

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Contribuição ao Estudo da Otimização de
Redes Hidráulicas Através de um Modelo de
Programação Linear**

Maria Alice Amado Gouveia Venturini

**Campinas
1997**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

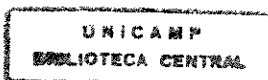
Contribuição ao Estudo da Otimização de Redes Hidráulicas Através de um Modelo de Programação Linear

Maria Alice Amado Gouveia Venturini

Orientador: Prof. Dr. Paulo Sérgio Franco Barbosa

Dissertação de Mestrado apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil da
UNICAMP, para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil, Área de
Recursos Hídricos.

Campinas, 1997
S.P. - Brasil



Atento que esta
é a versão definitiva
da dissertação
MAMB 12/02/98

9808367

UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	UNICAMP
	V568c
V. Ex.	
TCMBO BC/	33191
PROC.	395/98
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	26/03/98
N.º CPD	

CM-00108274-2

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

V568c Venturini, Maria Alice Amado Gouveia
Contribuição ao estudo da otimização de redes
hidráulicas através de um modelo de programação linear /
Maria Alice Amado Gouveia Venturini.--Campinas, SP:
[s.n.], 1997.

Orientador: Paulo Sérgio Franco Barbosa
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.


1. Otimização matemática. 2. Engenharia hidráulica -
Planejamento. 3. Abastecimento de água. I. Barbosa,
Paulo Sérgio Franco. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Contribuição ao Estudo da Otimização de
Redes Hidráulicas Através de um Modelo de
Programação Linear**

Maria Alice Amado Gouveia Venturini

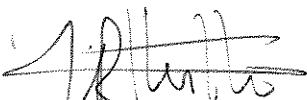
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Paulo Sérgio Franco Barbosa
Presidente e Orientador - FEC UNICAMP



Prof. Dr. Renato Soliani
FEC UNICAMP



Prof. Dr. Antônio Marozzi Righeto
EESC - USP

Campinas, 16 de dezembro de 1997.

À Zulmira Amado,
com carinho e gratidão.

✓

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Paulo Sérgio Franco Barbosa, orientador e amigo, pela competência, dedicação e compreensão dispensada durante a realização deste trabalho.

Ao Prof. Renato Soliani pelo apoio recebido.

Aos meus pais, Mário e Maria Elena, por me ensinarem o verdadeiro sentido da vida, e às minhas irmãs Maria Elizabeth e Maria Cristina pelo incentivo e ajuda nas horas difíceis.

Aos meus filhos, José Otávio e Jéssica pelo sorriso, pela alegria e pela vida.

Ao Silvio, que tanto amo e admiro, pelo companheirismo, paciência e incentivo.

Aos grandes amigos Alberto L. Francato, Heloísa V. Silva, Mário Zezza, Claudinei Ignácio, Claudete Landy, Bruno Debernardi e ao Sr. Airton L. Lourenço, pelo incentivo e ajuda nas horas difíceis.

Aos funcionários da Faculdade de Engenharia Civil e da Biblioteca da Área de Engenharia Civil, pela orientação e préstimos.

À FAPESP pelo apoio financeiro concedido para realização deste trabalho.

À todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

À Deus por me ajudar a concluir mais uma etapa da minha vida.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	i
AGRADECIMENTOS.....	ii
SUMÁRIO.....	iii
LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE TABELAS.....	vii
LISTA DE VARIÁVEIS.....	viii
RESUMO.....	x
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1.OBJETIVO DO TRABALHO.....	1
1.2. A COMPLEXIDADE DO PLANEJAMENTO OPERACIONAL.....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO DA DISSERTAÇÃO.....	4
2. A OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO URBANO DE ÁGUA.....	5
2.1. ELEMENTOS DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	5
2.2. A UTILIZAÇÃO DE MODELOS COMPUTACIONAIS NA OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	10
2.2.1. CONTROLE OPERACIONAL.....	11
2.2.1.1. ELEMENTOS DE CONTROLE OPERACIONAL.....	14
2.2.1.1.1. BOMBAS.....	14
2.2.1.1.2. VÁLVULAS E REGISTROS.....	18
2.3. CONTROLE DE PERDAS.....	20
3. MÉTODOS PARA PROJETO E OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	23
3.1. GENERALIDADES.....	23
3.2. MÉTODO DE HARDY CROSS.....	23

3.3. MÉTODO DE NEWTON RAPHSON.....	24
3.4. MÉTODO DA TEORIA LINEAR.....	25
3.5. APLICAÇÃO DO MÉTODO DE HARDY CROSS E DO MÉTODO DA TEORIA LINEAR.....	27
3.5.1. MÉTODO DE HARDY CROSS.....	27
3.5.2. MÉTODO DA TEORIA LINEAR.....	27
4. O USO DA OTIMIZAÇÃO E DA SIMULAÇÃO NA ANÁLISE DE REDES HIDRÁULICAS.....	33
4.1 MODELOS MATEMÁTICOS.....	33
4.1.1. MODELOS DE OTIMIZAÇÃO.....	34
4.1.1.1. PROGRAMAÇÃO LINEAR (PL).....	34
4.1.1.1.1. OTIMIZAÇÃO DE FLUXO EM REDES.....	38
4.1.1.2. PROGRAMAÇÃO NÃO LINEAR (PNL).....	39
4.1.1.3. PROGRAMAÇÃO DINÂMICA (PD).....	39
4.1.2. SIMULAÇÃO.....	40
4.1.3. MODELOS DE SIMULAÇÃO E OTIMIZAÇÃO.....	42
4.2. CONSIDERAÇÕES.....	43
5. METODOLOGIA.....	44
6. ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DOS PROCEDIMENTOS E RESULTADOS.....	49
6.1. ANÁLISE COMPARATIVA DO MODELO PROPOSTO COM RESULTADOS DO MÉTODO DE HARDY CROSS E MÉTODO DA TEORIA LINEAR.....	49
6.1.1. APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO.....	50
6.1.2. CONSIDERAÇÕES.....	58
6.2. ALTERNATIVAS DE FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES PARA UM SISTEMA COMPLETO.....	58
6.3. ANÁLISE DO EFEITO DA VAZÃO INICIAL NO MODELO PROPOSTO.....	79
6.4. ESTRUTURA COMPUTACIONAL DO MODELO.....	81
6.5. AS FUNÇÕES OBJETIVO E AS POLÍTICAS OPERACIONAIS.....	83
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	85
7.1. CONCLUSÕES.....	85
7.2. RECOMENDAÇÕES.....	86
ANEXOS.....	87

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	91
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....	95
ABSTRACT.....	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Elementos Constitutivos de um Sistema de Abastecimento de Água	7
Figura 2.2 - Representação da Variação de Energia ao Longo da Tubulação	14
Figura 2.3 - Representação da Curva Característica da Bomba	15
Figura 2.4 - Controle de Vazão através de Válvulas.....	87
Figura 2.5 - Controle de Vazão através de Acionamento de Velocidade/Frequência Variáveis	88
Figura 3.1 - Rede para Estudo dos Métodos	27
Figura 4.1 - Modelo de Otimização e Simulação	42
Figura 5.1 - Rede Hipotética	48
Figura 6.1 - Convergência no Trecho 1 da Rede da Figura 3.1	57
Figura 6.2 - Convergência no Trecho 7 da Rede da Figura 3.1.....	57
Figura 6.3 - Topologia da Rede A	60
Figura 6.3.1- Resultados Obtidos para Rede A.....	66
Figura 6.4 - Topologia da Rede B	61
Figura 6.5 - Representação da Variação de Carga no Reservatório.....	65
Figura 6.6 - Convergência no Trecho 4 através do Modelo Proposto para Diferentes Valores Iniciais de Vazão	80
Figura 6.7 - Convergência no Trecho 10 através do Modelo Proposto para Diferentes Valores Iniciais de Vazão	81
Figura 7.1 - Fluxograma Proposto.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Representação da Perda Física do Sistema com a Redução de Carga	22
Tabela 3.1 - Resultados Obtidos através do Método Hardy Cross para a Rede da Figura 3.1.....	31
Tabela 3.2 - Resultados do Método Teoria Linear para a Rede da Figura 3.1.....	32
Tabela 6.1 - Sequência de Soluções Ótimas Obtidas pelo Modelo Proposto a partir de Soluções Iniciais Infactíveis para a Rede da Figura 3.1.....	53
Tabela 6.2 - Sequência de Soluções Ótimas Obtidas pelo Modelo Proposto a partir de Soluções Iniciais Factíveis para a Rede da Figura 3.1.....	54
Tabela 6.3 - Resultados por Programação Linear partindo de Soluções Factíveis - Método das Médias	55
Tabela 6.4 - Comparação dos Resultados Obtidos pelo Método de Hardy Cross, Método Teoria Linear e Modelo Proposto para a Figura 3.1.....	56
Tabela 6.5 - Rede A com Formulação Completa.....	67
Tabela 6.6 - Rede A com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios.....	69
Tabela 6.7 - Rede A com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Cargas Adjacentes aos Reservatórios	70
Tabela 6.8 - Rede A com Inequações de carga nos nós Adjacentes ao Reservatório.....	71
Tabela 6.9 - Rede B com Formulação Completa.....	75
Tabela 6.10 - Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios.....	76
Tabela 6.11 - Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Cargas Adjacentes aos Reservatórios	77
Tabela 6.12 - Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Cargas Adjacentes aos Reservatórios	78
Tabela 6.13 - Hierarquia de Programas e Subrotinas do Modelo	82

LISTA DE VARIÁVEIS

- $a(j,i)$: valor (+1) se a vazão $q(i,t)$ chega ao nó i e, (-1) se sai do nó i ;
- C : coeficiente que depende do material e da idade da tubulação (Hazen Willians);
- C_0, C_1, C_2 : constante da curva característica da bomba;
- CG_i : cota geométrica do nó i (m);
- D : diâmetro da tubulação (m);
- $h(j,t)$: perda de carga que ocorre no trecho j , durante o período t (m/m);
- H : carga que a bomba fornece em função da vazão (m);
- H_a : carga no nó A (m);
- H_b : carga no nó B (m);
- H_r : carga fornecida pela bomba no ponto de máximo rendimento (m);
- H_s : carga fornecida pela bomba quando a vazão é nula (m);
- H_t : carga fornecida pela bomba em um ponto qualquer (m);
- $H(i,t)$: carga no nó i , ao final do período t (m);
- $H(i1,t)$: carga no nó imediatamente a montante do nó i , durante o período t (m);
- $H_{min}(k)$: carga mínima a ser mantida no reservatório k (m);
- $H_{max}(k)$: carga máxima a ser mantida no reservatório k (m);
- $HM(4,t)$: carga no trecho 4, imediatamente a montante da bomba $B1$, no instante t (m);
- $HJ(4,t)$: carga no trecho 4, imediatamente a jusante da bomba $B1$, instante t (m);
- $i1$: nó imediatamente a montante do nó i , caminhando sobre o trecho j ;
- I : conjunto de nós do sistema;
- J : conjunto de trechos de tubos do sistema;
- k : índice que denota um particular reservatório de distribuição;

K :	constante associada à perda de carga por Hazen Willians;
KL :	conjunto de reservatórios do sistema;
L :	comprimento da tubulação (m);
m_i :	número de trechos que chegam ao nó i ;
P_{min} :	pressão mínima a ser mantida na rede (m);
P_{max} :	pressão máxima a ser mantida na rede (m);
Q_r :	vazão fornecida pela bomba no ponto de máximo rendimento (m^3/h);
Q_t :	vazão fornecida pela bomba em um ponto qualquer (m^3/h);
$Q(i,t)$:	vazão do nó i , ao final do período t (m^3/h);
$QA(k,t)$:	vazão de adução no reservatório k , durante o período t (m^3/h);
$QD(i,t)$:	vazão de demanda no nó i , ao final do período t (m^3/h);
Q^* :	vazão média entre duas iterações sucessivas (m^3/h);
$q(j,t)$:	vazão média no trecho j , período t (m^3/h);
$q1(j,t1)$:	vazão no trecho j , usada como forma de linearização dos termos quadráticos que aparecem na equação de perda de carga nos tubos e na curva característica da bomba, sendo igual a vazão do instante anterior ($t1 = t - 1$) no caso da 1a. iteração da PL ou vazão ótima da iteração anterior da PL, para iterações subsequentes à primeira iteração da PL ($t1 = t$) (m^3/h);
$SB(k)$:	área da base do reservatório k (m^2);
$S(j)$:	área da seção transversal do tubo no trecho j (m^2);
V_{max} :	velocidade máxima nos tubos (m/h);
V_{min} :	velocidade mínima nos tubos (m/h).
Δh :	variação da perda de carga ocorrida no circuito (m/m);
ΔH_1 :	variação de carga ocorrida no trecho L_1 (m/m);
ΔH_2 :	variação de carga ocorrida no trecho L_2 (m/m);
ΔQ :	variação de vazão ocorrida no circuito (m^3/h);

RESUMO

Neste trabalho é apresentada uma metodologia que visa subsidiar a obtenção de soluções para o problema de operação de sistemas de abastecimento urbano de água. O algoritmo proposto permite analisar diferentes objetivos a serem alcançados, tal como a minimização da vazão bombeada, associada às despesas com energia elétrica, a qual corresponde ao principal custo na operação de um sistema de abastecimento. A metodologia adotada utiliza-se de um algoritmo iterativo de programação linear com recursos especiais para contornar o problema da não linearidade presente em diversas equações. A metodologia foi avaliada para redes que contêm todos os elementos característicos de um sistema de distribuição, compreendendo rede malhada, reservatórios e estação de bombeamento. Os resultados revelaram que: (a) a metodologia proposta é viável, tendo sido verificada e confirmada a consistência dos resultados; (b) a convergência do processo iterativo é confirmada através da obtenção dos mesmos resultados a partir de diferentes soluções iniciais de vazão nos trechos; (c) as soluções ótimas são sensíveis a diferentes funções objetivo. Diante dos resultados observados, conclui-se que o modelo proposto é uma alternativa promissora para a otimização de operação de redes hidráulicas.

1. INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo deste trabalho é apresentar uma metodologia que possa auxiliar no planejamento da operação de sistemas de abastecimento urbano de água, cuja preocupação central está voltada para a minimização dos custos operacionais dos sistemas de abastecimento. Dentre os métodos existentes optou-se pelos modelos de otimização, que apresentam-se como ferramentas eficientes nos processos de tomada de decisão. A adequação da aplicação do modelo é avaliada pela análise do estudo de caso.

1.2. A COMPLEXIDADE DO PLANEJAMENTO OPERACIONAL

O progresso em geral e a preservação da saúde pública estão condicionados a um eficiente serviço de distribuição de água de boa qualidade. Quando uma comunidade é mal servida, tende à estagnação ou ao retrocesso. Como exemplo da diversidade quanto ao uso da água, citam-se os Estados Unidos e a Europa, os quais detêm uma posição destacada na utilização de recursos hídricos. De outro lado, temos regiões (exemplo Nordeste do Brasil) e países subdesenvolvidos, que se encontram em situação precária relativamente aos serviços de abastecimento e suprimento de água.

O principal objetivo de um sistema de abastecimento de água à comunidade é fornecer água em quantidade e qualidade conveniente a todos os usos a que se presta, de modo que a população, indistintamente, dela se beneficie, recebendo-a com o mínimo custo possível.

O abastecimento de água potável, a coleta e o tratamento dos esgotos são fatores fundamentais do saneamento básico. No Brasil, verifica-se a redução do índice de mortalidade e enfermidades, aumentando assim a produtividade para o desenvolvimento industrial e promovendo considerável melhoria nos padrões de vida.

Mas o aproveitamento dos recursos hídricos naturais exige um planejamento criterioso no contexto dos recursos de uma região, de modo a procurar atender as diversas finalidades: abastecimento à população, às indústrias, geração de energia, navegação, lazer, irrigação, etc.

Algumas complicações têm surgido com a crescente demanda de água, devido ao crescimento desordenado de uma região. A quantidade de água bruta aduzida começou a ser controlada por gerenciadores de bacias hidrográficas, formados por Comitês ou Agências de Bacias impondo restrições no limite de captação de água bruta e a obrigatoriedade de tratar parte do esgoto que será lançado no manancial. Essa medida tem sido tomada com intuito de garantir água de melhor qualidade a ser tratada na cidade à jusante, para diminuir o custo do tratamento com a colocação de uma série de produtos químicos. Fica evidenciada a necessidade de planejamento do sistema de distribuição, de forma a se obter sua operação ótima.

A ocorrência de um intenso processo de urbanização nas últimas décadas, tem exigido dos serviços públicos de abastecimento de água, grandes esforços no âmbito técnico, organizacional e financeiro, na tentativa de atender a demanda.

Técnicas de otimização, simulação e de previsão são utilizadas há algum tempo em muitos países. No Brasil, principalmente na cidade de São Paulo, onde a oferta de água é menor que a demanda, a operação do sistema está se tornando cada vez mais complexa devido a criação de novas estruturas e novas interligações nos sistemas existentes. Esta situação exigiu uma abordagem sistemática dos planos de operação, associados à crise financeira que as

prefeituras municipais vêm passando, requerendo o máximo de racionalização no uso dos sistemas existentes.

Outro fator é a escassez de recursos hídricos e/ou água de boa qualidade, criando a necessidade de procurar mananciais que nem sempre ficam próximos aos centros urbanos. Tais opções geram custos crescentes na captação e na adução da água bruta, os quais, associados aos custos de tratamento e distribuição, que envolvem gastos consideráveis de energia, requerem operação eficiente para redução do custo e aumento da confiabilidade operacional.

Segundo ZAHED FILHO (1990) três critérios básicos são necessários para definir a melhor regra operacional:

- definição clara do objetivo a ser alcançado, entre eles a minimização do custo operacional e a maximização da confiabilidade do sistema;
- disponibilidade de modelos matemáticos;
- conhecimento do sistema através de dados obtidos.

Com o passar dos anos, a tendência é na direção de os sistemas ficarem ainda mais complexos. Uma política de operação ótima só será possível com utilização de técnicas de otimização, simulação e modelos de previsão.

A política ótima é mutável para cada sistema. Exemplificando, para o sistema adutor de São Paulo, há insuficiência de produção de água. A otimização tem como objetivo primordial minimizar a falta de água ou seja minimizar o número de esvaziamentos totais dos reservatórios, ou promover a distribuição racional do déficit (sistema de rodízio) . Neste exemplo o custo com bombeamento fica em segundo plano. Para regiões onde a produção é suficiente, o objetivo é reduzir o custo operacional.

Segundo RIBEIRO (1985) algumas complicações têm surgido, devido à demanda crescente de água, nos sistemas que antes operavam satisfatoriamente, tais como:

- rompimento de tubos durante a partida;
- impossibilidade de impor ao sistema, vazões para as quais não foi projetado;
- falha no mecanismo das válvulas automáticas de controle;

- aumento da vibração e cavitação em válvulas e bombas;
- entrada de ar na tubulação, reduzindo a área seccional efetiva com a formação de bolhas nos pontos altos da tubulação, gerando golpe de aríete.
- aumento de perdas por vazamento nas conexões, devido às altas pressões.

Uma operação otimizada busca reduzir custos, garantir a confiabilidade no atendimento à demanda e, ao mesmo tempo, permitir a melhor utilização dos recursos disponíveis, com adiamento de investimento no setor, para expansão.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO DA DISSERTAÇÃO

No contexto delineado previamente, o trabalho proposto visa investigar a adequação de um modelo de otimização para o planejamento da operação de uma rede com seus elementos associados. Para abordagem do tema, o texto foi organizado de forma a apresentar no capítulo 2, uma breve revisão dos elementos constitutivos de um sistema de distribuição, ressaltando problemas operacionais e justificando a necessidade dos modelos de otimização face à complexidade do sistema. Neste mesmo capítulo foram comentados os principais elementos de controle operacional presentes nos sistemas de abastecimento de água e foi ressaltada a necessidade de controlar as perdas ocorridas durante a operação dos sistemas.

No capítulo 3 foi feita uma revisão sobre os métodos iterativos de soluções utilizados em projetos e operação dos sistemas. As técnicas de otimização e simulação foram tratadas no capítulo 4, onde são apresentados alguns exemplos de aplicação para a validação da metodologia proposta.

A metodologia proposta é tratada no capítulo 5, onde são definidos os parâmetros que possibilitam a operação do sistema. O capítulo 6 apresenta o estudo de caso, onde são consideradas as etapas no desenvolvimento do modelo proposto, apresentando as dificuldades encontradas durante a formulação e os resultados obtidos. As conclusões e as recomendações observadas no transcorrer do desenvolvimento do trabalho, são apresentadas no capítulo 7.

2. A OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO URBANO DE ÁGUA

2.1. ELEMENTOS DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Nos problemas de sistemas de abastecimento urbano, é necessário considerar os diferentes órgãos constitutivos, que são bastante variáveis, dependendo do porte da cidade, topografia e localização dos mananciais, conforme se mostra na FIGURA 2.1. A seguir são feitos breves comentários sobre cada elemento dos sistemas de abastecimento, de forma a padronizar a terminologia e destacar os aspectos que intervêm com o planejamento da operação.

A captação tem a finalidade de criar condição para que a água seja retirada do manancial e transportada através das adutoras de água bruta para uma comunidade, em quantidade suficiente para o consumo. A escolha do manancial é importante pois possibilita a redução do investimento, diminuindo a extensão da tubulação e minimizando o bombeamento (recalque).

Em algumas localidades a água é distribuída sem nenhum tratamento ou só clorada. Principalmente nos grandes centros, o tratamento destina-se a eliminar impurezas, removendo as substâncias indesejáveis, tornando a água própria para o consumo. Para aumentar a confiabilidade do sistema de tratamento, impõe-se um certo número máximo de vezes que as estações de tratamento são manobradas durante um período, proporcionando assim, volume constante aduzido, permitindo dosagens uniformes (contínuas) de compostos químicos, como por exemplo, cloro, flúor, coagulantes, etc. Desta maneira, a operação é facilitada e garante o

mesmo padrão de qualidade da água tratada. Reduzir o número de manobras implica em diminuir erros operacionais, principalmente quando o controle não é centralizado.

Quando o consumo supera a capacidade de adução durante algumas horas do dia, a construção de reservatórios se faz necessária. Nos grandes centros urbanos, é comum que a reserva seja feita por vários reservatórios, destinados a atender uma determinada zona, delimitada por cotas topográficas. A forma dos reservatórios, seja o elevado ou o apoiado, e a localização deles são critérios de projeto, objetivando garantir valores de pressão entre a pressão máxima e mínima na rede.

À quantidade armazenada para atender às variações normais do consumo, dá-se o nome de Reservatório de Equilíbrio (RE). Uma finalidade complementar do reservatório de distribuição, está associada ao atendimento dos pontos de consumo em situações emergenciais, como por exemplo, rompimento da adutora, problemas na Estação de Tratamento de Água (ETA), exigindo a paralização de uma ou mais unidades. A reserva que irá atender a emergência é denominada de Reserva de Emergência (REM).

Quando a água armazenada tem por fim o uso em combate à incêndio, exige-se a chamada Reserva de Incêndio (RI). Em alguns países a reserva de incêndio é de 25% do consumo máximo diário previsto. As normas brasileiras fixam a RI em 10% do consumo total diário, no dia de maior consumo. Entretanto, é comum utilizar para a RI cerca de 1/3 do volume do dia de maior consumo.

Segundo os critérios pré-definidos, a construção de reservatórios levando em consideração as necessidades para reserva de incêndio, emergência e equilíbrio, torna-se inviável, principalmente pelo seu alto custo. Outro fator a considerar na etapa de projeto é a preocupação em evitar a ociosidade do reservatório, uma vez que pode haver acúmulo de volume excessivo de água nos períodos de baixo consumo, sem a possibilidade de realocá-los para atender o sistema de distribuição nos períodos de grande demanda.

É interessante destacar algumas vantagens proporcionadas ao sistema de abastecimento pela reservação:

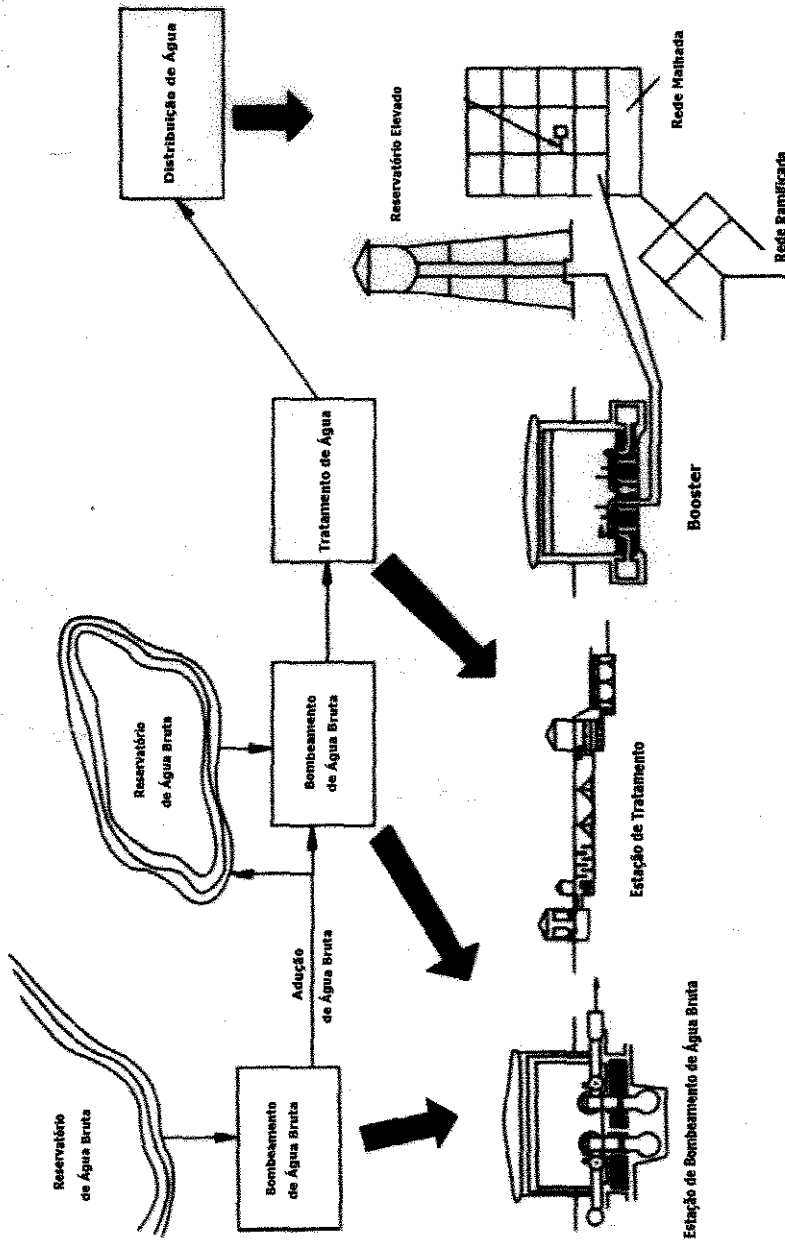


FIGURA 2.1: Elementos Constituintes de um Sistema de Abastecimento de Água

- **na adução:** possibilita adotar menores diâmetros em função do emprego de vazão máxima diária no dimensionamento da adutora, resultando em economia.
- **no sistema de recalque:** a ausência de reservatórios implicaria em funcionamento precário do sistema motor-bomba em função das grandes variações na rede. Com o reservatório, a altura manométrica é mantida dentro de uma faixa de variação menor, podendo a bomba funcionar próximo ao ponto de máximo rendimento.

Ainda poderá ocorrer o problema do *golpe de aríete*, por ocasião da parada brusca do bombeamento, e atingir diretamente as tubulações da rede de distribuição, em caso da ausência do reservatório. A presença do reservatório faz com que as oscilações na rede sejam menores.

Um dos principais investimentos em infra-estrutura de uma cidade é a rede de distribuição de água. Enquanto o custo dessa rede é alto, seu projeto, na maioria das vezes, é realizado de forma intuitiva baseada em experiências passadas e julgamento pessoal do engenheiro projetista.

A rede de distribuição de água é um sistema de elementos hidráulicos (tubulações, bombas, reservatórios, válvulas), conectados para transportar determinada quantidade de água, dos reservatórios para os consumidores.

De acordo com a forma de distribuição, as redes são classificadas em ramificadas, malhadas ou mistas. As redes ramificadas são utilizadas apenas em pequenas cidades, com desenvolvimento linear, como aquelas que se desenvolvem ao longo das estradas. Apresentam uma canalização tronco ou principal, de grande diâmetro, de onde derivam os tubos secundários, de pequenos diâmetros. O sentido do escoamento é único em qualquer trecho da rede e nas extremidades apresentam vazão nula.

O principal inconveniente deste tipo de rede aparece durante a ocorrência de necessidades de manutenção, num certo ponto da rede, comprometendo todo o abastecimento nas tubulações à jusante. O mesmo ocorre em situações de demanda local elevada, ou durante um incêndio.

As redes malhadas têm, em geral, um ou mais anéis principais. O sentido do escoamento é variável em função do consumo. O abastecimento não é interrompido durante os reparos na rede, pois os registros isolam o setor, permitindo o abastecimento nos demais setores através de rotas alternativas.

No projeto de ampliação de novas redes, nos grandes centros, é comum adotar a rede malhada devido às vantagens que esta forma oferece, embora ainda possua setores com rede ramificada em boas condições de operação que não justificam novos investimentos.

Esforços consideráveis têm sido dispendidos de modo a obter métodos eficientes na análise de redes, com sofisticados programas de computador para avaliar as variações no sistema de abastecimento de água e simular o escoamento na rede. Com a disponibilidade do computador é possível ter abordagem sistêmica a fim de se obter um melhor custo do projeto e conseguir a automação dos procedimentos repetitivos de cálculo.

Para adotar uma nova abordagem, informações sobre o custo da canalização de diferentes tipos e tamanhos devem estar disponíveis. O projetista, por sua vez, deve avaliar uma série ampla de projetos a considerar, especificando seus limites de forma realística.

Quando se trabalha com uma série de restrições específicas, uma boa técnica de otimização selecionará um projeto de custo mínimo num universo de projetos viáveis, e disponíveis. Experiências mostram que os projetos de rede otimizados são mais baratos entre 5 a 15%, em relação aos custos dos projetos convencionais.

O critério de custo mínimo de construção, embora importante, deve ser considerado em conjunto com a confiabilidade do sistema e o custo da manutenção da rede, conforme recomendado por GOULTER (1986).

2.2. A UTILIZAÇÃO DE MODELOS COMPUTACIONAIS NA OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Devido ao aumento do nível de urbanização e da demanda pelo abastecimento de água, a maioria dos sistemas de distribuição de água tem se tornado cada vez mais complexos. Os requisitos operacionais de tais sistemas são tipicamente determinados pelas pressões e meta de conseguir o mínimo custo operacional, garantindo uma certa confiabilidade mínima, as quais podem ser formuladas numa estratégia de controle ótimo.

Conhecer a demanda é um fator primordial que caracteriza a possibilidade da busca de eficiência do sistema de abastecimento. Na maioria dos projetos, a previsão do crescimento populacional é feita por métodos determinísticos onde são empregados modelos matemáticos com parâmetros determinados a partir de informações conhecidas do histórico.

No Brasil, com o passar dos anos, as demandas previstas têm sido superadas no horizonte de projeto, impondo ao sistema uma operação ineficiente. O crescimento explosivo dos centros urbanos, com a verticalização das construções e a implantação de conjuntos habitacionais geram o crescimento do consumo, difícil de ser previsto por métodos tradicionais. Vale também destacar que, em alguns setores de abastecimento, ocorre a mudança do perfil dos consumidores, como exemplo, setor inicialmente residencial, dando origem a setor comercial com recreação, etc.

Notando a lacuna existente nos modelos de previsão de demanda, ZAHED FILHO (1990), propôs um modelo que atende três requisitos básicos: (a) previsão de resultados compatível com desvios aceitáveis de operação; (b) facilidade de processamento permitindo que os dados sejam processados no menor tempo possível e, (c) flexibilidade para incorporar correções em função de novas informações obtidas no sistema. Quanto ao horizonte, a previsão pode ser de longo prazo, para projetos de novos sistemas, ou previsão de curto prazo associada a estudos de medidas de racionamento ou, operação em tempo real, no curtíssimo prazo.

LUVIZZOTO JR. (1995) aponta como objetivo da operação de sistemas de abastecimento de água o atendimento das necessidades de consumo, com baixo risco, com a minimização dos custos operacionais e, de maneira implícita, com o melhor aproveitamento do sistema de forma a retardar investimentos em futuras ampliações. Pode-se dizer, de maneira simplificada, que a operação de um sistema consiste em definir a seqüência de manobras a serem exercidas sobre os elementos ativos deste sistema, tais como válvulas e bombas, de forma a atender aos objetivos descritos anteriormente. Para esta definição (regra de operação), são necessários dados relativos ao sistema (topologia da rede, diâmetro e comprimento dos tubos, etc.), ao seu estado inicial e estimativas de consumo ao longo do horizonte de planejamento. Tais informações alimentam modelos matemáticos, os quais enquadram-se em duas categorias principais: modelos de otimização e modelos de simulação.

A tendência de se procurar modelos computacionais para resolver o problema de operação e distribuição são justificadas por:

- complexidade dos sistemas devido à crescente demanda, tornando difícil atendê-la com confiabilidade, exigindo assim uma abordagem sistêmica na definição dos planos de operação;
- altos custos operacionais;
- investimento em pesquisas nos últimos anos, especialmente no desenvolvimento de modelos matemáticos de otimização e simulação, colocando à disposição novos recursos de análise e apoio à decisão;
- risco de falhas no sistema, induzindo os operadores a tomar decisões operacionais sob tensão;
- aposentadoria dos operadores experientes.

2.2.1. CONTROLE OPERACIONAL

O controle operacional pode ser de estratégia local ou central, que são muito variadas e dependem de fatores tais como: complexidade do sistema e disponibilidade de recursos

técnicos e financeiros. Segundo RIBEIRO (1985) o controle local é subdividido em três formas:

- **controle manual:** só pode ser aplicado em sistema pouco complexo, pois os operadores possuem pouca ou nenhuma informação a respeito do restante do sistema; sendo assim, tomam decisões iterativas na tentativa de promover o controle adequado;
- **controle automático não programado:** é usado em sistemas pouco complexos, onde é viável manter um grande número de operadores. Utiliza poucas variáveis de estado, tais como os níveis de reservatórios que são controlados por bóias. Há necessidade de manutenção freqüente para garantir a confiabilidade do sistema;
- **controle automático programado:** difere do anterior pela complexidade das regras operacionais que podem incluir critérios mais flexíveis, além de impor limites máximos e mínimos. O comando de controle é efetuado através de redes ou controladores lógicos programáveis (PLC), que contém microprocessadores capazes de adquirir, analisar os dados e comandar, permitindo controles mais refinados que os anteriores.

Segundo ZAHED FILHO (1990), o controle automático dos sistemas demonstra, em certos casos, a redução de custos operacionais e aumenta a segurança e confiabilidade, permitindo obter dados essenciais no planejamento da futura expansão do sistema.

Os sistemas mais recentes recorrem à operação de forma centralizada, com obtenção dos dados através da telemetria onde os sinais são enviados por um transmissor que pode ser de forma analógica ou digital. O transmissor pode repetir as “mensagens” continuamente ou a intervalos regulares, com leituras periódicas.

Os dados dos níveis dos reservatórios, a pressão, a vazão, a abertura de válvulas, a vazão de bombeamento ou consumo de energia, podem ser lidos e armazenados num banco de

dados. Em alguns casos, os dados obtidos são acoplados a um microcomputador e podem ser programados para controlar o sistema de abastecimento; por exemplo, selecionando bombas que resultam no menor custo de bombeamento e enviando sinais para fechamento de válvulas ou operando válvulas de alívio (anti-golpe de aríete).

Com a consciência da falta de controle automático e a tentativa de implementá-lo, muitas empresas de saneamento estão buscando o Supervisory Control and Data Acquisition (SCADA), a fim de melhorar a operação do sistema de bombeamento no abastecimento de água. É provável que esta tendência continue, pois o preço do hardware e software necessários para a implantação está diminuindo com o passar dos anos.

Tais sistemas (SCADA) permitem que os operadores monitorem pressões e velocidades através da rede de distribuição, operando vários elementos de controle (bombas e válvulas) de um local central, que uma vez instalado permite satisfazer vários objetivos operacionais para um sistema a custo mínimo. Segundo ORR e COLUBECH (1989), nos locais onde estes sistemas foram instalados, houve um custo adicional inicial que é amortizado pela futura economia operacional do sistema.

O sistema SCADA foi empregado na cidade de Pittsburg (E.U.A.), associado a um algoritmo baseado na programação dinâmica. O programa foi desenvolvido para operar oito estações de bombeamento, impondo a minimização do custo de bombeamento, ou seja, operando o sistema no horário de tarifa reduzida. O resultado mostrou uma economia média de 15% (NITIVATTNANNON et al, 1994).

A opção de aliar o sistema SCADA a modelos de simulação e otimização, tem evidenciado a necessidade de pesquisas nesta área, objetivando garantir a confiabilidade e controle operacional ótimo dos sistemas de distribuição de água.

ORMSBEE e LANSEY (1994) ressaltam que os operadores das estações de bombeamento têm uma desconfiança intrínseca dos computadores e das operações automatizadas em particular. Isto pode ser devido ao caráter conservador em relação à oferta do serviço aos usuários de água e à preocupação justificada pelo impacto da política ótima nos consumidores. Em outros casos, operadores do sistema podem ter preocupações importantes

sobre os impactos de tal tecnologia, que também gera insegurança quanto à manutenção do próprio emprego. Um enfoque mais proveitoso seria contar com a contribuição de operadores experientes, os quais têm discernimento valioso na operação do sistema, o que ajudaria no desenvolvimento crítico de um método de controle bem sucedido.

Para facilitar o entendimento serão abordados alguns dos principais componentes hidráulicos presentes em um sistema de distribuição de água. Dentre eles, as bombas, as válvulas e os registros.

2.2.1.1. ELEMENTOS DE CONTROLE OPERACIONAL

2.2.1.1.1. BOMBAS

As bombas são componentes hidráulicos usados nos sistemas de distribuição de água, com a finalidade de manter as vazões requeridas com altura manométrica adequada, possibilitando deste modo a operação do sistema. A distribuição de energia ao longo da tubulação é mostrada na FIGURA 2.2. Existem vários tipos de bombas, que podem ser empregadas nos sistemas de distribuição de água, mas as bombas centrífugas são as mais comumente utilizadas.

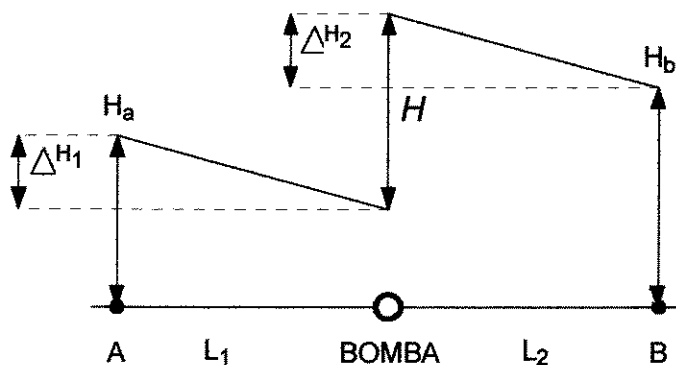


FIGURA 2.2: Representação da Variação de Energia ao Longo da Tubulação

onde,

H_a e H_b , representam as energias nos nós no trecho AB;

H é a energia que a bomba fornece em função da vazão;

ΔH_1 , ΔH_2 são as perdas de carga ocorrida nos trechos durante a operação.

Em geral para cada tipo de bomba, rotor e velocidade de rotação há uma curva característica, que é a representação gráfica da carga versus vazão de descarga da bomba, a qual pode ser escrita da seguinte forma:

$$H = C_0 + C_1Q + C_2Q^2 \quad (2.1)$$

onde,

C_0, C_1 e C_2 : são constantes obtidas da curva característica da bomba;

H : representa a variação de carga produzida pela bomba;

Q : vazão bombeada.

A determinação dos coeficientes C_0 , C_1 e C_2 , pode ser feita através de pontos pertencentes à curva característica da bomba, representada na FIGURA 2.3. Três pontos (S, R, T) foram tomados para o cálculo dos coeficientes: (a) a carga "shutt-off" (H_s), que é a carga fornecida pela bomba quando a descarga for igual a zero; (b) o ponto de máximo rendimento (H_r) ou seja, quando a bomba está sendo operada no ponto de maior eficiência e, (c) um ponto qualquer (H_t).

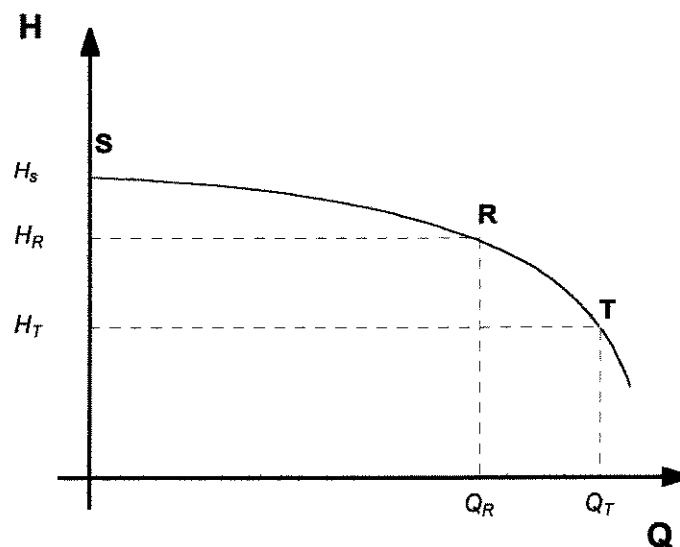


FIGURA 2.3: Representação da Curva Característica da Bomba

Feitas essas considerações, temos que:

$$C_0 = H_s \quad (2.2)$$

$$C_1 = \frac{(H_s - H_t)Q_r^2 - (H_s - H_r)Q_t^2}{Q_r Q_t^2 - Q_t Q_r^2} \quad (2.3)$$

$$C_2 = \frac{(H_s - H_r)Q_t - (H_s - H_t)Q_r}{Q_r Q_t^2 - Q_t Q_r^2} \quad (2.4)$$

Bomba de Velocidade Fixa

Quando o sistema está sendo operado por bombas de velocidade fixa, a diminuição da vazão implica na mudança da curva do sistema de tubulações, ou seja, para diminuir a vazão de Q_1 para Q_2 , uma resistência é acionada ao sistema pela válvula a qual força a bomba a operar num ponto onde $Q_2 < Q_1$, gerando um aumento de energia no sistema que deverá ser dissipado por uma válvula de controle. No anexo I apresenta-se na FIGURA 2.4 um sistema controlado através de válvulas. É importante ressaltar que, a operação de válvulas controladoras durante a operação do sistema de distribuição de água é bastante complexa e manobras rápidas nas válvulas de controle podem provocar surgimento de golpes de ariete, danificando as válvulas e/ou as instalações do sistema de abastecimento.

Um outro fator a ser considerado é que normalmente as bombas operam a maior parte do tempo abaixo da vazão nominal o que significa que a maior parte do tempo a energia está sendo perdida na válvula de controle quando são operadas com velocidades fixas.

Bombas de Velocidade Variável

Quando o sistema de distribuição utiliza bombas de velocidade variável, a curva do sistema de tubulações permanecerá inalterada. O controle da vazão será feito através da

redução da velocidade de rotação da bomba, conseguindo assim modificar a curva característica da bomba até que a vazão e ou carga desejada sejam atingidas. Este procedimento é mostrado na FIGURA 2.5 do anexo I.

Com a utilização de bombas de rotação variável com inversores de frequência, a energia que se deseja fixar para uma certa vazão, e que seria dissipada pela válvula de controle, no caso de bomba de velocidade fixa, não é entregue ao sistema. Portanto, não haverá necessidade de colocação de válvulas controladoras de vazão no trecho da bomba, pois não haverá acréscimo na pressão do sistema.

Economia de Energia

Diante dos expressivos custos financeiros envolvidos no consumo de energia elétrica, bem como os rumores da crise prevista no setor de geração de energia elétrica nacional e a preocupação das concessionárias em sensibilizar os consumidores sobre estes fatos, o controle de vazão de água nos sistemas de distribuição, o qual era normalmente feito através de válvulas de controle associadas ao conjunto motor/bomba, alguns sistemas passaram a ser operado por variadores de velocidade do tipo inversor de frequência, visando a redução do custo e o consumo de energia elétrica, nas instalações de bombeamento de água. Cita-se a Refinaria Duque de Caxias da PETROBRÁS como a pioneira em utilizar os inversores de frequência e a cidade de Lins que implantou-os em parte da rede de distribuição, ou seja na zona de alta pressão do sistema.

A implantação de inversores de frequência nos sistemas de bombas variáveis proporcionam benefícios adicionais, que em alguns casos podem ser a razão principal para a utilização de bombas de rotação variável tais como:

1. Redução no consumo de energia em torno de 10 a 20%;
2. Eliminação do pico de corrente na partida e conseqüente eliminação na queda de tensão. Este problema tanto preocupa as concessionárias de energia que elas estão exigindo sistemas de partidas com limitação de corrente e queda de tensão;

3. Redução de vazamentos (desperdício) de água provocados pela altas pressões no sistema de abastecimento;
4. Melhoria nas condições de abastecimento, em função da limitação da pressão da rede de distribuição, evitando altas pressões, mantendo o sistema praticamente equilibrado;
5. A vida útil do conjunto motor-bomba será aumentada, em função da diminuição da temperatura e da redução da velocidade do conjunto, que passa a trabalhar na maior parte do tempo abaixo da curva nominal.

2.2.1.1.2 VÁLVULAS E REGISTROS

Num sistema de distribuição de água, há uma grande variedade de elementos hidráulicos. Dentre eles: bombas, reservatórios, válvulas de retenção, válvulas controladoras de pressão, válvulas controladores de vazão, etc. As válvulas controladoras de pressão devem manter uma pressão específica constante, pois são projetadas para operar sob alta pressão na sua entrada, até um limite pré-estabelecido, dissipando o excesso de carga. Ou seja, é projetada para manter a pressão constante a jusante do ponto de sua instalação, independente da pressão a montante da válvula. Há duas exceções para essa ocorrência, ou seja:

- (a) se a pressão a montante for menor que a pressão de controle da válvula, esta não funciona, ficando desativada. Portanto, não tem efeito no sistema de distribuição;
- (b) se a pressão de jusante excede a pressão de controle da válvula, como se a válvula não estivesse presente, a vazão estaria em direção oposta. Neste caso a válvula redutora de pressão passa a agir como válvula de retenção, impedindo a reversão do fluxo.

Válvulas de retenção: são projetadas para garantir o fluxo somente em uma direção. Geralmente são colocadas nas saídas dos reservatórios e no trecho da tubulação adjacente à bomba.

Válvulas de admissão e expulsão de ar: também conhecidas como ventosas, são válvulas instaladas ao longo da tubulação de adução e de redes para abastecimento de água, que têm como função permitir o escape ou a entrada de ar no tubo durante a operação do sistema. É um fato conhecido entre os engenheiros e operadores de sistema de adução, a possibilidade de “bloqueio da adutora”. Tal situação consiste na paralização total do escoamento ocasionado pelo ar preso, confinados nos pontos altos da tubulação, quer seja por adução bombeada ou por gravidade, até mesmo nos ramais de distribuição, que são interpretados erroneamente pelos engenheiros de projeto e operação, como sendo:

- (a) bloqueio físico no qual se admite a existência de material preso no interior da tubulação, impedindo o escoamento;
- (b) bloqueio topográfico no qual cogita-se falhas no levantamento dos pontos altos da rede.

Válvulas controladoras de nível: são instaladas nos reservatórios para evitar o extravazamento de água. Quando o reservatório está cheio, fecha automaticamente, e abre quando o nível começa a baixar, garantindo o suprimento contínuo do reservatório.

Registros de parada: vários tipos de registro são usados na condução da água. Dentre eles o mais usado é o registro de gaveta, pois quando surgem consertos ou manutenção no sistema de distribuição, torna-se necessária a interrupção do fluxo. Conseqüentemente, os registros devem ser numerosos, de tal forma que pequenas extensões de trechos do sistema possam ser isolados. Em geral, os registros são colocados nas esquinas das ruas onde as linhas se interceptam, conseguindo assim o bloqueio do fluxo apenas em um quarteirão, não comprometendo o restante do sistema.

Registro de descarga: são colocados nos pontos baixos da linha adutora, para facilitar o escoamento no trecho, quando se faz necessário o reparo ou na desinfecção do sistema de adução.

2.3. CONTROLE DE PERDAS

As empresas de saneamento, nos últimos anos, têm se preocupado em conhecer e controlar os níveis de perdas existentes no sistema, buscando técnicas de operação que minimizem os vazamentos e investindo na conscientização de seus consumidores. No trabalho realizado pela JAAKKO PÖYRY ENGENHARIA LTDA (JPE, 1992) a empresa concluiu que *“...é imprescindível que o controle das perdas de água seja implantado nos sistemas existentes como parte integrante do controle de operação, dentro da maior brevidade possível...”* (JPE, 1992).

Entende-se por vazamento, a água perdida no sistema em consequência de problemas na rede de distribuição ou na operação (água tratada e não faturada). Já o desperdício ocorre por responsabilidade do consumidor, em situações tais como: válvulas de descarga com defeito, torneiras abertas (água tratada e faturada), etc.

A escassez de recursos hídricos em quantidade, e a dificuldade de se obter água com características e qualidades aceitáveis, principalmente nos grandes centros, criam a necessidade de transporte a grandes distâncias, gerando aumento de investimento no setor. Esses fatores justificam a minimização das perdas, que resultam em economia de energia elétrica, produtos químicos, etc.

A inexistência de uma política de micromedição adequada é um dos fatores responsáveis pela ineficiência operacional e comercial dos sistemas de abastecimento de água. Um sistema de micromedição associado a um sistema tarifário justo, leva o consumidor a reduzir a quantidade de água desperdiçada, possibilitando conhecimento da demanda dos diferentes tipos de consumidores (residencial, comercial, industrial e público).

É conveniente manter o cadastro técnico e dos consumidores atualizados, pois além de diminuir o tempo de manutenção devido a rompimentos, reduzindo as perdas físicas, é possível descobrir ligações clandestinas no sistema.

É sabido que a otimização do volume de água disponível, propicia o adiamento de obras de expansão, o que possibilita atender um número maior de consumidores. Na maioria das cidades brasileiras, cerca de 40% da água tratada não é faturada, sendo necessária uma avaliação financeira das perdas de faturamento devido a vazamentos. As empresas de saneamento estimam um valor ótimo em torno de 20%.

Para efetuar um exame físico do sistema de distribuição, a pesquisa pitométrica é usada a fim de diagnosticar o comportamento hidráulico de partes do sistema de distribuição, do ponto de vista das características de eficiência e operação, no transporte de água da captação ao consumidor e determina a porcentagem do produto faturado. A principal finalidade da pesquisa é coletar dados básicos de operação sobre os quais as decisões incidirão, na tentativa de eliminar o desperdício, baixar eficiência e evitar manutenção precária. Vários estudos podem ser realizados através da análise pitométrica, do estudo de setorização, pesquisas destinadas à redução das perdas, determinação eficiente do conjunto moto-bomba e a determinação da capacidade de transporte de linhas adutoras, etc.

Objetivando o conhecimento dos valores não faturados, as empresas de saneamento têm utilizado os métodos apresentados a seguir:

Subdividindo o sistema de distribuição em setores de abastecimento de mesma classe de pressão, levando em conta os limites físicos e a natureza dos consumidores, instalam-se macromedidores nas linhas alimentadoras, com o intuito de registrar o volume fornecido. O volume faturado é obtido pela somatória das leituras registradas nos hidrômetros. O volume faturado sobre o volume fornecido à área em estudo, indicará qual é o coeficiente de perda do produto no setor. Outra maneira faz-se através da instalação de medidores de perdas, que consiste de hidrômetro de elevada sensibilidade e precisão, na linha alimentadora, que pode fornecer uma série de elementos, tais como: consumo “per capita” por categoria de consumidor, consumo por hectare, nível de perda física e financeira, coeficiente de consumo horário e diário, etc.

É sabido que a pressão na rede de distribuição afeta o consumo “per capita” através dos vazamentos e desperdícios. Na tentativa de minimizá-los, as empresas de saneamento estão

operando seu sistema com a mínima pressão operacional, que garanta o abastecimento à comunidade, com o menor desperdício possível.

TABELA 2.1- Representação da Perda Física do Sistema com a Redução de Carga

REDUÇÃO DE CARGA (%)	REDUÇÃO DE PERDA (%)
20	10
30	16
40	23
50	29
60	37

Fonte: dados observados pela SANASA

3. MÉTODOS PARA PROJETO E OPERAÇÃO DE SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

3.1. GENERALIDADES

São apresentados a seguir, três métodos iterativos usados no projeto e na operação dos sistemas de distribuição de água. São abordadas as vantagens de cada método. O Método da Teoria Linear será apresentado detalhadamente visto que, faz-se o seu emprego na formulação do algoritmo proposto.

Uma política operacional ótima, está condicionada ao projeto ótimo pois segundo ALPEROVITS e SHAMIR (1977) as decisões operacionais são consideradas no projeto, pois não se pode separar as chamadas decisões de projeto, das decisões operacionais. Elas são partes inseparáveis durante a formulação do problema.

3.2. MÉTODO DE HARDY-CROSS

Um método iterativo com procedimento de cálculo manual foi desenvolvido por HARDY CROSS (1936). Sem dúvida foi a principal contribuição na análise de redes hidráulicas e é ainda muito utilizada pelos engenheiros, devido à sua simplicidade e facilidade de visualização no procedimento de cálculo.

Duas condições básicas devem ser satisfeitas em um sistema de distribuição de água: a equação da continuidade (lei dos nós) e a equação de energia nos circuitos da rede (lei das malhas).

Dois métodos análogos foram propostos por HARDY CROSS (1936). Um é o método da correção da vazão estimada inicialmente, o qual deve satisfazer à equação da continuidade de modo que as vazões sejam corrigidas repetitivamente, até que todas as equações sejam satisfeitas dentro de um limite de tolerância. O outro método similar, faz a correção da carga estimada inicialmente, até que a carga calculada permaneça dentro do limite de tolerância pré-estabelecido.

Como desvantagem do método, relatada por vários autores, há o problema de convergência, conforme observou WOOD (1980). Principalmente quando aplicado em grandes e complexas redes hidráulicas, a solução pode ser lenta e não convergir, o que fica mais acentuado quando aplicado no método de correção de carga nos nós. O tempo computacional gasto no método de Hardy Cross é maior em relação ao tempo gasto no método de Newton Raphson ou no Método da Teoria Linear.

3.3. MÉTODO DE NEWTON RAPHSON

O método iterativo de Newton Raphson foi primeiramente descrito por MARTIN e PETER (1963) aplicado na análise de redes hidráulicas por computador. O método difere do Método de Hardy-Cross pois faz correções de vazão nas tubulações do circuito (ou alternadamente as cargas nos nós) simultaneamente.

A convergência é mais rápida que a obtida usando o Método de Hardy-Cross, mas a eficiência do método está associada a uma boa estimativa inicial de vazões nos trechos ou de cargas nos nós.

Segundo WOOD e CHARLES (1972) o Método de Newton Raphson pode convergir mais rapidamente que o Método da Teoria Linear para pequenas redes de distribuição, ao passo que converge mais lentamente quando aplicado a grandes redes hidráulicas.

3.4. MÉTODO DA TEORIA LINEAR

O Método da Teoria Linear foi inicialmente proposto por WOOD e CHARLES (1972), para análise de redes com circuitos fechados. Posteriormente WOOD (1980) aplicou o método para redes que continham componentes hidráulicos diversificados incluindo, válvulas, bombas, etc.

A inovação do método é a proposição da linearização das equações em termos de uma aproximação inicial para a equação de perda de carga no circuito.

A equação da continuidade que pode ser expressa por:

$$\sum Q = 0 \quad (3.4.1)$$

A equação de perda de carga nos circuitos

$$\sum h = 0 \quad (3.4.2)$$

Quando a equação de perda de carga é expressa em termos de vazão, resulta em uma equação não linear:

$$\sum KQ^n = 0 \quad (3.4.3)$$

O Método da Teoria Linear, utiliza de um artifício para contornar o problema da não linearidade. O termo não linear da vazão [equação (3.4.3)] é desacoplado em duas parcelas como é mostrado na equação (3.4.4):

$$\sum KQ_{(0)}^{n-1} Q \quad (3.4.4)$$

Uma simplificação é feita no processo iterativo, onde determina-se K' como sendo:

$$K' = KQ_{(0)}^{n-1} \quad (3.4.5)$$

Substituindo a equação (3.4.5) na equação (3.4.4), obtém-se um sistema de n equações, com n incógnitas que pode ser expresso por:

$$\sum K' Q = 0 \quad (3.4.6)$$

A solução desse sistema de equações fornece resultados aproximados da vazão uma vez que foi utilizada uma aproximação no processo de linearização das equações de perda de carga. Os valores calculados para as vazões, podem ser utilizados para calcular novos valores de K' . A partir de novos valores de K' , obtém-se um novo sistema de equações, e o processo é repetido até que não hajam diferenças significativas entre as vazões obtidas em duas iterações sucessivas.

$$|\Delta Q_i| = |Q^{i+1} - Q^i| \leq \text{Tolerância} \quad (3.4.7)$$

WOOD e CHARLES (1972) sugeriram que, para a inicialização do problema de linearização, admite-se a constante K' como sendo independente da vazão, ou seja:

$$K' = K \quad (3.4.8)$$

Desta forma, a utilização da equação (3.4.8) permite obter um conjunto inicial de equações que possibilitam iniciar o processo iterativo.

Estimativas iniciais de vazão são sugeridas por WOOD e CHARLES (1972), pois a convergência da solução é facilmente afetada pela precisão da estimativa inicial. Estimativas grosseiras podem levar o método a uma situação na qual a solução não converge.

3.5. APLICAÇÃO DO MÉTODO DE HARDY CROSS E DO MÉTODO DA TEORIA LINEAR

Tomou-se uma rede, a título ilustrativo, para comparar os resultados obtidos por diferentes métodos. A rede é mostrada na FIGURA 3.1 a qual foi apresentada como exemplo de aplicação do Método da Teoria Linear por FEATHERSTONE (1983).

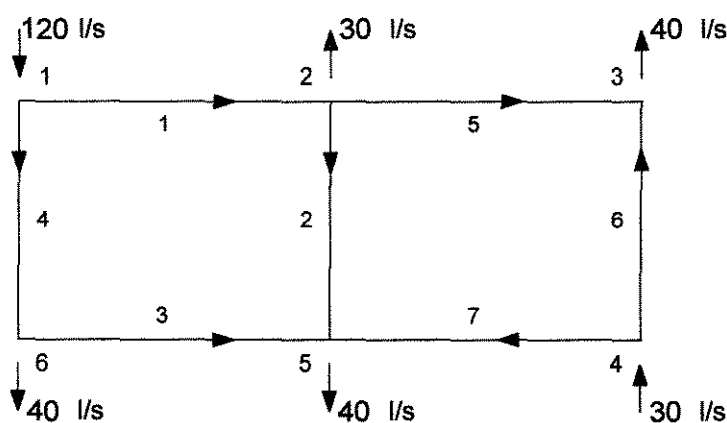


FIGURA 3.1: Rede para Estudo dos Métodos

3.5.1. MÉTODO HARDY CROSS

A simplicidade do método proposto por HARDY CROSS (1936) está aliada ao fato de o cálculo poder ser feito manualmente e ser de fácil visualização. Duas equações são consideradas durante o processo iterativo:

1. As equações de continuidade nos nós são expressas por:

$$Q_1 + Q_4 = 0,120 \quad (3.5.1)$$

$$Q_1 - Q_5 - Q_2 = 0,030 \quad (3.5.2)$$

$$Q_5 + Q_6 = 0,040 \quad (3.5.3)$$

$$Q_6 + Q_7 = 0,030 \quad (3.5.4)$$

$$Q_7 + Q_3 + Q_2 = 0,040 \quad (3.5.5)$$

$$Q_4 - Q_3 = 0,040 \quad (3.5.6)$$

2. As equações de perda de carga nos circuitos onde, a soma algébrica da perda de carga tem que ser nula, são mostradas nas equações a seguir:

$$K_1 Q_1^{1,85} + K_2 Q_2^{1,85} - K_3 Q_3^{1,85} - K_4 Q_4^{1,85} = 0 \quad (3.5.7)$$

$$- K_2 Q_2^{1,85} + K_3 Q_3^{1,85} - K_6 Q_6^{1,85} + K_7 Q_7^{1,85} = 0 \quad (3.5.8)$$

Para o cálculo da perda de carga, foi utilizada a fórmula de Hazen Willians onde:

$$K_i = \frac{10,643 \times L_i}{C^{1,85} \times D_i^{4,87}} \quad (3.5.9)$$

Pelo processo iterativo, faz-se a correção das vazões sempre que a somatória das perdas de carga nos circuitos for diferente de zero. Para a correção toma-se ΔQ como sendo:

$$\Delta Q = - \frac{\sum \Delta h}{1,85 \sum \frac{\Delta h}{Q}} \quad (3.5.10)$$

Desta forma estabelece-se o processo iterativo em que corrige-se as vazões em cada circuito até que seja satisfeita a equação da continuidade dentro de um certo limite de tolerância pré-estabelecido por um critério de convergência. Os resultados obtidos das vazões apuradas durante as iterações são apresentadas na TABELA3.1.

3.5.2. MÉTODO DA TEORIA LINEAR

Para contornar o problema relacionado com as equações não lineares de perda de carga, quando escrita em função da vazão, o artifício da linearização foi utilizado, como apresentado no item 3.4 deste capítulo, nas equações (3.4.4) e (3.4.5).

Feita esta simplificação a equação de perda de carga nos circuitos tornou-se linear e pode ser escrita como sendo:

$$K'_1 Q_1 + K'_2 Q_2 - K'_3 Q_3 - K'_4 Q_4 = 0 \quad (3.5.11)$$

$$-K'_2 Q_2 + K'_5 Q_5 + K'_6 Q_6 + K'_7 Q_7 = 0 \quad (3.5.12)$$

A inicialização do problema se dá a partir de vazões que não precisam satisfazer a equação da continuidade, como é o caso do exemplo citado por FEATHERSTONE (1983) que assume uma vazão inicial de 30 l/s para todos os trechos da rede, ou seja, parte de uma solução infactível.

Durante o processo iterativo, o Método das Médias se torna necessário para acelerar a convergência, ou seja, para cada iteração faz-se a média das vazões obtidas entre duas iterações sucessivas, conforme é mostrado na equação (3.5.13).

$$Q^* = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \quad (3.5.13)$$

O valor médio da vazão das duas iterações sucessivas (Q^*), é empregado no cálculo da nova vazão (Q) para a iteração subsequente. Estabeleceu-se então, um limite de tolerância para conclusão do processo.

$$|\Delta Q| = |Q - Q^*| \leq \text{Tolerância} \quad (3.5.14)$$

Na TABELA 3.2 são apresentados os resultados obtidos por FEATHERSTONE (1983). A formatação adotada no Método da Teoria Linear é particularmente apropriada à uma formulação de Programação Linear, a qual foi objeto da presente pesquisa, conforme apresentado no capítulo 5 que contém a metodologia proposta.

TABELA 3.1

Resultados Obtidos pelo Método de Hardy Cross para a Rede da Figura 3.1

Circuito 1											
Trecho	L (m)	D (m)	K	Q ₀ (l/s)	Q ₁ (l/s)	Q ₂ (l/s)	Q ₃ (l/s)	Q ₄ (l/s)	Q ₅ (l/s)	Q ₆ (l/s)	Q ₇ (l/s)
1	400	0,200	2.153,32	70	59,93	59,86	59,59	59,60	59,60	59,60	59,59
2 *	200	0,150	4.370,48	10	7,77	9,93	9,71	9,76	9,63	9,78	9,75
3	400	0,150	8.740,97	-10	-20,07	-20,14	-20,41	-20,40	-20,52	-20,40	-20,41
4	200	0,200	1.076,66	-50	-60,07	-60,41	-60,41	-60,41	-60,52	-60,40	-60,41
Circuito 2											
Trecho	L (m)	D (m)	K	Q ₀ (l/s)	Q ₁ (l/s)	Q ₂ (l/s)	Q ₃ (l/s)	Q ₄ (l/s)	Q ₅ (l/s)	Q ₆ (l/s)	Q ₇ (l/s)
5	500	0,200	2.691,65	30	22,16	19,93	19,88	19,84	19,85	19,82	19,84
6	200	0,150	4.370,48	-10	-17,84	-20,07	-20,12	-20,16	-20,15	-20,18	-20,16
7	500	0,150	10.926,20	20	12,16	9,93	9,88	9,84	9,85	9,82	9,84
2 *	200	0,150	4.370,48	-10	-7,77	-9,93	-9,71	-9,76	-9,63	-9,78	-9,75

(*) Trecho comum aos circuitos
 (+) Adotado como positivo o sentido horário
 Q_i: vazão na solução da iteração *i*

TABELA 3.2
Resultados Obtidos pelo Método da Teoria Linear para a Rede da Figura 3.1

Trecho	L (m)	D (m)	ΣK_L	Q_0 (m ³ /s)	Re	f	K	$K' = K * Q$	Q_1 (m ³ /s)	Q^* (m ³ /s)
1	400	0,200	20	0,030	169014	0,02317	3426.4	102.8	0,0652	0,0606
2	200	0,150	10	0,030	225352	0,02439	6940.2	208.2	0,0151	0,0104
3	400	0,150	20	0,030	225352	0,02439	13880.5	416.4	0,0148	0,0194
4	200	0,200	20	0,030	169014	0,02317	2229.6	66.9	0,0548	0,0594
5	500	0,200	30	0,030	169014	0,02317	4541.2	136.2	0,0210	0,0202
6	200	0,150	10	0,030	225352	0,02439	6940.2	208.2	0,0199	0,0198
7	500	0,150	10	0,030	225352	0,02439	14902.4	447.1	0,0101	0,0102
Q_1	Valor da 1ª iteração apresentada pelo autor									
Q^*	Valor da última iteração									

4. O USO DA OTIMIZAÇÃO E DA SIMULAÇÃO NA ANÁLISE DE REDES HIDRÁULICAS

4.1. MODELOS MATEMÁTICOS

Nos últimos anos, as técnicas de otimização e simulação têm ocupado papel de destaque na análise dos Sistemas de Recursos Hídricos, pois possibilitam uma modelagem mais realista dos problemas e a viabilidade de implantação em microcomputadores. As técnicas de otimização são uma poderosa ferramenta, principalmente para solucionar problemas de alocação de recursos na indústria, comércio, agricultura e no gerenciamento dos recursos hídricos.

Os modelos matemáticos precisam inicialmente de algumas definições, que os conduzirão ao bom desempenho. Há necessidade de se estabelecer a função objetivo, as variáveis de decisão, e as restrições que irão definir a forma de tratamento mais adequada à solução do problema. É necessário portanto, um cuidado especial na formulação do problema e também na análise e interpretação dos resultados.

Segundo BARBOSA (1991), é necessário reavaliar as hipóteses assumidas em confronto com os resultados obtidos, testar outras hipóteses e sobretudo, entender o modelo matemático.

4.1.1. MODELOS DE OTIMIZAÇÃO

4.1.1.1. PROGRAMAÇÃO LINEAR (PL)

A Programação Linear (PL) foi estabelecida em termos matemáticos por G. B. Dantzig em 1947, para ajudar a resolver problemas de logística da Força Aérea Americana. Posteriormente, para generalizar os procedimentos de solução aplicada a grande número de variáveis e restrições, Dantzig (1949) apresentou uma técnica denominada Método Simplex. Este método trata de um procedimento algébrico que fornece a solução exata a qualquer problema de Programação Linear e tem a capacidade de indicar se o problema possui solução, se não tem solução ou se tem infinitas soluções.

A difusão da técnica de Programação Linear foi bastante rápida, principalmente com o advento do computador. O uso da PL permitiu alcançar um considerável aumento na eficiência dos recursos dos processos de produção. Sem dúvida, é a técnica de otimização mais empregada na indústria, no comércio, na agricultura e no setor público, chegando a render um prêmio Nobel na área de Economia, em 1975, na resolução de um problema econômico de alocação de recursos.

As técnicas de otimização possuem uma estrutura bastante simples, para representação do modelo. Seguem abaixo, alguns conceitos básicos empregados:

- **função objetivo (F_o):** são funções analíticas das variáveis de decisão e parâmetros que expressam o objetivo a ser alcançado, como por exemplo: (a) a minimização da vazão bombeada, (b) a minimização da perda de carga a rede, (c) minimização das pressões de trabalho, etc;
- **variáveis de decisão:** representam os aspectos dos problemas que podem ser controlados, como por exemplo: vazão

bombeada, nível dos reservatórios, vazões nos trechos, cargas nos nós, etc;

- **conjunto de restrições:** é o conjunto de equações ou inequações que devem ser satisfeitas pelas condições do problema, representando as limitações dos recursos disponíveis ou exigências que devem ser controladas durante a resolução do problema, tal como: velocidades mínimas e máximas nas tubulações, pressões mínimas e máximas nos nós, nível mínimo e máximo do reservatório, etc;
- **soluções factíveis:** são aquelas que satisfazem o conjunto de restrições do problema, delimitando a região onde todas as exigências são cumpridas.
- **solução ótima:** é a que melhor satisfaz o conjunto de restrições, dentre as soluções factíveis.

Quando as variáveis do problema de Programação Linear só podem assumir valores inteiros, como por exemplo minimizar o número de bombas que serão acionadas durante a operação, tem-se um modelo de Programação Linear Inteira. Quando existe mais de uma função objetivo a ser otimizada tem-se o modelo de Programação Linear Multiobjetivo.

A Programação Linear (PL) tem sido usada na otimização de redes às custas de algumas simplificações, para contornar as equações não lineares. Por exemplo, JARRIGE (1993) sugere um esquema em que numa primeira iteração, trata-se apenas da otimização temporal dos volumes dos reservatórios. Numa segunda etapa, considera-se a otimização da operação da rede. Esta decomposição traz como desvantagem o fato de que nem sempre os resultados ótimos da 1a. etapa (trajetória de volumes) podem ser implementados na segunda etapa, a da rede, uma vez que as duas etapas foram tratadas de forma desconectada.

Uma limitação no emprego da PL é a exigência da linearidade nas relações entre as variáveis. A capacidade de tratar problemas de grandes dimensões e a disponibilidade de pacotes computacionais prontos, reduzindo assim a necessidade do desenvolvimento do software, é uma das principais vantagens da Programação Linear.

STEPHENSON (1984) descreve que a programação linear pode ser usada para otimizar o layout dos condutos principais das redes ramificadas, na qual o fluxo em cada tramo é conhecido. Já nas redes malhadas é necessário usar técnicas de aproximações sucessivas.

Segundo BARBOSA (1991), pode-se lançar mão de procedimentos iterativos com o intuito de contornar o problema da não linearidade.

A Programação Linear heurística foi utilizada para minimização do custo de projeto de redes hidráulicas e ou expansão de redes em sistemas existentes (MORGAN e GOULTER, 1985). O algoritmo empregou o Método de Hardy Cross na determinação da vazão e da perda de carga dentro da PL. Uma das principais vantagens observadas pelo autor é que durante o processo iterativo é assegurada a consistência hidráulica.

Custo Operacional

Os modelos de otimização visam definir valores ótimos das variáveis de decisão, que *minimizam* o custo operacional total do sistema, satisfazendo a todas as restrições operacionais e às leis governantes do escoamento na rede. O custo operacional pode ser dividido em dois componentes associados ao consumo de energia elétrica: (a) custo de energia efetivamente consumida pelo sistema de bombeamento (Kwh); (b) custo da demanda de pico (Kw), a qual exige do fornecedor de energia elétrica uma maior capacidade instalada. A maioria dos modelos considera apenas, a minimização do consumo de energia, a qual poderá ser conseguida através de uma ou mais das seguintes medidas: redução da vazão bombeada, redução da carga total (pressão) fornecida ao sistema, aumento da eficiência do sistema de bombeamento e, uso adequado dos reservatórios para manter a operação de bombas em pontos eficientes.

Quando existe sistema de tarifa de energia elétrica diferenciado para o horário da ponta da carga e fora da ponta, podem ser conseguidas reduções adicionais de custo pela operação adequada dos reservatórios, incentivando o seu uso maior (deplecionamento) no horário de pico e o enchimento (através de bombeamento) no horário fora da ponta. Baseando-se em dados da prática operativa na França, JARRIGE (1993), assinala que as reduções na conta de energia elétrica devido à minimização variam entre 5 a 20% dos custos associados ao bombeamento.

Além da minimização dos custos de bombeamentos, o controle operacional ótimo traz ainda os seguintes benefícios: (1) possibilidade de redução das perdas na rede, pela manutenção de pressões abaixo de valores pré-especificados; (2) aumento de confiabilidade operacional, conseguida através da sistematização de informações necessárias à otimização, além do conhecimento que se consegue inferir dos modelos para atuação em condições de emergência; (3) melhoria da qualidade do serviço, como consequência dos benefícios previamente comentados, a qual pode se reverter em redução de tarifas, ou em melhores posições financeiras para as empresas.

No Brasil não existem estudos que forneçam uma indicação das possíveis economias que se podem obter com melhorias na operação dos sistemas de abastecimento. Porém, para os Estados Unidos, TARQUIM e DOWDY (1989), estimam que o total de energia consumida anualmente pelas prefeituras para bombeamento de água é de $9,7 \times 10^9$ kWh (o que equivale a aproximadamente a 11.000 MW-médios). Tais autores comentam que se fosse conseguida uma redução de apenas 5% deste total, haveria uma economia anual de US\$ 48 bilhões, supondo uma tarifa de US\$ 0.10/ Kwh. Verifica-se pois que apenas o aspecto econômico seria suficiente para justificar os estudos em busca de uma maior eficiência operacional.

O custo operacional de um sistema de bombeamento é basicamente o consumo de energia elétrica, medido em Kwh de energia consumida durante o período de faturamento. A maioria dos algoritmos de controle existentes, consideram somente custo da energia-consumo, devido a ampla variabilidade de horários, custo-preço-demanda para satisfazer vários objetivos incluindo a performance hidráulica, e a eficiência econômica. A performance hidráulica inclui a avaliação da confiabilidade do sistema, considerando níveis de pressão, reserva de incêndio e qualidade da água. Considerando a aplicação de tarifas de energia elétrica diferenciadas em

função do horário de utilização dos equipamentos, pode-se obter um menor custo na operação do sistema de abastecimento de água fora do horário de ponta do sistema elétrico da concessionária.

4.1.1.1.1. OTIMIZAÇÃO DE FLUXOS EM REDES

A otimização de fluxos em rede é um caso particular da Programação Linear. Pode ser aplicado quando as restrições impostas no problema podem ser colocadas em termos de fluxos entre os nós de uma rede. A técnica foi apresentada pelo professor Leonid Kantorovich da URSS, em 1939. O objetivo do trabalho era satisfazer as condições e as restrições da capacidade das rotas rodoviárias com o mínimo gasto com combustível.

Uma rede de fluxo é composta por nós (aos quais associam-se a demanda); arcos que caracterizam a intersecção entre os nós e possibilitam o transporte de fluxos na rede. Os fluxos são as quantidades que circulam nas redes através dos arcos (vazão de uma rede hidráulica, corrente elétrica, etc) levando em consideração o custo unitário para esta circulação.

A alocação de recursos das fontes produtoras para as consumidoras tem como objetivo a obtenção de uma solução de custo mínimo. O custo de enviar os recursos ao longo da rota (arco) deve ser linearmente proporcional ao fluxo. Por essa razão, a técnica é inútil por exemplo, na seleção de dimensões ótimas das tubulações (STEPHENSON, 1984). Mas é amplamente utilizada no planejamento de transportes aéreos e rodoviários, distribuição física de materiais (logística), planejamento da operação de sistema hidroelétrico, redes de transmissão de energia elétrica, redes de telecomunicações e no planejamento de atividades (PERT/CPM).

A resolução do PL por fluxo de rede permite desenvolver algoritmos mais eficientes do ponto de vista computacional, chegando a velocidade de processamento cerca de 100 vezes mais rápida que a PL tradicional (ANDRADE FILHO, 1995).

Segundo BARBOSA (1991), a otimização de fluxos em rede é um caso particular de aplicação da Programação Linear, a qual se aplica quando as restrições podem ser colocadas na forma de rede, tornando o processo mais eficiente.

4.1.1.2. PROGRAMAÇÃO NÃO LINEAR (PNL)

Para tratar de problemas onde a relação entre as variáveis são do tipo não linear, temos a Programação Não Linear, usada mais freqüentemente em problemas de projeto do que em problemas de operação. Quando se trata de redes ramificadas, a otimização não linear é viável, não havendo neste caso a exigência do fechamento das cargas nos anéis, como se exige nas redes malhadas (BARBOSA e GRACIANO, 1993).

Porém, em se tratando de redes malhadas ou em anéis, da experiência de aplicações em projeto, EIGER et al. (1994) apontam dificuldades para a PNL devido aos seguintes aspectos: (1) o problema contém elementos discretos, como por exemplo bombas, válvulas e segmentos de tubos; (2) qualquer formulação do problema que é realística o bastante para ser útil apresenta-se na forma não linear; (3) mesmo problemas de porte moderado geram grande dimensionalidade computacional. Se no projeto tais dificuldades existem, na operação elas são ampliadas especialmente pelas necessidades de considerar a evolução dinâmica das variáveis ao longo do horizonte de planejamento, o que restringe a aplicação de técnicas de Programação Não Linear.

4.1.1.3. PROGRAMAÇÃO DINÂMICA (PD)

Foi introduzida por Bellman (1957), o qual a definiu como Teoria dos Processos de Decisão Multiestágios. Embora a Programação Dinâmica seja uma forma sistemática e inteligente de formular e resolver problemas, há necessidade de desenvolver uma formulação própria para cada tipo de problema.

A Programação Dinâmica (PD) apresenta como vantagens a exigência de poucas simplificações, a possibilidade de modelagem de relações não lineares, bem como a formulação da tomada de decisão na forma de comandos discretos ou contínuos. Consegue-se assim incluir em forma detalhada a representação das bombas e válvulas. Como desvantagem da PD cita-se o problema da dimensionalidade, que no caso decorre do grande número de combinações entre discretizações para estado do sistema (usualmente volume dos reservatórios), comandos de controle e intervalos de tempo (horário, com horizonte igual a 24 hs). Tal limitação exige recursos especiais de modelagem, tais como a agregação em reservatório equivalente.

Segundo YU et al (1994) a Programação Dinâmica apresenta bons resultados para sistemas que têm de três a cinco reservatórios, pois no caso de sistemas de maior porte, há problemas de dimensionalidade computacional, inviabilizando sua aplicação para sistemas de maior porte.

Segundo WALTERS (1985), uma significativa mudança no enfoque da PD foi introduzida por MAYS e YEN (1975), na tentativa de reduzir o tempo computacional, passando a ser conhecida como Programação Dinâmica Discreta Diferencial (P.D.D.D.), conseguindo assim, reduzir muito o número de estágios considerados, sendo adotado um processo iterativo para obter a convergência para a solução ótima.

No planejamento e na operação de sistemas de distribuição de água, a Programação Dinâmica tem sido utilizada na decisão da operação dos reservatórios, na expansão da capacidade de sistemas, no traçado ótimo de linhas adutoras e outros.

4.1.2. SIMULAÇÃO

O objetivo principal da simulação é obter uma compreensão sobre o comportamento e as relações entre os componentes de um sistema e encontrar caminhos que conduzam à melhor solução possível. Portanto, não é encontrada uma solução ótima diretamente, havendo a necessidade de simular iterativamente a fim de atingir o ótimo. Mesmo quando combinada com técnicas eficientes para encontrar valores de cada variável de decisão, um enorme esforço

computacional pode conduzir a uma solução que está longe da melhor possível. A escala de tempo pode ser fixada e os efeitos da quantidade e qualidade a curto e longo prazo, podem ser determinados e usados auxiliando o planejamento e a tomada de decisões.

Assim como ocorre em outras áreas da engenharia de recursos hídricos, a simulação tem sido empregada com muito sucesso à modelagem de redes, em razão das seguintes vantagens: (a) possibilidade de incluir relações não lineares entre as variáveis; (b) flexibilidade para representar variações no sistema (ex. saída de componente, tal como tanque ou tubulação) e na demanda; (c) permitir controles externos sobre variáveis específicas.

No entanto, conforme ORMSBEE e LANSEY (1994), os pontos desfavoráveis à modelagem via simulação incluem: (a) a necessidade de uma grande quantidade de dados para alimentação e para a fase de calibração dos modelos; (b) a necessidade de repetição de experimentos computacionais (simulações) para inferir as melhores políticas operativas.

Os simuladores destinados à análise em regime permanente, normalmente empregam o método de Newton-Raphson, ou o Método da Teoria Linear para a solução do sistema de equações que governam o fluxo de água pela rede, os quais têm convergência mais rápida que o antigo método de Hardy-Cross (FEATHERSTONE, 1983). O avanço na capacidade de processamento computacional e outros aperfeiçoamentos nos métodos de cálculo (SHIMADA, 1988) permitiram que até mesmo os problemas mais complexos de transientes hidráulicos fossem tratados satisfatoriamente em ambiente de micro-informática. Aproveitando-se destes avanços, LUVIZZOTO JR. (1995) desenvolveu um modelo de simulação de redes, o qual adota o modelo elástico usado para transientes e resolve o regime permanente como caso particular, evitando-se a análise matricial e seus correspondentes problemas de mal condicionamento.

RIGHETTO (1994) e LUVIZZOTO JR (1995) desenvolveram modelos de simulação de redes baseados no modelo elástico para a análise de transitórios, resolvendo o regime permanente como um caso particular; com essa metodologia, evita-se a análise matricial e seus correspondentes problemas de mal condicionamento.

4.1.3. MODELOS DE SIMULAÇÃO E OTIMIZAÇÃO

LANSEY e MAYS (1989) propuseram uma técnica que utiliza a Programação Não Linear acoplada a um simulador. Esta técnica, sem dúvida, possibilita uma maior aplicabilidade em relação à otimização isolada. A metodologia é baseada na interface de um modelo de Programação Não Linear com um modelo hidráulico de simulação, com o intuito de resolver implicitamente as equações de continuidade e de carga que são descritas durante o escoamento hidráulico no modelo de otimização. A FIGURA 4.1 apresenta o esquema da interface apresentada pelos autores.

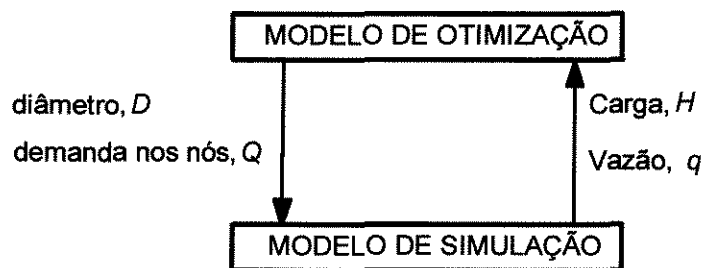


FIGURA 4.1: Modelo de Otimização e Simulação

Mais tarde, ORMSBEE E REDDY (1995), propuseram um algoritmo para minimizar o custo com o bombeamento, definindo assim uma política de operação das estações de bombeamento, em intervalos de tempo. Um simulador de redes foi utilizado aliado ao modelo de otimização que utilizava a Programação Não Linear. Estudos realizados na cidade de Washington resultaram em economia de 6,9% do custo total gasto com bombeamento. Uma vantagem adicional do emprego simulador-otimização foi citada pelos autores, destacando que a conexão do algoritmo de otimização com o simulador de rede permite incorporar explicitamente mudanças na topologia do sistema e na demanda, bem como, analisar os impactos das políticas de operação no sistema.

4.2. CONSIDERAÇÕES

Durante a revisão bibliográfica, observou-se que até meados dos anos 70, a maioria dos trabalhos apresentados estavam voltados principalmente para a minimização do custo de projeto. Na década de 80, vários algoritmos foram desenvolvidos por diferentes técnicas com o intuito de minimizar o custo do bombeamento, associado à energia elétrica. Já a tendência dos anos 90 é trabalhar com técnicas de programação que consideram várias funções objetivo, ou seja, a Programação Multiobjetivo, que permite avaliar simultaneamente vários objetivos, tais como: a minimização do custo operacional, a maximização da confiabilidade do sistema, com a diminuição de reparos na rede, as necessidades do planejamento de expansões de novas redes, etc.

Para este estudo mais complexo, as técnicas de otimização acopladas com modelos de simulação permitirão tomar decisões mais confiáveis, assegurando a operação ótima dos sistemas de abastecimento de água.

5. METODOLOGIA

No contexto das técnicas de otimização disponíveis, propõe-se a utilização de um modelo que faz uso da Programação Linear, com uma série de artifícios para contornar o problema da não linearidade, assim permitindo que as limitações quanto ao emprego da PL neste problema sejam superadas.

A título ilustrativo e sem perda de generalidade, para apresentação da metodologia será tomado o exemplo de otimização da operação da rede hipotética mostrada na FIGURA 5.1. Esta rede contém dois reservatórios, alimentação da *ETA* a partir das entradas nos reservatórios 1 e 2, com vazões $QA(1,t)$ e $QA(4,t)$, respectivamente, e demandas nos nós 5 e 7, sendo elas designadas por $QD(5,t)$ e $QD(7,t)$, respectivamente. Existe ainda uma bomba *B1* no trecho 4 e, o planejamento é feito com intervalo de discretização horário.

Uma formulação básica que se propõe com o uso do modelo de programação linear é a seguinte:

$$\text{Min } F \tag{5.1}$$

sujeito a:

Variação (temporal) da carga $H(k,t)$ nos reservatórios:

$$H(k,t) = H(k,t-1) + [QA(k,t) - q(k,t)]\Delta t / SB(k) \quad \text{para } k \in KL \tag{5.2}$$

Manutenção de carga no reservatório entre valor máximo e mínimo:

$$Hmin(k) \leq H(k,t) \leq Hmax(k) \quad (5.3)$$

Balço de fluxos (vazões) $q(j,t)$ nos nós:

$$\sum_{j=1}^{mi} a(j,i)q(j,t) = QD(i,t) \quad \text{para } i \in I \quad (5.4)$$

Cálculo da perda de carga em cada trecho da rede:

$$h(j,t) = K(j)q1(j,t)q(j,t) \quad \text{para } j \in J \quad (5.5)$$

onde, K é uma constante associada à perda de carga ocorrida no trecho, determinada pela fórmula de Hazen Willians e é apresentada na equação (3.5.9).

Cálculo da carga total em cada nó a partir do nó de montante:

$$H(i,t) = H(i1,t) - h(j,t) \quad \text{para } i \in I \quad (5.6)$$

Manutenção de pressões máximas e mínimas nos nós da rede:

$$Pmin \leq H(i,t) - CGi \leq Pmax \quad \text{para } i \in I \quad (5.7)$$

Manutenção de velocidades mínimas e máximas nas tubulações da rede:

$$S(j) Vmin \leq q(j,t) \leq S(j) Vmax \quad \text{para } j \in J \quad (5.8)$$

Carga fornecida pela bomba:

$$HM(4,t) - HJ(4,t) = C_0 + C_1q(4,t) + C_2[q1(4,t)q(4,t)] \quad (5.9)$$

onde,

$a(j,i)$: valor (+1) se a vazão $q(i,t)$ chega ao nó i e, (-1) se sai do nó i ;

C_0, C_1, C_2 : constante da curva característica da bomba;

CG_i : cota geométrica do nó i ;

$h(j,t)$: perda de carga que ocorre no trecho j , durante o período t ;

$H(i,t)$: carga no nó i , ao final do período t ;

$Hmin(k)$: carga mínima a ser mantida no reservatório k ;

$Hmax(k)$: carga máxima a ser mantida no reservatório k ;

$HM(4,t)$: carga no trecho 4, imediatamente a montante da bomba $B1$, no instante t ;

$HJ(4,t)$: carga no trecho 4, imediatamente a jusante da bomba $B1$, instante t ;

$i1$: nó imediatamente a montante do nó i , caminhando sobre o trecho j ;

I : conjunto de nós do sistema;

J : conjunto de trechos de tubos do sistema;

k : índice que denota um particular reservatório de distribuição;

K : constante associada à perda de carga por Hazen Willians;

KL : conjunto de reservatórios do sistema;

mi : número de trechos que chegam ao nó i ;

$Pmin$: pressão mínima a ser mantida na rede;

$Pmax$: pressão máxima a ser mantida na rede;

$QA(k,t)$: vazão de adução no reservatório k , durante o período t ;

$q(j,t)$: vazão média no trecho j , período t ;

$q1(j,t1)$: vazão no trecho j , usada como forma de linearização dos termos quadráticos que aparecem na equação de perda de carga nos tubos e na curva característica da bomba, sendo igual a vazão do instante anterior ($t1 = t - 1$) no caso da 1a. iteração da PL ou vazão ótima da iteração anterior da PL, para iterações subsequentes à primeira iteração da PL ($t1 = t$).

$SB(k)$: área da base do reservatório k ;

$S(j)$: área da seção transversal do tubo no trecho j ;

$Vmax$: velocidade máxima nos tubos;

V_{min} : velocidade mínima nos tubos;

A função objetivo (5.1) admite diferentes variantes. Uma primeira delas poderá ser a minimização da vazão bombeada em cada intervalo de tempo ao longo de todo o horizonte de planejamento. Portanto, esta alternativa é associada à minimização dos custos de energia elétrica para bombeamento. Outras funções objetivos serão apresentadas no estudo de caso e serão comentadas no capítulo 6 (item 6.3)

A simplificação adotada para tratar das não linearidades consiste em desacoplar o termo quadrático das vazões em cada trecho $q(j,t)$ em duas parcelas: $q1(j,t1)$ e $q(j,t1)$ nas equações [(5.5) e (5.9)]. O valor de $q1(j,t1)$ sempre será conhecido, uma vez que ele é assumido como igual ao valor do instante anterior para o mesmo trecho ($t1 = t - 1$), ou após a primeira rodada de PL, igual ao valor de $q(j,t1)$ da iteração anterior de PL. Assim, nas equações [(5.5) e (5.9)] consegue-se explicitar a variável de decisão $q(j,t)$ em forma linear.

Durante a formulação do conjunto de restrições, uma série de informações foram consideradas, objetivando a operação ótima de um sistema de distribuição. As equações (5.2) e (5.3) têm por objetivo: (1) garantir as pressões máximas e mínimas necessárias na rede, (2) assegurar que não ocorra o esvaziamento total do reservatório, limitando a reserva de incêndio (RI), impedindo também o extravazamento do reservatório, (3) evitar a ociosidade do reservatório garantindo assim a qualidade da água distribuída.

Para garantir a pressão mínima a ser mantida na rede de abastecimento, consideram-se os pontos mais desfavoráveis do abastecimento. Limita-se a pressão máxima na rede a fim de assegurar: (1) redução de vazamentos nas juntas ao longo da distribuição, (2) diminuir o desperdício causado pela alta pressão de trabalho na rede, (3) aumentar a confiabilidade e a eficiência do sistema, com a redução de reparos na rede. As limitações de pressão foram consideradas na equação (5.7).

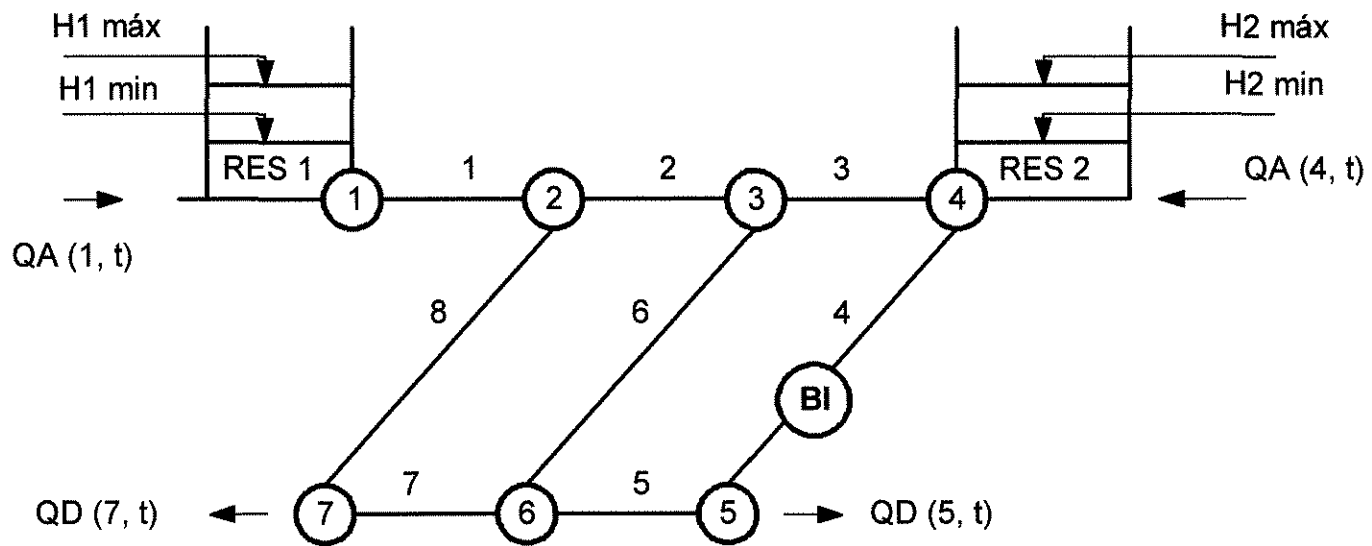


FIGURA 5.1: Rede Hipotética

6. ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DOS PROCEDIMENTOS E RESULTADOS

Para garantir a verificação da consistência e adequação da metodologia proposta procedeu-se à uma série de testes e avaliação de variantes na metodologia, as quais são descritas a seguir, em escala crescente de complexidade, sobre diversas topologias de rede.

6.1. ANÁLISE COMPARATIVA DO MODELO PROPOSTO COM RESULTADOS DO MÉTODO DE HARDY CROSS E MÉTODO DA TEORIA LINEAR.

Tomou-se um caso bastante simplificado, já apresentado no capítulo 3, a rede da FIGURA 3.1, onde os resultados via Método de Hardy Cross e Método da Teoria Linear foram mostrados.

A formulação proposta via Programação Linear, permite até modelar o caso do problema de projeto pois, basta tomar para este caso, todas as equações do sistema linear. O resultado será, evidentemente uma solução única. De qualquer forma ele permitirá a comparação com metodologias usuais.

6.1.1. APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO (Programação Linear)

O modelo proposto utiliza um pacote comercial de otimização MINOS versão 5.1, desenvolvido na Universidade de Stanford (1983) o qual permite trabalhar com um grande número de equações de restrições, possibilitando uma abordagem mais realista. Porém, ele tem como inconveniente o formato padrão de entrada de dados exigido, o qual mostra ser bastante rígido e dificulta a codificação.

Na análise comparativa entre o modelo proposto e os demais métodos o software de Programação Linear (LINDO) foi utilizado para a verificação dos resultados; pois apresenta como vantagem a facilidade do formato padrão de entrada, escrito na forma de equações ou inequações. Mas tem como desvantagem a limitação do número de equações envolvidas no problema limitada a 450 variáveis e 250 equações.

As equações de continuidade [equações (3.5.1) a (3.5.6)] e as equações de perda de carga [equações (3.5.7) e (3.5.8)] foram formuladas no modelo proposto, sendo usados os mesmos recursos de linearização do Método Teoria Linear.

$$\text{Min } F = QD_1$$

$$Q_1 + Q_4 - QD_1 = 0 \quad (3.5.1)$$

$$Q_1 - Q_5 - Q_2 = 0,030 \quad (3.5.2)$$

$$Q_5 + Q_6 = 0,040 \quad (3.5.3)$$

$$Q_6 + Q_7 = 0,030 \quad (3.5.4)$$

$$Q_7 + Q_3 + Q_2 = 0,040 \quad (3.5.5)$$

$$Q_4 - Q_3 = 0,040 \quad (3.5.6)$$

$$K'_1 Q_1 + K'_2 Q_2 - K'_3 Q_3 - K'_4 Q_4 = 0 \quad (3.5.11)$$

$$-K'_2 Q_2 + K'_5 Q_5 + K'_6 Q_6 + K'_7 Q_7 = 0 \quad (3.5.12)$$

Pelo processo iterativo os valores das vazões obtidas são utilizados para a determinação do novo K' . Este processo é repetido até que se observe a convergência, dentro de um limite de tolerância pré-estabelecido.

Foram testados três casos sobre a mesma rede:

1. Modelo Proposto partindo Estimativas Iniciais de Vazão que Não Atendem aos Balanços Hídricos nos Nós

Formulou-se o problema, partindo de estimativas iniciais de vazão que não atendiam aos balanços hídricos nos nós, como no caso resolvido pelo Método da Teoria Linear no item 3.5.2 do capítulo 3 relativo à rede da FIGURA 3.1. Os resultados das iterações para obtenção das vazões são apresentados na TABELA 6.1. Verificou-se que a convergência foi rápida.

2. Modelo Proposto partindo de Estimativas Iniciais de Vazão que Atendem aos Balanços Hídricos nos Nós

Os valores iniciais das vazões estimadas no Hardy Cross foram tomados para inicialização da formulação via Programação Linear. Nota-se que os valores apresentados na TABELA 6.2 demonstram que a convergência foi mais lenta do que o Método de Hardy Cross.

3. Modelo Proposto partindo de Estimativas Iniciais de Vazão que Atendem aos Balanços Hídricos nos Nós - Método das Médias

Os valores de vazões adotados para a inicialização do problema foram os mesmos valores estimados no Método de Hardy Cross. Com o intuito de diminuir o número de iterações necessárias para convergência, assumiu-se o Método das Médias ou seja, a média entre duas iterações sucessivas. Foi sensível a redução no número de iterações, como é mostrado na TABELA 6.3 e os resultados são semelhantes ao obtido no item 3.2.

A título ilustrativo a convergência dos processos iterativos é apresentada nas FIGURAS 6.1 e 6.2 para os trechos 1 e 7 respectivamente da rede da FIGURA 3.1.

TABELA 6.1

Seqüência de Soluções Ótimas do Modelo Proposto a partir de Estimativas Iniciais de Vazão que Não Atendem aos Balanços Hídricos nos Nós para Rede da Figura 3.1

Trecho	L (m)	D (m)	Q ₀ (l/s)	Q ₁ (l/s)	Q ₂ (l/s)	Q ₃ (l/s)	Q ₄ (l/s)	Q ₅ (l/s)	Q ₆ (l/s)	Q ₇ (l/s)	Q ₈ (l/s)	Q ₉ (l/s)	Q ₁₀ (l/s)	Q ₁₁ (l/s)
1	400	0,200	30,00	65,18	68,80	62,90	66,25	61,85	60,59	60,43	60,53	60,47	60,41	60,42
2	200	0,150	30,00	15,02	17,32	12,71	15,75	11,47	10,38	10,19	10,38	10,21	10,18	10,14
3	400	0,150	30,00	14,81	11,20	12,71	13,75	18,15	19,41	19,57	19,46	19,53	19,59	19,58
4	200	0,200	30,00	54,82	51,20	57,09	53,75	58,15	59,41	59,56	59,47	59,53	59,59	59,58
5	500	0,200	30,00	20,13	21,48	20,20	21,19	20,38	20,21	20,24	20,16	20,26	20,22	20,28
6	200	0,150	30,00	19,87	18,52	19,80	18,82	19,96	19,79	19,76	19,84	19,74	19,77	19,72
7	500	0,150	30,00	10,13	11,48	10,20	11,18	10,38	10,21	10,24	10,16	10,25	10,22	10,28

Q_i vazão na solução da iteração *i*

TABELA 6.2

Seqüência de Vazões Ótimas Obtidas pelo Modelo Proposto a partir de Estimativas Iniciais de Vazão que Atendem aos Balanços Hídricos nos Nós para a Rede da Figura 3.1

Iterações das vazões	Trechos													
	1		2		3		4		5		6		7	
	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)
	400	0,200	200	0,150	400	0,150	200	0,200	500	0,200	200	0,150	500	0,150
Q ₀	70,00		10,00		10,00		50,00		30,00		10,00		20,00	
Q ₁	48,75		5,89		31,25		71,25		12,86		27,14		2,86	
Q ₂	67,52		10,31		12,48		52,48		27,20		12,80		17,20	
Q ₃	51,31		6,78		28,69		68,69		14,53		25,47		4,53	
Q ₄	65,96		11,30		14,04		54,04		24,66		15,34		14,66	
Q ₅	53,49		7,58		26,51		66,51		15,91		24,09		5,91	
Q ₆	64,59		11,01		15,41		55,41		23,58		16,42		13,58	
Q ₇	54,54		7,94		25,45		65,45		16,60		23,40		6,60	
Q ₈	63,26		10,76		16,74		56,74		22,51		17,49		12,51	
Q ₉	56,44		8,98		23,56		63,56		17,46		22,54		7,46	
Q ₁₀	62,41		9,79		17,58		57,58		22,63		17,37		12,63	
Q ₁₁	57,19		9,62		22,81		62,81		17,57		22,43		7,57	
Q ₁₂	61,56		9,68		18,44		58,44		21,88		18,12		11,88	
Q ₁₃	57,60		9,45		22,40		62,40		18,15		21,85		8,15	
Q ₁₄	61,20		9,78		18,80		58,80		21,42		18,58		11,42	
Q ₁₅	58,24		9,50		21,76		61,76		18,74		21,26		8,74	
Q ₁₆	60,76		9,92		19,24		59,24		20,84		19,16		10,84	
Q ₁₇	58,56		9,52		21,44		61,44		19,03		20,96		9,03	
Q ₁₈	60,44		9,89		19,56		59,56		20,56		19,44		10,56	
Q ₁₉	58,90		9,68		21,10		61,10		19,22		20,78		9,22	
Q ₂₀	60,18		9,79		19,82		59,82		20,39		19,61		10,39	
Q ₂₁	59,08		9,66		20,92		60,92		19,42		20,58		9,42	
Q ₂₂	60,03		9,74		19,97		59,97		20,28		19,72		10,28	
Q ₂₃	59,24		9,79		20,76		60,76		19,45		20,54		9,45	
Q ₂₄	59,84		9,71		20,16		60,16		20,13		19,87		10,13	
Q ₂₅	59,42		9,80		20,58		60,58		19,62		20,38		9,62	
Q ₂₆	59,87		9,83		20,13		60,13		20,03		19,96		10,03	
Q ₂₇	59,35		9,66		20,65		60,65		19,69		20,31		9,69	
Q ₂₈	59,84		9,88		20,16		60,16		19,96		20,04		9,96	

Q_i vazão na solução da iteração i

TABELA 6.3

Seqüência de Vazões Ótimas Obtidas pelo Modelo Proposto partindo de Estimativas Iniciais de Vazão que Atendem aos Balanços Hídricos nos Nós para a Rede da Figura 3.1 - Método das Médias

Trecho	L (m)	D (m)	Q ₀ (l/s)	Q ₁ (l/s)	Q ₂ (l/s)	Q ₃ (l/s)	Q ₄ (l/s)	Q ₅ (l/s)
1	400	0,200	70,00	48,75	59,72	59,56	59,59	59,60
2	200	0,150	10,00	5,89	11,25	9,81	9,79	9,80
3	400	0,150	10,00	31,25	20,28	20,44	20,41	20,40
4	200	0,200	50,00	71,25	60,28	60,44	60,41	60,40
5	500	0,200	30,00	42,86	18,47	19,75	19,80	19,86
6	200	0,150	10,00	27,14	21,53	20,25	20,20	20,40
7	500	0,150	20,00	2,86	8,47	9,75	9,80	9,86

Q_i vazão na solução da iteração *i*

TABELA 6.4

Comparação entre os Resultados Obtidos pelo Método de Hardy Cross, Método da Teoria Linear e o Modelo Proposto para a Rede da Figura 3.1

Comparação dos Resultados									
Trecho	L (m)	D (m)	Estimativas Iniciais de Vazão que Atendem ao Balanço Hídrico				Estimativas Iniciais de Vazão que não Atendem ao Balanço Hídrico		
			Vazões Iniciais (l/s)	Hardy Cross (7)	Programação Linear (PL) (28)	PL - Método das Médias (5)	Vazões Iniciais (l/s)	Método da Teoria Linear (*)	Programação Linear (PL) (11)
1	400	0,200	70,00	59,59	59,84	59,60	30,00	60,60	60,42
2	200	0,150	10,00	9,75	9,88	9,80	30,00	10,40	10,14
3	400	0,150	10,00	20,41	20,16	20,40	30,00	19,40	19,58
4	200	0,200	50,00	60,41	60,16	60,40	30,00	59,40	59,58
5	500	0,200	30,00	19,84	19,96	19,86	30,00	20,20	20,28
6	200	0,150	10,00	20,16	20,04	20,40	30,00	19,80	19,72
7	500	0,150	20,00	9,84	9,96	9,86	30,00	10,20	10,28
() número de iterações necessário para convergir (*) número de iterações não especificado pelo autor									

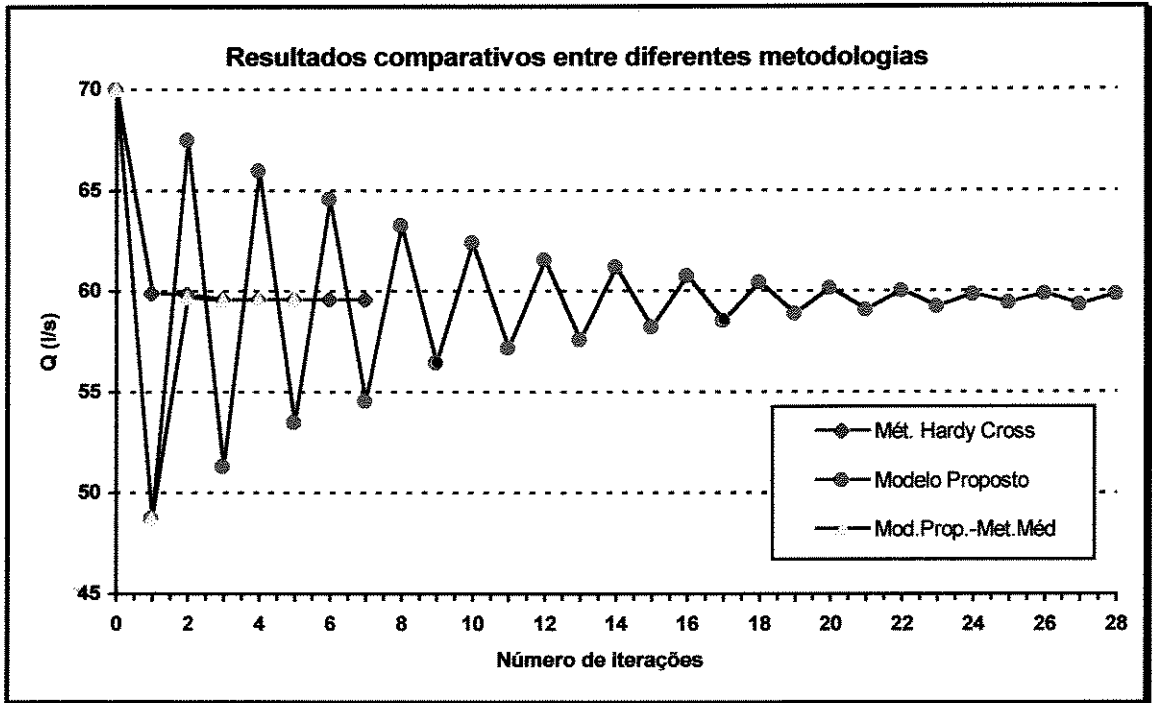


FIGURA 6.1: Convergência no trecho 1 da Rede da Figura 3.1

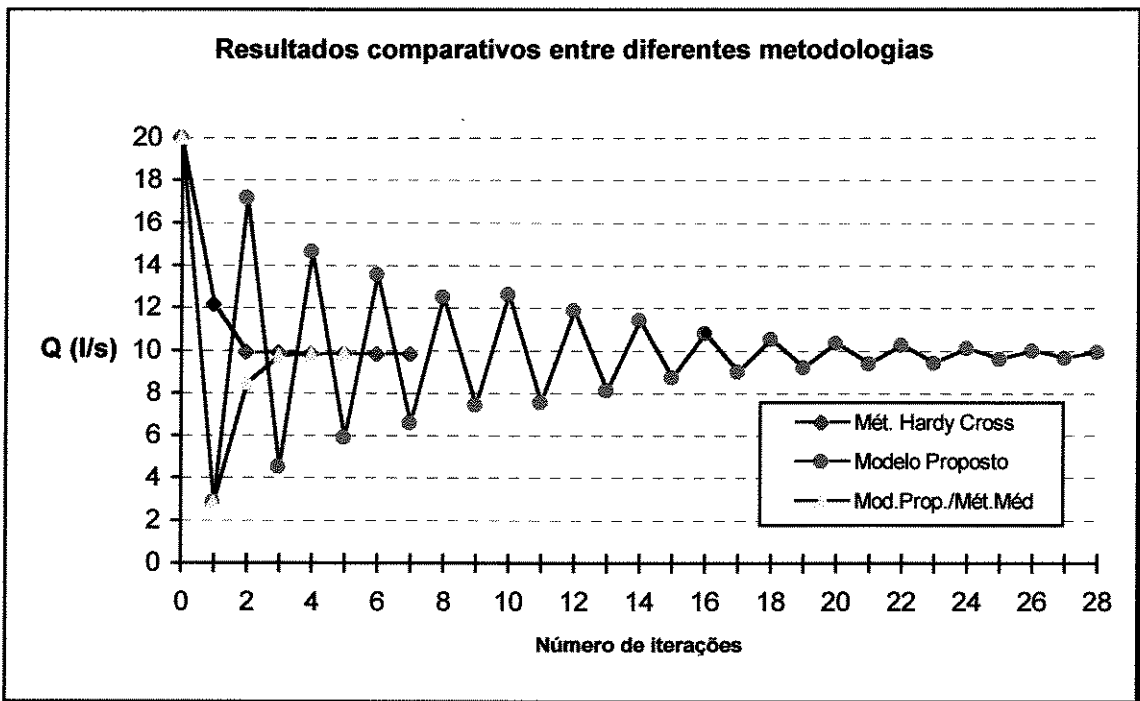


FIGURA 6.2: Convergência no trecho 7 da Rede da Figura 3.1

6.1.2. CONSIDERAÇÕES

Observa-se que, embora tenham sido consideradas diferentes metodologias para a determinação das vazões, incluindo condições onde a estimativa de vazão inicial atendia ou não as equações de balanço hídrico nos nós, os resultados apresentaram uma semelhança muito grande como é mostrado na TABELA 6.4. Em particular ficou evidente a consistência e a adequação do modelo proposto, com base na comparação dos resultados.

Em comparação aos resultados obtidos, identifica-se que nem sempre a observância ao balanço hídrico para a estimativa vazão inicial é garantia de maior velocidade para a convergência da solução final.

O exemplo também mostra que, mesmo no caso da análise de redes para o projeto, o tratamento mais geral pela formulação otimizante (PL) que se propõe permite automatizar os cálculos e enriquecer a análise. Por exemplo, a análise de sensibilidade sobre a solução ótima da PL poderá identificar os recursos escassos (restrições ativas) e/ou variáveis relevantes que determinam maiores variações na função objetivo.

6.2 ALTERNATIVAS DE FORMULAÇÃO DAS EQUAÇÕES PARA UM SISTEMA COMPLETO

Durante a formulação do problema de operação da rede de distribuição de água houve a necessidade de estabelecer formas de representar os fatores físicos envolvidos na operação. Esta representação pode ser feita através de variáveis que se encontram escritas na forma de equação ou inequação dependendo a que se destinam.

No problema de otimização da operação de um sistema de abastecimento de água, uma série de informações foram consideradas conforme descritas no capítulo 5, como equações de restrições, objetivando assegurar a operação do sistema com o mínimo custo operacional, ou seja, mínima vazão bombeada no sistema de distribuição, tais como:

$$\text{Min } F = q(j,t) \quad (6.1)$$

$$H(k,t) = H(k,t-1) + [QA(k,t) - q(k,t)]\Delta t / SB(k) \quad (6.2)$$

$$H(k,t) = H(i,t) + h(j,t) \quad (6.3)$$

$$\sum_{j=1}^{mi} a(j,t)q(j,t) = QD(i,t) \quad (6.4)$$

$$H(i,t) = H(i+1,t) - h(j,t) \quad (6.5)$$

$$Hm(j,t) - Hj(j,t) = C_0 + C_1q(j,t) + C_2[q_1(j,t)q(j,t)] \quad (6.6)$$

$$Hmin(k) \leq H(k,t) \leq Hmax(k) \quad (6.7)$$

$$\sum_{j=1}^{mi} a(j,i)q(j,t) = QD(i,t) \quad (6.8)$$

$$Pmin \leq H(i,t) - CGi \leq Pmax \quad (6.9)$$

$$S(j) Vmin \leq q(j,t) \leq S(j) Vmax \quad (6.10)$$

Com o intuito de explicar as dificuldades encontradas na modelagem segundo o algoritmo proposto, apresentam-se as etapas do desenvolvimento na forma de estudo de caso, para facilitar a compreensão e visualizar as dificuldades encontradas. Para o estudo de caso, optou-se por trabalhar com dois sistemas de distribuição de água distintos, sendo um de pequeno porte (Rede A) e outro de médio porte (Rede B), como é mostrado nas FIGURAS 6.3 e 6.4.

Embora o problema esteja formulado como dinâmico em termos temporais, a análise efetuada nos estudos de caso é restrita ao caso estático (1 hora). Fica sugerida uma abordagem para tratar do problema dinâmico conforme fluxograma do anexo I.

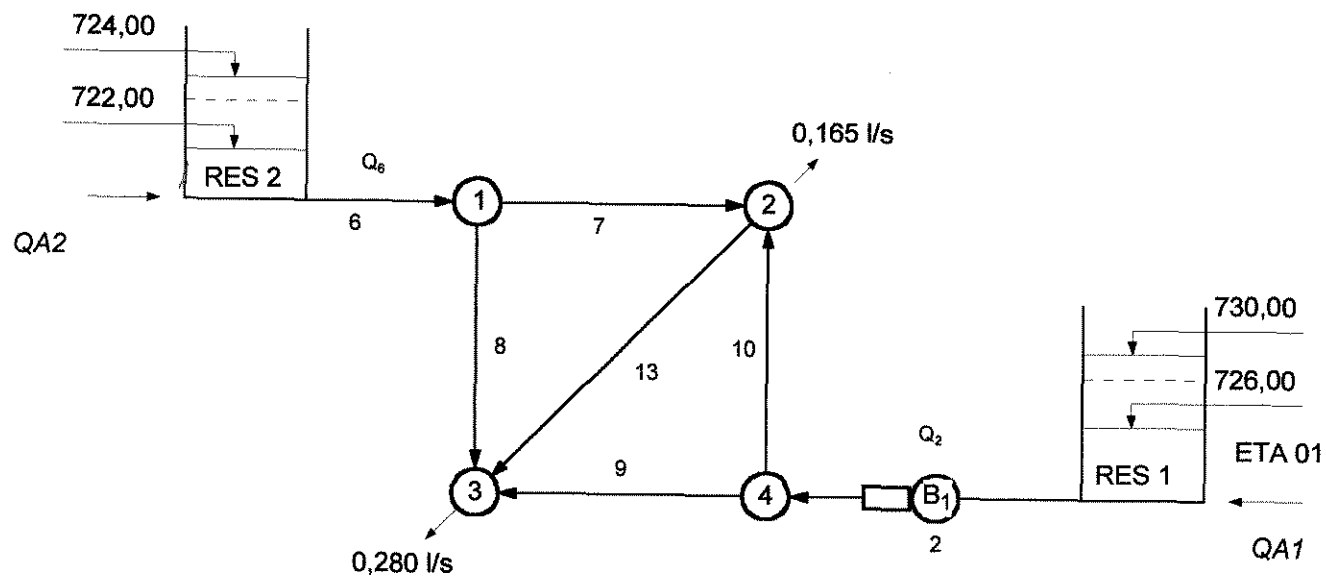


FIGURA 6.3: Topologia da Rede A

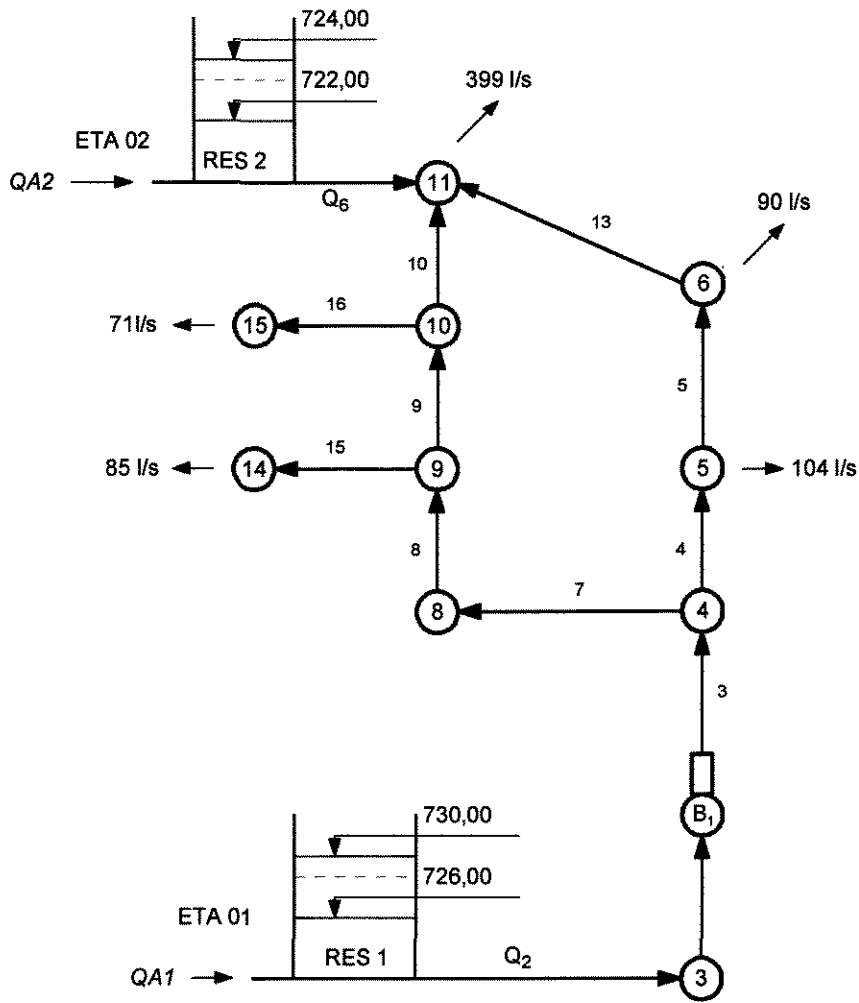


FIGURA 6.4: Topologia da Rede B

Caso 1 A: Rede A com Formulação Completa

Durante o equacionamento do modelo, foram consideradas todas as equações como equações de igualdade: as equações de balanço hídrico nos nós [equação (6.4)], as equações de balanço hídrico nos reservatórios [equação (6.2)], as equações de carga no circuito [equação(6.5)] e a variação de carga nos reservatórios [equação(6.3)]. Inicialmente considerou-se que a vazão de adução dos reservatórios eram constantes.

Obtida a primeira solução ótima do modelo proposto para a função objetivo de minimização da vazão bombeada, verifica-se a necessidade de testar outras hipóteses, analisando outras funções objetivo tais como: a minimização dos níveis dos reservatórios, a maximização da demanda em um nó distinto, na tentativa de verificar a validação do modelo matemático proposto.

Estabelecidas estas novas funções objetivo testadas sobre a rede A, certificamo-nos que o problema apresentava solução única para diferentes funções objetivo, o que pode ser explicado, pois trata-se de um sistema linear com 11 equações de restrições de igualdade de 11 incógnitas (variáveis de decisão). Portanto, o problema é do tipo “determinado” por isso apresenta solução única.

Para uma formulação semelhante, porém sem o recurso da linearização, HALL (1976) aplicou a técnica de Programação Geométrica para formular problemas de projeto, o qual utilizava equações não lineares e obteve como resultado solução única, pois o número de equações envolvidas era igual ao número de incógnitas.

Dando prosseguimento à formulação do modelo, alteraram-se as vazões de adução tornando-as variáveis, dentro de um limite pre-estabelecido. Verificou-se que para diferentes funções objetivo os resultados foram muito semelhantes, ou seja, o modelo se mostrou pouco sensível. Os resultados obtidos, para vazões de adução variáveis, são apresentados na TABELA 6. 5., onde se verifica que a função objetivo **Max QD₂** é a que produz resultados mais distantes das demais. Isto pode ser explicado por ter ficado definido nesta formulação um sistema linear indeterminado (1 grau de liberdade) enquanto que nas formulações anteriores tratou-se de sistemas determinados.

Para assegurar a credibilidade no modelo, julgou-se conveniente proceder à análise da consistência dos resultados ótimos obtidos para a função objetivo de minimizar a vazão bombeada (*Min Q2*) mostrada na TABELA 6.5, relativos à rede da FIGURA 6.3.1. Verificou-se que o modelo atende todas as restrições impostas, conforme demonstrado a seguir:

(a) Atendimento da equação da continuidade nos nós da rede;

$$\sum Q = 0$$

$$\begin{array}{l} \text{Nó 1} \\ Q_6 - Q_7 - Q_8 = 0 \\ 0,046 - 0,009 - 0,036 = 0 \end{array} \quad (6.1.1)$$

$$\begin{array}{l} \text{Nó 2} \\ Q_7 + Q_{10} - Q_{13} = 0,165 \\ 0,009 + 0,165 - 0,009 = 0,165 \end{array} \quad (6.1.2)$$

$$\begin{array}{l} \text{Nó 3} \\ Q_8 + Q_9 + Q_{13} = 0,280 \\ 0,036 + 0,234 + 0,009 \cong 0,280 \end{array} \quad (6.1.3)$$

$$\begin{array}{l} \text{Nó 4} \\ Q_2 - Q_{10} - Q_9 = 0 \\ 0,400 - 0,165 - 0,234 \cong 0 \end{array} \quad (6.1.4)$$

(b) Atendimento da equação da perda de carga para os circuitos fechados, tendo como orientação positiva o sentido horário;

$$\sum h = 0$$

$$\begin{array}{l} \text{Circuito 1} \\ h_7 + h_{13} - h_8 = 0 \\ 0,49 + 0,75 - 1,24 = 0 \end{array} \quad (6.1.5)$$

$$\begin{array}{l} \text{Circuito 2} \\ h_9 - h_{10} - h_{13} = 0 \\ 6,61 - 5,86 - 0,75 = 0 \end{array} \quad (6.1.6)$$

(c) Carga nos nós: a título ilustrativo, foram tomados os nós 2 e 4;

$$\frac{H_2}{LE} = \underbrace{H_4 - h_{10}}_{LD} \quad (6.1.7)$$

Pode-se verificar através dos dados da FIGURA 6.3.1 e da solução ótima apresentada na TABELA 6.5 que;

$$\begin{aligned} LD &= H_4 - h_{10} \\ LD &= 727,64 - 5,86 \\ LD &= 721,78m \end{aligned}$$

portanto $LD=LE$.

(d) Altura manométrica da bomba: observando a FIGURA 6.3, nota-se a existência de uma bomba no trecho 2, que é descrita pela seguinte equação;

$$Hm = 30 - 10Qt - 95Qt^2 \quad (6.1.8)$$

Para a obtenção do termo quadrático Qt^2 da altura manométrica da bomba, o modelo utiliza dois valores de vazões. O valor Qt para a primeira rodada é admitido como sendo o valor inicial da vazão Q_0 , ficando o produto $95 \times Q_0 \times Qt$ uma função linear de Qt . A verificação do valor da altura manométrica fica definida como:

$$\begin{aligned} Hm &= 30 - 10Qt - 95Qt^2 \\ Hm &= 30 - 10 \times 0,3994 - 95 \times 0,6004 \times 0,3994 \\ Hm &= 3,22m \end{aligned}$$

O valor encontrado no nó 4, conforme era esperado:

$$\begin{aligned} H_4 &= HR_1 + Hm - h_2 \\ H_4 &= 727,11 + 3,22 - 2,69 \\ H_4 &= 727,64m \end{aligned}$$

(e) Variação de carga nos reservatórios;

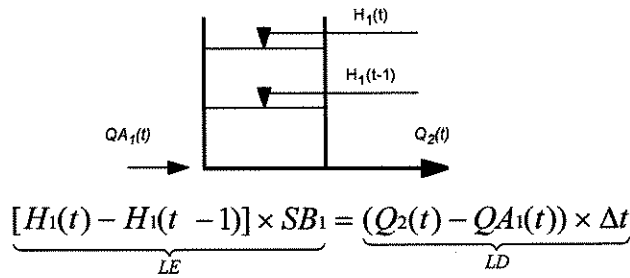


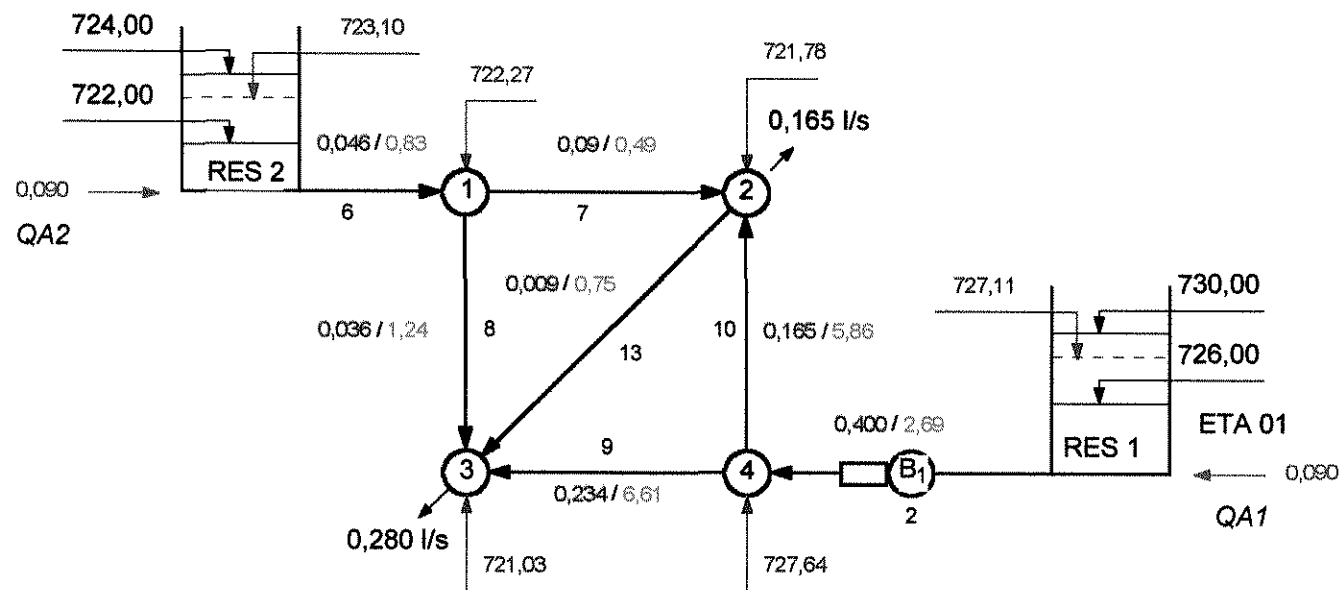
FIGURA 6.5: Representação da Variação de Carga no Reservatório

A título ilustrativo toma-se o reservatório 1 como exemplo, para verificação da solução obtida.

$$[(728,5 - H_{1(t-1)})] \times 800 = [(0,399 - 0,09)] \times 3600$$

$$H_{1(t-1)} = 727,11 \text{ m}$$

Observa-se pois que, todas as equações foram atendidas revelando a adequação do modelo quanto à este aspecto. Torna-se necessário reformular o modelo para evitar o sistema linear determinado (solução única). Nas formulações seguintes são apresentadas diversas alternativas visando tal finalidade.

FIGURA 6.3.1: Resultados obtidos para Rede A - *Min Q₂***Legenda**

- vazões nos trechos (m³/h);
- perda de carga ocorrida nos trechos (m/m);
- carga nos nós (m);
- nível dos reservatórios (m);
- vazão de adução nos reservatórios (m³/h);

TABELA 6. 5

Rede A com *Formulação Completa*

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Ã O O B J E T I V O			
		<i>Min Q2</i>	<i>Min Q6</i>	<i>Max QD2</i>	<i>Min ΣHi</i>
Vazões nos Trechos (m/h)	<i>Q2</i>	0,399	0,400	0,406	0,400
	<i>Q6</i>	0,046	0,045	0,059	0,045
	<i>Q7</i>	0,009	0,009	0,017	0,009
	<i>Q8</i>	0,036	0,036	0,041	0,036
	<i>Q9</i>	0,234	0,234	0,233	0,234
	<i>Q10</i>	0,165	0,166	0,173	0,165
	<i>Q13</i>	0,009	0,009	0,006	0,009
Cotas Piezométricas (m)	<i>H1</i>	722,27	722,26	722,00	722,25
	<i>H2</i>	721,78	721,78	721,06	721,77
	<i>H3</i>	721,03	721,03	720,60	721,02
	<i>H4</i>	727,64	727,65	727,18	727,63
Perda de Carga nos Trecho (m/m)	<i>h2</i>	2,69	2,69	2,73	2,69
	<i>h6</i>	0,83	0,82	1,08	0,82
	<i>h7</i>	0,49	0,48	0,94	0,48
	<i>h8</i>	1,24	1,23	1,39	1,24
	<i>h9</i>	6,61	6,62	6,58	6,61
	<i>h10</i>	5,86	5,87	6,12	5,86
	<i>h13</i>	0,75	0,75	0,46	0,75
Nível dos Reservatórios (m)	<i>HR01</i>	728,50	728,50	728,50	728,50
	<i>HR01</i>	727,11	727,15	727,12	727,11
	<i>HR02</i>	723,00	723,00	723,00	723,00
	<i>HR02</i>	723,10	723,08	723,07	723,08
Vazão de adução (m ³ /h)	<i>QA₁</i>	0,090	0,100	0,100	0,090
	<i>QA₂</i>	0,090	0,080	0,090	0,080

Caso 2 A: Rede A com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios

Como primeira alternativa, foi trabalhada a equação de balanço hídrico nos reservatórios as quais foram inicialmente formuladas como relação de igualdade:

$$H(k,t) = H(k,t-1) + [QA(k,t) - Q(k,t)]\Delta t / SB(k) \quad (6.2)$$

Com o intuito de assegurar a utilização dos recursos de água dentro da disponibilidade existente, ou seja, garantir que a quantidade de água retirada para o sistema de distribuição, fosse menor que a disponibilidade existente, optou-se em transformar as equações de balanço hídrico nos reservatórios em inequações como é mostrado a seguir:

$$[Q(k,t) - QA(k,t)] \times \Delta t \leq [H(k,t) - H(k,t_{-1})] \times SB(k) \quad (6.2.1)$$

O lado esquerdo da equação (6.2.1) representa o que se pretende retirar do volume do reservatório e o lado direito representa a disponibilidade entre os instantes $t - 1$ e t .

Para esta nova formulação, através da análise de consistência dos resultados ótimos obtidos para cada uma das redes, pôde-se verificar a existência de uma folga na equação relativa a vazão, sempre presente em uma das inequações de restrição referentes ao balanço hídrico nos reservatórios, independentemente da função objetivo analisada. Ou seja, as retiradas sempre foram menores que as disponibilidades existentes (lado esquerdo da equação (6.2.1) sempre menor que o lado direito). A título ilustrativo, tomando o reservatório 1, com os dados de solução ótima referente à função objetivo *Min Q2*, (TABELA 6.6) temos para a equação (6.2.1):

$$LE = 1083,6$$

$$LD = 2000,0$$

Como se vê, $LD > LE$ na solução ótima neste caso. Observou-se também, que a formulação proposta apresentava sensibilidade a mudança das diferentes funções objetivo, como é mostrado na TABELA 6.6, garantindo as possibilidades de efetivamente estar otimizando. Não obstante, esta solução ótima tem a grave desvantagem de deplecionar totalmente (e desnecessariamente) o reservatório 1, conforme se vê na TABELA 6.6.

TABELA 6. 6

Rede A com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Ã O O B J E T I V O			
		Min Q2	Min Q6	Max QD2	Min ΣHi
Vazões nos Trechos (m ³ /h)	Q2	0,391	0,402	0,406	0,392
	Q6	0,054	0,043	0,059	0,053
	Q7	0,012	0,008	0,017	0,012
	Q8	0,042	0,035	0,041	0,041
	Q9	0,229	0,236	0,233	0,230
	Q10	0,162	0,166	0,173	0,162
	Q13	0,009	0,009	0,006	0,009
Cotas Piezométricas (m)	H1	722,10	722,00	722,00	722,00
	H2	721,43	721,57	721,06	721,35
	H3	720,69	720,82	720,60	720,61
	H4	727,16	727,47	727,18	727,09
Perda de Carga nos Trecho (m/m)	h2	2,63	2,71	2,73	2,64
	h6	0,98	0,78	1,07	0,97
	h7	0,67	0,43	0,94	0,65
	h8	1,41	1,18	1,40	1,39
	h9	6,47	6,65	6,58	6,48
	h10	5,73	5,90	6,12	5,74
	h13	0,74	0,76	0,46	0,74
Nível dos Reservatórios (m)	HR01	728,50	728,50	728,50	728,50
	HR01	726,00	727,14	727,12	726,00
	HR02	723,00	723,00	723,00	723,00
	HR02	723,08	722,78	723,07	722,97
Vazão de adução (m ³ /h)	QA ₁	0,090	0,100	0,100	0,090
	QA ₂	0,090	0,080	0,090	0,080

Caso 3 A: Rede A com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Cargas Adjacentes aos Reservatórios

Na tentativa de entender o comportamento operacional da rede relacionando-a com o conjunto de restrições impostas, rodou-se o modelo de otimização, tomando como metas a observância de duas garantias: (a) existência de água armazenada nos reservatórios, ou seja, a quantidade de água liberada dos reservatórios tem que ser menor que a disponibilidade existente através da inequação de balanço hídrico nos reservatórios, [equação (6. 2.1)] e; (b) a existência de carga suficiente nos reservatórios, a fim de possibilitar a liberação da água necessária para o abastecimento da rede, vencendo as perdas de carga, o que é assegurado pela inequação de cargas nos nós adjacentes ao reservatório [equação (6.3.1)]:

$$H(k,t) \geq H(i,t) + h(j,t) \quad (6.3.1)$$

Analisando os resultados ótimos obtidos, verificou-se que o modelo apresentava folga nas inequações de energia [equação (6.3.1)], e/ou folga nas inequações de vazão liberada do reservatório [equação (6.2.1)] para as diferentes funções objetivo testadas. Os resultados são apresentados na TABELA 6. 7.

TABELA 6.7

Rede A com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Cargas Adjacentes aos Reservatórios

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Ã O O B J E T I V O			
		<i>Min Q2</i>	<i>Min Q6</i>	<i>Max QD2</i>	<i>Min ΣHi</i>
Vazões nos Trechos (m ³ /h)	<i>Q2</i>	0,386	0,402	0,406	0,386
	<i>Q6</i>	0,059	0,043	0,059	0,059
	<i>Q7</i>	0,014	0,008	0,017	0,014
	<i>Q8</i>	0,044	0,035	0,041	0,044
	<i>Q9</i>	0,226	0,236	0,233	0,226
	<i>Q10</i>	0,160	0,166	0,173	0,160
	<i>Q13</i>	0,009	0,009	0,006	0,009
Cotas Piezométricas (m)	<i>H1</i>	722,00	722,00	722,00	722,00
	<i>H2</i>	721,23	721,57	721,06	721,23
	<i>H3</i>	720,49	720,82	720,60	720,49
	<i>H4</i>	726,89	727,47	727,18	726,89
Perda de Carga nos Trecho (m/m)	<i>h2</i>	2,60	2,70	2,73	2,60
	<i>h6</i>	1,07	0,78	1,07	1,07
	<i>h7</i>	0,77	1,18	0,94	0,77
	<i>h8</i>	1,50	0,79	1,40	1,50
	<i>h9</i>	6,39	6,65	6,60	6,39
	<i>h10</i>	5,66	5,90	6,12	5,66
	<i>h13</i>	0,73	0,75	0,46	0,73
Nível dos Reservatórios (m)	<i>HR01</i>	728,50	728,50	728,50	728,50
	<i>HR01</i>	727,17	727,14	727,12	727,17
	<i>HR02</i>	723,00	723,00	723,00	722,92
	<i>HR02</i>	723,07	722,78	723,07	723,07
Vazão de adução (m ³ /h)	<i>QA₁</i>	0,090	0,100	0,100	0,090
	<i>QA₂</i>	0,090	0,080	0,090	0,090

Caso 4 A: Rede A com Inequações de Carga nos nós Adjacentes aos Reservatórios

Reavaliando novamente as hipóteses assumidas em confronto com os resultados obtidos, verifica-se que o sistema linear resultante (com as 4 inequações) apresenta 4 graus de liberdade. Portanto, as inequações de vazão liberada dos reservatórios podem ser novamente colocadas como equações que, ainda assim, não se chegará a um sistema linear determinado.

Sendo assim, numa nova versão (Caso 4 A), as equações de perda de carga nos trechos adjacentes aos reservatórios foram fixadas em inequações e as equações de balanço hídrico dos reservatórios foram transformadas em equações.

Analisando os resultados ótimos obtidos, para diferentes funções objetivo percebeu-se a presença de excesso de carga (energia) em um dos trechos adjacentes a um dos reservatórios, e todo o conjunto das demais restrições sendo atendidas. O modelo foi sensível às mudanças de funções objetivo como é mostrado na TABELA 6.8.

TABELA 6.8

Rede A - com Inequações de Carga nos nós Adjacentes aos Reservatórios

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Ã O O B J E T I V O			
		<i>Min Q2</i>	<i>Min Q6</i>	<i>Max QD2</i>	<i>Min ΣHi</i>
Vazões nos Tremos (m ³ /h)	<i>Q2</i>	0,386	0,402	0,406	0,386
	<i>Q6</i>	0,059	0,043	0,059	0,059
	<i>Q7</i>	0,014	0,008	0,017	0,014
	<i>Q8</i>	0,044	0,035	0,041	0,044
	<i>Q9</i>	0,226	0,236	0,233	0,226
	<i>Q10</i>	0,160	0,166	0,173	0,160
	<i>Q13</i>	0,009	0,009	0,006	0,009
Cotas Piezométricas (m)	<i>H1</i>	722,00	722,00	722,00	722,00
	<i>H2</i>	721,23	721,57	721,06	721,23
	<i>H3</i>	720,49	720,82	720,60	720,49
	<i>H4</i>	726,89	727,47	727,18	726,89
Perda de Carga nos Tremo (m/m)	<i>h2</i>	2,60	2,70	2,73	2,60
	<i>h6</i>	1,07	0,78	1,07	1,07
	<i>h7</i>	0,77	1,18	0,94	0,77
	<i>h8</i>	1,50	0,79	1,40	1,50
	<i>h9</i>	6,39	6,65	6,60	6,39
	<i>h10</i>	5,66	5,90	6,12	5,66
	<i>h13</i>	0,73	0,75	0,46	0,73
Nível dos Reservatórios (m)	<i>HR01</i>	728,50	728,50	728,50	728,50
	<i>HR01</i>	727,17	727,14	727,12	727,17
	<i>HR02</i>	723,00	723,00	723,00	722,92
	<i>HR02</i>	723,07	722,78	723,07	723,07
Vazão de adução (m ³ /h)	<i>QA₁</i>	0,090	0,100	0,100	0,090
	<i>QA₂</i>	0,090	0,080	0,090	0,090

Caso 5 A: Introdução de Penalidades para os Caso 2.A, Caso 3.A, e Caso 4.A

Uma função de penalização foi incorporada ao modelo, com o intuito de garantir a utilização adequada dos reservatórios, ou seja, buscando-se evitar o rebaixamento desnecessário dos níveis dos reservatórios. Como exemplo a função de minimização da vazão bombeada.

$$\text{Min } Q(j,t) + 50000 H(k_i,t) + 50000 H(k_i,t) \quad (6.11)$$

Observou-se que, feitas as mudanças, os resultados ótimos do modelo apresentaram solução única para diversas funções objetivo, nos diferentes casos estudados, o que indica a inadequação da introdução da penalização.

Com a necessidade de verificar a validação do modelo proposto, uma nova topologia de rede foi utilizada. Os procedimentos usados durante a formulação são descritos a seguir:

Caso 1 B: Rede B com Formulação Completa

Foram consideradas as equações de balanço hídrico dos reservatórios [equação (6.2)], a equação de carga nos reservatórios [equação (6.3)], a equação de balanço hídrico nos nós [equação (6.4)] e a equação de carga nos nós [equação (6.5)] . As equações citadas foram consideradas como sendo de igualdade. Similarmente ao caso anterior estudado na rede A, observou-se que, mesmo variando as funções objetivo, o problema de otimização apresentava soluções muito semelhantes, mostrando que o modelo estava pouco sensível a estas variações. Feita a análise de consistência, notou-se que todas as equações de restrições estavam sendo atendidas. Os resultados obtidos são mostrados na TABELA 6.9

Caso 2 B: Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios

A fim de aumentar o grau de liberdade do modelo, transformou-se a equação de balanço hídrico dos reservatórios [equação (6.2)], que inicialmente era de igualdade, em inequação, como feito anteriormente para a rede A [equação(6. 2.1)].

$$[Q(k,t) - QA(k,t)] \times \Delta t \leq [H(k,t_{t-1}) - H(k,t)] \times SB(k) \quad (6.2.1)$$

Através da análise dos resultados obtidos, constatou-se que havia uma folga na equação de vazão, sempre presente em uma das equações, independente da função objetivo analisada. Os resultados obtidos são mostrados na TABELA 6.10. Neste caso, o modelo mostrou sensibilidade às mudanças das diferentes funções objetivo.

Caso 3 B: Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Inequações das Cargas Adjacentes aos Reservatórios.

Dando prosseguimento ao desenvolvimento do modelo, modificou-se as equações de carga nos nós adjacentes aos reservatórios [equação (6.3)], a fim de garantir a existência de carga suficiente nos mesmos, possibilitando a liberação da água necessária para o abastecimento.

$$H(k,t) \geq H(i,t) + h(j,t) \quad (6.3.1)$$

Analisando os resultados, verificou-se que o modelo apresentava folga de energia para as diferentes funções testadas. Na TABELA 6.11 são apresentados os resultados. O modelo mostrou-se sensível às diferentes funções objetivo.

Caso 4 B: Rede B com Inequações de Carga nos nós Adjacentes aos Reservatórios.

O problema foi formulado considerando como adequada a garantia de carga nos reservatórios, possibilitando assim, o escoamento da vazão necessária para o abastecimento. Portanto, a equação de balanço hídrico nos reservatórios [equação (6.2)] que ora fora formulada como inequação [equação (6.2.1)], passou a ser equação novamente [equação (6.2)]. O modelo continuou sensível às diferentes funções objetivo analisadas, como é mostrado na TABELA 6.12. Mas, percebeu-se que havia um excesso de carga (energia) sempre presente em um dos trechos adjacentes aos reservatórios.

Caso 5 B: Introdução de Penalidades para os Caso 2.B, Caso 3.B, e Caso 4.B

Uma função de penalização foi incorporada ao modelo para contornar o problema de rebaixamento desnecessário dos níveis dos reservatórios, conforme expressão:

$$\text{Min } Q(j,t) + 50000 H(k_i,t) + 50000 H(k_i,t) \quad (6.11)$$

Observou-se que, feitas as mudanças, os resultados ótimos do modelo apresentaram solução única para diversas funções objetivo, nos diferentes casos estudados, o que revela a inadequação desta formulação também para esta rede.

TABELA 6.9

Rede B com Formulação Completa

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Õ E S O B J E T I V O			
		Min Q3	Min Q6	Max QD5	Min ΣHi
Vazões nos Trechos (m ³ /h)	Q2	0,469	0,469	0,499	0,469
	Q3	0,469	0,469	0,499	0,469
	Q4	0,284	0,284	0,343	0,284
	Q5	0,180	0,180	0,115	0,180
	Q6	0,280	0,280	0,374	0,280
	Q7	0,185	0,185	0,156	0,185
	Q8	0,185	0,185	0,156	0,185
	Q9	0,100	0,100	0,071	0,100
	Q10	0,029	0,029	0,000	0,029
	Q13	0,090	0,090	0,025	0,090
	Q15	0,085	0,085	0,085	0,085
	Q16	0,071	0,071	0,071	0,071
Cotas Piezométricas (m)	H3	723,68	723,68	723,35	723,68
	H4	733,79	733,79	730,00	733,79
	H5	728,60	728,60	723,76	728,60
	H6	724,79	724,79	721,32	724,79
	H8	728,16	728,16	725,24	728,16
	H9	724,64	724,64	722,27	724,64
	H10	721,82	721,82	720,26	721,82
	H11	721,01	721,01	720,26	721,01
	H14	723,90	723,90	721,53	723,90
H15	721,29	721,29	719,74	721,29	
Perda de Carga nos Trechos (m/m)	h2	3,16	3,16	3,35	3,16
	h3	5,60	5,60	5,95	5,60
	h4	5,19	5,19	6,25	5,19
	h5	3,81	3,81	2,43	3,81
	h6	1,59	1,59	2,12	1,59
	h7	5,63	5,63	4,76	5,63
	h8	3,52	3,52	2,97	3,52
	h9	2,81	2,81	2,00	2,81
	h10	0,82	0,82	0,00	0,82
	h15	0,74	0,74	0,74	0,74
	h16	0,53	0,53	0,53	0,53
	h13	3,79	3,79	1,06	3,79
Nível dos Reservatórios (m)	HR01	728,50	728,50	728,50	728,50
	HR01	726,84	726,84	726,71	726,84
	HR02	723,00	723,00	723,00	723,00
	HR02	722,59	722,59	722,38	722,59
Vazão de adução (m ³ /h)	QA ₁	0,100	0,100	0,100	0,100
	QA ₂	0,100	0,100	0,100	0,100

TABELA 6.10

Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Õ E S O B J E T I V O			
		<i>Min Q3</i>	<i>Min Q6</i>	<i>Max QD5</i>	<i>Min ΣHi</i>
Vazões nos Trechos (m³/h)	<i>Q2</i>	0,464	0,472	0,502	0,476
	<i>Q3</i>	0,464	0,472	0,502	0,476
	<i>Q4</i>	0,282	0,286	0,346	0,288
	<i>Q5</i>	0,178	0,182	0,114	0,184
	<i>Q6</i>	0,284	0,276	0,374	0,273
	<i>Q7</i>	0,183	0,186	0,156	0,188
	<i>Q8</i>	0,183	0,186	0,156	0,188
	<i>Q9</i>	0,098	0,101	0,071	0,103
	<i>Q10</i>	0,027	0,030	0,000	0,032
	<i>Q13</i>	0,088	0,092	0,024	0,094
	<i>Q15</i>	0,085	0,085	0,085	0,085
	<i>Q16</i>	0,071	0,071	0,071	0,071
Cotas Piezométricas (m)	<i>H3</i>	722,87	723,64	723,32	720,00
	<i>H4</i>	733,54	733,37	729,61	729,30
	<i>H5</i>	728,40	728,14	723,31	724,04
	<i>H6</i>	724,64	724,30	720,90	720,15
	<i>H8</i>	727,96	727,69	724,85	723,58
	<i>H9</i>	724,48	724,14	721,88	720,00
	<i>H10</i>	721,73	721,29	719,88	717,10
	<i>H11</i>	720,97	720,43	719,88	716,20
	<i>H14</i>	723,74	723,40	721,14	719,26
	<i>H15</i>	721,20	720,76	719,35	716,57
Perda de Carga nos Trechos (m/m)	<i>h2</i>	3,12	3,18	3,37	3,20
	<i>h3</i>	5,54	5,64	5,99	5,68
	<i>h4</i>	5,14	5,22	6,30	5,26
	<i>h5</i>	3,75	3,85	2,41	3,89
	<i>h6</i>	1,61	1,57	2,12	1,55
	<i>h7</i>	5,57	5,68	4,76	5,72
	<i>h8</i>	3,48	3,55	2,97	3,58
	<i>h9</i>	2,75	2,85	2,00	2,90
	<i>h10</i>	0,76	0,85	0,00	0,90
	<i>h15</i>	0,74	0,74	0,74	0,74
	<i>h16</i>	0,53	0,53	0,53	0,53
	<i>h13</i>	3,67	3,86	1,02	3,95
Nível dos Reservatórios (m)	<i>HR01</i>	728,50	728,50	728,50	728,50
	<i>HR01</i>	726,00	726,82	726,69	726,00
	<i>HR02</i>	723,00	723,00	723,00	723,00
	<i>HR02</i>	722,58	722,00	722,00	722,00
Vazão de adução (m³/h)	<i>QA₁</i>	0,100	0,100	0,100	0,100
	<i>QA₂</i>	0,100	0,100	0,100	0,100

TABELA 6.11

Rede B com Inequações de Balanço Hídrico nos Reservatórios e Cargas Adjacentes aos Reservatórios

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Õ E S O B J E T I V O			
		<i>Min Q3</i>	<i>Min Q6</i>	<i>Max QD5</i>	<i>Min ΣHi</i>
Vazões nos Trechos (m ³ /h)	<i>Q2</i>	0,448	0,500	0,516	0,476
	<i>Q3</i>	0,448	0,500	0,516	0,476
	<i>Q4</i>	0,272	0,302	0,360	0,288
	<i>Q5</i>	0,168	0,198	0,110	0,184
	<i>Q6</i>	0,301	0,249	0,379	0,273
	<i>Q7</i>	0,175	0,198	0,156	0,188
	<i>Q8</i>	0,175	0,198	0,156	0,188
	<i>Q9</i>	0,090	0,113	0,071	0,103
	<i>Q10</i>	0,019	0,042	0,000	0,032
	<i>Q13</i>	0,078	0,108	0,020	0,094
	<i>Q15</i>	0,085	0,085	0,085	0,085
	<i>Q16</i>	0,071	0,071	0,071	0,071
Cotas Piezométricas (m)	<i>H3</i>	720,00	723,33	723,15	720,00
	<i>H4</i>	732,63	729,82	727,73	729,30
	<i>H5</i>	727,66	724,31	721,16	724,04
	<i>H6</i>	724,11	720,13	718,84	720,15
	<i>H8</i>	727,28	723,78	722,97	723,58
	<i>H9</i>	723,94	720,00	720,00	720,00
	<i>H10</i>	721,39	716,81	717,99	717,10
	<i>H11</i>	720,84	715,61	717,99	716,20
	<i>H14</i>	723,20	719,26	719,26	719,26
<i>H15</i>	720,86	716,28	717,46	716,57	
Perda de Carga nos Trechos (m/m)	<i>h2</i>	3,01	3,36	3,47	3,20
	<i>h3</i>	5,34	5,97	6,16	5,68
	<i>h4</i>	4,96	5,51	6,57	5,25
	<i>h5</i>	3,55	4,18	2,32	3,88
	<i>h6</i>	1,71	1,41	2,15	1,55
	<i>h7</i>	5,35	6,04	4,76	5,74
	<i>h8</i>	3,34	3,78	2,97	3,58
	<i>h9</i>	2,55	3,19	2,00	2,90
	<i>h10</i>	0,55	1,20	0,00	0,91
	<i>h15</i>	0,74	0,74	0,74	0,74
	<i>h16</i>	0,53	0,53	0,53	0,53
Nível dos Reservatórios (m)	<i>HR01</i>	728,50	728,50	728,50	728,50
	<i>HR01</i>	726,00	726,70	726,63	726,00
	<i>HR02</i>	723,00	723,00	723,00	723,00
	<i>HR02</i>	722,55	722,00	722,00	722,00
Vazão de adução (m ³ /h)	<i>QA₁</i>	0,090	0,100	0,100	0,090
	<i>QA₂</i>	0,100	0,090	0,100	0,090

TABELA 6.12

Rede B com Inequações de Perda de Carga nos nós Adjacentes aos Reservatórios

S O L U Ç Õ E S Ó T I M A S					
V A R I Á V E I S		F U N Ç Õ E S O B J E T I V O			
		Min Q3	Min Q6	Max QD5	Min ΣHi
Vazões nos Trechos (m ³ /h)	Q2	0,448	0,500	0,516	0,476
	Q3	0,448	0,500	0,516	0,476
	Q4	0,272	0,302	0,360	0,288
	Q5	0,168	0,198	0,110	0,184
	Q6	0,301	0,249	0,379	0,273
	Q7	0,175	0,198	0,156	0,188
	Q8	0,175	0,198	0,156	0,188
	Q9	0,090	0,113	0,071	0,103
	Q10	0,019	0,042	0,000	0,032
	Q13	0,078	0,108	0,020	0,094
	Q15	0,085	0,085	0,085	0,085
Q16	0,071	0,071	0,071	0,071	
Cotas Piezométricas (m)	H3	720,00	723,33	723,15	720,00
	H4	732,63	729,82	727,73	729,30
	H5	727,66	724,31	721,16	724,04
	H6	724,11	720,13	718,84	720,15
	H8	727,28	723,78	722,97	723,58
	H9	723,94	720,00	720,00	720,00
	H10	721,39	716,81	717,99	717,10
	H11	720,84	715,61	717,99	716,20
	H14	723,20	719,26	719,26	719,26
H15	720,86	716,28	717,46	716,57	
Perda de Carga nos Trechos (m/m)	h2	3,01	3,36	3,47	3,20
	h3	5,34	5,97	6,16	5,68
	h4	4,96	5,51	6,57	5,25
	h5	3,55	4,18	2,32	3,88
	h6	1,71	1,41	2,15	1,55
	h7	5,35	6,04	4,76	5,74
	h8	3,34	3,78	2,97	3,58
	h9	2,55	3,19	2,00	2,90
	h10	0,55	1,20	0,00	0,91
	h15	0,74	0,74	0,74	0,74
	h16	0,53	0,53	0,53	0,53
h13	3,27	4,52	0,84	3,93	
Nível dos Reservatórios (m)	HR01	728,50	728,50	728,50	728,50
	HR01	726,89	726,70	726,63	726,76
	HR02	723,00	723,00	723,00	723,00
	HR02	722,55	722,64	722,37	722,59
Vazão de adução (m ³ /h)	QA ₁	0,090	0,100	0,100	0,090
	QA ₂	0,100	0,090	0,100	0,090

A partir dos estudos realizados nas redes (A e B), recomenda-se a formulação adotada no Caso 4, uma vez que existem recursos tecnológicos para sua implementação, mesmo com folga na equação de energia. Podem-se adotar os seguintes procedimentos:

A partir dos estudos realizados nas redes (A e B), recomenda-se a formulação adotada no Caso 4, uma vez que existem recursos tecnológicos para sua implementação, mesmo com folga na equação de energia. Podem-se adotar os seguintes procedimentos:

- (a) Para contornar o problema de excesso de carga no sistema de distribuição, aconselha-se a instalação de válvulas controladoras de carga nas tomadas dos reservatórios, uma vez que estas se destinam à dissipação de energia durante a operação do sistema;
- (b) Alternativamente ou de forma complementar, pode-se operar o sistema com bombas centrífugas de rotação variável o que garante a possibilidade de ajustar a carga sem alterar a vazão bombeada.

Com os recursos de ajuste de carga nos trechos entre os reservatórios e o início da rede, pode-se manter e implementar os resultados ótimos para todos os demais trechos.

Em síntese, a formulação adotada no *Caso 4* é viável do ponto de vista tecnológico e admite a otimização.

6.3. ANÁLISE DO EFEITO DA VAZÃO INICIAL NO MODELO PROPOSTO

Com o intuito de entender a influência das informações iniciais que alimentam o modelo matemático, sentiu-se a necessidade de avaliar qual o efeito da vazão inicial no resultado ótimo obtido pelo modelo de otimização, uma vez que as vazões para a primeira iteração foram obtidas através de um simulador desenvolvido por LUVIZZOTO JR (1995).

No item 6.1.1 deste capítulo, estudou-se a influência das soluções ótimas a partir de vazões iniciais que não atendem aos balanços hídricos para uma rede simplificada conforme apresentada na FIGURA 3.1. No estudo feito anteriormente, não foram consideradas a presença de reservatórios, bomba, os limites de pressões máximas e mínimas, cargas mínimas e máximas, etc.

pertencentes a rede. Para acelerar a convergência no modelo o Método das Médias foi empregado no modelo proposto.

Para facilitar a aceitação da validade do modelo proposto em relação à entrada de dados iniciais escolheram-se dois trechos da rede B. Os resultados da convergência para diferentes soluções iniciais são apresentados nas FIGURAS 6.6 e 6.7 para os trechos 4 e 10 da rede respectivamente.

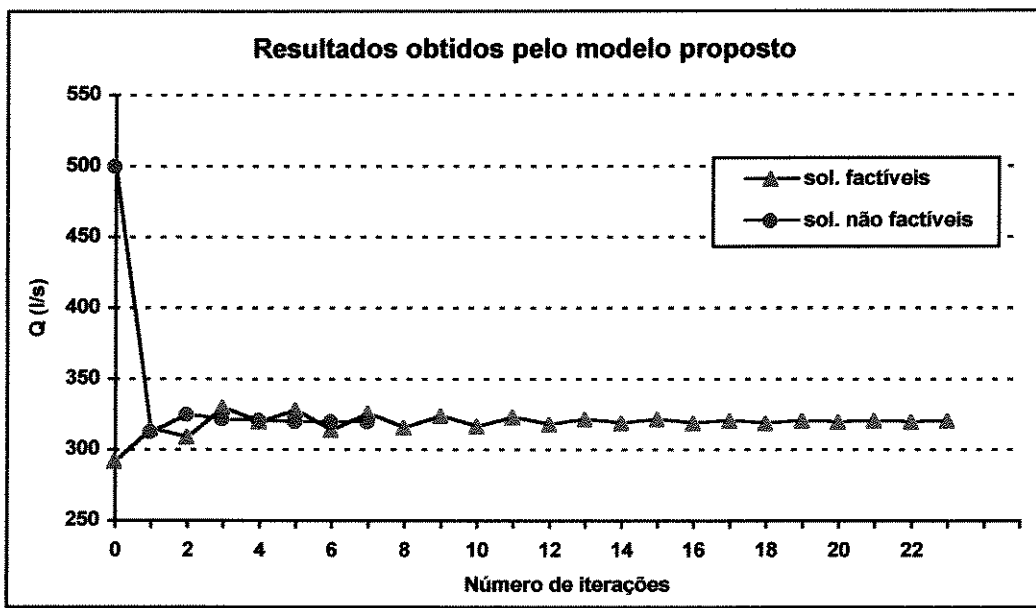


FIGURA 6.6: Convergência no Trecho 4 através do Modelo Proposto para Diferentes Valores Iniciais de Vazão.

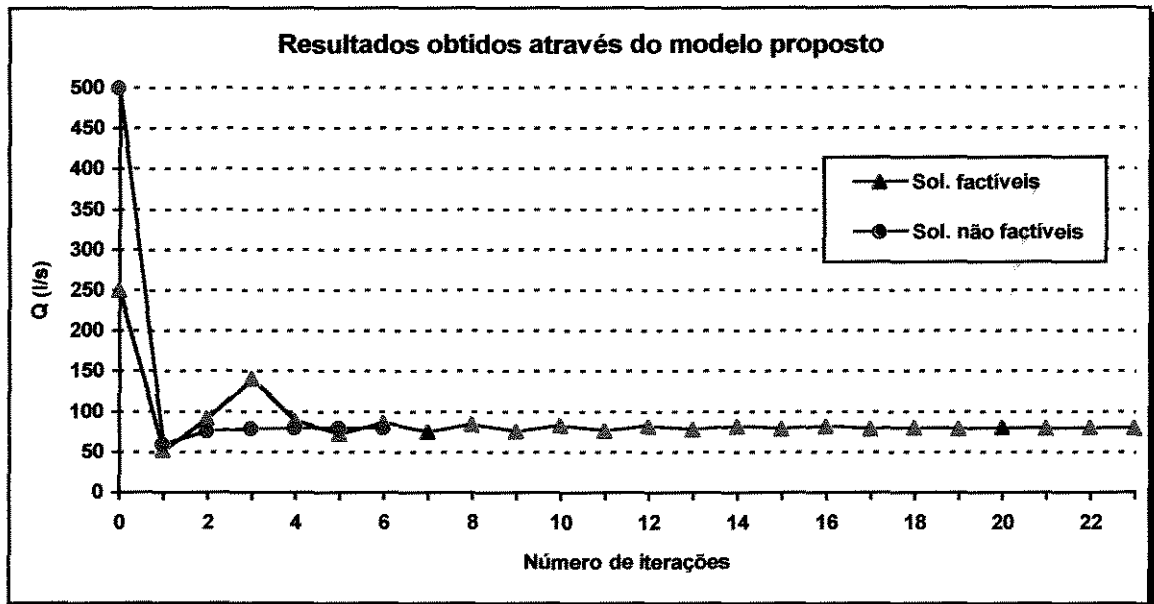


FIGURA 6.7: Convergência no Trecho 10 através do Modelo Proposto para Diferentes Valores Iniciais de Vazão.

6.4. ESTRUTURA COMPUTACIONAL DO MODELO

O modelo proposto é estruturado na forma de um programa principal que faz o papel de gerenciador de arquivo de dados e resultados, desempenhando também a conexão entre as subrotinas diretamente ligadas a ele. A TABELA 6.13 apresenta um comentário do programa principal e as subrotinas associadas necessárias para a execução do modelo de otimização.

TABELA 6.13

Hierarquia de Programas e Subrotinas do Modelo Proposto

PROGRAMA/ SUBROTINA	POSIÇÃO RELATIVA	FUNÇÃO
TESE.FOR	Programa principal	Faz leitura dos arquivos de dados de entrada, gerenciamento das subrotinas e a impressão dos resultados
LEITUR.FOR	Subrotina	Faz a leitura dos dados de entrada: característica da rede, condições iniciais e da demanda prevista ao longo do planejamento.
MPS.DAT	Interior do MINOS	Arquivo que fornece informação sobre a matriz tecnológica, o vetor custo para a PL.
SPECS.DAT	Interior do MINOS	Informa a natureza (maximização) e minimização), define a dimensão do problema para a PL.
PROGPL.EXE	Interior do MINOS	Arquivo executável que faz a conexão entre o arquivo (MPS.DAT) e a rotina de otimização, resolvendo o problema de Programação Linear pelo Método Simplex.
PRINT.OUT	Interior do MINOS	Fornece os resultados ótimos da PL.

6.5. AS FUNÇÕES OBJETIVO E AS POLÍTICAS OPERACIONAIS

O planejamento da operação de sistema de distribuição é uma tarefa complexa, e vem recebendo nos últimos anos atenção especial face a necessidade de garantir sua confiabilidade no atendimento dos serviços.

A definição da política de operação é algo peculiar de cada sistema. Há necessidade de adotar regras que poderão ser fixas ou variáveis de forma a poder assegurar a melhor alternativa para alcance do objetivo.

O modelo de otimização permite ao operador definir qual é a função objetivo da operação. Na maioria dos casos descritos na literatura, os pesquisadores tinham preocupação com a minimização dos custos operacionais, principalmente aqueles associados às estações de bombeamento pois os sistemas apresentavam capacidade de produção superior à demanda. Entretanto nem sempre este é o caso, como por exemplo, no sistema adutor da região Metropolitana de São Paulo, onde o objetivo a ser procurado não é a minimização do custo operacional, mas sim a minimização do déficit de água para os usuários.

Com a finalidade de melhor explorar o modelo de otimização proposto, outras regras operativas foram impostas ao modelo, a título de exercícios e testes de algumas variantes:

1. Utiliza-se a função objetivo $Max F = QD(i,t)$ quando o objetivo é prever a máxima demanda a ser atendida em uma determinada região, supondo crescimento no número de moradias, ou instalação de uma indústria. O modelo de otimização define os limites de abastecimento de um dado setor, ou seja, define a capacidade de atendimento do sistema de abastecimento. Em função da máxima demanda prevista pode-se imaginar quais obras serão necessárias para beneficiar o setor reprimido prevendo investimentos com futuras expansões. Uma outra situação para o uso desta mesma função objetivo é a necessidade de atendimento emergencial em um dado setor (ex. incêndio), garantindo o atendimento com a máxima vazão disponível.

2. O conhecimento do sistema é indispensável para o sucesso de uma operação eficiente, principalmente aqueles que se encontram em situações precárias, exigindo grande número de manutenção na rede. Geralmente as rupturas das redes são fruto de altas pressões de trabalho e do envelhecimento do material. Em alguns casos, será necessário trabalhar com mínimas cargas (pressão de trabalho), nos pontos de atendimento, conseguindo assim aumentar a segurança e a confiabilidade do sistema. Se, em diferentes configurações de demanda, verifica-se que sistematicamente, alguns pontos da rede apresentam pressão excessiva, pode-se escrever a função objetivo como sendo $Mfn F = H_1 + H_2...+H_n$. Esta função objetivo também contribui para a redução das perdas de água na rede, conforme mostrado na TABELA 2.1

Conforme se vê, o modelo proposto pode ser trabalhado para diferentes situações operacionais, ajustando-se adequadamente a função objetivo.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1. CONCLUSÕES

Foi desenvolvido um modelo de Programação Linear para a otimização de redes hidráulicas de sistemas de abastecimento urbano de água. Tal modelo incluiu as equações típicas dos sistemas e foram estudadas diversas formulações e diferentes funções objetivo.

O estudo de caso realizado sobre três redes hidráulicas distintas permite concluir:

- a viabilidade da metodologia proposta seja para operação dos sistemas como para a análise de redes visando verificar a adequação e/ou necessidade de reformulação do projeto;
- a metodologia proposta, com a sua intrínseca visão de conjunto, permite identificar possíveis pontos de estrangulamento do sistema (exemplos: capacidade insuficiente de reservatórios, trecho de rede mal dimensionado, etc.);
- através de mudanças da função objetivo consegue-se implementar diferentes políticas operacionais garantindo assim o atendimento, por exemplo, a situações de emergência ou conjunturais (rodízio do déficit).

Em vista destas vantagens, evidencia-se a flexibilidade e potencial da aplicação do modelo proposto.

7.2. RECOMENDAÇÕES

Como principais recomendações para pesquisas futuras sugere-se:

- a realização de outros testes sobre redes de maior porte e complexidade para verificação do comportamento do modelo;
- a implementação de um algoritmo que considere a incrementação dos instantes sucessivos do horizonte de planejamento (diário), nos moldes do fluxograma sugerido no Anexo I (FIGURA 7.1);
- a inclusão da modelagem de válvulas controladoras de vazão;
- modelar nós com demandas variáveis ao longo do tempo o que tornará o modelo ainda mais realístico;

ANEXOS

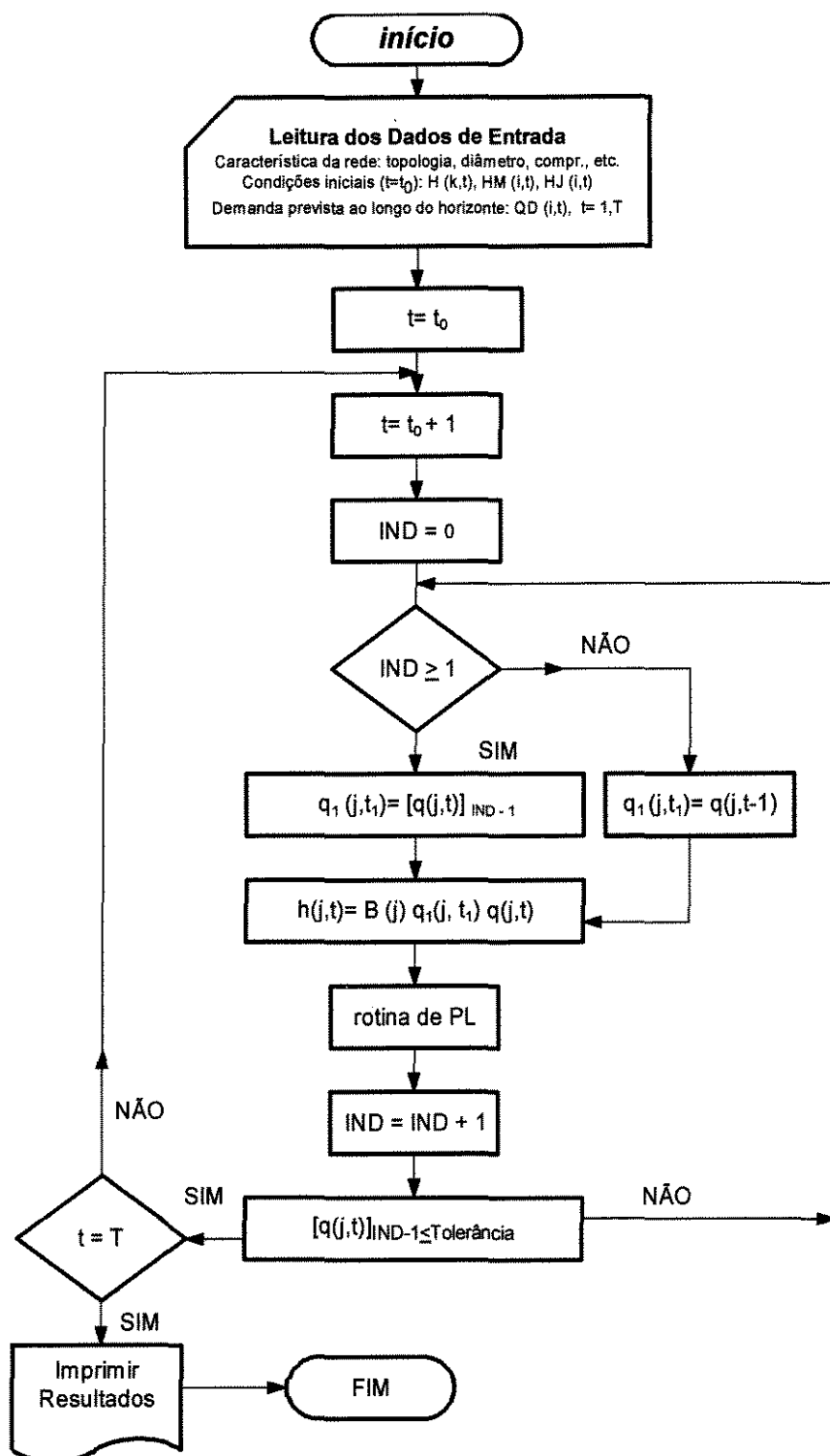
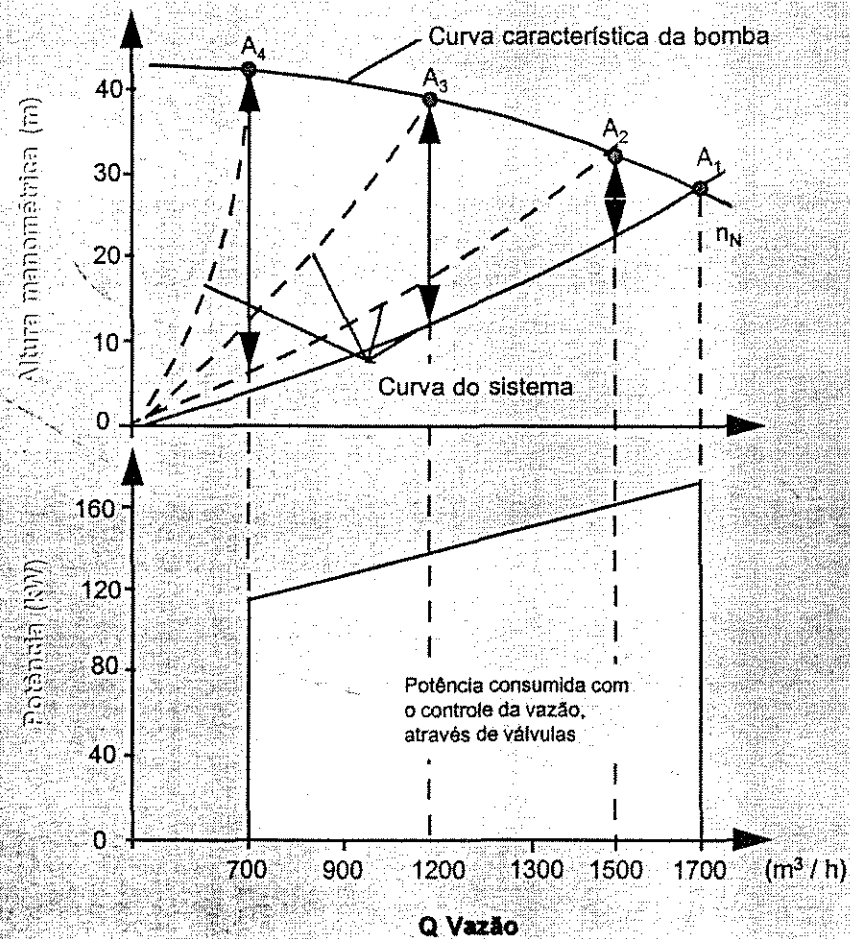


FIGURA 7.1 - Fluxograma Proposto

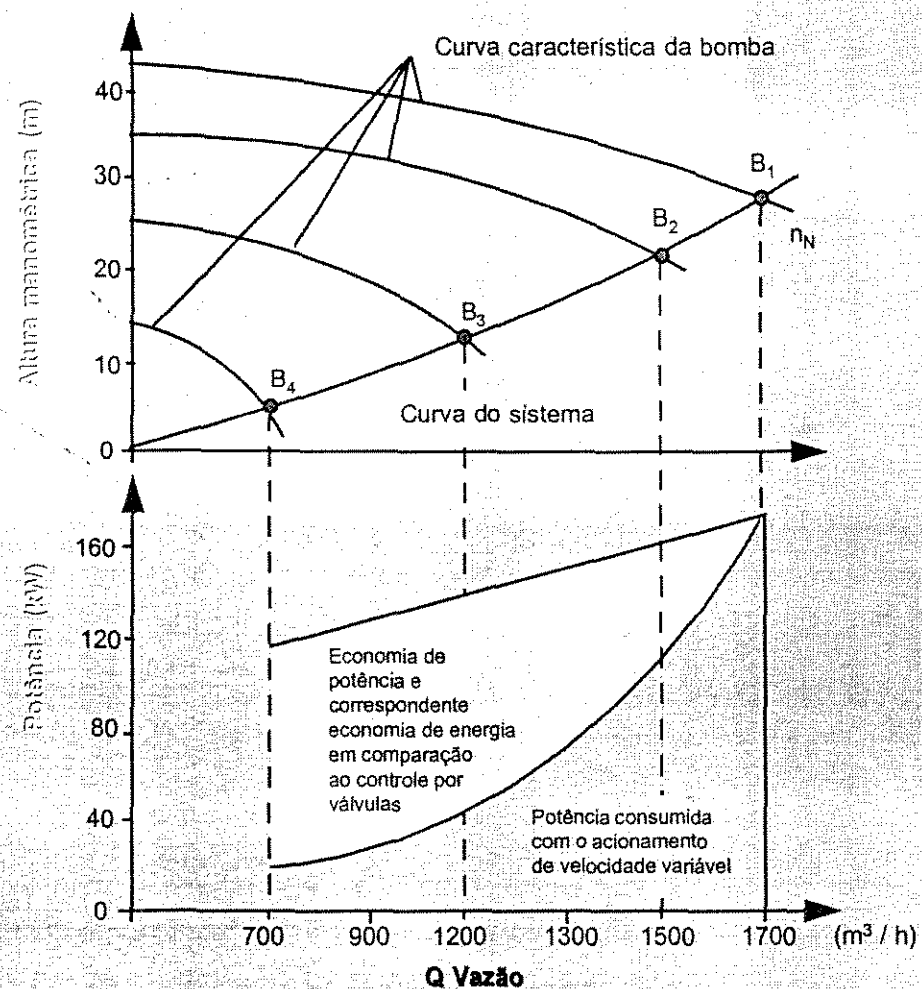


Introdução aos Acionamentos de Velocidade Variável

ASI 1 PS / intrvsd2.ppt / 01.10.96 / Página 19



FIGURA 2.4 - Controle de Vazão através de Válvulas



Introdução aos Acionamentos de Velocidade Variável

ASI 1 PS / intrvsd2.ppt / 01.10.96 / Página 20



FIGURA 2.5 - Controle de Vazão através de Acionamento de Velocidade/Freqüência Variáveis

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALPEROVITS, E., U. SHAMIR, Design of optimal distribution systems, **Water Resources Research**, v.13, n. 6, p. 855-900, 1977.
 2. ANDRADE FILHO, M. G., **Técnicas de Otimização**, Curso de Otimização de Sistemas Hidráulicos. Campinas: FEC - UNICAMP (notas de aula), 1995.
 3. BARBOSA, P.S.F., GRACIANO, A.P., Optimal Design of Hydraulic Networks for Water Supply, **The Fifth International Conference on Civil Engineering Computing Edimburg**, UK, 1993.
 4. BARBOSA, P.S.F., Curso de Planejamento e Gerenciamento de Recursos Hídricos, **Introdução às Técnicas de Otimização e Simulação**, Escola Politécnica da USP, Outubro 1991.
 5. EIGER, G. SHAMIR, U., BEN-TAL, A., Optimal Design of Water Distribution Networks, **Water Resources Research**, v. 30, n. 9, p. 2637-2646, September 1994.
 6. FEATHERSTONE, R.E., Computational Methods in the Analysis and Design of Closed Conduit Hydraulic Systems, **Developments in Hydraulic Engineering**, p.111-150, ed. P.Novak. Applied Sciences Publishers, 1983.
 7. GOULTER, I. C., Multi-objetive Optimization of Water Distribution Networks, in: **Civil Engineering Systems**, vol 3, p. 222-231, 1986.
 8. HALL, M. A., Hydraulic Network Analysis Using (Generalized) Geometric Programming, **Networks**, vol 6, p. 105-130,1976.
-

9. JAAKO POYRY ENGENHARIA LTDA (JPE). **Plano Diretor de captação de água para abastecimento público nas bacias dos rios Piracicaba e Capivari**. São Paulo, 1992, 212 p.
 10. JARRIGE, P.A., **Optimal Control of Water Distribution Networks: Technical Survey and Pratical Applications**, in: **Water Supply Systems - State of Art and Future Trends**, p. 319-339, ed. E. Cabrera and F. Martinez, Computational Mechanics Publications, Southampton, UK, 1993.
 11. JOWITT, P., GERMANOPOULOS, G., **Optimal scheduling in water-supply networks**, **Journal of Water Resources Planning and Management**, ASCE, v.118, n. 4, p. 406-422, 1992.
 12. LANSEY, K. L., MAYS, L. W., **Optimization Model for Water Distribution System Design**, **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 115, p. 1401-1418, 1989.
 13. LUVIZOTTO JR., E., **Controle Operacional de Redes de Abastecimento de Água Auxiliado por Computador**, Tese de Doutorado, EPUSP, S.Paulo, p. 139, 1995.
 14. MORGAN, D. J., GOULTER, I. C., **Optimal Urban Water Distribution Design**, in: **Water Resources Research**, , vol 21, n. 5, p. 642-652, 1985.
 15. NITIVATTNANNON, V.; SADOWSHI, E. C.; QUIMPO, R. G.; **Scada Systems Requerements for Optimum Pumping**, in: **National Conference on Hydraulic Engineering**, 1991, ASCE, New York, NY, USA. P 110-114, 1994.
 16. ORMSBEE, L., LANSEY, K.E., **Optimal Control of Water Supply Pumping Systems**, **Journal of Water Resources Planning and Management**, ASCE, v. 120, n. 2, p. 237-252, 1994.
-

17. ORMSBEE, L., WALSKI, T., CHASE, D., SHARP, W., Methodology for Planning and Improving Pump Operation Efficiency, **Journal of Water Resources Management**, ASCE, v. 115, n. 2, p. 148-164, 1989.
 18. ORMSBEE, L., REDDY, S., Nonlinear Heuristic for Pump Operations, **Journal of Water Resources Planning and Management**, vol 121, p. 302-309, 1995.
 19. RIBEIRO, C.R., **Controle de Escoamentos em Instalações de Conduitos Forçados**, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP, p. 157, 1985.
 20. RIGHETTO, A. M., **Cálculo Hidráulico de Rede de Distribuição de Água a partir de Condições Transitórias: Adequação e Estudo de Casos**, Tese de Livre Docência, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, p. 118, 1994.
 21. SHIMADA, M., Time-Marching Approach for Pipe Steady Flows, **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 114, n. 11, p. 1301-1315, November 1988.
 22. STEPHENSON, D.; Pipeline Design For Water Engineers, in: **Developments in Water Science**, Elsevier Science Publishing Company Inc., v. 15, 1981.
 23. STEPHENSON, D.; Pipeflow Analysis, in: **Developments in Water Science**, Elsevier Science Publishing Company Inc., v.19, p. 105, 1984.
 24. TARQUIM, A.J., DOWDY, J., Optimal Pump Operation in Water Distribution, **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 115, n. 2, p. 158-168, 1989.
 25. ULANICKI, B., ORR, C.H., Unified Approach for the Optimization of Nonlinear Hydraulics Systems, **Journal of Optimization Theory and Applications**, v. 68, n.1, p. 161-171, 1991.
 26. WALSKI, T. M., Optimization and Pipe-Sizing Decisions, **Journal of Water Resources Planning and Management**, ASCE, v. 121, n. 4, p. 340-343, 1994.
-

-
27. WALTERS, G.A., The Design of the Optimal Layout for a Sewer Network, in: **Engineering Optimization**, v. 9, p.37-50, 1985.
28. WOOD D. J., CHARLES C., Hydraulic Network Analysis Linear Theory, **Journal Hydraulics Div., Proc. Amer. Soc. Civil Engineers**, vol 98, p. 1157-1170, 1972.
29. YU, G., POWELL S., STERLING, J.H., Optimized Pump Scheduling in Water Distribution Systems, **Journal of Optimization Theory and Applications**, vol 83, n. 3, p. 463-488, 1994.
30. ZAHED FILHO, K., **Previsão de Demanda de Consumo em Tempo Real no Desenvolvimento Operacional de Sistema de Distribuição de Água**, Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, p. 135, 1990.
-

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. BRION, L.M., MAYS, L.W., Methodology for Optimal Operation of Pumping Stations in Water Distribution Systems, **Journal of Hydraulic Engineering**, v.117, n.11, p. 1991.
2. DANTIZIG, G. B., Programming Linear, in : **Linear Programming and Extension**, Ed. New Jersey, U.S.A. pp 1-111, 1968.
3. ENGER, T., FENG, C.C., Flowgraph Analysis of Pipeline Networks, **Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, v. 97, n. HY10, October, 1971.
4. GOULTER, I. C., System Analysis in Water-Distribution Network Design: From Theory to Praticce, **Journal of Water Resources Planning and Management**, 118(3), p. 238-248, 1992.
5. LANSEY, K. L., AWUMAH, K., Optimal Pumping Operations Cpsidering Pump Switches, **Journal of Water Resources Planning and Management**, ASCE, v. 120, n. 1, p. 17-35, 1994.
6. LINSLEY, R. K., FRANZINI, J. B., Abastecimento de Água, in: **Engenharia de Recursos Hídricos**, ed. Mac Graw Hill, ed. 1978, cap. 14.
7. MURTACH, B. A., SAUNDERS, M. A., Minos 5.1 User's Guide, **Technical Report**, 1987 .

8. SANTANA, G. C., SOARES, S., Optimization Model for Water Distribution Systems Design, **Hydraulic Engineering Software IV - Computer Techniques and Applications**, Computational Mechanics Pub. And Elsevier Applied Science, p. 299- 307, 1992.
9. STRING, J., in: **Hydraulic Systems Analysis an Introducion**, Ed. Halsted Press, 168 p., 1976.
10. YATES, D. F., TEMPLEMAN, A. B., BOTTEY, T. B., The Computacional Complexity of the Problem of Determining Least Capital Cost Designs For Water Supply Networks, **Engineering Optimization**, vol 7, p. 143-155, 1984.

ABSTRACT

This research work presents a methodology that aims at supporting to find solutions for operation problem of urban water supply systems. The proposed algorithm allows the analysis of distinct objectives to be followed, such as the minimization of pumped flow associated to electric energy bills which corresponds to the main cost on the budget for operation of a water supply system. The proposed methodology uses an iterative algorithm of linear programming which encompasses special procedures to surpass the non linearities problem included in several equations. An evaluation methodology was performed through some tests in networks that include all typical components of a distribution system, encompassing looped network, reservoirs and pump station. The results of these tests showed: (a) the proposed methodology is feasible and all results are consistent; (b) the convergence of iterative process was found through tests with distinct initial flows and the corresponding same final flows; (c) the optimal solutions are sensitive to different objective functions. Considering the observed results, it can be concluded that the proposed methodology is a good option for optimal operation of hydraulic networks.