

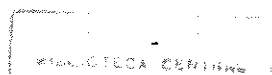
ATESTADO
TAR DA VERSA
DEFINITIVA - IONTEM
AS SUGESTÕES DA BANCA
EXAMINADORA
7/12/93
PROF. EVALDO M. COIAD

Universidade Estadual de Campinas
Faculdade de Engenharia Civil
Departamento de Hidráulica e Saneamento

APLICAÇÃO DE MÉTODOS DE PREVISÃO
DE ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS

Ayde Veiga Lopes

1993



**APLICAÇÃO DE MÉTODOS DE PREVISÃO
DE ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS**

**Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Estadual de Campinas, para obtenção do título de Mestre
em Engenharia Civil, área de concentração Recursos
Hídricos e Saneamento**

Autora: Ayde Veiga Lopes 881

Orientador: Prof. Dr. Evaldo Miranda Coiado (†)

Campinas, 1993

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Evaldo Miranda Coiado, pela orientação segura e discreta e também pela compreensão sobre assuntos paralelos mas não menos importantes,

à Engenheira Martha Regina von Borstel Sugai, por sua solicitude tão pronta quanto sua inteligência,

aos Professores José Geraldo Pena de Andrade e Edvar Luvizotto Junior, pela resolução das integrais do método Einstein Modificado, mas sobretudo pela atenção,

às Desenhistas Elizabeth A. P. S. Oliveira e Rosemary Sgay Passos, pela confecção de parte dos desenhos,

à Professora Susan Klein Franchetti, pela gentileza de verter o "abstract",

à Companhia Paranaense de Energia - COPEL, pela cessão dos dados do reservatório de Telêmaco Borba,

à Fundação de Amparo à Pesquisa no Estado de São Paulo - FAPESP, pela bolsa concedida para a realização deste trabalho e

a Laura Veiga Lopes e Maria Aparecida Norberto, pelo cuidado com os gatinhos.

ÍNDICE

RESUMO	xii
ABSTRACT	xiii
Capítulo 1	
INTRODUÇÃO	1
Capítulo 2	
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA COMENTADA	4
2.1 O Processo de Assoreamento de Reservatórios	4
2.1.1 Processo de Deposição de Sedimentos	4
2.1.2 Distribuição dos Sedimentos no Reservatório	5
a) Depósitos de remanso	5
b) Deltas	5
c) Depósitos de fundo	7
2.2 Parâmetros Envolvidos nas Estimativas de Assoreamento	11
2.2.1 Carga de Sedimentos	11
2.2.1.1 Definições	11
2.2.1.2 Métodos de Estimativa de Carga de Sedimentos	12
2.2.1.2.1 Introdução	12
2.2.1.2.2 Métodos que Incorporam Amostras de Material em Suspensão	13
a) Método de Einstein Modificado	13
b) Método de Colby	25
2.2.1.2.3 Métodos Baseados na Granulometria do Material do Leito ...	29
a) Método de Toffaletti	30
b) Método de Ackers e White	37
c) Equação de Yang	38
d) Fórmula da Meyer, Peter e Muller	38
e) Fórmula de Schoklitsch	39
2.2.1.2.4 Métodos Aproximados	40
a) Equações de Miraki	40
b) Curva de Fleming	41
c) Estimativas de Perda de Solos	42
2.2.2 Eficiência de Retenção	44
2.2.2.1 Definição	44

2.2.2.2 Métodos de Estimativa de Eficiência de Retenção	47
Brune	47
Churchill	50
Karaushev	52
Borland	52
2.2.3 Peso Específico dos Depósitos de Sedimentos	54
2.3 Métodos de Previsão de Assoreamento.....	57
2.3.1 Introdução	57
2.3.2 Métodos Empíricos	61
2.3.2.1 Estimativa do Volume Assoreado	61
2.3.2.2 Distribuição dos Depósitos	63
2.3.2.2.1 Método Clássico	63
2.3.2.2.2 Método Área-Incremento	63
2.3.2.2.3 Método Área-Redução	65
2.3.2.2 Comentários	71
2.3.2 Modelos Matemáticos	72
2.3.2.1 Introdução	72
2.3.2.2 O Modelo Yücel e Graf	73
2.3.2.2.1 Definição do Perfil de Remanso	77
2.3.2.2.2 Deposição do Material do Leito	79

Capítulo 3

PREVISÃO DE ASSOREAMENTO DO RESERVATÓRIO DA USINA HIDRO-ELÉTRICA TELEMACO BORBA	81
3.1 Introdução	81
3.2 Características do Empreendimento	81
3.3 Características Físicas do Rio Tibagi	82
3.4 Estimativa de Assoreamento	83
3.4.1 Estimativa da Descarga Sólida Afluente	83
3.4.2 Estimativa do Volume Assoreado	84
3.4.2.1 Composição Granulométrica da Descarga Sólida	84
3.4.2.2 Peso Específico do Depósito	85
3.4.3 Distribuição dos Depósitos	86
3.4.4 Análise dos Resultados	87

Capítulo 4

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	120
4.1 Conclusões sobre a Bibliografia Pesquisada	120
4.1.1 Sobre os Modelos de Transporte de Carga Sólida	120
4.1.2 Sobre Eficiência de Retenção	120
4.1.3 Sobre Peso Específico dos Depósitos	120
4.1.4 Sobre Métodos de Previsão de Assoreamento	121
4.2 Conclusões sobre o Reservatório de Telêmaco Borba	121
4.3 Recomendações Gerais	121
4.4 Recomendações sobre o Rio Tibagi e o Reservatório de Telêmaco Borba	122
BIBLIOGRAFIA	124

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 - Configuração de Delta em Reservatórios
- Figura 2.2 - Fator de Correção Devido à Viscosidade
- Figura 2.3 - Porcentagem de Fluxo Amostrado
- Figura 2.4 - Função Carga de Fundo de Einstein
- Figura 2.5 - Valores da Integral J_1
- Figura 2.6 - Valores da Integral J_2
- Figura 2.7 - Valores da Integral I_1
- Figura 2.8 - Valores da Integral I_2
- Figura 2.9 - Descarga Sólida Não Medida em Função da Velocidade Média do Escoamento
- Figura 2.10 - Concentração Relativa em Função da Velocidade Média e Profundidade do Escoamento
- Figura 2.11 - Fator de Correção K em Função da Razão de Produção de Areia
- Figura 2.12 - Eficiência de Retenção em Função da Razão Carga Sólida Anual/Volume Afluyente Anual
- Figura 2.13 - Eficiência de Retenção em Função da Razão Capacidade do Reservatório/Volume Afluyente Anual (BRUNE)
- Figura 2.14 - Eficiência de Retenção em Função da Capacidade do Reservatório
- Figura 2.15 - Eficiência de Retenção em Função do índice de Sedimentação (CHURCHILL)
- Figura 2.16 - Eficiência de Retenção em Função da Razão Capacidade do Reservatório/Volume Afluyente Anual (KARAUSHEV)
- Figura 2.17 - Curvas Área Relativa (A_p) x Profundidade Relativa (h_p)
- Figura 2.18 - Curvas para Determinação da Profundidade Relativa da Superfície do Depósito na Seção da Barragem.
- Figura 2.19 - Esquema de Cálculo do Perfil de Remanso
- Figura 2.20 - Esquema de Cálculo de Reconfiguração do Leito
- Figura 3.1a - Rio Tibagi - Futuros Aproveitamentos - Planta e Perfil
- Figura 3.1b - Usina Hidro-elétrica Telêmaco Borba - Arranjo Geral
- Figura 3.2 - Curva Vazão x Descarga Sólida Total - Rio Tibagi - Estação: Engº Rosaldo Leitão
- Figura 3.3a - Curva Vazão x Descarga Sólida Total - Rio Tibagi - Estação: Tibagi

- Figura 3.3b - Curva Vazão x Descarga Sólida em Suspensão - Rio Tibagi
Estação: Tibagi
- Figura 3.4 - Curva Vazão x Descarga Sólida Total - Rio Tibagi -
Estação: Porto Londrina
- Figura 3.5 - Curva Vazão x Descarga Sólida Total - Rio Tibagi -
Estação: Jataizinho
- Figura 3.6 - Relação Área de Drenagem x Descarga Sólida Média Anual
no Rio Tibagi
- Figura 3.6a - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi -
Relação Tempo de Operação x Volume Assoreado
- Figura 3.7 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi -
Curvas Cota x Área e Cota x Volume Originais e
Revisadas para T = 100 anos (Método Clássico)
- Figura 3.8 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi -
Curvas Cota x Área e Cota x Volume Originais e
Revisadas para T = 100 anos (Método Área-Incremento)
- Figura 3.9 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi
Relação Capacidade x Profundidade
- Figura 3.9a - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi -
Curvas Cota x Área e Cota x Volume Originais e
Revisadas para T = 100 anos (Método Área-Redução -
Tipo II)
- Figura 3.9b - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi -
Curvas Cota x Área e Cota x Volume Originais e
Revisadas para T = 100 anos (Método Área-Redução -
Tipo III)
- Figura 3.10 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi -
Curvas Cota x Volume Original e Revisadas para T = 100
anos

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	- Exemplo de Cálculo de Descarga Sólida Total - Método de Einstein Modificado
Tabela 2.2	- Exemplo de Cálculo de Descarga Sólida Total - Método de Toffaletti
Tabela 2.3	- Pesos Específicos Iniciais de Depósitos de Sedimentos
Tabela 2.4	- Pesos Específicos Iniciais de Depósitos de Sedimentos
Tabela 2.5	- Classificação dos Reservatórios conforme o Método Área-Redução
Tabela 2.6	- Curvas Área-Relativa x Profundidade Relativa
Tabela 3.1	- Cálculo da Descarga Sólida Total em Engº Rosaldo Leitão (Método de Colby)
Tabela 3.2	- Cálculo da Descarga Sólida Total em Tibagi (Método de Colby)
Tabela 3.3	- Cálculo da Descarga Sólida Total em Porto Londrina (Método de Colby)
Tabela 3.4	- Cálculo da Descarga Sólida Total em Jataizinho (Método de Colby)
Tabela 3.5	- Cálculo da Descarga Sólida Total Média em Engº Rosaldo Leitão
Tabela 3.6	- Cálculo da Descarga Sólida Total Média em Tibagi
Tabela 3.6a	- Cálculo da Descarga Sólida em Suspensão Média em Tibagi
Tabela 3.7	- Cálculo da Descarga Sólida Total Média em Porto Londrina
Tabela 3.8	- Cálculo da Descarga Sólida Total Média em Jataizinho
Tabela 3.9	- Cálculo do Volume Assoreado em Função do Tempo de Operação do Reservatório
Tabela 3.10	- Curvas Cota x Área, Volume - Reservatório da U.H. Telêmaco Borba no Rio Tibagi
Tabela 3.11	- Distribuição dos Sedimentos - Método Clássico T = 100 anos ($V_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)
Tabela 3.12	- Distribuição dos Sedimentos - Método Área-Incremento T = 100 anos ($V_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)

Tabela 3.13a - Distribuição dos Sedimentos - Método Área-Redução
T = 100 anos ($V_{ST} = 59,3 \text{ km}^3$) - Aproximação da
Profundidade do Depósito

Tabela 3.13b - Distribuição dos Sedimentos - Método Área-Redução
m = 3,13 - Tipo II - T = 100 anos ($V_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)

Tabela 3.13b - Distribuição dos Sedimentos - Método Área-Redução
m = 2,05 - Tipo III - T = 100 anos ($V_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)

Tabela 3.14 - Comparação dos Resultados

LISTA DE SÍMBOLOS PRINCIPAIS

A	área de seção transversal, área de drenagem, parâmetro do método Toffaletti.
A'	relação parcela de profundidade não amostrada/profundidade total
A"	relação duplo diâmetro da partícula/profundidade do escoamento
A _p	área relativa de sedimentos
A _s	área de sedimentos
A _o	área de sedimentos na cota correspondente à superfície do depósito no pé da barragem
C	capacidade do reservatório, concentração de sólidos
$\bar{C}$	concentração média de sólidos
C _r	concentração relativa de sólidos
C' _s	concentração de areia em suspensão medida
D	profundidade do escoamento
D _d	densidade de drenagem
D _n	parcela não amostrada da profundidade
D _s	média das profundidades das verticais de amostragem
d	diâmetro representativo do material do leito
d _a	diâmetro médio aritmético do material do leito
d ₁₀	diâmetro tal, que 10% do material do leito tem diâmetro inferior
d ₅₀	diâmetro tal, que 50% do material do leito tem diâmetro inferior
d ₈₅	diâmetro tal, que 85% do material do leito tem diâmetro inferior
E	erosão específica
E _r	eficiência de retenção
F _c	fator de erodibilidade médio do solo
g	aceleração da gravidade
H	profundidade do reservatório no nível máximo normal
h	profundidade do reservatório num nível genérico
h _o	altura do depósito junto à barragem
I	volume líquido afluente
I _s	índice de sedimentação
I ₁	integral do método Einstein Modificado
I ₂	integral do método Einstein Modificado
i _b	fração de amostra de material do leito
i _s	fração de amostra de material em suspensão

J_1	integral do método Einstein Modificado
J_2	integral do método Einstein Modificado
K	fator genérico
k	fator genérico
L	comprimento do rio, reservatório
n	coeficiente de Manning
n_w	coeficiente de Manning relativo às margens
n_s	coeficiente de Manning devido às partículas do leito
P	precipitação média anual, parâmetro dos métodos Einstein e Toffaletti, fator prática de conservação do solo
p	precipitação do mes mais chuvoso
Q	vazão
q_c	vazão crítica por metro de largura do escoamento
q_{nm}	descarga sólida não medida por metro de largura do escoamento
q_s	descarga sólida por metro de largura do escoamento
Q_s	descarga sólida
Q_{ST}	descarga sólida total
Q_{SS}	descarga sólida em suspensão
r	raio hidráulico da seção transversal
r_w	raio hidráulico correspondente à resistência das margens
r_b	raio hidráulico correspondente à resistência do leito
S	declividade do leito do rio, declividade efetiva do escoamento em reservatórios
S_e	declividade da linha de energia
S_o	declividade do leito do reservatório
T	tempo, temperatura
U	velocidade pontual
u_*	velocidade de atrito relativa à resistência do leito do rio
u'_*	velocidade de atrito relativa à resistência das partículas do leito
V	velocidade média do escoamento
V_s	volume de sedimentos
W_1	peso específico inicial do depósito
W_T	peso específico do depósito no tempo T
x	fator de correção devido à viscosidade
γ	peso específico da água

γ_s	peso específico da partícula sólida
ΔV_s	volume de sedimentos entre cotas consecutivas
δ	espessura da camada laminar
Φ_*	parâmetro de atrito
Ψ_*	parâmetro de intensidade de transporte de fundo
μ	viscosidade dinâmica da água na temperatura considerada
ρ	massa específica da água
ν	viscosidade cinemática da água na temperatura considerada
ω_o	velocidade de queda da partícula

RESUMO

Assoreamento de reservatórios é um assunto que vem merecendo cada vez mais, por motivos óbvios, a atenção dos engenheiros envolvidos com planejamento e/ou projeto de aproveitamentos de recursos hídricos. Embora haja abundante literatura sobre este tema e afins, tal material encontra-se disperso em periódicos especializados ou organizado em publicações como o "Sedimentation Engineering" (VANONI, ed., 1977), por exemplo, mais dirigidas ao estudo do assunto que à prática da técnica.

Este trabalho, baseado em extensa pesquisa bibliográfica, consiste da sistematização, detalhamento e discussão dos procedimentos para estimativas de assoreamento de reservatórios, visando sua utilização por engenheiros não especialistas. Um exemplo prático é apresentado, com a aplicação de métodos empíricos à estimativa de assoreamento do reservatório da futura usina hidro-elétrica de Telêmaco Borba, rio Tibagi, Paraná.

ABSTRACT

Reservoir silting is a matter which, for obvious reasons, deserves more and more attention on the part of engineers involved in the planing and design of water resources systems. Although there is abundant literature on this topic and on related areas, such papers are dispersed in specialized periodicals or organized in publications such as "Sedimentation Engineering" (VANONI, ed., 1977), for example, which are directed more toward the study of the matter than toward the technique in practice.

This work, which is based on extensive bibliographic reserarch, consists of the sistematization, the exposition in detail and the discussion of the procedures used in estimating reservoir silting. It is intended for use by enginners who are not specialists in this area. A practical example is presented, whith the application of empirical methods to the estimation of reservoir silting at the future Telêmaco Borba hydroelectric plant on the Tibagi River, Paraná.

INTRODUÇÃO

O assoreamento dos reservatórios, decorrente da deposição das partículas sólidas carregadas pelo escoamento, é um processo inevitável, embora passível de algum controle. Todo reservatório, qualquer que seja sua finalidade (abastecimento d'água, aproveitamento hidro-elétrico, atenuação de enchentes, irrigação ou recreação) e características de operação está fadado a ter sua capacidade de armazenamento parcial ou totalmente tomada pelos sedimentos, num "tempo qualquer" determinado pela conjunção de vários fatores.

O interesse cada vez maior que o assunto vem merecendo no meio técnico deve-se à constatação de que esse "tempo qualquer" é, em muitos casos, bastante pequeno, menor até que o tempo de retorno do capital investido no aproveitamento. Mais que os volumes de assoreamento, a própria evolução do processo pode contrariar bastante as expectativas iniciais. Considere-se, por exemplo, a particularidade dos reservatórios de usinas hidro-elétricas: nestes casos específicos, em que a necessidade de uma queda mínima impõe a existência de volume morto, costumava-se aceitar com relativa segurança que este fosse suficiente para acomodar os depósitos de sedimentos. Tal "segurança" baseava-se provavelmente na suposição equivocada de que o processo de assoreamento evolua de jusante para montante, a partir do pé da barragem, de maneira que a carga sólida depositada ocupe primeiro os níveis mais baixos do reservatório. Sabe-se hoje (e já há bastante tempo, diga-se de passagem) que os depósitos se distribuem conforme a granulometria das partículas e a geometria do reservatório, entre outros fatores, de modo que extensas formações compostas de partículas grosseiras (areias ou maiores) podem ocorrer na parte superior do remanso, ocupando consideráveis porções da capacidade útil sem que o volume morto tenha sido preenchido.

Mesmo quando não se verifiquem volumes significativos de depósitos dentro da porção útil do reservatório, o assoreamento ameaça com dois outros problemas principais: a impossibilidade de operação de comportas de órgãos de adução e descarga, devido ao acúmulo de material junto à barragem e, mais grave, o prolongamento do efeito de remanso, com a consequente elevação de níveis de enchente a montante, devido a depósitos de material grosseiro na entrada do reservatório. O

efeito de prolongamento do remanso acaba implicando em perda efetiva de capacidade útil, considerando que a solução para tais casos é, via de regra, rebaixar o nível máximo de operação, a fim de garantir a não interferência do reservatório nos níveis de enchente.

Encontram-se na literatura técnica diversos relatos de casos de assoreamento precoce de reservatórios, cuja enumeração me parece desnecessária. Aproveito-me de um só desses casos para ilustrar o que argumento logo adiante: um reservatório de acumulação para abastecimento d'água implantado no rio Salmon (Kansas, EUA), foi totalmente assoreado após 1 ano de operação. Embora seja muito difícil fazer boas estimativas de assoreamento, quantitativamente falando, penso que se um reservatório é capaz de ser assoreado em tão pouco tempo, deve haver algum indício de que isso possa ocorrer. Quero dizer com isso que um estudo minimamente criterioso pode prever, se não a dimensão exata do problema, a sua ordem de grandeza, e apontar as soluções cabíveis, que podem ir desde a tomada de providências inibidoras do fenômeno até a decretação de inviabilidade do projeto.

Embora, como já foi dito, haja um interesse cada vez maior no assunto, e se possam encontrar muitas publicações (na maior parte estrangeiras) de resultados de pesquisas e discussões sobre tudo que se refere a assoreamento, isto se dá mais acentuadamente nos meios acadêmicos e de pesquisa. Em suma, há muito pouca coisa publicada no Brasil visando a utilização por engenheiros envolvidos com projetos de reservatórios, mas não necessariamente em atividades de pesquisa.

A idéia original deste trabalho era elaborar uma espécie de "manual para previsão de assoreamento de reservatórios", que fornecesse as informações necessárias e suficientes para a condução de um estudo de assoreamento, qualquer que seja o nível de detalhamento de dados básicos, e sem precisar recorrer a referências avançadas. Esse "manual" deveria ser algo bastante prático e objetivo, sem considerações teóricas e divagações críticas, visando a fácil utilização por engenheiros não especialistas. Entretanto, ao longo da pesquisa bibliográfica, atividade que tomou a maior parte do tempo deste projeto, e durante o processo de "ruminação" de minhas próprias dúvidas, concluí que minha contribuição seria maior se me demorasse em algumas considerações que julgo fundamentais à análise e crítica minimamente necessária dos resultados de um estudo qualquer de assoreamento. O resultado disso é algo com as características de um manual (penso) na medida em que seleciona, sistematiza e detalha os

procedimentos, pontuado com alguma discussão, não sistemática, mas sempre que me pareceu necessária.

Tudo que se refere à pesquisa bibliográfica e sua discussão está arranjado no Capítulo 2 desta dissertação: a descrição do Processo de Assoreamento, os Parâmetros Envolvidos nas Estimativas de Assoreamento e os Métodos de Previsão de Assoreamento.

O ponto melindroso de um estudo de assoreamento é, sem dúvida, a estimativa da carga sólida afluyente, seja porque normalmente não existem dados medidos em locais de interesse, seja porque uma descrição totalmente teórica do processo de transporte de sedimentos é praticamente impossível. A adequação de qualquer dos inúmeros modelos de transporte de sólidos existentes (teóricos, empíricos ou semi-empíricos) a um determinado rio ou trecho de rio é algo quase aleatório, ou seja, não se pode prescrever nenhum desses modelos como absolutamente bom. O tratamento criterioso deste assunto específico exigiria uma longa incursão pela mecânica do transporte de sedimentos, coisa que está muito além do propósito deste trabalho. Limitei-me, portanto, a apresentar uns poucos desses modelos, escolhidos segundo vários critérios, mas visando principalmente abranger todas as possibilidades de disponibilidade de dados básicos, desde o nível de maior detalhe até sua total inexistência.

O Capítulo 3 trata, a título de exemplo, da previsão de assoreamento do reservatório da usina hidro-elétrica Telêmaco Borba, rio Tibagi, estado do Paraná, ainda em fase de estudos de viabilidade. Todos os dados básicos utilizados foram gentilmente cedidos pela Companhia Paranaense de Energia - COPEL. Embora este estudo tenha sido conduzido com critério e seus resultados possam perfeitamente servir à COPEL, reforço seu caráter de exemplo prático, no intuito de lembrar que meu objetivo principal e meu maior empenho estiveram concentrados na pesquisa bibliográfica e na sistematização das informações necessárias à condução de um estudo de assoreamento qualquer.

O Capítulo 4 trata das conclusões e recomendações de natureza geral e específicas sobre o reservatório de Telêmaco Borba.

Todas as fórmulas e gráficos não adimensionais encontrados originalmente no sistema inglês de unidades foram transpostos para unidades usuais no Brasil, conforme explicitado em cada caso. Quando não houver explicitação das unidades utilizadas, trata-se de relações adimensionais.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA COMENTADA

2.1 O Processo de Assoreamento de Reservatórios

2.1.1 Processo de Deposição de Sedimentos

Todos os cursos d'água transportam partículas sólidas, seja por arrastamento e saltitação junto ao leito, seja em suspensão na corrente, conforme a maior ou menor granulometria das partículas e a menor ou maior turbulência do escoamento. Embora os mecanismos de arraste e suspensão sejam bem mais complexos, pode-se dizer com suficiente aproximação que uma partícula sólida num corpo d'água está sujeita ao seguinte esquema de forças: na direção vertical interagem o peso P da partícula e sua oponente F_s , resultante das forças de sustentação promovidas pela turbulência do escoamento e pela viscosidade do fluido; na direção da corrente atua uma força F , proveniente do movimento da massa d'água. Se F_s excede P , a partícula mantém-se em suspensão; caso contrário tende a ser arrastada junto ao leito e nessa situação tem-se também uma força F_a - devida ao atrito entre a partícula e o leito - opondo-se a F . Caso a tensão de cisalhamento provocada pela oposição de F e F_a não ultrapasse um determinado valor crítico, a partícula se deposita.

Quando se constrói uma barragem num curso d'água, são alteradas as características hidráulicas do trecho compreendido entre a barragem e a seção de montante de nível correspondente ao de operação das estruturas. Ao penetrar o reservatório, a velocidade e turbulência do escoamento são reduzidas em virtude do aumento da seção molhada e da diminuição da declividade da linha d'água. Tal redução tem o efeito de desacelerar o movimento da partícula na direção da corrente e de restringir a resultante das forças de sustentação à viscosidade do fluido. Desse modo, as partículas sólidas vão se depositando tão mais próximas da entrada do reservatório (final do remanso) quanto maior o seu diâmetro; as partículas mais finas, em cuja sustentação a viscosidade exerce papel relevante, ou vão se depositar no trecho mais baixo do reservatório ou permanecem em suspensão e alcançam os órgãos de descarga.

2.1.2 Distribuição dos Sedimentos no Reservatório

O processo de deposição das partículas sólidas, brevemente introduzido no item acima, depende de vários fatores, tais como a declividade do escoamento, a geometria do reservatório, o modo como este é operado, as características minerais das partículas finas e as características químicas da água. Conforme sua localização no reservatório, os depósitos são geralmente classificados como depósitos de remanso, deltas e depósitos de fundo. Tal classificação é descrita a seguir, em glosa que faço de VANONI (1975):

a) **Depósitos de remanso:** constituem-se em princípio dos materiais de maior granulometria, como os seixos, que se depositam no final do remanso, ligeiramente acima do nível máximo do reservatório. Teoricamente esses depósitos podem progredir tanto para dentro do lago como a montante, pois, conforme o depósito cresce, o efeito de remanso se estende; esse crescimento será limitado, entretanto, à medida que o escoamento ajusta seu canal através dos depósitos, atingindo uma relação largura-profundidade ótima, seja pela eliminação dos meandros, seja pela variação da forma do fundo. A montante de pequenas barragens ou estruturas de desvio os depósitos de remanso tendem a obstruir a seção do canal, resultando em elevação de níveis a montante e possíveis problemas com enchentes. No caso de grandes reservatórios operados com depleção considerável, essas formações provavelmente não apresentarão problemas até que o reservatório seja substancialmente preenchido com sedimentos, pois o material depositado durante as ocasiões de nível alto será erodido e transportado para dentro do reservatório com o rebaixamento das águas. Ao menos durante a primeira metade da vida útil desses reservatórios, os depósitos de remanso raramente se estenderão a montante do nível máximo maximum de operação;

b) **Deltas:** partículas do tamanho das areias ou maiores geralmente se depositam logo que o escoamento penetra o reservatório. Num reservatório suficientemente estreito para que o fluxo se espalhe de modo relativamente uniforme ao longo da seção transversal, os sedimentos também se espalharão dessa maneira. Esses depósitos têm sua extremidade de montante no nível médio de operação do reservatório (ou ligeiramente acima, inclinando-se para jusante (inclinação anterior) e

depois para o fundo do reservatório (inclinação posterior), formando um delta similar ao da Figura 2.1. Segundo BORLAND [1971], a inclinação anterior pode ser calculada pela fórmula de Meyer-Peter-Muller (Equação 2.42) para início de transporte ou pela fórmula de Schoklitsch (Equação 2.47) para transporte zero. Entretanto, ainda conforme Borland, para a maioria dos reservatórios a inclinação anterior é aproximadamente igual à metade da inclinação original do fundo do rio, e a inclinação posterior, segundo levantamentos do "U.S. Bureau of Reclamation", é em média igual a 8,5 vezes a inclinação anterior.

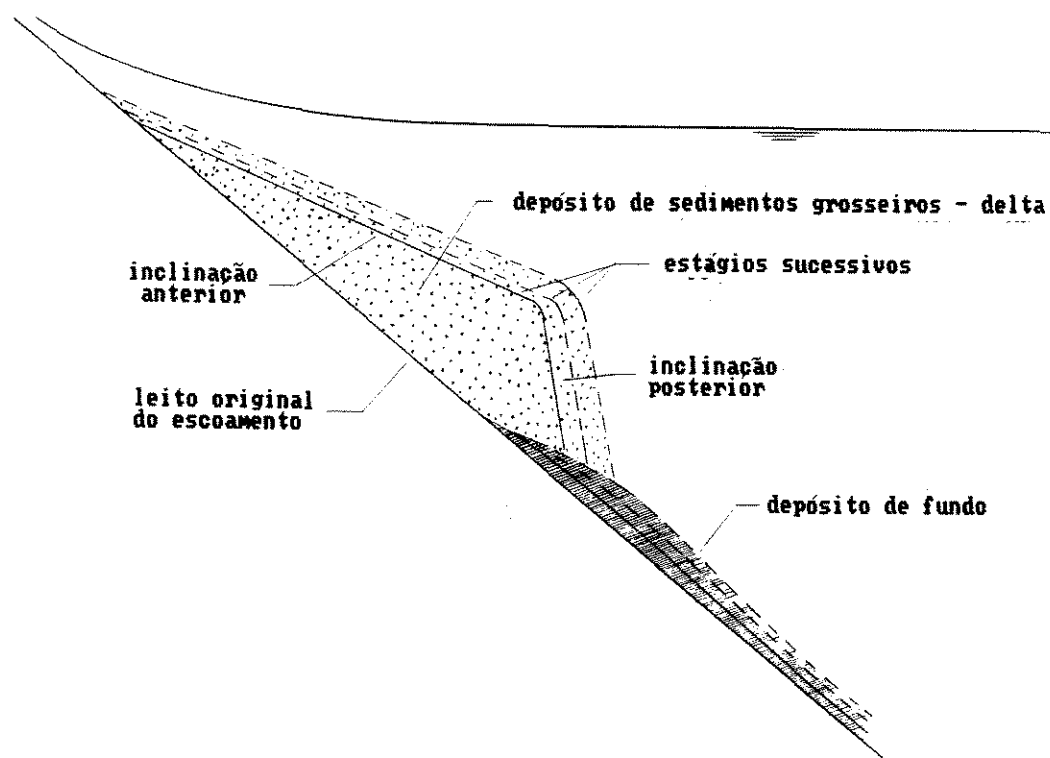


Figura 2.1 - Configuração de Delta em Reservatórios

Uma estimativa grosseira da extensão que alcançará esse tipo de delta num tempo qualquer pode ser feita da seguinte maneira:

- 1º) determina-se a carga de sedimentos grosseiros (areias ou maiores) afluente ao reservatório no tempo considerado;
- 2º) determina-se o volume dessa carga, adotando-se um peso específico de aproximadamente 1360 kgf/m^3 ;

3º) assumem-se as inclinações anterior e posterior do delta conforme descrito anteriormente;

4º) ajusta-se o volume de sedimentos dentro dos limites definidos pelas inclinações e pela área da seção transversal média.

Nos reservatórios largos, por outro lado, o escoamento tende a entrar tal como um jato, e uma velocidade finita de fluxo persistirá ao longo dessa linha numa distância apreciável. Parte da areia transportada para dentro do reservatório é depositada lateralmente às linhas de fluxo, de modo a formar uma espécie de canal submerso. À medida que esse processo progride, os depósitos tendem a alcançar a superfície e avançar mais para dentro do reservatório, até que sejam rompidos bruscamente (avulsão), em ocasião de grande afluxo. Durante o processo de avulsão grandes porções de sedimentos finos transportados para além da extremidade do canal são carregadas para montante por contra-correntes e remoinhos e lá se depositam. Sobre esses depósitos de material fino segue-se a formação de novos canais de areia; avulsões sucessivas dão origem a deltas constituídos de uma matriz de sedimentos finos e estrias de areia, frequentemente formando inúmeras pequenas lagoas. Embora indesejáveis, sob ponto de vista da finalidade da maioria dos reservatórios, tais "charcos" oferecem excelente área para formação de refúgios de pássaros. Como é extremamente difícil estimar a proporção de sedimentos finos envolvidos no processo e a sequência de avulsões, é praticamente impossível prever a extensão de deltas desse tipo;

c) **Depósitos de fundo:** as partículas de silte e argila são geralmente transportadas para jusante dos deltas e se depositam no trecho mais baixo do reservatório. A forma desses depósitos depende principalmente das características minerais das argilas e das características químicas da água.

As argilas são geralmente classificadas em três grandes grupos, conforme o material predominante: as montmorilonitas, as ilitas e as caulinitas. As montmorilonitas são mais ativas, ou seja, são mais susceptíveis à troca iônica com o meio fluido, na maioria das águas naturais, de forma que as partículas tornam-se mutuamente atrativas e tendem a formar flóculos que se depositam com a mesma facilidade das areias finas ou dos siltes grosseiros. Entretanto, em presença de alguns agentes químicos dissolvidos na

água, as montmorilonitas podem se tornar mutuamente repulsivas e permanecer em suspensão mesmo em águas tranquilas. Uma pesquisa realizada em alguns pequenos reservatórios do estado de Nebraska, EUA, revelou que naqueles de águas mais turvas os sedimentos afluentes apresentavam altas porcentagens de montmorilonitas, enquanto a água continha altas porcentagens de fosfatos dissolvidos. Vale notar que os fosfatos são ingredientes ativos em detergentes. As montmorilonitas tendem a um comportamento não coesivo também em água do mar.

Nos casos em que a combinação entre o mineral predominante da argila e os sais dissolvidos tende a resultar em floculação, os sedimentos finos são depositados com relativa rapidez; esses depósitos ocorrem próximos ao pé do delta, mais espessos sobre o leito do antigo canal e em camadas mais finas sobre as várzeas.

Certas combinações de minerais, sais e concentrações de partículas argilosas fazem com que estas se precipitem quase que imediatamente, formando uma espécie de massa gelatinosa de baixa densidade que se comporta como um fluido quando submetida a uma força e como um sólido se nenhuma força é aplicada. A superfície emersa dessa massa mantém uma inclinação de $1,89 \times 10^{-4}$ m/m (1 pé/milha) ou ligeiramente maior, enquanto a superfície submersa mantém uma inclinação variando de $2,842 \times 10^{-3}$ a $3,41 \times 10^{-3}$ m/m (15 a 18 pés/milha). Se o nível d'água é rebaixado, a massa escoia até reacomodar as inclinações emersa e submersa conforme a nova linha d'água. Quando o nível sobe a massa não se move e novas porções de partículas afluentes se depositam sobre ela, até que sua superfície emergja novamente. Um exemplo de formação desse tipo ocorreu na foz do rio White (Dakota do Sul), onde ele entra no reservatório de Fort Randall, no rio Missouri: os sedimentos afluentes constituem-se predominantemente de bentonitas (argilas do grupo das montmorilonitas); o depósito estende-se ao longo da seção transversal formando um dique submerso que provoca, em épocas de depleção do reservatório, uma diferença de 0,90 m entre os níveis de montante e jusante. O peso específico seco do depósito varia entre 80 kgf/m^3 , na superfície, até cerca de 480 kgf/m^3 , junto ao leito¹.

¹ Note-se que formações desse tipo não constituem na verdade um depósito de fundo. Parece razoável supor que estejam envolvidas na evolução dos depósitos de remanso, especialmente naqueles onde proliferam plantas aquáticas, e na dos deltas de reservatórios largos.

Esse tipo de material está também envolvido na formação de correntes de densidade, constituídas de massas bastante fluidas de argila que escoam junto ao leito do reservatório e se acumulam nas proximidades da barragem em depósitos de pequena densidade (até 480 kgf/m^3). Esses depósitos apresentam declividade de $1,89 \times 10^{-4} \text{ m/m}$ ou mais; costuma-se admitir portanto que não ocorrerão correntes de densidade se a declividade do fundo for inferior a $1,89 \times 10^{-4} \text{ m/m}$.

As caulinitas são relativamente inativas em termos de troca iônica e tendem a permanecer dispersas, a menos que apresentem concentração suficiente para que a atração entre as massas provoque floculação. A turbidez em reservatórios está frequentemente relacionada com a presença desse tipo de argila. Os depósitos ocorrem nas proximidades da barragem, com profundidade uniforme ao longo da seção transversal.

As diferentes localizações dos depósitos apresentam, portanto, distintas inconveniências: os depósitos de remanso não implicam necessariamente em perda de capacidade útil, mas podem agravar os danos de enchentes a montante do reservatório, o que é especialmente grave em caso de concentração populacional nas margens; os depósitos de fundo podem impossibilitar - e não raras vezes impossibilitam - a operação das comportas de órgãos de adução ou descarga (esse risco pode ser minimizado com operações de descarga de fundo preventivas, especialmente quando se evidencie a ocorrência de correntes de densidade); já os deltas podem ocupar consideráveis porções do volume útil (volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação) de forma praticamente irrecuperável, já que as operações de descarga são ineficazes nesses casos e os custos de remoção mecânica dos depósitos são normalmente proibitivos. Uma ocorrência de perda de capacidade útil por formação de delta verificou-se no reservatório da usina hidro-elétrica de Monte Alto (rio São João, Pratápolis, MG), conforme relatado por BONILHA [1987]:

"O volume útil para regularização diária no caso de PCH desse tipo, com pequenos reservatórios, corre o risco de ser rapidamente diminuído pelo efeito de assoreamento, tal como lá ocorreu.

Considerando que o volume útil é ocupado pelos sedimentos mais grossos que se depositam bem a montante da barragem, a descarga

de fundo em nada ou em muito pouco influiu para atrasar o processo lá ocorrido.

Por outro lado, ao localizar-se a tomada d'água do canal de adução na cota 741,00, visando deixar espaço para um volume útil, perdeu-se 25% da altura da queda útil com relação à etapa final ou 10% em relação à cota da etapa atual.

Vê-se hoje, portanto, que um projeto a fio d'água teria sido economicamente mais interessante, quer economizando em altura de barragem, quer aproveitando uma altura de queda maior, caso a conformação topográfica tivesse permitido a localização do canal em posição mais alta."

2.2 Parâmetros Envolvidos nas Estimativas de Assoreamento

Os parâmetros fundamentais utilizados implícita ou explicitamente em todos os métodos de estimativa de assoreamento de reservatórios são os seguintes:

- carga de sedimentos;
- eficiência de retenção;
- peso específico dos depósitos.

Este item trata de suas definições e dos procedimentos usuais para sua determinação.

2.2.1 Carga de Sedimentos

2.2.1.1 Definições

Carga de sedimentos ou produção de sedimentos é a quantidade de material sólido afluente a uma dada seção num curso d'água. A carga total de sedimentos classifica-se em:

a) carga do leito: parte da carga total constituída do material encontrado no leito do rio. Subdivide-se em:

a.1) carga de fundo: parte da carga do leito transportada por arrastamento ou saltitação;

a.2) carga em suspensão: parte da carga do leito transportada em suspensão na corrente;

b) "wash load": parte da carga total de sedimentos composta de partículas menores que aquelas encontradas em quantidade apreciável no leito do rio².

"Wash load" pode ser traduzido, e eventualmente é, por carga de lavagem. Embora literalmente correta, a versão "carga de lavagem"

² Definição dada pelo "Subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union", apud Garde e Raju [1985].

não dá conta do significado mais preciso de "wash load", já que na verdade a maior parte da carga do leito também é proveniente da "lavagem" da bacia contribuinte. Observe-se que o que define a "wash load" é a granulometria mais fina, em relação ao material do leito, associada ao fato de que tende a permanecer em suspensão, ainda que temporariamente se deposite. Einstein (apud GARDE e RAJU [1985]) sugere que se considerem "wash load" as partículas de diâmetro menor que d_{10} (d_{10} = diâmetro do material do leito, tal que 10% da amostra tem diâmetro menor).

A importância de se classificar distintamente esses tipos de carga deve-se à evidência de que elas se comportam de modo distinto: enquanto a carga do leito apresenta correlações razoavelmente bem definidas com a descarga líquida, o mesmo não ocorre com a "wash load". Isto se deve ao fato de que a intensidade de transporte da carga do leito está associada à tensão de cisalhamento junto ao fundo (e por conseguinte à velocidade do escoamento) enquanto a intensidade de transporte da "wash load" está associada à combinação entre a agressividade pluvial, as características geométrico-topográficas da bacia, a textura dos solos e a situação da cobertura vegetal. A variabilidade dessa combinação confere comportamento aleatório à "wash load" em relação aos níveis de vazão, principalmente em bacias com intensa atividade agrícola.

2.2.1.2 Métodos de Estimativa de Carga de Sedimentos

2.2.1.2.1 Introdução

Atualmente são muito raros os locais com registros longos de descarga sólida total que possibilitem a estimativa da carga de sedimentos a partir de dados inteiramente observados. A situação mais comum é ter-se que definir a curva descarga sólida versus descarga líquida utilizando-se um dos inúmeros métodos empíricos e/ou semi-teóricos propostos na literatura. Para a finalidade deste trabalho julgou-se necessário e suficiente apresentar alguns desses métodos, escolhidos conforme os seguintes critérios:

a) **consagração pelo uso:** enquadram-se aqui o método de Einstein modificado por Colby e Hembree, a fórmula de Meyer, Peter e Muller e a fórmula de Schoklitsch. As duas fórmulas são recomendadas somente para

casos em que se observe pouco ou nenhum material em suspensão. O método de Einstein modificado, embora largamente utilizado, inclusive para aferição de outros métodos, não garante bom desempenho em qualquer caso, como, aliás, nenhum método garante;

b) bom desempenho, verificado em várias fontes bibliográficas: método de Toffaleti, método de Ackers e White e equação de Yang;

c) necessidade de poucos dados observados: método de Colby;

d) métodos aproximados: equações de Miraki, curva de Fleming, equação universal de perda de solos e equações de Fournier.

2.2.1.2.2 Métodos que Incorporam Amostras de Material em Suspensão

a) Método de Einstein Modificado - (COLBY e HEMBREE [1955])

Einstein desenvolveu um sofisticado método para determinação da carga de sedimentos do leito, a partir da geometria da seção hidráulica e da análise granulométrica do material do leito. Nesse método o cálculo da carga em suspensão é baseado na integração do produto entre a velocidade teórica do escoamento e a concentração de sedimentos, também teórica, ao longo de uma vertical representativa da seção transversal. A extremidade inferior do perfil de concentração de material em suspensão é igualada à concentração na camada de carga de fundo (concentração de referência), cuja espessura é assumida como sendo o dobro do diâmetro representativo do material do leito. A amostra do material do leito é fracionada em intervalos de granulometria e o método é aplicado separadamente para o diâmetro representativo de cada intervalo granulométrico. O método original de Einstein não será detalhado neste trabalho.

Colby e Hembree, baseados na mesma análise teórica, apresentaram uma modificação do método de Einstein que consiste basicamente na utilização da velocidade de escoamento medida, ao invés da teórica, e da incorporação de medidas de concentração de material em suspensão. A amostra do material do leito, assim como a do material em suspensão, é fracionada em intervalos granulométricos. No método

modificado a carga total de sedimentos mais grosseiros, ou seja, aqueles encontrados em quantidade apreciável na amostra do leito, é calculada do mesmo modo que no método original, à excessão do expoente "z" da variação da descarga com a profundidade, da velocidade de atrito u_* das partículas e do parâmetro Φ_* de intensidade de transporte de fundo. A descarga total de sedimentos mais finos é obtida multiplicando-se a descarga medida dessas partículas pela relação entre a descarga teórica total em suspensão, no intervalo granulométrico considerado, e a descarga teórica em suspensão das partículas de mesma granulometria na zona amostrada. As fórmulas e variáveis do método são as seguintes:

Para os sedimentos grosseiros:

$$Q_s = i_B Q_B (PI_1'' + I_2'' + 1) \quad (2.1)$$

Para os sedimentos finos (aqueles para os quais $i_B Q_B = 0$):

$$Q_s = Q_{ss}' \left[\frac{PJ_1'' + J_2''}{PJ_1' + J_2'} \right] \quad (2.2)$$

onde

Q_s = descarga sólida total relativa ao intervalo granulométrico considerado;

Q_{ss}' = descarga sólida em suspensão medida;

$i_B Q_B$ = descarga sólida de fundo relativa ao intervalo granulométrico considerado, calculada por:

$$i_B Q_B = 86400 \cdot i_B q_B \cdot l \quad (t/dia) \quad (2.3)$$

$$i_B q_B = 5,31 \cdot i_b \cdot d^{3/2} \cdot \Phi_* \quad (t/m \cdot dia) \quad (2.4)$$

onde

l = largura da seção transversal;

d = diâmetro representativo do intervalo granulométrico considerado;

i_b = fração correspondente ao intervalo granulométrico considerado em relação ao total da amostra do leito;

Φ_* = parâmetro de intensidade de transporte de fundo, função do do parâmetro Ψ_* (Figura 2.4), sendo Ψ_* o maior valor entre:

$$\Psi_* = \frac{1,65 d_{35}}{(SR)} \quad (2.5a)$$

$$\Psi_* = \frac{0,66 d}{(SR)} \quad (2.5b)$$

onde

Ψ_* = parâmetro de atrito;

d_{35} = diâmetro do material do leito, tal que 35% da amostra tem diâmetro menor;

(SR) = quantidade obtida por tentativas, com auxílio das eq. 2.7, 2.8 e 2.9.

$$P = 2,303 \log \left[\frac{30,2 D \cdot x}{d_{65}} \right] \quad (2.6)$$

onde

D = profundidade média da seção transversal;

d_{65} = diâmetro do material do leito, tal que 65% da amostra tem diâmetro menor;

x = fator de correção devido ao efeito da viscosidade, função de d_{65}/δ (dada pela Figura 2.2);

$$\delta' = \frac{11,6 \nu}{u'_*} \quad (2.7)$$

onde

ν = viscosidade cinemática da água;

$u'_* = u_*$ = velocidade de atrito junto ao fundo, dada por:

$$u'_* = \sqrt{(SR)g} \quad (2.8)$$

onde

g = aceleração da gravidade.

$$\frac{V}{\sqrt{(SR)g}} = 5,75 \log \left[\frac{12,27 D x}{d_{65}} \right] \quad (2.9)$$

$$I_1 = 0,216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left[\frac{(1-y)}{y} \right]^z dy \quad (2.10)$$

$$I_2 = 0,216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left[\frac{(1-y)}{y} \right]^z \ln y \, dy \quad (2.11)$$

$$J_1 = \int_A^1 \left[\frac{(1-y)}{y} \right]^z dy \quad (2.12)$$

$$J_2 = \int_A^1 \left[\frac{(1-y)}{y} \right]^z \ln y \, dy \quad (2.13)$$

$$A = A' = \frac{Dn}{Ds} \quad \text{ou} \quad (2.14a)$$

$$A = A'' = \frac{2d}{D} \quad (2.14b)$$

onde

y = distância em relação ao fundo;

Dn = parcela não amostrada da profundidade = média aritmética desses valores para todas as verticais de amostragem (parcela não amostrada de uma vertical de amostragem é a distância entre a boca do amostrador e o leito);

Ds = média das profundidades (da superfície até o leito) das verticais de amostragem;

D = profundidade média da seção transversal (= área/largura);

$$z = z_r \left[\frac{\omega_o}{\omega_{or}} \right]^{0,7} \quad (2.15)$$

onde

ω_o = velocidade de queda da partícula para o diâmetro representativo do intervalo granulométrico considerado, dada pela seguinte equação (Rubey):

$$\omega_o = \left[\frac{36\mu^2}{\rho^2 \cdot d^2} + \frac{2(\gamma_s - \gamma)d}{3\rho} \right]^{1/2} - \frac{6\mu}{\rho d} \quad (2.15a)$$

onde

μ = viscosidade dinâmica da água na temperatura considerada;
 γ_s = peso específico da partícula;
 γ = peso específico da água;
 ρ = massa específica da água;
 d = diâmetro da partícula.

ω_{or} = velocidade de queda da partícula para o diâmetro de referência, calculada conforme equação de Rubey. Diâmetro de referência é o diâmetro representativo do intervalo granulométrico que apresentar quantidades consideráveis de material, tanto na amostra do leito quanto na de suspensão;

z_r = expoente das integrais "I" e "J", relativo ao diâmetro de referência; é obtido com o auxílio da seguinte equação:

$$\frac{Q'_{ss}}{i_B Q_B} = \frac{I''_1}{J''_1} (PJ'_1 + J'_2) \quad (2.16)$$

onde todas as variáveis, já definidas, são relativas ao diâmetro de referência; a equação acima é obtida igualando-se a equações 2.2 e 2.17; esta igualdade representa a validação da modificação feita ao método de Einstein, pois ajusta o expoente "z" às medidas de material em suspensão.

$$Q''_{ss} = i_B Q_B (PI''_1 + I''_2) \quad \text{nota}^3 \quad (2.17)$$

onde

Q''_{ss} = descarga em suspensão na vertical Ds.

Os dados necessários à aplicação do método são os seguintes:

- Descarga líquida, "Q", obtida de medição direta;
- Velocidade média do escoamento, "V" ($V = Q/A$);
- Área da seção transversal correspondente ao nível de vazão considerado, "A";

³ Observe-se que na Equação 2.2 $Q_s = Q''_{ss}$.

- Largura da seção transversal, "l";
- Profundidade média das verticais onde se amostrou material em suspensão, "Ds";
- Profundidade média da seção transversal, "D" ($D = A/l$);
- Concentração média do material em suspensão, " C'_{ss} ";
- Curva granulométrica do material do leito;
- Curva granulométrica do material em suspensão;
- Temperatura da água (utilizada para adoção do valor da viscosidade).

A utilização do método é mostrada passo a passo no roteiro abaixo e exemplificada na Tabela 2.1:

1) Cálculos preliminares

1a) Assuma para x um valor qualquer entre 0,7 e 1,6; recomenda-se, com base na experiência da fonte bibliográfica (COLBY e HEMBREE [1955]), $x = 1,54$; a partir desse valor calcule (SR) (Equação.2.9) e δ (Equação 2.7); com d_{65}/δ verifique na Figura 2.2 o valor x. Se o valor de x inicialmente assumido for diferente do verificado no gráfico, assumo este último para a próxima tentativa e recomece os cálculos. Repete-se o procedimento até que o valor assumido coincida com o verificado no gráfico;

1b) Com x conhecido, calcule P (Equação 2.6);

1c) Com P e $A' = Dn/Ds$ verifique na Figura 2.3 a porcentagem de fluxo amostrado (%am); calcule a descarga sólida em suspensão medida na zona amostrada: $Q'_{ss} = \%am \cdot Q \cdot C'_{ss} \cdot 0,000864$ em t/dia, com Q em m^3/s , e C'_{ss} em partes por milhão (ppm).

2) Cálculo da descarga sólida total

col. (1): intervalos granulométricos;

col. (2): diâmetro representativo do intervalo = diâmetro médio geométrico do intervalo = raiz quadrada do produto entre os limites do intervalo;

- col. (3): velocidade de queda da partícula para o diâmetro representativo do intervalo considerado, dada pela Equação 2.15a;
- col. (4): fração correspondente ao intervalo considerado, obtida da curva granulométrica do material em suspensão;
- col. (5): carga em suspensão medida correspondente ao intervalo granulométrico considerado = col.(4) · Q'_{ss} ;
- col. (6): fração correspondente ao intervalo considerado, obtida da curva granulométrica do material do leito;
- col. (7): parâmetro de atrito calculado conforme Equação 2.5, somente para aqueles intervalos granulométricos que estiverem representados na amostra do material do leito;
- col. (8): parâmetro de transporte de fundo, obtido da Figura 2.4;
- col. (9): descarga sólida de fundo, por metro de largura do rio, calculada conforme Equação 2.4;
- col.(10): descarga de fundo na seção transversal, calculada conforme Equação 2.3;
- col.(11): Equação 2.14b;
- col.(12): expoente z , calculado da seguinte maneira:
- verifique qual intervalo granulométrico está representado por frações consideráveis de material, tanto na amostra em suspensão (i_s) quanto na amostra do leito (i_b); este é o intervalo de referência;
 - atribua, para o diâmetro representativo do intervalo de referência, uma primeira aproximação do expoente z de referência (z_r); com z_r , A' e A'' encontre nas Figuras 2.5, 2.6 e 2.7 os correspondentes valores de J'_1 , $-J'_2$, J''_1 e I''_1 ; verifique se esses valores satisfazem a igualdade da Equação 2.16; se isso não ocorrer, atribua outro valor para z_r e repita o procedimento até que se satisfaça a

igualdade. Os valores de z para os demais diâmetros são calculados com a Equação 2.15;

col.(13), (14), (15) e (16): valores de J'_1 , $-J'_2$, J''_1 e $-J''_2$ para os diâmetros mais finos, ou seja, aqueles que estão representados somente na amostra de material em suspensão;

col.(17): conforme indicado na tabela;

col.(18) e (19): valores de I''_1 e $-I''_2$ para os diâmetros representativos do material do leito;

col.(20): conforme indicado na tabela;

col.(21): descarga sólida total relativa ao diâmetro considerado, calculada conforme Equação 2.2, para os sedimentos mais finos, e conforme Equação 2.1 para os sedimentos grosseiros.

A descarga sólida total relativa à distribuição granulométrica integral é dada pelo somatório da col.(21).

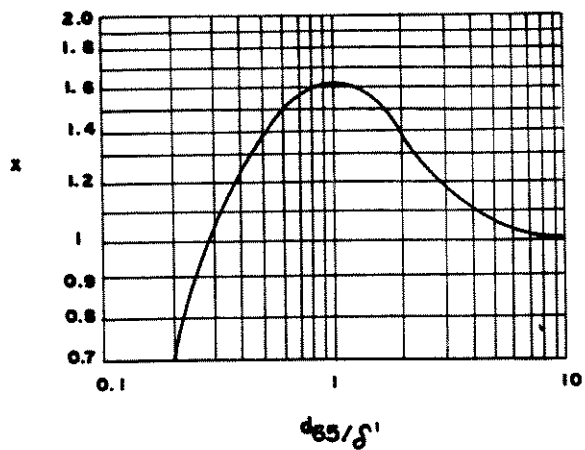


Figura 2.2 - Fator de Correção
Devido à Viscosidade
(de GARDE e RAJU [1985])

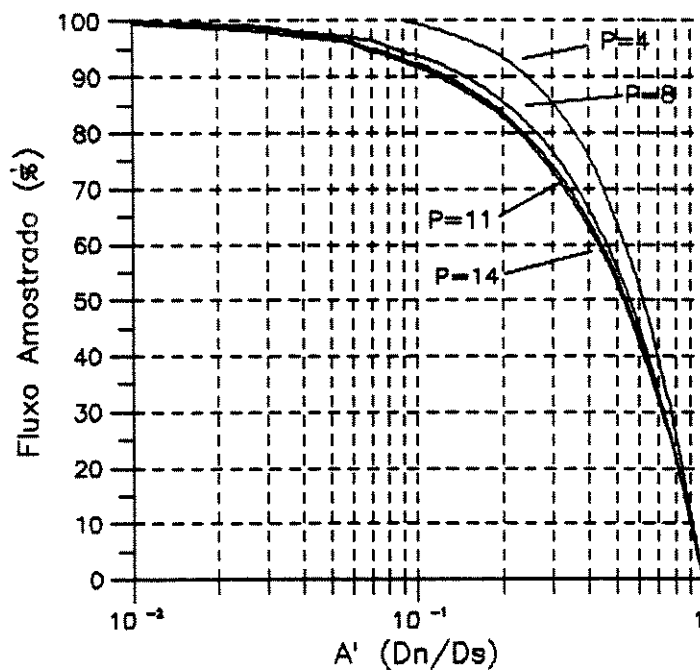


Figura 2.3 - Porcentagem de Fluxo
Amostrado - $\%am = f(P, A')$
(de COLBY e HEMBREE [1955])

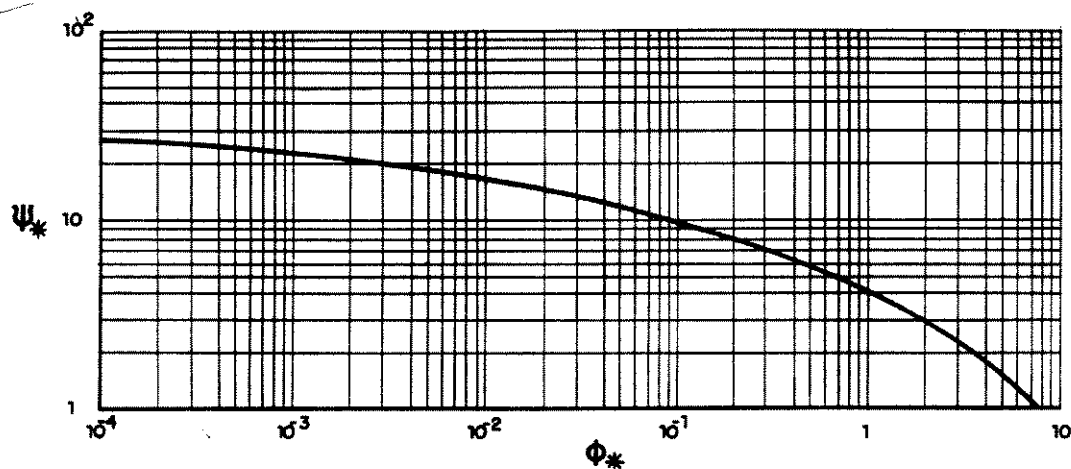


Figura 2.4 - Função Carga de Fundo de Einstein - $\Phi_* = f(\Psi_*)$
(de VANONI [1975])

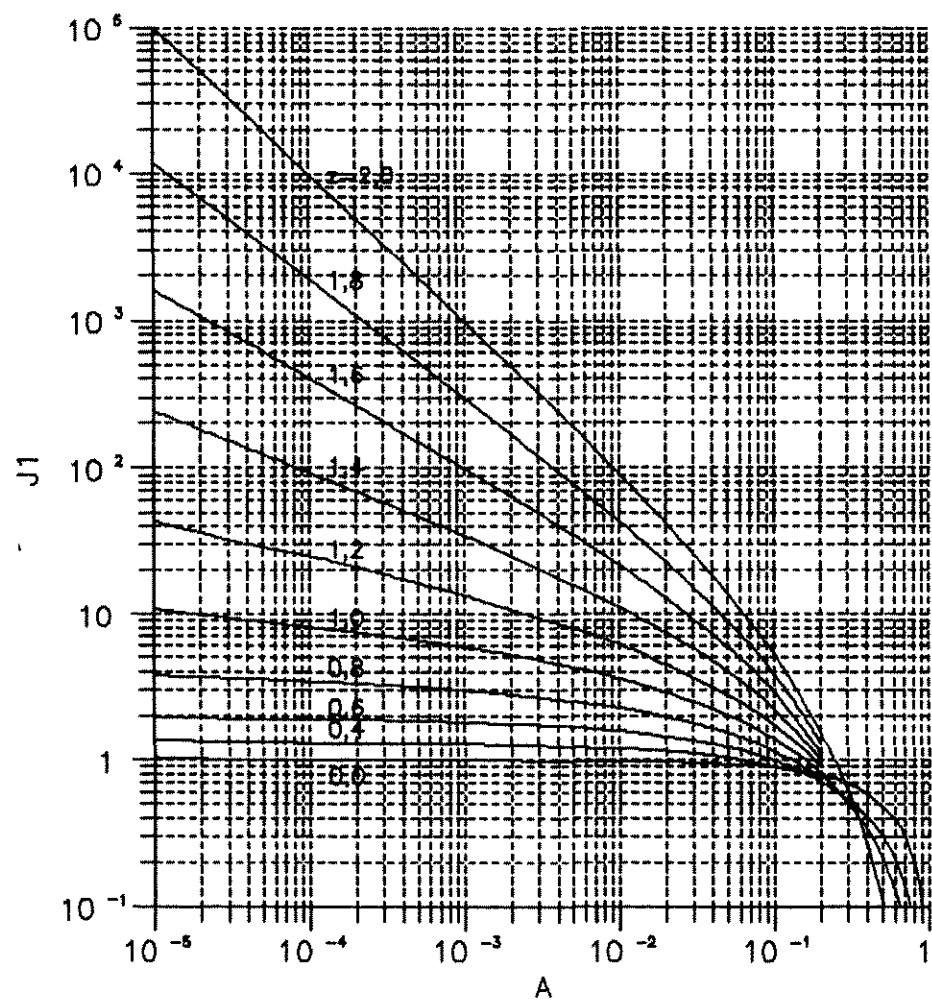


Figura 2.5 - Valores da Integral J1
(de COLBY e HEMBREE, 1955)

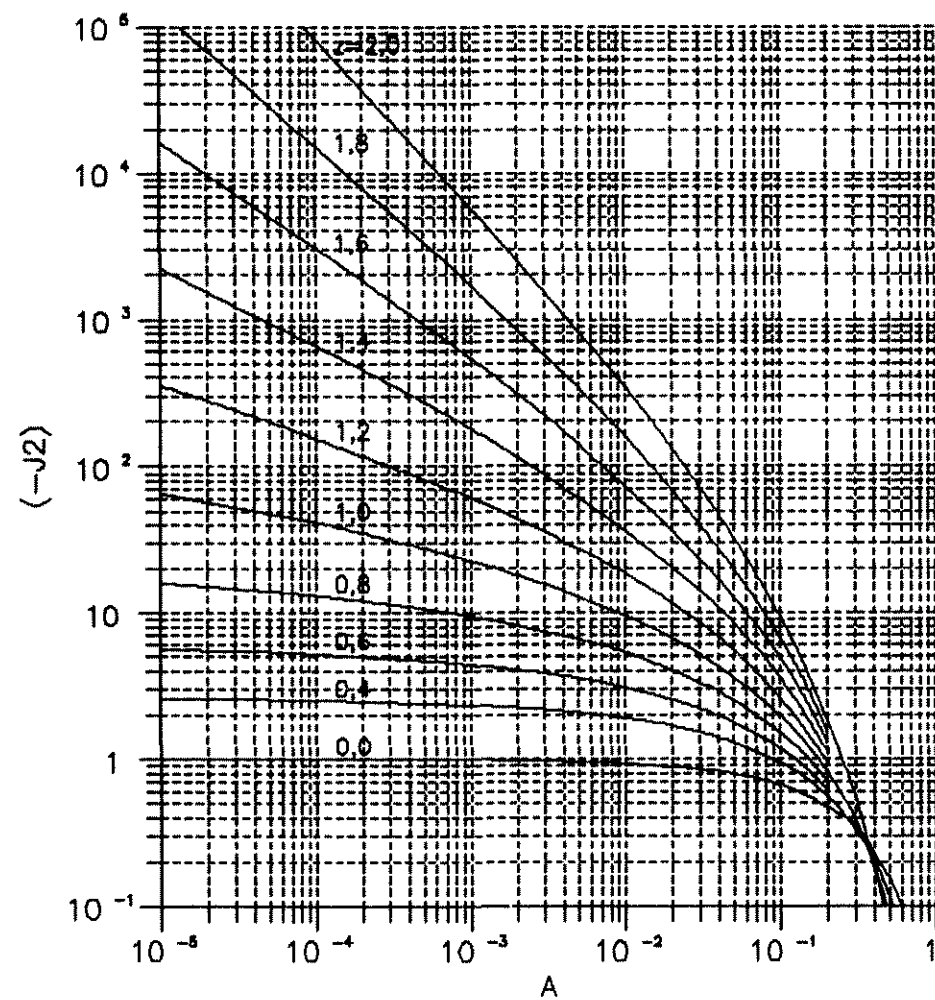


Figura 2.6 - Valores da Integral J2
(de COLBY e HEMBREE, 1955)

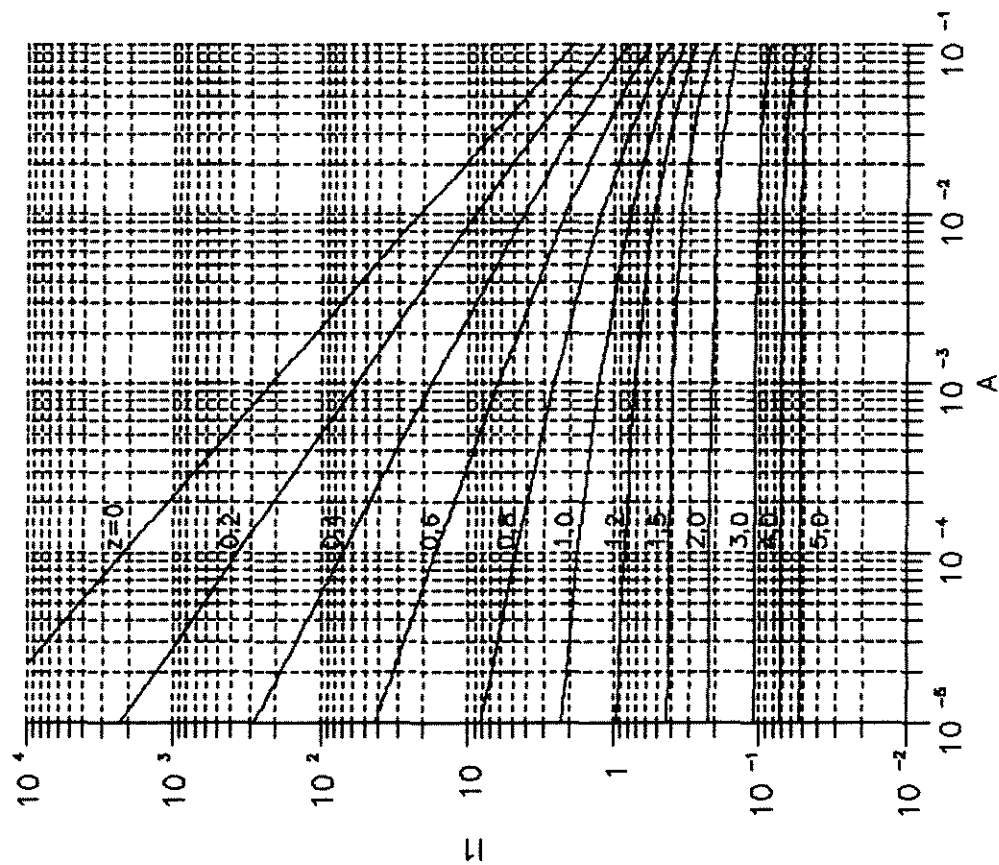


Figura 2.7 - Valores da Integral I1
(de COLBY e HEMBREE, 1955)

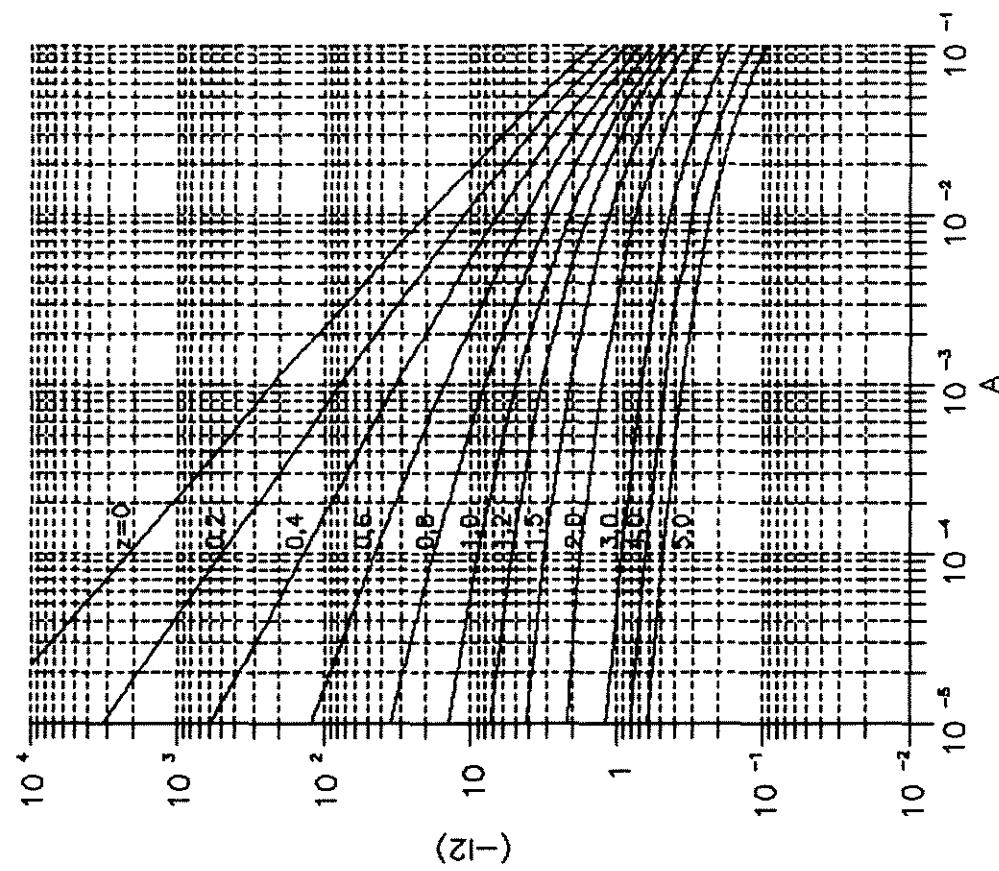


Figura 2.8 - Valores da Integral I2
(de COLBY e HEMBREE, 1955)

**Tabela 2.1 - Exemplo de Calculo de Descarga Solida Total
Metodo de Einstein Modificado**

Dados			Calculos Preliminares										Determinacao de "z" de referencia							
L = 36,00m D = 0,299m Ds = 0,372 m Dn = 0,091 m U = 0,634 m/s Q = 6,8 m ³ /s C _{ss} ' = 252 ppm d ₃₅ = 0,229 mm d ₆₅ = 0,320 mm T = 17,8 °C v = 1,06 x 10 ⁻⁶ m ² /s γ = 1000 kgf/m ³ γ _s ' = 2650 kgf/m ³			1a) adotado $\chi = 1,54$ $U/[(SR)g]^{1/2} = 5,75 \log(12,27D\chi d_{65})$ $0,634/[(SR)9,816]^{1/2} = 5,75 \log(12,27 \times 0,299 \times 1,54/0,32 \times 10^{-3}) \therefore (SR) = 6,87 \times 10^{-5}$ $u_{*} = [(SR)g]^{1/2} = [6,87 \times 10^{-5} \times 9,816]^{1/2} = 0,026$ $\delta = 11,6v/u_{*} = 11,6 \times 1,06 \times 10^{-6}/0,026 = 4,729 \times 10^{-4}$ $d_{65}/\delta = 0,32 \times 10^{-3}/4,729 \times 10^{-4} = 0,68 \Rightarrow \text{figura-----} \Rightarrow$ $\chi = 1,54$ $(SR) = 6,87 \times 10^{-5}$ $u_{*} = 0,026 \text{ m/s}$ 1b) $P = 2,303 \log(30,2D\chi/d_{65}) = 2,303 \log(30,2 \times 0,299 \times 1,54)$ $= 2,303 \log(30,2 \times 0,299 \times 1,54/0,32 \times 10^{-3})$ $P = 10,7$ 1c) $A' = Dn/Ds = 0,091/0,372 \therefore$ $A = 0,245$ $\Rightarrow \text{figura-----} \Rightarrow$ $\%am = 80$ $Q'_{ss} = 8,64 \times 10^{-4} \%am Q C'_{ss} = 8,64 \times 10^{-4} \times 80 \times 6,8 \times 252 \therefore$ $Q'_{ss} = 118 \text{ t/dia}$										Diametro de referencia adotado: $d_r = 0,177 \text{ mm}$ $Q'_{ss}/i_b Q_b = I_1''(PJ_1' + J_2')/J_1''$ $p/d_r = 0,177 \Rightarrow Q'_{ss}/i_b Q_b = 46,0/7,46 = 6,17$ primeira aproximacao: adotado $z_r = 0,82 \Rightarrow$ $\Rightarrow I_1'' = 2,29; J_1'' = 3,15; J_1' = 0,62; J_2' = -53$ $6,17 = 2,29(10,7 \times 0,62 - 0,53)/3,15 = 4,44$ segunda aproximacao: adotado $z_r = 0,77 \Rightarrow$ $\Rightarrow I_1'' = 2,78; J_1'' = 2,72; J_1' = 0,62; J_2' = -0,50$ $6,17 = 2,78(10,7 \times 0,62 - 0,50)/2,72 = 6,27$ $z_r = 0,77$							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Intervalo (mm)	d (mm)	w ₀ (m/s)	i _s	Q' _{ss} (t/dia)	i _b	ψ _*	φ _*	i _b Q _b (t/m.dia)	i _b Q _b (t/dia)	A''	z	J ₁ '	-J ₂ '	J ₁ ''	-J ₂ ''	(PJ ₁ ''+J ₂ '')/(PJ ₁ '+J ₂ ')	I ₁ ''	-I ₂ ''	PI ₁ ''+I ₂ ''+1	Q _s (t/dia)
0,002-0,062	0,011	0,0001	0,28	33,0	-	-	-	-	-	0,000074	0,018	0,72	0,41	1,03	1,05	1,367	-	-	-	45,111
0,062-0,125	0,088	0,0063	0,24	28,3	-	-	-	-	-	0,00059	0,34	0,64	0,43	1,22	2,04	1,716	-	-	-	48,563
0,125-0,250	0,177	0,0206	0,39	46,0	0,38	5,50	0,51	0,0000024	7,46	0,00118	0,77	-	-	-	-	-	2,78	8,40	22,346	166,701
0,250-0,500	0,354	0,0464	0,09	11,0	0,50	5,50	0,51	0,000009	28,0	0,00237	1,35	-	-	-	-	-	0,48	2,13	4,006	112,168
0,500-1,000	0,707	0,0788	-	-	0,05	6,80	0,294	0,0000015	4,67	0,00473	1,97	-	-	-	-	-	0,21	0,96	2,287	10,680
1,000-2,000	1,414	0,1191	-	-	0,01	13,6	0,024	0,00000007	0,21	0,00946	2,63	-	-	-	-	-	0,126	0,52	1,828	0,384
2,000-4,000	2,828	0,1725	-	-	0,01	27,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,000-8,000	5,657	0,2460	-	-	0,05	54,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL																				383,607

Fonte dos dados: Colby e Hembree [1955]

b) Método de Colby (COLBY [1957])

Quando se coleta material em suspensão, parte do fluxo - aquela compreendida entre a boca do coletor e o fundo do rio - não é amostrada; tampouco o é, evidentemente, qualquer parte da carga de fundo. Nessa situação, denomina-se carga não medida ("unmeasured load") à soma da carga de fundo com essa parcela de material em suspensão não amostrada.

A partir da análise de dados de várias estações sedimentométricas em rios dos EUA Colby inferiu que o incremento de carga não medida para um mesmo local varia com aproximadamente a terceira potência da velocidade média do escoamento. A curva média ajustada por Colby aos dados analisados (Figura 2.9) é dada pela seguinte equação:

$$q_{nm} = 37,211 v^{3,2706} \quad (2.18)$$

onde

q_{nm} = carga não medida, em toneladas por dia por metro de largura da seção transversal;

V = velocidade média de escoamento na seção, em metros por segundo.

A dispersão em torno da tendência definida pela Equação 2.18⁴ deve-se principalmente à variabilidade de produção de sedimentos entre diferentes rios. Ora, a concentração medida de material sólido em suspensão é um bom indicador da produção de sedimentos numa determinada seção; com base nessa variável conhecida pode-se portanto corrigir aproximadamente o valor da carga não medida dado pela Equação.2.18. Para tanto, Colby apresenta dois gráficos: o da Figura 2.10, que relaciona a velocidade média do escoamento com a concentração relativa de material em suspensão para diferentes profundidades médias de escoamento, e o da Figura 2.11, relacionando um fator de correção com a razão de produção de areia, definida pelo cociente entre a concentração medida de areia em suspensão e a

⁴ Colby faz menção à dispersão dos pontos mas não os apresenta no gráfico.

concentração relativa de areia em suspensão dada pelo gráfico da Figura 2.9. O produto entre esse fator de correção e o valor preliminar de carga não medida dado pela Equação 2.18 fornece uma estimativa aproximada da carga não medida numa seção qualquer, para determinadas velocidade, profundidade média de escoamento e concentração de material em suspensão medida. Para casos de concentrações medidas excepcionalmente altas ou baixas, Colby apresenta ainda outro fator de correção a ser multiplicado pelo anterior, função da concentração medida, dado pela seguinte equação aproximada:

$$k_2 = 0,4 (C'_s)^{0,12} \quad (2.19)$$

onde

k_2 = fator de correção;

C'_s = concentração de areia em suspensão medida, em partes por milhão.

VANONI (1975) apresenta para esse segundo fator de correção outra equação ($k_2 = 0,18 (C'_s)^{0,23}$) obtida do mesmo gráfico de Colby, mas de outra curva, que me parece ser imprópria. Se as legendas dos gráficos de Colby⁵ estão corretas, a equação aproximada para o fator de correção k_2 é a apresentada neste trabalho (Equação 2.19). De qualquer modo isto é de menor importância, pois me parece que tendo em vista as incertezas inerentes ao método esse segundo fator pode ser ignorado, sem prejuízos significativos.

É importante observar que os gráficos do método de Colby funcionam bem para os dados analisados por Colby, servindo para estimativas aproximadas numa seção qualquer quando não se disponha de outros dados. A rigor, o correto seria definir, para uma seção de interesse, gráfico similar ao da Figura 2.9, a partir da carga total

⁵Ver Colby (1957) , figuras 5 e 6

medida ou inferida pelo método de Einstein Modificado⁶ (obtem-se a carga não medida subtraindo-se da carga total a carga em suspensão medida). Como se sabe que a carga não medida varia com a terceira potência da velocidade, segundo uma equação do tipo $q_{nm} = aV^b$, $b \cong 3$, algumas poucas medições cobrindo uma faixa razoável de velocidades seriam suficientes para definir o parâmetro a , este provavelmente bastante dependente da produção de sedimentos. Os outros dois gráficos (Figuras 2.10 e 2.11) não seriam necessários, já que se está trabalhando com a relação velocidade x carga não medida definida especialmente para a seção em análise. Note-se que quando se fala em concentração de sedimentos, está-se referindo às partículas do tamanho das areias, já que os finos em suspensão não têm relação com a carga do leito. Necessita-se portanto da análise granulométrica do material em suspensão, a fim de se corrigir a concentração que será utilizada nos cálculos da carga não medida (para cálculo da carga medida, entretanto, é utilizada a concentração total de material em suspensão, incluindo os finos). A não exclusão dos finos das amostras, como parece ser corrente no Brasil, conduz a valores superestimados de carga não medida.

⁶ Pode-se argumentar aqui, e com razão, que considerar como observados os dados inferidos pelo Método de Einstein Modificado é também uma aproximação grosseira, visto que este pode induzir a erros consideráveis, como qualquer outro método. Mantive a sugestão desse procedimento no texto para ser fiel a Colby, que não só o recomenda, como o utilizou para obtenção de grande parte dos dados que originaram seus gráficos. Parece-me, entretanto, que para a confecção de gráficos que servirão a uma aproximação da realidade não se deva partir já de uma aproximação da realidade. Dados de carga total efetivamente medidos são neste caso preferíveis, ainda que pese contra eles a inevitável inexatidão das medidas.

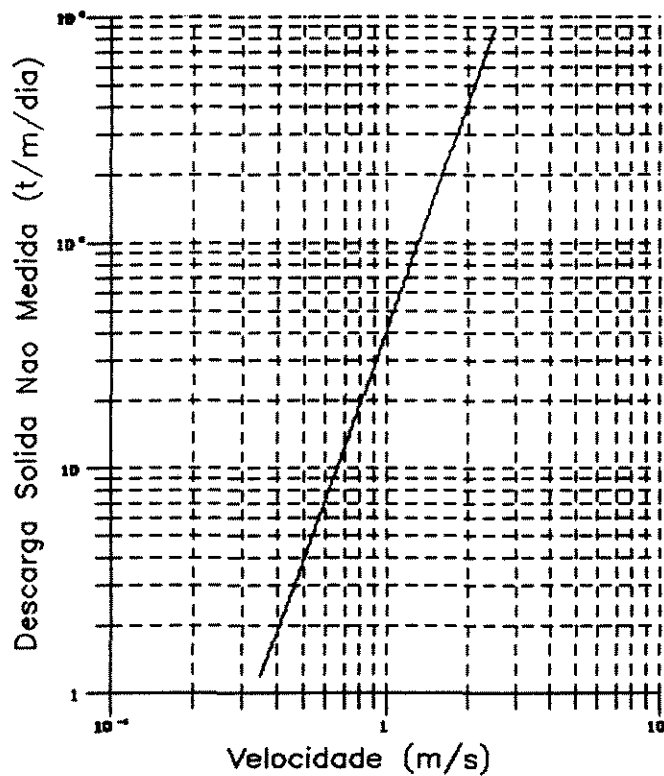


Figura 2.9 - Descarga Sólida Não Medida em Função da Velocidade do Escoamento - $q_{nm} = f(V)$

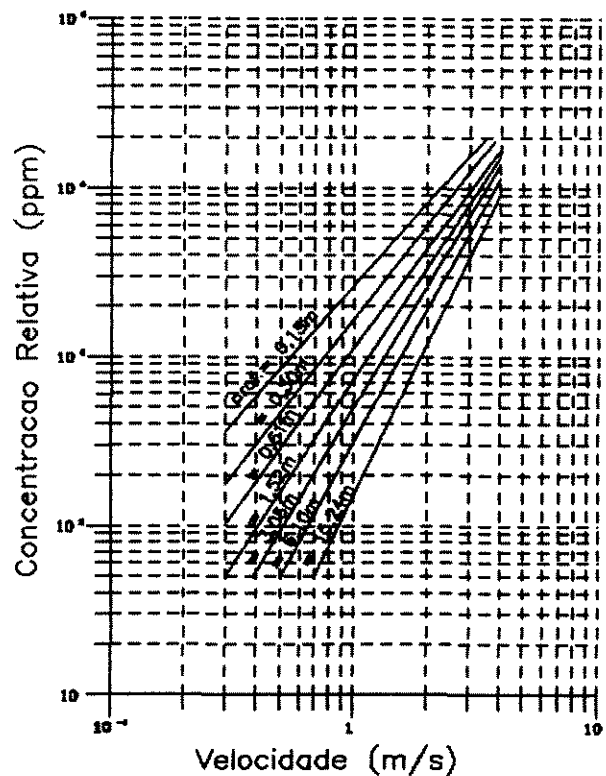


Figura 2.10 - Concentração Relativa em Função da Velocidade e Profundidade do Escoamento $C_r = f(V, D)$

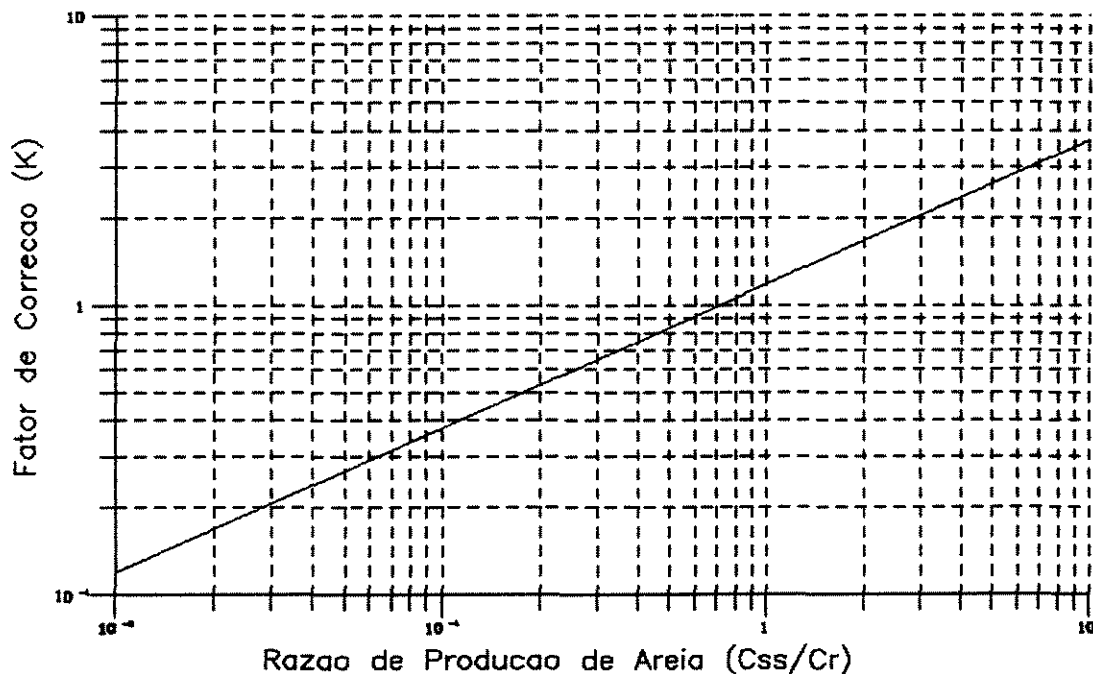


Figura 2.11 - Fator de Correção K em Função da Razão de Produção de Areia - $K = f(C_{ss}/C_r)$

Figuras extraídas de COLBY [1957]

2.2.1.2.3 Métodos Baseados na Granulometria do Material do Leito

Os métodos baseados exclusivamente na granulometria do material do leito referem-se somente à carga do leito, não incluindo portanto a "wash load". A rigor, e principalmente em casos de rios que transportam apreciáveis porções de "wash load" mesmo sem a ocorrência de chuvas, a "wash load" deve ser estimada e somada aos resultados finais, quando um desses métodos for utilizado. Uma estimativa razoável da "wash load" só pode ser feita a partir de registros de dados suficientemente frequentes para representar a sazonalidade da erosão hídrica na bacia contribuinte e suficientemente longos para representar a variabilidade anual desse mesmo fenômeno. Os dados necessários para essa estimativa são os seguintes:

- descarga líquida, em m^3/s ;
- concentração do material em suspensão, em gramas/litro;
- curva granulométrica do material em suspensão;
- curva granulométrica do material do leito.

De posse desses dados, procede-se da seguinte maneira:

- a) na curva granulométrica do material do leito verifica-se d_{10} ; este é o diâmetro máximo da "wash load";
- b) na curva granulométrica do material em suspensão verifica-se a porcentagem correspondente ao diâmetro igual ao d_{10} verificado no item anterior;
- c) multiplica-se essa porcentagem pela concentração média do material em suspensão, obtendo-se a concentração da "wash load";
- d) obtém-se a taxa de "wash load", dada pelo produto entre a concentração obtida no item anterior e a vazão líquida;
- e) a taxa assim obtida, para cada medição, é plotada versus a correspondente descarga líquida, em papel di-log. A seguir ajustam-se aos pontos plotados a curva que melhor defina a variação;
- f) de posse dessa relação e da curva de permanência de vazões médias diárias obtém-se o que se poderia chamar "wash load" média de longo termo.

a) Método de Toffaletti (TOFFALETTI [1969])

O método proposto por Toffaletti supõe a profundidade do escoamento dividida em quatro zonas características; a carga sólida transportada em cada zona é dada pela integração do produto entre a velocidade do escoamento e a concentração de material sólido entre os limites correspondentes.

O perfil de velocidades na profundidade total é dado por:

$$U_y = (1+N)V(y/r)^N \quad (2.20)$$

onde

U_y = velocidade do escoamento num ponto distante y do fundo;

V = velocidade média do escoamento na seção transversal;

r = raio hidráulico da seção;

N = função empírica, dada por:

$$N = 0,13516 + 0,000864 T_c \quad (2.21)$$

T_c = temperatura da água em graus Celsius.

O perfil de concentrações é dado por:

$$C_y = C_A (y/r)^{-1,5z} \quad \text{p/} \quad y/r \geq \frac{1}{2,5} \quad (2.22a)$$

$$C_y = C_M (y/r)^{-z} \quad \text{p/} \quad \frac{1}{2,5} \geq y/r \geq \frac{1}{11,24} \quad (2.22b)$$

$$C_y = C_L (y/r)^{-0,756z} \quad \text{p/} \quad \frac{1}{11,24} \geq y/r \geq \frac{2d}{r} \quad (2.22c)$$

onde

C_y = concentração de sedimentos num ponto distante y do fundo;

C_A = concentração no ponto $y = r$;

C_M = concentração no ponto $y = r/2,5$;

C_L = concentração no ponto $y = r/11,24$;

d = diâmetro da partícula;

$$z = 3,2808 \frac{\omega_o V}{M \cdot r \cdot S} \quad (2.23)$$

onde

ω_o = velocidade de queda da partícula, em m/s, dada pela Equação 2.15a
 S = declividade do leito, em m/m;

$$M = 239,326 - 1,2006 T_c \quad (2.24)$$

T_c = temperatura da água, em graus Celsius.

A descarga de sedimentos em cada zona de escoamento é dada pela integração do produto $U_y \cdot C_y$:

$$q_{sA} = X \frac{(0,2919r)^{0,244z} (1,312r)^{0,5z} [(3,281r)^{1+N-1,5z} - (1,312r)^{1+N-1,5z}]}{1+N-1,5z} \quad (2.25a)$$

$$q_{sM} = X \frac{(0,2919r)^{0,244z} [(1,312r)^{1+N-z} - (0,2919r)^{1+N-z}]}{1+N-z} \quad (2.25b)$$

$$q_{sL} = X \frac{(0,2919r)^{1+N-0,756z} - (6,562d)^{1+N-0,756z}}{1+N-0,756z} \quad (2.25c)$$

$$q_B = X (6,562d)^{1+N-0,756z} \quad (2.25d)$$

onde

q_{sA}, q_{sM}, q_{sL} e q_B = descargas de sedimentos nas zonas alta, média, baixa e de fundo, respectivamente, em t/dia/m;

$$X = 26,33 \cdot p \cdot C_L \cdot V (1+N) \cdot (3,281r)^{0,756z-N} \quad (2.26)$$

A concentração C_L , geralmente desconhecida, é obtida com o auxílio da seguinte relação empírica para q_{sL} :

$$q_{sL} = p \cdot 5,2183 \times 10^{-5} \left[\frac{TAkd}{v^2} \right]^{-5/3} \quad (2.27)$$

onde

d = diâmetro representativo do intervalo granulométrico considerado, em metros;

p = fração correspondente ao intervalo granulométrico considerado, em relação ao peso total da amostra;

V = velocidade média do escoamento, em m/s;

$$T = 1,10 (0,05388 + 0,000162 T_c) \quad (2.28)$$

T_c = temperatura da água, em graus Celsius;

$$A = 1,7478 \left[\frac{\nu^{1/3}}{u_*'} \right]^{-1,5159} \quad p/ \quad \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} < 0,16 \quad (2.29a)$$

$$A = 67,208 \left[\frac{\nu^{1/3}}{u_*'} \right]^{0,47596} \quad p/ \quad 0,16 \leq \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} < 0,2145 \quad (2.29b)$$

$$A = 83000 \left[\frac{\nu^{1/3}}{u_*'} \right]^{5,1001} \quad p/ \quad 0,2145 \leq \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} < 0,2321 \quad (2.29c)$$

$$A = 48,3 \quad p/ \quad 0,2321 \leq \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} < 0,4194 \quad (2.29d)$$

$$A = 614 \left[\frac{\nu^{1/3}}{u_*'} \right]^{2,9259} \quad p/ \quad \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} \geq 0,4194 \quad (2.29e)$$

$$k = 1,0 \quad p/ \quad \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} S_{d_{65}} < 2,3613 \times 10^{-7} \quad (2.30a)$$

$$k = 1,8308 \times 10^8 \left[\frac{\nu^{1/3}}{u_*'} S_{d_{65}} \right]^{1,2468}$$

$$p/ \quad 2,3613 \times 10^{-7} \leq \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} S_{d_{65}} < 3,2688 \times 10^{-7} \quad (2.30b)$$

$$k = 4,8370 \times 10^{-7} \left[\frac{\nu^{1/3}}{u_*'} S_{d_{65}} \right]^{-1,0009} \quad p/ \quad \frac{\nu^{1/3}}{u_*'} S_{d_{65}} \geq 3,2688 \times 10^{-7} \quad (2.30c)$$

ν = viscosidade cinemática da água, em m²/s;

S = declividade da linha d'água, em m/m;

u_{*}' = velocidade de atrito com relação à partícula, em m/s, dada por:

$$\frac{V}{u_*'} = 5,75 \log \left[12,27 \frac{u_*'^2}{g S d_{65}} x \right] \quad (2.31)$$

x = função de d_{65}/δ' (dada pela Figura 2.2)

$$\delta' = \frac{11,6\nu}{u_*'} \quad (2.32)$$

Os dados necessários à aplicação do método são os seguintes:

- Velocidade média do escoamento;
- Raio hidráulico da seção transversal;
- Declividade da linha d'água (= declividade da linha de energia);
- Temperatura da água;
- Curva granulométrica do material do leito.

A utilização do método é explicada passo a passo no roteiro abaixo e exemplificada na Tabela 2.2

1ª) Cálculos preliminares:

- 1ªa) Calcule os valores de N (Equação 2.21), M (Equação 2.24) e T (Equação 2.28), a partir da temperatura da água, em graus Celsius;
- 1ªb) Calcule a velocidade de atrito da partícula u_*' , por tentativas, da seguinte maneira: assuma para u_*' um valor um pouco menor que $\sqrt{grS}$; calcule δ' pela Equação 2.32; com d_{65}/δ' obtenha o valor de x na Figura 2.2; com x e o valor assumido de u_*' calcule o valor do segundo membro da Equação 2.31; com esse valor e a velocidade do escoamento dada, verifique o valor de u_*' no primeiro membro da Equação 2.31; se u_*' assumido for diferente de u_*' verificado, assuma este último para a próxima tentativa e repita o procedimento, até que a igualdade se verifique;
- 1ªc) Com u_*' conhecido, calcule A (Equação 2.29) e k (Equação 2.30). Caso o produto $A.k$ resulte menor que 16,0, arbitre $A.k = 16,0$.

2ª) Cálculo da descarga sólida total:

- col. (1): intervalos granulométricos;
- col. (2): diâmetro representativo = diâmetro médio geométrico do intervalo = raiz quadrada do produto entre os limites do intervalo;
- col. (3): fração correspondente ao material compreendido no intervalo considerado, em relação ao peso total da amostra;
- col. (4): velocidade de queda da partícula para o diâmetro considerado;
- col. (5): valor de z (Equação 2.23); caso z resulte menor que 1,323N, arbitre $z = 1,5N$; este procedimento garante que o expoente do produto $C_y U_y$ seja sempre negativo⁷ e que o produto $C_y U_y$ decresça quando cresce y/r , tal como ocorre na realidade.
- col. (6): descarga sólida em suspensão na zona baixa, em toneladas por dia, por metro de largura, calculada pela fórmula empírica (Equação.2.27);
- col. (7): valor de X , obtido da Equação 2.25c;
- col. (8): valor de C_L , obtido da Equação 2.26;
- col. (9): concentração no ponto $y = 2d$, obtido da Equação 2.22c;
- col.(10): caso a concentração no ponto $y = 2d$ resulte maior que 1600 kgf/m^3 , arbitre $C_L = \frac{1600}{(2d/r)^{-0,756z}}$ (este procedimento assegura que a concentração na camada de fundo não seja irrealisticamente elevada;

⁷ Toffaletti recomenda adotar esse procedimento quando z resultar menor que N ; entretanto, para valores de z menores que 1,323N já ocorrerá expoente positivo para o produto concentração x velocidade.

- col.(11): valor de X corrigido: se não houve necessidade de correção de C_L , mantém-se o valor obtido na col. (7); se C_L for corrigida, X deve sê-lo também, substituindo-se C_L corrigida na Equação 2.26;
- col.(12): descarga sólida em suspensão na zona baixa, em toneladas por dia, por metro de largura da seção transversal: se não houve correção de C_L , mantém-se o valor da col. (6); caso contrário, q_{sL} é obtida da Equação 2.25c, considerando-se o valor de X corrigido;
- col.(13), (14) e (15): descarga sólida nas zonas de suspensão média e alta e na camada de fundo, obtidas das Equações. 2.25a, 2.25b e 2.25d, respectivamente;
- col.(16): descarga sólida na profundidade total, no intervalo granulométrico considerado, em toneladas por dia, por metro de largura = soma das colunas (12), (13), (14) e (15);
- col.(17): descarga sólida na profundidade e largura totais, no intervalo granulométrico considerado, em toneladas por dia = col.(16) x largura da seção transversal;

A descarga sólida total Q_s , abrangendo toda a distribuição granulométrica, é dada pela soma dos valores da col.(17).

Tabela 2.2 - Exemplo de Calculo de Descarga Solida Total Metodo de Toffaletti

Dados

= 36,00m

= D = 0,299 m

= 0,634 m/s

= 0,00138 m/m

= 0,32 mm

= 17,8 °C

= 1,06 x 10⁻⁶ m²/s

Calculos Preliminares

1a) N = 0,13516+0,000864 T_c

M = 239,326-1,2006 T_c

T = 1,10 (0,05388+0,000162 T_c)

N = 0,15054

M = 217,955

T = 0,06244

1b) Calculo de u_{*}' por tentativas

u _* ' adotado	δ'=11,6v/u _* '	d ₆₅ /δ'	χ	(V/u _* ')= 5,75 log(12,27(u _* ') ² χ/gSd ₆₅)	u _* '=(V/u _* ')/U
0,050	0,000246	1,3	1,580	23,28	0,027
0,027	0,000455	0,70	1,548	20,15	0,031
0,031	0,000397	0,81	1,582	20,89	0,030 <=

1c) v^{1/3}/u_{*}' = (1,06x10⁻⁶)^{1/3}/0,03 = 0,3399

v^{1/3}(Sd₆₅)/u_{*}' = 1,06x10⁻⁶x(0,00138x0,32x10⁻³)/0,03 = 1,5008x10⁻⁷

A = 48,3

k = 1,0

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Intervalo (mm)	d (mm)	p	w ₀ (m/s)	z	q _{sL} (t/m.dia)	X	C _L (kgf/m ³)	C _{2D} (kgf/m ³)	C _L corrigida	X corrigido	q _{sL} corrigida	q _{sH} (t/m.dia)	q _{sA} (t/m.dia)	q _B (t/m.dia)	q _{sT} (t/m.dia)	Q _s (t/dia)
0,125-0,250	0,177	0,38	0,0206	0,476	1,2359	6,94860000	0,95699370	10,817	-	-	-	2,6302	3,1385	0,0332	7,0378	253,361
0,250-0,500	0,354	0,50	0,0464	1,073	0,5122	0,56174572	0,05930910	7,998	-	-	-	0,3914	0,2064	0,0717	1,1817	42,541
0,500-1,000	0,707	0,05	0,0788	1,823	0,0162	0,00222331	0,00237300	3,800	-	-	-	0,0037	0,0007	0,0076	0,0281	1,012
1,000-2,000	1,414	0,01	0,1191	2,755	0,0010	0,00001381	0,00007500	1,200	-	-	-	0,0001	-	0,0011	0,0022	0,079
2,000-4,000	2,828	0,01	0,1725	3,990	0,0003	0,00000037	0,00000200	0,300	-	-	-	-	-	0,0006	0,0009	0,032
4,000-8,000	5,657	0,05	0,2460	5,690	0,0005	0,00000006	0,00000006	0,080	-	-	-	-	-	0,0018	0,0023	0,083
TOTAL																297,108

Fonte dos dados: Colby e Hembree [1955]

Fonte dos dados: Colby e Hembree [1955]

b) Método de Ackers e White (apud GARDE e RAJU [1985])

Neste método a concentração da carga total (excluindo a "wash load") é dada por:

$$\bar{C} = \left[\frac{v}{u_*} \right]^{c_1} \cdot c_2 \left[\frac{F_1}{c_3} - 1 \right]^{c_4} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot \frac{d}{D} \quad (2.33)$$

em que F_1 é um parâmetro que descreve a mobilidade dos sedimentos, dado por:

$$F_1 = \frac{(u_*)^{c_1}}{\left[\frac{\gamma_s - \gamma}{\rho} \cdot d \right]^{1/2}} \left[\frac{v}{\sqrt{32} \log \left(10 \frac{D}{d} \right)} \right]^{(1-c_1)} \quad (2.34)$$

onde

$$u_* = \sqrt{grS}$$

$$c_1 = 1,0 - 0,56 \log d_* \quad p/ \quad 1 < d_* \leq 60 \quad (2.35a)$$

$$c_1 = 0 \quad p/ \quad d_* > 60 \quad (2.35b)$$

$$\log c_2 = 2,86 \log d_* - (\log d_*)^2 - 3,53 \quad p/ \quad 1 < d_* \leq 60 \quad (2.36a)$$

$$c_2 = 0,025 \quad p/ \quad d_* > 60 \quad (2.36b)$$

$$c_3 = \frac{0,23}{(d_*)^{1/2}} + 0,14 \quad p/ \quad 1 < d_* \leq 60 \quad (2.37a)$$

$$c_3 = 0,17 \quad p/ \quad d_* > 60 \quad (2.37b)$$

$$c_4 = \frac{9,66}{d_*} + 1,34 \quad p/ \quad 1 < d_* \leq 60 \quad (2.38a)$$

$$c_4 = 1,50 \quad p/ \quad d_* > 60 \quad (2.38b)$$

$$d_* = d \left[\frac{\gamma_s - \gamma}{\rho v^2} \right]^{1/3} \quad (\text{nota}) \quad (2.39)$$

d = diâmetro médio aritmético da amostra do material do leito;
 D = profundidade média do escoamento;
 V = velocidade média do escoamento;
 γ_s = peso específico dos sedimentos;
 γ = peso específico da água;
 $\bar{C}$ = concentração média de material sólido, em fração de peso.

c) Equação de Yang (apud GARDE e RAJU [1985])

$$\log \bar{C} = 5,435 - 0,286 \log \frac{\omega_o d}{\nu} - 0,457 \log \frac{u_*}{\omega_o} + \left[1,799 - 0,409 \log \frac{\omega_o d}{\nu} - 0,314 \log \frac{u_*}{\omega_o} \right] \log \left[\frac{VS}{\omega_o} - \frac{V_{cr} S}{\omega_o} \right] \quad (2.40)$$

em que a velocidade crítica (início de movimento da partícula) é dada pela relação:

$$\frac{V_{cr}}{\omega_o} = \frac{2,5}{\log \left(\frac{u_* d}{\nu} \right) - 0,06} + 0,66 \quad p/ \frac{u_* d}{\nu} < 70 \quad (2.41a)$$

$$\frac{V_{cr}}{\omega_o} = 2,5 \quad p/ \frac{u_* d}{\nu} \geq 70 \quad (2.41b)$$

onde

$\bar{C}$ = concentração média total de sedimentos (excluindo a "wash load"), em partes por milhão;
 ω_o = velocidade de queda da partícula;
 d = diâmetro representativo do material do leito;
 ν = viscosidade cinemática da água;
 u_* = velocidade de atrito junto ao leito ($u_* = \sqrt{grS}$);
 V = velocidade média do escoamento;
 V_{cr} = velocidade média crítica (início de movimento da partícula);
 S = declividade da linha de energia.

d) Fórmula da Meyer, Peter e Muller (apud GARDE e RAJU [1985])

Esta fórmula é baseada em partículas variando de 0,4 a 30mm e aplica-se à estimativa de carga por arrastamento, devendo ser

utilizada preferencialmente quando se verifique de fato muito pouco material em suspensão.

$$\left(\frac{n_s}{n}\right)^{3/2} \frac{\gamma r_b S}{(\gamma_s - \gamma) d_a} = 0.047 + 0.25 (\gamma/g)^{1/3} (q_s/\gamma_s)^{2/3} \frac{1}{d_a (\gamma_s - \gamma)^{1/3}} \quad (2.42)$$

onde

$$n_s = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} \quad \text{sendo } d_{90} \text{ expresso em metros} \quad (2.43)$$

$$n = \frac{r_b^{2/3} S^{1/2}}{v} \quad (2.44)$$

$$r_b = \left(1 + 2 \frac{D}{l}\right) r - 2 \frac{D}{l} r_w \quad (2.45)$$

$$r_w = \left[\frac{n_w v}{S^{1/2}} \right]^{3/2} \quad (2.46)$$

onde

S = declividade da linha de energia na seção considerada;

r = raio hidráulico da seção;

γ = peso específico da água;

γ_s = peso específico dos sedimentos;

g = aceleração da gravidade;

q_s = descarga de sedimentos (por arrastamento) por unidade de largura;

d_a = diâmetro médio aritmético do material do leito;

d_{90} = diâmetro da amostra do material do leito. tal que 90% da amostra tem diâmetro inferior;

n_w = coeficiente de Manning, relativo às margens do rio.

l = largura da seção transversal.

No caso de canais largos, a resistência das margens é desprezível, implicando em que $r_b = r$.

e) Fórmula de Schoklitsch (apud VANONI [1975])

A fórmula de Schoklitsch, como a anterior, aplica-se à estimativa de carga por arrastamento.

$$Q_s = 604800 \text{ l } S^{3/2} \sum_{i=1}^n \frac{(q-q_{ci})}{(d_i)^{1/2}} \cdot P_i \quad (2.47)$$

$$q_{ci} = 1,944 \times 10^{-4} \frac{d_i}{S^{4/3}} \quad (2.48)$$

onde

- Q_s = descarga sólida na seção, em ton/dia;
 q = descarga líquida por metro de largura do rio, em m^3/sm ;
 q_{ci} = descarga líquida crítica (início de movimento da partícula) por metro de largura do rio, para o diâmetro representativo do intervalo granulométrico considerado, em m^3/sm ;
 d_i = diâmetro representativo = diâmetro médio geométrico = raiz quadrada do produto entre os limites do intervalo, em milímetros;
 l = largura da seção transversal, em metros;
 S = declividade da linha de energia, em m/m;
 P_i = fração correspondente ao intervalo considerado, em relação ao peso total da amostra;
 n = número de intervalos granulométricos em que se dividiu a amostra.

2.2.1.2.4 Métodos Aproximados

a) Equações de Miraki (apud GARDE e RAJU [1985])

Baseado em dados observados na Índia, Miraki definiu as seguintes equações:

$$V_s = 1,182 \times 10^{-6} A^{1,026} P^{1,289} I^{0,287} S^{0,075} D_d^{0,398} F_c^{2,422} \quad (2.49)$$

$$V_s = 1,067 \times 10^{-6} A^{1,292} P^{1,384} S^{0,129} D_d^{0,397} F_c^{2,510} \quad (2.50)$$

$$V_s = 2,410 \times 10^{-6} A^{1,154} P^{1,071} S^{0,060} F_c^{1,893} \quad (2.51)$$

$$V_s = 4,169 \times 10^{-5} A^{0,841} P^{0,139} I^{0,312} \quad (2.52)$$

onde

V_s = volume anual de sedimentos que passa numa determinada seção, em hm^3 ;

A = área de drenagem correspondente à seção, em km^2 ;

P = precipitação média anual, em cm;

I = volume afluente médio anual, em hm^3 ;

S = declividade da bacia;

D_d = densidade de drenagem, em km^{-1} (= comprimento total dos canais dividido pela área de drenagem da bacia);

F_c = fator de erodibilidade médio do solo, conforme a seguinte classificação:

<u>Tipo de Cobertura Vegetal</u>	<u>Fator de Erodibilidade</u>
Florestas protegidas (reservas)	0,20
Florestas	0,40
Áreas aráveis	0,60
Pasto e vegetação raquítica	0,80
Áreas desérticas	1,00

Conforme a disponibilidade de dados, a produção de sedimentos pode ser estimada por qualquer uma das Equações 2.49 a 2.52. A equação 2.49 é obviamente preferível às outras, por envolver maior número de parâmetros.

b) Curva de Fleming (apud VANONI [1975])

Baseado em dados coletados em quatro continentes, Fleming obteve a seguinte relação:

$$Q_{ss} = 137,56 A^{-0,04243} \quad (2.53)$$

onde

Q_{ss} = carga em suspensão média, em $ton/km^2/ano$;

A = área de drenagem, em km^2 ;

Note-se que a Equação 2.53 fornece uma estimativa da carga em suspensão e não de carga total.

c) Estimativas de perda de solos

Quando se infere produção de sedimentos numa dada seção através de estimativa de erosão na bacia contribuinte, convém lembrar que não se está considerando ainda se esse material alcança o local em estudo. A razão de transporte ("delivery ratio"), ou seja, a relação entre a produção de sedimentos numa dada seção de controle e a quantidade de material erodido na bacia contribuinte, varia bastante para bacias com diferentes características, mas depende principalmente da área de drenagem. O resultado de várias pesquisas têm demonstrado que quanto menor a área de drenagem maior é a razão de transporte; isto se explica pelo fato de que para bacias menores é menor a probabilidade do material erodido ficar retido em depressões do terreno e nos cursos secundários. A equação 2.54, obtida a partir de dados de Rohel (conforme VANONI [1975], pg. 464, fig.4.15) pode dar uma idéia de como varia a razão de transporte "T" com a área de drenagem "A", em km².

$$T = 0.3345 A^{-0.1774} \quad (2.54)$$

As características geométricas e topográficas da bacia podem ser consideradas subjetivamente, adotando-se valores de "T" mais ou menos conservadores que os dados pela equação acima.

A equação universal de perda de solos, devida a Wischmeier e Smith, é provavelmente o mais sofisticado e confiável modelo empírico de estimativa de erosão hídrica em pequenas bacias com ocupação agrícola. Entretanto, sua aplicação requer dados raramente disponíveis ou de obtenção trabalhosa (registros contínuos de chuvas, estrutura do solo, medidas geométrico-topográficas da bacia). Em vista disso e do fato de que o detalhamento do modelo ocuparia aqui um espaço injustificado, não o faremos neste trabalho, apresentando simplesmente a equação e a definição de seus parâmetros. A aplicação em detalhe do modelo pode ser estudada em COSTA [1988] que utilizou-o em uma bacia experimental no estado de São Paulo.

$$A = R K L S C P \quad (2.55)$$

onde

A = perda anual de solo por unidade de área;
 R = erosividade da chuva;
 K = erodibilidade do solo;
 L = comprimento da vertente;
 S = declividade da vertente;
 C = fator uso e manejo do solo;
 P = fator prática de conservação do solo;

As Equações 2.56a, 2.56b e 2.56c, definidas por Fournier (ROCHA [1980]), compõem um modelo expedito (porém não tão confiável como a equação universal) de estimativa de erosão:

$$E = 6,14 \frac{p^2}{P} - 49,78 \quad p / \frac{p^2}{P} < 20 \text{ e relevo pouco acidentado} \quad (2.56a)$$

$$E = 91,78 \frac{p^2}{P} - 737,6 \quad p / \text{relevo acidentado e clima semi-árido} \quad (2.56b)$$

$$E = 52,49 \frac{p^2}{P} - 513,21 \quad p / \text{relevo acidentado e clima úmido} \quad (2.56c)$$

onde

E = erosão específica, em $t/km^2 \cdot ano$;
 p = precipitação média do mês mais chuvoso, em mm;
 P = precipitação média anual, em mm.

2.2.2 Eficiência de Retenção

2.2.2.1 Definição

Eficiência de retenção de sedimentos, usualmente expressa em porcentagem, é a razão entre a carga sólida que se deposita no leito do reservatório e a carga sólida total afluente.

Esse parâmetro depende, em última análise, da velocidade do escoamento através do lago, da velocidade de queda dos sedimentos e do tempo que os volumes afluentes permanecem dentro do reservatório, ou tempo de detenção. Essas variáveis são governadas pelos seguintes fatores principais:

1º) Distribuição Granulométrica dos Sedimentos:

As partículas maiores e mais pesadas obviamente depositam-se com mais facilidade, devido à sua maior velocidade de queda. DENDY, [1974], estudando o comportamento de 17 pequenos reservatórios espalhados pelos EUA, observou que a quantidade de areia descarregada pelas estruturas não ultrapassou 4% da carga de areia afluente, sendo que em sete deles não se observou qualquer descarga de areia. Pode-se considerar, sem risco de erro significativo, que as frações maiores que os siltes serão integralmente retidas.

2º) Concentração e Comportamento das Frações Finas:

Conforme descrito no capítulo anterior, certas combinações dos minerais predominantes das argilas e dos sais dissolvidos na água podem ocasionar rápida precipitação das partículas finas, que em outras condições geralmente tendem a permanecer em suspensão. Além disso, concentrações elevadas podem resultar em floculação por atração entre as massas das partículas. A Figura 2.12, que construí com dados extraídos de BRUNE, [1953], indica que a eficiência de retenção tende a crescer com a razão carga sólida anual/volume afluente anual; parece razoável supor que a tendência definida pela curva envoltória deva-se à floculação por atração das massas e que a dispersão acima da envoltória deva-se à floculação por atividade iônica, além de outros fatores que serão vistos a seguir.

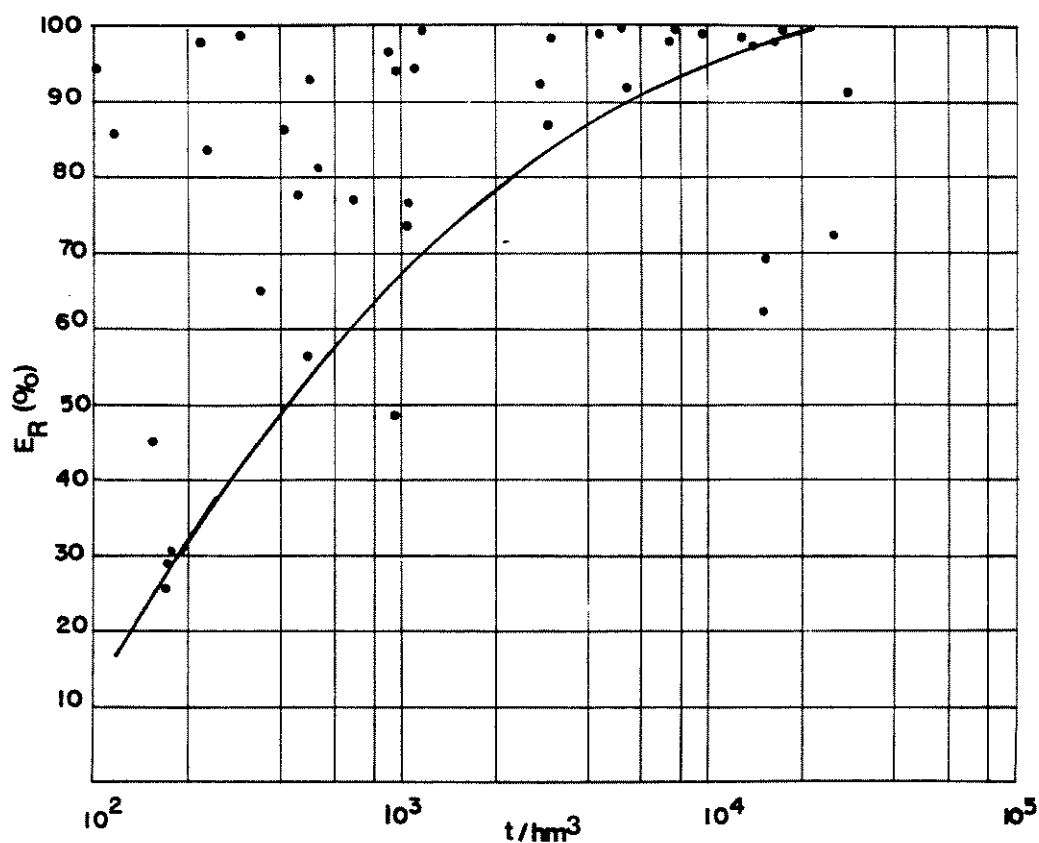


Figura 2.12 - Eficiência de Retenção em Função da Razão Carga Sólida Anual/Volume Afluente Anual

3ª) Relação Capacidade/Afluência (C/I)

O cociente capacidade do reservatório/volume afluente médio anual é um indicador da variabilidade do tempo de detenção dos volumes afluentes. Embora a eficiência de retenção de todos os tipos de reservatórios cresça quando cresce a razão C/I, isto acontece segundo diferentes relações para os diferentes tipos, conforme a seguir:

a) Os reservatórios de acumulação propriamente ditos, seja com finalidade de regularização de vazões, suprimento d'água, irrigação ou recreação, operam normalmente cheios (em climas muito áridos esta situação não prevalece). Quanto maior a sua razão C/I, maior é o tempo de reenchimento após os períodos críticos, para retomada dos níveis normais de operação. Isto implica em vertimento menos freqüente e portanto em condições mais propícias à decantação. Se o reservatório possui capacidade de sobre-armazenamento para atenuação de enchentes essa tendência se acentua, devido ao maior tempo de detenção dos

volumes de cheia;

b) Os reservatórios de atenuação de enchentes, também ditos reservatórios secos ou semi-secos, armazenam água somente por ocasião das cheias. Em épocas normais o represamento é insignificante ou inexistente, com os descarregadores de fundo dando vazão livre aos volumes afluentes; durante esses períodos, parte do material depositado por ocasião da contenção dos volumes de enchente é erodido pelo escoamento irrestrito e carreado para fora do reservatório. A eficiência de retenção desses reservatórios tende ser significativamente menor que a dos de acumulação, para uma mesma razão C/I;

c) As bacias de sedimentação consistem do alargamento de um canal ou outro arranjo qualquer que reduza a velocidade do escoamento, de modo a permitir que a maior quantidade possível de material sólido se deposite; como são estruturas projetadas com essa finalidade específica, é de se esperar que apresentem eficiência de retenção maior que a dos reservatórios de acumulação, para uma mesma razão C/I.

4º) Operações de Descarga

Os afluxos mais densos que as águas do reservatório tendem a escoar em níveis mais próximos do fundo, chegando até a formar correntes de densidade ("density currents underflow"). Isto costuma ocorrer em épocas de maiores afluições, quando a produção de sedimentos é também maior devido à ação erosiva das chuvas intensas. *BRUNE [1953]* observou que as operações de descarga coincidentes com a ocorrência dessas correntes podem triplicar e até quadruplicar a quantidade de sedimentos carreados para fora do reservatório. As descargas para remoção de sedimentos já depositados são ineficazes, exceto para os depósitos localizados imediatamente a montante das tomadas d'água.

Obviamente essas operações pressupõem a existência de vertedores de fundo. *RAUSCH e HEINEMANN [1975]* sugerem, como uma das medidas para diminuir a eficiência de retenção, a eliminação do volume morto nos projetos de reservatórios, adotando-se vertedores de serviço de fundo; desse modo, mesmo que não se verifique a ocorrência das correntes de densidade, as águas vertidas serão preferencialmente

aquelas com maior concentração de sedimentos.

2.2.2.2 Métodos de Estimativa de Eficiência de Retenção

Muitos pesquisadores têm tentado definir relações entre a eficiência de retenção e parâmetros que estejam explícita ou implicitamente relacionados com os fatores acima comentados.

Brune e Allen (BRUNE [1953]), a partir de dados observados em diversos reservatórios, definiram uma relação entre a porcentagem de solo erodido retido no reservatório e a razão capacidade do reservatório/área de drenagem da bacia contribuinte (C/W). Note-se que essa porcentagem não é equivalente à eficiência de retenção tal qual esta é definida, pois parte do material erodido não chega ao reservatório, ficando depositado nas planícies de inundação e cursos d'água.

BROWN [1943], também a partir da observação de diversos reservatórios, foi o primeiro a relacionar eficiência de retenção com a razão C/W. Os dados observados por Brown apresentam considerável dispersão. Isto deve-se principalmente ao fato de que bacias com igual área de drenagem podem apresentar índices pluviométricos bastante diferentes; um reservatório em região árida não tem afluência suficiente para descarga pelos vertedores durante períodos bastante longos, enquanto em regiões úmidas o vertimento de outro reservatório com mesma C/W será bem mais freqüente, propiciando menor retenção de sedimentos.

BRUNE [1953] selecionou e analisou 44 registros confiáveis de dados de reservatórios de diversos tamanhos localizados nos EUA, sendo que 40 deles referem-se a reservatórios de acumulação (normalmente cheios), dois a reservatórios semi-secos e dois a bacias de sedimentação. O efeito de operações de descarga foi analisado em três reservatórios normalmente cheios. Definiram-se a partir desses dados uma curva mediana e duas envoltórias relacionando a eficiência de retenção com a razão C/I, conforme a Figura 2.13, conhecida como Gráfico de Brune (acrescida por mim de dados de reservatórios secos de DENDY [1974] e de pequenos reservatórios de HEINEMANN [1981]); esse gráfico é ainda hoje o mais utilizado para estimativas de eficiência de retenção. Costuma-se às vezes adotar a curva mediana para sedimentos de granulometria média e as envoltórias superior e inferior para os sedimentos grosseiros e finos, respectivamente.

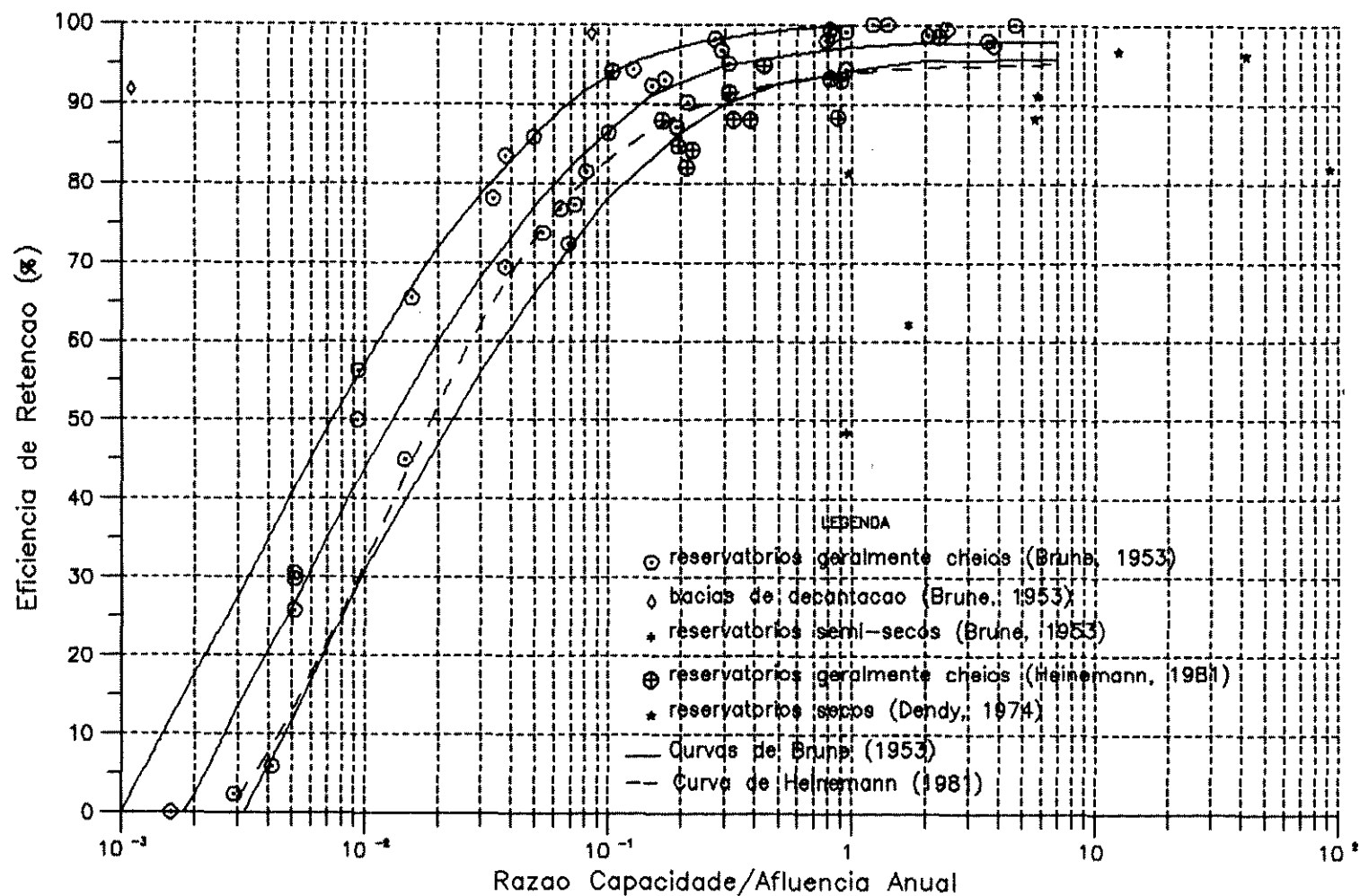


Figura 2.13 – Eficiência de Retenção em Função da Razão Capacidade do Reservatório/Volume Afluente Anual
Gráfico de Brune acrescido de dados de Heinemann e Dendy

HEINEMANN [1981], analisando os dados de 20 reservatórios (sete deles fazem parte do estudo de BRUNE [1953]) com área de drenagem inferior a $38,85 \text{ km}^2$, concluiu que a curva mediana de Brune superestima a eficiência de retenção em 4 a 10% para esses casos e propõe a seguinte equação para estimativa desse parâmetro para reservatórios muito pequenos (área de drenagem inferior a 40 km^2), normalmente cheios e com descarga de superfície:

$$E_r = -22,0 + \frac{119,6 C/I}{0,012 + 1,02 C/I} \quad (2.57)$$

Note-se que o fato comprovado por Heinemann (ver dados adicionais ao Gráfico de Brune - Figura 2.13) está relacionado com o tamanho da área de drenagem e não com a capacidade dos reservatórios pesquisados (embora esta seja forçosamente também pequena); a Figura 2.14, construída com dados extraídos de BRUNE [1953], parece indicar que não há relação definida entre a eficiência de retenção e a capacidade do reservatório.

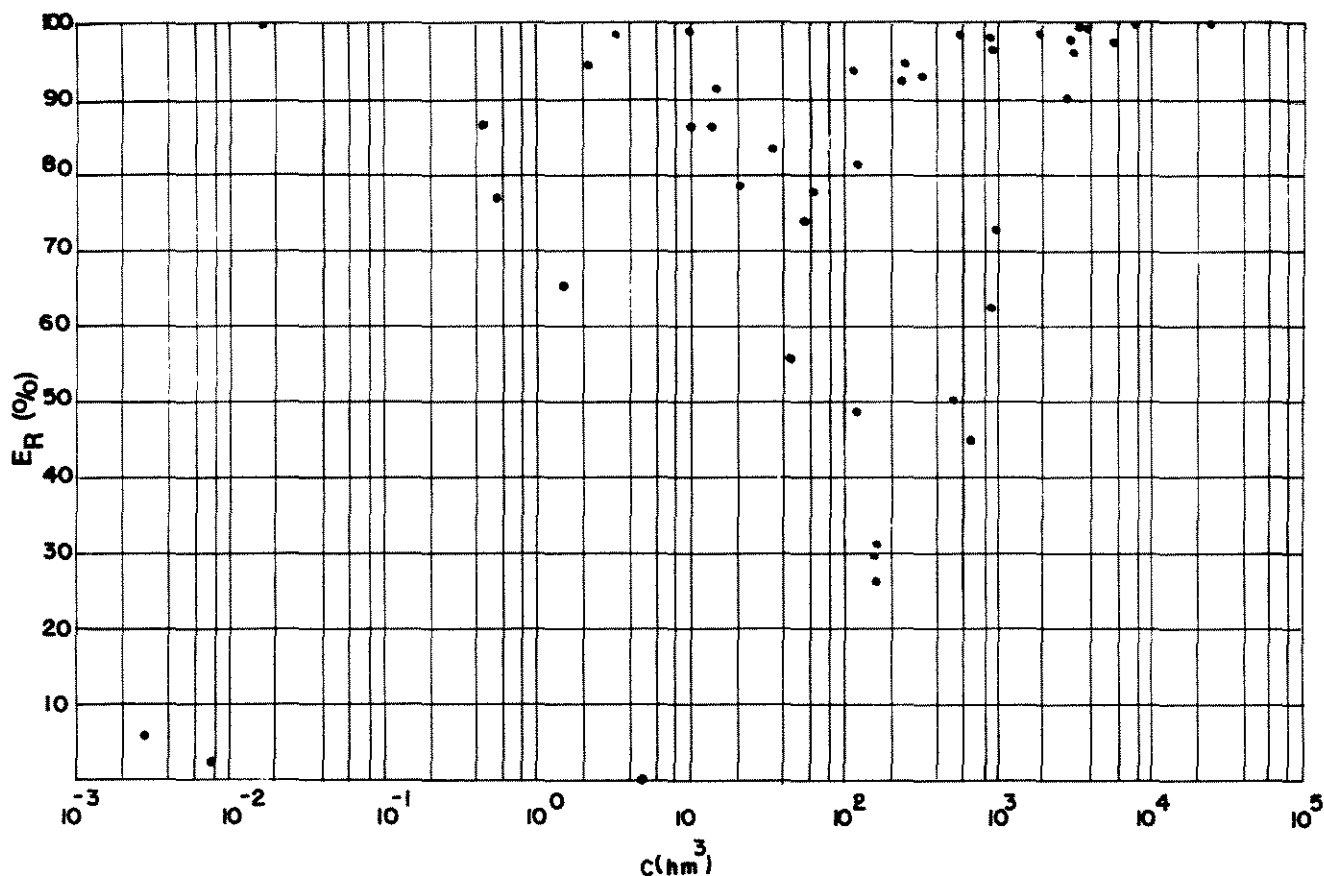


Figura 2.14 - Eficiência de Retenção em Função da Capacidade do Reservatório

CHURCHILL [1948], a partir de dados observados em reservatórios do "Tennessee Valley Authority", estabeleceu uma relação entre o índice de sedimentação e a porcentagem de sedimentos que passam através do reservatório (complemento da eficiência de retenção). O índice de sedimentação (I_s) é definido pela seguinte relação:

$$I_s = T/V \quad (2.58)$$

onde

$$T = C/Q \quad (2.59)$$

$$V = QL/C \quad (2.60)$$

onde

T = período de detenção, em segundos;

V = velocidade média do escoamento através do reservatório, em m/s;

C = capacidade do reservatório correspondente ao nível médio de

operação no período considerado, em m^3 ;

Q = vazão média afluente no período considerado, em m^3/s ;

L = comprimento do reservatório correspondente ao nível médio de operação no período considerado, em metros.

Churchill definiu duas curvas (Figura 2.15)⁸: uma para sedimentos locais, ou seja, os provenientes da bacia imediatamente contribuinte, e outra para os sedimentos provenientes de montante do remanso e que já atravessaram um ou mais reservatórios; estes últimos são evidentemente constituídos de partículas mais finas e tendem a permanecer em suspensão.

O índice de sedimentação apresenta uma relação melhor definida com a eficiência de retenção que a razão C/I . Embora os vinte registros de dados utilizados por Churchill refiram-se a apenas quatro reservatórios e os períodos de observação sejam bastante curtos, alguns dados adicionados pelo "Bureau of Reclamation" indicam bom ajuste, exceto aqueles de bacias de sedimentação.

⁸ Note-se que o índice de sedimentação não é adimensional. Ao se utilizar o Gráfico de Churchill apresentado em publicações americanas, é importante observar que esse índice é normalmente dado em s^2/ft , sem que isso seja explicitado.

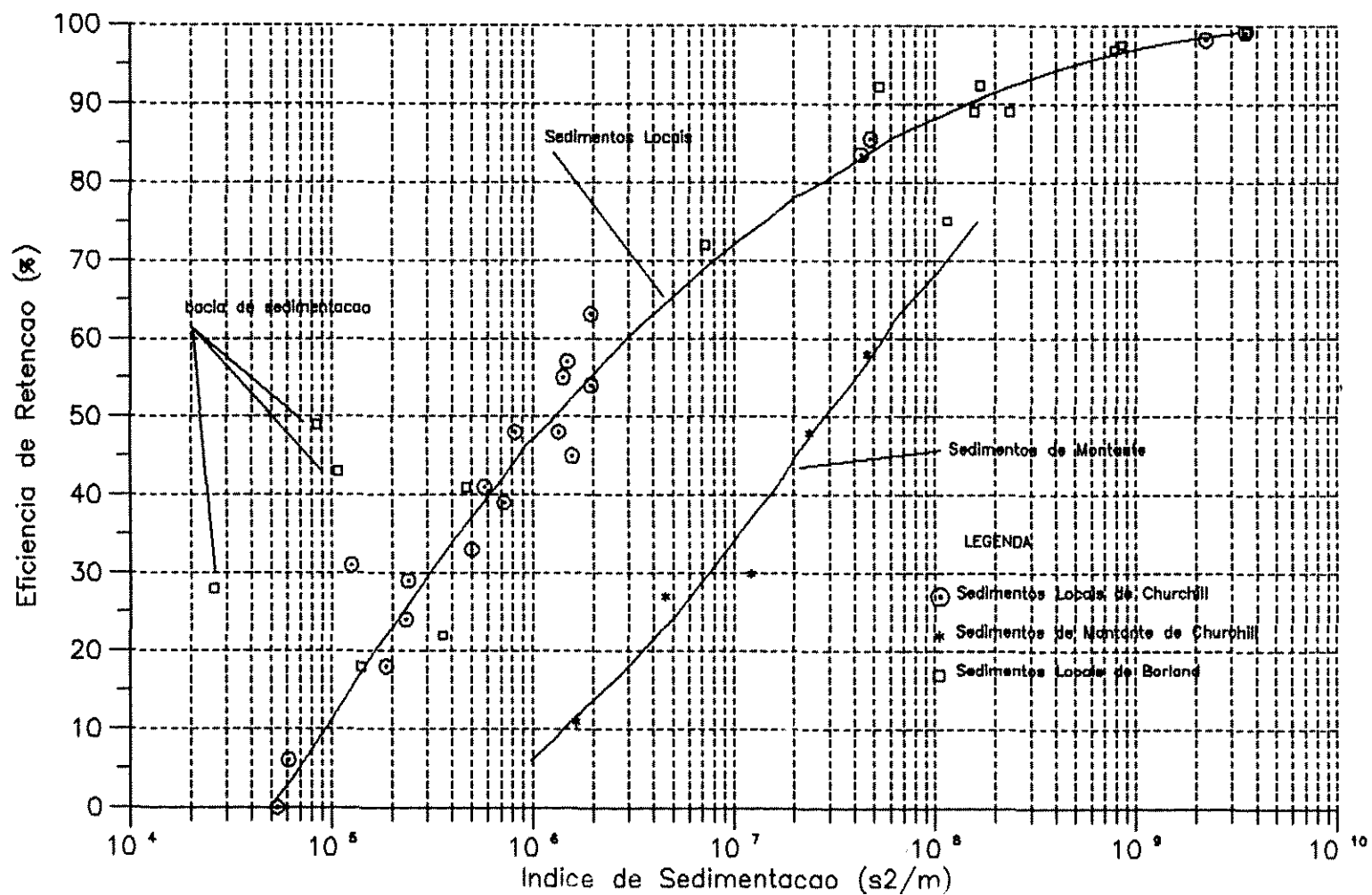


Figura 2.15 – Eficiência de Retenção em Função do Índice de Sedimentação
 Gráfico de Churchill Modificado e Acrescido de Dados de Borland
 (de BUBE e TRIMBLE, 1986)

KARAUSHEV [1966], a partir de investigação teórica sobre o processo de assoreamento, desenvolveu a seguinte equação, relacionando eficiência de retenção com as características do escoamento, do corpo d'água e dos sedimentos afluentes:

$$E_r = 100 \left[1 - (1 - C/I) e^{-\left[\frac{\varphi C/I}{1 - C/I} \right]} \right] \quad (2.61)$$

em que

$$\varphi = \omega_o T/H \quad (2.62)$$

onde

E_r = eficiência de retenção em porcentagem;

C/I = razão capacidade afluência;

e = número neperiano;

T = tempo de vertimento;

H = profundidade média do reservatório;

ω_o = velocidade de queda do sedimento.

A equação acima representa uma família de curvas (ver Figura 2.16), cada uma delas definida pelo parâmetro φ . Segundo Karaushev, o melhor ajuste dessa equação às curvas de Brune ocorre para $\varphi = 30$. O ajuste aos dados propriamente ditos não pode ser verificado porque o trabalho de Brune não apresenta todas as variáveis necessárias (faltam a profundidade média e o tempo de vertimento).

BORLAND [1971] apresenta a seguinte fórmula baseada em estudos de Einstein:

$$E_r = 100 \left[1 - e^{-(1,055 L \omega_o / VH)} \right] \quad (2.63)$$

onde

E_r = eficiência de retenção em % para sedimentos num dado intervalo granulométrico;

L = comprimento do reservatório;

ω_o = velocidade de queda do sedimento de granulometria considerada;

V = velocidade do escoamento no reservatório;

H = profundidade do reservatório.

A eficiência de retenção total é igual à média ponderada das eficiências relativas a cada intervalo granulométrico.

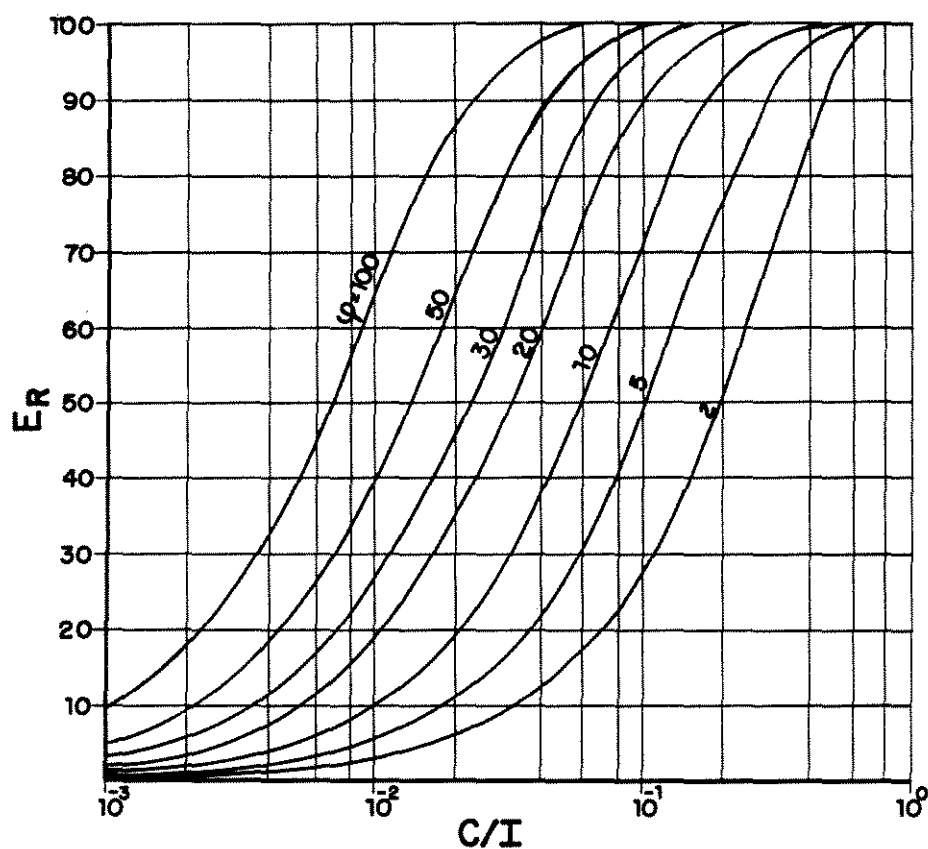


Figura 2.16 - Eficiência de Retenção em Função da Razão Capacidade do Reservatório/Volume Afluente Anual (KARAUSHEV)
(de KARAUSHEV [1966])

2.2.3 Peso Específico dos Depósitos de Sedimentos

Peso específico do depósito de sedimentos é a relação entre o peso seco do material sedimentado e o volume ocupado pelo depósito. A estimativa desse parâmetro é necessária para a transformação da carga sólida retida em volume sedimentado.

Devido aos vazios entre as partículas sedimentadas (preenchidos com água, evidentemente), o peso específico do depósito difere bastante do peso específico das partículas que o compõem. Além disso, as camadas sedimentadas num determinado período vão sofrendo compactação pelas camadas subsequentes e pela massa d'água, de modo que o valor desse parâmetro varia com o tempo de consolidação.

Os principais fatores que interferem na compactação dos depósitos são: a) sua composição granulométrica, b) seu processo de formação e localização dentro do reservatório e c) o tempo de consolidação. As formações compostas de partículas grosseiras, como os pedregulhos e as areias, não sofrem variação considerável de densidade com o tempo. As argilas e os siltes, entretanto, costumam se depositar sob a forma de massas aquosas de baixa densidade e podem levar muitas décadas para atingir seu peso específico final.

LANE e KOELZER [1958], baseados em dados observados em diversos reservatórios dos EUA, apresentaram a seguinte fórmula para estimativa do peso específico dos depósitos, considerando o tamanho das partículas, o tipo de operação do reservatório e o tempo de consolidação:

$$W = W_1 + K \cdot \log T \quad (3.64)$$

onde

W_1 = peso específico do depósito ao final de 1 ano de acumulação, dado pela Tabela 2.3;

W = peso específico do depósito ao final de T anos de consolidação;

K = constante com as mesmas dimensões de W , dada pela Tabela 2.3;

T = tempo de consolidação do depósito, em anos (incluindo o primeiro ano = ano de acumulação).

A classificação de Lane e Koelzer para o tipo de operação do reservatório é a seguinte:

- a) Sedimentos sempre ou quase sempre submersos: - reservatórios normalmente mantidos cheios, com depleções esporádicas durante pouco tempo;
- b) Reservatórios com depleção normalmente moderada: - reservatórios com capacidade de armazenamento para longos períodos, com pequenas depleções em anos normais;
- c) Reservatórios com depleção normalmente considerável: - reservatórios com depleções relativamente grandes em anos normais;
- d) Reservatórios normalmente vazios: - reservatórios que permanecem vazios em anos normais, como aqueles destinados à contenção de enchentes.

Tabela 2.3 - Pesos Específicos Iniciais de Depósitos de Sedimentos

W_1 e K em ton/m^3

Operação do Reservatório	Areia		Silte		Argila	
	W_1	K	W_1	K	W_1	K
Sedimentos sempre ou quase sempre submersos	1,490	0	1,041	0,091	0,481	0,256
Reservatórios com depleção normalmente moderada	1,490	0	1,185	0,043	0,737	0,171
Reservatórios com depleção normalmente considerável	1,490	0	1,266	0,016	0,961	0,096
Reservatórios normalmente vazios	1,490	0	1,314	0	1,250	0

Fonte: LANE e KOELZER [1958]

O "U.S. BUREAU OF RECLAMATION [1977]" recomenda os valores de W_1 e K dados por Lara e Pemberton, constantes na Tabela 2.4:

Tabela 2.4 - Pesos Específicos Iniciais de Depósitos de Sedimentos

W_1 e K em ton/m³

Operação do Reservatório	Areia		Silte		Argila	
	W_1	K	W_1	K	W_1	K
Sedimentos sempre ou quase sempre submersos	1,554	0	1,121	0,091	0,416	0,256
Reservatórios com depleção pequena a moderada	1,554	0	1,137	0,029	0,561	0,135
Reservatórios normalmente vazios	1,554	0	1,153	0	0,641	0
Sedimentos de fundo	1,554	0	1,169	0	0,961	0

Fonte: "U.S. Bureau of Reclamation [1977]

Note-se que a fórmula de Lane e Koelzer (Equação 2.64) fornece o peso específico do depósito acumulado em 1 ano, após T anos de consolidação (incluindo o ano de acumulação). O peso específico médio do depósito ($\bar{W}$) após T anos de operação do reservatório, durante os quais os sedimentos se acumularam a uma taxa anual uniforme, é dado pela seguinte fórmula, desenvolvida por Miller:

$$\bar{W} = W_1 + 0,4343 K \cdot \left[\frac{T}{T-1} \cdot \ln T - 1 \right] \quad (2.65)$$

A fórmula acima é o resultado da integral da Equação 2.64, desde um até T anos, dividida por (T-1) anos.

2.3 Métodos de Previsão de Assoreamento

2.3.1 Introdução

A previsão de assoreamento pode ser feita por métodos mais ou menos sofisticados, conforme o objetivo do estudo e, evidentemente, a disponibilidade de dados básicos.

Para projetos em fase de estudos de inventário, costuma-se admitir que seja suficiente uma estimativa grosseira da vida útil do reservatório, principalmente porque nesta fase é raro que haja dados sedimentométricos suficientes. Penso que tais estimativas preliminares devam ser acompanhadas de um levantamento cuidadoso das necessidades de implantação ou implementação racional de observações sistemáticas que contemplem, além do transporte do material do leito, a erosão na bacia (quantidade de material erodido, sua granulometria e características minerais) e as características químicas da água, dados da maior importância para a estimativa da "wash load" e suas eventuais consequências: a ocorrência de correntes de densidade e a formação de depósitos de fundo. Sem o refinamento dos dados sedimentométricos básicos, as previsões de assoreamento na etapa seguinte, a de estudos de viabilidade, serão igualmente grosseiras, ainda que tenham evoluído as informações sobre o próprio reservatório e se utilize o mais sofisticado dos métodos de previsão de assoreamento.

Na fase de estudos de viabilidade, os dados básicos devem permitir uma estimativa do volume assoreado ao final do horizonte de projeto tão próxima da realidade quanto possível, inclusive com a previsão da distribuição dos depósitos dentro do reservatório.

Tome-se como exemplo o caso relatado no item 2.1.2, sobre o reservatório de uma usina hidro-elétrica que teve sua capacidade de regularização rapidamente reduzida em virtude da deposição de grandes quantidades de sedimentos grosseiros bem a montante da barragem. Há duas possíveis causas principais para esse assoreamento precoce que poderiam ter sido "suspeitadas" durante o estudo de viabilidade, se houvesse informações básicas para tanto:

1ª) A carga sólida transportada, especialmente a de frações grosseiras, era normalmente muito grande, entendendo-se por "normalmente" a não verificação de práticas erosivas na bacia

contribuinte; isto significa que a maior parte dos sedimentos tem origem na degradação natural do leito e seu transporte ocorre predominantemente por arrastamento, o que torna seu controle extremamente difícil e oneroso. Neste caso a alternativa de regularização poderia ter sido preterida em favor de um projeto a fio d'água, com evidentes vantagens;

2ª) A carga sólida transportada estava bastante alterada em decorrência de práticas erosivas na bacia, tais como desmatamento e atividade agrícola sem medidas adequadas de proteção do solo. Neste caso a alternativa de regularização poderia ter sido mantida, acompanhada da implantação de medidas de conservação na bacia, com os custos dessas medidas incluídos no custo total do projeto.

Nos casos em que se preveja que o material transportado em suspensão se depositará em quantidades significativas no futuro reservatório, a redução do assoreamento é tecnicamente viável por meio de arranjos que forcem a passagem dos volumes afluentes por regiões de sedimentação, de onde a remoção mecânica é relativamente fácil. Descarregadores de fundo com operação adequada evitam depósitos de material fino no pé da barragem e são especialmente eficazes, segundo *BRUNE [1953]*, quando se verifique a ocorrência de correntes de densidade. Esses arranjos e dispositivos devem ser previstos nos estudos de viabilidade.

O processo de assoreamento pode ter efeitos indesejáveis fora dos limites do reservatório, como por exemplo o elevamento de níveis de cheia a montante, devido à evolução de depósitos de remanso, e a erosão de leito e margens a jusante da barragem, em decorrência do aumento da capacidade de transporte de sólidos devido à "limpeza" dos volumes defluentes. Tais impactos devem ser previstos, juntamente com as medidas mitigadoras pertinentes e respectivos custos.

Em fase de projeto, além do refinamento das informações intrinsecamente ligadas à viabilidade mesma do empreendimento (velocidade de perda da capacidade útil, efeitos a montante e jusante do reservatório, implantação de medidas de combate à erosão na bacia), os estudos de assoreamento objetivam principalmente a localização de tomadas d'água para diferentes usos, o dimensionamento de arranjos e dispositivos de descarga de sedimentos e o estudo do efeito de regras de operação sobre a eficiência de retenção do reservatório.

Embora não se vá tratar do monitoramento de reservatórios com relação ao assoreamento nesta dissertação, é importante observar que um estudo de assoreamento não se esgota com a implantação do reservatório. Levantamentos batimétricos sistemáticos, medidas de carga sólida afluente e defluente, análises químicas da água associadas à observação do comportamento das partículas finas e os efeitos das operações de descarga sobre a retenção dos sedimentos são dados que servem não só à incorporação de informações aos métodos empíricos de previsão de assoreamento, mas também e principalmente às possíveis providências mitigadoras do fenômeno no reservatório em questão.

Em casos normais, ou seja, nos reservatórios em que a velocidade do processo de assoreamento não seja exagerada, não ocorrerá redução significativa da capacidade em períodos inferiores a dez anos. Em virtude dessa evidência, costuma-se recomendar que os levantamentos batimétricos sejam feitos com intervalo de frequência de dez anos. Entretanto, para reservatórios com maior "vocação" para o assoreamento precoce, esse período    muito longo. Voltando ao caso relatado no   tem 2.1.2, por exemplo, há uma terceira causa hipotética para o rápido assoreamento verificado: a de que a degrada  o da bacia contribuinte através de ocupa  es e práticas erosivas tenha ocorrido acentuadamente após a entrada em opera  o da usina; no caso dessa hipótese ser verdadeira, a capacidade de regulariza  o do reservatório poderia ter sido salva com a aplica  o de medidas de conten  o do processo de erosão, desde que a evolu  o dos depósitos tivesse sido acompanhada sistematicamente desde seu início.

Segundo BRUK [1985], na fase de planejamento (englobam-se aqui as fases de estudos de inventário e de viabilidade)    em geral suficiente a estimativa empírica do volume assoreado, eventualmente combinada com uma previsão grosseira da posi  o dos depósitos dentro do reservatório. Já para a fase de projeto o mesmo autor recomenda a utiliza  o de modelos matemáticos.

Os modelos matemáticos são simuladores do processo de assoreamento, teoricamente capazes de prever de forma detalhada e mais precisa o volume e a distribui  o dos depósitos; na prática, entretanto, tais simuladores apresentam uma infinidade de complica  es, bastante difíceis de se contornarem. Um modelo analítico de assoreamento "  timo" requer a descri  o tridimensional do

escoamento no sistema rio-reservatório; embora essa "idealidade" seja teoricamente possível, quanto mais detalhada for a descrição do processo, maior o número de parâmetros bem calibrados necessários. Não faz sentido refinar ao máximo a análise teórica do modelo se não se dispõe de informações específicas bastante refinadas. Tais informações só podem ser obtidas de modelo físico ou do próprio reservatório, se este já estiver operando. Em contrapartida, a redução do processo a modelos analíticos unidimensionais, em que a maioria das complexidades teóricas são eliminadas, é já uma simplificação um tanto grosseira. A relativa sofisticação desses modelos matemáticos (os unidimensionais) não garante, em princípio, que forneçam resultados significativamente melhores que os obtidos da aplicação adequada de um bom modelo empírico, principalmente quando se trate de reservatórios grandes, sinuosos e com contribuição lateral não desprezível.

Felizmente são os pequenos reservatórios que exigem estudos de maior precisão: levantamentos efetuados por Nather, apud ROCHA [1980], indicam que o assoreamento médio anual em grandes, médios e pequenos reservatórios corresponde respectivamente a 0,25, 0,5 e 3% da capacidade inicial, ou seja, pequenos reservatórios tendem a assorear 12 vezes mais rapidamente que os grandes.

Embora não conheça os dados levantados por Nather, penso que isso esteja associado de modos distintos à razão C/I (capacidade/volume afluente anual), que na literatura soviética se denomina muito propriamente "capacidade relativa". Reservatórios igualmente pequenos mas com C/I pronunciadamente diferentes terão por certo comportamentos diferentes, ainda que com resultados semelhantes.

Para menores capacidades relativas deve, obviamente, ser maior a relação volume sólido afluente/volume do reservatório. Em outras palavras: para pequenos reservatórios com pequena capacidade relativa a carga de sedimentos será, em geral, significativamente grande. Note-se que a razão C/I pequena indica também, e em contrapartida, baixa eficiência de retenção dos sedimentos pelo reservatório, em virtude do pequeno tempo de detenção dos volumes afluentes e de velocidades médias do escoamento consideráveis, em se tratando de um lago. Isto me permite supor que o assoreamento de reservatórios com pequena capacidade relativa deva-se principalmente à carga sólida afluente por arrastamento (100% retidas) e eventualmente pela carga em suspensão em profundidades mais próximas do fundo. Este

fato deve merecer especial atenção, tendo em vista que a carga sólida afluente por arrastamento não é passível de controle.

Por outro lado, pequeno reservatório com grande capacidade relativa (C/I próxima ou maior que 1) geralmente significa pequeno reservatório em também pequena área de drenagem (em climas áridos isto pode não ser verdadeiro). Disso decorre que toda ou praticamente toda a carga erodida na bacia pode alcançar o reservatório, com o agravante de que capacidade relativa maior está associada a eficiência de retenção maior. A despeito do que possa parecer à primeira vista, este caso é menos grave, considerando que é sempre possível combater a erosão na bacia.

Com base no exposto acima e na suposição de que um modelo empírico adequado fornece já, em termos médios, uma boa estimativa de assoreamento, será apresentado nesta dissertação um único modelo analítico, unidimensional, bastante simples, mas especialmente útil para analisar a deposição de sedimentos afluentes por arrastamento.

2.3.2 Métodos Empíricos

Métodos empíricos de previsão de assoreamento são os que se baseiam em parâmetros observados em reservatórios já existentes. De aplicação muito simples, consistem nas estimativas do volume assoreado e da distribuição dos depósitos. Essa distribuição é pressuposta, ou seja, admite-se de antemão que a superfície do depósito vá assumir determinada forma e em seguida "acomoda-se" o volume do depósito entre essa superfície e o leito do reservatório.

2.3.2.1 Estimativa do Volume Assoreado

O primeiro passo para essa estimativa é a determinação da carga sólida total média afluente ao reservatório, através de um dos procedimentos recomendados a seguir, considerando-se a disponibilidade de dados básicos:

1º) Se houver dados sedimentométricos do local, a carga sólida é obtida com o auxílio de duas curvas:

a) A curva de permanência ou duração de vazões médias diárias, obtida da série de vazões observadas. Essa curva relaciona a magnitude da

vazão com a porcentagem de tempo em que se verificaram vazões de magnitude inferior ou igual;

b) A curva de sedimentos, relacionando valores de vazão com valores de descarga sólida. Esta curva pode ser obtida de medições diretas ou inferida a partir de qualquer dos modelos vistos nos itens 2.2.1.2.2 e 2.2.1.2.3 desta dissertação, ou outro qualquer dos existentes na literatura (há muitos e muitos mais), que se considerar adequado.

De posse dessas duas relações, a descarga sólida média é calculada conforme detalhado em qualquer das Tabelas 3.5 a 3.8.

2º) Se não houver dados sedimentométricos do local, mas houver de outros locais no mesmo rio, determina-se, para cada um deles, a carga sólida afluyente média, conforme o procedimento descrito acima. Em seguida plotam-se esses valores (em escala logarítmica) contra as áreas de drenagem dos respectivos locais (também em escala logarítmica); entre os pontos assim definidos, traça-se uma reta, segundo um critério conveniente de ajuste. Está então definida a variação da carga sólida média afluyente em função da área de drenagem. O valor da carga para qualquer local entre os pontos ajustados é obtido dessa relação. Este procedimento foi adotado no exemplo prático apresentado no capítulo 3 (ver Figura 3.6). Caso haja no rio uma única seção com dados sedimentométricos, a carga de sedimentos pode ser transposta para o local em estudo através de simples relação de área de drenagem, lembrando que este é um procedimento mais grosseiro e está sujeito a erros tão mais graves quanto maior for a distância entre as duas seções e, principalmente, quanto mais variarem as características da bacia ao longo dessa distância.

3º) Se não houver dados sedimentométricos ao longo do rio, a carga de sedimentos deve ser grosseiramente estimada a partir da transposição de dados de bacias homogêneas ou por um dos métodos aproximados: equações de Miraki, estimativas de perda de solos e curva de Fleming.

O volume assoreado num tempo qualquer é dado pelo produto entre o tempo de operação, a descarga sólida afluyente no período e a eficiência de retenção, dividido pelo peso específico seco do depósito. O detalhamento desse cálculo, feito para diversos tempos de operação do reservatório, é dado pela Tabela 3.9. Observe-se que a

velocidade do assoreamento tende a diminuir com o tempo (ver Figura 3.6a). Esse efeito deve-se ao fato de que a eficiência de retenção vai diminuindo à medida que os depósitos vão se formando.

2.3.2.2 Distribuição dos Depósitos

2.3.2.2.1 Método Clássico

Rigorosamente falando, este não é um método de estimativa de distribuição dos sedimentos dentro do reservatório, é antes o critério de não consideração dessa distribuição. Supõe-se aqui, como antigamente se fazia, que os sedimentos vão se "amontoando" em camadas horizontais, a partir do pé da barragem.

Embora essa suposição seja completamente inverossímil, seu resultado tem uma certa utilidade: pode-se admitir que a cota máxima de fato alcançável pela superfície do depósito junto à barragem será a obtida pelo método clássico, considerando-se que o volume total de sedimentos pode estar subestimado e, principalmente, que a proporção e o comportamento da "wash load" dentro do reservatório nunca podem ser completamente avaliados. Tal análise, entretanto, não se sustenta sozinha, devendo de preferência simplesmente acompanhar um método que efetivamente preveja, mesmo de modo rudimentar, a distribuição dos depósitos.

O detalhamento do método clássico, na verdade dispensável (é suficiente que se compare o volume de assoreamento previsto com a curva cota-volume do reservatório), é visto na Tabela 3.11.

2.3.2.2.2 Método Área-Incremento (apud BORLAND e MILLER [1958])

Este método, desenvolvido por Cristofano, é estritamente matemático (não foi obtido a partir de evidências empíricas) e baseia-se nas duas seguintes simplificações:

- 1ª) os sedimentos se depositam em camadas paralelas ao leito do reservatório, ao longo de toda sua extensão;
- 2ª) a área tomada pelos sedimentos em qualquer cota acima do nível correspondente à superfície do depósito junto à barragem é constante.

Esta configuração é descrita pela seguinte equação:

$$V_s = A_o (h - h_o) + V_o \quad (2.66)$$

onde

V_s = volume de sedimentos abaixo da cota correspondente à profundidade genérica h ;

A_o = área do reservatório correspondente à cota alcançada pelo depósito junto à barragem = fator de correção de área;

h = profundidade do reservatório numa cota genérica;

h_o = altura do depósito junto à barragem, em relação ao fundo;

V_o = volume do reservatório (e de sedimentos) abaixo da cota alcançada pelo depósito junto à barragem.

A aplicação do procedimento, vista em detalhe na Tabela 3.12, obedece os seguintes passos:

1º) Determinação da altura do depósito junto à barragem

Com o volume total de sedimentos já determinado e tomando-se $h = H$ = profundidade do reservatório junto à barragem no nível máximo normal, assume-se para h_o um valor qualquer entre zero e H ; h_o assumido e seus correspondentes valores de A_o e V_o , obtidos das curvas cota-área e cota-volume originais, devem satisfazer a Equação 2.66. Se isto não ocorrer, assume-se novo h_o e repete-se o procedimento. Como é mais provável que o h_o procurado corresponda a uma cota de valor intermediário, é recomendável ir plotando os valores de h_o assumidos contra os de V_s calculados nas sucessivas tentativas, para facilitar a interpolação.

2º) Balanco do volume de sedimentos no interior de reservatório

Conhecidos h_o e seus correspondentes A_o e V_o , o volume de sedimentos abaixo de qualquer cota do reservatório (para qualquer profundidade $h > h_o$) é obtido da Equação 2.66. A área de sedimentos é, por definição do método, constante e igual a A_o . Para profundidades menores que h_o , a área e volume de sedimentos são, evidentemente, iguais à área e volume do reservatório respectivos à profundidade em questão.

Segundo BORLAND e MILLER [1958], embora este método apresente resultados geralmente razoáveis, sua aplicabilidade decresce com o acréscimo da relação volume de sedimentos/capacidade do reservatório e também com a variação de qualquer característica do reservatório em relação ao tipo padrão.

Esse "tipo padrão" é definido, em princípio, pelas características topográficas do reservatório. Em outras palavras, comportam-se mais ou menos conforme os pressupostos do método Área-Incremento os reservatórios com declividades do leito e talvegues nem tão pronunciadas que "empurrem" os sedimentos para regiões mais fundas, nem tão abatidas que favoreçam formações em níveis predominantemente altos. Reservatórios com essa característica topográfica padrão podem, entretanto, apresentar comportamentos diferentes, devido a outras variáveis, tais como: velocidades de escoamento dentro do reservatório consideravelmente altas ou baixas, sedimentos de granulometria predominantemente grossa ou fina, variações de nível muito ou pouco frequentes, etc.

2.3.2.2.3 Método Área-Redução (BORLAND e MILLER [1958])

Desenvolvido por Borland e Miller e posteriormente revisado por Lara (apud VANONI [1977]), este método é baseado em levantamentos realizados em 30 reservatórios de diversos tamanhos, tipos de operação e características dos sedimentos. Tem como premissa a evidência de que a distribuição dos depósitos relaciona-se razoavelmente bem com as características topográficas do reservatório: nos reservatórios com pequena declividade, ou seja, naqueles em que a capacidade aumenta rapidamente com a profundidade, os depósitos tendem a se formar predominantemente nos níveis altos, enquanto naqueles de grande declividade (pequenos acréscimos de capacidade com a profundidade), maiores volumes de depósitos tendem a se acumular nas regiões baixas, próximas à barragem; nos reservatórios com declividades médias os depósitos tendem a se distribuir de modo relativamente mais uniforme.

Borland e Miller classificaram os reservatórios observados em quatro tipos padrões, conforme indicado na tabela 2.5, onde "m" é o inverso da declividade da linha obtida plotando-se as profundidades do reservatório no eixo das ordenadas contra as respectivas capacidades no eixo das abscissas, em papel di-log.

Para cada um desses tipos característicos ajustou-se aos

dados observados a relação porcentagem de sedimentos (em relação ao volume total assoreado) versus profundidade relativa (profundidade num determinado nível em relação à profundidade total). As curvas obtidas foram então convertidas nas "curvas de área" dadas pelas Equações 2.67 a 2.70 e Figura 2.17, em que A_p é uma função adimensional (área relativa) de p (profundidade relativa).

A integral de A_p entre os limites $p = 0$ e $p = 1$ (área sob as curvas A_p) é sempre igual à unidade e representa o volume total de sedimentos distribuídos ao longo do reservatório.

A Figura 2.18 apresenta funções adimensionais (h_p) também características dos quatro tipos padrões, que servem para a determinação da altura do depósito junto à barragem, como será visto adiante.

Tabela 2.5 - Classificação dos Reservatórios conforme o Método Área-Redução

m	Tipo de Reservatório	Classificação Padrão	Localização Predominante dos Depósitos
1,0-1,5	Garganta	IV	Fundo
1,5-2,5	Montanhoso	III	Metade Inferior
2,5-3,5	Planície de Inundação	II	Metade Superior
3,5-4,5	Lago	I	Topo

Fonte: Borland e Miller (1958)

Tabela 2.6 - Curvas Área Relativa x Profundidade Relativa

Reservatório Tipo	Equação Característica $A_p = f(p)$	
I	$A_p = 5,047 p^{1,85} (1-p)^{0,36}$	(2.67)
II	$A_p = 2,487 p^{0,57} (1-p)^{0,41}$	(2.68)
III	$A_p = 16,967 p^{1,15} (1-p)^{2,32}$	(2.69)
IV	$A_p = 1,486 p^{-0,25} (1-p)^{1,34}$	(2.70)

Fonte: U.S. Bureau of Reclamation (1977)

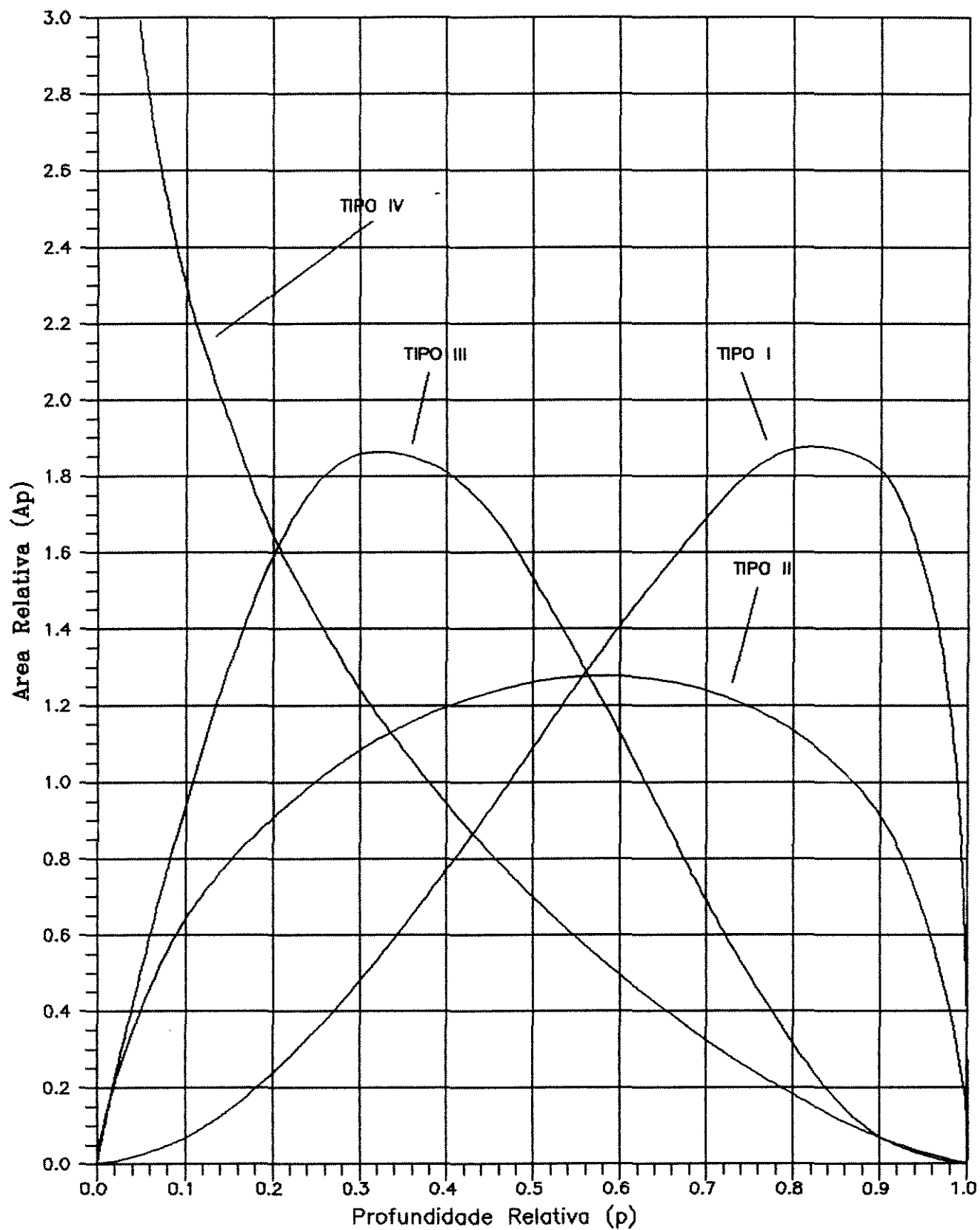


Figura 2.17 – Curvas Area Relativa x Profundidade Relativa

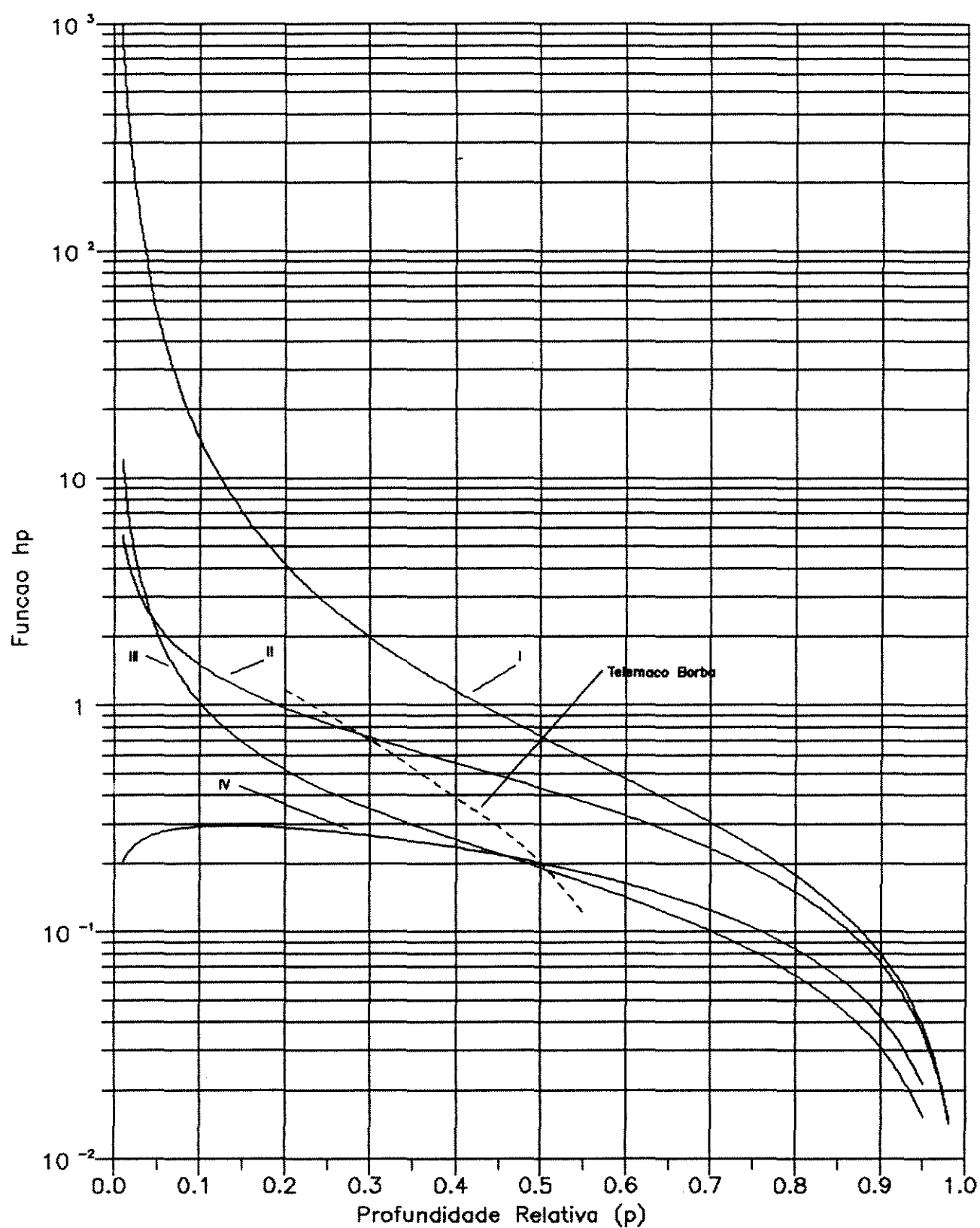


Figura 2.18 Curvas Para Determinação da Profundidade Relativa do Depósito na Secção da Barragem

A aplicação deste método, vista em detalhe nas Tabelas 3.13a, 3.13b e 3.13c, obedece os seguintes passos:

1º) Definição do tipo de reservatório

Plotam-se em papel di-log as sucessivas profundidades (desde zero até HD, no eixo das ordenadas, contra as correspondentes capacidades, no eixo das abscissas. Os pontos assim obtidos devem definir uma reta; com o inverso da declividade dessa reta, "m", define-se na Tabela 2.5 o tipo do reservatório em questão. Pode ocorrer que os pontos plotados definam não uma, mas duas retas com declividades bastante diferentes (ver Figura 3.9); pode-se então combinar os dois tipos ou seleccionar um deles, com base na análise de outros dados, tais como regras de operação previstas, relação capacidade/afluência e características dos sedimentos afluentes.

2º) Determinação da altura do depósito junto à barragem

A altura do depósito (ou um valor bastante próximo desta) é obtida plotando-se sobre a Figura 2.18 os valores positivos da função h_p ($h_p = f(p)$) respectiva ao reservatório em estudo. Esta função é dada por:

$$h_p = (V_{ST} - C) / (H \cdot A) \quad (2.71)$$

onde

V_{ST} = volume total de sedimentos acumulados;

C = capacidade do reservatório correspondente à profundidade relativa (p) genérica;

H = profundidade do reservatório no nível máximo normal;

A = área do reservatório correspondente à profundidade relativa considerada.

A intersecção entre a curva definida por $h_p = f(p)$ do reservatório em estudo com a curva h_p característica do tipo padrão, conforme classificação definida no primeiro passo, fornece a profundidade relativa da superfície do depósito (p_0).

3º) Balanco do volume de sedimentos no interior do reservatório

A área ocupada por sedimentos em qualquer cota acima da cota correspondente à superfície do depósito é dada por:

$$A_{si} = A_{pi} \times K \quad (2.72)$$

$$K_1 = A_i / A_{po} \quad (2.73)$$

onde

A_{si} = área de sedimentos numa cota qualquer i ;

A_{pi} = valor da função A_p para a cota i ;

A_o = área do reservatório na cota correspondente à superfície do depósito junto à barragem;

A_{po} = valor da função A_p para a cota correspondente à superfície do depósito junto à barragem.

Para cotas abaixo da cota correspondente à superfície do depósito a área de sedimentos é igual à área do reservatório.

O volume de sedimentos (ΔV_{si}) entre duas cotas consecutivas quaisquer é dado por:

$$\Delta V_{si} = (\bar{A}_{si}) \times \Delta h_i \quad (2.74)$$

onde

$\bar{A}_{si}$ = média aritmética das áreas de sedimentos correspondentes a duas cotas consecutivas quaisquer;

Δh_i = diferença de profundidade entre duas cotas consecutivas quaisquer.

Abaixo da cota da superfície do depósito o volume de sedimentos é igual ao volume do reservatório.

O somatório dos ΔV_{si} desde $h = 0$ até $h = H$ deve ser igual ao volume total de sedimentos previamente conhecido (V_{ST}), admitindo-se diferença de $\pm 1\%$. Caso essa diferença ultrapasse $\pm 1\%$, repete-se o procedimento (a partir do cálculo de A_{si}), utilizando-se agora, em lugar de K_1 , o fator K_2 , dado por:

$$K_2 = K_1 \left[V_{ST} \sum \Delta V_{si(1)} \right] \quad (2.75)$$

Geralmente a segunda tentativa é suficiente. Caso não seja, aproxima-se um terceiro fator K_3 , utilizando a mesma Equação 2.75, ou seja : $K_3 = K_2 \left[V_{ST} \sum \Delta V_{si(2)} \right]$.

Note-se que quando se corrige o fator K, está-se ajustando a cota da superfície do depósito junto à barragem. Quando a profundidade do reservatório for discretizada em intervalos pequenos, esse ajuste será provavelmente desprezível.

2.3.2.2 Comentários

O método Área-Redução é sem dúvida o procedimento empírico⁹ para previsão de distribuição de depósitos mais recomendável, inclusive porque contempla implicitamente as premissas dos dois outros métodos apresentados: um reservatório com as características do tipo IV (declividade¹ pronunciada) terá depósitos distribuídos de forma parecida com a pressuposta pelo método Clássico; num reservatório com características do tipo II (declividade moderada), os depósitos se distribuem de modo relativamente uniforme, tendendo à forma pressuposta pelo método Área-Incremento. Note-se também que o método Área-Redução, além de fornecer resultados mais confiáveis, não exige maior quantidade nem maior refinamento de dados básicos, de modo que não se justifica preferi-lo em favor dos outros dois, mesmo em fases preliminares de estudo. O que se justifica fazer, e é bom que se faça, é complementar o estudo com a utilização também dos métodos Clássico e Área-Incremento, úteis para uma análise rudimentar de sensibilidade.

A grande limitação desses métodos, além da evidente simplificação do processo de assoreamento que eles representam, é o

⁹ Os métodos Clássico e Área-Incremento não são de fato procedimentos empíricos, porque não se apóiam em evidências reais. São tidos como "empíricos" certamente por estarem associados, via de regra, a uma estimativa empírica do volume de sedimentos e talvez por oposição aos chamados modelos matemáticos.

¹ Sempre que utilizo o termo "declividade do reservatório", não estou me referindo à inclinação do canal, mas ao inverso de "m" (ver Tabela 2.5), conforme definido no método Área-Redução.

fato de não serem capazes de prever depósitos de remanso ou a formação de deltas de volumes consideráveis. É bem verdade que se um reservatório se configura como do tipo I ou II (declividades muito pequena e moderada, respectivamente), os resultados obtidos pelo método Área-Redução refletirão com aproximação aceitável a perda de capacidade útil em virtude da formação de deltas. Além disso, quando se tratam de reservatórios com declividades muito pequenas, é fácil intuir que sejam naturalmente propensos aos depósitos de remanso, podendo este fato ser considerado nos estudos, ainda que de forma apenas qualitativa. Ocorre, entretanto, que reservatórios com declividades mais acentuadas, que em princípio tendem à formação de depósitos em níveis médios e baixos (e é isto que o método Área-Redução vai prever), podem estar sujeitos a grandes formações em cotas altas, em virtude da afluência de porções consideráveis de material grosseiro. Esta hipótese pode ser razoavelmente avaliada, ou conforme sugerido no item 2.1.2 (Distribuição dos Sedimentos no Reservatórios), na parte que trata dos deltas, ou, de modo mais elegante, através da aplicação do modelo analítico descrito no item 2.3.3; para isso é imprescindível que se conheça a distribuição granulométrica do material do leito.

2.3.2 Modelos Matemáticos

2.3.2.1 Introdução

A modelagem matemática de assoreamento de canais baseia-se em equações de continuidade e movimento da água e de sedimentos sobre fundo móvel.

Segundo BRUK [1985], "Um modelo completo de assoreamento de reservatórios requer a descrição matemática tridimensional do escoamento da água e do transporte de sedimentos. Isto está ainda além das possibilidades do cálculo hidráulico. Modelos físicos devem ser construídos para casos em que se verifique que um modelo tridimensional é necessário. A modelagem é então baseada nos princípios de semelhança aplicados a fundos móveis.

Técnicas recentes de modelagem matemática de escoamentos turbulentos (Rodi, 1981) tornam possível a solução de campos bi e tridimensionais de escoamento, com certas limitações. Em princípio, é

possível associar os cálculos de balanço de sedimentos a tais soluções, ampliando assim o alcance da modelagem matemática de assoreamento de reservatórios. Ensaio de Hauguel, 1977, e Ariathurai e Krone, 1976, embora não objetivando a sedimentação em reservatórios, abrem o caminho para tais aplicações.

Para a maioria dos objetivos práticos, entretanto, modelos unidimensionais fornecem respostas satisfatórias, e a maior parte dos trabalhos sobre modelagem de sedimentação em reservatórios relatam tais casos. Os modelos descritos por Yücel e Graf, 1973, Thomas e Prasuhn, 1977, Cunge e Perdreau, 1973, Bruk e Miloradov, 1968, 1977, 1980, e outros, mencionados na literatura (por Karausshev, 1961, Bogardi, 1971, Simons and Sentürk, 1977, etc.), parecem concordar a respeito das simplificações e suposições que tornam viável sua utilização.

Modelos semelhantes aos mencionados acima por Bruk são descritos também por ASADA [1973], GARDE e SWAMEE [1973] e CHANG e RICHARDS [1971].

CHEN, LOPEZ e RICHARDSON [1978] descrevem um modelo com as duas seguintes sofisticacões: 1ª) a não uniformidade do reservatório é considerada (e contornada), dividindo-se a seção transversal não uniforme em um conjunto de sub-seções que possam ser consideradas uniformes; 2ª) considera-se que o escoamento, ao penetrar o reservatório, é comparável a um jato plano submerso. Esta segunda consideração é interessante nos casos de reservatórios largos, em que o efeito do jato é determinante na estrutura dos deltas, conforme relatado no item 2.1.2.

Visando o objetivo prático desta dissertação, julgou-se suficiente descrever um único modelo, o de Yücel e Graf, por duas razões: 1ª) simplicidade do modelo; 2ª) o procedimento me parece teoricamente adequado à previsão de depósitos em reservatórios com pequena relação capacidade/afluência, que penso serem os mais susceptíveis a perda de capacidade útil, por motivos expostos anteriormente.

2.3.2.2 O Modelo Yücel e Graf (YÜCEL e GRAF [1973])

Neste modelo, Yücel e Graf consideram a formação de delta

num reservatório como resultado da deposição da carga sólida transportada por arrastamento (carga de fundo).

A análise da deposição da carga de fundo num sistema rio-reservatório unidimensional é feita em duas partes:

1ª) Definição da curva de remanso: primeiramente, o transporte de sedimentos é ignorado, e o perfil de remanso é calculado utilizando-se um dos métodos dados na literatura;

2ª) Cálculo do material sólido transportado e depositado no sistema rio-reservatório: a deposição de sedimentos no reservatório é calculada através de uma equação tipo Schoklitsch, expressa na seguinte forma geral:

$$q_s = X S^k (q - q_c) \quad (2.76)$$

onde q_s é a taxa de transporte de sedimentos do leito expressa em volume por unidade de tempo e unidade de largura; S é a declividade do canal; q é a descarga líquida expressa em volume por unidade de tempo e unidade de largura; q_c é a descarga líquida limite para início de movimento do material do leito, em volume por unidade de tempo e unidade de largura; X e k são coeficientes empíricos, dependentes das características dos sedimentos.

Quando se utiliza a Equação 2.76 ou qualquer outra equação de transporte de material de leito para cálculo de sedimentação em reservatórios, cometem-se duas inevitáveis transgressões, a saber:

1) todas as equações de transporte do material do leito são deduzidas para condições de escoamento uniforme, em que as declividades da linha de energia e do leito do canal são idênticas. No escoamento em reservatórios (gradualmente variado), essas duas declividades são diferentes. Neste modelo, a "declividade efetiva do canal", S , é tomada como a média das declividades da linha de energia, S_e , e do leito, S_b , ou seja:

$$S = (S_e + S_b)/2 \quad (2.77)$$

2) todas as equações de transporte do material do leito são deduzidas para condições de erosão do leito móvel e não para condições de

deposição do material arrastado. Uma maneira de contornar este fato é adaptar equações de "erosão", na forma da Equação 2.76, para "deposição". Yücel e Graf propõem para tal a utilização da velocidade crítica de deposição dada por Hjulstrom (ver GRAF [1971], Fig. 6.2, pag. 88) para definição da condição de deposição. Assim, a Equação 2.76 é re-escrita na seguinte forma:

$$q_s = X S^k (q - D V_c) \quad (2.78)$$

onde D é a profundidade do escoamento no trecho considerado, S é a declividade efetiva do canal, dada pela Equação 2.77, e V_c é a velocidade crítica de deposição dada por Hjulstrom. Todas as demais variáveis são as mesmas da Equação 2.76.

A velocidade crítica de deposição dada por Hjulstrom pode ser determinada por:

$$V_c = 0,07224 d^{1,0026} \quad p/ \quad d < 10 \text{ mm} \quad (2.79)$$

onde V_c é a velocidade (média do escoamento) crítica de deposição, dada em metros por segundo, e d é o diâmetro da partícula, em milímetros.

A Equação 2.79 foi extraída de GRAF [1971], Fig. 6.2, pag. 88. Para diâmetros maiores que 10 mm é conveniente consultar a referida figura.

As suposições adotadas para o cálculo do perfil de remanso e da deposição de sedimentos são as seguintes:

- a) o escoamento é uniforme;
- b) não há afluência ou defluência lateral;
- c) não ocorrem correntes secundárias;
- d) a rugosidade do leito do reservatório é constante e igual à rugosidade do leito do rio;
- e) os sedimentos consistem do material do leito;
- f) o material depositado não está sujeito a consolidação;

As informações básicas necessárias para os cálculos são as seguintes:

- a) declividade original do leito do canal, S_b ;
- b) profundidade do reservatório na seção da barragem, $D_{\max}$;
- c) descarga unitária (vazão afluente unitária), q ;
- d) rugosidade hidráulica (número de Manning) do leito do rio, n ;
- e) diâmetro representativo do material do leito, d_{50} (diâmetro tal, que 50 % da amostra em peso tem diâmetro menor), peso específico e velocidade de sedimentação (queda) dos sedimentos.

Yücel e Graf não explicitam como utilizam o peso específico e a velocidade de sedimentação das partículas. Provavelmente os utilizem para determinação dos parâmetros X e k . Como os autores recomendam que, na falta de informações mais precisas, os valores desses parâmetros (X e k) para casos de deposição sejam considerados iguais aos seus valores para casos de erosão e, para ser coerente com o que se apresentou no item 2.2.1.2.2 desta dissertação, sugiro que se tome $k = 3/2$ e

$$X = \frac{7000}{(d_{50})^{1/2}} \quad (2.80)$$

onde d_{50} é expresso em milímetros.

Com esses valores de X e k , a Equação 2.78 fica re-escrita na seguinte forma:

$$q_s = \frac{7000}{(d_{50})^{1/2}} S^{3/2} (q - D V_c) \quad (2.81)$$

onde

q_s = descarga de sedimentos por metro de largura da seção considerada, expressa em kgf/s.m;

d_{50} = diâmetro representativo do material do leito = diâmetro tal, que 50% da amostra do material do leito tem diâmetro menor, expresso em milímetros;

S = declividade efetiva do canal, dada pela Equação 2.77;

q = vazão afluente por metro de largura da seção considerada, expressa em $m^3/s.m$;

D = profundidade do escoamento na seção considerada, em metros;
 V_c = velocidade crítica de deposição relativa à partícula de diâmetro igual a d_{50} , dada pela Equação 2.79, em m/s.

Observe-se que a Equação 2.81 equivale à Equação 2.47 adaptada para deposição (DV_c = vazão unitária crítica de deposição da partícula, em lugar de q_c = vazão unitária crítica para início de movimento da partícula), aplicada a um único diâmetro representativo (d_{50}) e expressa em kgf/s.m, em lugar de ton/dia.m.

Yücel e Graf também não esclarecem sobre o valor do peso específico do depósito, que, conforme visto anteriormente, é diferente do peso específico da partícula. Considerando que este modelo está tratando implicitamente de sedimentos de granulometria grosseira, areias ou maiores (formação de deltas, material não sujeito a consolidação), pode-se adotar o peso específico dado por Lara e Pemberton, $W = 1554 \text{ kgf/m}^3$ (ver Tabela 2.4).

A aplicação do modelo é feita conforme procedimento descrito a seguir:

2.3.2.2.1 Definição do Perfil do Remanso

O cálculo de curvas de remanso é assunto discutido e apresentado com detalhe em qualquer manual de hidráulica. Limito-me, portanto, a descrevê-lo sumariamente, como fizeram também Yücel e Graf, a partir de CHOW [1959]:

A curva de remanso é calculada "passo a passo", de jusante para montante. Iniciando com a profundidade do escoamento na seção da barragem, D_{max} , o comprimento do intervalo ΔL_i (ver Figura 2.19) é calculado por tentativas. O incremento de profundidade ΔD_i correspondente ao intervalo ΔL_i deve ser pequeno o suficiente para satisfazer a suposição de que as características da seção média do intervalo representem as características do escoamento no intervalo. Yücel e Graf consideram satisfeita esta condição quando ΔD_i é tal, que as declividades do canal e da linha de energia na seção média do intervalo (S_{bo} e S_{eo} , respectivamente) não difiram mais que 5% das mesmas declividades nas seções limites do intervalo. O cálculo de ΔL_i é feito com:

$$\Delta L_1 = \frac{\left[1 - (V_o^2 / g D_o) \right]}{(S_{bo} - S_{eo})} \cdot \Delta D_1 \quad (2.82)$$

onde $\Delta D_i = D_{i-1} - D_i$; $V_o = q/D_o$; $D_o = (D_{i-1} + D_i)/2$; g = aceleração da gravidade; S_{bo} e S_{eo} são as declividades do canal e da linha de energia, respectivamente, na seção média.

Este procedimento é aplicado sucessivamente, até que seja alcançada a seção de escoamento uniforme, ou seja, quando as declividades do canal e da linha de energia forem aproximadamente iguais. Yücel e Graf consideram esta condição satisfeita para diferenças menores que 5%.

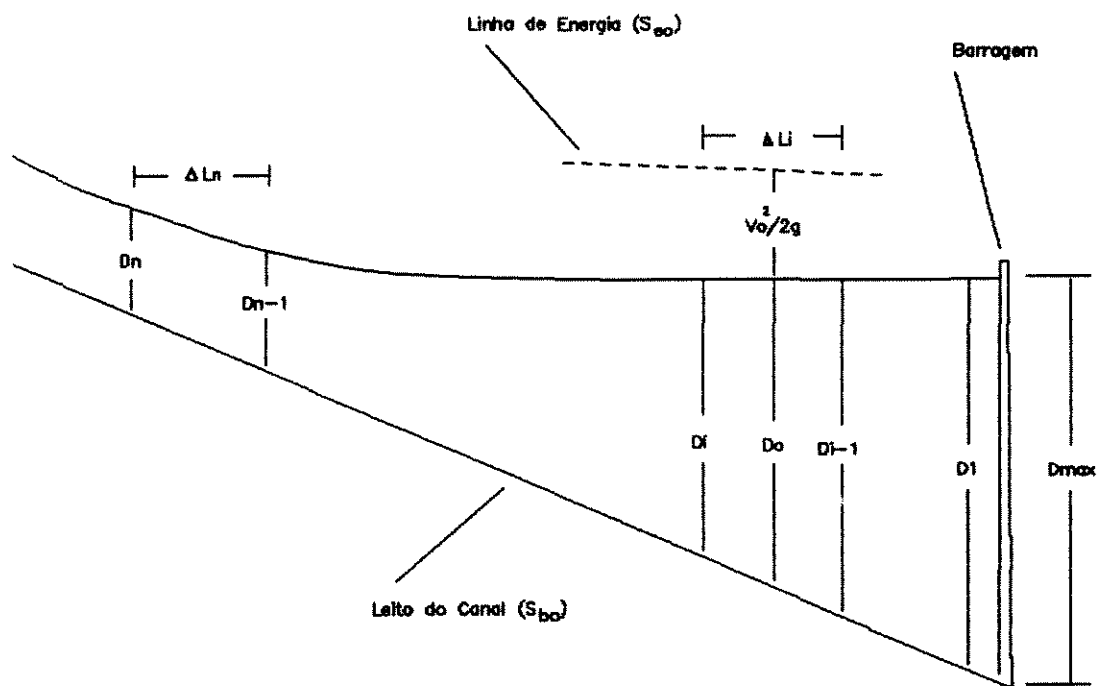


Figura 2.19 - Esquema de Cálculo do Perfil de Remanso
(de YUCEL e GRAF [1973])

2.3.2.2.2 Deposição do Material do Leito

A deposição dos sedimentos é determinada também passo a passo, porém de montante para jusante, iniciando numa seção do rio e progredindo para dentro do reservatório, conforme mostra a Figura 2.20.

Para cada seção definida pelo perfil do remanso, obtém-se a taxa de material transportado, dada pela Equação 2.81. Para uma vazão afluente constante, q , a profundidade D aumenta (no sentido montante-jusante) e a declividade efetiva diminui, enquanto a velocidade crítica de deposição permanece constante (para um mesmo material). Isto implica em que, como se pode deduzir da análise da Equação 2.81, a capacidade de transporte, q_s , vai decrescendo à medida que o escoamento avança no sistema rio-reservatório. A diferença entre as taxas de transporte para duas seções consecutivas corresponde, portanto, à carga sólida depositada no trecho compreendido entre as referidas seções, ou seja:

$$\Delta q_{si} = q_{si} - q_{s(i-1)} \quad (2.83)$$

Admitindo que os sedimentos se distribuam uniformemente no intervalo e adotando o peso específico do depósito, W , igual a 1554 kgf/m^3 , a espessura do depósito, δ_{si} , no trecho de comprimento ΔL_i , é dado por:

$$\delta_{si} = \frac{\Delta q_{si}}{1554 \Delta L_i} \quad (2.84)$$

onde δ_{si} e ΔL_i são expressos em metros e Δq_{si} em kgf/s.m .

Feitos estes cálculos para todos os trechos que representam o sistema rio-reservatório, reconfigura-se o leito do canal com a adição da camada de depósito obtida para cada trecho, no intervalo de tempo considerado. Se o depósito alterar significativamente a configuração do leito, o perfil do remanso deve ser recalculado, antes que se iniciem os cálculos de deposição para o intervalo de tempo subsequente. Yücel e Graf consideram "configuração do leito significativamente alterada" quando a máxima espessura acumulada de depósito (em relação ao último perfil de remanso calculado) excede 2% da profundidade local do escoamento.

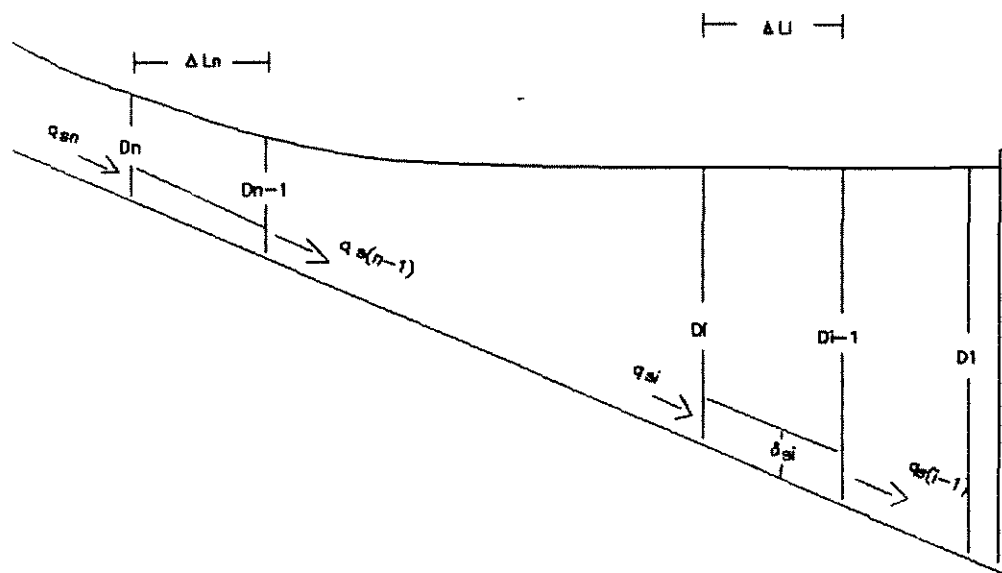


Figura 2.20 - Esquema de Cálculo de Reconfiguração do Leito
(de YUCEL e GRAF [1973])

Em seu estudo, Yücel e Graf aplicam o modelo a um determinado reservatório, procedendo os cálculos para períodos de "dias-sedimento" ("sediment days"), que definem como "dias em que a vazão afluente excede um determinado valor". Os autores não esclarecem o critério de definição desse valor limite. É óbvio, entretanto, que só pode haver deposição de sedimentos no reservatório se o rio estiver transportando sedimentos para o reservatório; seguindo esse raciocínio, parece-me razoável definir "dia-sedimento" como "dia em que a vazão afluente numa seção a montante do reservatório é superior à vazão crítica para início de movimento na referida seção". A vazão crítica para início de movimento pode ser obtida da Equação 2.48, aplicada ao diâmetro representativo, d_{50} .

PREVISÃO DE ASSOREAMENTO DO RESERVATÓRIO DA USINA HIDRO-ELÉTRICA TELÊMACO BORBA

3.1 Introdução

O reservatório selecionado para estudo de assoreamento, a título de exemplo, é o da futura usina hidro-elétrica Telêmaco Borba, no rio Tibagi, estado do Paraná, em fase de estudos de viabilidade pela Companhia Paranaense de Energia - COPEL.

Todos os dados utilizados nos trabalhos referentes a este capítulo foram fornecidos pela COPEL, ou seja, não efetuei levantamento em campo de qualquer tipo de dado para este estudo, pelas seguintes razões: 1ª) o objetivo principal desta dissertação, como já disse no capítulo introdutório, não são os resultados do estudo de assoreamento do referido reservatório; 2ª) a escassez de dados sedimentométricos básicos no local, indesejável na prática, apresenta aqui uma conveniência didática: a situação mais comum dos engenheiros estudiosos das ocorrências da natureza e do seu aproveitamento é ter que lidar com dados disponíveis, em lugar dos desejáveis.

3.2 Características do Empreendimento

O estudo de inventário do rio Tibagi (COPEL, 1984), prevê um aproveitamento hidro-elétrico aproximadamente 2km a montante da cidade de Telêmaco Borba, estado do Paraná, com as seguintes características:

- Área de Drenagem: 13400 km^2
- Vazão média afluente: $244 \text{ m}^3/\text{s}$
- Capacidade Total do Reservatório: $232,6 \text{ hm}^3$
- Área Inundada: $16,3 \text{ km}^2$
- Nível d'Água Máximo Normal: 690,0 m
- Nível d'Água Mínimo Normal: 690,0 m
- Queda Bruta: 50,0 m
- Queda Líquida: 49,0 m
- Cota da soleira da tomada d'água: 674,00 m

- Capacidade acima da cota 674,00: 166,6 hm³
- Potência Instalada: 128 MW
- Número de Unidades: 2
- Tipo de Turbina: Francis

O nível máximo normal (690,0 m) foi condicionado aos efeitos do remanso sobre a cidade de Tibagi.

3.3 Características Físicas do Rio Tibagi

O rio Tibagi, afluente pela margem esquerda do rio Paranapanema, drena uma área de 24530 km², compreendida entre 22°30' e 25°30' de latitude sul e 49°30' e 51°30' de longitude oeste. O desnível total é de aproximadamente 800 m entre as altitudes 1150,0 m, nas cabeceiras, e 334,0 m, no reservatório da central hidro-elétrica de Capivara, rio Paranapanema.

Ao longo de seus 600 km, o Tibagi atravessa, dentro do segundo planalto paranaense, regiões bastante variadas. Desde a nascente, na serra das Almas, o curso superior do rio acompanha uma fenda estrutural vertical retilínea do arenito Furnas, até uma extensão de 42 km, onde aparecem as primeiras corredeiras. Aos 45 km de percurso o rio alcança a região do folhelho Ponta Grossa, exibindo meandros e várzeas, com declividade média de 0,1m/km, em extensas áreas cultivadas. A partir da foz do rio Pitangui, já no arenito, a declividade aumenta para 1,3m/km, em média, e se inicia uma sucessão de saltos e corredeiras.

Até a cidade de Tibagi a topografia é suave e as áreas cultivadas dominam a paisagem. Neste ponto ocorre uma mudança brusca, o terreno torna-se bastante acidentado, com vales fechados, e as áreas cultivadas dão lugar às matas e pastagens esparsas, paisagem que se estende até a foz do rio Taquara. Daí até sua foz, o Tibagi corre sobre basalto e as pastagens vão sendo substituídas por culturas sobre a terra roxa; o terreno é suavemente ondulado, o vale não apresenta ombreiras altas e o rio é normalmente largo.

Apesar da topografia geral bastante acidentada, evidenciada pelos saltos, corredeiras e encostas fortemente inclinadas em muitas regiões, ocorrem, entre os trechos de maior declive, remansos onde se formaram depósitos aluvionares, às vezes extensos. Verificam-se

acúmulos de areia em muitos locais, particularmente nas proximidades de Ponta Grossa, e alguma mineração de jazidas aluvionares de diamante ainda é desenvolvida entre a cidade de Tibagi e pouco abaixo do Salto Mauá (trecho que compreende o reservatório de Telêmaco Borba).

3.4 Estimativa de Assoreamento

3.4.1 Estimativa da Descarga Sólida Afluente

No local da barragem da usina de Telêmaco Borba não se dispõe de dados sedimentométricos. O que se tem no rio Tibagi, com respeito a sedimentometria, são amostras de material em suspensão nas seguintes estações e respectivas áreas de drenagem:

- Engenheiro Rosaldo Leitão (5730 km²)
- Tibagi (8550 km²)
- Porto Londrina (18200 km²)
- Jataizinho (21200 km²)

O que se pode fazer e efetivamente se fez, com esse tipo de dado, é relatado a seguir:

1º) Estimou-se, para cada amostra de cada uma dessas estações, a descarga sólida total, utilizando-se o método de Colby, descrito no item 2.2.1.2.2. Os valores calculados diferiram ligeiramente dos fornecidos pela COPEL/DNAEE, em virtude de diferenças de leitura dos gráficos do método. As tabelas 3.1 a 3.4 apresentam os cálculos de forma detalhada, sendo que os valores fornecidos pela COPEL foram mantidos.

2º) Definiu-se, para cada uma das estações, a curva vazão (Q) x descarga sólida total (Q_{ST}), obtida do ajuste, pelo métodos dos mínimos desvios quadrados, aos pontos obtidos no passo anterior. Essas curvas, apresentadas nas Figuras 3.2, 3.3a, 3.4 e 3.5, são expressas pelas seguintes equações:

$$\text{Engenheiro Rosaldo Leitão: } \dots\dots Q_{ST} = 3,322 Q^{1,118} \quad (3.1)$$

$$\text{Tibagi: } \dots\dots\dots Q_{ST} = 0,1178 Q^{1,762} \quad (3.2)$$

$$\text{Porto Londrina } \dots\dots\dots Q_{ST} = 0,1158 Q^{1,709} \quad (3.3)$$

$$\text{Jataizinho } \dots\dots\dots Q_{ST} = 0,4863 Q^{1,412} \quad (3.4)$$

A dispersão dos pontos obtidos pelo método de Colby deve-se à dispersão da concentração de material sólido em suspensão medida, que por sua vez deve-se à aleatoriedade da "wash load" em relação à velocidade média do escoamento.

3º) Calculou-se, para cada estação, a descarga sólida total afluente média anual, com o auxílio das curvas de permanência de vazões médias diárias fornecidas pela COPEL. Esses cálculos são apresentados de forma detalhada nas Tabelas 3.5, 3.6, 3.7 e 3.8.

4º) Plotaram-se, em escala di-logarítmica, os valores das descargas sólidas totais afluentes médias anuais das quatro estações contra as respectivas áreas de drenagem (poderia ter sido usada, em lugar da área de drenagem, a vazão média de longo termo ou o volume líquido afluente anual), conforme mostra a Figura 3.6. O ajuste aos quatro pontos, representado pela linha pontilhada, foi preterido em favor da variação entre as estações de Tibagi e Porto Londrina, representada pela linha cheia. Esta alternativa é ligeiramente mais conservadora, como se pode observar.

A descarga sólida total afluente média anual em Telêmaco Borba, foi obtida entrando-se na Figura 3.6 com a área de drenagem relativa a esse local e corresponde a 1080000 toneladas por ano.

3.4.2 Estimativa do Volume Assoreado

3.4.2.1 Composição Granulométrica da Descarga Sólida

Em virtude de não se conhecer a distribuição granulométrica do material sólido, adotaram-se para esta estimativa as duas seguintes suposições:

- 1ª) no mínimo, toda a descarga sólida não medida em Telêmaco Borba é composta de areia;
- 2ª) a relação descarga sólida não medida (Q_{SNM})/descarga sólida total (Q_{ST}) em Telêmaco Borba (TEL) é a mesma de Tibagi (TIB);
- 3ª) as proporções de silte e argila idênticas.

Da Tabela 3.6 e 3.6a, tem-se a descarga total em Tibagi, $Q_{ST(TIB)}$, e a descarga em suspensão medida na mesma estação, $Q_{SM(TIB)}$, respectivamente:

$$Q_{ST(TIB)} = 1834,9 \text{ t/dia}; \quad Q_{SM(TIB)} = 1347,1 \text{ t/dia}$$

logo,

$$Q_{SNM(TEL)}/Q_{ST(TEL)} = Q_{SNM(TIB)}/Q_{ST(TIB)} = (1834,9 - 1347,1)/1834,9 = 0,27$$

$$\text{adotado} \quad Q_{SNM(TEL)}/Q_{ST(TEL)} = 0,30$$

As proporções de areia (P_a), silte (P_s), e argila (P_g), ficaram então distribuídas da seguinte maneira:

$$P_a = 0,30$$

$$P_s = 0,35$$

$$P_g = 0,35$$

3.4.2.2 Peso Específico do Depósito

O peso específico inicial do depósito (W_1) e a constante K foram ponderados segundo as proporções de material acima, e os respectivos valores de peso inicial e K para areia (W_{1a} ; K_a), silte (W_{1s} ; K_s) e argila (W_{1g} ; K_g) dados pela Tabela 2.4, considerando sedimentos sempre submersos:

$$W_1 = P_a \cdot W_{1a} + P_s \cdot W_{1s} + P_g \cdot W_{1g}$$

$$W_1 = 0,30 \times 1554 + 0,35 \times 1121 + 0,35 \times 416$$

$$W_1 = 1004,5 \text{ kg/m}^3$$

$$K = P_a \cdot K_a + P_s \cdot K_s + P_g \cdot K_g$$

$$K = 0,30 \times 0 + 0,35 \times 91 + 0,35 \times 256$$

$$K = 121,5 \text{ kg/m}^3$$

O peso específico médio de um depósito (W_r) num tempo

qualquer (T) é dado pela Equação 2.65:

$$W_T = W_1 + 0,4343 K \left[\frac{T}{T-1} (\ln T) - 1 \right]$$

substituindo os valores de W_1 e K dados acima, vem:

$$W_T = 1004,5 + 52,8 \left[\frac{T}{T-1} (\ln T) - 1 \right] \quad (3.5)$$

O cálculo do volume de depósitos para diversos tempos de operação é apresentado em detalhe na Tabela 3.9. A Figura 3.6a, construída com os valores calculados nessa tabela, mostra a relação tempo de operação x volume assoreado.

3.4.3 Distribuição dos Depósitos

A distribuição dos depósitos no reservatório para um tempo de operação igual a 100 anos, foi estimada pelos seguintes métodos:

- Clássico (Tabela 3.11 e Figura 3.7);
- Área-Incremento (Tabela 3.12 e Figura 3.8);
- Área-Redução
 - para reservatório Tipo II (Tabelas 3.13a e 3.13b e Figuras 3.9 e 3.9a);
 - para reservatório Tipo III (Tabelas 3.13a e 3.13c e Figuras 3.9 e 3.9b).

As referidas tabelas são auto-explicativas e os pressupostos de cada método são dados no item 2.3.2.

Com respeito ao método Área-Redução, verificou-se que a declividade do reservatório muda significativamente nas proximidades da profundidade 28,0 m, conforme mostra a Figura 3.9, passando o reservatório de características topográficas de Tipo III para de Tipo II. As duas hipóteses foram estudadas.

3.4.4 Análise dos Resultados

A Tabela 3.14 apresenta os resultados obtidos da aplicação dos métodos empíricos de previsão de distribuição de depósitos, no que diz respeito à altura do depósito na secção da barragem e à perda de capacidade útil de armazenamento. Formações de depósitos de remanso não podem ser avaliadas aqui, porque os métodos empíricos não as pressupõem.

Normalmente define-se capacidade útil de armazenamento como sendo o volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação (reservatório totalmente deplecionado), estando este último nível associado à posição e às características das máquinas hidráulicas. Como o reservatório de Telêmaco Borba não prevê deplecionamento, considerou-se como capacidade útil de armazenamento o volume compreendido entre o nível máximo de operação (690,0 m) e o nível da soleira da tomada d'água (674,0).

Os valores das colunas (2) e (3) da Tabela 3.14 foram extraídos das Tabelas 3.11, 3.12, 3.13b e 3.13c. A coluna (4) é igual à relação entre o volume de sedimentos acima da cota 674,0 e o volume do reservatório acima da mesma cota, expressa em porcentagem.

Tabela 3.14 - Comparação dos Resultados

(1)	(2)	(3)	(4)
Método	Cota da superfície do depósito junto à barragem (m)	Volume de sedimentos acima da cota 674,00 (hm ³)	Volume Perdido acima da cota 674 (%)
Clássico	<u>672,50</u>	0,0	0
Área-Incremento	655,00	<u>22,7</u>	<u>14</u>
Área-Redução Tipo II	654,00	19,0	11
Área-Redução Tipo III	665,10	8,9	5

As duas hipóteses mais confiáveis, as do método Área-Redução, reservatório Tipo II e reservatório Tipo III, fornecem resultados significativamente diferentes quanto à perda de capacidade,

11% e 5%, respectivamente. Considerando que este reservatório não sofrerá deplecionamento, o que significa dizer que os depósitos formados em níveis altos estarão menos sujeitos a erosão, pode-se, em princípio, esperar que se comporte como um reservatório do tipo II. Entretanto, velocidades muito grandes durante os períodos de cheias com eventuais efeitos de escoamento em jato na entrada do reservatório podem contrariar esta expectativa, modificando a configuração dos depósitos para a característica do tipo III. Esta hipótese é menos desfavorável quanto à perda de capacidade útil.

O resultado mais desfavorável quanto à cota alcançada pelo depósito junto à barragem é dado pelo método Clássico, como era de se esperar. Embora o pressuposto desse método seja inverossímil, conforme já se discutiu, o resultado obtido de sua aplicação, no que se refere à altura do depósito, é perfeitamente verossímil e deve ser considerado, por duas razões: 1ª) o volume de depósito pode estar sendo subestimado, devido não se conhecer o comportamento da "wash load"; 2ª) a produção de "wash load" (formadora de depósitos de fundo) pode aumentar muito, em virtude de intensificação de práticas erosivas na bacia.

O resultado mais desfavorável quanto à perda de capacidade é dado pelo método Área-Incremento, com 14% de perda. Note-se que os resultados desse método são muito próximos dos obtidos pelo método Área-Redução - Tipo II; isto ocorre aqui e ocorrerá em qualquer outro caso porque um reservatório Tipo II tende a distribuir uniformemente seus depósitos, mais ou menos conforme o pressuposto pelo método Área-Incremento.

**Tabela 3.1 - Calculo da Descarga Solida Total
em Engº Rosaldo Leitao (Metodo de Colby)**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
DATA	D (m)	L (m)	Q (m³/s)	U (m/s)	C _s (ppm)	Q _{SM} (t/dia)	q _{NH} (t/m.dia)	C _R (ppm)	C _S /C _R	K	Q _{NH} (t/dia)	Q _{ST} (t/dia)
13/02/82	1,8	61,5	74,8	0,686	72,00	465,00	10,84	356,23	0,20	0,531	354,00	819,00
14/06/82	2,3	62,0	99,0	0,705	275,00	2351,00	11,89	276,51	0,99	1,147	846,00	3197,00
16/10/82	3,5	74,0	228,0	0,887	57,00	1123,00	25,93	378,63	0,15	0,460	883,00	2006,00
22/10/82	3,5	75,0	246,0	0,929	36,00	764,00	30,54	421,93	0,09	0,350	796,00	1560,00
27/11/82	5,2	89,0	420,0	0,902	30,00	1090,00	27,45	270,67	0,11	0,397	979,00	2069,00
03/02/83	3,1	63,5	161,0	0,824	222,00	3090,00	20,19	318,67	0,70	0,966	1238,00	4328,00
26/02/83	2,4	61,5	100,0	0,671	38,00	330,00	10,05	247,61	0,15	0,465	287,00	617,00
30/08/83	2,0	61,5	69,2	0,595	55,00	329,00	6,69	189,32	0,29	0,633	260,00	589,00
30/10/83	3,7	73,0	1384,0	0,869	70,00	8370,00	24,19	360,89	0,19	0,520	919,00	9289,00
13/04/84	1,3	61,5	35,1	0,424	36,40	110,00	2,12	161,44	0,23	0,560	72,82	183,00
27/07/84	1,8	61,3	61,9	0,565	27,10	145,00	5,61	235,95	0,11	0,404	139,00	284,00
30/09/84	3,8	71,0	231,0	0,864	51,10	1019,00	23,72	356,05	0,14	0,450	754,00	1777,00
10/12/84	3,2	64,8	157,0	0,758	21,75	295,00	15,21	262,12	0,08	0,345	340,00	635,00
01/06/85	1,5	61,0	47,3	0,506	13,50	55,19	3,86	186,58	0,07	0,323	75,97	131,00
20/07/85	1,2	60,0	29,6	0,383	20,00	51,08	1,50	131,49	0,15	0,463	41,58	92,66
23/10/85	1,0	60,0	18,4	0,313	24,90	39,67	0,76	103,23	0,24	0,578	26,19	65,86
30/11/85	1,1	60,3	21,6	0,320	64,00	119,00	0,81	91,50	0,70	0,967	47,49	167,00
28/03/86	1,4	60,0	38,5	0,451	5,70	18,97	2,61	146,11	0,04	0,240	37,50	56,47
16/05/86	2,4	62,6	106,0	0,699	72,00	657,00	11,55	271,28	0,27	0,605	438,00	1095,00
25/07/86	1,3	60,0	32,0	0,408	23,30	64,40	1,86	149,39	0,16	0,468	52,17	117,00
03/10/86	1,8	61,3	60,1	0,544	21,80	113,00	4,93	171,63	0,13	0,424	128,00	241,00
04/12/86	2,7	64,0	123,0	0,713	173,00	1834,00	12,36	283,57	0,61	0,906	716,00	2550,00
13/03/87	1,6	60,3	46,9	0,489	49,80	202,00	3,43	173,51	0,29	0,629	130,00	332,00
25/05/87	7,4	99,7	777,0	1,060	31,80	2135,00	47,49	327,24	0,10	0,372	1763,00	3898,00
22/07/87	2,4	62,1	99,0	0,659	12,70	109,00	9,46	237,83	0,05	0,279	164,00	272,00
26/09/87	1,8	61,5	59,3	0,531	24,50	126,00	4,54	162,44	0,15	0,460	129,00	254,00
26/11/87	1,6	61,0	50,3	0,504	28,70	125,00	3,81	185,01	1,16	0,467	108,00	233,00
04/03/88	2,0	61,5	68,4	0,590	58,90	348,00	6,50	183,84	0,32	0,663	265,00	613,00
23/04/88	1,5	58,2	40,8	0,467	31,02	109,00	2,94	157,34	0,20	0,524	89,65	199,00
27/08/88	1,3	61,5	32,7	0,419	21,20	59,90	2,03	157,63	0,13	0,436	54,48	114,00
17/02/89	2,9	64,0	142,0	0,700	27,80	341,00	11,61	272,15	0,10	0,382	283,00	625,00
11/05/89	4,4	76,0	334,0	1,088	10,61	306,00	40,03	423,56	0,03	0,193	588,00	895,00
21/07/89	1,4	61,5	37,8	0,475	19,60	64,01	3,11	203,04	0,10	0,371	71,05	135,00
11/10/89	2,4	62,0	105,0	0,680	31,67	287,00	10,52	255,09	0,12	0,419	273,00	560,00
31/07/90	5,4	92,0	474,0	0,954	16,00	655,00	33,21	313,38	0,05	0,273	833,00	1489,00
09/10/90	3,6	64,6	202,0	0,886	42,96	751,00	25,83	377,63	0,11	0,402	671,00	1422,00
15/12/90	2,2	62,0	93,6	0,680	53,60	433,00	10,52	255,09	0,21	0,541	353,00	786,00

Fonte: banco de dados hidro-sedimentometricos DNAEE/COPEL

Roteiro de Calculo

coluna 1: data da medicao;

coluna 2: profundidade media do escoamento, medida;

coluna 3: largura da secao transversal, medida;

coluna 4: vazao total na secao, medida;

coluna 5: velocidade media na secao, medida;

coluna 6: concentracao de material em suspensao na profundidade amostrada, medida;

coluna 7: descarga solida medida, dada por $Q_{SM} = 0,0864 Q C'_S$;

coluna 8: descarga solida nao medida, por metro de largura da secao, funcao de U, dada pela Figura 2.9;

coluna 9: concentracao relativa, funcao de U e D, dada pela Figura 2.10;

coluna 10: razao de producao de areia, conforme indicado;

coluna 11: fator de correcao de descarga nao medida, funcao de C'_S/C_R , dada pela Figura 2.11;

coluna 12: descarga solida nao medida na secao transversal, dada por $Q'_{NH} = L q'_{NH} K$;

coluna 13: descarga solida total na secao transversal, (coluna 7 + coluna 12).

Obs.: toda a parte calculada desta tabela, alem, evidentemente, dos dados de medicao, foi mantida igual aos dados fornecidos pela COPEL.

Tabela 3.2 - Calculo da Descarga Solida Total em Tibagi (Metodo de Colby)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
DATA	D	L	Q	U	C _s	Q _{SM}	q _{NH}	C _R	C _S /C _R	K	Q _{NH}	Q _{ST}
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(ppm)	(t/dia)	(t/m.dia)	(ppm)	(t/dia)	(t/dia)	(t/dia)	(t/dia)	(t/dia)
26/04/77	2,7	104,0	157,0	0,565	35,66	484,00	5,61	186,67	0,21	0,542	316,00	800,00
10/07/77	2,1	103,0	59,5	0,272	29,76	153,00	0,47	33,01	0,90	1,094	52,82	206,00
23/08/77	2,2	103,3	65,2	0,291	15,35	86,47	0,59	38,37	0,40	0,738	44,97	131,00
19/10/77	2,7	104,0	172,0	0,616	344,23	5116,00	7,52	204,56	1,68	1,479	1157,00	6273,00
27/07/78	4,2	108,0	439,0	0,961	129,86	4926,00	34,04	376,89	0,34	0,687	2525,00	7451,00
25/09/78	2,7	104,0	178,0	0,633	20,83	320,00	8,25	217,39	0,10	0,370	317,00	638,00
27/11/78	2,7	104,0	173,0	0,622	221,49	3311,00	7,77	209,04	1,06	1,183	956,00	4267,00
15/02/79	2,1	103,0	51,7	0,235	8,28	36,99	0,29	23,82	0,35	0,690	20,28	57,26
07/01/80	2,5	102,0	90,7	0,368	48,23	378,00	1,21	61,68	0,78	1,021	126,00	504,00
12/07/80	3,5	106,5	303,0	0,814	148,30	3886,00	19,37	309,69	0,48	0,805	1662,00	5548,00
17/10/80	3,3	105,0	248,0	0,721	44,23	947,00	12,83	233,16	0,19	0,515	694,00	1640,00
17/02/81	3,0	104,4	164,0	0,527	29,43	416,00	4,43	144,38	0,20	0,533	246,00	662,00
25/05/81	2,5	102,8	54,1	0,212	24,09	113,00	0,20	18,94	1,27	1,292	26,72	139,00
20/08/81	2,4	101,0	31,2	0,130	11,34	30,58	0,04	6,37	1,78	1,520	5,87	36,45
04/11/81	2,7	103,0	78,7	0,287	68,13	463,00	0,56	37,21	1,83	1,541	89,28	553,00
16/02/82	2,6	104,6	79,1	0,294	48,50	331,00	0,61	39,26	1,24	1,274	81,34	413,00
18/06/82	2,8	104,0	139,0	0,474	92,84	1118,00	3,09	113,96	0,81	1,041	335,00	1452,00
13/10/82	4,1	107,0	329,0	0,757	132,92	3774,00	15,14	210,32	0,63	0,921	1492,00	5266,00
24/10/82	4,0	106,0	304,0	0,726	34,83	916,00	13,14	236,96	0,15	0,455	634,00	1549,00
26/11/82	5,4	114,0	790,0	1,283	125,79	8587,00	90,80	684,67	0,18	0,507	5246,00	13833,00
26/04/84	2,1	104,8	104,0	0,468	92,37	826,00	2,96	110,77	0,83	1,053	327,00	1153,00
24/07/84	2,1	104,5	106,0	0,477	25,96	239,00	3,16	115,58	0,22	0,558	184,00	423,00
28/09/84	3,8	116,0	340,0	0,764	108,89	3199,00	15,62	267,00	0,41	0,745	1351,00	4549,00
07/12/84	3,4	106,3	283,0	0,790	42,53	1038,00	17,50	288,75	0,15	0,455	848,00	1886,00
30/05/85	2,4	105,0	84,5	0,341	17,02	124,00	1,01	54,65	0,31	0,654	69,37	194,00
25/07/85	2,2	104,0	44,8	0,198	11,70	45,31	0,16	16,26	0,72	0,981	16,27	61,58
30/08/85	2,0	104,0	28,2	0,136	38,31	93,23	0,04	7,87	4,87	2,472	11,46	105,00
09/10/85	2,0	104,0	29,2	0,138	29,98	75,58	0,05	7,27	4,12	2,281	11,11	86,69
09/12/85	2,1	103,4	23,7	0,110	24,79	50,80	0,02	4,39	5,65	2,657	5,96	56,76
02/04/86	2,1	104,8	57,5	0,258	32,91	164,00	0,39	29,34	1,12	1,216	49,92	214,00
22/05/86	3,4	108,0	299,0	0,803	60,84	1571,00	18,50	299,99	0,20	0,532	1062,00	2633,00
30/07/86	2,0	104,3	46,1	0,216	14,62	58,26	0,21	19,74	0,74	0,995	22,23	80,49
08/10/86	2,1	104,6	65,0	0,302	52,42	294,00	0,67	41,68	1,26	1,285	89,88	384,00
25/11/86	2,0	104,0	83,0	0,397	49,49	355,00	1,69	76,73	0,65	0,930	164,00	519,00
25/03/87	2,2	103,8	60,2	0,258	31,06	162,00	0,39	29,34	1,06	1,182	48,08	210,00
24/07/87	2,8	105,0	141,0	0,478	14,74	180,00	3,18	116,12	0,13	0,424	141,00	321,00
30/09/87	2,5	104,0	88,8	0,345	19,76	152,00	1,05	56,09	0,35	0,694	75,88	227,00
19/02/89	3,0	110,0	237,0	0,720	10,22	209,00	12,77	289,83	0,04	0,228	320,00	529,00
14/05/89	3,4	108,0	319,0	0,862	30,70	846,00	23,53	354,12	0,09	0,352	896,00	1472,00
04/07/89	2,1	104,0	53,4	0,240	15,70	72,41	0,31	24,97	0,63	0,919	29,29	102,00
10/10/89	2,7	104,0	121,0	0,438	35,78	374,00	2,36	95,54	0,37	0,715	176,00	550,00
02/09/90	4,1	125,0	452,0	0,875	61,20	2393,00	24,76	299,69	0,20	0,533	1651,00	4044,00
04/10/90	3,4	108,0	309,0	0,803	46,80	1249,00	18,50	299,99	0,16	0,468	936,00	2185,00
07/11/90	3,5	106,0	303,0	0,814	49,20	1288,00	19,37	309,69	0,16	0,472	970,00	2258,00
06/12/90	2,6	106,0	169,0	0,613	43,90	641,00	7,40	202,35	0,22	0,549	431,00	1072,00

Fonte: banco de dados hidro-sedimentometricos DNAEE/COPEL

Roteiro de Calculo

coluna 1: data da medicao;

coluna 2: profundidade media do escoamento, medida;

coluna 3: largura da secao transversal, medida;

coluna 4: vazao total na secao, medida;

coluna 5: velocidade media na secao, medida;

coluna 6: concentracao de material em suspensao na profundidade amostrada, medida;

coluna 7: descarga solida medida, dada por $Q_{SM} = 0,0864 Q C_s$;

coluna 8: descarga solida nao medida, por metro de largura da secao, funcao de U, dada pela Figura 2.9;

coluna 9: concentracao relativa, funcao de U e D, dada pela Figura 2.10;

coluna 10: razao de producao de areia, conforme indicado;

coluna 11: fator de correcao de descarga nao medida, funcao de C_s/C_R , dada pela Figura 2.11;

coluna 12: descarga solida nao medida na secao transversal, dada por $Q'_{NH} = L q'_{NH} K$;

coluna 13: descarga solida total na secao transversal, dada por $Q_{ST} = Q_{SM} + Q'_{NH}$

Obs.: toda a parte calculada desta tabela, alem, evidentemente, dos dados de medicao, foi mantida igual aos dados fornecidos pela COPEL.

**Tabela 3.3 - Calculo da Descarga Solida Total
em Porto Londrina (Metodo de Colby)**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
DATA	D (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	U (m/s)	C _s (ppm)	Q _{SM} (t/dia)	q _{NM} (t/m.dia)	C _R (ppm)	C _s /C _R	K	Q _{NM} (t/dia)	Q _{ST} (t/dia)
30/04/81	3,4	110,0	281,0	0,760	53,07	1290,00	15,35	263,74	0,20	0,530	894,00	2184,00
21/05/81	2,8	105,0	125,0	0,423	24,38	264,00	2,10	88,39	0,28	0,617	136,00	400,00
04/08/81	2,6	103,9	76,2	0,282	16,61	109,00	0,53	35,78	0,46	0,793	43,71	153,00
05/11/81	3,2	108,7	240,0	0,688	83,30	1726,00	10,95	208,95	0,40	0,737	877,00	2603,00
29/01/82	3,0	105,7	158,0	0,504	19,51	266,00	3,81	130,69	0,15	0,458	184,00	450,00
08/05/82	2,6	103,0	89,6	0,331	46,72	362,00	0,91	51,14	0,91	1,101	104,00	465,00
02/10/82	2,5	107,0	151,0	0,558	139,37	1814,00	5,38	164,04	0,85	1,063	611,00	2425,00
01/03/83	3,6	110,0	349,0	0,874	90,65	2731,00	24,67	365,77	0,25	0,586	1589,00	4320,00
02/11/83	7,8	139,8	650,0	0,593	71,41	4013,00	6,61	70,87	1,01	1,154	1067,00	5080,00
05/12/83	3,3	110,0	230,0	0,641	18,06	359,00	8,61	177,08	0,10	0,381	361,00	721,00
30/04/84	3,2	108,3	211,0	0,618	24,32	444,00	7,60	162,57	0,15	0,459	378,00	822,00
16/08/84	3,3	110,0	244,0	0,680	9,16	193,00	10,52	203,31	0,05	0,257	297,00	490,00
26/10/84	3,2	110,6	240,0	0,675	49,61	1028,00	10,26	199,83	0,25	0,586	665,00	1693,00
11/11/84	3,8	112,5	428,0	0,990	20,14	745,00	37,66	489,64	0,04	0,246	1041,00	1786,00
07/03/85	3,4	112,0	307,0	0,799	65,86	1748,00	18,19	296,50	0,22	0,556	1132,00	2879,00
19/05/85	2,7	108,0	193,0	0,633	17,27	288,00	9,65	241,07	0,07	0,321	335,00	623,00
27/07/85	2,7	107,0	128,0	0,451	14,10	156,00	2,61	101,99	0,14	0,442	123,00	280,00
26/09/85	2,6	104,4	74,6	0,278	60,54	390,00	0,50	34,65	1,75	1,506	79,39	469,00
28/10/85	2,6	104,4	73,8	0,270	10,95	69,00	0,46	32,47	0,34	0,680	32,45	102,00
27/02/86	3,6	110,5	373,0	0,944	64,57	2084,00	32,04	438,04	0,15	0,456	1613,00	3696,00
09/05/86	2,9	111,0	153,0	0,476	22,21	294,00	3,13	115,04	0,19	0,519	181,00	474,00
17/07/86	2,8	108,4	134,0	0,440	25,70	299,00	2,40	96,52	0,27	0,606	158,00	456,00
22/08/86	4,5	113,4	662,0	1,290	125,78	7190,00	92,49	774,26	0,16	0,477	5008,00	12198,00
01/11/86	2,9	109,7	194,0	0,613	59,96	1006,00	7,40	202,35	0,30	0,639	518,00	1525,00
17/03/87	3,0	109,7	194,0	0,590	10,16	170,00	6,50	185,78	0,05	0,282	201,00	371,00
26/08/87	6,7	136,5	256,0	0,279	75,92	1679,00	0,51	9,56	7,94	3,133	219,00	1898,00
13/03/88	3,3	108,5	168,0	0,471	44,72	650,00	3,02	86,13	0,52	0,838	275,00	925,00
13/05/88	3,3	110,0	233,0	0,650	33,60	676,00	9,03	182,95	0,18	0,507	503,00	1179,00
25/07/88	2,9	109,7	201,0	0,673	22,60	392,00	10,16	249,26	0,09	0,360	401,00	793,00
25/09/88	2,5	107,0	152,0	0,562	59,78	785,00	5,51	166,67	0,36	0,700	413,00	1198,00
01/03/89	3,9	126,5	618,0	1,250	46,11	2462,00	83,11	845,23	0,05	0,282	2962,00	5424,00
24/05/89	3,4	112,0	332,0	0,865	22,20	638,00	23,81	357,02	0,06	0,300	800,00	1438,00
04/04/89	4,6	113,0	700,0	1,348	103,80	6278,00	107,00	862,19	0,12	0,413	5013,00	11290,00
29/09/89	3,8	112,5	450,0	1,046	47,00	1827,00	45,39	556,95	0,08	0,348	1776,00	3604,00
26/07/89	5,9	122,0	1260,0	1,752	101,40	11039,00	261,00	1577,93	0,06	0,305	9727,00	20766,00
26/09/90	4,7	115,0	780,0	1,446	91,50	6166,00	136,00	1023,65	0,09	0,358	5605,00	11772,00
14/12/90	3,5	110,0	375,0	0,960	41,60	1348,00	33,92	455,62	0,09	0,361	1348,00	2696,00

Fonte: banco de dados hidro-sedimentometricos DNAEE/COPEL

Roteiro de Calculo

coluna 1: data da medicao;

coluna 2: profundidade media do escoamento, medida;

coluna 3: largura da secao transversal, medida;

coluna 4: vazao total na secao, medida;

coluna 5: velocidade media na secao, medida;

coluna 6: concentracao de material em suspensao na profundidade amostrada, medida;

coluna 7: descarga solida medida, dada por $Q_{SM} = 0,0864 Q C'_s$;

coluna 8: descarga solida nao medida, por metro de largura da secao, funcao de U, dada pela Figura 2.9;

coluna 9: concentracao relativa, funcao de U e D, dada pela Figura 2.10;

coluna 10: razao de producao de areia, conforme indicado;

coluna 11: fator de correcao de descarga nao medida, funcao de C'_s/C_R , dada pela Figura 2.11;

coluna 12: descarga solida nao medida na secao transversal, dada por $Q'_{NM} = L q'_{NM} K$;

coluna 13: descarga solida total na secao transversal, dada por $Q_{ST} = Q_{SM} + Q'_{NM}$

Obs.: toda a parte calculada desta tabela, alem, evidentemente, dos dados de medicao, foi mantida igual aos dados fornecidos pela COPEL.

**Tabela 3.4 - Calculo da Descarga Solida Total
em Jataizinho (Metodo de Colby)**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
DATA	D (m)	L (m)	Q (m³/s)	U (m/s)	C _s (ppm)	Q _{SM} (t/dia)	Q _{NH} (t/m.dia)	C _R (ppm)	C _s /C _R	K	Q _{NH} (t/dia)	Q _{ST} (t/dia)
22/06/77	5,3	183,0	495,0	0,512	253,38	10837,00	4,01	63,02	4,02	2,254	1656,00	12492,00
19/08/77	4,7	182,0	178,0	0,206	18,19	280,00	0,18	8,75	2,08	1,638	54,40	334,00
20/10/77	5,1	183,0	363,0	0,391	35,15	1102,00	1,61	31,92	1,10	1,205	354,00	1457,00
23/09/78	5,3	183,0	452,0	0,469	65,06	2541,00	2,98	50,46	1,29	1,300	709,00	3250,00
24/11/78	4,9	182,0	319,0	0,356	44,69	1232,00	1,17	33,29	1,34	1,326	282,00	1514,00
27/01/79	4,4	180,0	103,0	0,129	15,53	138,00	0,04	2,79	5,56	2,636	17,68	156,00
20/03/79	4,8	179,0	138,0	0,160	32,38	386,00	0,08	4,72	6,85	2,917	40,41	426,00
02/04/79	3,8	240,0	86,0	0,093	31,30	233,00	0,01	1,95	16,06	4,404	12,96	246,00
19/04/79	3,0	212,8	68,0	0,106	117,96	693,00	0,02	2,64	44,60	7,218	23,37	722,00
11/05/79	3,0	212,8	68,0	0,106	148,55	873,00	0,02	2,64	56,17	8,069	32,84	906,00
24/05/79	3,0	212,8	68,0	0,106	251,46	1477,00	0,02	2,64	95,08	10,408	42,36	1520,00
09/06/79	4,8	182,0	192,0	0,220	44,75	742,00	0,23	10,28	4,35	2,342	97,26	840,00
21/06/79	4,5	182,0	165,0	0,202	28,56	407,00	0,17	8,35	3,42	2,085	64,79	472,00
10/07/79	4,7	181,0	174,0	0,204	45,66	686,00	0,18	8,55	5,34	2,586	82,63	769,00
10/07/79	4,8	181,0	183,0	0,212	54,33	859,00	0,20	9,39	5,79	2,688	97,87	957,00
09/08/79	4,6	181,0	130,0	0,157	30,21	339,00	0,07	4,51	6,70	2,885	37,89	377,00
25/09/79	6,2	185,0	976,0	0,847	248,97	20995,00	22,17	312,46	0,80	1,030	4226,00	25221,00
17/11/79	5,4	186,0	688,0	0,681	121,13	7200,00	10,57	130,65	0,93	1,109	2180,00	9381,00
07/12/79	4,8	209,0	540,0	0,541	117,02	5460,00	4,84	92,54	1,26	1,288	1303,00	6763,00
12/01/80	4,1	208,0	350,0	0,408	82,48	2494,00	1,86	46,45	1,78	1,518	586,00	3081,00
14/08/80	4,9	183,0	430,0	0,482	33,92	1260,00	3,27	69,79	0,49	0,811	486,00	1746,00
26/09/80	5,7	186,0	807,0	0,761	93,01	6485,00	15,42	174,02	0,53	0,849	2435,00	8921,00
29/10/80	4,1	208,0	333,0	0,388	16,13	464,00	1,57	41,08	0,39	0,732	238,00	702,00
10/11/80	4,8	183,0	317,0	0,361	23,04	631,00	1,23	34,05	0,67	0,947	212,00	843,00
10/12/80	4,1	208,0	293,0	0,341	47,08	1192,00	1,01	29,97	1,57	1,431	301,00	1492,00
14/01/81	5,9	187,0	1112,0	1,004	62,42	5997,00	39,49	358,27	0,17	0,494	3648,00	9645,00
25/02/81	4,3	208,0	378,0	0,423	8,84	289,00	2,10	50,73	0,17	0,494	216,00	504,00
30/03/81	4,0	206,0	200,0	0,245	35,67	616,00	0,33	18,70	1,91	1,572	106,00	723,00
29/04/81	5,2	186,0	594,0	0,609	6,47	332,00	7,23	98,08	0,07	0,309	416,00	748,00
22/05/81	4,5	182,0	156,0	0,191	5,98	80,60	0,14	7,28	0,82	1,046	26,87	107,00
14/07/81	4,7	158,0	114,0	0,152	6,53	64,32	0,07	4,17	1,57	1,429	14,68	78,99
06/08/81	4,5	206,0	98,0	0,106	5,39	45,64	0,02	1,73	3,12	1,992	7,85	53,49
11/08/81	4,4	180,0	102,0	0,128	10,70	94,30	0,04	2,74	3,90	2,222	14,51	109,00
17/08/81	3,8	205,0	74,0	0,095	20,76	133,00	0,01	2,05	10,14	3,525	9,53	142,00
17/09/81	3,8	205,0	74,0	0,095	21,82	140,00	0,01	2,05	10,65	3,611	9,76	149,00
06/10/81	4,7	181,0	174,0	0,206	560,04	8419,00	0,18	8,75	63,97	8,593	284,00	8703,00
06/11/81	4,7	181,0	274,0	0,319	50,58	1197,00	0,81	25,46	1,99	1,603	234,00	1431,00
28/01/82	4,5	180,0	217,0	0,266	28,84	541,00	0,43	16,34	1,76	1,514	118,00	659,00
18/02/82	4,1	208,0	293,0	0,341	42,34	1072,00	1,01	29,97	1,41	1,359	286,00	1357,00
09/03/82	4,6	184,0	240,0	0,281	22,73	471,00	0,52	18,68	1,22	1,264	122,00	593,00
06/04/82	4,5	180,0	209,0	0,256	39,00	704,00	0,38	14,88	2,62	1,833	126,00	830,00
24/06/82	5,4	185,0	540,0	0,542	34,95	1631,00	4,87	72,84	0,48	0,806	726,00	2357,00
17/07/82	5,7	215,0	1315,0	1,081	91,21	10363,00	50,76	435,11	0,21	0,540	5895,00	16257,00
20/11/82	6,4	194,0	1210,0	0,982	28,08	2936,00	36,23	500,31	0,06	0,286	2030,00	4965,00
26/01/83	5,4	185,0	576,0	0,575	37,58	1070,00	5,95	84,68	0,44	0,776	855,00	2725,00
01/03/83	5,2	182,0	414,0	0,437	65,70	23519,00	2,34	42,22	15,27	4,339	1852,00	25370,00
24/03/83	4,8	211,0	730,0	0,719	60,45	3813,00	12,71	185,44	0,33	0,669	1794,00	5607,00
03/05/83	5,7	186,0	849,0	0,801	202,70	14869,00	18,34	198,72	1,02	1,161	3972,00	18830,00
18/06/83	5,8	223,0	1932,0	1,494	29,90	4991,00	152,00	027,89	0,03	0,208	7056,00	12047,00
17/07/83	5,8	223,0	1932,0	1,494	120,40	20098,00	152,00	027,89	0,12	0,408	13840,00	33938,00
21/08/83	5,1	184,0	409,0	0,439	72,55	2564,00	2,38	42,71	1,70	1,486	651,00	3215,00
05/10/83	6,2	185,0	988,0	0,858	32,85	2804,00	23,17	325,55	0,10	0,379	1625,00	4430,00
07/11/83	5,4	186,0	612,0	0,614	72,10	3812,00	7,44	100,15	0,72	0,981	1357,00	5170,00
06/12/83	4,9	183,0	322,0	0,359	45,95	1278,00	1,20	33,98	1,35	1,331	293,00	1571,00
15/02/84	4,6	184,0	250,0	0,293	87,70	1894,00	0,60	20,69	4,24	2,312	257,00	2151,00
28/02/84	3,8	208,0	196,0	0,248	42,05	712,00	0,34	19,24	2,19	1,679	120,00	832,00
28/04/84	4,6	181,0	269,0	0,320	138,20	3212,00	0,81	25,66	5,39	2,596	383,00	3595,00
22/05/84	5,3	185,0	558,0	0,569	50,40	2430,00	5,74	82,44	0,61	0,906	963,00	3393,00
01/06/84	5,0	183,0	372,0	0,410	46,63	1499,00	1,89	47,01	0,99	1,146	396,00	1895,00
24/06/84	5,1	184,0	450,0	0,476	41,95	1631,00	3,13	52,39	0,80	1,033	596,00	2227,00
26/07/84	4,6	186,0	217,0	0,255	23,30	437,00	0,38	14,74	1,58	1,435	101,00	537,00
30/08/84	4,7	210,0	455,0	0,465	87,75	3450,00	2,90	63,93	1,37	1,340	815,00	4265,00
27/11/84	5,2	192,0	552,0	0,557	42,68	2036,00	5,34	78,08	0,55	0,859	881,00	2916,00
08/12/84	5,3	185,0	510,0	0,516	175,20	7720,00	4,12	64,28	2,73	1,868	1424,00	9144,00
19/02/85	4,1	208,0	264,0	0,311	14,00	319,00	0,74	22,93	0,58	0,887	136,00	456,00
26/03/85	4,9	183,0	372,0	0,412	80,80	2597,00	1,92	47,57	1,70	1,486	522,00	3119,00
23/04/85	5,1	184,0	470,0	0,498	80,20	3257,00	3,65	58,74	1,37	1,337	899,00	4156,00
20/05/85	4,2	208,0	222,0	0,254	24,45	469,00	0,37	14,60	1,67	1,476	114,00	583,00
21/06/85	4,3	208,0	226,0	0,253	21,20	414,00	0,37	14,46	1,47	1,384	106,00	519,00
16/07/85	4,2	208,0	187,0	0,214	14,95	242,00	0,21	9,61	1,56	1,424	61,52	303,00
25/08/85	4,6	182,0	110,0	0,133	48,90	465,00	0,04	3,01	16,25	4,429	33,30	498,00
23/09/85	4,6	182,0	106,0	0,127	47,70	437,00	0,04	2,69	17,74	4,621	29,71	467,00
09/11/85	4,8	181,0	192,0	0,223	59,40	985,00	0,24	10,62	5,59	2,644	114,00	1100,00
27/11/85	3,8	241,0	122,0	0,132	815,60	8597,00	0,04	4,41	184,84	14,355	139,00	8736,00
08/12/85	4,3	216,0	80,0	0,086	42,70	295,00	0,01	1,04	41,10	6,938	14,09	309,00
16/04/86	4,7	181,0	178,0	0,208	13,61	209,00	0,19	8,96	1,52	1,407	48,04	257,00
02/09/86	4,7	182,0	284,0	0,331	75,50	1853,00	0,91	27,87	2,71	1,862	309,00	2162,00
15/10/86	4,7	182,0	169,0	0,196	33,20	485,00	0,15	7,75	4,28	2,324	65,18	550,00
26/11/86	4,7	182,0	204,0	0,237	34,10	601,00	0,29	12,33	2,77	1,881	101,00	702,00
22/03/87	4,8	182,0	231,0	0,265	35,50	709,00	0,43	16,19	2,19	1,681	131,00	840,00
28/08/89	5,3	186,0	612,0	0,618	36,50	1930,00	7,60	101,83	0,36	0,700	990,00	2920,00

**Tabela 3.5 - Calculo da Descarga Solida Total
Media em Engº Rosaldo Leitao**

1	2	3	4	5	6	7	8
FREQUENCIA ACUMULADA (%)	VAZAO IGUALADA OU EXCEDIDA (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA (T/DIA)	INTERVALO DE FREQUENCIA (%)	VAZAO MEDIA NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA MEDIA NO INTERVALO (T/DIA)	VAZAO NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA NO INTERVALO (T/DIA)
0	810	5930					
1	589	4153	1	700	5042	7,0	50.4
3	398	2680	2	494	3416	9,9	68.3
5	315	2063	2	356	2372	7,1	47.4
10	239	1515	5	277	1789	13,8	89.4
20	163	988	10	201	1252	20,1	125.2
30	128	754	10	146	871	14,6	87.1
40	98	559	10	113	656	11,3	65.6
50	75	415	10	86	487	8,6	48.7
60	58	311	10	66	363	6,6	36.3
70	45	234	10	52	272	5,2	27.2
80	35	177	10	40	206	4,0	20.6
85	30	149	5	32	163	1,6	8.2
90	25	121	5	28	135	1,4	6.8
95	19	89	5	22	105	1,1	5.2
98	14	64	3	16	76	0,5	2.3
100	10	44	2	12	54	0,2	1.1
TOTAL						113,0	689.8

Vazao media diaria =	113,0 m ³ /s
Descarga solida total media diaria =	689.8 t/dia
Descarga solida total media anual =	251777 t/ano

Roteiro de Calculo:

Coluna 1: valor extraido da curva de permanencia de vazoes medias diarias fornecida pela COPEL;

Coluna 2: idem;

Coluna 3: $Q_{ST} = 3,322 Q^{1,118}$

Coluna 4: diferenca entre valores consecutivos da coluna 1;

Coluna 5: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna 3;

Coluna 6: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna 4;

Coluna 7: (coluna 4 x coluna 5)/100;

Coluna 8: (coluna 4 x coluna 6)/100.

**Tabela 3.6 - Calculo da Descarga Solida Total
Media em Tibagi**

1	2	3	4	5	6	7	8
FREQUENCIA ACUMULADA (%)	VAZAO IGUALADA OU EXCEDIDA (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA (T/DIA)	INTERVALO DE FREQUENCIA (%)	VAZAO MEDIA NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA MEDIA NO INTERVALO (T/DIA)	VAZAO NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA NO INTERVALO (T/DIA)
0	2400	106433					
1	872	17879	1	1636	62156	16,4	621,6
3	532	7485	2	702	12682	14,0	253,6
5	441	5378	2	486	6432	9,7	128,6
10	326	3158	5	384	4268	19,2	213,4
20	227	1669	10	276	2414	27,6	241,4
30	174	1045	10	200	1357	20,0	135,7
40	136	677	10	155	861	15,5	86,1
50	108	451	10	122	564	12,2	56,4
60	87	308	10	98	380	9,8	38,0
70	71	215	10	79	262	7,9	26,2
80	56	142	10	64	178	6,4	17,8
85	49	112	5	52	127	2,6	6,4
90	42	85	5	46	98	2,3	4,9
95	30	47	5	36	66	1,8	3,3
98	22	27	3	26	37	0,8	1,1
100	15	14	2	18	20	0,4	0,4
TOTAL						166,6	1834,9

Vazao media diaria = 166,6 m³/s Descarga solida total media diaria = 1834,9 t/dia Descarga solida total media anual = 669738 t/ano
--

Roteiro de Calculo:

Coluna 1: valor extraido da curva de permanencia de vazoes medias diarias fornecida pela COPEL;

Coluna 2: idem;

Coluna 3: $Q_{ST} = 0,1178 Q^{1,762}$

Coluna 4: diferenca entre valores consecutivos da coluna 1;

Coluna 5: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna 3;

Coluna 6: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna 4;

Coluna 7: (coluna 4 x coluna 5)/100;

Coluna 8: (coluna 4 x coluna 6)/100.

**Tabela 3.6a - Calculo da Descarga Solida em
Suspensao Media em Tibagi**

1	2	3	4	5	6	7	8
FREQUENCIA ACUMULADA (%)	VAZAO IGUALADA OU EXCEDIDA (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA (T/DIA)	INTERVALO DE FREQUENCIA (%)	VAZAO MEDIA NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA MEDIA NO INTERVALO (T/DIA)	VAZAO NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA NO INTERVALO (T/DIA)
0	2400	79456					
1	872	13186	1	1636	46321	16,4	463,2
3	532	5488	2	702	9337	14,8	186,7
5	441	3934	2	486	4711	9,7	94,2
10	326	2302	5	384	3118	19,2	155,9
20	227	1211	10	276	1756	27,6	175,6
30	174	756	10	200	984	20,0	98,4
40	136	488	10	155	622	15,5	62,2
50	108	324	10	122	406	12,2	40,6
60	87	221	10	98	272	9,8	27,2
70	71	154	10	79	188	7,9	18,8
80	56	101	10	64	128	6,4	12,8
85	49	80	5	52	90	2,6	4,5
90	42	61	5	46	70	2,3	3,5
95	30	33	5	36	47	1,8	2,4
98	22	19	3	26	26	0,8	0,8
100	15	10	2	18	14	0,4	0,3
TOTAL						166,6	1347,1

Vazao media diaria = 166,6 m³/s Descarga solida em suspensao media diaria = 1347,1 t/dia Descarga solida em suspensao media anual = 491691,5 t/ano

Roteiro de Calculo:

Coluna **1**: valor extraido da curva de permanencia de vazoes medias diarias fornecida pela COPEL;

Coluna **2**: idem;

Coluna **3**: $Q_{ss} = 0,0801 Q^{1,774}$

Coluna **4**: diferenca entre valores consecutivos da coluna **1**;

Coluna **5**: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna **3**;

Coluna **6**: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna **4**;

Coluna **7**: (coluna **4** x coluna **5**)/100;

Coluna **8**: (coluna **4** x coluna **6**)/100.

**Tabela 3.7 - Calculo da Descarga Solida Total
Media em Porto Londrina**

1	2	3	4	5	6	7	8
FREQUENCIA ACUMULADA (%)	VAZAO IGUALADA OU EXCEDIDA (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA (T/DIA)	INTERVALO DE FREQUENCIA (%)	VAZAO MEDIA NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA MEDIA NO INTERVALO (T/DIA)	VAZAO NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA NO INTERVALO (T/DIA)
0	5804	313270					
1	1528	32017	1	3666	172644	36,7	1726,4
3	964	14571	2	1246	23294	24,9	465,9
5	784	10235	2	874	12403	17,5	248,1
10	575	6025	5	680	8130	34,0	406,5
20	412	3409	10	494	4717	49,4	471,7
30	324	2261	10	368	2835	36,8	283,5
40	260	1552	10	292	1906	29,2	190,6
50	206	1043	10	233	1298	23,3	129,8
60	168	736	10	187	890	18,7	89,0
70	136	513	10	152	624	15,2	62,4
80	106	335	10	121	424	12,1	42,4
85	92	263	5	99	299	5,0	15,0
90	76	190	5	84	226	4,2	11,3
95	58	120	5	67	155	3,4	7,8
98	43	72	3	50	96	1,5	2,9
100	30	39	2	36	56	0,7	1,1
TOTAL						312,6	4154,4

Vazao media diaria =	312,6 m ³ /s
Descarga solida total media diaria =	4154,4 t/dia
Descarga solida total media anual =	1516356 t/ano

Roteiro de Calculo:

Coluna **1**: valor extraido da curva de permanencia de vazoes medias diarias;

Coluna **2**: idem;

Coluna **3**: $Q_{57} = 0,1158 Q^{1,709}$

Coluna **4**: diferenca entre valores consecutivos da coluna **1**;

Coluna **5**: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna **3**;

Coluna **6**: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna **4**;

Coluna **7**: (coluna **4** x coluna **5**)/100;

Coluna **8**: (coluna **4** x coluna **6**)/100.

Tabela 3.8 - Calculo da Descarga Solida Total Media em Jataizinho

1	2	3	4	5	6	7	8
FREQUENCIA ACUMULADA (%)	VAZAO IGUALADA OU EXCEDIDA (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA (T/DIA)	INTERVALO DE FREQUENCIA (%)	VAZAO MEDIA NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA MEDIA NO INTERVALO (T/DIA)	VAZAO NO INTERVALO (M ³ /S)	DESCARGA SOLIDA NO INTERVALO (T/DIA)
0	6828	126161					
1	1798	19172	1	4313	72666	43,1	726.7
3	1134	10000	2	1466	14586	29,3	291.7
5	922	7466	2	1028	8733	20,6	174.7
10	677	4827	5	800	6146	40,0	307.3
20	485	3014	10	581	3920	58,1	392.0
30	381	2144	10	433	2579	43,3	257.9
40	306	1573	10	344	1858	34,4	185.8
50	243	1136	10	274	1354	27,4	135.4
60	198	859	10	220	994	22,0	99.4
70	160	630	10	179	740	17,9	74.0
80	125	444	10	142	537	14,2	53.7
85	108	361	5	116	402	5,8	20.1
90	90	279	5	99	320	5,0	16.0
95	68	188	5	79	234	4,0	11.7
98	51	125	3	60	156	1,8	4.7
100	35	74	2	43	100	0,9	2.0
TOTAL						367,8	2753.1

Vazao media diaria = 367,8 m³/s
 Descarga solida total media diaria = 2753.1 t/dia
 Descarga solida total media anual = 1004882 t/ano

Roteiro de Calculo:

Coluna 1: valor extraido da curva de permanencia de vazoes medias diarias fornecida pela COPEL;

Coluna 2: idem;

Coluna 3: $Q_{ST} = 0,4863 Q^{1,412}$

Coluna 4: diferenca entre valores consecutivos da coluna 1;

Coluna 5: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna 3;

Coluna 6: media aritmetica dos valores consecutivos da coluna 4;

Coluna 7: (coluna 4 x coluna 5)/100;

Coluna 8: (coluna 4 x coluna 6)/100.

**Tabela 3.9 - Calculo do Volume Assoreado
em Funcao do Tempo de Operacao
do Reservatorio**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
T	ΔT	Q	C/Q	Q_s	E_r	Q_{sr}	$(t \times 10^3)$	W_r	U_{sr}	C_r
(anos)		(hm^3/ano)		(t/ano)	(%)	no periodo	acumulada	(kg/m^3)	(hm^3)	(hm^3)
10	10	7695	0,030	1080000	68	7344,0	7344,0	1086,8	6,8	225,8
20	10	7695	0,029	1080000	67	7236,0	14580,0	1118,2	13,0	219,6
30	10	7695	0,029	1080000	67	7236,0	21816,0	1137,5	19,2	213,4
40	10	7695	0,028	1080000	67	7236,0	29052,0	1151,5	25,2	207,4
50	10	7695	0,027	1080000	66	7128,0	36180,0	1162,5	31,1	201,5
60	10	7695	0,026	1080000	65	7020,0	43200,0	1171,6	36,9	195,7
70	10	7695	0,025	1080000	65	7020,0	50220,0	1179,3	42,6	190,0
80	10	7695	0,025	1080000	65	7020,0	57240,0	1186,0	48,3	184,3
90	10	7695	0,024	1080000	64	6912,0	64152,0	1192,0	53,8	178,8
100	10	7695	0,023	1080000	63	6804,0	70956,0	1197,3	59,3	173,3
110	10	7695	0,023	1080000	63	6804,0	77760,0	1202,2	64,7	167,9
120	10	7695	0,022	1080000	62	6696,0	84456,0	1206,6	70,0	162,6
130	10	7695	0,021	1080000	61	6588,0	91044,0	1210,7	75,2	157,4
140	10	7695	0,020	1080000	60	6480,0	97524,0	1214,5	80,3	152,3
150	10	7695	0,020	1080000	60	6480,0	104004,0	1218,1	85,4	147,2
160	10	7695	0,019	1080000	59	6372,0	110376,0	1221,4	90,4	142,2
170	10	7695	0,018	1080000	58	6264,0	116640,0	1224,5	95,3	137,3
180	10	7695	0,018	1080000	58	6264,0	122904,0	1227,5	100,1	132,5
190	10	7695	0,017	1080000	56	6048,0	128952,0	1230,3	104,8	127,8
200	10	7695	0,017	1080000	56	6048,0	135000,0	1232,9	109,5	123,1
250	50	7695	0,016	1080000	55	27900,0	164700,0	1244,5	132,3	100,3
300	50	7695	0,013	1080000	50	27000,0	191700,0	1253,9	152,9	79,7
350	50	7695	0,010	1080000	44	23760,0	215460,0	1261,9	170,7	61,9
400	50	7695	0,008	1080000	38	20520,0	235980,0	1268,9	186,0	46,6
450	50	7695	0,006	1080000	30	16200,0	252180,0	1275,0	197,8	34,8
500	50	7695	0,005	1080000	26	14040,0	266220,0	1280,5	207,9	24,7
550	50	7695	0,003	1080000	13	7020,0	273240,0	1285,5	212,6	20,0
600	50	7695	0,003	1080000	13	7020,0	280260,0	1290,1	217,2	15,4
650	50	7695	0,002	1080000	2	1080,0	281340,0	1294,3	217,4	15,2
700	50	7695	0,002	1080000	2	1080,0	282420,0	1298,2	217,5	15,1

Roteiro de Calculo:

Coluna 1: tempo de operacao do reservatorio;

Coluna 2: intervalo de tempo de operacao = diferenca entre o tempo de operacao da linha corrente e o da linha anterior;

Coluna 3: vazao afluyente anual, fornecida pela COPEL;

Coluna 4: relacao entre a capacidade do reservatorio no final do periodo anterior e a vazao afluyente anual;

Coluna 5: carga solida afluyente anual;

Coluna 6: eficiencia de retencao, funcao de C/I, dada pela Figura 2.13;

Coluna 7: carga solida retida no intervalo de tempo considerado, dada por $Q_{sr} = \Delta T E_r Q_s$;

Coluna 8: carga solida retida acumulada ate o final do periodo considerado;

Coluna 9: peso especifico do deposito, funcao de T, dado pela equacao 3.5;

Coluna 10: volume assoreado no final do periodo T, dado por $U_{sr} = Q_{sr}(ACUMULADA)/W_r$;

Coluna 11: capacidade do reservatorio ao final de T anos, dada por $C = \text{capacidade inicial} - U_{sr}$.

**Tabela 3.10 - Curvas Cota x Area, Volume
Reservatorio da U.H. Telemaco Borba
no Rio Tibagi**

COTA (m)	PROFUNDIDADE (m)	AREA (km ²)	VOLUME (hm ³)
640,0	0,0	0,00	0,00
642,5	2,5	0,22	0,28
645,0	5,0	0,41	1,06
647,5	7,5	0,65	2,39
650,0	10,0	0,94	4,38
652,5	12,5	1,15	6,99
655,0	15,0	1,40	10,18
657,5	17,5	1,70	14,05
660,0	20,0	2,09	18,79
662,5	22,5	2,44	24,45
665,0	25,0	2,87	31,09
667,5	27,5	3,30	38,80
670,0	30,0	3,87	47,76
672,5	32,5	4,98	58,83
675,0	35,0	6,19	72,79
677,5	37,5	7,45	89,84
680,0	40,0	8,92	110,30
682,5	42,5	10,29	134,31
685,0	45,0	12,00	162,18
687,5	47,5	13,92	194,58
690,0	50,0	16,50	232,60
692,5	52,5	19,00	276,98
695,0	55,0	22,50	328,85
697,5	57,5	26,65	390,29
700,0	60,0	32,56	464,30

Fonte: Relatório dos Estudos de Inventário
Energetico do Rio Tibagi, 1984.

Tabela 3.11 - Distribuicao dos Sedimentos
Metodo Classico
T = 100 anos ($U_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)

1	2	3	4	5	6	7
COTA (m)	PROFUNDIDADE (m)	AREA ORIGINAL (km ²)	CAPACIDADE ORIGINAL (hm ³)	VOLUME DE SEDIMENTOS (hm ³)	AREA CORRIGIDA (km ²)	CAPACIDADE CORRIGIDA (hm ³)
690,0	50,0	16,50	232,60	59,30	16,50	173,30
687,5	47,5	13,92	194,58	59,30	13,92	135,28
685,0	45,0	12,00	162,18	59,30	12,00	102,88
682,5	42,5	10,29	134,31	59,30	10,29	75,01
680,0	40,0	8,92	110,30	59,30	8,92	51,00
677,5	37,5	7,45	89,84	59,30	7,45	30,54
675,0	35,0	6,19	72,79	59,30	6,19	13,49
672,5	32,5	4,98	58,83	58,83	0,00	0,00
670,0	30,0	3,87	47,76	47,76	0,00	0,00
667,5	27,5	3,30	38,80	38,80	0,00	0,00
665,0	25,0	2,87	31,09	31,09	0,00	0,00
662,5	22,5	2,44	24,45	24,45	0,00	0,00
660,0	20,0	2,09	18,79	18,79	0,00	0,00
657,5	17,5	1,70	14,05	14,05	0,00	0,00
655,0	15,0	1,40	10,18	10,18	0,00	0,00
652,5	12,5	1,15	6,99	6,99	0,00	0,00
650,0	10,0	0,94	4,38	4,38	0,00	0,00
647,5	7,5	0,65	2,39	2,39	0,00	0,00
645,0	5,0	0,41	1,06	1,06	0,00	0,00
642,5	2,5	0,22	0,28	0,28	0,00	0,00
640,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Roteiro de Calculo

Determinacao da profundidade do deposito: da curva cota x volume original (desenhada), obtem-se a cota correspondente ao volume total assoreado (U_{ST}); esta e a cota alcancada pelo deposito no pe da barragem. Neste caso, $U_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$ correspondem a cota 672,50 m, aproximadamente.

Colunas 1, 2, 3 e 4: valores dados pelas curvas cota x area, volume (Tabela 3.10);

Coluna 5: Volume de sedimentos (U_s) abaixo da cota considerada: desde a superficie ate a nova cota zero apos T anos de operacao do reservatorio, o volume de sedimentos e igual ao volume total assoreado. Abaixo dessa cota o volume de sedimentos e igual a capacidade original.

Coluna 6: desde a superficie ate a nova cota zero a area nao se altera; portanto, a area corrigida e igual a area original. Abaixo dessa cota a area corrigida = 0;

Coluna 7: capacidade original menos volume de sedimentos.

Tabela 3.12 - Distribuicao dos Sedimentos
Metodo Area-Incremento
T = 100 anos ($U_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)

Bloco A

1	2	3	4	5	6	7	8
COTA (m)	PROFUNDIDADE (m)	AREA ORIGINAL (km ²)	CAPACIDADE ORIGINAL (hm ³)	A_0 (km ²)	VOLUME DE SEDIMENTOS (hm ³)	AREA CORRIGIDA (km ²)	CAPACIDADE CORRIGIDA (hm ³)
690,0	50,0	16,50	232,60	1,40	59,18	15,10	173,42
687,5	47,5	13,92	194,58	1,40	55,68	12,52	138,90
685,0	45,0	12,00	162,18	1,40	52,18	10,60	110,00
682,5	42,5	10,29	134,31	1,40	48,68	8,89	85,63
680,0	40,0	8,92	110,30	1,40	45,18	7,52	65,12
677,5	37,5	7,45	89,84	1,40	41,68	6,05	48,16
675,0	35,0	6,19	72,79	1,40	38,18	4,79	34,61
672,5	32,5	4,98	58,83	1,40	34,68	3,58	24,15
670,0	30,0	3,87	47,76	1,40	31,18	2,47	16,58
667,5	27,5	3,30	38,80	1,40	27,68	1,90	11,12
665,0	25,0	2,87	31,09	1,40	24,18	1,47	6,91
662,5	22,5	2,44	24,45	1,40	20,68	1,04	3,77
660,0	20,0	2,09	18,79	1,40	17,18	0,69	1,61
657,5	17,5	1,70	14,05	1,40	13,68	0,30	0,37
655,0	15,0	1,40	10,18	1,40	10,18	0,00	0,00
652,5	12,5	1,15	6,99	1,15	6,99	0,00	0,00
650,0	10,0	0,94	4,38	0,94	4,38	0,00	0,00
647,5	7,5	0,65	2,39	0,65	2,39	0,00	0,00
645,0	5,0	0,41	1,06	0,41	1,06	0,00	0,00
642,5	2,5	0,22	0,28	0,22	0,28	0,00	0,00
640,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Bloco B

h_0	A_0	U_0	$U_S = A_0(H-h_0) + U_0$
20,0	2,09	18,79	81,49
15,0	1,40	10,18	59,18

Roteiro de Calculo

Bloco A

Colunas **1**, **2**, **3** e **4**: valores dados pelas curvas cota x area, volume (tabela 3.10);

Coluna **5**: fator de correcao de area, conforme calculado no **Bloco B**. Note-se que abaixo da nova profundidade zero (h_0), A_0 e igual a area original;

Coluna **6**: Volume de sedimentos (U_S) abaixo da cota considerada, dado pela equacao basica $U_S = A_0(h-h_0) + U_0$, com A_0 , h_0 e U_0 calculados no **Bloco B** e sendo h a profundidade correspondente. Abaixo da nova profundidade zero, $U_S =$ capacidade original;

Coluna **7**: area original - A_0 ;

Coluna **8**: capacidade original - volume de sedimentos.

Bloco B

Neste bloco a profundidade alcancada pelos sedimentos (no pe da barragem) ao final do tempo T (nova profundidade zero = h_0) e calculada por tentativas: assume-se h_0 com seus correspondentes A_0 , U_0 (colunas **2**, **3** e **4** do **Bloco A**); o volume total de sedimentos (U_S), calculado com $U_S = A_0(H-h_0) + U_0$, em que H = profundidade na cota maxima, deve resultar igual ao volume total de sedimentos previamente conhecido (U_{ST}).

Tabela 3.13a - Distribuicao dos Sedimentos Metodo Area-Reducao - T=100 anos ($U_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$) Aproximacao da Profundidade do Deposito

1	2	3	4	5
COTA	P	A	C	$h_p = (U_{ST}-C)/(H \times A)$
650,0	0,20	0,94	4,38	1,17
652,5	0,25	1,15	6,99	0,91
655,0	0,30	1,40	10,18	0,70
657,5	0,35	1,70	14,05	0,53
660,0	0,40	2,09	18,79	0,39
662,5	0,45	2,44	24,45	0,29
665,0	0,50	2,87	31,09	0,20
667,5	0,55	3,30	38,80	0,12

Roteiro de Calculo:

1) Tabela 3.13a

colunas 1, 3 e 4: cota, area e capacidade, transcritas da tabela 3.10;

coluna 2: profundidade relativa = profundidade correspondente a cota considerada dividida pela profundidade total;

coluna 5: funcao adimensional, sendo H a profundidade total tomada no pe da barragem, U_{ST} o volume total de sedimentos, A e C a area e capacidade do reservatorio na respectiva cota;

Os valores de p versus h_p devem ser plotados sobre a figura 2.18 ate que o ajuste aos pontos definidos intercepte a curva relativa ao tipo de reservatorio considerado. O valor de p na intersecao vem a ser a profundidade relativa p_0 da superficie do deposito no pe da barragem.

Tabelas 3.13b e 3.13c

colunas 1, 2, 3 e 4: cota e respectivas profundidade, area e capacidades originais do reservatorio, transcritas da tabela 3.10;

coluna 5: profundidade relativa = profundidade na cota considerada/profundidade total;

coluna 6: funcao caracteristica do tipo de reservatorio, dada por $A_p = 2,487 p^{0,57}(1-p)^{0,41}$ para o tipo II e por $A_p = 16,967 p^{1,15}(1-p)^{2,32}$ para p tipo III;

coluna 7: area de sedimentos na cota correspondente, obtida da seguinte maneira: com p_0 definida conforme procedimento ja descrito, obtem-se $K_1 = A/A_p$, sendo A a area original e A_p o valor da funcao caracteristica correspondentes a p_0 ; os valores de A_s sao entao calculados, desde a superficie ate p_0 (exclusive), multiplicando-se A_p correspondente a cada cota por K_1 ; desde p_0 (inclusive) ate o fundo, A_s e igual a area original;

coluna 8: volume de sedimentos entre duas cotas consecutivas, dado pelo produto da diferenca entre as cotas pela media aritmetica das correspondentes areas de sedimentos; abaixo de p_0 , ΔU_s e igual a diferenca entre as correspondentes capacidades originais.

A soma dos ΔU_s deve ser igual a U_{ST} , admitindo-se diferenca de $\pm 1\%$; caso a diferenca exceda 1% , faz-se $K_2 = K_1 (U_{ST}/\Sigma \Delta U_s)$;

coluna 9: A_s , calculada do mesmo modo que na coluna 7, utilizando-se K_2 em lugar de K_1 ;

coluna 10: ΔU_s , calculado como na coluna 8, considerando-se agora as areas da coluna 9;

coluna 11: volume de sedimentos abaixo da cota considerada = valores acumulados de ΔU_s (de baixo para cima);

coluna 12: $A - A_s$;

coluna 13: $C - U_s$.

Obs.: 1- e possivel, em certos casos, que seja necessaria ainda uma terceira aproximacao, que seria dada por $K_3 = K_2 (U_{ST}/\Sigma \Delta U_s)$, sendo $\Sigma \Delta U_s$ a soma da coluna 10;

2- note-se que a cada alteracao de K altera-se ligeiramente p_0 .

Tabela 3.13b - Distribuicao dos Sedimentos
Metodo Area-Reducao - $M = 3,13$ - Tipo II
 $T = 100$ anos ($U_{ST} = 59,3 \text{ hm}^3$)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
COTA	PROFUN-	A	C	P	A_P	primeira		segunda		U_s	AREA	CAPACIDA-
(m)	DIDADE	(km^2)	(hm^3)			A_s	ΔU_s	A_s	ΔU_s		CORRIGIDA	DE
	(m)					(km^2)	(hm^3)	(km^2)	(hm^3)	(hm^3)	(km^2)	CORRIGIDA
												(hm^3)
690,0	50,0	16,50	232,60	1,00	0,00	0,00				59,09	16,50	173,51
687,5	47,5	13,92	194,58	0,95	0,71	0,89	1,11	0,90	1,12	57,97	13,02	136,61
685,0	45,0	12,00	162,18	0,90	0,91	1,14	2,54	1,16	2,58	55,39	10,84	106,79
682,5	42,5	10,29	134,31	0,85	1,04	1,30	3,05	1,32	3,10	52,29	8,97	82,02
680,0	40,0	8,92	110,30	0,80	1,13	1,41	3,39	1,44	3,45	48,84	7,48	61,46
677,5	37,5	7,45	89,84	0,75	1,20	1,50	3,64	1,52	3,70	45,14	5,93	44,70
675,0	35,0	6,19	72,79	0,70	1,24	1,55	3,81	1,57	3,86	41,28	4,62	31,51
672,5	32,5	4,98	58,83	0,65	1,26	1,58	3,91	1,60	3,96	37,32	3,38	21,51
670,0	30,0	3,87	47,76	0,60	1,28	1,60	3,98	1,63	4,04	33,28	2,24	14,48
667,5	27,5	3,30	38,80	0,55	1,27	1,59	3,99	1,61	4,05	29,23	1,69	9,57
665,0	25,0	2,87	31,09	0,50	1,26	1,58	3,96	1,60	4,01	25,22	1,27	5,87
662,5	22,5	2,44	24,45	0,45	1,24	1,55	3,91	1,57	3,96	21,26	0,87	3,19
660,0	20,0	2,09	18,79	0,40	1,20	1,50	3,81	1,52	3,86	17,40	0,57	1,39
657,5	17,5	1,70	14,05	0,35	1,15	1,44	3,68	1,46	3,72	13,68	0,24	0,37
655,0	15,0	1,40	10,18	0,30	1,08	1,35	3,49	1,37	3,54	10,14	0,03	0,04
652,5	12,5	1,15	6,99	0,25	1,00	1,15	3,12	1,15	3,15	6,99	0,00	0,00
650,0	10,0	0,94	4,38	0,20	0,91	0,94	2,61	0,94	2,61	4,38	0,00	0,00
647,5	7,5	0,65	2,39	0,15	0,79	0,65	1,99	0,65	1,99	2,39	0,00	0,00
645,0	5,0	0,41	1,06	0,10	0,64	0,41	1,33	0,41	1,33	1,06	0,00	0,00
642,5	2,5	0,22	0,28	0,05	0,44	0,22	0,78	0,22	0,78	0,28	0,00	0,00
640,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	0,00	2,28	0,00	0,00	0,00
						$\Sigma \Delta U_s =$	58,38		59,09			
						$ U_{ST} - \Sigma \Delta U_s / U_{ST} =$	0,016		0,004			

Calculos complementares:

Primeira aproximacao:

Da fig. 2.18 $p_0 = 0,273 \implies A = 1,30 \text{ km}^2$ (cota 653,65)
 $A_P = 1,04$

$K_1 = A/A_P = 1,30/1,04$

$K_1 = 1,25$

Segunda aproximacao:

$K_2 = K_1 \times U_{ST} / \Sigma \Delta U_s = 1,25 \times 59,3 / 58,38$

$K_2 = 1,27$

(cota 654,00)

Tabela 3.13c - Distribuicao dos Sedimentos
Metodo Area-Reducao - $M=2,05$ - tipo III
 $T=100$ anos - ($U_{ST}=59,3 \text{ hm}^3$)

1	2	3	4	5	6	7		9		11	12	13
COTA (m)	PROFUN- DIDADE (m)	A (km ²)	C (hm ³)	P	A _P	primeira aproximacao		segunda aproximacao		U _S (hm ³)	AREA CORRIGIDA (km ²)	VOLUME CORRIGIDO (hm ³)
						A _S (km ²)	ΔU _S (hm ³)	A _S (km ²)	ΔU _S (hm ³)			
690,0	50,0	16,50	232,60	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	59,86	16,50	172,74
687,5	47,5	13,92	194,58	0,95	0,02	0,04	0,05	0,04	0,05	59,81	13,88	130,77
685,0	45,0	12,00	162,18	0,90	0,07	0,14	0,22	0,14	0,22	59,59	11,86	102,59
682,5	42,5	10,29	134,31	0,85	0,17	0,34	0,60	0,33	0,59	59,00	9,96	75,31
680,0	40,0	8,92	110,30	0,80	0,31	0,62	1,20	0,61	1,18	57,82	8,31	52,48
677,5	37,5	7,45	89,84	0,75	0,49	0,98	2,00	0,96	1,96	55,86	6,49	33,98
675,0	35,0	6,19	72,79	0,70	0,70	1,39	2,96	1,37	2,91	52,95	4,82	19,84
672,5	32,5	4,98	58,83	0,65	0,91	1,81	4,00	1,78	3,94	49,01	3,20	9,82
670,0	30,0	3,87	47,76	0,60	1,13	2,25	5,08	2,21	4,99	44,02	1,66	3,74
667,5	27,5	3,30	38,80	0,55	1,34	2,67	6,15	2,63	6,05	37,97	0,67	0,83
665,0	25,0	2,87	31,09	0,50	1,53	2,87	6,92	2,87	6,88	31,09	0,00	0,00
662,5	22,5	2,44	24,45	0,45	1,69	2,44	6,64	2,44	6,64	24,45	0,00	0,00
660,0	20,0	2,09	18,79	0,40	1,81	2,09	5,66	2,09	5,66	18,79	0,00	0,00
657,5	17,5	1,70	14,05	0,35	1,87	1,70	4,74	1,70	4,74	14,05	0,00	0,00
655,0	15,0	1,40	10,18	0,30	1,86	1,40	3,87	1,40	3,87	10,18	0,00	0,00
652,5	12,5	1,15	6,99	0,25	1,77	1,15	3,19	1,15	3,19	6,99	0,00	0,00
650,0	10,0	0,94	4,38	0,20	1,59	0,94	2,61	0,94	2,61	4,38	0,00	0,00
647,5	7,5	0,65	2,39	0,15	1,31	0,65	1,99	0,65	1,99	2,39	0,00	0,00
645,0	5,0	0,41	1,06	0,10	0,94	0,41	1,33	0,41	1,33	1,06	0,00	0,00
642,5	2,5	0,22	0,28	0,05	0,48	0,22	0,78	0,22	0,78	0,28	0,00	0,00
640,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	0,00	0,28	0,00	0,00	0,00
						ΣΔU _S =				59,86		
						U _{ST} -ΣΔU _{ST} /U _{ST} =				0,016		
										0,009		

Calculos complementares:

Primeira aproximacao:

Da fig. 2.18 $p_0 = 0,505 \implies$

$A = 3,00 \text{ km}^2$ (cota 665,25)

$A_P = 1,51$

$K_1 = A/A_P = 3,00/1,51$

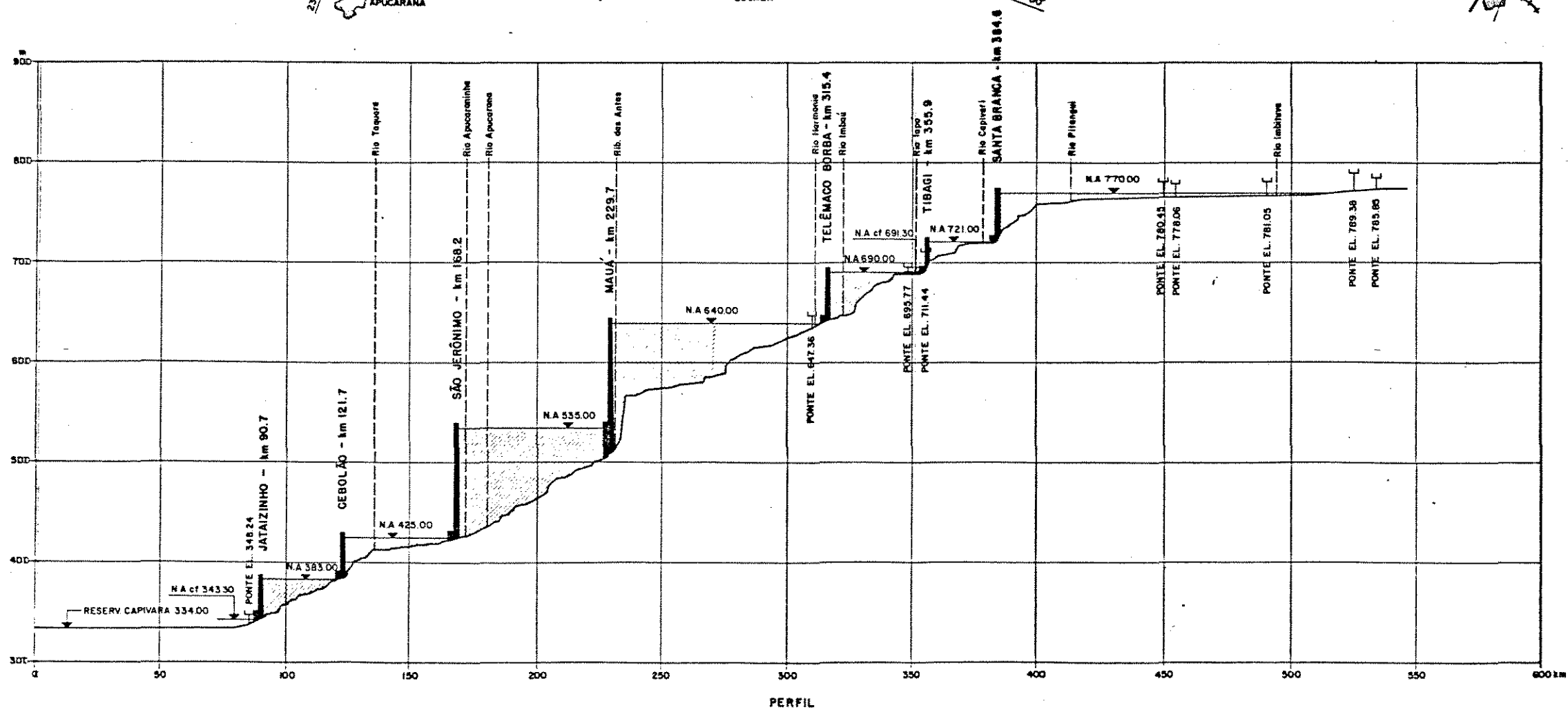
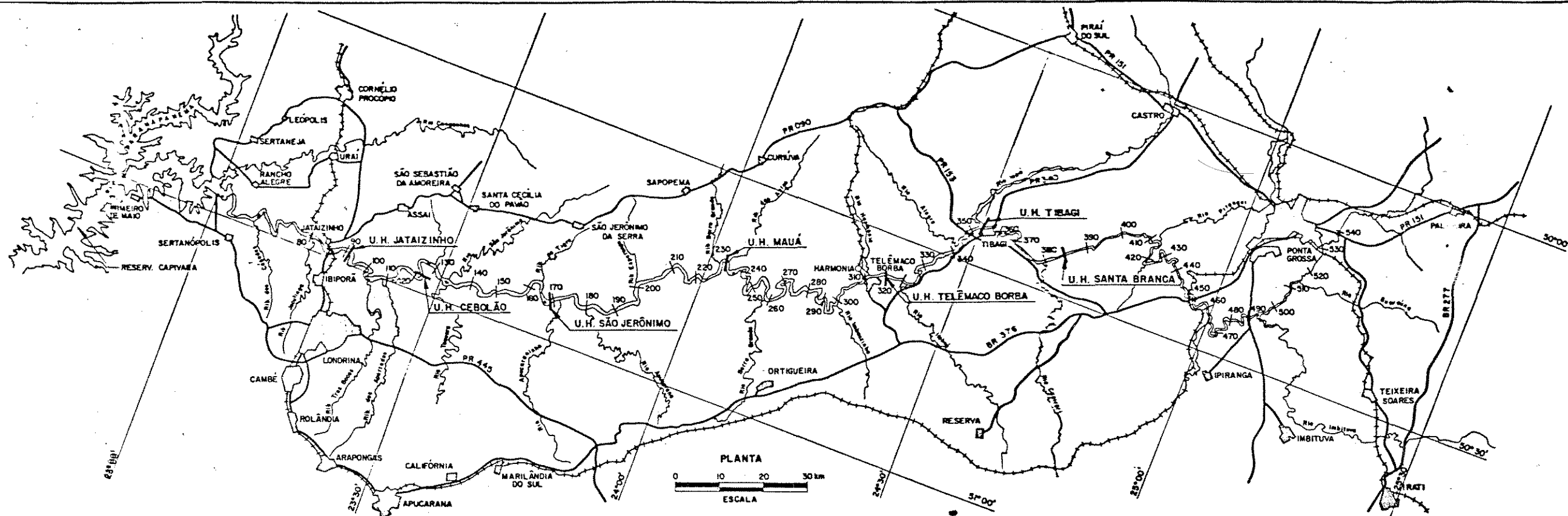
$K_1 = 1,99$

Segunda aproximacao:

$K_2 = K_1 \times U_{ST}/\Sigma \Delta U_S = 1,99 \times 59,3/60,27$

$K_2 = 1,96$

(cota 665,10)



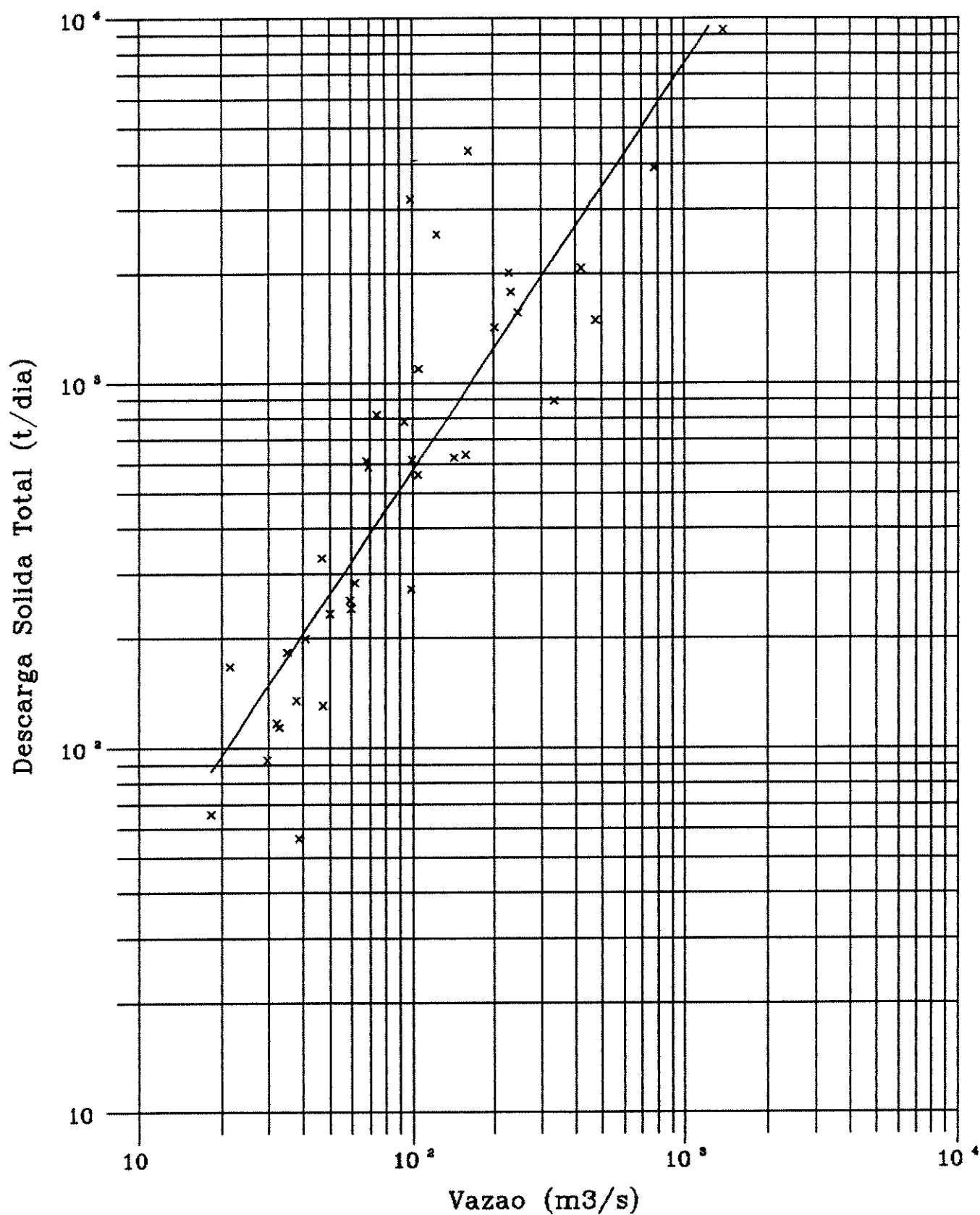
NOTA:

1)- OS NÍVEIS D'ÁGUA FORAM OBTIDOS ATRAVÉS DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO DA FIRMA ARTNICE EM 1959, E REVISADOS PELA COPEL EM 1964.

2)- AS COTAS DAS PONTES FERROVIÁRIAS FORAM FORNECIDAS PELA R.F.F.S.A.

Figura 3.1a - Rio Tibagi - Futuros Aproveitamentos
Planta e Perfil

(do Relatório de Inventário de Estudos Energéticos do Rio Tibagi, 1984)



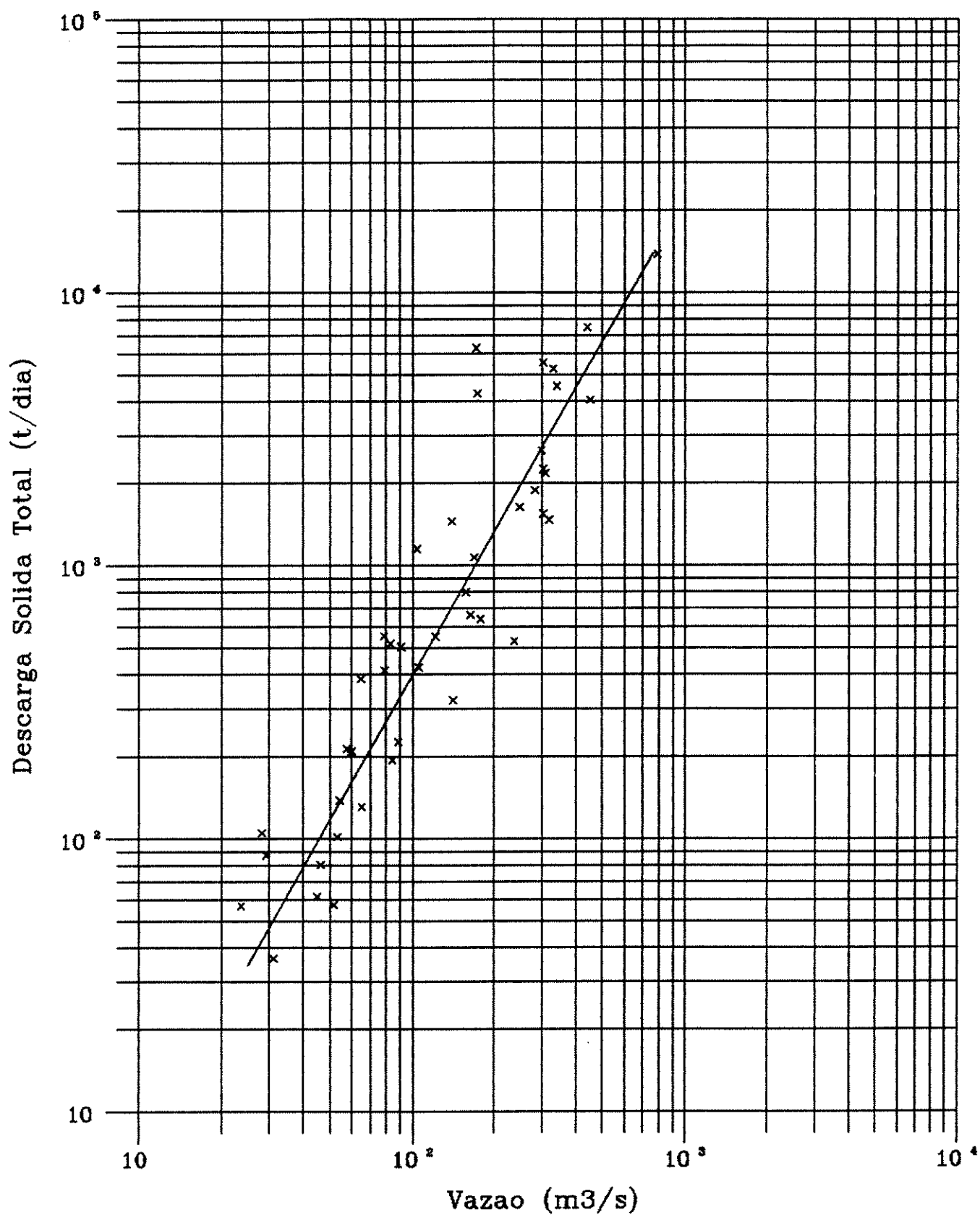


Figura 3.3a - Curva Vazao x Descarga Solida Total
Rio: Tibagi
Estacao: Tibagi

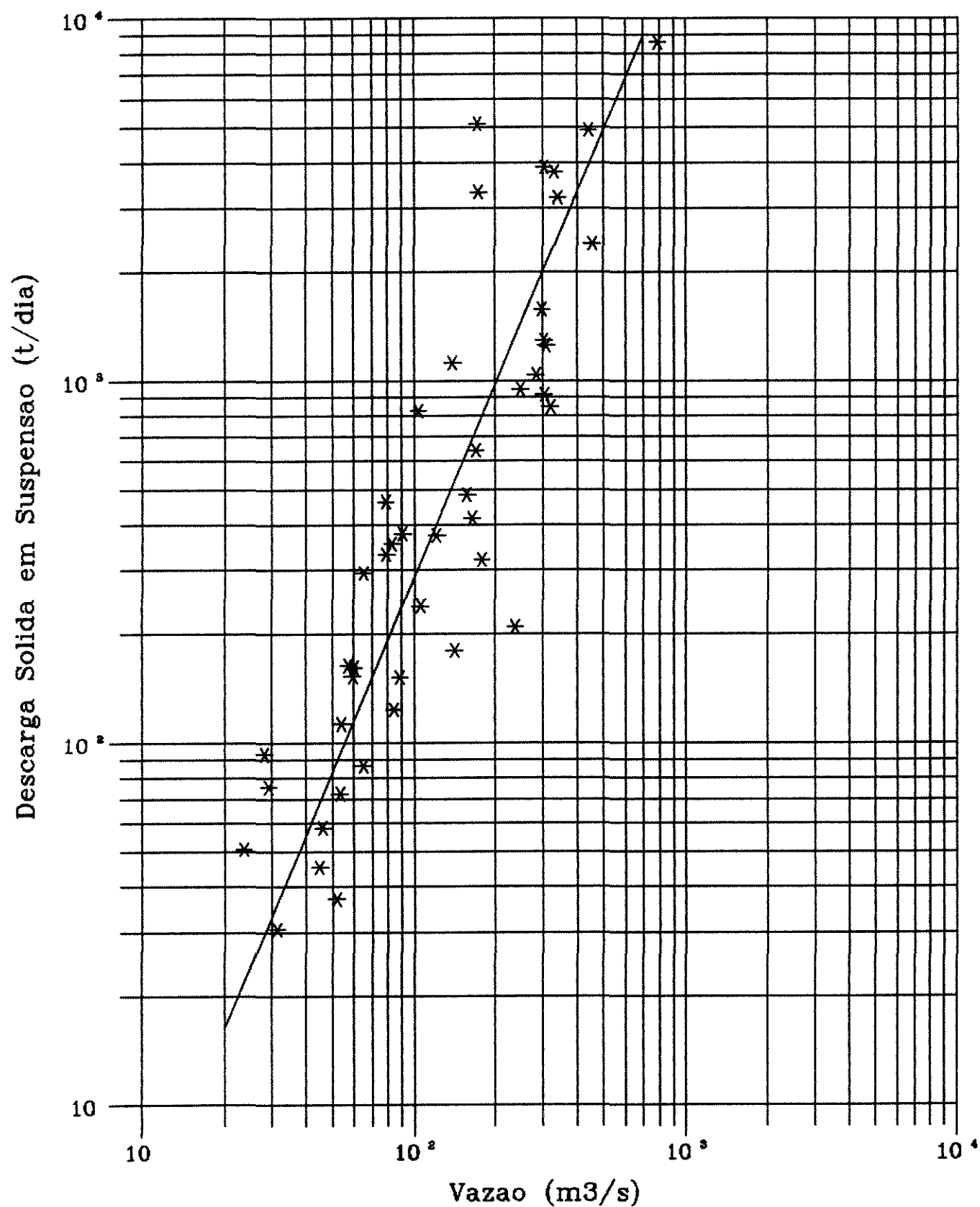


Figura 3.3b - Curva Vazao x Descarga Solida em Suspensao
Rio: Tibagi
Estacao: Tibagi

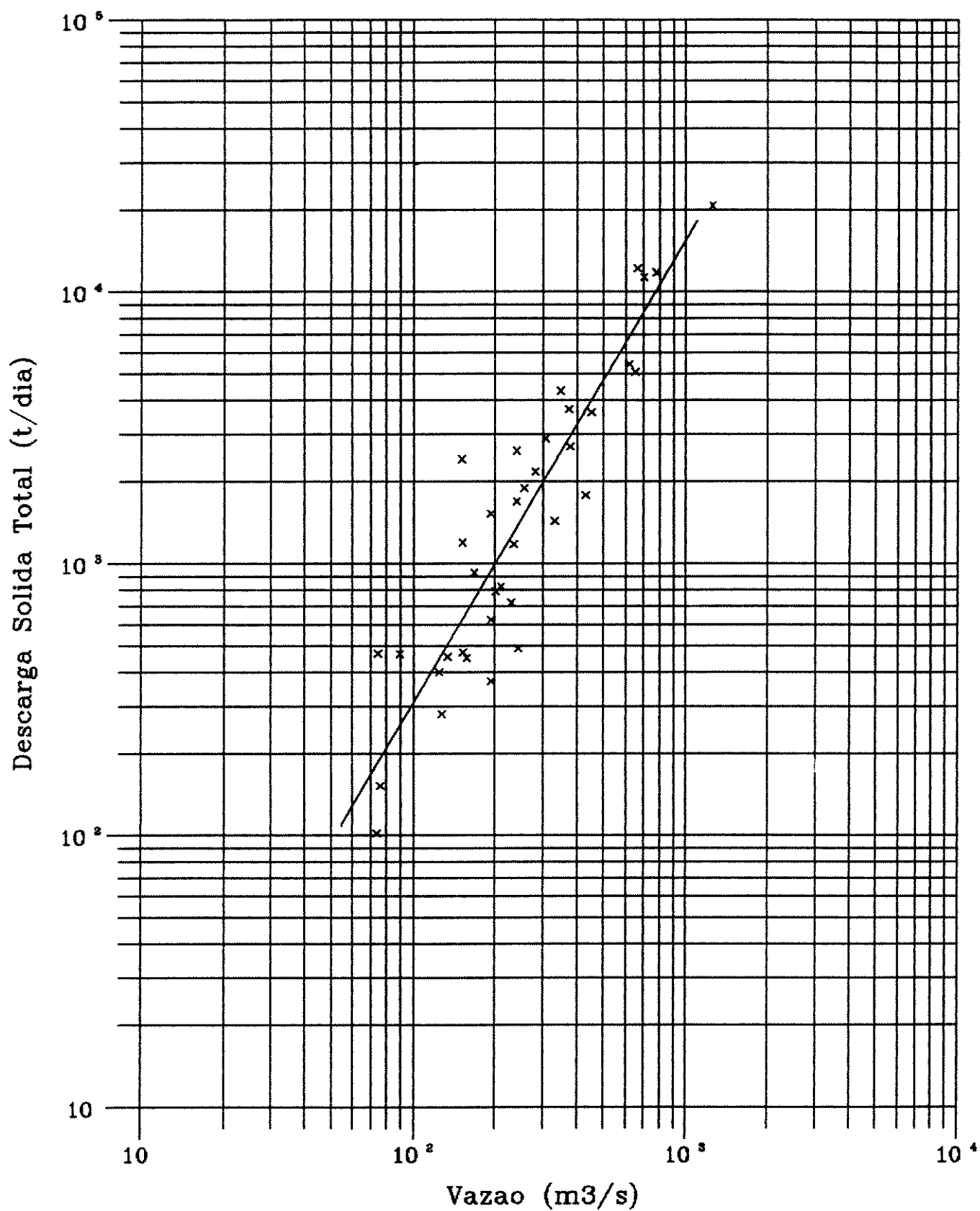


Figura 3.4 - Curva Vazao x Descarga Solida Total
Rio: Tibagi
Estacao: Porto Londrina

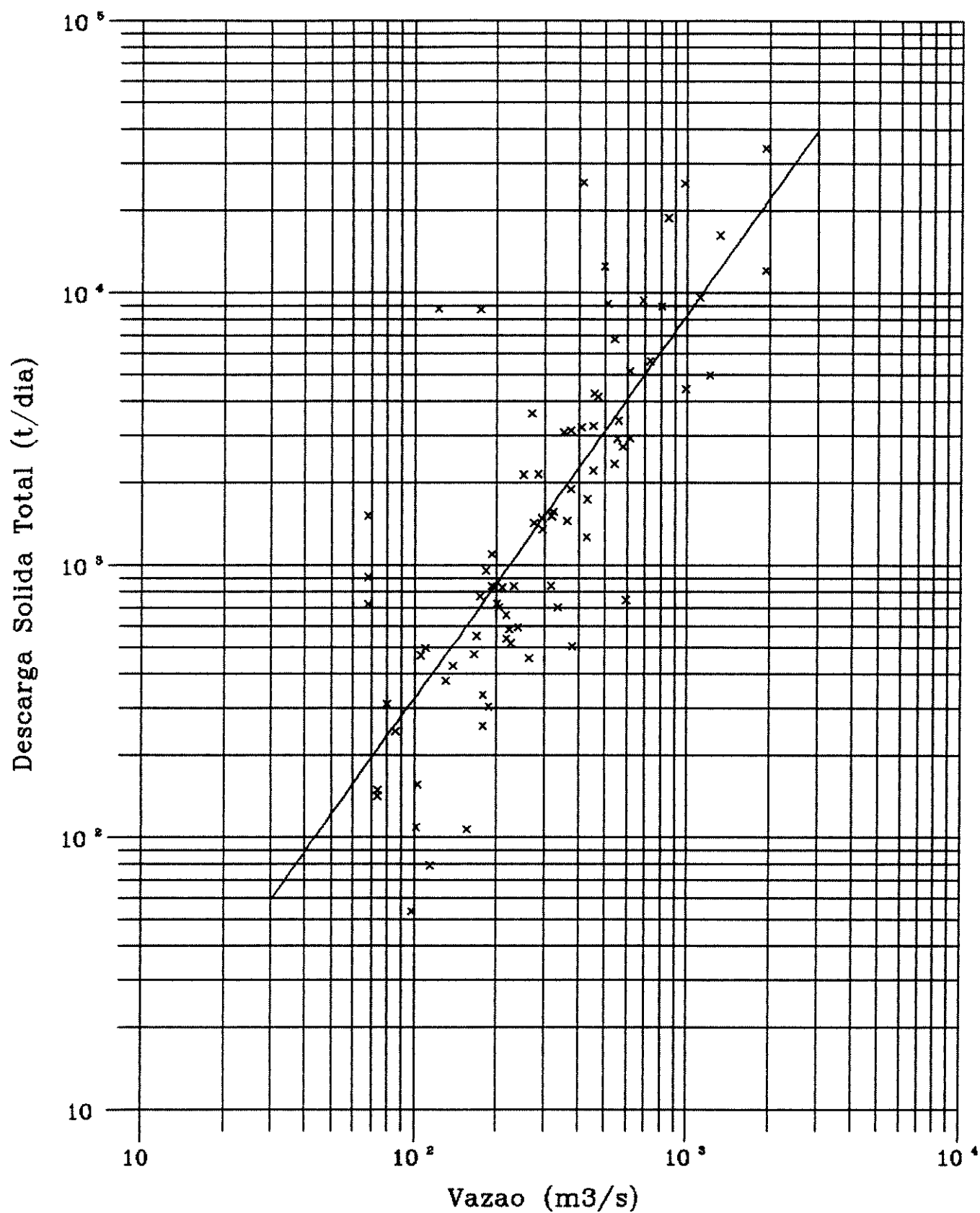


Figura 3.5 - Curva Vazao x Descarga Solida Total
Rio: Tibagi
Estacao: Jataizinho

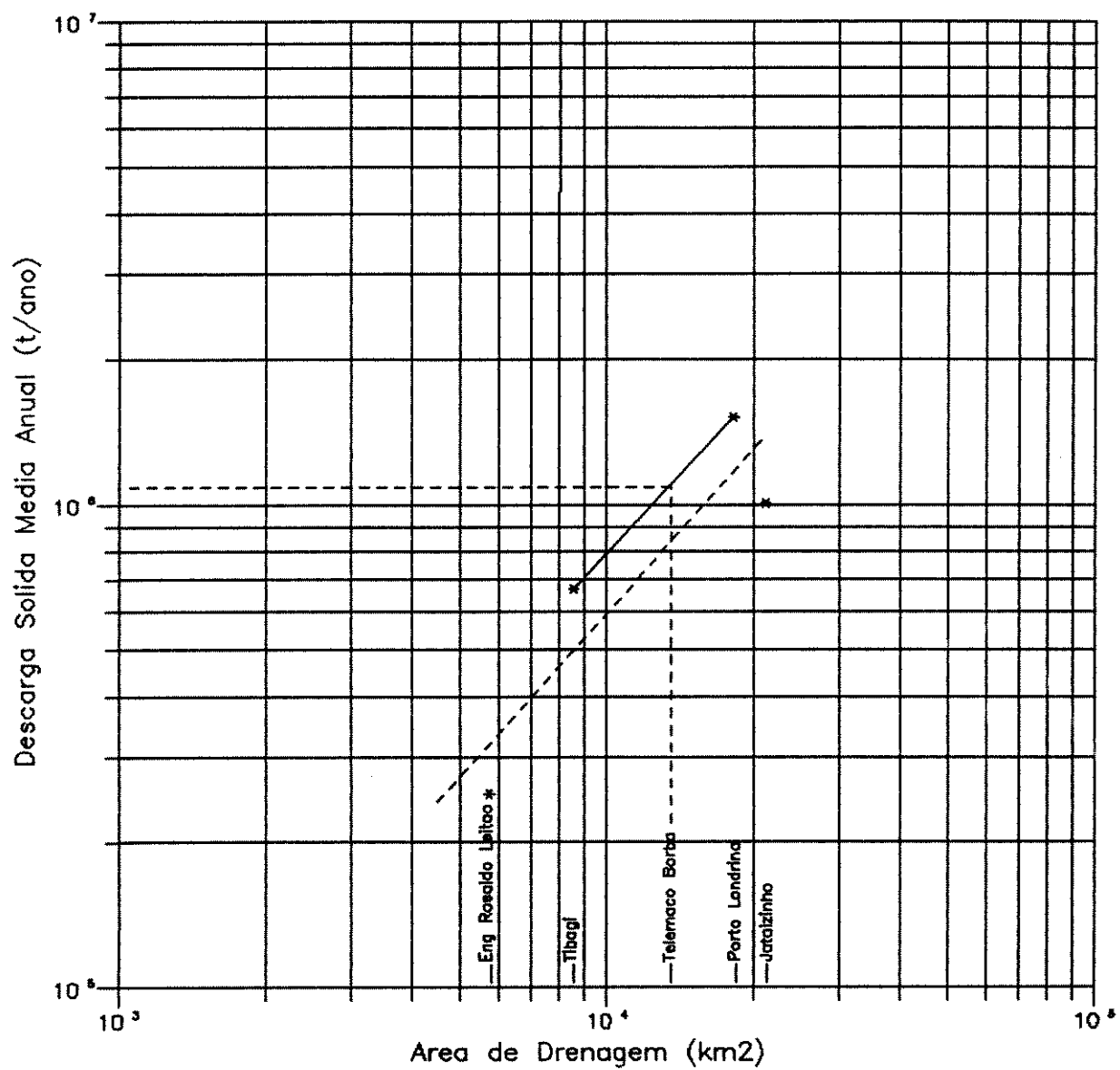


Figura 3.6 – Relacao Area de Drenagem x Descarga Solida Média Anual no Rio Tibagi

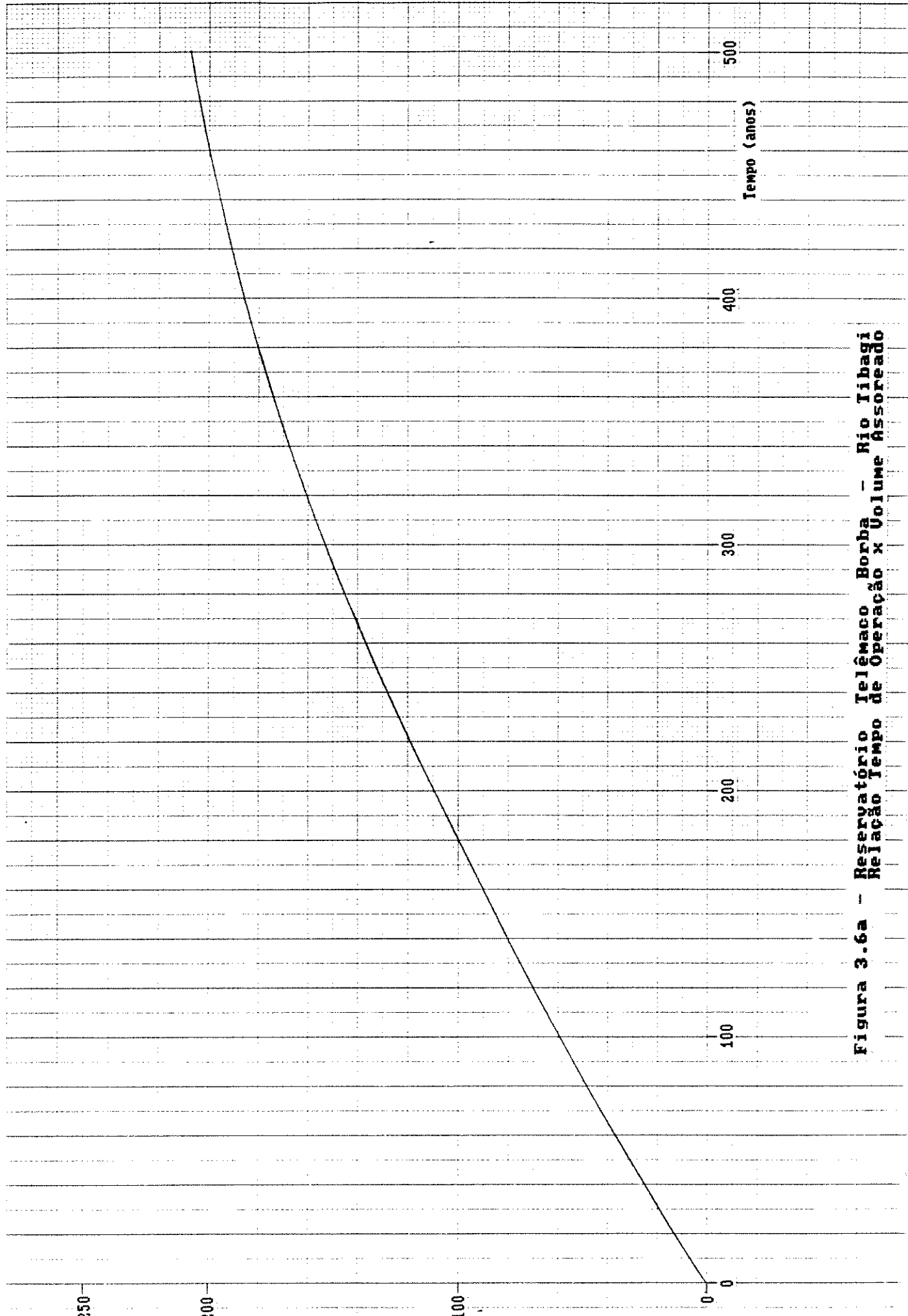


Figura 3.6a - Reservatório Ielémaco Borba - Rio Tibagi
Relação Tempo de Operação x Volume Assoreado

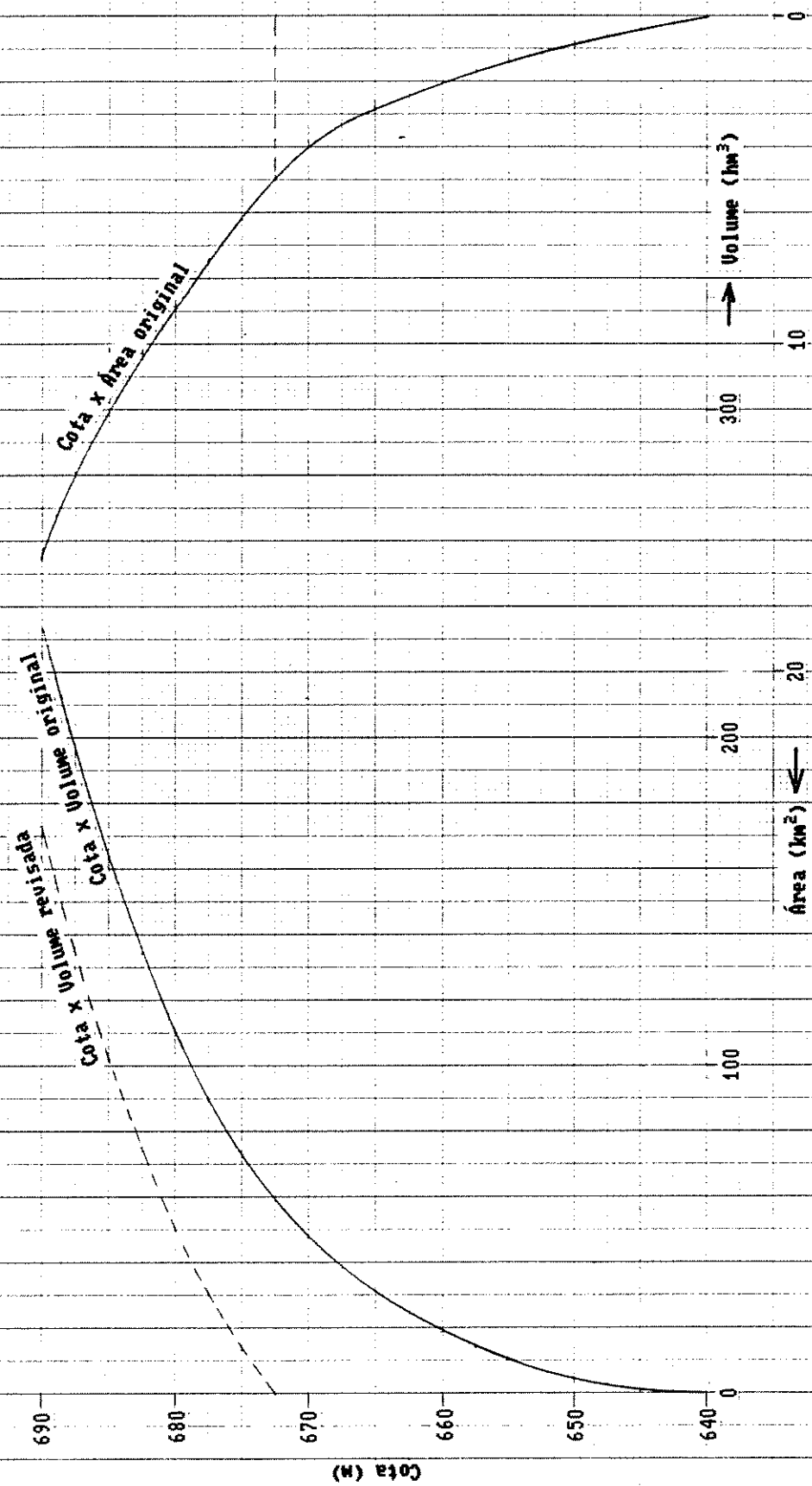


Figura 3.7 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi
Curvas Cota x Área e Cota x Volume
Originais e Revisadas para $I = 100$ Anos
(Método Clássico)

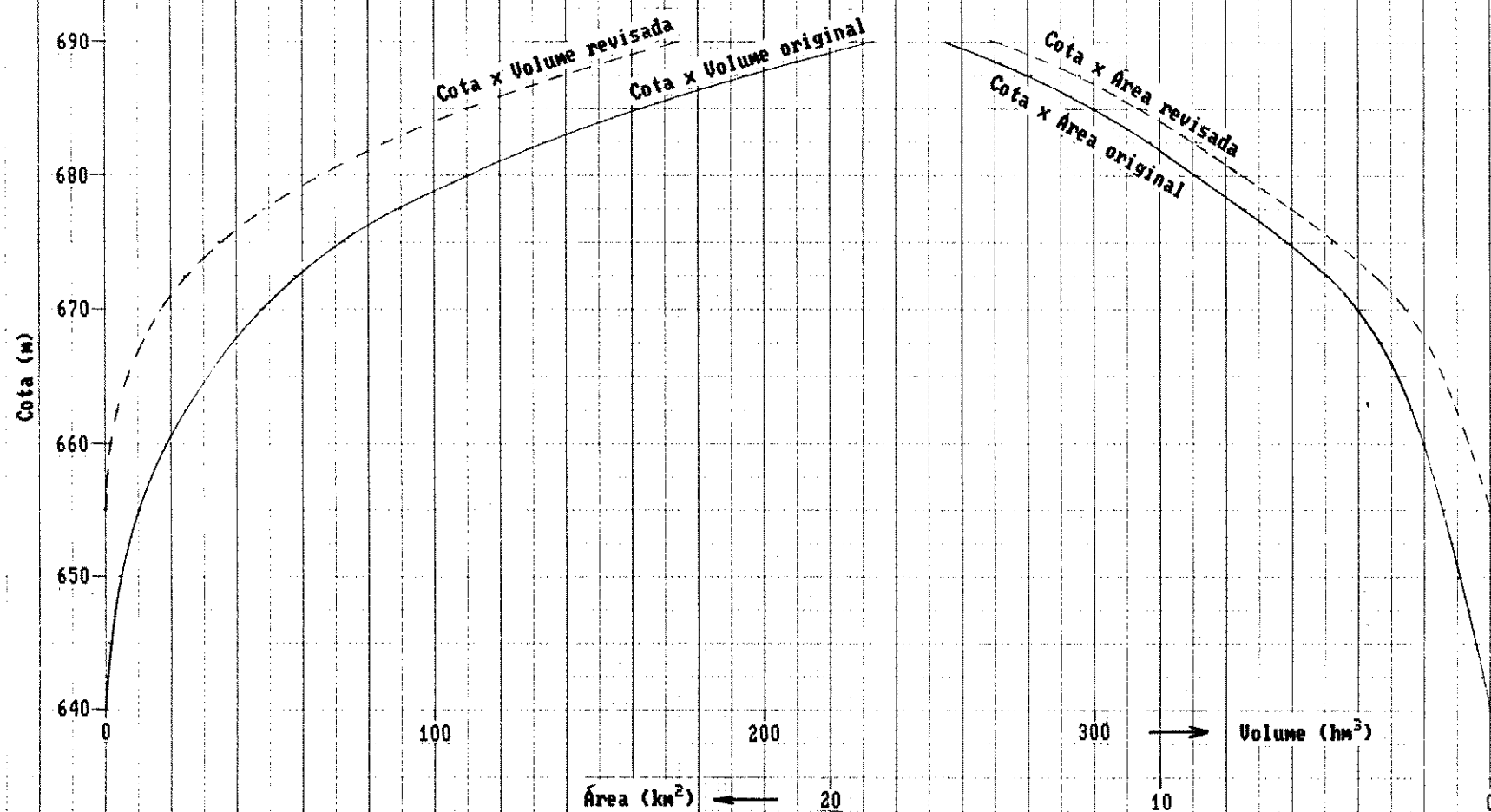


Figura 3.8 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi
Curvas Cota x Área e Cota x Volume
Originais e Revisadas para $T = 100$ Anos
(Método Área-Incremento)

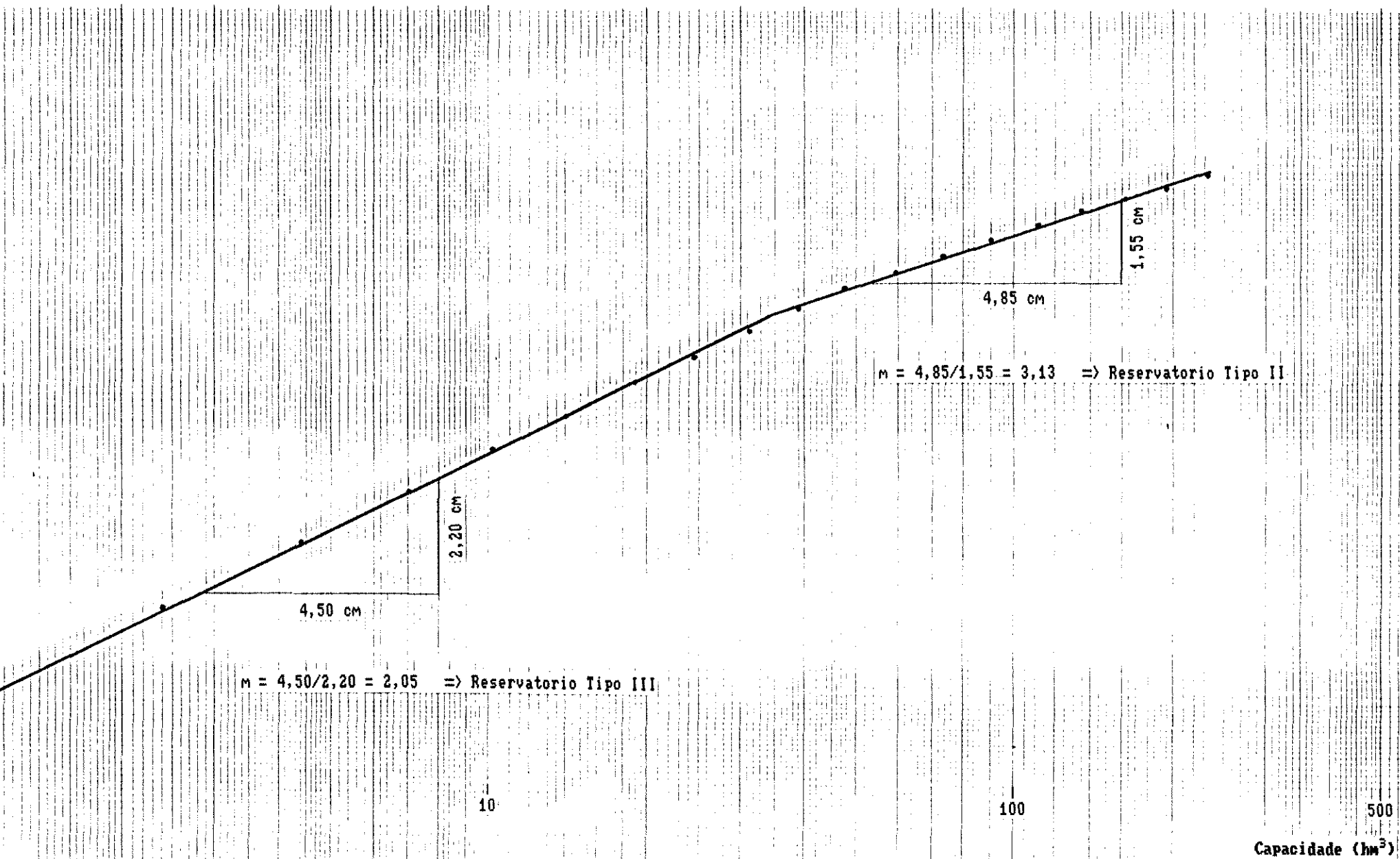


Figura 3.9 - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi
Relação Capacidade x Profundidade

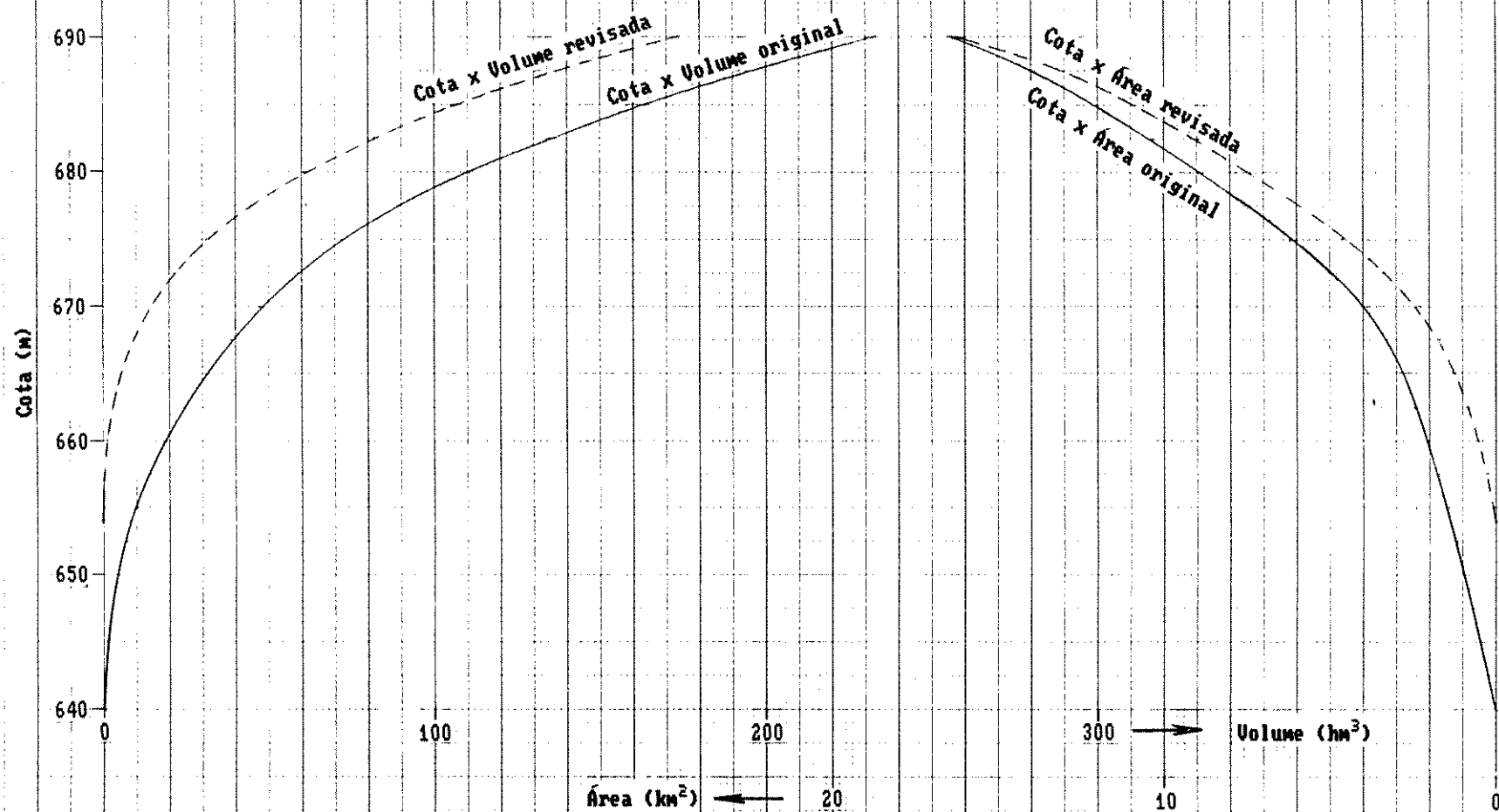


Figura 3.9a - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi
Curvas Cota x Área e Cota x Volume
Originais e Revisadas para $T = 100$ Anos
(Método Área-Redução - Tipo II)

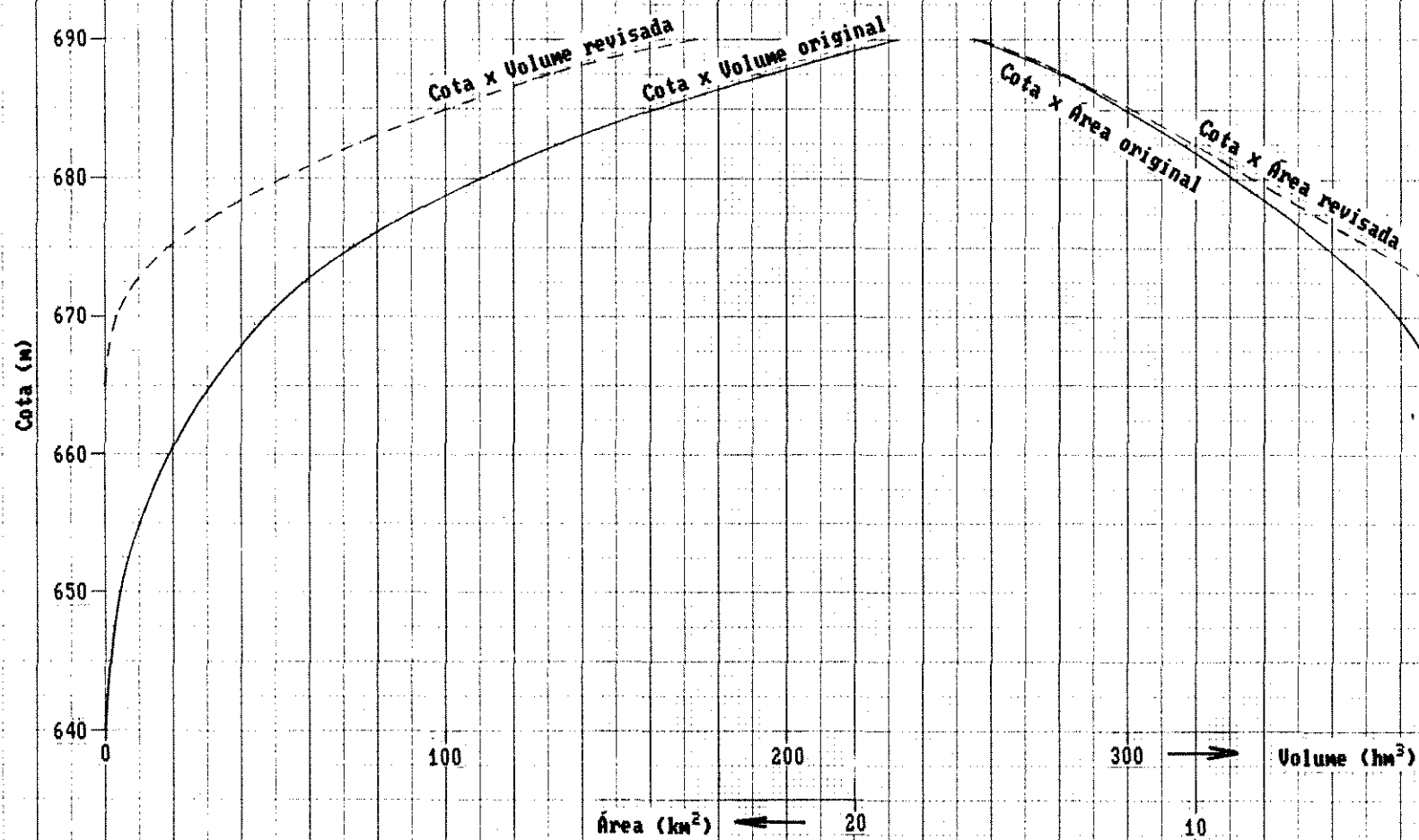


Figura 3.9b - Reservatório Telêmaco Borba - Rio Tibagi
Curvas Cota x Área e Cota x Volume
Originais e Revisadas para $T = 100$ Anos
(Método Área-Redução - Tipo III)

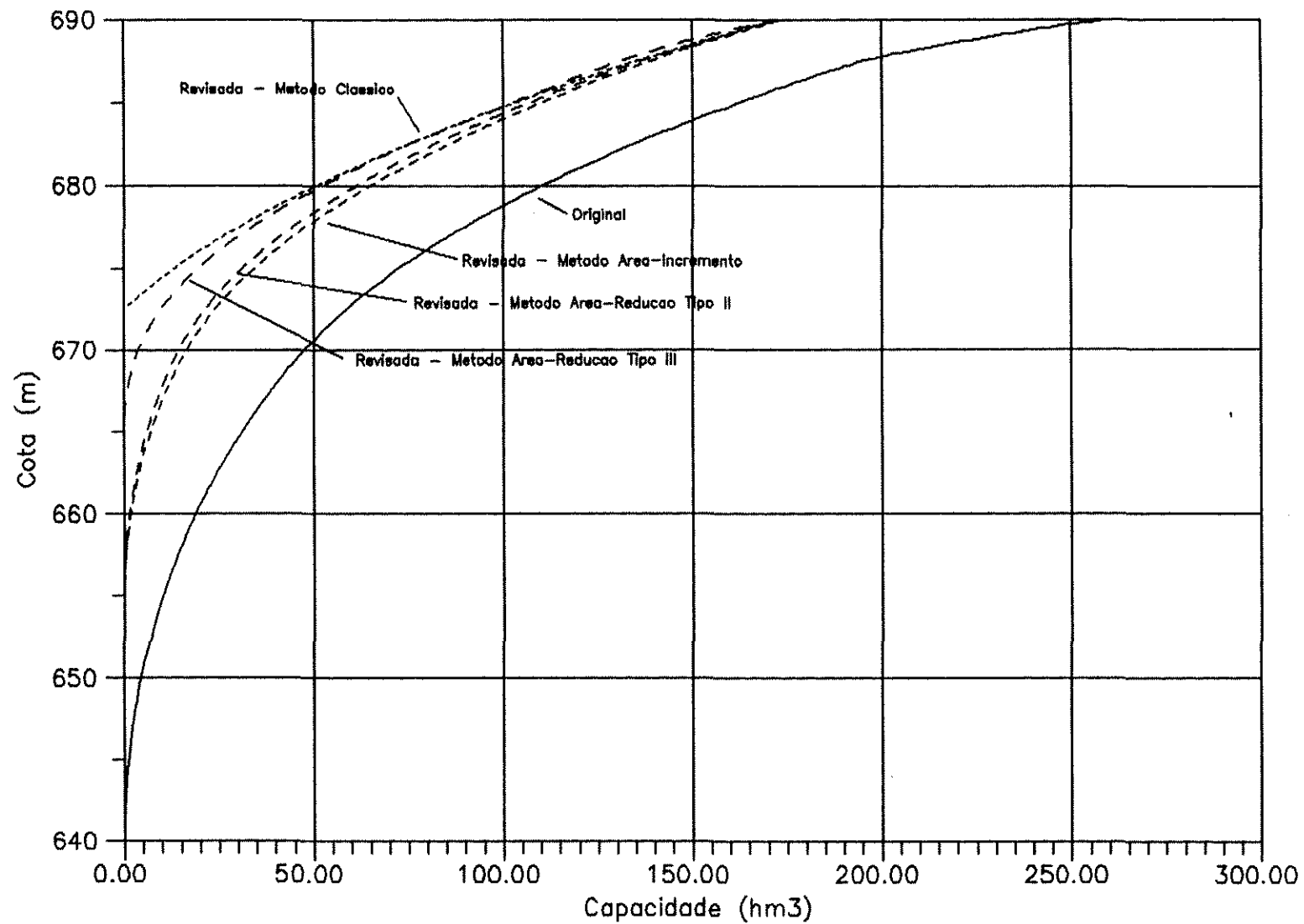


Figura 3.10 – Reservatorio Telemaco Borba – Rio Tibagi
Curvas Cota x Volume Original e Revisadas para T = 100 Anos

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

4.1 Conclusões sobre a Bibliografia Pesquisada

4.1.1 Sobre Modelos de Transporte de Carga Sólida

Embora alguns modelos apresentem resultados razoáveis com alguma regularidade, nenhum modelo garante bom desempenho, a menos que seja aplicado nas mesmas condições de sua calibragem.

O modelo COLBY [1957], muito utilizado quando se dispõe somente de medidas de concentração de material em suspensão, não é confiável, a menos que as relações envolvidas sejam calibradas para o caso específico.

4.1.2 Sobre Eficiência de Retenção

A eficiência de retenção de sedimentos não depende do tamanho do reservatório.

Os fatores que parecem se relacionar mais fortemente com a eficiência de retenção são a granulometria dos sedimentos e a velocidade do escoamento no reservatório.

Areias e partículas maiores são, em geral, integralmente retidas.

Operações de descargas de fundo bem orientadas podem reduzir a eficiência de retenção.

As relações estabelecidas por CHURCHILL [1948] e BRUNE [1953] são as mais adequadas e suficientes para estimativas da eficiência de retenção.

4.1.3 Sobre Peso Específico dos Depósitos

A variabilidade do peso específico de depósitos em

em diferentes reservatórios e mesmo em diferentes locais de um mesmo reservatório é muito grande e parece estar relacionada principalmente com as proporções de argila e a presença de matéria orgânica.

Os valores médios de peso específico inicial dados por Lara e Pemberton (Tabela 2.3) são aceitos como adequados, a menos que se disponha de dados locais, com reservatório já operando.

4.1.4 Sobre Métodos de Previsão de Assoreamento

Dos métodos empíricos, baseados na eficiência de retenção, o método Área-Redução é o mais confiável e internacionalmente aceito, mesmo para grandes reservatórios.

A sofisticação teórica dos modelos matemáticos em nada melhora a qualidade dos resultados (em relação aos métodos empíricos), se não houver refinamento dos dados básicos e relações fundamentais.

4.2 Conclusões sobre o Reservatório de Telêmaco Borba

Os dados sedimentométricos básicos do rio Tibagi não são suficientes para uma estimativa confiável de assoreamento no reservatório em questão ou em qualquer outro no mesmo rio, principalmente no que se refere à formação de deltas e de depósitos de remanso.

A se julgar pelos dados existentes, não haverá perda significativa de capacidade útil de armazenamento em 100 anos de operação, mesmo considerando o resultado mais desfavorável (14% de perda).

Considerando ainda os mesmos dados, o tempo de assoreamento da capacidade total do reservatório é de 700 anos.

4.3 Recomendações Gerais

Seria interessante que os órgãos gerenciadores de redes hidro-sedimentométricas desenvolvessem, eles mesmos ou conveniados com entidades de pesquisa, estudos sobre a adequação de modelos de

transporte de sedimentos a bacias e rios específicos.

Igualmente interessante e ainda mais importante é que os órgãos gerenciadores de reservatórios procedam o monitoramento criterioso e sistemático de reservatórios em operação, no que diz respeito ao assoreamento.

4.4 Recomendações sobre o Rio Tibagi e o Reservatório da Usina Hidro-elétrica de de Telêmaco Borba

A carga sólida afluente ao futuro reservatório de Telêmaco Borba deve ser melhor avaliada, com a aplicação de outros métodos, caso não se possa medi-la integralmente. Caso se obtenha um valor significativamente maior que o utilizado nesta dissertação (1080000 t/ano), os cálculos de assoreamento devem ser refeitos.

A fim de se avaliar o transporte de material sólido por outros métodos (além do de Colby), é imprescindível que se procedam, no mínimo, coleta e análise do material de fundo ao longo do rio Tibagi. Geralmente os bons locais para medição de vazão não são também bons para coleta de material de fundo. Portanto, caso não se consiga coletar esse material nas seções hidro-sedimentométricas existentes, recomenda-se que se proceda a coleta em outras seções, afastadas das corredeiras, preferencialmente em trechos de remanso.

Seria interessante aferir as relações do método de Colby para as seções hidro-sedimentométricas do rio Tibagi. Isto deve ser feito preferencialmente com dados integralmente medidos, ou seja, descarga em suspensão e descarga de fundo medidas. Se e somente se não for possível medir a descarga de fundo, esta pode ser inferida subtraindo a descarga em suspensão medida da descarga total calculada pelo método Einstein Modificado. Para a aplicação do método Einstein Modificado será necessária a análise granulométrica do material em suspensão, além da análise do material do leito.

Quando já se dispuser da análise granulométrica do material do leito é importante que se faça o estudo de assoreamento do reservatório de Telêmaco Borba através de um modelo matemático, a fim de se avaliar possíveis formações de depósitos de remanso que possam

alterar níveis de enchentes na cidade de Tibagi.

BIBLIOGRAFIA

- ASADA, H. Some Examples of Bed Profile Calculation of Sedimentation in Reservoirs in Mountainous Region. 15 th Congress IAHR, Istambul, VI, 1973.
- BONDURANT, D.C. Sedimentation Studies at Conchas Reservoir in New Mexico. Trans. of the ASCE, V.116, 1951.
- BONILHA, J.R. Sistema de Descarga de Fundo da Barragem da Usina Hidroelétrica de Monte Alto da Companhia de Cimento Itaú. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens - Comissão de Hidráulica, nov., 1987.
- BORLAND, W.M. River Mechanics. Water Resources Publications, Chap.29, 1971.
- BORLAND, W.M. and MILLER, C.R. Distribution of Sediment in Large Reservoirs. JHD, ASCE, V.84, 1958.
- BROWN, C.B. Discussion of "Sedimentation in reservoirs" by B.J. Witzig. Proc. ASCE, V69, N6, 1943.
- BRUNE, G.M. and ALLEN, R. E. A Consideration of Factors Influencing Reservoir Sedimentation in the Ohio Valley Region. Trans. Amer. Geophys. Union, V.22, 1941.
- BRUNE, G.M. Trap Efficiency of Reservoirs. Trans. Amer. Geophys. Union, V.34, N3, 1953.
- BUBE, K.P. and TRIMBLE, S.W. Revision of the Churchill Reservoir Trap Efficiency Curves Using Smoothing Splines. Water Resources Bulletin, V.22, N2, 1986.
- BRUK, S. Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs. UNESCO, 1985.
- CARO, L. MADEIRA, E.F. y LOU, W.C. Aplicacion de Modelo Matematico de Deposicion de Sedimentos al Calculo de la Vida Util de un Embalse. XI Congreso Latinoamericano de Hidraulica, IAHR, 1984.
- CARVALHO, N.O. Cálculo do Assoreamento e da Vida Útil de um Reservatório na fase de Estudos de Inventário. ELETROBRAS, Informação Técnica nº 040, 1991.
- CHANG, F.F.M and RICHARDS, D.L. Deposition of Sediment in Transsiente Flow. JHD, June, 1971.
- CHAO, P.C. and AHMED, E. A Mathematical Model for Reservoir Sedimentation Planning. Int. Water Power & Dam Construction, V.37, N1, 1985.
- CHEN, Y.H., LOPEZ, J.L. and RICHARDSON, E.V. Mathematical Modelling of Sediment Deposition in Reservoirs. J.H.D., Dec., 1978.
- CHOW, V.T. Handbook of Applied Hydrology. McGraw Hill, 1964.
- CHOW, V.T. Open Channel Hydraulics. McGraw Hill, 1959.

- CHURCHILL, M.A. Discussion of "Analysis and Use of Reservoir Sedimentation Data", by L. C. GOTTSCHALK. Proceedings of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Denver, 1947, published by U.S. Bureau of Reclamation, 1948.
- COLBY, B.R. Relationship of Unmeasured Sediment Discharge to Mean Velocity. Trans. Amer. Geophys. Union, V 38, N5, oct., 1957.
- COLBY, B.R. and HEMBREE, C.H. Computation of Total Sediment Discharge Niobrara River near Cody, Nebraska. Water Supply, Paper 1357, U.S. Geological Survey, 1955.
- COLBY, B.R. and HUBBELL, D.W. Simplified Methods for Computing Total Sediment Discharge with Modified Einstein Procedure. Water Supply, Paper 1593, U.S. Geological Survey, 1961.
- COPEL Relatório dos Estudos de Inventário Energético do Rio Tibagi. COPEL, 1984.
- COSTA, J.L.A.T. da. Contribuição de Sedimentos para Áreas Agrícolas, devida a Eventos Pluviosos. Dissertação de Mestrado, UNICAMP, 1988.
- DENDY, F.E. Sediment Trap Efficiency of Small Reservoirs. Trans. of the ASCE, 1974.
- DIPLAS, P. Bedload Transport in Gravel Bed Streams. JHE, V.113, N3, 1987.
- GILL, M. A. Sedimentation and Useful Life of Reservoirs. J. of Hydrology, V.44, 1979.
- GRAF, W.H. The Hydraulics of Reservoir Sedimentation. Int. Water Power & Dam Construction, V.35, N4, 1983.
- GOTTSCHALK, L.C. Measurements of Sedimentation in Small Reservoirs. Trans. of the ASCE, V.117, 1952.
- GARDE, R.J. and RAJU, K.G.R. Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems. 2^a ed, 1985.
- GARDE, R.J. and SWAMEE, P.K. Analysis of Aggradation Upstream of a Dam. Proceedings, IAHR, International Symposium on River Mechanics, Bangkok, V1, 1973.
- GRAF, W.H. Hydraulics of Sediment Transport. McGraw-Hill, 1971.
- GRAF, W.H. The Hydraulics of Reservoir Sedimentation. Int. Water Power & Dam Construction, V. 35, N4, 1983.
- HEINEMANN, H.G. A New Sediment Trap Efficiency Curve for Small Reservoirs. Water Resources Bulletin, V.17, N5, 1981.
- HEINEMANN, H.G. Volume-Weight of Reservoir Sediment. J.H.D., V.88, 1962.

- HEINEMANN, H.G. Sediment Distribution in Small Flood-Water Retarding Reservoirs in the Missouri Basin Loess Hills. Agric. Research Service, Feb., 1961.
- HEINEMANN, H.G. and R. D.L. Sediment Measurement Techniques: Reservoir Deposits. JHD, V.97, 1971.
- HENRIQUES, A.G. Mathematical Modelling of Unsteady Flow in Alluvial Channels. 17 th Congress IAHR, Baden-Baden, V.1, 1977.
- HUBBELL, D.W. and MATEJKA, D.Q. Investigations of Sediment Transportation, Middle Loup River at Dunning, Nebraska. Water Supply, Paper 1476, U.S. Geological Survey, 1959.
- KARAUSHEV, A. A Method of Calculating Sedimentation in Reservoirs. Soviet Hydrology, N3, 1965.
- KARAUSHEV, A. The Silting of Small Reservoirs and Ponds Theory and Calculation Methods. Soviet Hydrology, N1, 1966.
- KOELZER, V.A. and LARA, J.M. Densities and Compaction Rates of Sediment Deposits. J.H.D., ASCE, V.84, 1958.
- LANE, E.W. and KOELZER, V.A. Density of Sediments Deposited in Reservoirs. Report N9 of a Study of Methods Used in Measurement and Analysis of Sediment Loads in Streams, St. Paul United States Eng. District, 1953.
- LARA, J.M. and PEMBERTON, E.L. Initial Unit Weight of Deposited Sediments. Proc. of the Federal Interagency Sedimentation Conference, Dep. of Agric. Miscellaneous Publication Nº 970, 1963.
- MAACK, R. Geografia Física do Estado do Paraná. Sec. Cult. e Esp. do Governo do Estado do Paraná, 2ª ed., 1981.
- MEGAHAN, W.F. Volume Weight of Reservoir Sediment in Forest Areas. J.H.D., Aug., 1972.
- MILLER, C.R. Determination of Unit Weight of Sediment for Use in Sediment Volume Computations. Memorandum, U.S. Bureau of Reclamation, Feb., 1953.
- MILORADOV, V. and BRUK, S. Mathematical Modelling of Sedimentation in Reservoirs and Rivers. 17th Congress IAHR, Baden-Baden, V.1, 1977.
- NAKATO, T. Tests of Selected Sediment Transport Formulas. J.H.E., ASCE, V.116, N3, 1990.
- PHIEN, H.N. and ARBHABHIRAMA, A. A Statistical Analysis of the Sediment Volume Accumulated in Reservoirs. J. of Hydrology, V.44, 1979.
- PAIVA, J.B.D. e VILLELA, S.M. Avaliação dos métodos de Descarga Sólida em rios. RBE, Caderno de Recursos Hídricos, V.7 nº1, 1989.
- RAUSCH D.L. and HEINEMANN, H.G. Controlling Reservoir Trap Efficiency. Trans. of the ASCE, 1975.

- ROCHA, J.S. A Erosão Hídrica na Bacia do Rio Guadiana e o Assoreamento da Albufeira de Alqueva. LNEC, memória nº 541, Lisboa, 1980.
- ROCHA, J.S. Assoreamento de Pequenas Albufeiras Associadas a Centrais Elétricas de Muito Pequena Potência. LNEC, memória nº 540, Lisboa 1980.
- SCHIEBE, F.R. and DENDY, F.E. Control of Water Residence Time in Small Reservoir. Trans. of the ASCE, 1978.
- SZETCHOWYCZ, R. and QUERESHI, M.M. Sedimentation in Mangla Reservoir. JHD, 1973.
- SHEN, H.W. and HUNG, C.S. Remodified Einstein Procedure for Sediment Load. JHE, ASCE, V.109, N4, 1983.
- SINGH, K.P. and DURGUNOGLU, A. Economic Reservoir and Storage Conservation by Reduced Sedimentation. Journal of Water Resources Planning and Management, V. 116, N1, jan., 1990.
- SUGAI, M.R. von B. Trabalho de Final de Curso (Avaliação do Assoreamento do Reservatório da Futura Usina Hidroelétrica de Salto Mauá). Programa de Impactos Ambientais de Barragens, Convênio de Cooperação Técnica SUREHMA/GTZ, set, 1991.
- THOMAS, W.A. and PRASHUN, A.L. Mathematical Modeling of Sediment Transport, Scour and Deposition in River Channels. 17 th Congress IAHR, Baden-Baden, V.1, 1977.
- TOFFALETI, F.B. Definitive Computations of Sand Discharge in Rivers. JHD, jan., 1969.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Dams, 1977.
- URLAPOV, G.A. Irrigation Reservoir that Silts up Insignificantly. Soviet Hydrology, V.16, N3, 1977.
- VANONI, V.A. Sedimentation Engineering. ASCE, 1975.
- YANG J.M. and MOLINAS, A. A Sediment Transport and Unit Stream Power Function. JHD, ASCE, V.109, N6, 1982.
- YUCEL, O. and GRAF, W.H. Bed Load Deposition in Reservoirs. 15th Congress IAHR, Istambul, V.1, 1973.