZERAR O CAMPO
06 DO 10 J=1,KTOP0
10 CARAC(J)=0.
DO 20 J=1,18
HIDPR(J)=0.
20 HIDAT(J)=0.
DO 30 J=19,KTOP0
30 HIDAT(J)=0.
QQQQ=QREF
32 CALL JK07(COMP,DECL,COEF,QQQQ,HIDPR,JTEMP,XIT)
IF(JTEMP-2)38,38,37
37 IF(JTEMP-12)39,39,38
38 QQQQ=2.*QQQQ
GO TO 32
39 XAT=0.
KTEMP=0.
DO 40 J=1,JTEMP
HIDAT(J)=HIDPR(J)
CARAC(J)=HIDPR(J)
40 CONTINUE
50 XAT=COMP+XAT

```

PAGE 12

```

        IF(XAT-X)70,60,60
60      DO 65 J=1,KAUX
        CARAC(J)=CARAC(J)*FATOR*COMP
        IF(CARAC(J)-YLIM)67,67,65
65      CONTINUE
67      KAUX=J-1
        RETURN
70      KTEMP=KTEMP+JTEMP
        IF(KTEMP-KTOPO)74,76,72
72      KTEMP=KTOPO
        GO TO 76
74      KAUX=KTEMP+JTEMP
        IF(KAUX-KTOPO)78,78,76
76      KAUX=KTOPO
78      DO 80 J=1,KAUX
80      HIDAX(J)=0.
        CALL JK08(HIDAT,KTEMP,HIDPR,JTEMP,  HIDAX)
        DO 90 J =1,KAUX
        HIDAT(J)=HIDAX(J)
90      CARAC(J)=CARAC(J)+HIDAX(J)
        GO TO 50
        END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK06

COMMON	0	VARIABLES	852	PROGRAM	374
--------	---	-----------	-----	---------	-----

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0363 (HEX)

END OF COMPILATION

```

*DELETE          JK06
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT  001A

*STORE          WS  UA  JK06
CART ID 0009    DB ADDR 54BA    DB CNT  001A
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
C  SUBROTINA DE DETERMINACAO DO HIDROGRAMA CARACTERISTICO
C  DE MONTANTE
C  SUBROUTINE JK07(X,DECL,COEF,QREF,CARAC,JTEMP,DEZ)
C  DIMENSION CARAC(1),ARQ(2)
C  COMPRIMENTO MAXIMO DO VETOR CARACTERISTICO
C  YTGL=10.**(-10)
C  N=100
C  KTOPO=18

```

PAGE 13

```

CALL JK14(X,DECL,COEF,QREF,A,B,C,D,E,ZG,ZH,ZI,ZJ,ZK,ZM,ZN,
1 P,R,S,DEZ,JCRT)
DO 10 J=1,KTOPO
10 CARAC(J)=0.
IF(JCRT)70,70,60
60 CARAC(1)=1.
JTEMP=3
GO TO 140
70 CONTINUE
EXPR=EXP(R)
EXPZI=EXP(-ZI*P)
C VAMOS AO CICLO
L=1
K=0
DO 120 J=1,KTOPO
T=DEZ*J
IF(T-P)120,120,80
80 CALL JK13(P,T,N, ZI,ZJ,ZK,ZM,ZN,RESP)
ARQ(L)=RESP
CARAC(J)=RESP+EXPZI
C
IF(T-S )110,110,90
90 RESP=ARQ(1)
ARQ(1)=ARQ(2)
C
CARAC(J)=CARAC(J)-RESP-EXPZI
C
IF(CARAC(J)-YTOL )100,100,110
100 IF(K)120,120,130
C
110 K=1
CARAC(J)=CARAC(J)*EXPR
L=2
120 CONTINUE
C
J=J-1
130 JTEMP=J
140 CONTINUE
RETURN
END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK07
COMMON 0 VARIABLES

58 PROGRAM 282

PAGE 14

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0047 (HEX)

END OF COMPILATION

```
*DELETE                JK07
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT 0014
```

```
*STORE      WS UA JK07
CART ID 0009    DB ADDR 54C0    DB CNT 0014
```

*LIST SOURCE PROGRAM

*ONE WORD INTEGERS

```
C      SUBROTINA DE CONVOLUCAO
      SUBROUTINE JK08(CARAC,JTEMP,ENT,MAX,      RESP)
      DIMENSION CARAC(1),ENT(1),RESP(1)
      YTOL=10.**(-8)
      DO 20 J=1,MAX
      IF(ENT(J)-YTOL)20,20,5
05     DO 10 K=1,JTEMP
      L=J+K-1
      RESP(L)=RESP(L)+      CARAC(K)*ENT(J)
10     CONTINUE
20     CONTINUE
      RETURN
      END
```

FEATURES SUPPORTED

ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK08

```
COMMON      0 VARIABLES      10 PROGRAM      108
```

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 000E (HEX)

END OF COMPILATION

```
*DELETE                JK08
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT 0008
```

```
*STORE      WS UA JK08
CART ID 0009    DB ADDR 54CC    DB CNT 0008
```

*LIST SOURCE PROGRAM

*ONE WORD INTEGERS

```
C      SUBROTINA QUE ALTERA A FORMA DAS HIDROGRAFAS
C      POR EFEITO DE BARRAGEM
      SUBROUTINE JK09(XAUX,I4,MAXMT,      DECL,CHEZY,DEZ)
      DIMENSION XAUX(30),AREA(100),VOL(100),XINIC(11),RELAC(11)
      DATA XINIC/5.5,6.,6.5,7.,7.7,8.3,9.,10.,11.,12.,14./
      DATA RELAC/4.0,3.,2.0,1.5,1.25,1.,0.9,0.8,0.7,0.6,0.5/
```

PAGE 15

```

C      LEITURA DOS DADOS NO DISCO
      K=I4
      READ(4*I4)NUPOS,NAREA,INT,P,XL,CV,D
      CALL DATSW(10,JCURV)
      GO TO (6,5),JCURV
5      READ(4*I4)(VOL(J),J=1,NAREA)
      GO TO 15
6      READ(4*I4)(AREA(J),J=1,NAREA)
C      VOL= TABELA COTA-VOLUME
      VOL(1)=0.
      DO 10 J=2,NAREA
      VOL(J)=VOL(J-1)+0.5*XINT*(AREA(J)+AREA(J-1))
10     CONTINUE
15     CONTINUE
      DD=D*39.37
      XINT=INT
      OLD=0.
      ANT=0.
      VOLIN=0.
      N=P/XINT+1
C      O CICLO
      DO 170 J=1,MAXMT
      X=DEZ*(XAUX(J)+ANT)*0.5
      VOLIN=VOLIN+X
      ANT=XAUX(J)
      X=0.
      DO 40 K=1,NAREA
      X=X+XINT
      IF(VOL(K)-VOLIN)40,50,50
40     CONTINUE
C
50     RAZAQ=X/D
      DO 60 L=1,11
      IF(RAZAQ-RELAC(L))60,70,70
60     CONTINUE
C
70     DZERO=XINIC(L)
      Q=(DD/DZERO)**2.55
C      CONVERSAO DE UNIDADES
      XAUX(J)=Q*0.02832
      X=DEZ*(XAUX(J)+OLD)*0.5
      VOLIN=VOLIN-X
C
C      PRECAUCOES
      IF(VOLIN)80,80,90
80     VOLIN=0.
      GO TO 160
C

```

PAGE 16

```

90      X=0.
        DO 100 I=1,NAREA
          IF(VOLIN-VOL(I))110,110,100
100     CONTINUE
110     H=I*XINT
        X=H-P
        IF(X)160,160,115
C       O VERTEADOR FUNCIONA
115     Z=VOLIN-VOL(N)
        Q=CV*XL*X**1.5
        X=DEZ*Q
        IF(Z-X)120,120,130
120     VOLIN=VOLIN-Z
        XAUX(J)=XAUX(J)+Z/DEZ
        GO TO 140
C
130     VOLIN=VOLIN-X
        XAUX(J)=XAUX(J)+Q
C
140     WRITE(1,150)NUPOS
150     FORMAT(' O VERTEADOR FUNCIONA PARA O POSTO NUMERO',I5)
C
160     OLD=XAUX(J)
170     CONTINUE
        WRITE(5,2000)XAUX
2000    FORMAT(10E12.3)
        RETURN
        END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK09
COMMON 0 VARIABLES 490 PROGRAM 550

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0216 (HEX)

END OF COMPILATION

```

*DELETE                            JK09
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT 002E

```

```

*STORE            WS UA JK09
CART ID 0009    DB ADDR 54A6    DB CNT 002E

```

*LIST SOURCE PROGRAM

*ONE WORD INTEGERS

```

C    SUBROTINA DE IMPRESSAO GERAL
     SUBROUTINE JK10(NOPOS,NUPOS,Q,TCHUV,TSOBR,JTOPO,CHUVA,

```

PAGE 17

```

1 SOBRA,XINT)
  DIMENSION NOPOS(10),Q(1),REAL(319),CHUVA(1),SOBRA(1),
1 QTOT(319)
  YTQL=10.**(-7)
  JJ=1
  MAXST=1
C   IMPRESSAO DO CABECALHO
  WRITE(5,10)NOPOS,NUPOS,TCHUV,TSOBR
10  FORMAT(1H1,'POSTO ',10A1,3X,'NUMERO',I5,/,5X,
1  'VOLUME DE CHUVA TOTAL EM M3',
2      E15.7,/,5X,'VOLUME DE CHUVA SOBRA EM M3',E15.7)
C
C   DETERMINACAO DO VOLUME SIMULADO
  ACUM=0.
  DO 20 J=1,JTOPO
20  ACUM=ACUM+Q(J)
  ACUM=ACUM*XINT
  WRITE(5,30)ACUM
30  FORMAT(5X,'VOLUME SUPERFICIAL      EM M3',E15.7)
C
C   DECISAO QUANTO A EXISTENCIA DE VAZoes REAIS
  I3=1
  DO 40 J=1,MAXST
  READ(3,I3)REAL,NEST
  IF(NUPOS-NEST)40,45,40
40  CONTINUE
  JJ=2
  GO TO 65
C   DETERMINACAO DO VOLUME REAL
45  ACUM=0.
  QBAS2=REAL(JTOPO)
  QBAS1=REAL(1)
  QBASE=QBAS1
  AJUST=(QBAS2-QBAS1)/JTOPO
  ACUMT=0.
  DO 50 J=1,JTOPO
  QBASE=QBASE+AJUST
  QTOT(J)=Q(J)+QBASE
  ACUMT=ACUMT+QTOT(J)
50  ACUM=ACUM+REAL(J)
  ACUM=ACUM*XINT
  ACUMT=ACUMT*XINT
  WRITE(5,55)ACUMT
55  FORMAT(5X,'VOLUME SIMULADO TOTAL EM M3',E15.7)
  WRITE(5,60)ACUM
60  FORMAT(5X,'VOLUME      REAL      TOTAL EM M3',E15.7)
C
C   DADOS GERAIS

```

PAGE 18

```

65   DO 120 J=1,JTOPO,10
      K=J+9
      IF(K-JTOPO)67,67,66
66   K=JTOPO
67   WRITE(5,70)(CHUVA(L),L=J,K)
70   FORMAT(///,' CHUVA ',10F10.3)
      WRITE(5,80)(SOBRA(L),L=J,K)
80   FORMAT(' SOBRA ',10F10.3)
      WRITE(5,90)(Q(L),L=J,K)
90   FORMAT(' SUPER ',10F10.3)
      GO TO(100,120),JJ
100  WRITE(5,105)(QTOT(L),L=J,K)
105  FORMAT(' SIMTL ',10F10.3)
      WRITE(5,110)(REAL(L),L=J,K)
110  FORMAT(' MEDID ',10F10.3)
C
120  CONTINUE
      RETURN
      END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK10
COMMON 0 VARIABLES 1302 PROGRAM 564

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 05B5 (HEX)

END OF COMPILATION

*DELETE JK10
D 26 NAME NOT FOUND IN LET/FLET

*STORE WS UA JK10
CART ID 0009 DB ADDR 54D4 DB CNT . 0026

*ONE WORD INTEGERS

*LIST SOURCE PROGRAM

*NAME JK11

```

C   PROGRAMA    AUXILIAR PARA FAZER PONTE ENTRE OS PROGRAMAS
C   A CHAVE QUE ESTIVER LIGADA FAZ COM QUE O PROGRAMA DE NUMERO
C   CORRESPONDENTE ASSUMA O CONTROLE
C   CHAVE ZERO SIGNIFICA CALL EXIT
      PAUSE 1111
      DO 10 J=1,6
      K=J-1
      CALL DATSW(K,IND)
      GO TO(20,10),IND

```

PAGE 19

```

10 CONTINUE
C
20 GO TO(30,40,50,60,70,80),J
30 CALL EXIT
40 CALL LINK(JK01)
50 CALL LINK(JK02)
60 CALL LINK(JK03)
70 CALL LINK(JK04)
80 CALL LINK(JK05)
END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK11
COMMON 0 VARIABLES 4 PROGRAM 66

END OF COMPILATION

```

*DELETE JK11
CART ID 0009 DB ADDR 536D DB CNT 0005

```

```

*STORE WS UA JK11
CART ID 0009 DB ADDR 54F5 DB CNT 0005

```

*LIST SOURCE PROGRAM

*ONE WORD INTEGERS

```

C SUBROUTINA PARA DETERMINAR O TEMPO MAXIMO
C DE DURACAO DE UMA DETERMINADA ENTRADA
SUBROUTINE JK12(XINPT,JTOPO,K)
DIMENSION XINPT(318)
YTOL=10.**(-10)
DO 10 J=1,JTOPO
K=JTOPO-J+1
IF(XINPT(K)-YTOL )10,10,20
10 CONTINUE
C
20 RETURN
END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK12
COMMON 0 VARIABLES 6 PROGRAM 62

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 000A (HEX)

END OF COMPILATION

PAGE 20

```

*DELETE                JK12
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT  0005

*STORE      WS  UA  JK12
CART ID 0009    DB ADDR 54F5    DB CNT  0005
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
C   SUBROTINA AUXILIAR PARA JK07 (DE INTEGRACAO)
   SUBROUTINE JK13(P,T,N,      ZI,ZJ,ZK,ZM,ZN,RESP)
   XN=N
   H=(T-P)/XN
   RESP=0.
   X=P
   DO 10 I=1,N
   X=X+H
   F=XJK1(X,ZI,ZJ,ZK,ZM,ZN)
10  RESP=RESP+F
C
   G=XJK1(T,ZI,ZJ,ZK,ZM,ZN)
   RESP=0.5*H*( 2.*RESP-G)
   RETURN
   END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK13
COMMON 0 VARIABLES 14 PROGRAM 124

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0015 (HEX)

END OF COMPILATION

```

*DELETE                JK13
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT  000A

*STORE      WS  UA  JK13
CART ID 0009    DB ADDR 54F0    DB CNT  000A
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
C   SUBROTINA AUXILIAR DE JK06 E JK07
   SUBROUTINE JK14(X,DECL,COEF,QREF,A,B,C,D,E,ZG,ZH,ZI,ZJ,ZK,
   1 ZM,ZN,P,R,S,XIT,JCRT)
   JCRT=0
C   DETERMINACAO DA PROFUNDIDADE DE REFERENCIA
C   COMO SE O ESCOAMENTO FOSSE UNIFORME
   AUX=COEF**2*DECL
   IF(AUX-9.8)1,1,2

```

PAGE 21

```

1      AUX=SQRT(AUX)
      GO TO 3
2      JCRT=1
      GO TO 70
3      Y=(QREF/AUX)**(2./3.)
C      DETERMINACAO DAS CONSTANTES
      A=9.8*Y**3-QREF**2
      IF(A)10,10,30
10     WRITE(5,20)
20     FORMAT(' ESCOAMENTO SUPER CRITICO')
30     B=2.*QREF*Y
      C=Y**2
      D=3.*9.8*Y**2*DECL
      E=2.*9.8*QREF/COEF**2
      ZG=2.*B*D+4.*A*E
      ZH=B**2+4.*A*C
      ZI=ZG/(2.*ZH)
      ZJ=      (ZG**2-4.*ZH*D**2)/(4.*ZH**2)
      ZK=SQRT((X**2*ZH)/(4.*A**2))
      ZM=(X*B)/(2.*A)
      ZN=(X*D)/(2.*A)
      P=ZK-ZM
      R=ZN-ZI*ZM
      S=XIT+P
      IF(ZJ)40,40,60
40     WRITE(5,50)
50     FORMAT(' NAO E FUNCAO DE BESSEL MODIFICADA')
      ZJ=-ZJ
60     ZJ=SQRT(ZJ)
C
70     RETURN
      END

```

FEATURES SUPPORTED
ONF WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR JK14
COMMON 0 VARIABLES 12 PROGRAM 420

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 003B (HEX)

END OF COMPILATION

*DELETE JK14
D 26 NAME NOT FOUND IN LET/FLET

*STORE WS UA JK14

PAGE 22

CART ID 0009 DB ADDR 54FA DB CNT 0020

*LIST SOURCE PROGRAM

*ONE WORD INTEGERS

```

C      FUNCAO AUXILIAR
      FUNCTION XJK1(X,ZI,ZJ,ZK,ZM,ZN)
      AUX=ZJ*ZK
      EXPX=EXP(-ZI*X)
      A=SQRT((X+ZM)**2-ZK**2)
      ANUM=AUX/A
      Y=ZJ*A
      BI=XJK2(Y)
      XJK1=EXPX*ANUM*BI
      RETURN
      END

```

FEATURES SUPPORTED

ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR XJK1

COMMON 0 VARIABLES 18 PROGRAM 86

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0013 (HEX)

END OF COMPILATION

```

*DELETE          XJK1
CART ID 0009    DB ADDR 536D    DB CNT 0008

```

```

*STORE          WS UA XJK1
CART ID 0009    DB ADDR 5512    DB CNT 0008

```

*LIST SOURCE PROGRAM

*ONE WORD INTEGERS

```

C      SUBROTINA PARA CALCULAR A FUNCAO DE BESSEL
      FUNCTION XJK2(Y)
      X=ABS(Y)
      T=X/3.75
      IF(T-1.)10,10,20
10     TT=T**2
      XJK2=X*(0.5+TT*(0.8789059+TT*(0.5149887+TT*(0.1508493+TT*
1      (0.0265873
2      +TT*(0.0030153+TT*(0.0003241))))))
      GO TO 30
20     TT=T*(-1)
      XJK2=X**(-0.5)*EXP(X)*
1      (0.3989423+TT*(-0.0398802+TT*(-0.0036202+TT*(0.0016380
2      +TT*
3      (-0.0103155+TT*(0.0228297+TT*(-0.0289531+TT*(0.0178765
4      +TT*

```

PAGE 23

```

      5      (-0.0042006)))))))))
30      CONTINUE
      RETURN
      END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS

CORE REQUIREMENTS FOR XJK2
COMMON 0 VARIABLES 22 PROGRAM 192

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 003C (HEX)

END OF COMPILATION

```

*DELETE                           XJK2
CART ID 0009   DB ADDR 536D   DB CNT   0010

*STORE        WS   UA   XJK2
CART ID 0009   DB ADDR 550A   DB CNT   0010

```