

AVALIAÇÃO HIDRÁULICA EM SETORES DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA DE ITAJUBÁ-M.G. CONSIDERANDO VAZAMENTOS

Fernando das Graças Braga da Silva¹, Luiz Henrique de Faria Alves², Afonso Henrique Moreira Santos³, Arthur Benedicto Ottoni⁴

RESUMO --- A simulação de redes de distribuição de água é um processo pelo qual pode se conhecer a rede sem que haja interferência física na mesma. Esse processo se dá através da aplicação de softwares computacionais que simulam o funcionamento real do sistema. Dessa maneira, aplicando alguns dados de entrada, como diâmetro e rugosidade da tubulação por exemplo, obtém-se valores de pressão em cada nó e de vazão em cada trecho da rede simulada além dos vazamentos. Pode-se utilizar dispositivos para melhoria das eficiência do sistema tais como: válvulas redutoras de pressão, para que a vida útil da estrutura não seja comprometida. Neste trabalho aplicou-se um modelo para avaliação hidráulica a uma rede real da cidade de Itajubá-M.G. Os resultados obtidos demonstraram-se bons, pois notou-se uma coerência nos valores de pressão e vazão simulados quando comparados com cotas do terreno e demanda nos nós.

ABSTRACT --- The simulation of water distribution systems is a process for which the system can be known without it has physical interference in the same one. It is through the application of softwares computational that they simulate the real functioning of the system. In this way, applying some data of entrance, as diameter and roughness of the piping for example, one gets values of pressure in each in and outflow in each stretch of the simulated system beyond leakages. It can be used devices for improvement of the efficiency of the system such an as: reduction valves of pressure, so that the useful life of the structure is not compromised. In this work a model was applied for hydraulic evaluation to a real net of the city of Itajubá-M.G. The gotten results are been demonstrated good, therefore it noticed a coherence in the values of simulated pressure and outflow when compared with quotas of the land and demand in nodes.

Palavras-chave: eficiência energética, redes de distribuição de água, modelos de simulação, economia de recursos hídricos

-
- 1) Professor Adjunto, Universidade Federal de Itajubá – UNIFEI, Coordenador do Núcleo Modelagem em Meio Ambiente e Recursos e Sistemas Hídricos -NUMMARH, e-mail: fernandobraga@unifei.edu.br e chefe do laboratório de hídrica computacional da UNIFEI . tel: (35) 3629- 1485.
 - 2) Graduando em Engenharia Hídrica, Universidade Federal de Itajubá., Av. BPS, 1303, Itajubá, MG, CEP:37500-903. e-mail: henryckalves@gmail.com
 - 3) Professor Titular, Universidade Federal de Itajubá., Av. BPS, 1303, Itajubá, MG, CEP:37500-903. e-mail:afonso@unifei.edu.br
 - 4) Professor Adjunto II, Universidade Federal de Itajubá., Av. BPS, 1303, Itajubá, MG, CEP:37500-903. e-mail: arthurotoni@unifei.edu.br

1 - INTRODUÇÃO

O abastecimento de água é essencial para a vida humana. Seu fornecimento está relacionado com aspectos ambientais, econômicos e sociais - tendo em vista, a sua estreita ligação com a manutenção da saúde de seus consumidores, enquanto bem estar físico, mental e social. Com o aumento da demanda de água, se torna cada vez mais urgente a otimização destes sistemas, particularmente no projeto, operação e manutenção (MOURA apud ALEGRE, 1997).

De acordo com PORTO (2003), um sistema de distribuição de água é o conjunto de tubulações, acessórios, reservatórios, bombas etc., que tem a finalidade de atender, dentro de condições sanitárias, de vazão e pressão convenientes, a cada um dos diversos pontos de consumo de uma cidade ou setor de abastecimento. Evidentemente, em função do porte do problema, o sistema de abastecimento torna-se bastante complexo, não só quanto ao dimensionamento, mas também quanto à operação e manutenção. Trata-se, em geral, da parte mais dispendiosa do projeto global de abastecimento, exigindo considerável atenção do projetista no que concerne aos parâmetros do sistema, hipóteses de cálculo assumidas e metodologias, de modo a obter um projeto eficiente.

Os altos custos refletem a importância de se buscar meios de diminuir os desperdícios tão comuns de água e energia. No Brasil, as perdas físicas são, em média, superiores a 50% do volume tratado e distribuído e decorrem de muitos fatores, tais como:

-valores extremos de pressões nas redes; rupturas nas tubulações; golpes de aríete; sobre pressões decorrentes de interrupções no fluxo d'água nas tubulações; desperdício; vazamentos em tubulações e conexões; medidas inferiores às reais em higrômetros; consumo público não registrado ou conexões ilegais; etc.

Levando-se em consideração que já um déficit entre a quantidade total de água produzida e a quantidade efetivamente entregue aos consumidores, um estudo mais detalhado da eficiência hidráulica das redes de distribuição de água deve ser realizado (MARTÍNEZ, et. al., 1999). Esta diferença é causada pelos fatores vistos anteriormente. Considerando que, em uma rede de distribuição de água, os vazamentos dependem das pressões e que estas variam ao longo do dia e que, além disso, as demandas das pressões também dependem das pressões, a eficiência hidráulica pode não ser a mesma em períodos diurnos, sob demandas elevadas e pressões baixas, e em períodos noturnos, sob demandas baixas e pressões elevadas.

Reconhece-se, portanto, a necessidade da previsão do comportamento das redes sob as mais diversas condições operacionais, que incluem níveis dos reservatórios, demandas, status de componentes como válvulas, bombas, etc. Tais previsões podem ser realizadas a contento com o suporte de modelos matemáticos que descrevam adequadamente as leis físicas que regem o

escoamento no interior dos condutos, bem como demandas e vazamentos, especialmente se a parcela relativa a estes últimos for expressiva (SOARES, 2003).

No trabalho realizado, utilizou-se o modelo utilizado e modificado por SILVA (2003) para avaliação hidráulica e determinação de vazamentos. A aplicação foi feita para uma rede de distribuição de água de Itajubá-M.G., destacando-se que esse estudo foi pioneiro na cidade.

2 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

2.1) Tipos de Redes

A concepção geométrica do sistema de reservatórios e tubulações, que definem uma rede de distribuição, depende do porte da cidade a ser abastecida, bem como de características viárias e topográficas. De modo geral, qualquer que seja o desenho da rede, esta é constituída por condutos que são classificados como: condutos principais ou condutos troncos e condutos secundários. Os condutos principais são aqueles de maior diâmetro que têm por finalidade abastecer os condutos secundários, enquanto estes, de menor diâmetro, têm a função de abastecer diretamente os pontos de consumo do sistema. De acordo com a disposição dos condutos principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias, as redes são classificadas como rede ramificada e rede malhada (PORTO, 2003).

Ainda segundo PORTO (2003), a rede de distribuição de água é classificada como ramificada quando o abastecimento se faz a partir de uma tubulação tronco, alimentada por um reservatório de montante ou mesmo sob pressão de um bombeamento, e a distribuição da água é feita diretamente para os condutos secundários, e o sentido da vazão em qualquer trecho da rede é conhecido. Esta concepção geométrica é utilizada para o abastecimento de pequenas comunidades, acampamentos, granjas, sistemas de irrigação por aspersão etc. Os pontos de derivação de vazão e/ou de mudança de diâmetro são chamados de nós e a tubulação entre dois nós é chamada de trecho, o sentido do escoamento se dá da tubulação tronco para as tubulações secundárias, até as extremidades mortas ou pontas secas. A rede é classificada como malhada quando, em vez de possuírem uma única tubulação tronco, são constituídas por tubulações tronco que formam anéis ou malhas, nos quais há possibilidade de reversibilidade no sentido das vazões, em função das solicitações de demanda. Com esta disposição, pode-se abastecer qualquer ponto do sistema por mais de um caminho, o que permite uma maior flexibilidade em satisfazer a demanda e na realização da manutenção da rede com o mínimo de interrupção no fornecimento de água.

Qualquer que seja o tipo da rede, malhada ou ramificada, o projeto deve satisfazer algumas condições hidráulicas limitantes, como pressões, velocidades e diâmetros. Quase sempre a

topografia do terreno é o fator determinante no projeto de uma rede, e como os comprimentos das tubulações são razoáveis, as perdas de carga distribuídas propiciam uma diminuição nas cotas piezométricas dos nós e, em consequência, nas pressões disponíveis.

Como norma, o projeto deve garantir uma carga de pressão dinâmica mínima de 15 mca, para permitir o abastecimento de um prédio de três pavimentos e uma carga de pressão estática máxima de 50 mca, a fim de reduzir as perdas por vazamentos nas juntas das tubulações (PORTO, 2003).

2.2 – Perdas no Sistema de Abastecimento de Água

Todo sistema de distribuição de água potável é dimensionado para o atendimento de uma determinada demanda. Em situações de equilíbrio entre demanda e capacidade de produção, a não produção dos volumes esperados pode levar a problemas sanitários e também a perda de faturamento devido à entrega de menor quantidade do produto.

Segundo COSTA (1995) definiu-se as perdas nos sistemas de abastecimento público de água como “... toda água distribuída e não contabilizada ...” e “... toda água produzida ou distribuída e não medida...”, ressaltando que o combate às perdas de água em sistemas de abastecimento sempre foi tido como um problema de engenharia, sem que houvesse a preocupação com a implantação de métodos gerenciais de diagnóstico, programas de redução e controle de perdas.

Como um resultado das grandes perdas de água e aumento da população, áreas urbanas podem experimentar escassez de água. Vazamentos envolvem não somente perdas por bombeamento e água tratada, mas também podem requerer investimento de capital em expansões e capacidade dos sistemas, ou uma escolha de fontes alternativas de água. Portanto, uma análise econômica do sistema recomenda medidas de minimização no vazamento de água (URANDIR, apud COSTA, 1995).

De acordo com MATOS et. al. (2004), perdas no sistema de abastecimento de água podem ocorrer tanto na estrutura física, por meio de vazamentos, quanto administrativamente no gerenciamento e na forma de ligações irregulares. Atualmente a grande maioria das companhias de saneamento e de abastecimento de água têm problemas com perdas físicas e de faturamento que comprometem a sua saúde financeira e a qualidade da prestação do serviço.

Na tentativa de unificar a quantificação das perdas e uniformizar a linguagem com relação a esse assunto, possibilitando a comparação entre os diferentes sistemas, foram criados, por organismos nacionais e internacionais, os indicadores de perdas.

Tais indicadores são medidas da eficiência e eficácia na prestação dos serviços de abastecimento de água. Eles são instrumentos gerenciais utilizados para controle e suporte na tomada de decisões econômicas e financeiras. O seu objetivo principal é promover uma linguagem

de referência adequada para uma gestão do sistema voltada ao desempenho e cumprimento de metas, permitindo a comparação entre países e regiões distintas (ALEGRE, 1997).

Os indicadores de perdas desenvolvidos pelo Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água (PNCDA) classificam-se em três níveis:

- básicos: que seriam derivados de informações técnicas e gerenciais mínimas, exigíveis de todos os serviços, indistintamente, e as perdas físicas e aparentes que ainda não são separadas completamente;
- intermediários: que já se apresentam um estágio acima com relação ao conhecimento das perdas físicas com indicadores relacionados a condições operacionais e de desempenho hídrico do sistema;
- avançados: que são obtidos por meio de informações-chave mais sofisticadas e que são usados para comparação do desempenho entre serviços (MATOS, 2004).

No Brasil, as perdas de água tratada nos sistemas de abastecimento atingem em média de 30 a 60% dos volumes produzidos.

Segundo MARQUES & GASPARINI (1995), todo sistema de produção e distribuição de água está sujeito a perder água pelo simples fato de existir como tal.

A ocorrência de vazamentos nos sistemas de distribuição de água aflige governos, comunidades, pesquisadores e cientistas.

Várias são as referências que dizem respeito a vazamentos e a maioria delas enfoca o problema de controle e operação ótima de válvula visando a minimização das perdas. Destacam-se os trabalhos de JOWITT & XU (1990) e REIS et al. (1997) que abordam a localização ótima de válvulas de controle.

Muitos autores têm proposto métodos alternativos para localização de vazamentos em tubulações usando medidas de carga e vazão, diferenciando, cada método, da técnica de otimização. PUDAR E LIGGETT (1992) propuseram uma metodologia baseada na comparação de cargas ou vazões medidas em regime permanente, com simulação computacional do sistema hidráulico. Este método é conhecido como Análise Inversa e pode ser efetuado também em regime transiente.

2.3 – Os modelos de simulação

Os modelos de simulação são os instrumentos computacionais mais consagrados no campo do projeto e do diagnóstico de funcionamento de sistemas de distribuição de água, constituindo um complemento importante à experiência dos técnicos envolvidos (CAMACHO, apud MATOS, 2004).

Modelos para a análise e projeto de sistemas de distribuição de água tem existido por varias décadas e muitos avanços e sofisticacões tem sido incorporadas para que eles tenham maior aplicabilidade.

A aplicabilidade dos modelos de redes hidráulica depende da precisão dos dados de entrada (ORMSBEE, apud SILVA 2003). Assim, o emprego de modelos de simulacão de redes requer que os parâmetros relevantes do ponto de vista hidráulico sejam identificados com vistas à previsão realística do comportamento do sistema, sob diferentes condições operacionais. Esse processo é chamado de calibracão (SOARES, 2003).

Os modelos de previsão de comportamento produzem resultados mais consistentes na medida em que valores para os parâmetros de campo são conhecidos. Dentre os parâmetros de campo decisivos na reproduçãõ do comportamento hidráulico das redes pode-se mencionar: as rugosidades absolutas, diâmetros, cotas topográficas, demandas e coeficientes de perdas por vazamento, bem como a localizacão e status dos componentes hidráulicos (SOARES, 2003).

2.4 – Definição do modelo de simulacão

A construçãõ do modelo de simulacão é feita a partir da coleta, geraçãõ e compilacão, de informações relativas às infra-estruturas hidráulicas da zona de interesse, como por exemplo:

- A topologia, geometria, altimetria e características do comportamento da infra-estrutura física – tubulações, válvulas, reservatórios, bombas e outros elementos;
- As solicitações do sistema, sob a forma de consumos e vazões, tanto na sua distribuicão espacial como na escala e variaçãõ temporal;
- O funcionamento operacional do sistema para os vários cenários de gestãõ técnica a ser simulada;

Dentre os modelos de avaliaçãõ hidráulica se destacam o Epanet, por se tratar de um modelo muito utilizado e o usado por SILVA (2003) por considerar vazamentos. A seguir é apresentada uma breve descriçãõ sobre os modelos.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – Área de Estudo

A área de estudo selecionada para a simulacão foi o bairro Jardim América na cidade de Itajubá-M.G. Esse bairro foi selecionado devido a disponibilidade de dados iniciais e principalmente pelo isolamento da rede de distribuicão de água do local.

A figura 1 mostra uma visão mais ampla do bairro Jardim América e um esboço da rede de distribuição de água. No detalhe é mostrado o reservatório. Foi realizada uma visita no local e foram coletados dados referentes ao tamanho do reservatório. Esses dados são mostrados a seguir.



Figura 1 – Foto do satélite mostrando a área de estudo

No Quadro 1 são mostrados dados do reservatório de abastecimento na entrada do setor.

Quadro 1 – Dados do reservatório – Medidos no campo

Dados do Reservatório	
Diâmetro	2,25 m
Altura	4,0 m
NA _{MIN}	2,4 m
NA _{MAX}	4,0 m
NA _{OPERACIONAL}	3,4 m
Volume máximo aproximado	16 m ³

Na figura 2, é mostrado o reservatório do bairro Jardim América, os tubos mostrados são o extravasor (à esquerda) e a entrada de água (direita). Esse reservatório trabalha com o nível de água próximo de 3,4 m de altura, o que garante um volume de água de aproximadamente 13,5 m³, que é suficiente para atender toda a população do bairro.



Figura 2 – Foto do reservatório de água no bairro Jardim América

3.2 – Mineração de Informações

Foram coletados junto a COPASA, dados referentes às ligações existentes, bem como o consumo mensal por um período de 7 meses (novembro de 2005 e maio de 2006). Foi obtido também um mapa da região, que foi digitalizado no auto CAD com as respectivas ruas e curvas de nível. O mapa é mostrado na figura 3. Este mapa apresenta as ruas da área de estudo. A partir das curvas de nível presentes no mapa, pode-se notar que se trata de uma região com alta declividade.

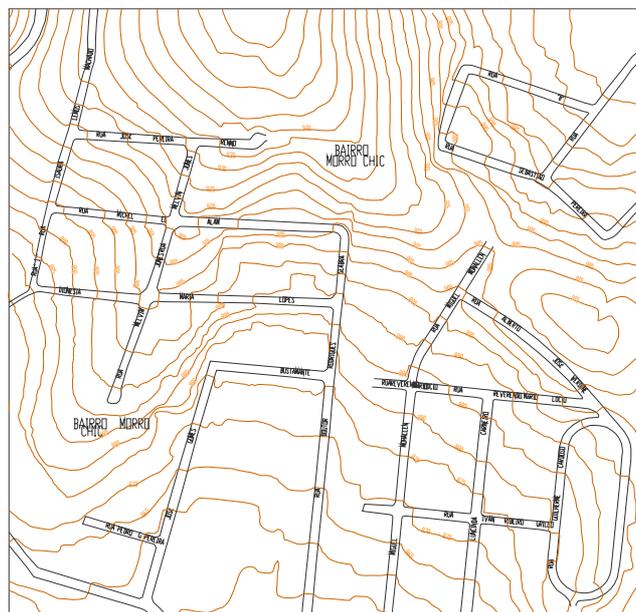


Figura 3 – Mapa com as ruas e curvas de nível do bairro Jardim América

A partir dos dados de consumo mensal, foi elaborada uma planilha onde os dados de consumo de cada residência foram dispostos por ruas de acordo com as ligações existentes. Dessa forma pode-se elaborar a média de consumo de cada ligação no período de interesse .

O Quadro 2 apresenta as ligações existentes em cada rua. Esse controle é feito a partir do número de matrícula de cada casa. A partir dessas informações obteve-se o consumo de cada residência no período compreendido entre novembro de 2005 e maio de 2006, totalizando um período de 7 meses, obtendo-se uma média de consumo de cada residência, dada em [m³/mês], no período em questão.

A partir dos dados de consumo médio de cada residência, fez-se um somatório de consumo de cada rua, obtendo-se a média de consumo definida em cada rua.

Quadro 2 – Consumo mensal e média do período distribuído por ruas – Alves 2006

Endereço	Matrícula	Numero Casa	Consumo Médio [m³/mês]							Média do Período [m³/mês]	Média do trecho [m³/mês]	Somatório	Trecho
			nov/05	dez/05	jan/06	fev/06	mar/06	abr/06	mai/06				
Rua Alberto José Werdine	18138802	42	3	28	24	25	28	19	14	20,14	20,45	122,71	23
	106680871	62	41	39	35	24	39	34	32	34,86			
	19785551	78	30	31	34	31	42	31	32	33,00			
	111939747	100	0	0	0	0	0	0	3	0,43			
	21802955	127	27	35	15	38	37	31	29	30,29			
	17896673	87	4	6	2	2	4	4	6	4,00			
Rua Guilherme Cardoso	104998539	90	10	11	9	11	13	14	13	11,57	14,64	29,29	22
	24328316	75	24	27	25	12	26	10	0	17,71			
Rua Lucinda Carneiro	14405423	522	74	66	68	69	38	39	37	55,86	30,29	242,29	21
	20490381	532	39	38	35	35	37	34	31	35,57			
	17835372	558	36	40	38	44	58	28	25	38,43			
	18256163	576	35	31	35	39	38	36	34	35,43			
	108900657	590	30	41	29	33	24	31	27	30,71			
	20241861	595	0	0	0	0	0	0	0	0,00			
	20108982	557	35	34	40	34	37	34	29	34,71			
	16314557	535	30	20	5	23	1	1	1	11,57			
Rua Miguel Mohallen	18079245	200	26	24	30	33	41	14	13	25,86	27,05	210,29	20
	105633607	218	34	30	21	21	45	21	20	27,43			
	19618115	234	47	52	88	49	57	55	48	56,57			
	20844557	266	32	33	46	38	40	36	38	37,57			
	17700868	365	9	10	7	6	8	5	10	7,86			
	4354371	315	24	35	51	42	48	59	34	41,86			
	100715338	239	19	21	11	17	16	12	15	15,86			
	25459597	223	15	19	19	22	23	18	18	19,14			
	16406192	209	33	39	33	30	30	29	31	32,14			
	4354362	193	21	0	21	0	0	0	3	6,43			
	17700876	179	28	24	28	28	26	25	29	26,86			

Quadro 2 – Consumo mensal e média do período distribuído por ruas – Alves 2006 – Continuação

Endereço	Matrícula	Numero Casa	Consumo Médio [m³/mês]							Média do Período [m³/mês]	Média do trecho [m³/mês]	Somatório	Trecho
			nov/05	dez/05	jan/06	fev/06	mar/06	abr/06	mai/06				
Rua Prof Dionesia M. Lopes	104297567	12	20	16	19	21	14	17	15	17,43	17,24	27,00	12
	107286271	211	11	8	12	10	11	9	6	9,57			
	107920221	114	17	15	9	8	8	11	9	11,00			
	21812772	66	55	76	47	46	38	37	41	48,57			
	105848891	44	0	0	0	0	0	0	10	1,43			
	102130141	46	38	2	31	16	15	18	17	19,57			
	101754108	28	11	10	9	10	10	24	18	13,14			
Rua Michel Alan	104069295	81	38	114	77	25	17	14	17	43,14	22,21	77,43	08
	107485478	59	0	0	0	0	0	0	0	0,00		11,43	04
	106613099	205	34	28	41	31	26	39	41	34,29			
	105196380	219	13	10	13	10	10	14	10	11,43			
Rua Melvin Jones	21813124	172	21	27	25	22	29	29	28	25,86	28,14	25,86	03
	104032901	57	30	29	29	40	37	42	39	35,14		114,86	13
	25843460	48	25	17	17	42	31	15	27	24,86			
	105093173	62	29	28	13	28	26	30	29	26,14			
	24670359	76	28	27	17	39	29	31	30	28,71			
Rua José Pereira Renno	101703813	9	47	33	33	36	39	52	38	39,71	33,81	63,57	05
	104035871	26	26	23	17	26	27	25	23	23,86		37,86	02
	103455515	130	40	28	27	42	41	42	45	37,86			
Rua Isaura Lemos Machado	106535773	255	334	271	226	296	236	246	241	264,26	264,29	264,29	01
Rua Rodrigues Seabra	21825882	685	19	11	10	26	23	24	21	19,14	19,14	19,14	09
Rua Sebastião Pereira Leite	25643681	12	18	17	18	15	17	23	20	18,26	21,86	109,29	24
	21813060	50	22	13	20	15	18	23	22	19,00			
	21813141	48	13	18	17	18	18	16	18	16,86			
	102402957	72	35	37	21	36	36	54	42	37,26			
	106692836	90	2	2	1	4	39	41	36	17,86			

Com os dados de consumo em mãos, realizou-se uma visita de campo para se definir os trechos e nós da rede de distribuição de água. Na figura 4 são apresentadas algumas fotos referentes aos trechos e um mapa com a rede de distribuição, nós e trechos já definidos.

Através da visita de campo definiram-se os nós e trechos da área de estudo. Dessa forma foi construído um mapa com a rede, os nós, trechos e as cotas topográficas de cada nó. Os nós e os trechos foram divididos da seguinte forma:

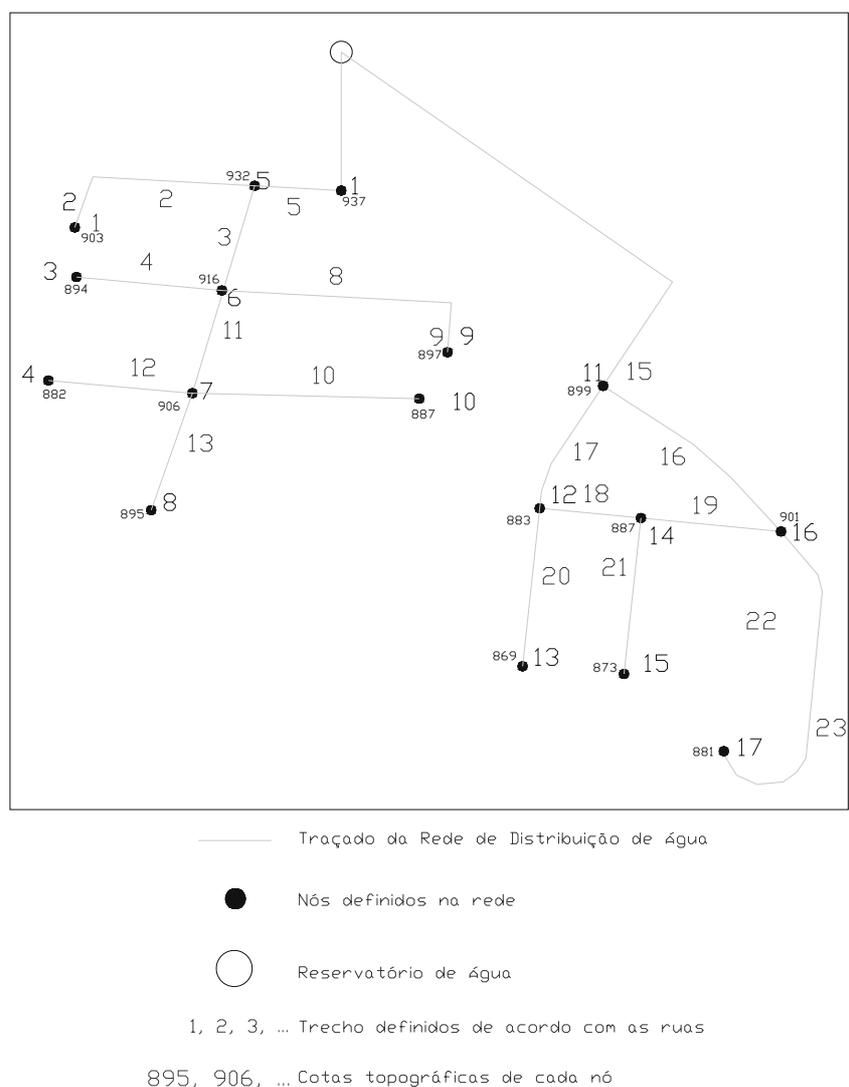


Figura 4 – Mapa da rede de distribuição de água – trechos e nós definidos e cota topográfica de cada nó Alves 2006

O mapa da figura 4 ilustra fielmente a rede de distribuição de água. Observa-se que do reservatório partem duas tubulações de água, que alimentam duas regiões distintas do bairro Jardim América.

3.3 – Programa utilizado

A avaliação hidráulica fornece, entre outras informações, valores de pressão e vazão respectivamente para cada nó e trecho da rede simulada, a partir de dados de entrada. Tal formulação é baseada no trabalho de GERMANOPOULOS & JOWITT (1989) e considera a fórmula universal.

A formulação do modelo hidráulico das redes geralmente envolve a equação da continuidade para cada nó da rede e equação da energia para cada trecho (ligação entre nós consecutivos), cuja solução é buscada através de técnicas numéricas tais como linearizações sucessivas proposta por GERMANOPOULOS & JOWITT (1989).

Fixados os níveis dos reservatórios e demandas nos nós, os referidos métodos produzem valores de vazões nos trechos e pressões nos nós da rede. Estes métodos fornecem uma solução pontual, ou seja, relativa a determinadas condições instantâneas.

A equação da continuidade para cada nó é expressa como:

$$\sum_{j \in J_i} Q_{ij} + C_i = 0 \quad \text{para todos os nós } i. \quad (1)$$

Onde Q_{ij} é a vazão no elemento hidráulico que conecta os nós i e j ; C_i é o consumo no nó i ; e J_i são todos os nós conectados ao nó i . O fluxo Q_{ij} é positivo no sentido de i para j .

O nó j pode ser um reservatório, ou seja, nó de carga conhecida.

Usando a fórmula universal, a vazão Q_{ij} do nó i para o nó j pode ser calculada.

Os vazamentos são relacionados com as pressões na rede, como na formulação de GERMANOPOULOS & JOWITT (1989):

$$S_{i,j} = c_i L_{ij} (P_{ij}^{av})^{1.18} \quad (2)$$

onde: $S_{i,j}$ é o vazamento da tubulação que liga os nós i e j ; c_i é uma constante da rede; L_{ij} é o comprimento do tubo limitado pelos nós i e j e P_{ij}^{av} é a pressão média ao longo do tubo. Assim, a equação (2) pode ser escrita diretamente em termos das cargas hidráulicas nos nós correspondentes.

$$S_{i,j} = c_i L_{ij} [0,5(H_i - h_i + H_j - h_j)]^{1.18} \quad (3)$$

onde h_i é o nível do solo no nó i . A equação (3) pode então ser reescrita como:

$$\sum_{j \in J_i} Q_{ij} + C_i + 0,5 \sum_{j \in J_i} S_{ij} = 0$$

para toda pressão no nó i (4)

onde o vazamento S_{ij} é distribuído igualmente entre os nós i e j.

3.4 – Procedimentos de utilização do programa

Estabelecidos os nós e trechos, criou-se um arquivo de entrada para o programa, contendo número de nós, número de trechos, diâmetro e rugosidade das tubulações, comprimento de cada trecho e cota topográfica de cada nó.

Os comprimentos de cada trecho foram retirados a partir do mapa com a rede de distribuição de água. O valor da rugosidade foi retirado da literatura. O diâmetro das tubulações foi obtido a partir do mapa coletado junto à COPASA. Essas informações são apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 – Comprimento dos trechos, rugosidade e diâmetro das tubulações – Alves (2006)

Trecho	Comprimento [m]	Rugosidade [mm]	Diâmetro [m]
1 -- 5	51,970	0,06	0,054
2 -- 5	129,717	0,06	0,100
3 -- 6	87,500	0,06	0,054
4 -- 7	86,567	0,06	0,054
5 -- 6	66,187	0,06	0,054
6 -- 7	64,887	0,06	0,054
6 -- 9	166,843	0,06	0,054
7 -- 8	135,930	0,06	0,054
7 -- 10	75,000	0,06	0,054
11 -- 12	84,523	0,06	0,054
11 -- 16	139,180	0,06	0,054
11 -- 18	318,000	0,06	0,100
12 -- 13	96,250	0,06	0,054
12 -- 14	60,967	0,06	0,054
14 -- 15	95,000	0,06	0,054
14 -- 16	84,296	0,06	0,054
16 -- 17	212,905	0,06	0,054

Para a obtenção de resultados mais confiáveis, realizou-se a simulação nas horas de consumo máximo, mínimo (11:00 ou 18:00 e 05:00 respectivamente) e consumo médio.

As simulações foram realizadas considerando vazamentos e não considerando vazamentos, para que pudesse ser feita uma comparação entre os resultados.

Assim, foram feitas seis simulações da seguinte forma:

- Considerando vazamentos

- Consumo mínimo → 05:00
 - Consumo médio
 - Consumo máximo → 11:00 ou 18:00
- Não considerando vazamentos
 - Consumo mínimo
 - Consumo médio
 - Consumo máximo

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Foram estabelecidas 3 condições de simulação relativas as condições de demanda mínima, média e máxima. Para estas 3 condições estabelecidas condições de simulação do modelo prevendo ou não vazamentos. Na figura 5 considera-se a presença de vazamentos e na figura 6 não são considerados em análise feita para o nó 1

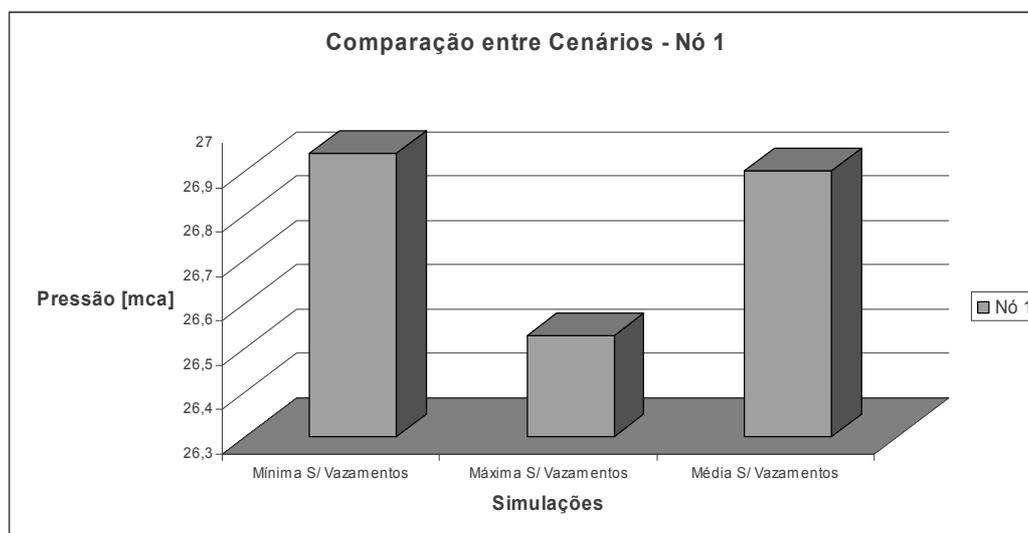


Figura 5 – Gráfico comparativo entre as simulações não considerando vazamentos – nó 1

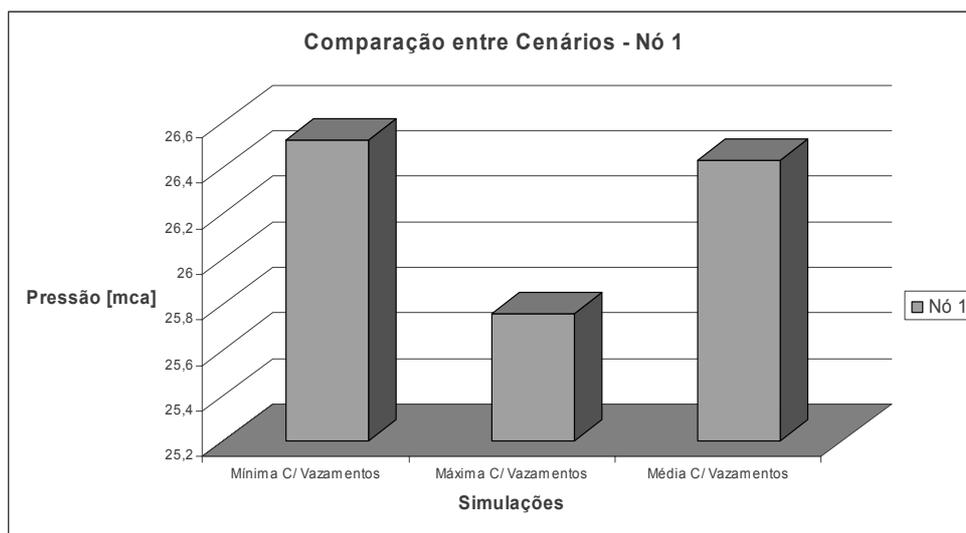


Figura 6 – Gráfico comparativo entre as simulações considerando vazamentos – nó 1

Pode-se notar que nas simulações onde são considerados vazamentos, os valores de pressão são menores que nas simulações sem vazamentos. No cenário considerando o padrão de consumo máximo, considerando ou não vazamentos, os valores de pressão são menores que nos outros padrões de consumo. Nas figuras 7 e 8 são feitas as mesmas análises com relação ao nó 15, onde a faixa de pressões é maior.

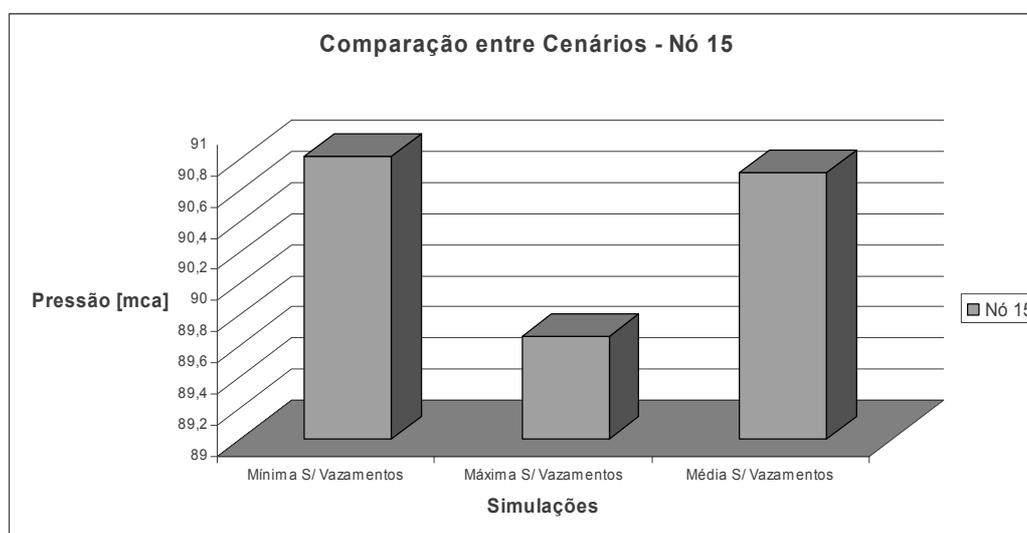


Figura 7 – Gráfico comparativo entre as simulações não considerando vazamentos – nó 15

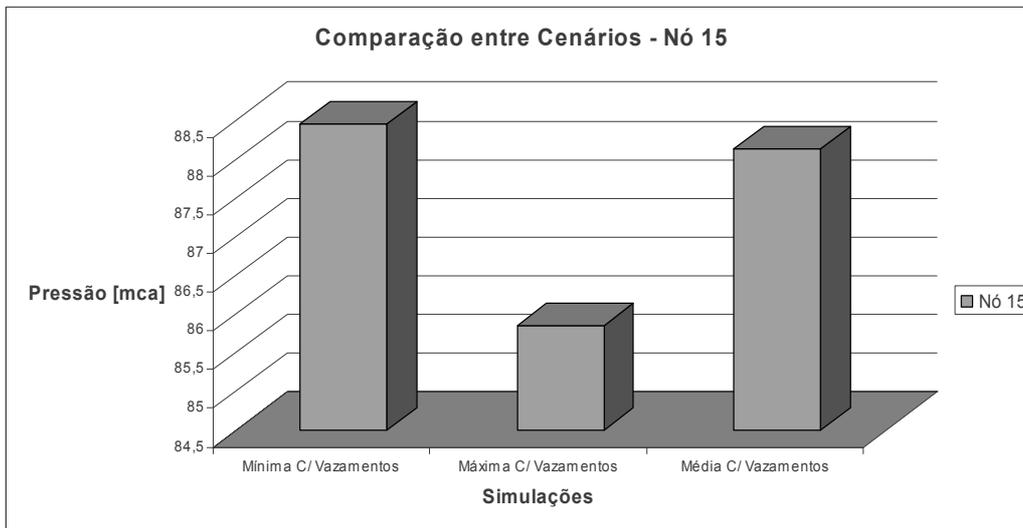


Figura 8 – Gráfico comparativo entre as simulações considerando vazamentos – nó 15

Os valores de pressão no nó 15 são mais elevados do que no nó 1. Isso ocorre pois ambos os nós apresentam menor cota topográfica e conseqüentemente os valores de pressão são maiores. Da mesma forma que para o nó 1, ocorre um alívio de pressão no interior da tubulação quando existe consideração de vazamentos, observado para as 3 condições de demanda, entretanto fica mais saliente pois a faixa o valor extremo de pressão é menor. As figuras 9 e 10 ilustram as variações ao longo do dia de vazão para a condição de demanda máxima e nas condições sem e com a presença de vazamentos. Observa-se conforme o esperado que os valores de vazão na figura 10 (com vazamentos) são maiores que na figura 9 (sem vazamentos), mostrando que é significativo o acréscimo de demanda com presença das perdas.

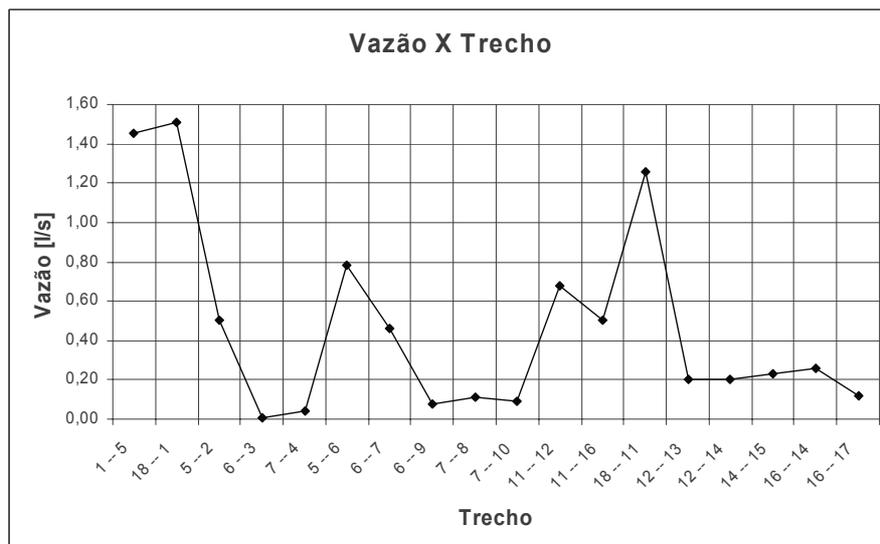


Figura 9 – Gráfico Vazão X Trecho – simulação utilizando consumo máximo e sem vazamentos

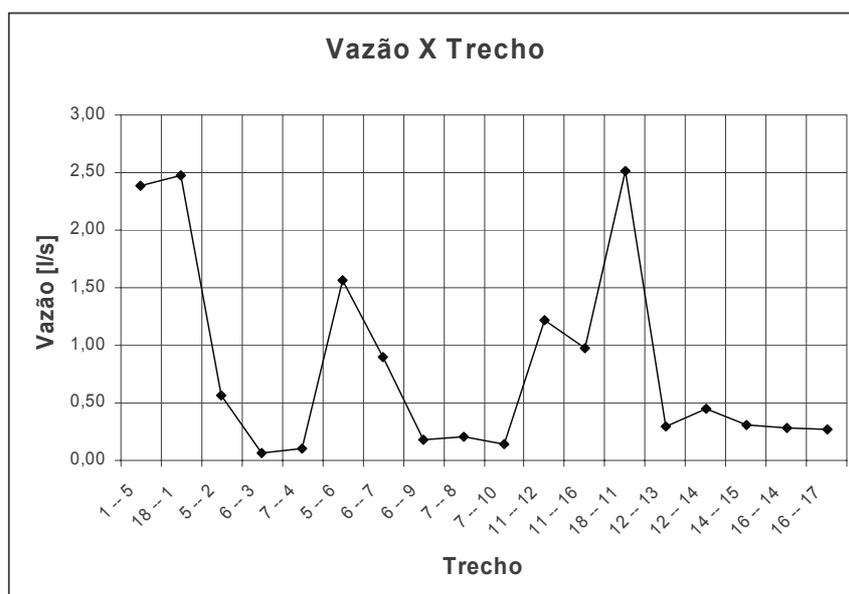


Figura 10 – Gráfico Vazão X Trecho – simulação utilizando consumo máximo e com vazamentos

Uma das formas de se verificar os resultados foi construir uma tabela relacionando a pressão simulada obtida em cada nó com a diferença de cotas entre o reservatório e o nó referentes. O Quadro 4 foi construído utilizando os dados da simulação com valores de consumo médio e não considerando vazamentos. Os resultados são apresentados a seguir. Observa-se que os valores de pressão simulados estão próximos das cotas piezométricas estáticas de cada ponto, sendo a diferença atribuída as perdas de carga.

Quadro 4 – Verificação dos resultados – Valores de consumo médio sem vazamentos

Nó	Cota	Pressão Simulada (mca)	Diferença de Cota [m] (cota piezométrica – cota nó)
1	937,00	26,90	27,00
2	903,00	60,84	61,00
3	894,00	69,83	70,00
4	882,00	81,83	82,00
5	932,00	31,85	32,00
6	916,00	47,83	48,00
7	906,00	57,83	58,00
8	895,00	68,83	69,00
9	897,00	66,83	67,00
10	887,00	76,83	77,00
11	899,00	64,74	65,00
12	883,00	80,72	81,00
13	869,00	94,72	95,00
14	887,00	76,72	77,00
15	873,00	90,72	91,00
16	901,00	62,72	63,00
17	881,00	82,72	83,00
18	960,00	4,00	4,00
Cota Piezométrica do Reservatório [m]			964,00

5– CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No trabalho foi realizada uma avaliação hidráulica de um setor da rede de distribuição de Itajubá através do modelo utilizado por SILVA (2003).

Os resultados foram considerados muito bons, uma vez que :

-Os valores apresentados no Quadro 4, comparando cotas topográficas com valores de pressão obtidos pelas simulações ficaram muito próximos entre si;

-Em todas as simulações realizadas, considerando os diferentes cenários (padrões de consumo diferentes, considerando ou não vazamentos), foram obtidas respostas coerentes e consistentes de vazão e pressão;

-Através das simulações realizadas, notamos que os valores de pressão e vazão não apresentam grandes variações para os respectivos nós e trechos. Isso se dá por se tratar de uma rede de distribuição de água pequena, onde não existem grandes consumidores, como indústrias, por exemplo. Trata-se também de uma rede isolada, ou seja, não sofre influências da rede de distribuição de água da cidade.

-Pela comparação entre as simulações com e sem vazamentos, pode-se observar que os valores de pressão também apresentam pouca variação. Isto ocorre porque a quantidade de água presente na tubulação não é suficiente para alterar de maneira significativa a pressão exercida pela água no interior da tubulação.

-A simulação que apresenta o maior valor de pressão no interior da tubulação foi aquela realizada considerando um valor mínimo de consumo durante o dia (05:00horas). Durante esse período, como a quantidade de água na tubulação é maior, pois um número mínimo de usuários está utilizando água, a tubulação fica submetida à grande pressão e, conseqüentemente, a quantidade de vazamentos aumenta.

-Pode-se notar também a partir dos dados obtidos pela simulação que o nó que apresenta menor cota topográfica também apresenta o maior valor de pressão, como era de se esperar. Valores extremos de pressão exercida sobre a rede de distribuição de água podem causar vazamentos, que significam perda de água e conseqüentemente perda de eficiência. Os vazamentos mostrados pelas simulações são aqueles ocorridos entre as juntas e emendas das tubulações e se dão por gotejamento através das mesmas.

Para que futuras simulações apresentem resultados ainda mais próximos dos valores reais, devem ser realizadas uma série de medições de campo, que incluem medidas de vazão na saída do reservatório, detecção de pequenos vazamentos através de métodos de escuta (geofones), entre outras. Com os estudos experimentais e aprimoramento do modelo de simulação, tem-se o intuito futuro de redução de perdas.

BIBLIOGRAFIA

-ALEGRE, H.; BAPTISTA, J.M. – O Sistema de Indicadores de Desempenho – Serviços de Abastecimento de Água. Portugal: 1993.

-ARAÚJO, JOHN, K. – Calibração de Redes de Distribuição de Água pelo Método Inverso Aplicado a Escoamento Transiente – Tese de doutorado apresentada a Universidade de São Paulo Campus São Carlos – SP – 2003

-BREGA FILHO, D., BOMBONATTO JUNIOR., C. – Do saneamento básico ao saneamento ambiental. Rev. DAE, v.53, p.4-14, 1993.

-COSTA, A.J.M. – Combate as perdas de água como ação gerencial – CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA, 18, 1995. Trabalhos publicados São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária, 1995

-GERMANOPOULOS, G., JOWITT, P.W., - Leakage Reduction by excess pressure minimization in a Water Supply Network – 1989

-JOWITT, P. W., XU, C. – Optimal Valve Control in Water Distribution Networks – Journal of Water Resources Planning and Management – 1990

-MARQUES, F.C.V., GASPARINI, V.A. – Índice de perdas aceitável – CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA, 18, 1995. Trabalhos publicados São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária, 1995.

-MARTINEZ, F. et. al. – Construção e uso de modelos de simulação hidráulica – Sistemas de uso de água industrial – Modelagem e Otimização

-MATOS, JENNIFER C.C.T. – Gerenciamento de perdas nos sistemas de abastecimento de água: uma ferramenta de controle para o SAAE de Alagoinhas. 2004.

-PORTO, RODRIGO M. – Hidráulica Básica – 2ª Edição – Editora Somus – São Carlos – 2003

-PUDAR, R.S., LIGGET, J.A. – Leaks in Pipe Network – Vol. 118 – 1992

-REIS, L.F.R., et. al., Optimal Location of Valves in Pipe Networks – Journal of Water Resources Planning and Management – 1997

-SILVA, FERNANDO G. B. – Estudos de Calibração de Redes de Distribuição de Água através de Algoritmos Genéticos – Tese de doutorado apresentada a Universidade de São Paulo Campus de São Carlos – SP – 2003

-SOARES, ALEXANDRE K. – Calibração de Modelos de Redes de Distribuição de Água para Abastecimento considerando Vazamentos e Demandas Dirigidas pela Pressão – Tese de mestrado apresentada a Universidade de São Paulo Campus São Carlos – SP – 2003

-SOUZA, ROBERT S. – Aspectos Computacionais da Análise de Redes de Distribuição de Água com Componentes Hidráulicos em Regime Permanente – Tese de mestrado apresentada a Universidade de São Paulo Campus São Carlos – SP – 1994