

UM MODELO MATEMÁTICO PARA SIMULAÇÃO E  
OTIMIZAÇÃO DO CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA EM SISTEMAS FLUVIAIS

Alex Mauricio Araújo

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

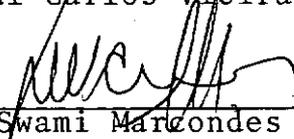
Aprovada por:



Pedro Luis A. Guerrero Salazar  
Presidente



Rui Carlos Vieira da Silva



Swami Marcondes Vilella

Aos meus pais

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Pedro Guerrero, orientador da tese, pelo interesse e contribuição inestimável durante todas as fases deste trabalho.

Aos demais mestres, colegas e funcionários da COPPE-NCE/UFRJ que de uma ou outra maneira nos deram suas parcelas de contribuição.

À Universidade Federal de Pernambuco (PICD / CAPES) e a ACQUA-PLAN nas pessoas dos seus diretores pelo apoio financeiro prestado.

Por último e de modo especial, aos meus pais, Alcides e Luzia, pelo interesse, dedicação, estímulo e carinho com que sempre acompanharam meus estudos.

## RESUMO

O objetivo do presente trabalho é apresentar e aplicar uma metodologia de planejamento que permitirá a integração da administração da qualidade da água com o planejamento global do desenvolvimento sócio-econômico de um sistema fluvial.

A metodologia proposta se baseia na aplicação de técnicas da Análise de Sistemas de Recursos Hídricos e é composta de três submodelos; um submodelo de simulação digital da qualidade da água (SIMOX), um submodelo probabilístico hidrológico (Gumbel - eventos mínimos) e um submodelo para otimização da estratégia do controle da qualidade da água num sistema fluvial empregando programação linear.

O modelo é aplicado para a bacia do Rio Paraíba do Sul no seu setor paulista. O submodelo de simulação SIMOX foi calibrado usando informações de uma amostragem de campo obtidas pelo CETESB e foi usado para analisar condições futuras (1990). As condições hidrológicas de amostragem foram avaliadas com o submodelo probabilístico hidrológico. Se estabeleceu uma política projetada "ótima" para o ano de 1990 utilizando o submodelo de otimização e considerando-se uma frequência de excedência das vazões incrementais de 90%.

## ABSTRACT

The objective of this study was to develop and apply a methodology of planning that could integrate the water quality control management and the socio-economic river basin's planning.

The methodology is based on the application of system's analysis techniques such as simulation with mathematical models and optimization techniques added to a hydrologic probabilistic model, in the planning of the use of water resources to control water quality.

The methodology is applied to Paraíba do Sul river basin in the state of São Paulo.

## ÍNDICE

I	- INTRODUÇÃO .....	1
	1.1 - Considerações Gerais .....	1
	1.2 - Necessidade de Modelos .....	2
	1.3 - Objetivos .....	5
II	- O MODELO PROPOSTO .....	6
	2.1 - Considerações Gerais .....	6
	2.2 - Descrição do Modelo .....	6
III	- SUBMODELOS CONSIDERADOS .....	11
	3.1 - Plano Econômico Regional .....	11
	3.2 - Submodelo Probabilístico Hidrológico .....	12
	3.2.1 - Premissas e Considerações Básicas sobre a Aplicação dos Modelos Estatísticos .....	14
	3.2.2 - Distribuições Assintóticas dos Valores Ex- tremos Mínimos .....	16
	3.2.3 - Estimativa dos Parâmetros da Distribuição Exponencial Limitada (tipo 3) .....	17
	3.2.4 - Verificação da Aderência do Ajustamento .	20
	3.3 - Submodelo de Qualidade da Água/SIMOX .....	22
	3.4 - Submodelo de Otimização .....	28
	3.4.1 - Hipóteses do Submodelo de Otimização ....	31
IV	- APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO/RESULTADOS OBTIDOS .....	37
	4.1 - Considerações Gerais .....	37
	4.2 - Análise Estatística dos Dados Hidrológicos .....	39
	4.3 - Calibração do Modelo SIMOX .....	51
	4.4 - Simulações e sua Avaliação com o SIMOX .....	64
	4.5 - Programação Matemática .....	76

4.6 - Análise dos Resultados .....	80
V - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	82
BIBLIOGRAFIA .....	84

## I - INTRODUÇÃO

### 1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A carência de planejamento a longo prazo em muitos casos no uso dos recursos em aparente e relativa disponibilidade na natureza, constitui-se uma característica marcante da atuação do Homem na tentativa de suprir suas necessidades imediatas.

Para certos recursos mais cedo do que outros, entretanto de uma maneira geral com o alvorecer das civilizações urbanas se iniciou o processo de conscientização para o significado econômico do uso dos recursos naturais.

A rápida deteriorização do ambiente tem feito com que a luta da Humanidade pela sua preservação seja travada em âmbito mundial, objetivando o estabelecimento de normas e medidas disciplinadoras.

Particularmente no caso da Água sendo um bem indispensável e insubstituível representando matéria prima para o desenvolvimento nos países subdesenvolvidos, em sua maior parte localizados em zonas áridas, ou naqueles em que o desenvolvimento industrial é acompanhado de grande demanda desse recurso adicionada a uma população em acelerado crescimento. Se cria então a necessidade da adoção de critérios de aproveitamento integrado dos recursos hídricos, tendo, como unidade básica de planejamento geralmente, as bacias hidrográficas, caso contrário dentro em breve poderão estabelecer-se, entre órgãos setoriais, os maiores conflitos em disputas pelo uso da água, com sérios e talvez irrecuperáveis prejuízos para a sociedade e a economia dos países. Saneamento<sup>1</sup>.

Em modo especial o problema da poluição das águas até há pouco relegado a um segundo plano devido à escassez da população e sua dispersão que aliadas ao trabalho regenerador da própria natureza, tinha um enfoque maior de defesa da Saúde Pública. O progresso mostrou outros aspectos envolvidos na questão; a conservação da fauna e da flora; o desenvolvimento da piscicultura; o zoneamento urbano, visando à conservação dos recursos naturais; a manutenção da estética ambiental e à preservação dos locais de recreio. Todos esses novos aspectos revelados, demonstram a necessidade de uma gerência da qualidade da água envolvida e relacionada diretamente a um Planejamento Integrado da região em consideração. Em reforço a esta argumentação, lembramos que a Carta Européia de Água de 1968, alinha entre seus principais propósitos; Saneamento<sup>1</sup>.

- a boa gestão da água obrigatoriamente precisa ser planejada por autoridades competentes,
- os recursos de água devem ser objeto de um inventário global, e
- a água não tem fronteiras, necessita de cooperação internacional e sua administração deveria se inscrever mais no contexto de bacias, que no de fronteiras políticas.

O desenvolvimento crescente no conhecimento da Hidrologia, determinística e estocástica, e da Análise de Sistemas de Recursos Hídricos tem possibilitado o estudo do problema atual e futuro dentro de bases mais objetivas permitindo planejar mais adequadamente o uso dos recursos hídricos.

## 1.2 - NECESSIDADE DE MODELOS

A necessidade de entender ou controlar complexos problemas tem levado os pesquisadores e entidades a substituir o

fenômeno ou sistema real em estudo por uma representação de estrutura similar entretanto bem mais simples denominada modelo.

Em função do problema abordado os modelos usados poderão ter componentes envolvidos com vários setores do conhecimento científico.

Os modelos podem ser materiais ou matemáticos (simbólicos). Rosenblueth e Wiener<sup>2</sup>. Nos modelos materiais o sistema real é substituído por um sistema material que tem o objetivo de o reproduzir em semelhança física (icônicos) ou baseados em correspondências existentes entre o sistema natural e suas relações com um sistema análogo (analógicos).

Os modelos matemáticos constituem-se por sua vez de leis gerais ou princípios teóricos juntamente com a colocação de circunstâncias empíricas inerentes ao sistema em observação. Os modelos matemáticos empíricos são aqueles que não contêm leis gerais sendo uma mera representação dos dados, os modelos matemáticos teóricos são consequências das mais importantes leis governantes dos fenômenos em consideração.

Com o advento dos computadores digitais de maiores eficiências de cálculo aparece uma maior tendência para o uso de modelos matemáticos, exceção feita para alguns casos de aplicação especial, ou quando o número de dimensões espaciais do problema aumenta sensivelmente as necessidades de armazenamento, tempo de computação e de entrada de dados podendo fazer com que os modelos materiais se tornem mais atrativos do ponto de vista do custo envolvido na solução do problema.

Sob o ponto de vista da precisão dos resultados, em ambos os modelos ela é limitada fundamentalmente pelos erros con-

tidos nos dados preliminares. Apresentando ainda neste caso específico os modelos matemáticos a vantagem de uma maior flexibilidade a ocasionais alterações.

A conjugação de modelos de um mesmo ou de outro tipo poderá fornecer uma melhor alternativa para a busca das informações que se deseja obter do sistema.

Em muitos problemas o modelo matemático sozinho pode não ser capaz de fornecer todas as informações necessárias para a solução do problema em estudo.

Como se observa o tipo de modelo mais adequado é uma função que envolve características do sistema em estudo, objetivos a serem atingidos e disponibilidade de recursos de um modo geral.

Dada a impossibilidade de se reproduzir o sistema exatamente, são efetuadas simplificações, divisão do sistema em subsistemas que globalmente representem o fenômeno real. Entretanto todos os fatores não podem ser levados em consideração.

Portanto, as respostas que o modelo dará na representação de um dado sistema real será função dessas simplificações e hipóteses efetuadas durante a sua construção advindo daí a necessidade de uma interpretação conveniente para que elas venham a fornecer subsídios adequados ao processo de tomada de decisão.

Alguns autores citam que os modelos não precisam produzir um grande número de saídas para justificar o seu desenvolvimento. A sua compreensão e estudo dão uma visão de entendimento do problema que por si só justificam seu desenvolvimento. Miller e Woolhiser<sup>3</sup>.

### 1.3 - OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é apresentar um modelo que visa fornecer elementos para a gerência da qualidade da água em bacias fluviais no seu processo de tomada de decisões.

No modelo proposto procurou-se fazer com que o mesmo fosse o mais possível adaptável às condições existentes em nosso país no que diz respeito à disponibilidade de dados hidrológicos, de qualidade da água e outros indicadores que funcionam como dados de entrada. De modo que o seu uso poderá racionalizar e adequar bastante o que temos de disponível em termos de informações e recursos com os objetivos a serem alcançados.

No Capítulo II se coloca o modelo de forma detalhada, com seu fluxo lógico e uma breve descrição de suas várias etapas.

No Capítulo III se detalhará especificamente os submodelos componentes do modelo proposto.

No Capítulo IV, será feita a aplicação do modelo ao Rio Paraíba do Sul, em seu trecho paulista e no Capítulo V serão apresentadas as conclusões e recomendações acerca deste trabalho.

## II - O MODELO PROPOSTO

### 2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Entre os problemas que surgem quando se estuda o desenvolvimento de uma região estão os afetos aos seus recursos naturais em particular dos seus recursos hídricos. O planejamento para um uso racional e integrado dos recursos hídricos de uma bacia é um problema muito complexo. A análise de sistemas tem um aspecto muito importante que trata de decompor sistemas grandes e difíceis de resolver, em um conjunto de subsistemas mais facilmente entendidos e manejáveis que podem ser analisados em separado e após, voltar a serem reunidos em uma maneira inteira e original. Devendo ser ressaltado que no aspecto da procura do sistema ótimo, a otimização de todos os subsistemas não implica na otimização da combinação. Mesmo quando a otimização possa ser somente aplicada a certos elementos do sistema, essas subotimizações podem ser de importância considerável no desenvolvimento da performance ótima global. Hall e Dracup<sup>4</sup>.

Em essência a modelagem proposta neste trabalho objetiva enquadrar um modelo de qualidade (da) água de sistemas fluviais com uma série de procedimentos e outros modelos que são usados visando o fornecimento de alternativas já experimentadas para a gerência da qualidade da água desse mesmo sistema a qual por sua vez seria parte integrante de um Plano de Desenvolvimento Econômico Regional.

### 2.2.- DESCRIÇÃO DO MODELO

A abordagem seguida pelo modelo é a seguinte: em uma primeira etapa se procurará identificar o problema obtendo-se

respostas sobre sua existência atual ou futura, em uma etapa posterior se procederá à busca de alternativas para a sua solução.

Na Figura 1 é mostrado um diagrama de fluxo em que se coloca a lógica sequencial das várias fases do modelo proposto às quais passaremos a descrever a seguir: o Modelo de Qualidade da Água por suas características indicará os elementos a serem pesquisados ou efetuados durante a fase de Levantamento de Dados de Qualidade da Água, de um modo geral deverão ser as demandas para os diferentes usos da água e descargas de efluentes com informações à cerca de seus respectivos níveis de tratamento.

Paralelamente ao levantamento de dados, deverá ser efetuada a coleta das informações dos registros de vazões na bacia para possibilitar o emprego de um Modelo Probabilístico Hidrológico que deverá descrever da melhor maneira possível o comportamento estatístico do regime hidrológico da região.

Portanto, o Modelo de Qualidade da Água e o Modelo Probabilístico Hidrológico, fornecerão elementos para uma definição de como, ou seja quais os dados de interesse a serem coletados, e quando, qual a época provavelmente mais propícia do ponto de vista do regime hidrológico para a Programação das Amostragens.

Enfatizamos aqui a importância de um cuidadoso programa de amostragens devido a sua importância para o modelo proposto, já que através dos seus resultados se adotarão os parâmetros para o sistema em estudo. O ideal seria várias amostragens, no mínimo duas para que se procedesse a uma verificação do Modelo de Qualidade da Água entretanto devido ao seu alto custo estas possibilidades são quase irreais para as nossas condições. Portanto iremos considerar uma só amostragem evidenciando desse modo a importância de uma programação e efetivação a mais criteriosa possível.

vel.

Com os dados relativos à qualidade da água e os dados hidrológicos obtidos durante a Amostragem e ainda informações acerca da probabilidade de ocorrência das vazões naquele período torna-se possível uma judiciosa Calibração do Modelo de Qualidade das Águas que estará desse modo apto para efetuar simulações do sistema em consideração.

Nas simulações poderão ser usadas as Projeções dos Dados levantados como entrada para o Modelo de Qualidade da Água. Torna-se clara nesse ponto a interrelação existente entre a Gerência da Qualidade da Água e o Plano de Desenvolvimento Economico Regional. Caso já existisse esse Plano e estivéssemos procurando integrá-lo com o problema de Qualidade da Água teríamos então elementos que de certa maneira orientariam os procedimentos para se efetuar às projeções. Entretanto, na sua falta haverá a necessidade de serem efetuadas coletas de material de interesse junto às várias entidades responsáveis pelos diversos usos dos recursos hídricos do sistema em estudo. Como se observa esta é uma fase difícil nesse estudo, detentora da maior parcela de incertezas considerando que se está adicionando às variâncias devidas à dinâmica inerente ao sistema àquelas advindas da falta ou precariedade das informações, evidenciando a imperiosa necessidade de um Planejamento Regional que dentre outras atribuições teria a de subsidiar o estabelecimento de critérios adequados para essas projeções.

Com o resultado das Projeções de Dados e a Calibração do Modelo de Qualidade da Água por essa metodologia poderão ser iniciadas as primeiras Simulações com o Modelo de Qualidade da Água. Essas simulações serão avaliadas com o auxílio do Modelo Probabilístico Hidrológico. Após um número razoável de simula

ções torna-se possível a definição de uma política ótima, imposta por condições intrínsecas do sistema específico em consideração, com o auxílio de Programação Matemática. (Otimização).

Essa Programação imporá restrições e hipóteses às quais deverão ser analisadas para se ter uma boa confiança nos seus resultados. Dependendo dos resultados da Programação poderá se retornar às Simulações com o Modelo de Qualidade da Água ou à Programação Matemática com o fim de serem corrigidos ou comparados os resultados obtidos. Após todas essas etapas o conjunto de resultados definitivos fornecerão elementos para o Plano de Desenvolvimento Economico Regional num processo de retro-informação.

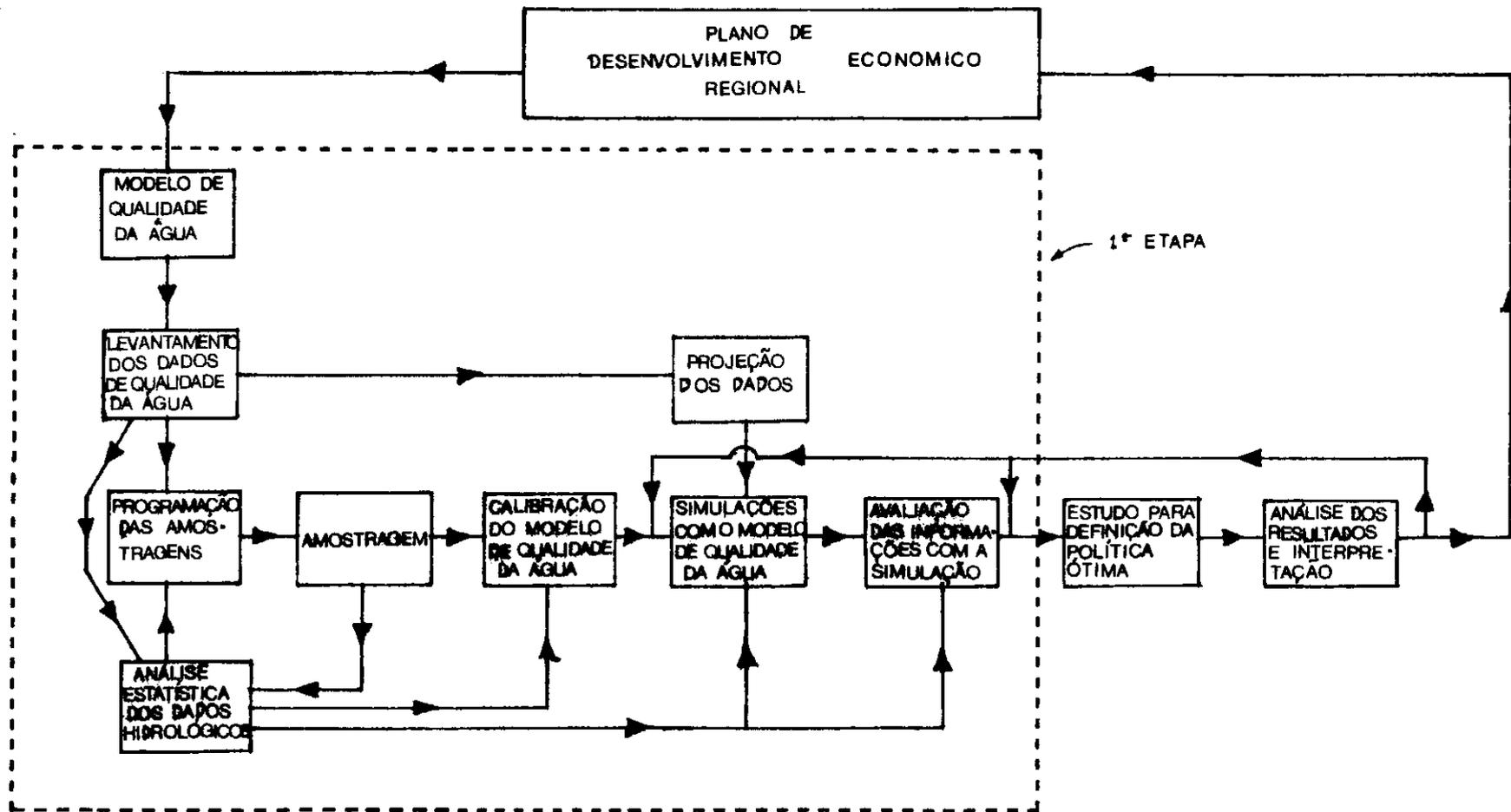


FIGURA 1 - FLUXO DO MODELO PARA A GERÊNCIA DA QUALIDADE DA ÁGUA EM SISTEMAS FLUVIAIS

### III - SUBMODELOS CONSIDERADOS

#### 3.1 - PLANO ECONOMICO REGIONAL

É impossível se obter o pleno desenvolvimento em geral de qualquer região ou população, sem que um planejamento adequado, permita a colocação dos problemas envolvidos, suas soluções, e uma racional utilização dos seus recursos naturais, financeiros e humanos.

O conceito moderno de planejamento, é o do planejamento territorial num sentido amplo; não se entende um território estanque e isolado, sem nenhuma consideração sobre a região que o cerca. Oliveira<sup>5</sup>.

Todas as vezes que uma região apresenta características próprias, de natureza geológica, agrícola, hidrológica, social, e/ou econômica, torna-se conveniente, quando não necessário, o planejamento regional. O estudo das condições ecológicas e o planejamento de obras e serviços permitem o aproveitamento mais racional dos recursos e possibilidades apresentadas pela região. Hamilton<sup>6</sup>.

O aproveitamento dos recursos hídricos de uma região será melhor conduzido, se devidamente planejado para servir a vários municípios e a vários fins. Do mesmo modo, dificilmente se assegurará uma proteção conveniente contra a poluição de um curso de água, se não for elaborado um planejamento conjunto abrangendo os diversos municípios por ele atravessado visando à disposição final dos seus esgotos, e dos resíduos industriais.

Existirão situações em que, mesmo um plano estadual, não será suficiente; é um exemplo o caso de uma bacia fluvial de

grande área. Nos E.U.A. um dos exemplos clássicos, bem sucedido de associação é a do "Tennessee Valley Authority", cujo plano reuniu sete estados americanos, com aproveitamento conjunto para fins de geração de energia, navegação, regularização do curso do rio, obras de saneamento, desenvolvimento da agricultura, etc.

Os elementos a serem fornecidos pelo Planejamento Regional servirão de guias mestras para a aplicação do modelo proposto. Eles deverão definir os limites físicos do sistema fluvial em tela, os objetivos de qualidade d'água, identificar os presentes e projetados usos da água e vários outros parâmetros significativos para serem usados no estudo.

Deve ser observado que o modelo proposto na sua fase inicial necessita desses elementos do Planejamento Econômico Regional, ao qual irá após várias simulações fornecer informações que permitirão a utilização ótima dos Recursos Hídricos, em um processo de "feed-back".

Tenta-se dessa maneira, coordenar as diretrizes básicas lançadas para o aproveitamento dos Recursos Hídricos da bacia com o problema emergente da qualidade desse mesmo recurso, apresentando-se alternativas para implementação de soluções que satisfaçam aos requisitos específicos do sistema em consideração.

### 3.2 - SUBMODELO PROBABILÍSTICO HIDROLÓGICO

Entre os parâmetros do sistema fluvial para o modelo de qualidade da água estão as características da qualidade da água e também as suas características hidrológicas.

A capacidade de diluição e transporte dos rios assume grande importância no problema de lançamento de despejos nos

curtos fluviais. A qualidade da água será mais crítica durante as vazões mínimas evidenciando assim a necessidade do conhecimento das probabilidades dessas descargas.

Em função da climatologia local e das estruturas de regulação na bacia é de se esperar que ocorram variações consideráveis no fluxo dos rios durante os anos. Mesmo tendo-se bom conhecimento do regime hidrológico numa região é necessário nos estudos de qualidade da água em um dado sistema que seja feita uma análise das probabilidades de ocorrência das descargas mínimas obtendo-se daí uma primeira estimativa da probabilidade de ocorrência de vários níveis de fluxo.

Existem pelo menos dois métodos de se resolver o problema da análise da distribuição de frequência das descargas. O primeiro é o da construção de curvas de frequência de descargas mínimas anuais. Esta curva mostra o intervalo de recorrência médio entre eventos menores de que um certo valor, ou a estimativa da probabilidade de que o fluxo será menor do que um certo valor num ano futuro. Ela é uma estimativa da distribuição de probabilidade das vazões mínimas anuais e podem ser feitas para vários números de dias consecutivos usualmente 1, 7, 14 ou 30 dias, variando isto em função dos objetivos desejados. A maior dificuldade deste procedimento se refere à subjetividade no ajuste da curva aos pontos. Riggs<sup>7</sup>

Em face desta dificuldade, um método mais preferido devido à sua objetividade é o de definir os parâmetros de uma ou de várias distribuições de probabilidades teóricas que possam melhor representar os dados. Outras vantagens desta abordagem são as possibilidades de se estender a curva ajustada e ao fornecimento de parâmetros estatísticos que poderão ser comparados com dife

rentes rios.

Na maior parte dos casos a seleção da função distribuição de probabilidades para as variáveis aleatórias hidrológicas é baseada na experiência adquirida em outros trabalhos.

É sabido que algumas funções de distribuição ajustam-se bem às distribuições empíricas de variáveis hidrológicas particulares. Frequentemente, entretanto, duas ou três funções ajustam-se aos dados empíricos igualmente bem. Yevjevich<sup>8</sup>.

No caso das descargas mínimas anuais as distribuições mais comumente empregadas são: log-normal - 3 parâmetros, Pearson tipo-III, Pearson tipo-IV e a distribuição limitada de eventos mínimos de Gumbel. Há vários trabalhos na literatura a respeito do uso dessas distribuições em diferentes regiões. O' Connor<sup>9</sup>, Matalas<sup>10</sup>.

Usaremos neste trabalho a teoria estatística dos valores extremos, desenvolvida de início por Fisher, Frechet, Gnedenko, Gumbel e Von Mises que levaram à construção de funções de distribuições assintóticas que são estritamente válidas para o mínimo valor anual de descarga diária ou instantânea, porém tem sido aplicada para valores de 3, 7, 15 e 30 dias. Gumbel<sup>11, 12</sup>.

### 3.2.1 - Premissas e Considerações Básicas Sobre a Aplicação dos Modelos Estatísticos

A adequabilidade dos métodos estatísticos está sob certa forma condicionada às condições de homogeneidade dos dados no passado e no futuro, à não existência de tendências e de periodicidades. Quando o fluxo de um rio é controlado por reservatórios sua descarga deixa de ser uma variável estritamente aleatória o mesmo se sucedendo com outras estruturas artificiais que al

terem o regime natural das vazões comprometendo desta maneira a base original das predições. Portanto, para os fins da análise estatística essas influências artificiais devem, sempre que possível, serem eliminadas dos dados.

Sabemos que a descarga de um rio varia durante o dia, de dia a dia e de ano a ano. Usa-se geralmente o valor diário como a média de várias observações no dia. Usualmente os valores de descarga são obtidos através de leituras de réguas com a ajuda de curvas-chave. Como estas estão sujeitas a mudanças no tempo, as descargas poderão conter erros de medida.

As hipóteses assumidas são que a descarga média diária de um rio durante o ano é uma variável aleatória contínua com uma distribuição de frequências desconhecidas, e que ela é não-negativa.

O problema a ser resolvido é analisar os dados existentes, e a partir desta análise efetuar predições de futuros eventos mínimos.

O evento mínimo a se estudar é a vazão mínima do ano, que é o menor valor de descarga média diária que ocorreu no ano em observação. Desse modo, como o intervalo médio entre sucessivos eventos é de um ano é razoável se supor satisfeita a premissa básica de que os eventos sejam independentes para poderem ser abordados pela teoria estatística.

Desde que as descargas mínimas são por definição, um extremo das descargas diárias, que são variáveis estatísticas, elas podem ser analisadas pela teoria estatística dos valores extremos.

Nos casos de haver regularização das vazões no sis

tema o problema deverá ser dirigido de forma a se obter as vazões mínimas regularizadas, determinadas pelas regras de operação, e das vazões mínimas incrementais das bacias intermediárias devendo a análise de probabilidade ser feita para cada bacia incremental. Como neste caso os eventos, vazões incrementais, são dependentes o problema resultaria em um caso multivariado, porém por simplicidade e na falta de dados suficientes, poderá se analisar independentemente cada bacia incremental.

### 3.2.2 - Distribuições Assintóticas dos Valores Extremos Mínimos

Para os eventos extremos, há três funções assintóticas de probabilidades na teoria dos extremos. Entretanto, desde que as descargas são variáveis não-negativas nós deveremos fazer uso apenas da função do tipo 3 para eventos mínimos, Tabela 1.

<p>FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE - TIPO 1</p> <p>CONDIÇÕES</p> <p>CURVATURA</p>	$F(x) = \exp \left[ - \exp \left[ \alpha(x - \beta) \right] \right]$ $-\infty < x < \infty ; \alpha > 0$ $\frac{d^2x}{dy^2} = 0$ <p style="text-align: right;">(1)</p>
<p>FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE - TIPO 2</p> <p>CONDIÇÕES</p> <p>CURVATURA</p>	$F(x) = \exp \left[ - (\beta/x)^\alpha \right]$ $x \leq 0 ; \alpha > 0 ; \beta < 0$ $\frac{d^2x}{dy^2} < 0$ <p style="text-align: right;">(2)</p>
<p>FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE - TIPO 3</p> <p>CONDIÇÕES</p> <p>CURVATURA</p>	$F(x) = \exp \left[ - (x - \gamma/\beta - \gamma)^\alpha \right]$ $x \geq \gamma ; \alpha > 0 ; \beta > \gamma ; \gamma \geq 0$ $\frac{d^2x}{dy^2} > 0$ <p style="text-align: right;">(3)</p>

TABELA 1 - FUNÇÕES DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE ASSINTÓTICAS DE EVENTOS EXTREMOS

Na função de distribuição de probabilidade tipo 3, o significado das variáveis envolvidas é o seguinte:

- $F(x)$  - probabilidade de um evento ser maior do que  $x$ ,  
 $x$  - evento mínimo em consideração,  
 $\gamma$  - parâmetro limite inferior,  
 $\beta$  - parâmetro evento mínimo característico o qual deverá ser excedido 36.8% do tempo. (indicador de locação), e  
 $\alpha$  - parâmetro de escala (indicador de dispersão ou concentração).

Gumbel, <sup>11, 12</sup>, mostrou que a função limitada de probabilidade do menor valor tipo 3 ajusta assintoticamente a distribuição da menor descarga anual. E estabeleceu critérios para a escolha entre as distribuições disponíveis na teoria dos extremos de acordo com a aplicação desejada e as condições inerentes de cada tipo específico de distribuição.

### 3.2.3 - Estimativa dos Parâmetros da Distribuição Exponencial Limitada (Tipo 3)

Embora Gumbel<sup>11</sup> admita que o método dos momentos, que usa os três primeiros momentos, média, desvio padrão e coeficiente de assimetria, possa fornecer uma estimativa aproximada dos parâmetros, sua objetividade o torna aplicável mesmo como uma primeira aproximação. Yevjevich<sup>8</sup>.

O método dos momentos para a estimativa dos parâmetros da distribuição de probabilidade fornece para  $\gamma > 0$  as seguintes equações:

$$\gamma_1 = C_s = \left[ \Gamma\left(1 + \frac{3}{\alpha}\right) - 3\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) + 2\Gamma^3\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right] \cdot B^3(\alpha) \quad (4)$$

onde

$$B(\alpha) = \left[ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (5)$$

e  $C_s$  é o coeficiente de assimetria estimado através da amostra e funciona como estimador de  $\gamma_1$ . (Bobée e Robitaille<sup>13</sup>, apresentam várias expressões para esta estimativa). Com o uso das equações (4) e (5) chega-se ao estimador  $\hat{\alpha}$  de  $\alpha$ . E,

$$A(\alpha) = \left[ 1 - \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right] \cdot B(\alpha) \quad (6)$$

Com o valor de  $A(\alpha)$ , acha-se os demais parâmetros  $\beta$  e  $\gamma$  através de:

$$\beta = \mu + \sigma \cdot A(\alpha) \quad (7)$$

$$\gamma = \beta - \sigma \cdot B(\alpha) \quad (8)$$

os estimadores para  $\mu$  e  $\sigma$  são a média ( $\bar{x}$ ) e o desvio padrão (S) da amostra.

O modo mais rápido de estimar esses parâmetros é usar as tabelas de Gumbel<sup>12</sup>, págs: 282-284, que fornecem os valores de  $A(\alpha)$ ,  $B(\alpha)$  e  $C_s(\alpha)$  versus  $\frac{1}{\alpha}$ , ou suas curvas que se encontram em Yevjevich<sup>8</sup> pág. 158.

Esta maneira de estimar os parâmetros não assegura que o limite inferior  $\gamma$  seja menor do que o menor valor observado. Nestes casos é natural que se utilize o menor valor observado como um estimador de  $\gamma$ , porém existe outra alternativa:

Assumindo-se que há uma igual chance que o menor valor observado seja menor ou maior do que seu real valor, chega-se a expressão, Gumbel<sup>11</sup>,

$$\varepsilon = \frac{x_1 - \beta(\ln 2/N)^{1/\alpha}}{1 - (\ln 2/N)^{1/\alpha}} \quad (9)$$

onde:

- $\varepsilon$  - novo estimador de  $\gamma$ ,
- $x_1$  - menor valor observado, e
- $N$  - tamanho da amostra,

$\alpha$  e  $\beta$  são os valores inicialmente obtidos, uma segunda aproximação para eles serão obtidos com as novas observações  $(x_i - \varepsilon)$ . Esta alternativa garante a satisfação da condição de que  $x_i \geq \gamma$ .

Nos casos em que  $\gamma = 0$ , a estimativa dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  é conseguida por tentativas e erro através do sistema:

$$\mu = \beta \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad (10)$$

e

$$\sigma^2 = \beta^2 \cdot \left[ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right] \quad (11)$$

Observe-se ainda que, este método de estimativa dos parâmetros faz uso da Função Gamma ( $\Gamma$ ), portanto é aconselhável um referenciamento prévio para uma melhor compreensão e maior rapidez de trabalho às referências bibliográficas. Artin<sup>14</sup>, Davis<sup>15</sup> e Dutra<sup>16</sup>.

### 3.2.4 - Verificação da Aderência do Ajustamento

Para a verificação da aderência do ajustamento aos dados observados poderão ser usados os testes de Smirnov-Kolmogorov e o de Qui-Quadrado.

O teste de Smirnov-Kolmogorov se baseia na função de distribuição amostral que é definida a partir das observações de uma variável aleatória  $QI(I)$ , com valores:  $QI(1)$ ,  $QI(2)$ , ...,  $QI(N)$ , colocados em ordem crescente, como:

$$F_n(QI) = \frac{K}{N} \quad (12)$$

onde:

$K$  - número de observações da amostra que não excedem  $QI$

$N$  - tamanho da amostra, geralmente é substituído por  $N + 1$

A estatística usada é o desvio máximo absoluto  $\Delta$  de  $F_n(QI)$  a partir de  $F(QI)$  :

$$\Delta = \text{m\AA}x |F_n(QI) - F(QI)| \quad (13)$$

onde  $F(QI)$  é a distribuição populacional, ou teórica.

O desvio máximo absoluto  $\Delta$  é uma variável aleatória com uma distribuição conhecida nos casos de grandes amostras. A probabilidade de que  $\Delta$  seja maior do que  $\Delta_0$  (crítico) é assintoticamente:

$$\text{probabilidade } (\Delta \leq \Delta_0) = K(\lambda_0) \quad (14)$$

onde,

$$\lambda_0 = \sqrt{N} \cdot \Delta_0 \quad (15)$$

$$K(\lambda_0) = 1 - 2 \sum_{K=1}^{\infty} (-1)^{K-1} \cdot e^{-K^2 \lambda_0^2} \quad (16)$$

A execução do teste é facilitada com o emprego de tabelas, Yevjevich<sup>8</sup> pág. 229, dos valores críticos  $\Delta_0$  da estatística  $\Delta$ .

Outro teste que poderá ser usado é o de Qui-Quadrado. Enquanto que no teste de Smirnov-Kolmogorov a única condição especificada era que a distribuição fosse contínua (teste não paramétrico), o teste do Qui-Quadrado é mais condicionante e exige que uma função de distribuição seja conhecida ou assumida e que seus parâmetros sejam estimados dos dados amostrais. (teste paramétrico) . Yevjevich<sup>8</sup>.

A estrutura do procedimento para a execução do teste pode ser resumida deste modo: o número total de observação  $N$  é dividido em  $K$  intervalos de classe, podendo ser de iguais comprimento ou de iguais probabilidades, mutuamente exclusivos e exaustivos, cada um tendo uma frequência  $O_j$  e uma correspondente probabilidade  $E_j$  com  $j = 1, 2, \dots, K$ . A quantidade  $(O_j - E_j)^2$  indicará uma medida do desvio entre as frequências observadas e esperadas para um dado intervalo de classe  $j$ . A medida da discrepância total será fornecida pela expressão:

$$\chi_{\text{obs}}^2 = \sum_{j=1}^K \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \quad (17)$$

Demonstra-se que a variável  $\chi^2$  é distribuída se-

gundo uma distribuição Qui-Quadrado tendo  $K-1-r$  graus de liberdade, em que  $r$  é o número de parâmetros estimados com os dados analisados.

O teste do Qui-Quadrado emprega um valor crítico  $\chi_{cr}^2$  para um dado nível de significância  $\alpha$ , onde  $\alpha$  = probabilidade de rejeitar a hipótese nula de bom ajustamento quando ela é verdadeira, e a hipótese nula é aceita sempre que o valor de Qui-Quadrado observado for menor que o valor do Qui-Quadrado crítico.

### 3.3 - SUBMODELO DE QUALIDADE DA ÁGUA/SIMOX

O submodelo que procede a simulação da qualidade da água do sistema em estudo é fundamentalmente o ponto básico na utilização da metodologia exposta neste trabalho. A partir das suas potencialidades em fornecer respostas e exigências nas informações de entrada se obtém uma antevisão das tarefas a serem realizadas pelos outros submodelos com o fim de se obter os fins procurados.

Dependendo do desenvolvimento da bacia e do poder de polícia existente, os lançamentos de efluentes são os mais variados possíveis em sua natureza. De um modo geral eles podem ser divididos em efluentes conservativos e não-conservativos. Nos primeiros a repercussão do seu envolvimento com o sistema fluvial é feito com estudos de dispersão e no segundo tipo com modelos de simulação disponíveis que retratam o processo de degradação sofrido pelo efluente o qual pode ser caracterizado pela demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e/ou oxigênio dissolvido (OD) principalmente.

Há vários parâmetros que podem em certos aspectos caracterizar a condição sanitária dos trechos de um sistema flu-

vial. O OD é um elemento essencial para se verificar a situação ecológica desse sistema.

O modelo a ser usado neste trabalho é o SIMOX (Simulação de Oxigênio Dissolvido), Bartone e Castagnino<sup>17</sup>. Trata-se de um programa de computador preparado pelo Centro Pan-Americano de Engenharia Sanitária e Ciências do Ambiente (CEPIS) em Lima - Peru, que tem sido aplicado em vários países latino-americanos objetivando analisar os recursos de OD em um sistema fluvial fornecendo elementos para se obter uma combinação adequada de aumento de vazões mínimas (vazões de diluição) e de níveis de tratamento de carga poluidora, DBO, visando a satisfação dos requisitos mínimos permissíveis de OD para o sistema.

O modelo SIMOX baseia-se na equação da curva de oxigênio estudada inicialmente por Streeter e Phelps<sup>18</sup>, que fornece o déficit de OD em qualquer ponto no tempo como uma função das cargas de DBO e do déficit inicial de OD:

$$D = \frac{K_1 \cdot La}{K_2 - K_1} \cdot \left[ e^{-K_1 \cdot t} - e^{-K_2 \cdot t} \right] + D_a \cdot e^{-K_2 \cdot t} \quad (18)$$

onde:

D = déficit de OD após o tempo t em mg/l,

La = DBO inicial em mg/l ,

Da = déficit de OD inicial em mg/l ,

K1 = coeficiente da taxa de desoxigenação em 1/dias,

K2 = coeficiente de reaeração em 1/dias,

t = tempo de viagem em dias,

e = base de logaritmos naturais

Além da consideração das descargas pontuais previstas pela equação acima, o modelo leva também em conta as cargas distribuídas como as devidas aos depósitos de fundo (cargas b $\hat{e}$ nticas) e às das margens. Tzivoglou, Bartone e Castagnino<sup>17</sup>, propõem os seguintes termos adicionais para a equação acima e que objetiva levar em conta essas demandas adicionais de oxigênio:

$$CB = \frac{24 L_b V}{K_2} (1 - e^{-K_2 \cdot t}) \quad (19)$$

e

$$CM = \frac{24 R_c V}{K_2(K_2 - K_1)} \cdot \left[ K_2(1 - e^{-K_1 \cdot t}) - K_1(1 - e^{-K_2 \cdot t}) \right] \quad (20)$$

onde:

$L_b$  = carga b $\hat{e}$ ntica em Kg/Km/dia,

$V$  = velocidade de fluxo em km/h,

$R_c$  = carga de margens, demanda uniforme em kg/km/dia e,

24 = constante devido à  $V$  estar em Km/h .

O modelo não leva em conta as contribuições devidas à respiração e à fotossíntese.

A qualidade da água que flue num determinado ponto é uma função da quantidade de água que flue naquele ponto. A descarga num dado trecho é estabelecida somando-se a vazão influente do trecho a montante ao escoamento superficial local. A velocidade média, profundidade média e a largura são computadas como funções da descarga admitindo-se que existam condições de escoamento uniforme. Em condições de baixa vazão o caixão do rio é ge

ralmente bem definido e pode-se considerar que a largura praticamente não varia com a vazão numa seção. A partir das curvas-chave para os postos fluviométricos é possível se computar as outras relações. O artifício geralmente adotado para modelar o escoamento em regime permanentemente variado consiste em discretizar o canal em vários segmentos homogêneos quanto ao escoamento. CETESB<sup>22</sup>.

O modelo de simulação foi projetado para trabalhar num sistema fluvial com um rio principal e afluentes primários e secundários com um máximo de 99 trechos. A simulação é iniciada no trecho mais superior e vai seguindo rio abaixo. Os trechos deverão ser definidos nos pontos de lançamento de efluentes sanitários ou industriais, nas confluências ou em pontos onde existam mudanças significativas na seção transversal do rio.

Em cada trecho do rio, o modelo estima o OD, déficit de OD e a DBO para os pontos inicial, final e crítico. Se o nível do OD estiver abaixo do mínimo permissível, o modelo calcula a vazão de diluição necessária para satisfazer o padrão e procura por este volume nos reservatórios que porventura existam nos trechos superiores. Caso não haja o volume de água necessário, deverá ser previsto um aumento no nível de eficiência do tratamento dos esgotos que são lançados no trecho em consideração ou nos superiores. Após isto, é repetido o cálculo de OD, modificando-se os valores de  $K_2$  e de  $t$  que refletem as mudanças no fluxo do rio, para todos os trechos que são afetos.

Este processo iterativo continua até que o padrão mínimo esteja satisfeito para todo o sistema fluvial em estudo.

Com este procedimento de simulação, o operador do modelo, terá a oportunidade de efetuar várias mudanças nas variáveis de entrada ou nos parâmetros. Entre estas alinham-se como

mais importantes: diferentes configurações de tratamento e de eficiências, diferentes níveis de vazões, o efeito econômico de serem impostos diferentes padrões de qualidade e alternativas de projeto de sistema de reservatórios.

Em suma, é dada a oportunidade de serem estudadas diferentes estratégias alternativas para o desenvolvimento econômico futuro do sistema do ponto de vista da qualidade dos recursos hídricos regional.

Para cada sistema específico deverá ser feita uma calibração dos parâmetros do modelo e se possível uma verificação do modelo nessa aplicação.

Depois da fixação dos valores dos parâmetros do modelo através das amostragens em campo e análises no laboratório se efetua uma rodada do modelo e se observa os resultados. Caso os resultados da rodada correspondam aos da amostragem a estimativa dos parâmetros foi boa, em caso contrário deverá ser feita uma análise de sensibilidade dos parâmetros empregados a fim de identificar os que necessitem um refinamento e efetuar novos estudos para melhorar a estimativa.

De uma maneira geral, pois será uma função dos recursos para a amostragem e das características específicas do sistema fluvial em estudo, os parâmetros que podem ser usados para a calibração são o oxigênio dissolvido e a demanda bioquímica do líquido residual, ODR e DBOR, déficits de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica das vazões de diluição e incrementais DD, DBOD, DI e DBOI, demanda bêntica LODB e carga orgânica das margens RBCAR. Esses parâmetros, particularmente os dois últimos são de difícil medição e conseqüentemente estimar seus valores mé

dios para os vários trechos.

Na verificação se efetua outra rodada com novo conjunto de dados de outra amostragem. Se os resultados reproduzem as condições da época da amostragem pode-se dizer que o modelo está verificado.

Existem vários critérios que podem ser empregados para definir sobre a adequabilidade dos parâmetros estimados em reproduzir as condições do sistema através do modelo como, por exemplo, o somatório dos quadrados das diferenças, ou uma prova usando a distribuição de Qui-Quadrado. Bartone e Castagnino<sup>17</sup>.

O programa SIMOX requer um compilador FORTRAN IV e uma memória de 16-32 KB. A entrada dos dados se dá através de uma leitora de cartões e a saída dos resultados por uma impressora de 132 posições.

Para explicações mais detalhadas acêrca do funcionamento, manuseio e obtenção dos dados de entrada, os resultados etc., pode ser consultado o Bartone e Castagnino<sup>17</sup>. Com relação à teoria do método usada no modelo é aconselhada a leitura das referências Eckenfelder<sup>19</sup> Capítulo 3, Fair e Geyer<sup>20</sup> Capítulo 28 e Phelps<sup>21</sup>.

### 3.4 - SUBMODELO DE OTIMIZAÇÃO

Existem pelo menos três maneiras de se controlar a poluição em um sistema fluvial. A primeira e mais desejável é o controle interno no processo industrial das descargas dos efluentes. A segunda maneira é o tratamento dos efluentes das indústrias e municipalidades da bacia (uniforme ou zoneado conforme o âmbito das especificações dos níveis de eficiência). O último método é o da regulação das vazões no sistema fluvial possibilitando o afastamento e a diluição dos efluentes em geral mesmo durante os períodos de baixas vazões na região. Worley et al.<sup>23</sup>

A atuação restrita a casos especiais no primeiro método e o atual nível da tecnologia que ainda não permite uma solução econômica no segundo indicam a necessidade da consideração de volumes armazenados nos reservatórios, existentes ou projetados, com o objetivo de aumentar o nível de fluxo como mais uma estratégia alternativa para o controle da qualidade da água.

Atualmente, de um modo geral, os órgãos responsáveis pela gerência da qualidade da água consideram prioritariamente a estratégia de plantas de tratamento antes de que se faça o uso da regulação do fluxo com a finalidade de diluir e afastar poluentes. Há, entretanto, casos em que mesmo após o tratamento especificado os padrões de qualidade da água não são alcançados em face das altas cargas residuais, o que torna imperiosa a combinação do aumento de vazões com a remoção da carga poluidora através de tratamentos para que se chegue às metas pretendidas. Thomann<sup>36</sup>.

A satisfação do padrão de OD, por exemplo, em qualquer ponto do sistema fluvial pode ser alcançado de várias maneiras. O problema é se encontrar aquela combinação que resulte em

um custo total que seja o menor possível.

A abordagem da análise de sistemas é propriamente adaptável a esta situação desde que o problema pode ser considerado como envolvendo a alocação ótima de recursos escassos que são a capacidade assimiladora do sistema e o investimento de capital para a realização das alterações investigadas.

Embora existam na literatura vários modelos Marsden et al<sup>24</sup> e Mc Namara<sup>25</sup> para a otimização do plano regional de qualidade da água que consideram, como no caso do Marsden et al<sup>24</sup>, mais recentes estratégias de controle visando o alcance dos padrões adotados como "by-pass piping", "cooling towers" e "regional and on-site treatment plants", o submodelo proposto atentará para alternativas que sejam de mais provável implantação considerando as nossas condições.

Uma formulação ainda geral para o problema considerado poderia ser a seguinte:

Minimizar:

$$C = \sum_{i=1}^m C^{PT}(r_i, a_i) + \sum_{j=1}^n C^{RV}(q_j) + \sum_{i=1}^m \sum_{k=1}^s C^{RE}(\ell_{i,k}, a_i) + \sum_{i=1}^m C^E(\ell_i, e_i) \quad (21)$$

Sujeito às restrições:

$$OD_t(r_i, a_i, q_j, \ell_{i,k}, e_i, \ell_i) \leq \overline{OD}_t \quad (22)$$

As variáveis envolvidas no problema são:

- $m$  - indica o número de lançamentos de efluentes (plantas de tratamento) no sistema fluvial. (estações de tratamento).
- $C^{PT}$  - custos das plantas de tratamento (operação e/ou construção)
- $r_i$  - remoção da DBO no tratamento na  $i$ -ésima planta.
- $a_i$  - volume afluente à planta  $i$ .
- $n$  - número de reservatórios existentes e/ou projetados no sistema.
- $C^{RV}$  - custos das regulações das vazões exclusivamente para fins de melhoria da qualidade da água, ou custo alocado para este uso no caso de reservatório de múltiplos propósitos.
- $q_j$  - descarga liberada em cada reservatório para fins de aumento de vazão no sistema.
- $s$  - número de efluentes (poluentes) em um trecho do sistema.
- $C^{RE}$  - custo da rede de esgotos e emissários que demandam à planta de tratamento.
- $\ell_{i,k}$  - extensão de coletores dos  $k$  poluentes à planta de tratamento  $i$ .
- $\ell_i$  - volume efluente de projeto da planta  $i$ .
- $C^E$  - custo do lançamento das plantas ao rio. (emissário)
- $\ell_i$  - extensão do emissário da planta  $i$  ao rio.

As restrições neste problema caracterizam a necessidade da imposição de padrões de OD em um trecho qualquer do sistema em consideração.

A solução para um modelo deste porte provavelmente fará uso de Programação Não-Linear. Marsden et al<sup>24</sup>.

### 3.4.1 - Hipóteses do Submodelo de Otimização

Aquí serão lançadas as hipóteses fundamentais que objetivam compatibilizar o problema formulado anteriormente com o estado da arte atual em nossas condições no que se refere à tecnologia e disponibilidade de dados e informações no problema do controle regional da qualidade da água.

- A) a metodologia para a divisão do sistema fluvial em trechos revela hipóteses básicas do modelo de otimização. Um novo trecho deverá ser iniciado na ocorrência principalmente de: aumento de fluxo no rio, através dos reservatórios ou de afluentes, e fluxo de despejos entrando no rio. Analisando o aumento de fluxo no rio, se conhece que é muito difícil no nosso país a ocorrência numa bacia de uma densa rede de postos fluviométricos, tanto no rio principal como nos seus maiores afluentes. Entretanto esta situação pode ser contornada pela consideração de uma contribuição lateral média (vazão incremental) para os afluentes de menor porte e os maiores considerando-os individualmente na medida da possibilidade de se estimar suas descargas. No caso da existência ou de projeto de reservatórios eles deverão ser considerados no início de cada trecho. No lançamento de despejo deverá ser observado que não se poderá levar em conta todos individualmente. A divisão por trechos deverá neste aspecto levar em conta a sub-bacia de drenagem bem como as características dos vários despejos considerando-os em um ponto escolhido onde poderá ser prevista a unidade de tratamento. Neste ponto deverá ser iniciado um novo trecho.
- B) é suposto também que já esteja implantado no sistema fluvial um mandatório mínimo de 35% na remoção de DBO (tratamento primário), Revelle et al<sup>26</sup>, em todos os lançamentos considerados. Esta hipótese acarreta que as parcelas da função custo a ser otimizada referentes a  $C^{RE}$  e  $C^E$  serão conhecidas já que o sistema coletor e emissários já deverão estar implantados. Caso não estejam deverá ser realizada uma nova divisão dos trechos, que leve em conta o esquema de lançamento de efluentes, e na função a ser otimizada não se considerará as parcelas referentes a  $C^{RE}$  e  $C^E$ .

C) Com base no trabalho de Revelle et al<sup>26</sup> numa faixa de 35-90% de remoção de DBO, o custo total anual de operação das plantas de tratamento cresce aproximadamente de modo linear com a eficiência na remoção da DBO. Esta hipótese permite a adoção de uma função  $C^{PT}$  em uma variável e linear. Observe-se que, segundo Thomann<sup>36</sup>, o custo do capital de construção versus a % de remoção de DBO é também uma função aproximadamente linear entre as remoções de 35-85% da DBO.

Após a consideração dessas hipóteses o modelo apresentado anteriormente toma a seguinte configuração:

Minimizar:

$$C = \sum_{i=1}^m C^{PT}(r_i) + \sum_{j=1}^n C^{RV}(q_j) \quad (23)$$

Sujeito à :

$$OD_t(r_i, q_j) \leq \overline{OD}_t$$

Quanto às restrições do modelo deve ser esclarecido que as simulações efetuadas com o modelo de qualidade da água fornecem alternativas factíveis sob o ponto de vista de OD. Portanto, fixados as  $r_i$ 's e admitida válida a calibração do modelo, o programa deverá fornecer o conjunto de  $q_j$ 's que satisfaçam os padrões de OD adotados em qualquer trecho  $t$  do sistema fluvial.

Deste modo o modelo de otimização poderá ficar restrito à escolha dentre as alternativas postas pela simulação aquela que reduzirá ao mínimo o valor de uma função custo.

D) a atuação da gerência da qualidade da água poderá considerar o tratamento zoneado caso exista na divisão efetuada trechos com características similares, ou o tratamento uniforme, caracterizado por uma mesma remoção em todas as plantas ou ainda a consideração de cada uma individualmente.

Um aspecto relevante nestas considerações é o fato de como retratar um critério de equidade com essas atuações. Como o problema é bastante complexo, julgamos que o tratamento uniforme deverá ser de mais fácil implementação numa etapa inicial do controle da qualidade da água.

Admitida mais esta hipótese o nosso problema inicial, poderia ser enunciado agora, desse modo: para um dado sistema fluvial, encontrar um nível de tratamento uniforme para as várias plantas de tratamento e as descargas a serem liberadas dos reservatórios existentes ou projetados que tornem mínimo o custo total dessas estratégias com a satisfação dos níveis de qualidade da água (OD) .

A formulação matemática para o problema acima pode ser a seguinte:

Minimizar:

$$C = \sum_{i=1}^m a_i y_i - \sum_{j=1}^n b_j x_j$$

considerando o tratamento uniforme, temos:

Minimizar:

$$C = y \sum_{i=1}^m a_i - \sum_{j=1}^n b_j x_j \quad (25)$$

Sujeito a:

$$0\% < y \leq 55\% \quad (26)$$

$$Q_{J_{90\%}} \leq x_J \leq Q_{J_{35\%}} \quad ; \quad J = 1, n \quad (27)$$

$$y = c_J x_J + d_J \quad ; \quad J = 1, n \quad (28)$$

As variáveis a serem otimizadas no problema são:

$y$  - acréscimo de eficiência no nível de tratamento uniforme inicial (35%) dos vários lançamentos (%).

$x_J$  - decréscimos nas descargas liberadas em cada um dos  $n$  reservatórios, obtidos simulando o sistema a partir do nível de tratamento de 35% ( $m^3/s$ ).

Estas variáveis de decisão são quantificadas como acréscimo e decréscimo pois supõem-se como premissa na simulação inicial que haveria um mandatório mínimo de 35% nas eficiências de tratamento em todos os lançamentos. Nas outras simulações encontra-se para eficiências maiores que 35% as correspondentes descargas requeridas em cada reservatório permitindo colocar com estas informações as restrições (26) e (27). As restrições (28) são a hipótese básica desta formulação. Ela supõe ser linear a relação obtida com a simulação entre o  $y$  e cada  $x_J$ . Estas relações são facilmente encontradas, podendo-se usar para isto a técnica dos mínimos quadrados por exemplo.

Os parâmetros envolvidos nesta formulação são:

$a_i$  - custo marginal da operação para a remoção da DBO afluente (Cr\$/% eficiência) em cada planta do sistema, entre 35 e 90% de eficiência onde a função custo tem um comportamento próximo ao linear.

$m$  - número de lançamentos de efluentes no sistema em estudo.

$b_J$  - custo do  $m^3/s$  liberado em cada um dos reservatórios estudados para melhoria da qualidade da água exclusivamente.

$Q_{J90\%}$   
e

$Q_{J35\%}$  - decréscimo nas descargas liberadas dos reservatórios em cada nível de tratamento  $m^3/s$ .

$c_J$  e

$d_J$  - coeficientes das equações das retas que melhor se ajustam aos pontos da relação entre o acréscimo no nível de tratamento versus decréscimo na descarga liberada dos reservatórios.

Observe-se que o problema foi estruturado em termos de uma função objetivo (custo) linear e as restrições são também lineares, tratando-se portanto de um problema de Programação Linear, estando em consequência sua solução condicionada as imposições restritivas da formulação.

Como a técnica de Programação Linear está bem difundida, generalizou-se o uso de códigos para resolução do problema por praticamente todos os computadores científicos. Obando<sup>27</sup>. De maneira que a solução do problema é totalmente automatizada com o uso de algoritmos específicos. (Simplex).

Provavelmente a maior dificuldade prática desta otimização é a referente a quantificação dos parâmetros relativos a custo, principalmente o de remoção de DBO, ( $a_i$ ) devido à inexistência de pesquisas no setor no Brasil. Entretanto é de se esperar que com a difusão de plantas de tratamento no país se disponha dentro de pouco tempo de bases mais objetivas para previsão desse parâmetro. Shah e Reid<sup>34</sup>. O parâmetro ( $b_J$ ) é relativamente ao ( $a_i$ ) mais fácil estimativa e deverá se apoiar numa ponderação do valor

do recurso água para os seus vários usos demandados (abastecimentos, geração hidráulica, irrigação, etc.).

Deve ser ressaltado ainda que a flexibilidade na formulação de um problema de Programação Linear fornece condições para que haja adaptações para o sistema específico em atuação, como por exemplo a localização e o número de reservatórios do sistema ou o tipo de tratamento se uniforme ou zoneado.

## IV - APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO/RESULTADOS OBTIDOS

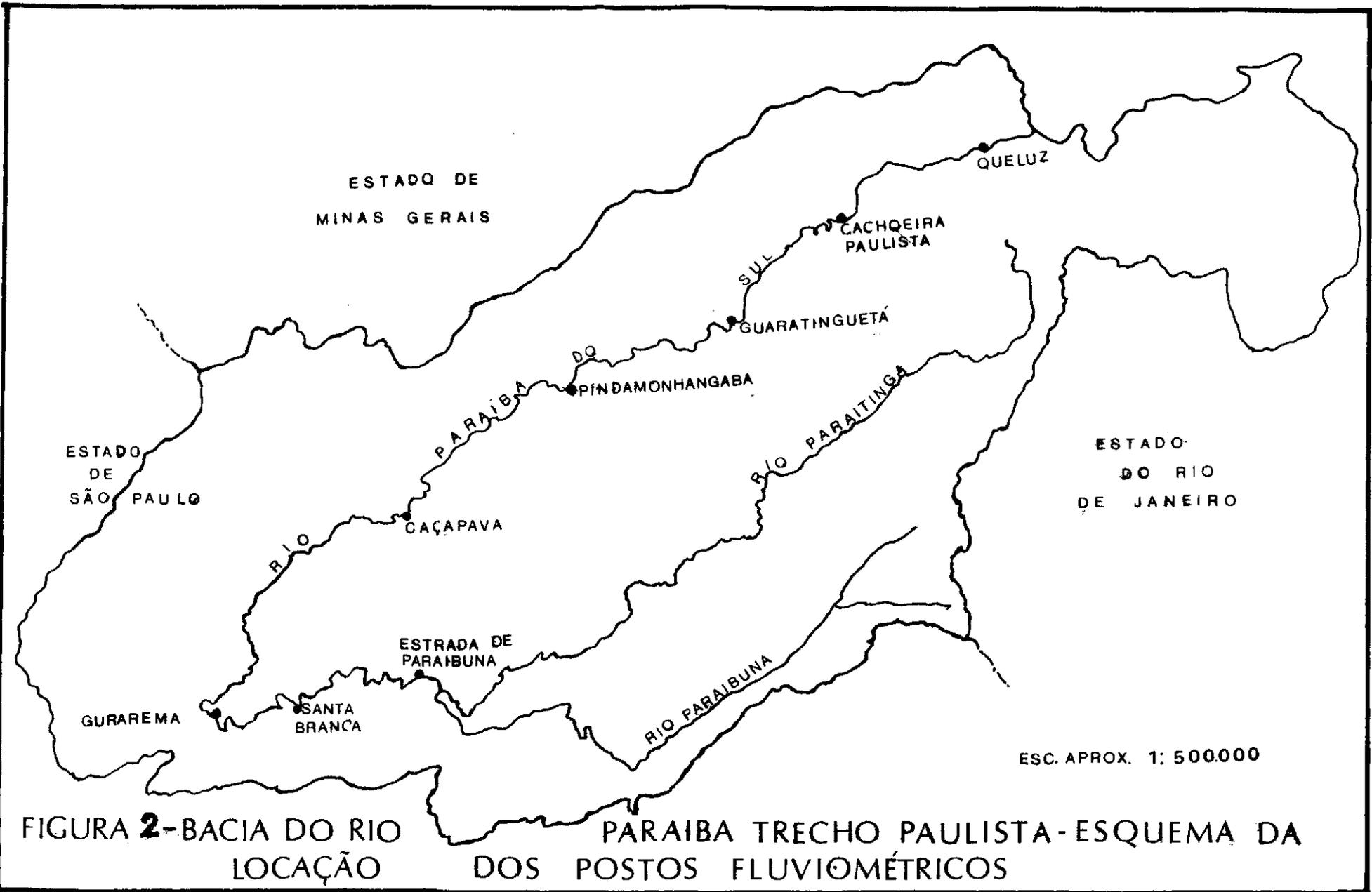
4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A bacia do rio Paraíba do Sul foi selecionada para a aplicação do modelo. Sua localização privilegiada, entre os dois maiores centros consumidores do País, acrescida da abundância de recursos hídricos, propiciaram um grande surto de industrialização que adicionado a altas densidades demográficas evidenciam a sua situação de importância. Müller<sup>28</sup>.

Os recursos hídricos desta região, usados na geração de energia elétrica, abastecimento da população e indústrias, irrigação de lavouras, corpo receptor de despejos domiciliares e indústrias e via de comunicação, foi e é um fator preponderante no impulso de desenvolvimento do vale.

Vários estudos e levantamentos já foram efetuados neste sistema visando identificar o grau de poluição de suas águas. Em alguns desses estudos chegaram-se a um consenso acerca da necessidade de estudos profundos e conclusivos visando o estabelecimento de um organismo interestadual com o fim de promover uma política global de saneamento para todo o vale, proporcionando aos diversos estados interessados o uso múltiplo das águas da bacia desse rio.

Todos esses aspectos envolvidos juntamente com a disponibilidade de informações necessárias elegeram este sistema para a aplicação do modelo deste trabalho. Especificamente, estudaremos o trecho do rio pertencente ao estado de São Paulo, Figura 2 .



#### 4.2 - ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS HIDROLÓGICOS

Levando em conta as imposições inerentes à teoria do modelo na seção 3.2 se definiu como o evento em estudo, a vazão incremental mínima anual, ou seja a contribuição lateral mínima no ano entre cada dois postos selecionados. Este procedimento visa anular os efeitos decorrentes do fato do rio Paraíba já estar com uma série de estruturas artificiais as quais alteram o regime natural das suas descargas.

Com base nas informações do Inventário das Estações Fluviométricas, DNAEE<sup>29</sup> e Boletins Fluviométricos, DNAEE<sup>30,31</sup>, se definiu os postos fluviométricos de interesse para o estudo hidrológico a se proceder. Os critérios para sua escolha foram basicamente os seguintes:

- localização e área de drenagem dos postos.
- períodos de observações.
- observações específicas dos Boletins acerca dos postos; construção de represas, mudanças na posição de réguas, mobilidade do leito, etc.
- facilidade na obtenção dos dados necessários.

Foi a seguinte a relação dos postos escolhidos, com suas respectivas áreas de drenagem e períodos de observações estudado:

POSTO	ÁREA DE DRENAGEM (Km <sup>2</sup> )	PERÍODO DE OBSERVAÇÕES ANALISADO
ESTRADA DE PARAIBUNA	4.540	1940 - 1958
SANTA BRANCA	5.185	1953 - 1973
GUARAREMA	5.440	1923 - 1973
CAÇAPAVA	8.630	1923 - 1973
PINDAMONHANGABA	9.850	1929 - 1973
GUARATINGUETÁ	10.900	1933 - 1973
CACHOEIRA PAULISTA	11.830	1933 - 1973
QUELUZ	12.950	1935 - 1973

TABELA 2 - RELAÇÃO DOS POSTOS EMPREGADOS NO ESTUDO DAS VAZÕES MÍNIMAS - BACIA PARAÍBA DO SUL

Com relação a Tabela 2 podem ser feitas as seguintes observações:

- todos os postos são pertencentes ao DNAEE.
- o posto de Estrada Paraibuna foi usado como complementação dos dados para o posto de Santa Branca tendo em vista que suas vazões diferem pouco relativamente aos outros postos, e são próximos um do outro.
- a figura 2 dá um esquema da locação dos postos no sistema em estudo.

Definidos os postos pode-se identificar nos registros das descargas diárias ano a ano as menores vazões, para definir-se o período mais crítico durante cada ano em todo o sistema. Admitiu-se como auxílio para essa identificação um tempo de viagem médio de 6 dias para o trecho de Santa Branca à Queluz.

Identificado em cada ano o período de vazões mais baixas no sistema, calculou-se as vazões incrementais (dife-



POSTOS	VAZÕES MÍNIMAS INCREMENTAIS ORDEM CRONOLÓGICA(m <sup>3</sup> /s)									
GUARATINGUETÁ/ CACHOEIRA PAULISTA (1933-1973)	8.0	6.0	7.7	7.4	0.2	9.9	2.8	3.6	3.8	6.3
	7.8	7.3	7.2	0.9	11.0	0.6	1.1	3.7	4.2	2.9
	3.5	0.1	0.9	2.1	2.5	0.1	3.4	9.8	2.7	8.0
	4.0	2.4	15.0	6.0	7.0	8.3	6.8	17.2	2.1	15.0
	4.4									
CACHOEIRA PAULISTA /QUELUZ (1935-1973)	16.2	18.1	31.5	11.9	11.0	9.8	11.0	9.0	14.1	16.4
	11.4	15.5	10.0	4.6	1.2	10.7	2.8	6.2	1.1	4.8
	3.0	8.9	14.5	13.0	6.0	33.0	6.1	31.0	5.5	9.6
	18.0	18.0	17.0	9.0	11.6	14.0	11.3	15.0	11.5	

TABELA 3 - VAZÕES MÍNIMAS INCREMENTAIS CONSIDERADAS. BACIA PARAÍ-  
BA DO SUL

De posse de todos os dados necessários passou-se a aplicação do modelo de Gumbel, com a estimativa dos parâmetros para cada caso.

Foi feito um programa de computador em FORTRAN composto de um programa principal, onde é feita a estimativa da média, desvio padrão e coeficiente de assimetria dos dados, e de 3 subrotinas. A primeira executa a ordenação crescente dos dados e estima as frequências amostral, a segunda estima os parâmetros da distribuição exponencial limitada dos eventos mínimos pelo método dos momentos com o auxílio da terceira que calcula valores da função gama. Portanto, este programa objetiva que com os dados de entrada, vazões incrementais mínimas, e aplicando as equações (4), (5), (6), (7) e (8) se estime os parâmetros do modelo.

Com os resultados obtidos, verificava-se se as condições impostas para aplicação da função estavam satisfeitas, equação (3).

Nos casos em que o parâmetro  $\gamma$  foi menor que zero, assumiu-se a distribuição com dois parâmetros ( $\gamma = 0$ ). Nos casos em que o parâmetro  $\gamma$  era maior que alguns valores observados, usou-se a equação (9) como nova estimativa para  $\gamma$ . Observou-se que com este procedimento para os dados estudados o valor do novo estimador de  $\gamma$  ficava sempre próximo do valor zero, indicando a possibilidade de ser assumido o valor zero, o que aumentava o número de graus de liberdade para a distribuição a se ajustar.

Obteve-se então, as seguintes funções indicadas na Tabela 4 adiante, cujas representações gráficas estão mostradas nas figuras (3), (4), (5), (6), (7) e (8), as quais satisfizeram todas as condições impostas para a aplicação da teoria.

POSTOS	EXPRESSÃO DA FUNÇÃO LIMITADA DOS EVENTOS EXTREMOS MÍNIMOS/PARÂMETROS	
SANTA BRANCA/GUARAREMA	$F(QI) = \exp(- (QI/6.16)^{1.63})$	$\alpha = 1.63$ $\beta = 6.16$ $\gamma = 0$
GUARAREMA/CAÇAPAVA	$F(QI) = \exp(- (\frac{QI - 10.3}{18.9})^{2.50})$	$\alpha = 2.50$ $\beta = 29.20$ $\gamma = 10.30$
CAÇAPAVA/PINDAMONHANGABA	$F(QI) = \exp(- (QI/7.73)^{1.56})$	$\alpha = 1.56$ $\beta = 7.73$ $\gamma = 0$
PINDAMONHANGABA/GUARATINGUETÁ	$F(QI) = \exp(- (QI/6.47)^{0.94})$	$\alpha = 0.94$ $\beta = 6.47$ $\gamma = 0$

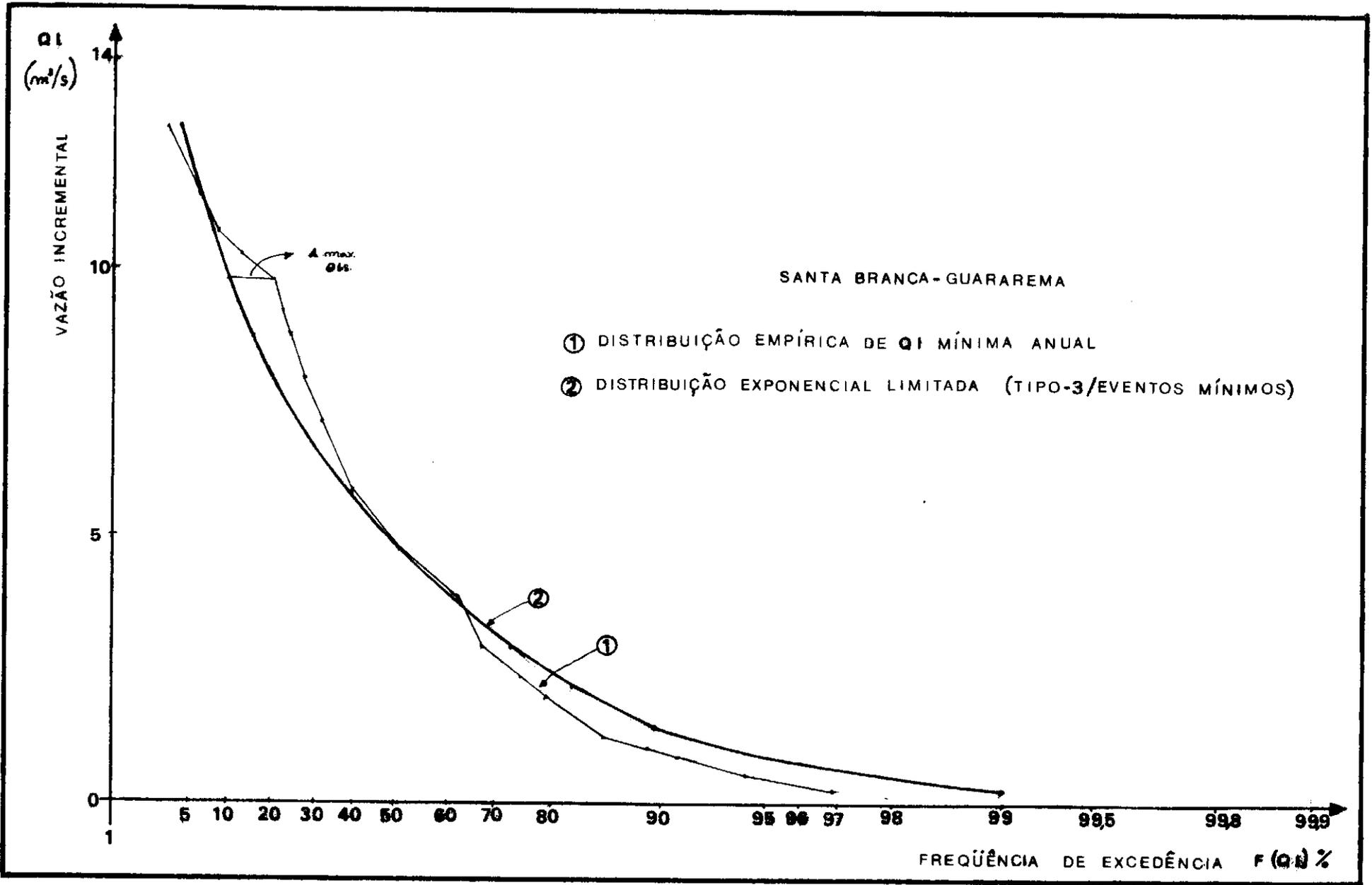


FIGURA 3 - AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA AOS DADOS/SISTEMA PARA ÍBA TRECHO PAULISTA

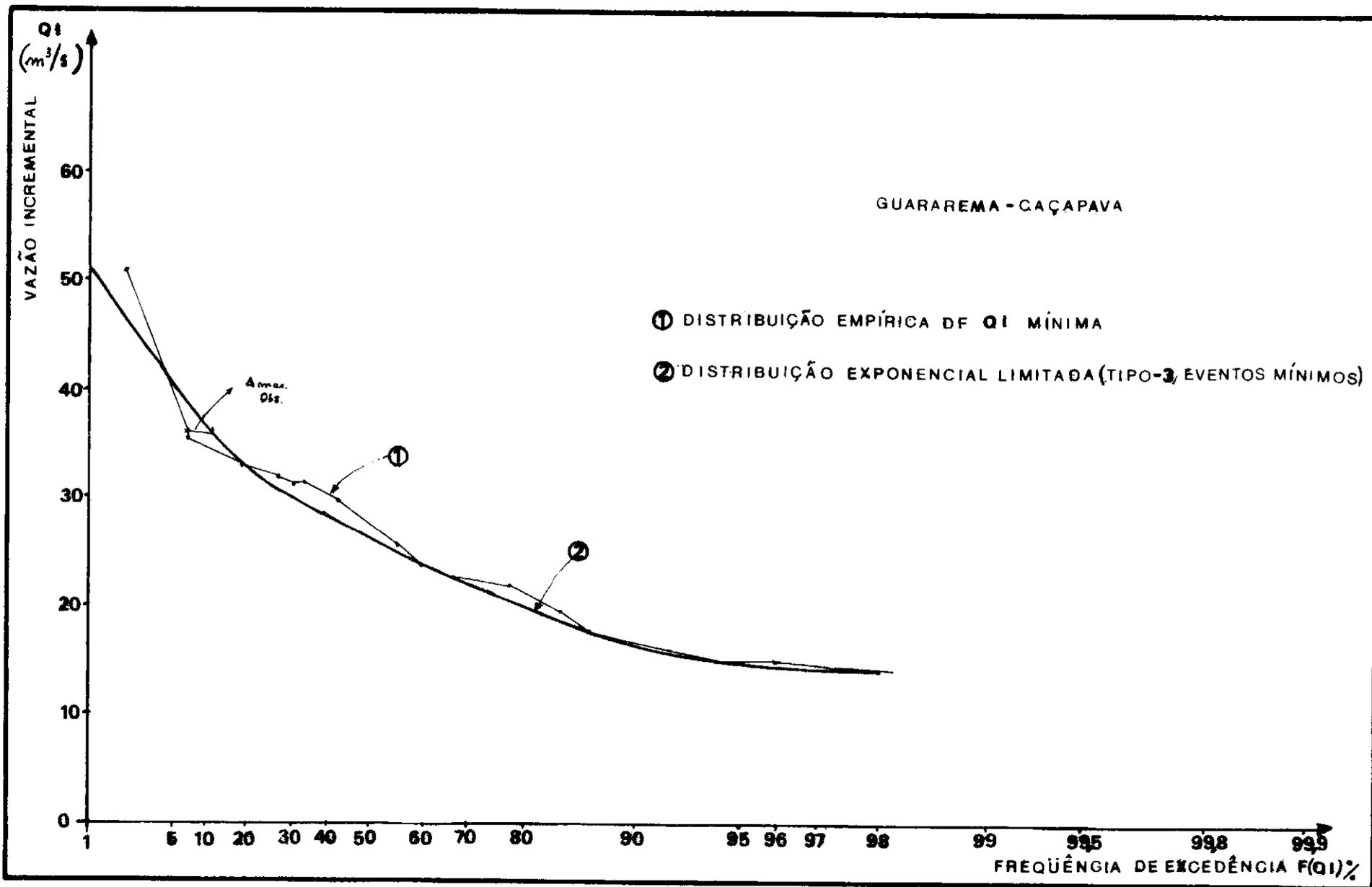


FIGURA 4 - AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA AOS DADOS/SISTEMA PARAÍBA TRECHO PAULISTA

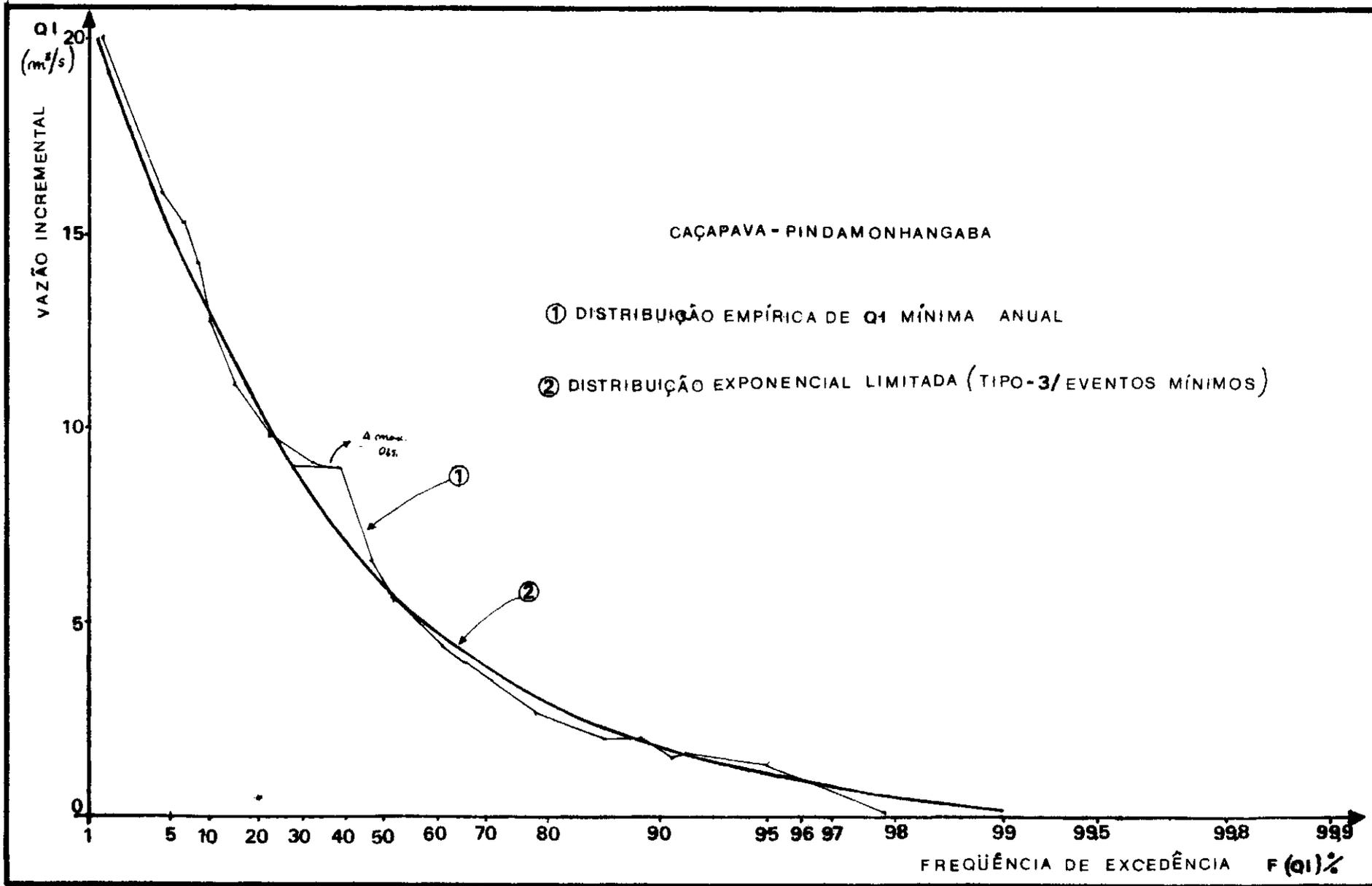


FIGURA 5 - AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA AOS DADOS/SISTEMA PARAÍBA TRECHO PAULISTA

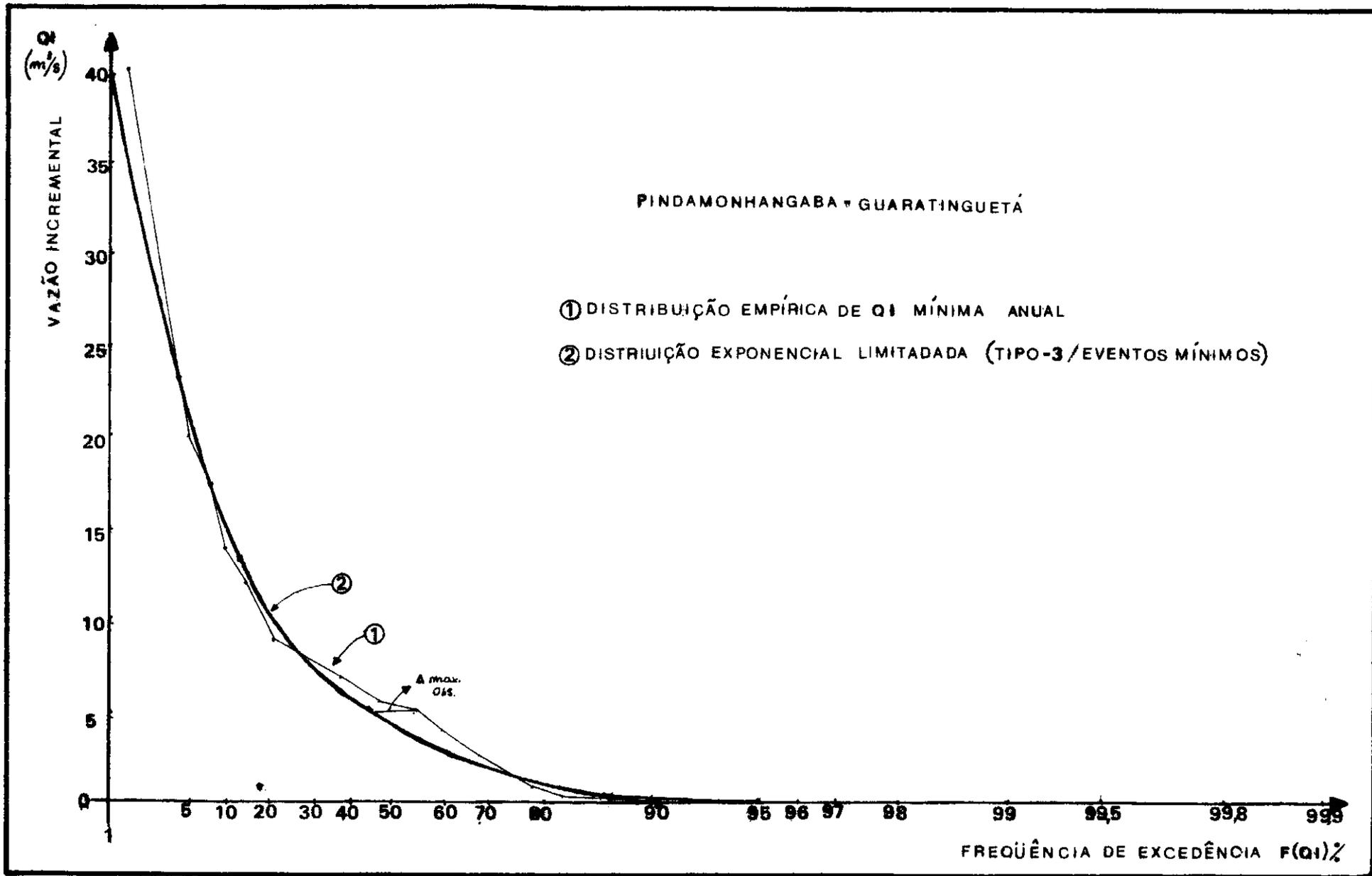


FIGURA 6 - AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA AOS DADOS/SISTEMA PARAÍBA TRECHO PAULISTA

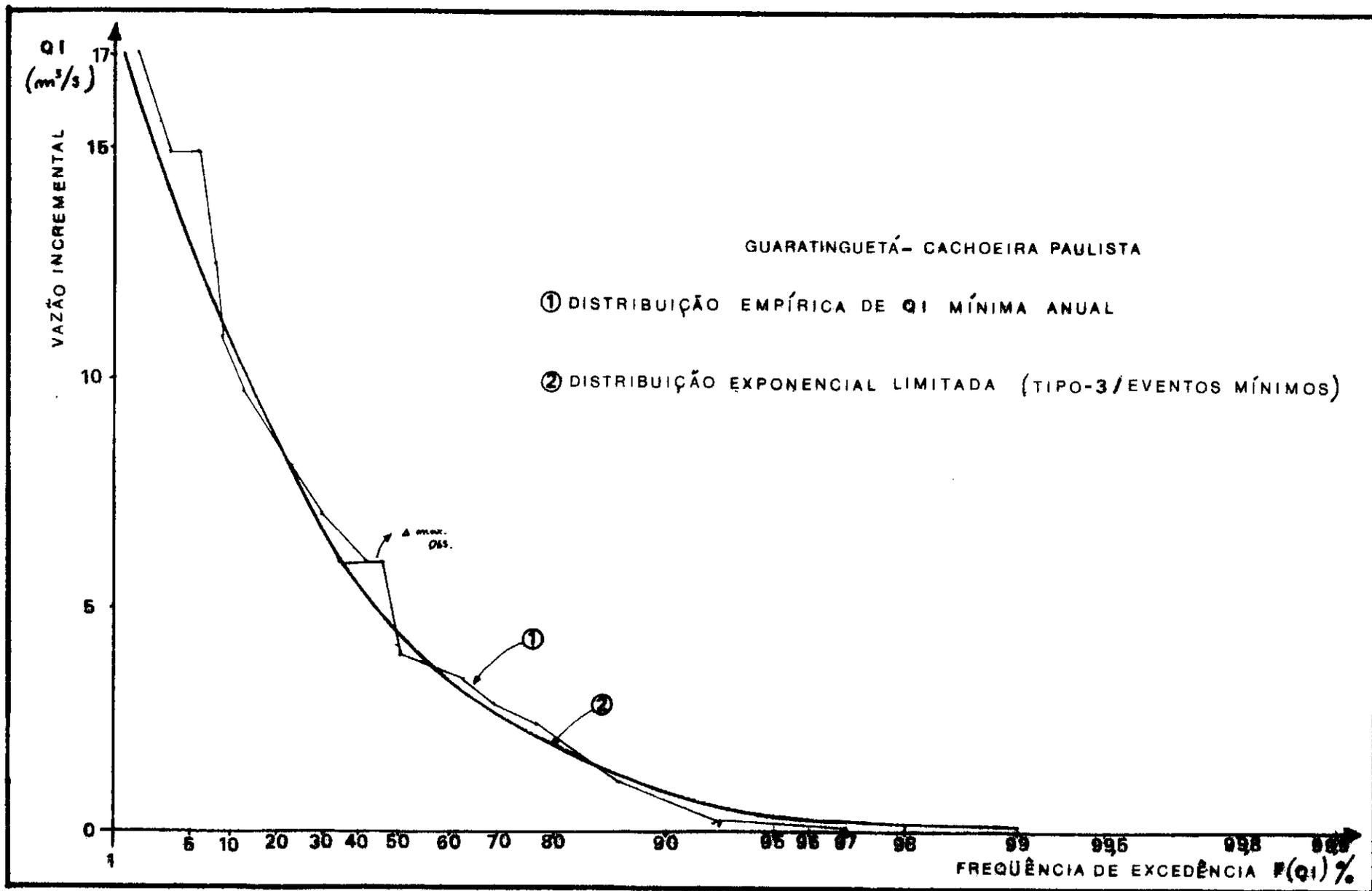


FIGURA 7 - AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA AOS DADOS/SISTEMA PARA ÍBA TRECHO PAULISTA

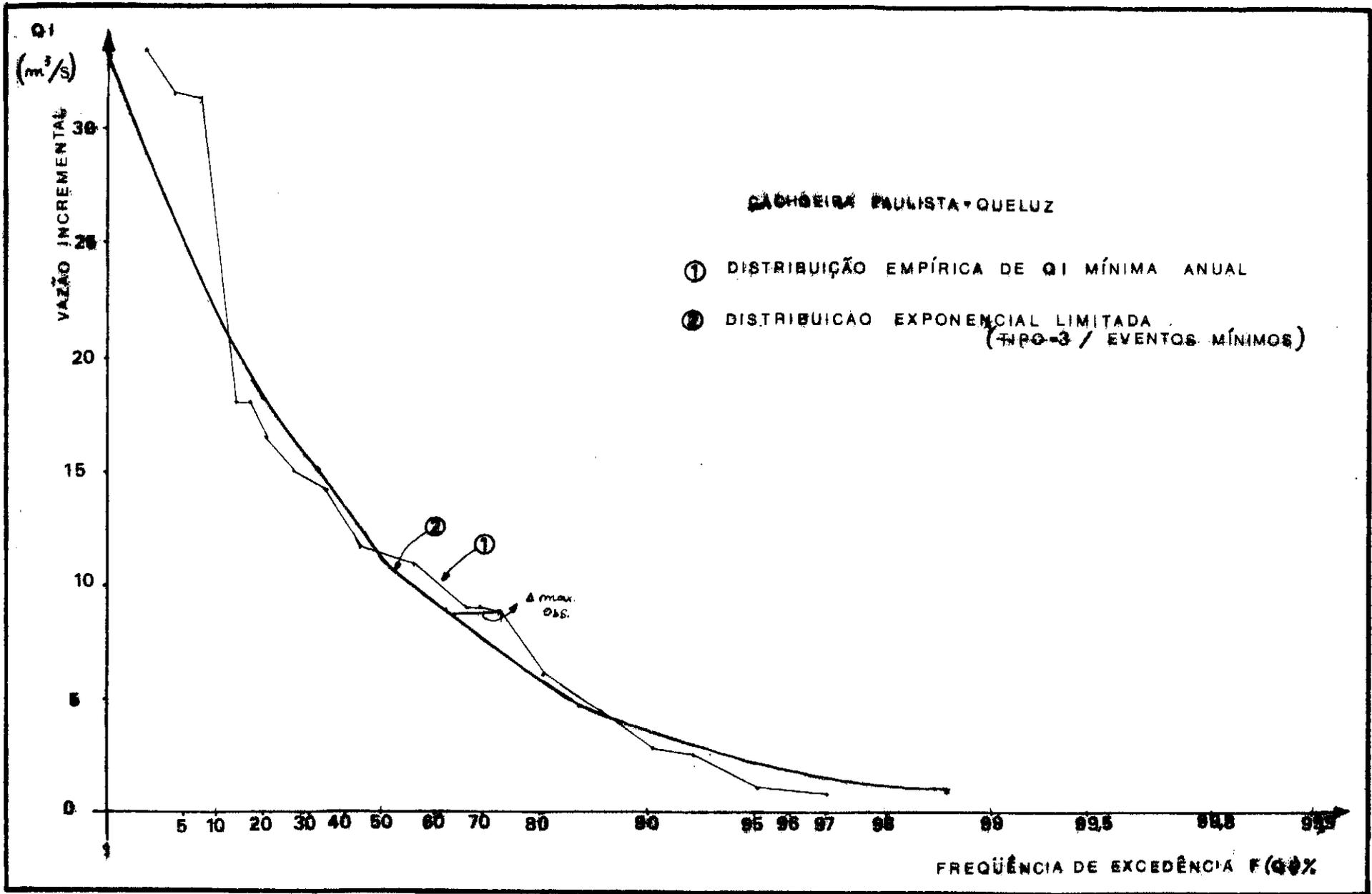


FIGURA 8 - AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO TEÓRICA AOS DADOS/SISTEMA PARA ÍBA TRECHO PAULISTA

POSTOS	EXPRESSÃO DA FUNÇÃO LIMITADA DOS EVENTOS EXTREMOS MÍNIMOS/PARÂMETROS
GUARATINGUETÁ/CACHOEIRA PAULISTA	$F(QI) = \exp(- (QI/5.95)^{1.35})$ $\alpha = 1.35$ $\beta = 5.95$ $\gamma = 0$
CACHOEIRA PAULISTA/QUELUZ	$F(QI) = \exp(- (QI/13.62)^{1.71})$ $\alpha = 1.71$ $\beta = 13.62$ $\gamma = 0$

TABELA 4 - FUNÇÕES DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADES PARA AS VAZÕES MÍNIMAS INCREMENTAIS CONSIDERADAS - BACIA PARAÍBA DO SUL

Para a verificação da qualidade do ajustamento das funções de distribuição de probabilidade limitada dos eventos mínimos com os dados históricos considerados foram utilizados o teste de Qui-quadrado e o de Smirnov-Kolmogorov, de acordo com a seção 3.2.4 e os resultados estão apresentados na Tabela 5 .

POSTOS	RESULTADOS DOS TESTES	
	SMIRNOV-KOLMOGOROV	QUI-QUADRADO
SANTA BRANCA/GUARAREMA	$\Delta_{\text{máx. obs.}} = 0.09$ $\Delta_{\text{cr}} = 0.23$ $\alpha = 0.05$	$\chi^2_{\text{obs.}} = 2.05$ $\chi^2_{\text{cr}} = 5.99$ $\alpha = 0.05$ GL=2
GUARAREMA/CAÇAPAVA	$\Delta_{\text{máx. obs.}} = 0.08$ $\Delta_{\text{cr}} = 0.19$ $\alpha = 0.05$	$\chi^2_{\text{obs.}} = 2.03$ $\chi^2_{\text{cr}} = 3.84$ $\alpha = 0.05$ GL=1
CAÇAPAVA/PINDAMONHANGABA	$\Delta_{\text{máx. obs.}} = 0.11$ $\Delta_{\text{cr}} = 0.20$ $\alpha = 0.05$	$\chi^2_{\text{obs.}} = 3.69$ $\chi^2_{\text{cr}} = 5.99$ $\alpha = 0.05$ GL=2
PINDAMONHANGABA/GUARATINGUETÁ	$\Delta_{\text{máx. obs.}} = 0.10$ $\Delta_{\text{cr}} = 0.21$ $\alpha = 0.05$	$\chi^2_{\text{obs.}} = 1.47$ $\chi^2_{\text{cr}} = 5.99$ $\alpha = 0.05$ GL=2

POSTOS	RESULTADOS DOS TESTES						
	SMIRNOV-KOLMOGOROV		QUI-QUADRADO				
GUARATINGUETÁ/CACHOEIRA PAULISTA	$\Delta_{\text{máx. obs.}}$	$=0.09$	$\alpha=0.05$	$\chi_{\text{obs.}}^2$	$=4.81$	$\alpha$	$=0.05$
	$\Delta_{\text{cr}}$	$=0.21$		$\chi_{\text{cr}}^2$	$=5.99$	GL	$=2$
CACHOEIRA PAULISTA/QUELUZ	$\Delta_{\text{máx. obs.}}$	$=0.11$	$\alpha=0.05$	$\chi_{\text{obs.}}^2$	$=5.34$	$\alpha$	$=0.05$
	$\Delta_{\text{cr}}$	$=0.21$		$\chi_{\text{cr}}^2$	$=5.99$	GL	$=2$

TABELA 5 - VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA DO AJUSTAMENTO

Tendo em vista estes resultados pode-se concluir que a aderência das funções teóricas aos dados observados é boa.

Considerando os fatos de que as vazões incrementais em relação às descargas mínimas liberadas em Santa Branca, principalmente, e Jaguari são pequenas e que os dados de vazões médias diárias só estavam disponíveis nos Boletins não foi feito o estudo de vazões mínimas para as vazões de vários dias consecutivos (7, 14 ou 30). As vazões mínimas a serem usadas nas simulações se encontram indicadas na próxima seção, Tabela 6.

#### 4.3 - CALIBRAÇÃO DO MODELO SIMOX

Um modelo matemático está calibrado, quando a sua saída retrata aproximadamente as condições observadas do sistema em estudo.

As condições reais e atuais do sistema serão reproduzidas com maior precisão em função da disponibilidade de informações adequadas, tanto em qualidade como em quantidade. A adequabilidade dessas informações é caracterizada pelo tratamento matemático adotado para simular o sistema.

É claro que, fixada a metodologia matemática do modelo, a sua calibragem irá variar com o nível da técnica usada nas amostragens e com a familiarização da equipe que trabalha com o modelo matemático.

Para padrão de calibração foram usados dados da Amostragem nº 2, realizada no período de 30/07 à 04/08/74 pela CETESB (Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e de Controle de Poluição das Águas) que consta no relatório CETESB<sup>22</sup>.

Deve ser notado que a calibração é razoavelmente exequível quando as condições do sistema a simular são críticas (vazão, temperatura e lançamentos) em especial as vazões pois se obteria condições estáveis de medição e mais fácil estimativa do tempo de viagem, pois supõe-se ser estacionário o regime no modelo SIMOX. Esta situação, entretanto, não foi apresentada pelo rio Paraíba na época da Amostragem conforme se observa pelo exame da tabela 6 e figuras 3, 4, 5, 6, 7 e 8. A tabela 6 revela as vazões incrementais dos postos considerados na época da Amostragem usada neste trabalho e as vazões mínimas selecionadas com uma frequência de excedência de 90% obtidas das expressões da tabela 4 para efeito de comparação.

POSTOS	VAZÕES INCREMENTAIS NA AMOSTRAGEM (m <sup>3</sup> /s)	VAZÕES MÍNIMAS INCREMENTAIS COM F(QI) = 90% (m <sup>3</sup> /s)
SANTA BRANCA/ GUARAREMA	2.4	1.4
GUARAREMA/ CAÇAPAVA	12.7	18.0
CAÇAPAVA/ PINDAMONHANGABA	7.8	1.8

POSTOS	VAZÕES INCREMENTAIS NA AMOSTRAGEM (m <sup>3</sup> /s)	VAZÕES MÍNIMAS INCREMENTAIS COM F(QI) = 90% (m <sup>3</sup> /s)
PINDAMONHANGABA/ GUARATINGUETÁ	9.3	0.6
GUARATINGUETÁ CACHOEIRA PAULISTA	4.3	1.1
CACHOEIRA PAULISTA / QUELUZ	4.8	3.6

TABELA 6 - VAZÕES INCREMENTAIS DURANTE A AMOSTRAGEM Nº 2 e VAZÕES MÍNIMAS INCREMENTAIS COM F(QI) = 90%

Observe-se que no trecho entre Guararema e Caçapava as vazões foram baixas e pelo exame das figuras 9 e 10 se constata que a calibração foi melhor neste trecho. As vazões liberadas dos reservatórios na época da amostragem foram de 59 e 47 m<sup>3</sup>/s em Santa Branca e Jaguari respectivamente.

Com as várias corridas de computador realizadas foram feitos ajustes nos parâmetros, principalmente naqueles cuja informação era de baixa confiabilidade e portanto passíveis de estarem mal estimados, como os oxigênio dissolvido do líquido residual ODR, déficits de oxigênio dissolvido das vazões incremental e de diluição DI e DD, demanda bioquímica de oxigênio das vazões incremental e de diluição DBOI e DBOD, e demanda bêntica LODB.

Para todos esses parâmetros foram assumidos valores iniciais médios de acordo com as informações disponíveis. A partir desses valores médios ajustou-se uma combinação que melhor representou as condições medidas durante a Amostragem. A tabela 7 adiante mostrada revela para os parâmetros indicados acima seus valores iniciais e finais.

TRAMOS	VALORES INICIAIS						VALORES FINAIS					
	ODR	DI	DD	DBOD	DBOI	LODB	ODR	DI	DD	DBOD	DBOI	LODB
720	5.0	0.4	1.0	2.5	2.0	0.	3.0	0.4	0.3	0.6	1.0	0.
710	-	0.3	-	-	3.0	0.	-	0.5	-	-	2.0	0.
700	3.0	0.4	-	-	4.0	0.	3.0	0.4	-	-	1.0	0.
690	4.0	0.7	-	-	6.0	0.	1.0	0.7	-	-	6.0	0.
680	-	0.9	-	-	6.0	0.	-	0.9	-	-	6.0	0.
670	-	0.7	-	-	6.0	0.	-	3.0	-	-	6.0	0.
660	4.5	0.6	-	-	6.0	0.	2.0	0.6	-	-	6.0	0.
650	-	0.7	-	-	6.0	0.	-	1.0	-	-	6.0	740.
640	4.2	0.5	-	-	6.0	0.	2.0	0.5	-	-	6.0	0.
630	-	0.7	-	-	1.7	0.	-	0.7	-	-	1.7	0.
620	4.5	0.9	-	-	1.7	0.	1.0	3.0	-	-	1.7	0.
610	6.0	0.9	-	-	4.1	0.	2.0	0.9	-	-	1.7	0.
600	4.0	1.0	-	-	3.8	0.	2.0	1.0	-	-	1.7	0.
590	7.0	1.1	-	-	3.1	0.	1.0	2.1	-	-	1.7	0.
580	6.8	1.2	-	-	2.5	0.	1.0	2.2	-	-	1.7	740.
570	6.5	1.3	-	-	2.5	0.	3.0	1.3	-	-	1.7	0.
560	6.0	1.4	-	-	2.6	0.	3.0	1.4	-	-	1.7	0.
550	6.5	1.7	-	-	2.7	0.	3.0	1.7	-	-	1.7	740.
545	-	2.3	0.0	0.0	2.8	0.	-	2.3	4.0	1.0	1.7	0.
540	6.0	-	-	-	-	0.	3.0	-	-	-	-	0.
530	4.5	0.5	-	-	4.1	0.	4.5	0.5	-	-	3.1	0.
520	4.0	0.0	-	-	4.5	0.	4.0	0.3	-	-	3.1	0.
510	4.0	0.0	-	-	4.6	0.	4.0	0.5	-	-	3.1	0.
500	6.5	0.0	-	-	4.1	0.	3.0	0.7	-	-	3.1	0.
490	6.0	0.1	-	-	4.0	0.	3.0	0.1	-	-	3.1	0.
480	5.0	0.5	-	-	3.8	0.	3.0	0.5	-	-	3.1	740.
470	6.0	0.4	-	-	3.7	0.	2.5	1.0	-	-	3.1	0.
460	-	0.4	-	-	3.5	0.	-	0.4	-	-	3.5	0.
450	4.3	0.4	-	-	3.3	0.	4.3	0.4	-	-	3.3	0.
440	5.2	0.4	-	-	3.1	0.	3.2	0.4	-	-	3.1	0.
430	-	0.3	-	-	3.0	0.	-	0.3	-	-	3.0	0.
420	6.8	0.3	-	-	2.8	0.	3.8	0.3	-	-	3.1	0.
410	-	0.2	-	-	2.6	0.	-	0.2	-	-	3.1	0.
400	4.5	0.2	-	-	2.5	0.	4.5	0.2	-	-	3.1	0.
390	4.0	0.3	-	-	2.0	0.	4.0	0.3	-	-	3.1	0.
380	-	0.2	-	-	1.8	0.	-	0.2	-	-	3.1	0.
370	6.0	0.3	-	-	1.7	0.	4.0	0.3	-	-	3.1	0.
360	6.0	0.4	-	-	1.7	0.	4.0	0.4	-	-	3.1	0.
350	3.8	0.5	-	-	1.6	0.	3.8	0.5	-	-	10.	0.
340	5.0	0.6	-	-	1.5	0.	4.0	0.6	-	-	1.0	0.
330	5.6	0.6	-	-	1.5	0.	3.5	0.6	-	-	1.0	0.
320	4.0	0.8	-	-	1.5	0.	4.0	0.8	-	-	1.0	0.
310	3.8	1.0	-	-	3.0	0.	3.8	1.0	-	-	1.0	0.
300	5.0	2.0	-	-	3.5	0.	4.0	2.0	-	-	1.0	0.
290	3.2	2.0	-	-	9.0	0.	3.2	2.0	-	-	1.0	0.
280	6.0	8.7	-	-	150.4	0.	4.0	8.7	-	-	20.	0.
270	6.0	0.6	-	-	1.5	0.	4.0	0.6	-	-	1.0	0.
260	-	0.4	-	-	1.4	0.	-	0.4	-	-	1.0	0.
250	-	0.4	-	-	1.6	0.	-	0.4	-	-	1.0	0.
240	6.0	0.4	-	-	1.4	0.	4.0	0.4	-	-	1.0	0.
230	6.0	0.8	-	-	1.6	0.	4.0	0.8	-	-	1.0	0.
220	6.5	1.0	-	-	1.4	0.	4.5	1.0	-	-	1.0	0.
210	6.0	1.1	-	-	1.6	0.	5.0	1.1	-	-	1.0	0.

TRAMOS	VALORES INICIAIS						VALORES FINAIS					
	ODR	DI	DD	DBOD	DBOI	LODB	ODR	DI	DD	DBOD	DBOI	LODB
200	4.5	1.3	-	-	1.4	0.	4.5	1.3	-	-	1.0	0.
190	4.0	1.4	-	-	1.6	0.	4.0	1.4	-	-	1.0	740.
180	5.0	1.5	-	-	1.4	0.	2.0	1.5	-	-	1.0	740.
170	5.0	1.0	-	-	1.6	0.	2.0	1.0	-	-	1.0	0.
160	-	1.0	-	-	1.4	0.	-	1.0	-	-	1.0	0.
150	4.2	0.9	-	-	1.5	0.	4.2	0.9	-	-	1.0	0.
140	4.3	2.3	-	-	3.5	0.	4.3	2.3	-	-	2.4	0.
130	4.5	2.0	-	-	3.0	0.	2.5	2.0	-	-	2.4	0.
120	6.0	1.5	-	-	2.4	0.	3.0	1.5	-	-	2.4	0.
110	5.5	1.2	-	-	2.2	0.	2.0	1.2	-	-	1.2	740.
100	-	1.0	-	-	2.0	0.	-	1.0	-	-	1.0	0.
90	-	0.9	-	-	1.8	0.	-	0.9	-	-	1.0	0.
80	6.0	0.7	-	-	1.5	0.	4.0	0.7	-	-	1.0	0.
70	6.5	0.4	-	-	1.4	0.	2.5	0.4	-	-	1.0	740.
60	5.0	0.2	-	-	1.5	0.	4.0	0.2	-	-	1.0	0.
50	5.0	0.2	-	-	1.5	0.	5.0	0.2	-	-	2.0	0.
40	5.0	-	-	-	-	0.	5.0	-	-	-	-	0.
30	-	-	-	-	-	0.	5.0	-	-	-	-	0.
20	5.0	-	-	-	-	0.	5.0	-	-	-	-	0.
10	5.0	-	-	-	-	0.	5.0	-	-	-	-	0.

TABELA 7 - VALORES INICIAIS E FINAIS DOS PARÂMETROS EMPREGADOS PARA A CALIBRAÇÃO DO MODELO SIMOX

O processo usado foi tentativa e erro e a última combinação apresentou a menor soma dos quadrados das diferenças entre os valores observados e simulados para o ODFIN e DBOFIN . As figuras 9 e 10 retratam a calibração efetuada. Deve ser ressaltado que levando-se em conta que o parâmetro de decisão do modelo SIMOX é o OD, na calibração efetuada foi dada prioridade de atendimento a este parâmetro.

Apresentamos adiante um glossário e observações para maior facilidade de compreensão dos procedimentos efetuados durante a calibração.

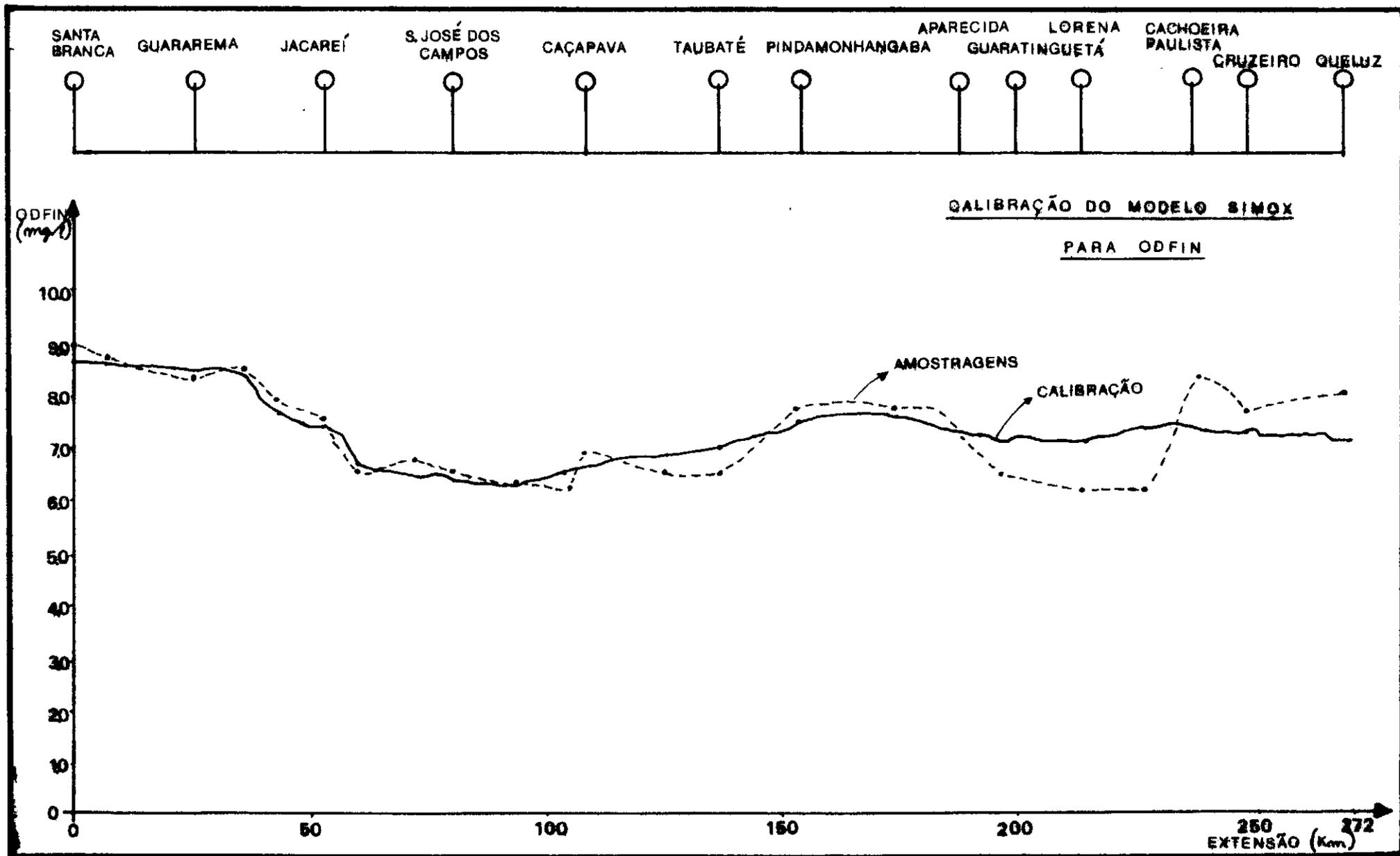


FIGURA 9 - RESULTADO DA CALIBRAÇÃO FINAL DO SIMOX PARA O PARÂMETRO DE DECISÃO OD - BACIA DO RIO PARAÍBA DO SUL - TRECHO PAULISTA - AMOSTRAGEM Nº 2 (30/07 à 04/08/1974)

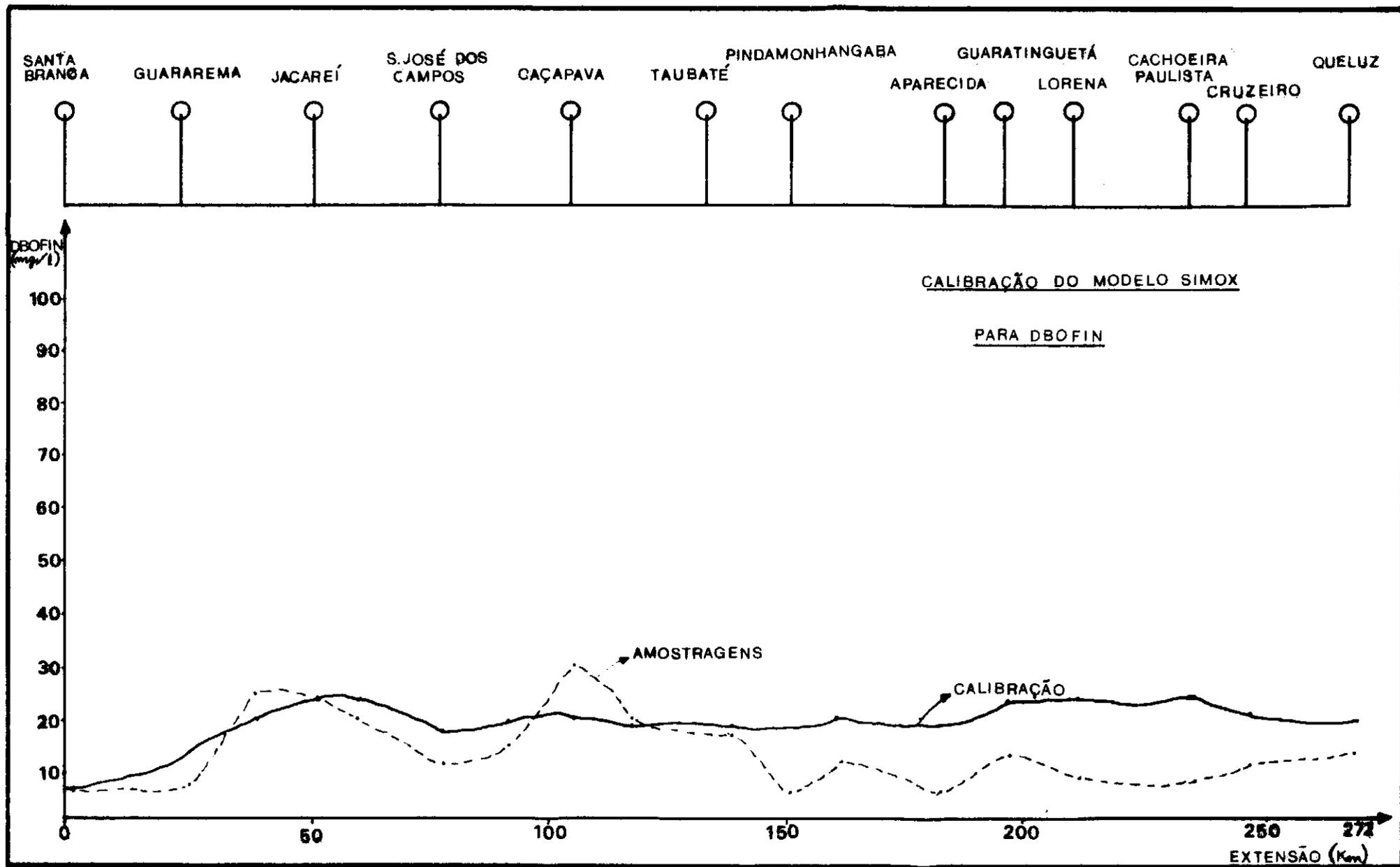


FIGURA 10 - RESULTADO DA CALIBRAÇÃO FINAL DO SIMOX PARA O PARÂMETRO DBO - BACIA DO RIO PARAÍBA DO SUL - TRECHO PAULISTA AMOSTRAGEM Nº 2 (30/07 à 04/08/1974)

GLOSSÁRIO

- TRANO : número do trecho, o sistema Paraíba, foi dividido em 72 trechos e o Programa SIMOX alimentado com 73 (um correspondente ao rio Jaguarí seu afluente).
- DIGIT : código para representar a ordem do trecho.  
Principal : 3  
Tributário : 2
- QSUM : somatoria de  $Q$  no tramo, em  $\ell/s$  ,  
 $QSUM = QTAR + QR + QDIL + QI$  :  
 QTAR é a vazão em  $\ell/s$  no tributário imediatamente anterior ao que está sendo considerado. No caso de tramo mais à montante, não há tramo sobre ele e então,  $QTAR = 0$  . Nesse caso,  $QMIN = QDIL$  terá um valor. Para tramos a jusante do tramo mais à montante,  $QTAR$  é diferente de zero e  $QMIN = QDIL = 0$ .  
 Em outra forma:  $QSUM$  é a vazão no tramo para a solução final do sistema fluvial.
- QR : quantidade de água residual (despejos) que entra no trecho em  $\ell/seg$  .
- QMIN : fluxo mínimo que ocorre nos trechos mais à montante, em  $\ell/seg$ , é zero para todos os outros trechos. É a descarga mínima esperada de barragem, por razões hidrológicas ou de operação.
- QDIL : vazões de diluição em  $\ell/seg$ .
- QI : vazão incremental em  $\ell/seg$ , representada por águas subterrâneas e/ou pequenos afluentes ao trecho.  
 Sua estimativa foi feita com base em contribuições específicas, conforme procedimento indicado no CETESB<sup>22</sup> .
- ODCPPM : concentração de oxigênio dissolvido em ppm no ponto crítico do tramo.

- DCPPM : déficit em ppm no ponto crítico do tramo.
- ODFIN : concentração de oxigênio dissolvido em ppm no final do tramo.
- DFINPM : déficit em ppm no final do tramo.
- DBOFIN : demanda bio-química de oxigênio em ppm no final do tramo.
- TIEMC : tempo em dias, até o ponto crítico do tramo.
- TFIN : tempo em dias, até o final do tramo.
- CRKM : kilometragem até o ponto crítico, desde o início do tramo.
- TRALON : comprimento do tramo em kilometros, até 0.1 Km .
- RIOKM : kilometragem do rio, desde sua desembocadura até o início do primeiro tramo. Supõe-se o Rio Paraíba ter sua foz em Queluz. (limite entre RJ e SP).
- REK2 : constante de reaeração K2 em base e, l/dia.
- TEMP : temperatura em °C que prevalece no tramo, estimada até 0.1 °C.
- QMAX : vazão máxima em l/seg que se pode esperar num trecho. Para os trechos intermediários calcula-se através do balanço algébrico:  $QMAX = QMAX_{ant.} + QR + QI - QSAL$  .
- QSAL : vazão em l/seg que é captada (ou sai) de trecho.
- ODR : oxigênio dissolvido do líquido residual (QR) com aproximação de 0.1 mg/l . É função do tipo de tratamento adotado. Funcionou como parâmetro na calibração.
- DI : déficit de oxigênio dissolvido na vazão incremental (QI)

com aproximação de  $0.1 \text{ mg} / \ell$  . Sua avaliação em cada trecho foi feita considerando a qualidade da água dos afluentes não poluídos próximos ao trecho. Funcionou como parâmetro na calibração.

DD : déficit de oxigênio dissolvido na água de diluição em  $\text{mg} / \ell$  . Funcionou como parâmetro na calibração.

LODB : demanda b $\hat{e}$ ntica em  $\text{kg} / \text{km} / \text{dia}$  funcionou como parâmetro na calibração. Assumiu-se o valor indicado na referên - cia. CETESB<sup>22</sup> . Tabela 7.

ODSAT : oxigênio dissolvido de saturação. É função da temperatura e da altitude do trecho.

ODMIN : valor m $\hat{i}$ nimo de oxigênio dissolvido que é desejável manter no trecho. Assumido constante e igual a zero para não haver procura d'água de diluição, já que estávamos interessados apenas em retratar a situação existente durante a amostragem.

ODXK1 : constante de desoxigenação na base e,  $\ell / \text{dia}$ . Assumiu-se os valores da referência CETESB<sup>22</sup> e estão dados na Tabela 8 abaixo:

TRAMO	ODXK1	TRAMO	ODXK1	TRAMO	ODXK1
720.	0.099	490.	0.298	250.	0.399
710.	0.099	480.	0.298	240.	0.100
700.	0.099	470.	0.167	230.	0.326
690.	0.247	460.	0.090	220.	0.100
680.	0.247	450.	0.090	210.	0.100
670.	0.234	440.	0.229	200.	0.353
660.	0.234	430.	0.229	190.	0.353
650.	0.318	420.	0.242	180.	0.308
640.	0.268	410.	0.222	170.	0.262
630.	0.217	400.	0.222	160.	0.669
620.	0.194	390.	0.190	150.	0.425
610.	0.194	380.	0.190	140.	0.425
600.	0.194	370.	0.221	130.	0.425
590.	0.194	360.	0.090	120.	0.181
580.	0.191	350.	0.230	110.	0.147
570.	0.191	340.	0.209	100.	0.147
560.	0.191	330.	0.198	90.	0.200
550.	0.164	320.	0.186	80.	0.200
545.	0.299	310.	0.216	70.	0.200
540.	0.163	300.	0.216	60.	0.298
530.	0.197	290.	0.205	50.	0.342
520.	0.197	280.	0.253	40.	0.208
510.	0.197	270.	0.253	30.	0.447
500.	0.298	260.	0.399	20.	0.412
				10.	0.441

TABELA 8 - VALORES DE ODXK1. CETESB<sup>22</sup>

AK2 e BK2 : coeficiente "a" e expoente "b" da relação empírica  $K2 = a Q^b$ . Para seu cálculo usou-se a fórmula de O'Connor;  $K2 = 1.71 \cdot V^{1/2} / h^{3/2}$  onde V é a velocidade do fluxo em m/s e h é a profundidade média da seção em m e K2 coeficiente de reaeração em  $\ell$ /dias, se calcula em cada tramo em uma seção representativa os valores de  $Q(m^3/s)$ , V e h pelo menos duas vezes. Depois plotando os valores correspondentes de K2 e Q em um gráfico log x log se determina a reta da relação  $\log K2 = \log a + b \log Q$  obtendo-se os valores de AK2 e BK2. Foram assumidos os valores do CETESB<sup>22</sup>. Tabela 9.

CVEL e DVEL : coeficiente "C" e expoente "d" da relação empírica  $V = c Q^d$ . Do cálculo de AK2 e BK2 são conhecidos em cada tramo dois valores de V e Q. Usando logaritmos obtém-se a expressão  $\log V = \log C + d \log Q$  que plotada em um gráfico  $\log x \log$  permite calcular CVEL e DVEL.

Foram assumidos os valores do CETESB<sup>22</sup>. Tabela 9

TRAMO	AK2	BK2	CVEL	DVEL
720.	12.1	- 0.3050	0.00069	0.606
710.	9.4	- 0.3000	0.00080	0.588
700.	4.3	- 0.3000	0.00087	0.579
690.	5.5	- 0.3000	0.00056	0.571
680.	6.8	- 0.3000	0.00066	0.566
670.	7.0	- 0.3150	0.00090	0.560
660.	11.2	- 0.3420	0.00139	0.551
650.	13.6	- 0.3890	0.00102	0.537
640.	66.4	- 0.4650	0.00197	0.511
630.	38.2	- 0.5120	0.00081	0.498
620.	153.3	- 0.5320	0.00249	0.494
610.	200.6	- 0.5600	0.00303	0.487
600.	250.5	- 0.5890	0.00317	0.477
590.	112.8	- 0.6180	0.00270	0.468
580.	403.7	- 0.6520	0.00319	0.457
570.	384.7	- 0.6780	0.00162	0.449
560.	670.5	- 0.7110	0.00208	0.440
550.	1356.1	- 0.7450	0.00491	0.428
545.	10.1	- 0.3000	0.00075	0.590
540.	1149.8	- 0.7640	0.00222	0.422
530.	790.6	- 0.7790	0.00289	0.418
520.	985.2	- 0.7940	0.00232	0.413
510.	2562.4	- 0.8000	0.00432	0.407
500.	2350.6	- 0.8030	0.00550	0.400
490.	3653.7	- 0.8080	0.00800	0.398
480.	4149.7	- 0.8110	0.00806	0.386
470.	2886.1	- 0.8120	0.00603	0.378
460.	5838.4	- 0.8160	0.00738	0.372
450.	2357.4	- 0.8200	0.00657	0.368
440.	2827.8	- 0.8330	0.00832	0.358
430.	4649.2	- 0.8610	0.01099	0.340
420.	10199.0	- 0.8850	0.02073	0.324
410.	11764.6	- 0.9090	0.01580	0.306
400.	23870.1	- 0.9420	0.02752	0.283
390.	26600.5	- 0.9650	0.03008	0.265
380.	52002.5	- 0.9740	0.03242	0.259
370.	52219.9	- 0.9880	0.05709	0.249
360.	52234.5	- 1.0070	0.04428	0.237
350.	72289.4	- 1.0280	0.04546	0.222
340.	106990.5	- 1.0500	0.05805	0.205

TRAMO	AK2	BK2	CVEL	DVEL
330.	108102.4	- 1.0740	0.07833	0.188
320.	124017.2	- 1.7050	0.07710	0.180
310.	100810.5	- 1.0400	0.10074	0.192
300.	37208.8	- 0.9650	0.05001	0.218
290.	6611.5	- 0.8700	0.03756	0.251
280.	5176.0	- 0.7930	0.02438	0.280
270.	1360.2	- 0.7310	0.01993	0.302
260.	1231.1	- 0.6820	0.01678	0.317
250.	643.3	- 0.6520	0.01708	0.328
240.	456.5	- 0.6200	0.01424	0.339
230.	274.2	- 0.5810	0.01040	0.352
220.	174.9	- 0.5460	0.01020	0.366
210.	126.5	- 0.5020	0.00654	0.390
200.	102.7	- 0.4800	0.00695	0.409
190.	116.0	- 0.4800	0.00517	0.423
180.	79.8	- 0.4800	0.00411	0.444
170.	765.2	- 0.6430	0.00457	0.415
160.	3995.9	- 0.7730	0.00684	0.388
150.	1638.7	- 0.6950	0.00517	0.415
140.	693.5	- 0.6320	0.00411	0.436
130.	278.2	- 0.5800	0.00352	0.454
120.	154.9	- 0.5010	0.00234	0.482
110.	59.7	- 0.4380	0.00193	0.504
100.	44.6	- 0.4100	0.00159	0.515
90.	41.1	- 0.3880	0.00147	0.524
80.	31.6	- 0.3660	0.00118	0.532
70.	13.0	- 0.2910	0.00084	0.558
60.	5.0	- 0.2220	0.00064	0.584
50.	6.1	- 0.2340	0.00069	0.585
40.	10.5	- 0.2630	0.00073	0.583
30.	14.6	- 0.2780	0.00063	0.593
20.	1.8	- 0.2750	0.00024	0.620
10.	4.1	- 0.2600	0.00026	0.661

TABELA 9 - VALORES DE AK2 , BK2 , CVEL e DVEL. CETESB<sup>22</sup>

DBOI : demanda bioquímica da vazão incremental estimada até 0.1 mg/ℓ sendo convertida a kg no programa. O critério foi o mesmo do DI, assumindo em cada trecho a mesma qualidade que a apresentada pelos afluentes próximos. Funcionou como parâmetro na calibragem do modelo.

DBOD : demanda bioquímica da água de diluição em mg/ℓ . Funcionou como parâmetro na calibragem do modelo de simulação.

DBOR : demanda bioquímica da carga residual descarregada no tre

cho em mg/l . Funcionou como parâmetro.

RBCAR : carga orgânica de ribeira em kg|km|dia. Assumiu-se o valor zero para todos os trechos.

As seguintes observações devem ser feitas:

- Alguns afluentes foram considerados como despejos na calibração , sua relação por tramos é a seguinte:
  - Rio Una (330)
  - Rio Grande (270)
  - Rio Guaratinguetá (180)
  - Rio Piagui (150)
  - Rio Taboão (140)
  - Rio Canas ( 80)
  - Rio Embau ( 50)
- QR e QSAL foram estimados nas condições atuais, agosto/74, considerando-se as demandas urbanas, industriais e para irrigação como necessidades hídricas.
- QR não inclui o despejo gerado no local propriamente, caso de indústrias, só o retorno da demanda.
- No Glossário acima consta todos os dados de saída e de entrada ao programa SIMOX com todas as informações que julgamos serem necessárias em futuros usos do modelo.

#### 4.4 - SIMULAÇÕES E SUA AVALIAÇÃO COM O SIMOX

Considerada como concluída a calibração do modelo existe a necessidade de ser feita uma verificação da calibração , para isso se precisaria de uma outra corrida de amostragens no sistema fluvial em estudo. Evidencia-se nesse ponto a necessidade de uma programação de amostragens que vise de certa forma uma ra-

cionalização de trabalho e de custo que são envolvidas nessas amostragens.

Em nossa aplicação ao sistema Paraíba não foi feita a verificação da calibração devido à falta de dados para tal. Portanto, será suposto que a calibração efetuada é adequada e o modelo SIMOX reproduz dentro de certos limites o sistema rio Paraíba. Deste modo o SIMOX está apto para simular o sistema para diferentes condições que possam ocorrer no futuro admitidas algumas hipóteses.

A Tabela 10 abaixo esclarece para todas as variáveis de entrada ao SIMOX quais as premissas feitas a respeito do seu comportamento nas simulações que foram executadas nesta aplicação.

TRAMO	DIGIT	TRALON	RIOKM	QMIN	QMAX	QI	QR	QSAL	ODR	DI	DD	LODB
C	C	C	C	S	S	S	S	S	C	C	C	C
TEMP	ODSAT	ODMIN	ODXKI	AK2	BK2	CVEL	DVEL	DBOI	DBOD	DBOR	RBCAR	
C	C	S	C	C	C	C	C	C	C	S	C	

TABELA 10 - CONSIDERAÇÕES SOBRE AS VARIÁVEIS DE ENTRADA AO SIMOX

C - indica mesmos valores usados na calibração

S - indica valores diferentes da calibração e características da simulação os quais passaremos a descrever:

QMIN - descarga mínima esperada da barragem. Assumiu-se para as barragens de Santa Branca e Jaguari os valores de 40 e 10 m<sup>3</sup>/s respectivamente, em função das regras de operação para configuração futura.

- QMAX - vazão máxima esperada nos tramos. Foi suposto, devido à limitação de ordem natural, física e de operações futuras os valores de 180 e 47 m<sup>3</sup>/s em Santa Branca e Jaguari respectivamente.
- QI - a vazão incremental nos vários tramos foi assumida como aquela que tem uma frequência de excedência de 90%. Usou-se para esta estimativa o modelo probabilístico hidrológico, Tabela 4, e considerações de áreas de drenagem para sua distribuição aos vários tramos de divisão do sistema.
- QR - quantidade de água residual entrando no início do tramo, assumiu-se os valores do DAEE<sup>32</sup>, onde constam valores para os anos de 1974, 1990 e 2010 mês a mês e todos os critérios usados nessas projeções, dos quais citaremos os principais mais adiante.
- QSAL - quantidade de água que sai do tramo. Mesmas considerações de QR.
- ODMIN - foi adotada em todos os trechos do sistema a classe 3 do padrão da Portaria da SEMA<sup>33</sup>, que estabelece  $OD \geq 4.0$  mg/l e  $DBO \leq 10.0$  mg/l.
- DBOR - admitiu-se uma relação proporcional entre os valores de QR e DBOR nas projeções para os anos de 1990, 2000 e 2010.

A respeito das variáveis de entrada supostas com os mesmos valores da época da amostragem deve ser observado os seguintes pontos:

- ODR - é difícil sua previsão dada à inexistência de maiores informações, mas é razoável se supor que os valores de OD no líquido residual não sejam muito diferentes dos da época da calibração, já que seu valor está condicionado pela temperatura e pressão do efluente industrial.

- DI - também é difícil com a disponibilidade existente de dados qualquer previsão futura. Entretanto, supondo-se a atuação da gerência na bacia no controle dos despejos nos afluentes do rio principal e um paralelo programa de controle de uso do solo, é razoável admitir-se que o déficit de oxigênio na vazão incremental flutue próximo dos valores ocorridos durante a época da amostragem.
- DD - a estimativa da qualidade da água no aspecto de oxigênio dissolvido da água de diluição está bastante ligada à do DI e do estado dos reservatórios considerados. Esta variável foi suposta parâmetro a ajustar na calibração efetuada dada à falta de informações a seu respeito. Assumiu-se o valor encontrado na calibração para as simulações. Ressalte-se nesse ponto que em outras utilizações do SIMOX se procure medir esta variável diretamente o que é fácil em relação à outras medidas que deverão ser efetuadas durante as amostragens.
- LODB - variável que com o nível atual sobre seu conhecimento é de impossível previsão dos seus valores numa projeção. Portanto é pacífica atualmente sua consideração com os estudos da amostragem e valores obtidos na calibração do modelo.
- TEMP - assumiu-se os mesmos valores da calibração em face do desconhecimento da série temporal dos seus valores. É evidente a sua sensibilidade sobre os resultados já que o nível de saturação de OD é função da temperatura. Worley et al.<sup>23</sup>.
- ODXKI,  
AK2, BK2  
CVEL e  
DVEL - por razões de escassez de informações assumiu-se os valores da calibração. A razão desta consideração evidencia-se pela imutabilidade destes parâmetros em relação a outros já considerados.
- DBOI - pode ser projetado com base em informações sobre o uso

do solo. Entretanto, em comparação com o DBOR sua importância relativa para os resultados do modelo é pequena. Em face disto e considerando a possibilidade de erros de projeção preferiu-se adotar os valores já usados na calibração final do modelo, já que esta variável atuou também como parâmetro para a calibração.

DBOD - mesmas considerações de DD.

RBCAR - mesmas considerações de LODB.

Considerou-se na referência DAEE<sup>32</sup> as projeções referentes ao mês de agosto, época da amostragem, visando preservar uma eventual sazonalidade dos parâmetros que foram considerados com os mesmos valores da calibração nas simulações efetuadas.

Resumiremos aqui os principais critérios usados na referência DAEE<sup>32</sup> para fazer a avaliação das necessidades hídricas para as configurações de 1974, 1990 e 2010 relativas a abastecimento urbano e industrial e água para irrigação:

Projeção de População : estimativa em função dos censos de 1960 e 1970, usando-se valores entre os obtidos por progressão aritmética e geométrica . As populações urbanas foram consideradas com um índice de atendimento entre 80 e 100%. E os "per-capita" variaram entre 200 e 300 l/hab x dia .

Consumo Industrial : considera-se um crescimento de consumo de água para uso industrial igual ao crescimento da demanda por energia elétrica para indústrias da região, que é de 6% ao ano.

Demanda para Irrigação: para determinação da demanda agrícola foram adotados os mesmos critérios seguidos

pela Hidrobrasileira, no seu trabalho sobre "Estudos Preliminares da Várzea do Rio Paraíba"

Quanto aos retornos correspondentes foram os seguintes os critérios:

Urbano : admitiu-se uma contribuição de 85% para os esgotos urbanos.

Industrial : a % de água retornada foi considerada especificamente para o tipo de indústria e variaram seus valores entre 87 e 95%.

Irrigação : na avaliação do retorno de água de irrigação, as taxas adotadas variaram entre 40 e 25% da demanda.

Quanto aos níveis de tratamento nos efluentes foram considerados uma remoção de DBO entre 35% correspondendo ao tratamento primário e 90%, que é a faixa do tratamento secundário. Nestas condições de eficiência, os custos das plantas de tratamento são usualmente funções convexas da remoção de DBO, Loucks et al<sup>35</sup>. Assinale-se ainda a consideração de que só se atuou no parâmetro DBO quando do tratamento nas plantas. Outro aspecto é de que essa remoção foi em todos os lançamentos de efluentes no sistema, ou seja um tratamento uniforme em toda a bacia. Thomann<sup>36</sup>.

Os resultados das simulações com o modelo SIMOX estão apresentadas a seguir nas tabelas 11 e 12 e nas figuras 11, 12, 13 e 14.

A N O 1990		
EFICIÊNCIA NO TRATAMENTO (%)	VAZÃO REQUERIDA EM SANTA BRANCA (ℓ/s)	VAZÃO REQUERIDA EM JAGUARI (ℓ/s)
$\epsilon = 35$	64784	34784
$\epsilon = 50$	46693	16693
$\epsilon = 70$	40000	10000
$\epsilon = 90$	40000	10000

TABELA 11 - VAZÕES REQUERIDAS NOS RESERVATÓRIOS PARA AS SIMULAÇÕES DE 1990 e  $F(QI) = 90\%$

Devem ser salientados os seguintes aspectos com relação aos resultados da tabela 11 ;

- o parâmetro de decisão do modelo SIMOX é o OD. A solução apresentada acima satisfaz o padrão de  $OD_{MIN} \geq 4.0 \text{ mg}/\ell$  para todos os trechos do sistema fluvial. Embora os níveis de DBO estejam em vários trechos com excessão da  $\epsilon = 90\%$  com valores maiores que  $10.0 \text{ mg}/\ell$  que é o padrão da classe adotada.
- para as  $\epsilon = 70\%$  e  $\epsilon = 90\%$  são necessárias para satisfação do padrão de OD as descargas mínimas previstas para os Reservatórios de Santa Branca e Jaguari. ( $40$  e  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente).

As figuras 11 e 12 dão o perfil sanitário simulado do sistema Paraíba para os parâmetros OD crítico e DBO no final do trecho, com as eficiências de tratamento de 35 e 90% respectivamente.

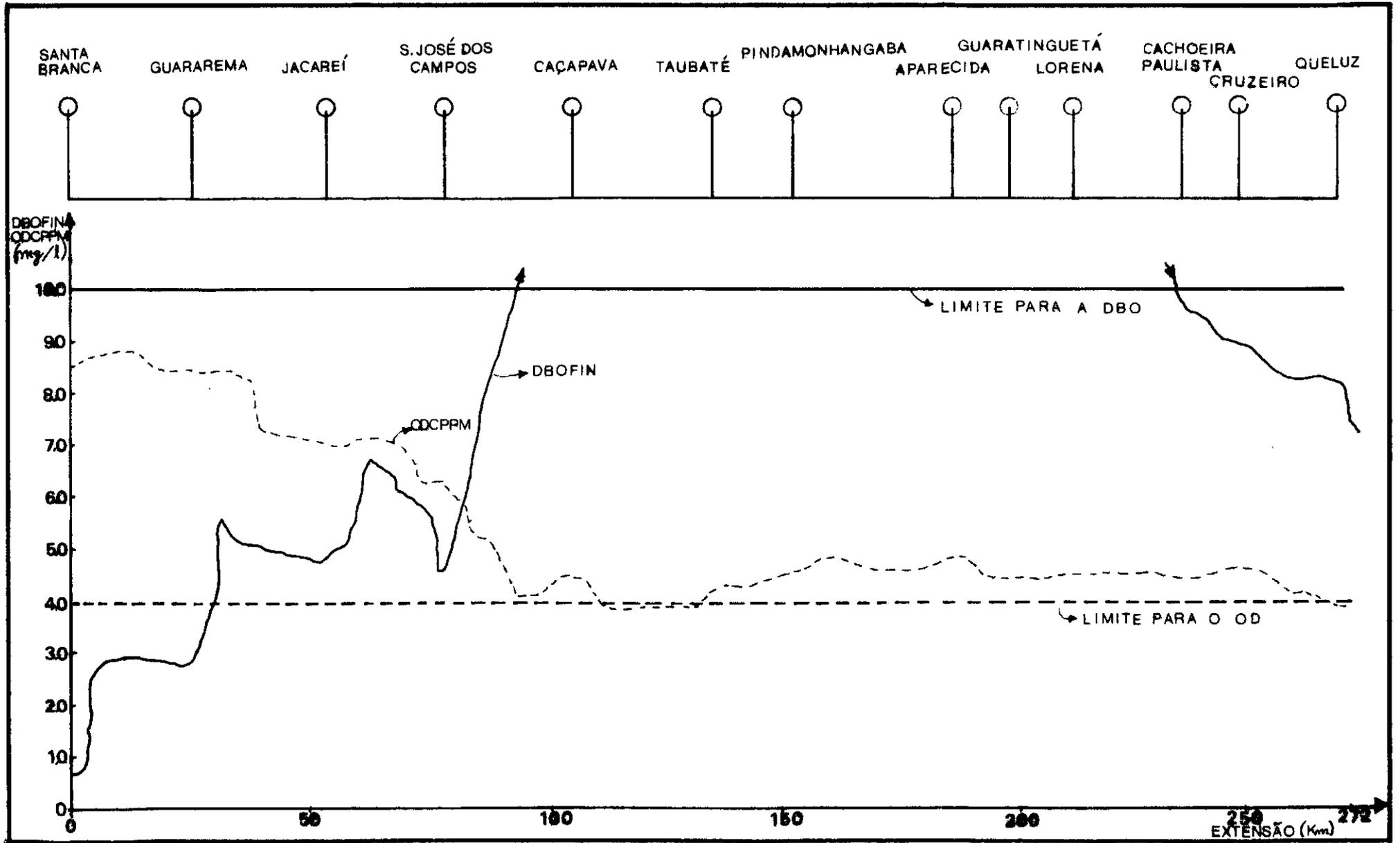


FIGURA 11 - PERFIL SANITÁRIO SIMULADO PARA O SISTEMA PARAÍBA - TRECHO PAULISTA - ANO 1990 - EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO 35%

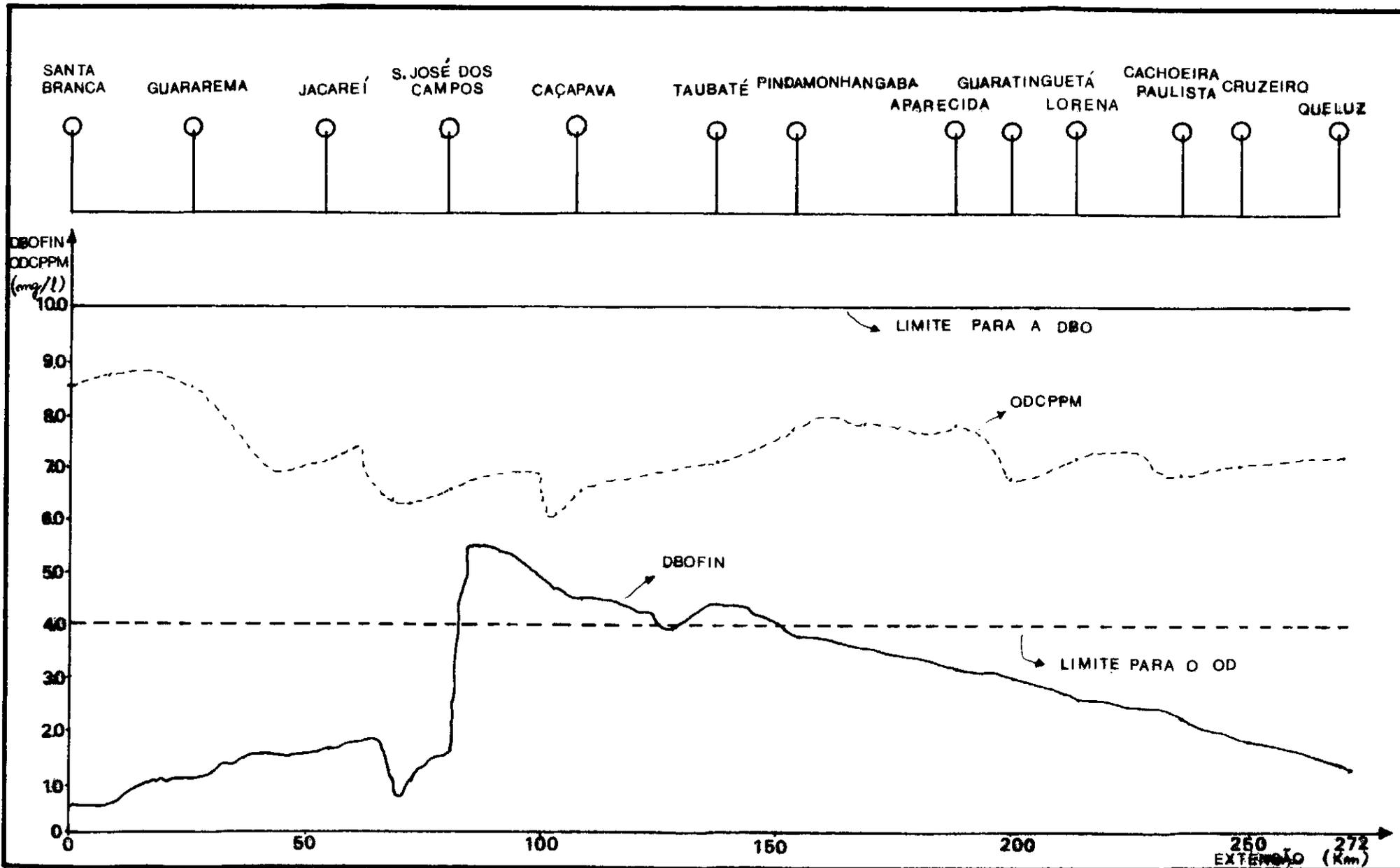


FIGURA 12 - PERFIL SANITÁRIO SIMULADO PARA O SISTEMA PARAÍBA - TRECHO PAULISTA - ANO 1990 - EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO 90%

A N O 2000		
EFICIÊNCIA NO TRATAMENTO (%)	VAZÃO REQUERIDA EM SANTA BRANCA (ℓ/s)	VAZÃO REQUERIDA EM JAGUARI (ℓ/s)
$\epsilon = 35$	PROCESSO ANAERÓBICO A PARTIR DO TRAMO 160	
$\epsilon = 50^*$	176126	47000
$\epsilon = 70$	176714	47000
$\epsilon = 90$	40000	10000

TABELA 12 - VAZÕES REQUERIDAS NOS RESERVATÓRIOS PARA AS SIMULAÇÕES DE 2000 e  $F(QI) = 90\%$

Os seguintes aspectos devem ser ressaltados em relação a tabela 12;

- com uma eficiência na redução da DBO de 35% e toda a vazão disponível nos reservatórios (180 e 47) ainda se dá a partir do tramo 160 (após Guaratinguetá) condições anaeróbicas caracterizadas por valor de ODCPPM < 0.0 .
- \* nestas condições, o ODCPPM a partir do tramo 430 (após Caçapava) não satisfaz mais a condição de ser maior ou igual a 4.0 mg/ℓ.

As figuras 13 e 14 mostram o perfil sanitário simulado do sistema Paraíba para os parâmetros OD crítico e DBO no final do trecho, com as eficiências de tratamento de 35 e 90% respectivamente.

Para o ano 2010, só acontece a satisfação do padrão de OD quando de um tratamento uniforme de 90% de eficiência e vazões em Santa Branca e Jaguari de 161 e 47 m<sup>3</sup>/s respectivamente.

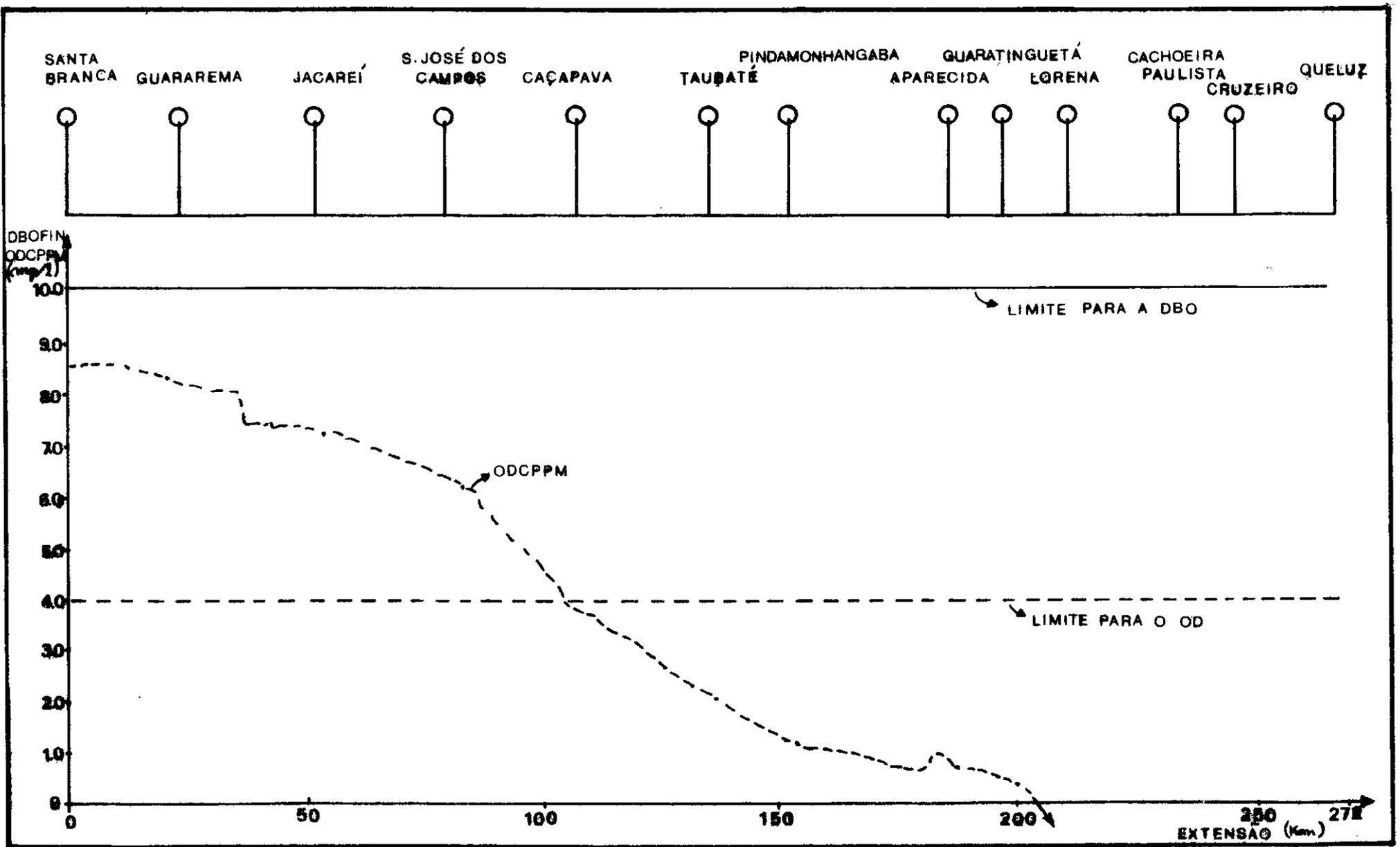


FIGURA 13 - PERFIL SANITÁRIO SIMULADO PARA O SISTEMA PARAÍBA/TRECHO PAULISTA - ANO 2000 - EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO 35%

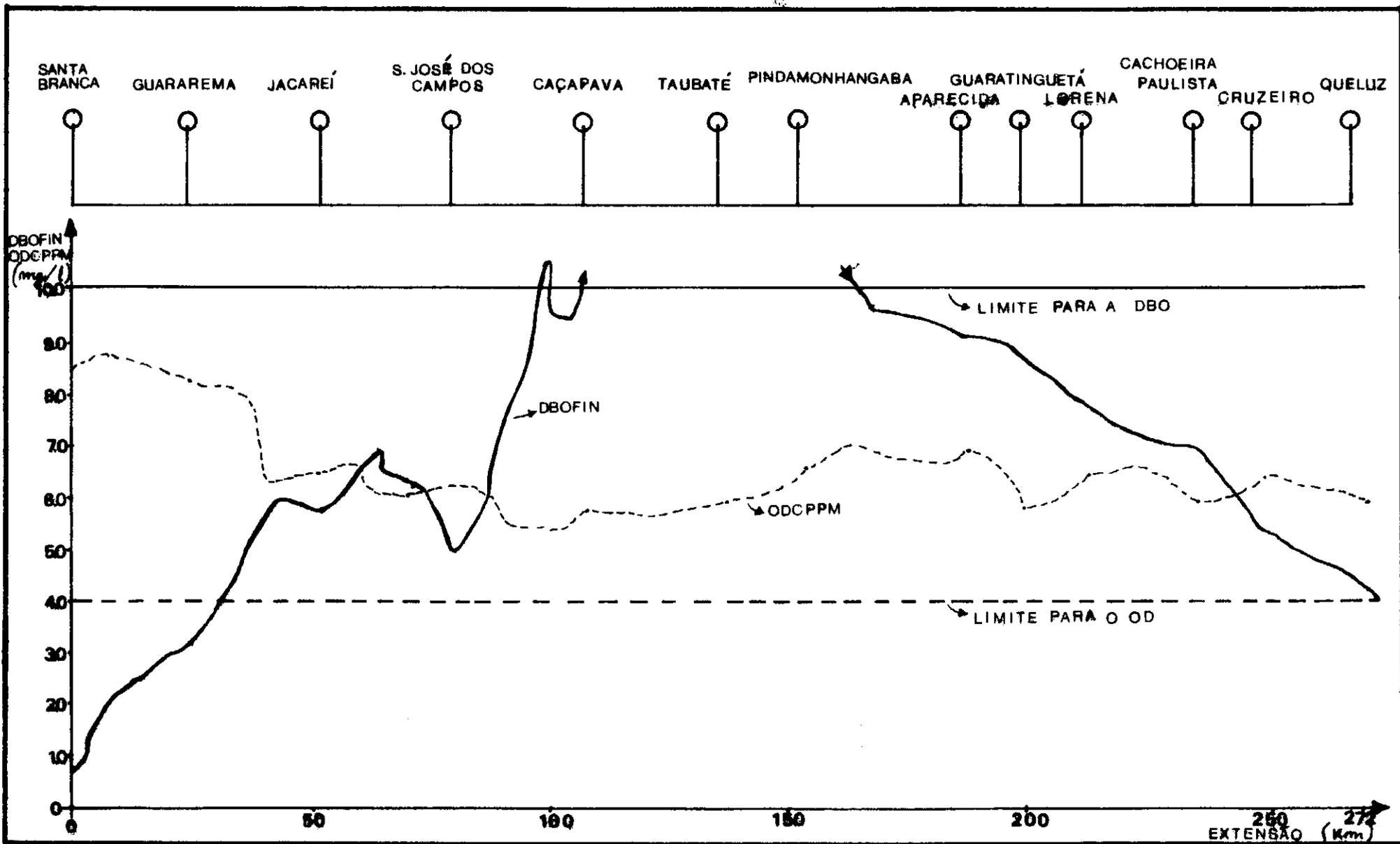


FIGURA 14 - PERFIL SANITÁRIO SIMULADO PARA O SISTEMA PARAÍBA/TRECHO PAULISTA - ANO 2000 - EFICIÊNCIA DE TRATAMENTO 90%

#### 4.5 - PROGRAMAÇÃO MATEMÁTICA

Em nosso caso específico do sistema Paraíba formulou-se um problema de programação linear para o ano de 1990, que foi o primeiro ano simulado neste trabalho, conjugando-se os resultados das simulações com o SIMOX e as premissas de linearidade para as relações entre as variáveis envolvidas, buscando-se um nível ótimo de solução que satisfizesse o padrão de OD.

Adotou-se o modelo exposto na seção 3.4, equações (25), (26), (27) e (28) e por simplicidade foi considerado que todas as plantas tivessem o mesmo custo marginal de operação na remoção da DBO afluente ( $a_1 = \text{cte.}$ ).

O problema resultante foi o seguinte:

Minimizar:

$$C = 57 \cdot 10 y - 600 x_1 - 300 x_2 \quad (29)$$

Sujeito à:

$$0 < y \leq 22 \quad (30)$$

$$2.95 < x_1 \leq 24.8 \quad (31)$$

$$2.95 < x_2 \leq 24.8 \quad (32)$$

$$y = x_1 - 2.95 \quad (33)$$

$$y = x_2 - 2.95 \quad (34)$$

O objetivo do problema é achar o esquema de menor

custo total partindo-se de um mandatório mínimo de 35% de eficiência na remoção da DBO.

Foram assumidos nesta aplicação com o fim de exemplificar numericamente os seguintes valores para os parâmetros da função custo, C ;

$a_i$  - custo marginal da operação para remoção da DBO em cada planta entre as eficiências de 35 e 90%. No nosso caso as simulações, vide tabela 12, indicaram os valores entre 35 e 57%, dada a limitação na regras de operação dos reservatórios, seção 4.4. Adotou-se Cr\$ 10/ % de eficiência .

m - número de lançamentos de efluentes no sistema, 57 unidades.

$b_1$  - custo do  $m^3/s$  liberado em Santa Branca entre os valores de 64.8 e 400  $m^3/s$  . Adotou-se Cr\$ 600/  $m^3/s$  .

$b_2$  - custo do  $m^3/s$  liberado em Jaguari entre os valores de 34.8 e 10.0  $m^3/s$  . Adotou-se Cr\$ 300/  $m^3/s$  .

EFICIÊNCIA (%)	VAZÕES ( $m^3/s$ )
35	QSB = 64.8 QJ = 34.8
40	QSB = 57.4 QJ = 27.4
45	QSB = 50.8 QJ = 20.8
50	QSB = 46.7 QJ = 16.7
55	QSB = 42.2 QJ = 12.2
56	QSB = 41.0 QJ = 11.0
57	QSB = 40.0 QJ = 10.0

TABELA 12 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA O ANO DE 1990 com  $F(QI) = 90\%$

As variáveis para o problema são:

- $y$  - acréscimo na eficiência de remoção de DBO, admitido o mandatório mínimo de 35% (em %) .
- $x_1$  - decréscimo sobre  $64.8 \text{ m}^3/\text{s}$  que é a descarga liberada no reservatório de Santa Branca no mandatório mínimo, em  $\text{m}^3/\text{s}$  .
- $x_2$  - decréscimo sobre  $34.8 \text{ m}^3/\text{s}$  que é a descarga liberada no reservatório de Jaguari no mandatório mínimo, em  $\text{m}^3/\text{s}$  .

As regras operativas mínimas consideradas foram de  $40.0$  e  $10.0 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente em Santa Branca e Jaguari. (seção 4.4).

A restrição (30) correspondente ao acréscimo na eficiência de tratamento possível para as condições impostas acima juntamente com os resultados das simulações, vide tabela 12, e considerando as relações (33) e (34) .

As restrições (31) e (32) especificam o decréscimo na liberação das vazões em Santa Branca e Jaguari respectivamente, levando em conta também as relações (33) e (34) as quais por sua vez indicam as relações que supõem proporcionalidade entre o acréscimo na eficiência de tratamento e o decréscimo nas descargas liberadas pelos reservatórios com o padrão de OD adotados. Estas relações foram obtidas com a aplicação da técnica dos mínimos quadrados aos dados da tabela 12 .

Deve ser observado que neste exemplo os valores das variáveis  $x_1$  e  $x_2$  são iguais em decorrência das restrições (33) e (34). Isto acontece devido a que no trecho compreendido entre os reservatórios não houve violação do padrão de OD adotado, portanto não houve procura de água para diluição no reservatório de montante,

no caso Santa Branca, já que é premissa do modelo SIMOX que a água requerida para satisfação do padrão é dividida igualmente por todos os reservatórios a montante do trecho em consideração.

O valor de C encontrado na solução será a variação no custo do mandatório mínimo a ser aplicado ao sistema que se su põe ser uma eficiência de tratamento de 35% em todos os lançamentos e conseqüentemente uma descarga liberadas de 64.8 e 34.8 em Santa Branca e Jaguari, tabela 12 . O mandatório mínimo tem um custo que é dado por  $C = \sum C^{PT} + \sum C^{RV}$ , supondo que já esteja implantado o sistema mínimo a primeira parcela será nula e o custo será dado por  $C = 24.8 \times 600 + 24.8 \times 300 = 22320$  (Cr\$).

A solução do modelo linear forneceu o seguinte resultado:  $C = - 9865.50$  ;  $y = 21.85$  ;  $x_1 = x_2 = 24.80$ . Levando em conta que as equações (33) e (34) são aproximações, por hipótese, da relação real entre as variáveis pode-se considerar que esta so lução indica que o mínimo custo será obtido com um esquema de eficiência de tratamento de 57% e regras de operação nos reservatórios de 40.0 e 10.0 m<sup>3</sup>/seg. em Santa Branca e Jaguari respectivamente. Este esquema fornecerá um custo aproximadamente 44% menor do que o mandatório mínimo inicial.

Na solução do modelo linear foi usado um programa para solução através do algoritmo SIMPLEX, esta solução foi obtida em 7 segundos de processador no sistema B/6700 do NCE/UFRJ .

#### 4.6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na aplicação do modelo proposto ao sistema Paraíba foi estudada em detalhes a situação relativa ao ano de 1990.

Dos resultados obtidos com o submodelo probabilístico hidrológico pode-se considerar que a aderência do modelo teórico usado (Gumbel-eventos mínimos) aos dados observados foi boa, seção 3.2.4. Se constatou através desse submodelo que o período da amostragem considerada neste trabalho não foi caracterizado por vazões incrementais baixas exceção feita ao trecho entre Guararema e Caçapava, seção 4.2.

O submodelo de qualidade da água, SIMOX, foi calibrado através de atuações em 6 parâmetros conforme procedimento mostrado na seção 4.3. Através do critério do menor somatório das diferenças ao quadrado entre valores observados e obtidos pelo modelo se obteve um resultado final que é mostrado nas figuras 9 e 10. Considerando que a calibração foi adequada foram efetuadas simulações para os anos de 1990, 2000 e 2010 com o modelo de qualidade da água. Os resultados apresentados na seção 4.4 indicam o problema futuro de qualidade da água no sistema Paraíba, consideradas as hipóteses feitas para projeções das cargas poluentes.

Com os resultados das simulações com o submodelo de qualidade da água obteve-se várias alternativas para o controle da qualidade da água e com o submodelo de otimização foi encontrada uma solução que minimizou uma função custo, admitidas várias hipóteses simplificadoras.

É possível após a otimização se verificar a validade das hipóteses assumidas checando-se o seu resultado com o modelo de simulação. Um exemplo seria o da hipótese da relação li-

near entre as variáveis  $y$  e  $x_j$  cujos resultados diferiram para a simulação sempre de valores inferiores a 5% com o uso da técnica dos mínimos quadrados. Observe-se que os parâmetros da função custo adotados poderão ser testados verificando-se sua sensibilidade em relação aos resultados. Seria então, o caso de para uma faixa dos parâmetros da função custo se indicar as alternativas ótimas para uma posterior decisão.

Sob o ponto de vista de tempo de computação usado para a obtenção de resultados por este modelo deverão ser observados que a fase de calibração do modelo de qualidade de água, no caso o SIMOX, é a detentora da maior parcela deste tempo. Entretanto, este tempo deverá ser reduzido sensivelmente na medida em que houver uma maior familiarização com o uso do modelo. Para cada simulação foi encontrado nesta aplicação um tempo médio de processador de 14 segundos, na fase de otimização 7 segundos e na aplicação do modelo probabilístico um tempo médio de 4 segundos, no Sistema B/6700 do NCE/UFRJ.

## V - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Através dos resultados obtidos neste trabalho pode se concluir que:

- as vazões incrementais mínimas anual entre postos fluviométricos de um sistema fluvial podem ser modeladas pela teoria dos extremos de Gumbel.
- a calibração e as simulações com o modelo de qualidade da água, SIMOX, que vão fornecer elementos para uma otimização da estratégia do controle da qualidade da água em sistemas fluviais é exequível com uma adequada programação de amostragens.
- os resultados com o modelo de otimização, mostraram a aplicabilidade da técnica de programação linear para a escolha da estratégia ótima .
- o modelo proposto neste trabalho pode fornecer resultados a longo prazo das tendências gerais no que se refere ao controle da qualidade da água regional.

As principais recomendações para futuros trabalhos nesta área são:

- 1) Especificar no programa de amostragem que sejam realizadas coletas e análises objetivando diminuir o número de parâmetros com baixos níveis de informação, como por exemplo, DD e DBOD que se referem a água de diluição levantando esses parâmetros nos reservatórios existentes no sistema, ODR e DBOR obtendo maiores informações sobre as condições e eficiências das plantas porventura existentes e outros lançamentos individuais.
- 2) Proceder a uma análise mais acurada com o auxílio de outras amostragens da sensibilidade dos parâmetros usados no modelo SIMOX, procurando desse modo contornar a necessidade de obter em campo dados sobre parâmetros de difícil avaliação.

- 3) Verificação da sensibilidade dos resultados à mudanças de temperatura no sistema em estudo e o desenvolvimento de modelos de qualidade da água superficial que enfatizem o perfil de temperatura ao longo do rio e sua variação anual.
- 4) Verificação do tratamento zoneado, caracterizado por aspectos físicos ou características do uso da água ou do solo ou ainda considerações a respeito do tipo das descargas efluentes industriais ou municipais.
- 5) Verificação da sensibilidade dos resultados à variação nos padrões de OD adotados para os vários trechos de divisão do sistema fluvial.
- 6) Verificação da sensibilidade dos resultados da otimização, parâmetros da função custo e hipóteses do modelo de otimização , com o auxílio do modelo de simulação.

## BIBLIOGRAFIA

- 1 SANEAMENTO, Revista Técnica e Informativa do DNOS, Vol. 50 ,  
Nºs. 01 e 02. Rio de Janeiro, 1976.
- 2 ROSENBLUETH, A. e WIENER, N. - The Role of Models in Science,  
Philosophy of Science, vol. 12, nº 4, 1945.
- 3 MILLER, W.A. e WOOLHISER, D.A. - Choise of Models, em Unstead  
dy Flow in Open Channels - Water Resources Publications  
Vol. I, 1975.
- 4 HALL, W.A. e DRACUP, J.A. - Water Resources Systems Engineering  
- Mc Graw-Hill Book Company, 1970.
- 5 OLIVEIRA, W.E. - Saneamento e Planificação - Faculdade de Higi  
ene e Saúde Pública/USP - São Paulo, 1964.
- 6 HAMILTON, H.R. - Systems Simulation for Regional Analysis an  
Application to River-Basin Planning - The M.I.T. Press,  
1969.
- 7 RIGGS, H.C. - Estimating Probability Distributions of Drought  
Flows - Water and Sewage Works, Vol. 112, nº 5, May, 1965.
- 8 YEVJEVICH, V. - Probability and Statistics in Hydrology, Water  
Resources Publications - 1972.
- 9 O'CONNOR, D.J. - Comparison of Probability Distributions in  
the Analysis of Drought Flows - Water and Sewage Works,  
vol. III, nº 4, April, 1964.
- 10 MATALAS, N.C. - Probability Distribution of Low Flows - U.S.  
Geol. Survey Prof. Paper 434-A .
- 11 GUMBEL, E.J. - Statistical Theory of Floods and Droughts, Journ  
al of the Institution of Water Engineers, Vol. 12, nº  
1, Fev., 1958.

- 12 GUMBEL, E.J. - Statistics of Extremes - Columbia University Press, 1958.
- 13 BOBÉE, B. e ROBITAILLE, R. - Correction of Bias in the Estimation of the Coefficient of Skewness, Water Resources Research, vol. 11, nº 6, Dec., 1975.
- 14 ARTIN, E. - The Gamma Function - Holt, Rinehart and Winston, 1964.
- 15 DAVIS, H.T. - Tables of the Mathematical Functions - The Principia Press of Trinity University, 1963.
- 16 DUTRA, P.R.J. - Estimativa do Período de Retorno de Enchentes em Postos Fluviométricos com Curto Período de Observação - Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ - junho, 1974.
- 17 BARTONE, C.R. e CASTAGNINO, W.A. - Programa Generalizado de Computacion SIMOX: Manual para Usuários, CEPIS, Lima-Perú, 1973.
- 18 STREETER, H.W. e PHELPS, E.B. - A Study of the Pollution and Natural Purification of the Ohio River - U.S. Public Health Service Bulletin, nº 146, 1925. Reprinted in 1958.
- 19 ECKENFELDER Jr., W.W. - Water Quality Engineering for Practicing Engineers - Barnes e Noble Inc., 1970.
- 20 FAIR, G.M. e GEYER, J.C. - Water Supply and Waste-Water Disposal, John Wiley and Sons, 1954.
- 21 PHELPS, E.B. - Stream Sanitation - John Wiley and Sons, 1944. Fourth Printing, 1960.
- 22 CETESB - Um Esforço para Simular a Poluição das Águas na Bacia do Rio Paraíba do Sul - São Paulo, 1974.
- 23 WORLEY, J.L., BURGESS, F.J. e TOWNE, W.W. - Identification of

- Low-Flow Augmentation Requirements for Water Quality Control by Computer Techniques - Journal Water Pollution Control Federation, Vol. 37, nº 5, May, 1965.
- 24 MARSDEN, J.R., PINGRY, D.E. e WHINSTON, A. - Application of Nonlinear Programming to Water Quality Control - Water, Air and Soil Pollution, Vol. 2, nº 2, June, 1973.
- 25 MCNAMARA, J.R. - An Optimization Model for Regional Water Quality Management - Water Resources Research, Vol. 12, nº 2, April, 1976.
- 26 REVELLE, C.S.; LOUCKS, D.P. e LYNN, W.R. - A Management Model for Water Quality Control - Journal Water Pollution Control Federal, Vol. 39, nº 7, July, 1967.
- 27 OBANDO, F. - Sistema de Programação Matemática (MPS/360) - Apresentação Didática e Utilização, Companhia Siderúrgica Nacional.
- 28 MÜLLER, N.L. - O Fato Urbano na Bacia do Rio Paraíba - São Paulo, Fundação IBGE, Rio de Janeiro, 1969.
- 29 DNAEE - Inventário das Estações Fluviométricas - Ministério das Minas e Energia, 1976.
- 30 DNAEE - Boletim(s) Fluviométrico(s), nºs. 17 e 23 .
- 31 DNAEE - Relatório de Descargas Médias Diárias - Tábuas de Calibragem e Listagem de Medições de Descarga, Vols. II e III, 1973.
- 32 DAEE - Estudos Hidráulicos da Bacia do Paraíba (Setor Paulista) - Relatório Interno nº 06, Sondotécnica S/A, 1974.
- 33 SEMA - Legislação Básica - Secretaria Especial do Meio Ambiente, Ministério do Interior, Brasília, 1976.

- 34 SHAH, K.L e REID, G.W. - Techniques for Estimating Construction Costs of Waste Treatment Plants - Journal Water Pollution Control Federation, vol. 42, May, 1970.
- 35 LOUCKS, D.P.; REVELLE, C.S. e LYNN, W.R. - Linear Programming Models for Water Pollution Control - Management Science, Vol. 14, nº 4, Dec., 1967.
- 36 THOMANN, R.V. - Systems Analysis and Water Quality Management, Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1972.