

ESTUDO DAS PERDAS POR VAZAMENTO APLICADO A
UM SETOR DA REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA
DE SÃO CARLOS, SP

ADILSON DOS SANTOS

DEDALUS - Acervo - EESC



31100016429

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Hidráulica e Saneamento.

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 25/08/00

Ass.: *RAO*

ORIENTADORA: Prof^a. Dr^a Luisa Fernanda Ribeiro Reis



São Carlos

Estado de São Paulo

2000

Class.	TESE-EESC
Cott.	5184
Tombo	T0154/00

✓ 311 000 16429

st 1098489

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

S237e Santos, Adilson dos
Estudo das perdas por vazamento aplicado a um setor da
rede de abastecimento de água de São Carlos, SP / Adilson
dos Santos. -- São Carlos, 2000.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 2000.

Área: Hidráulica e Saneamento.

Orientador: Prof^a. Dr^a. Luisa Fernanda Ribeiro Reis.

1. Perdas por vazamento. 2. Pressão. 3. Redes
de distribuição. 4. Águas para abastecimento.
5. Levantamento sócioeconômico. 6. (SIG)Arc View 3.1.
I. Título.

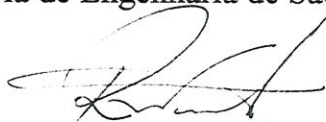
FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **ADILSON DOS SANTOS**

Dissertação defendida e aprovada em 26-06-2000
pela Comissão Julgadora:



Prof. Doutora **LUISA FERNANDA RIBEIRO REIS (Orientadora)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **RODRIGO DE MELO PORTO**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutora **VIVIANA MARIA ZANTA BALDOCHI**
(Universidade Federal de São Carlos - UFSCar)



Prof. Titular **LUIZ DI BERNARDO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação
em Hidráulica e Saneamento em exercício



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Dedico:

Ao meu pai, Arlindo (em memória), a minha
mãe Alvarina e minha irmã Lucileni.

AGRADECIMENTOS

- ◆ À Deus por ter sempre iluminado o meu caminho.
- ◆ À Prof.^a Dr.^a Luisa Fernanda Ribeiro Reis, pela excelente orientação fornecida durante a elaboração deste trabalho.
- ◆ Aos Professores Fazal H. Chaudhry e Rodrigo de Melo Porto, pelas contribuições decisivas ao andamento do trabalho.
- ◆ Aos moradores do Jardim Monte Carlo em especial aos senhores (as): Lídia Gonçalves, Sérgio, Francisco, João, Saturnina, Azuaite França, Tereza Aiza, Maria Queiroz e outro pela participação e disponibilização de informações dos dados Sócioeconômico.
- ◆ A minha namorada e companheira Priscilla Godoi Medeiros.
- ◆ Ao Prof. Dr. Edson José de Arruda Leme, Eng. Luiz Carlos Mion, Eng. Orlando Kannebley Melotti e Eng. Maria Margarita Méndez-Díaz, Eunice Landgraf, Raimundo Tavares, Ronaldo, Ricardo e Rogério pela motivação deste trabalho.
- ◆ Aos colegas da equipe de trabalho, Fernando, Kenidy, Rodrigo e Urandi , aos professores (Valdir, Marcelo, Daniel, Hans, Arthur, Campos) e funcionários (Pavi, Valdecir, Sérgio, André, Rose, Alex, Silvia, Nazaré, Marcelo, Flávia, do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP pela colaboração direta ou indiretamente que não foram citados.
- ◆ Aos funcionários (as) da Biblioteca Central: Elenise, Eleninha, Rosana, Gisele, Terezinha, Neuza , Gertrud, Milna, Vera, Nivaldo, Marcos e outros.
- ◆ Ao SAAE (Sistema Autônomo de Água e Esgoto de São Carlos) pelo apoio logístico para execução do trabalho, nas pessoas de: Eng^o(s). André, Fábio, Miguel, Olavo, Carlinho, Camargo, Clodoaldo, Furlani, Regis, Claudio, Nilvado, Gilberto, Marcão, Lúcio, João, Dirce, Carolina, Vieira, Fabrício, Claudia, Alceu e outros.
- ◆ Aos companheiros (as) de Laboratório de Simulação Numérica : Cynthya, Andréia, Celimar, Karla, Regina, Sérgio, Gracione, Elder e Lênio.
- ◆ Ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq) pela bolsa concedida.
- ◆ A Financiadora Nacional de Estudos e Projetos (FINEP) pelo apoio financeiro na estruturação e desenvolvimento do trabalho.

ÁGUAS DA SERRA

Águas que correm,
claras,
do escuro dos morros,
cantando nas pedras a canção do mais-adiante,
vivendo no lodo a verdade do sempre-descendo...
Águas soltas entre os dedos da montanha,
noite e dia,
na fluência eterna do ímpeto da vida...
Qual terá sido a hora da vossa fuga,
quando as formas e as vidas se desprenderam
das mãos de Deus,
talvez enquanto o próprio Deus dormia?...
E então, do semi-sono dos paraísos perfeitos,
os diques se romperam,
forças livres rolaram,
e veio a ânsia que redobra ao se fartar,
e os pensamentos que ninguém pode deter,
e novos amores em busca de caminhos,
e as águas e as lágrimas sempre correndo,
e Deus talvez ainda dormindo,
e a luz a avançar, sempre mais longe,
nos milênios de treva do sem-fim...

(Guimarães Rosa)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTAS DE TABELAS.....	iii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	v
RESUMO.....	ix
<i>ABSTRACT</i>	x
1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – Objetivos	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 - Quantificação das perdas	6
2.2 - Levantamento da curva de pressão versus vazamento	11
3 – MATERIAIS E MÉTODOS	16
3.1 – Materiais	16
3.1.1 - Uso de Laboratórios.....	16
3.1.2 - Equipamentos utilizados no campo	18
3.2 – Métodos	19
3.2.1 - Definição do(s) subsetor (res) alvo do estudo.....	19
3.2.2 - Isolamento do subsetor	20
3.2.3 - Caracterização do subsetor Jardim Monte Carlo.....	21
3.2.3.1 - Levantamento de dados junto ao SAAE	21
3.2.3.2 - Levantamento Sócioeconômico	22
3.2.3.3 - Amostragem para o levantamento sócioeconômico do Jardim Monte Carlo	22
3.2.4 – Sistematização dos dados	24
3.2.4.1 - Banco de dados.....	25
3.2.5 – Avaliação das perdas.....	25
3.2.5.1 – Índice de perdas obtido	25

3.2.5.2 – Micromedição do sub-setor	26
3.2.5.3 – Incidência histórica de vazamentos no sub-setor.....	27
3.2.5.4 – Geofonamento do sub-setor.....	27
3.2.5.5 – Testes de vazamentos noturnos	27
3.2.6 – Determinação dos parâmetros do modelo pressão – vazamento a partir dos resultados de testes noturnos.....	29
3.2.6.1 - Método 1 - Cálculos com base em pontos representativos da rede.....	30
3.2.6.2 - Método 2 - Cálculo com base nos pontos representativos por meio de ajuste de curva	31
3.2.6.3 - Método 3 - Busca Direta	31
3.2.6.3.1 - Modelo de Simulação Hidráulica da Rede.....	34
3.2.6.3.2 - Método de Busca Utilizado.....	37
3.2.6.3.3 – Programação computacional.....	41
3.3 – Verificação do modelo pressão x vazamento	42
4 – RESULTADOS	44
4.1 – Levantamento preliminar junto ao SAAE.....	44
4.2 – Levantamento sócioeconômico	45
4.3 – Análise do consumidor especial do Jardim Monte Carlo.....	48
4.4 – Cálculo de consumo de energia elétrica e água do Jd.Monte Carlo	49
4.5 – Geofonamento do Jardim Monte Carlo.....	53
4.6 – Estudo de Incidência de Vazamentos.....	55
4.7 – Testes de noturnos de vazamentos	58
4.7.1 – Determinação da relação pressão-vazamento.....	64
4.7.1.1 – Busca direta (método 3).....	65
4.7.2 – Verificação dos parâmetros determinados.	70
4.8 – Informações georeferenciadas. (mapas temáticos)	76
5 – RECOMENDAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	82
5.1 – Recomendações Finais.....	82
5.2 – Conclusões.....	84

ANEXOS	87
A – Ficha-questionário	88
B – Programa Fortran	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
APÊNDICES.....	102
I – Definições	102
II - Roteiro para programar <i>Data Logger</i>	108
III – Roteiro para programar <i>Porta Flow</i>	111
IV – Tabela de custo de água por faixa de consumo.....	113

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Distrito hidrométrico (DH).....	9
FIGURA 2.2 - Relação entre vazamento e pressão (Germanopoulos & Jowitt). ...	13
FIGURA 2.3 - Ilustração do cálculo de vazamento.	14
FIGURA 3.1 - Manômetro de peso morto utilizado para aferir os <i>data loggers</i>	17
FIGURA 3.2 - Computador portátil utilizado para extração de dados armazenados em campo através de <i>data loggers</i>	17
FIGURA 3.3 - Geofone eletrônico e haste de escuta.....	18
FIGURA 3.4 - Medidor de vazão ultra-sônico não intrusivo modelo <i>Porta Flow 300 da Micronics</i> . (a) receptor e armazenador dos sinais, (b) aparelho gerador dos sinais.	19
FIGURA 3.5 - Setores passíveis de estudos da cidade de São Carlos - SP.	20
FIGURA 3.6 - Área de estudo do Jardim Monte Carlo.	21
FIGURA 3.7 - Esboço da rede Jardim Monte Carlo e nós de estudos.	28
FIGURA 3.8 - Instalação típica do <i>data logger</i> para coleta de dados de pressão em ramais prediais.....	29
FIGURA 3.9 - Diagrama de fluxo do método de busca univariada (Fox, 1971). ...	39
FIGURA 3.10 - Método de aplicação para F_3	40
FIGURA 3.11 - Função hipotética com arestas.	40
FIGURA 3.12 - Rede ilustrativa para estimativas de demandas nos nós.	42
FIGURA 3.13 - Fluxograma da rotina de determinação do fator demanda a partir da vazão total.....	43
FIGURA 4.1 - Dias de maior frequência de uso d'água.	48
FIGURA 4.2 - Gráfico da curva de ajuste do consumo de energia (kwh/mês) versus consumo de água em (m^3 /mês).	52
FIGURA 4.3 - Aparelho geofone modelo <i>fd-10</i> da <i>fuji tecom</i> utilizado para o geofonar o setor Jardim Monte Carlo.	54
FIGURA 4.4 - Haste de escuta utilizada para identificar vazamentos no pé do cavalete de suporte do hidrômetro residencial.	54
FIGURA 4.5 - Vazamento na rede do Jardim Monte Carlo.....	55

FIGURA 4.6 – Vazamento no ramal do Jardim Monte Carlo.	55
FIGURA 4.7 – Distribuição espacial dos vazamentos reparados em 1998.	58
FIGURA 4.8 – Registro de pressão (mH ₂ O) na entrada do setor antes da válvula de redução de pressão (VRP) (nó 56 a).	59
FIGURA 4.9 - Registro de pressão (mH ₂ O) na entrada do depois da válvula de redução de pressão (VRP) (nó 56 b).	59
FIGURA 4.10 - Registro de pressão (mH ₂ O) no ponto crítico 1 (nó 19).	60
FIGURA 4.11 - Registro de pressão (mH ₂ O) no ponto crítico 2 (nó 7).	60
FIGURA 4.12 - Registro de pressão (mH ₂ O) no ponto representativo 1 (nó 38)...	61
FIGURA 4.13 - Registro de pressão (mH ₂ O) no ponto representativo 2 (nó 57)...	61
FIGURA 4.14 - Registro de pressão (mH ₂ O) no ponto representativo 3 (nó 26)...	62
FIGURA 4.15 - Registro de pressão (mH ₂ O) no ponto extremo (nó 51).	62
FIGURA 4.16 - Registros de vazão durante o ensaio noturno	63
FIGURA 4.17 - Função potência obtidas pelos métodos 1 e 2 para relação pressão vazamentos.	65
FIGURA 4.18 - Gráfico resultante da simulação – FO_1 Sem Penalidade.	67
FIGURA 4.19 – Gráfico resultante da simulação – FO_2 Com Penalidade 1.	68
FIGURA 4.20 – Gráfico resultante da simulação – FO_3 Com Penalidade 1 e 2.	69
FIGURA 4.21 – Funções potência obtidas pelo método 2 e 3 para relação pressão – vazamento.	70
FIGURA 4.22 – Mapa consumo médio em (m ³ /mês) do Jd. Monte Carlo.	76
FIGURA 4.23 – Mapa distribuição de renda no Jd Monte Carlo	77
FIGURA 4.24 – Nível de instrução dos chefes de famílias – Jd Monte Carlo.	78
FIGURA 4.25 – Mapa Reservatório Residências (caixa d'água) do Setor.	79
FIGURA 4.26 – Incidência de vazamentos no período de 1998.	80
FIGURA 4.27 – Menor renda com maior consumo.	81
FIGURA 4.28 – Maior renda com maior consumo.	81

LISTAS DE TABELAS

TABELA 3.1 - Relação dos bairros dos setores 6, 7 e 8 em estudo.	20
TABELA 3.2 - Amostragem do levantamento sócioeconômico – Jardim Monte Carlo.	23
TABELA 3.3 - Código de leituras.....	26
TABELA 3.4 - Pontos escolhidos para aquisição de dados.	28
TABELA 4.1 - Dados do setor Monte Carlo / São Carlos (maio e junho/1999). ...	46
TABELA 4.2 - Leituras de Consumo – Escola E.E.Dona Aracy Leite Lopes.	49
TABELA 4.3 - Custo da Energia em kwh (dez.1999).	50
TABELA 4.4 - Custos (R\$/m ³) para as diversas faixas de consumo (dez/1999)....	52
TABELA 4.5 - Relação dos possíveis vazamento do Jardim Monte Carlo.....	53
TABELA 4.6 - Incidência de vazamentos do Jardim Monte Carlo em 1998.	56
TABELA 4.7 - Frequência de reparos na rede para eliminação de vazamentos nas redes do Jardim Monte Carlo.	57
TABELA 4.8 - Valores representativos de vazões e pressões durante os testes noturnos de vazamentos.	64
TABELA 4.9 - Resultados obtidos dos métodos 1 e 2.....	64
TABELA 4.10 - Resultados obtidos pelo método 3 de busca univariada.	66
TABELA 4.11 - Resultado das simulações de busca da função objetivo: FO_1	67
TABELA 4.12 - Resultado das simulações de busca da função objetivo: FO_2	68
TABELA 4.13 - Resultado das simulações de busca da função objetivo: FO_3	69
TABELA 4.14 - Verificação do modelo ajustado através de busca sem penalidade	71
TABELA 4.15 - Verificação do modelo ajustado através de busca com penalidade 1	72
TABELA 4.16 - Verificação do modelo ajustado através de busca com penalidade 1 e 2.....	73
TABELA 4.17 - Verificação do modelo ajustado através modelo do Método 1... 74	
TABELA 4.18 - Verificação do modelo ajustado através modelo do Método 2... 75	

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AGHTM	Associação Francesa dos Higienistas e Técnicos Municipais
AESBE	Associação das Empresas de Saneamento Básico Estadual
ASSEMAE	Associação Nacional dos Serviços Municipais de Saneamento
CPFL	Companhia Paulista de Força e Luz
DNAEE	Departamento Nacional de Água e Energia Elétrica
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EMBASA	Empresa Baiana de Água e Saneamento
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
FINEP	Financiadora de Estudos e Projetos
ICMS	Imposto sobre Circulação de Mercadoria
IWSA	International Supply Association
NAG	Numerical Algorithms Groups
ONU	Organização das Nações Unidas
PIB	Produto Nacional Bruto
SAAE	Sistema Autônomo de Água e Esgoto
SABESP	Companhia de Saneamento Básico de Estado de São Paulo
SHS	Departamento de Hidráulica e Saneamento
SMA	Secretaria do Meio Ambiente
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

ΔH_{ij}	Perda de carga (m)
α	Constante que depende das unidades utilizadas no problema (no caso 278,5)
ε	Rugosidade absoluta equivalente em (mm)
β	Constante de unidade (no caso 1000).
α_q	Comprimentos positivos ou negativos dos passos
α	Parâmetro de vazamento tomado de experimentos do Reino Unido
A	Área (m ²)
A	Alíquota do ICMS
b	Parâmetro de vazamento tomado de experimentos do Reino Unido
C	Volume de água captado
C	Número de condições permanentes obtidas para as diferentes modulações da VRP da entrada do setor.
CBH	Comitê da Bacia Hidrográfica
C_d	Coefficiente de descarga
CHW_{ij}	Coefficiente de Hazen-Williams para o conduto que liga o nó i ao nó j
C_i	A Demanda de consumo do nó i
Cl_{ij}	Coefficiente que relata vazamento por unidade de comprimento do conduto de acordo com a pressão de serviço e depende das características do sistema (como idade do conduto e propriedades do solo) (L/s.m)
CT	Custo total a ser pago de energia elétrica (R\$)
Custo _{i}	Custo unitário de energia elétrica do consumo na faixa _{i}
d	Estimativa do erro em percentagem
D	Diâmetro em (m)
DH	Distrito hidrométrico
D_{ij}	Diâmetro do conduto(m)
d_k	Erro da estimativa em percentagem

dq	Erro da estimativa em (mL/s)
EM	Eficiência da micromedição
ETA	Estação de tratamento de água
f	Fator de atrito
FO_1	Função objetivo inicial para otimização
FO_2	Função objetivo modificada com penalidade 1 (vazão)
FO_3	Função objetivo modificada com penalidade 1 e 2 (pressão)
f^{f}	Ferro fundido
f^{g}	Ferro galvanizado
g	Aceleração gravitacional
G_i	Representa a cota topográfica do nó i (m)
H_i	Carga hidráulica
I	Índice de vazamento em porcentagem
IH	Índice de hidrometração
ij	Indicam que os Parâmetros Referem-se ao Trecho que Liga os Nós i e j
ILI	Índice de ligações Inativos
IMD	Índice de macromedição de distribuição
IPA	Índice de perdas de água
IPF	Índice de perdas de faturamento
IPP	Índice de perdas na produção
Jd.	Jardim
K	Dimensão de toda rede em trechos
K_0	Dimensão total do distrito hidrométrico
K_j	Número total de trechos em sub-setor
L	Vazamento em L/s
l	Comprimento do trecho da rede (m)
L_0	Volume das perdas físicas (m ³ /h) sem variação de pressão média
L_1	Volume das perdas físicas (m ³ /h) sob alteração da pressão
L_{ij}	Comprimento do conduto (m)
M	Conjunto de pontos de observação de valores de vazão
mH ₂ O	Metros de coluna d'água
N	Número de nós com carga hidráulica

N	Conjunto de pontos de observação de valores de pressão
N_I	Constante de busca
$N1$	Coefficiente de vazamento
n_a	Tamanho da amostra
N_i	O número total de conexões residenciais no sistema de distribuição
N_i	O número total de conexões residenciais para cada estrato i
no	Tamanho total da amostra
P	Volume de água produzido ou distribuído
P	Pressão em (mH ₂ O)
P_0	Pressão média do sistema (mH ₂ O)
P_1	Pressão no momento da alteração (mH ₂ O)
P_d	Perdas na distribuição
P_e	Perda na ETA
PE	Tubos de polietileno
P_i	Percentagem de ocorrência de perda no estrato i
P_{ij}	Pressão média de serviço (mH ₂ O)
P_j	Percentagem anual de vazamento nas linhas principais e secundárias
P_t	Perdas totais
PVC	Tubos de policloreto de vinila
Q	Vazão (L/s)
Q	Soma total do vazamento na rede de abastecimento em m ³ /dia
Q'	Soma da água consumida na área em m ³ /dia
q_i	Vazamento medido do estrato i em (mL/s)
Q_{ij}	Representa a vazão(L/s)
QS_{ij}	Representa o vazamento do conduto (L/s)
Rey	Número de Reynolds
R_i	Representa os nós conectados ao nó i
R_{ij}	Incorpora os termos independentes da equação de Hazen-Williams.
RS_{ij}	Parâmetro que representa o produto de CI_{ij} e L_{ij}
$Sign(x)$	Representa o sinal de $(H_i - H_j)$
sim, obs	Denotam valores simulados e observados, respectivamente
SM	Salário mínimo

S_q	Vetores unitários de dimensão igual ao número de variáveis de decisão
S_{qi}	Desvio padrão da perda média em conexões residenciais
T	Valor da tarifa de energia elétrica (R\$)
t_o	Tamanho do passo original
U	Volume de água utilizado
V_l	Número total de vazamentos no setor i
V_{be}	Erros de pagamento
V_c	Consumo real do usuário
VC	Volume captado
V_{cu}	Ligações clandestinas
VF	Volume faturado
V_{hcl}	Estimativas do volume perdido nas conexões residenciais
V_m	Erros de registros dos hidrômetros
V_{nl}	Volume perdido nas linhas principais e secundárias
V_p	Volume fornecido para rede
VP	Volume produzido
VRP	Válvula redutora de pressão
VU	Volume utilizado
W	Consumo (kwh) na faixa $_i$
w_H, w_Q	Pesos atribuídos aos desvios de carga e vazão
X_q	Ponto da função objetivo – busca direta univariada
X_{q+1}	Ponto da função objetivo – busca direta univariada
Z_c	Abcissa da curva da probabilidade com distribuição normal

RESUMO

SANTOS, A. (2000). *Estudo das perdas por vazamento aplicado a um setor da rede de abastecimento de água de São Carlos, SP*. São Carlos, 2000. 113p.
Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Diante da perda de até 60% do volume de água bombeado e quimicamente tratado, com propósito de abastecimento, e da perspectiva atual de pagamento pelo uso da água, os profissionais da área vêm se preocupando em propor soluções para minimizar o problema das fugas de água. O controle de tais fugas requer o auxílio de ferramentas básicas que possibilitem a análise do comportamento hidráulico das redes, considerando os vazamentos em função das pressões atuantes.

O presente trabalho analisa os métodos de determinação do modelo pressão x vazamento apresentados na literatura, com o propósito de identificar os parâmetros para um sub-setor da cidade de São Carlos, SP. Incluiu as fases de levantamentos de campo, testes noturnos de vazamentos e simulações computacionais, além da tentativa de organizar e ressaltar dados sócioeconômicos relevantes através de Sistema de Informações Geográficas (SIG). Dentre os métodos analisados, a resolução do problema inverso correspondente à minimização dos desvios entre valores de pressões e vazões observados e simulados, através de busca direta, pode ser apontado como uma sistemática que contempla os dados característicos da rede como um todo, embora não se tenha observado grandes discrepâncias nos valores obtidos através dos diferentes métodos empregados.

Palavras-chave: Perdas por Vazamento; Pressão; Redes de Distribuição; Águas para Abastecimento; Levantamento sócioeconômico; (SIG)Arc View 3.1;.

ABSTRACT

SANTOS, A. (2000). *Water Leakage Study Applied to a Sector of the Water Supply Network of São Carlos, SP*. São Carlos, 2000. 113p. Master's Dissertation, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

Because high volumes of pumped and treated water are lost in distribution systems, engineers and managers of water industry are concerned in minimizing such a problem. The leakage control requires help of basic tools to analyse the hydraulic behavior of water supply networks, considering leakage as function of pressure. This study uses three methods for parameter estimation pressure vs. leakage model applied to a sector of the urban water supply network for São Carlos, SP. It includes field surveys, night tests of leakage and computational simulations, besides the efforts to organize and show socioeconomic aspects of the leakage problem through a Geographical Information System (GIS). Among these methods, the resolution of the inverse problem corresponding to the minimization of the total deviation between observed and simulated values of pressures and flows, by direct search, can be pointed out as a procedure that considers the overall network. However, the parameter estimate by inverse method were quite close to the values obtained by the there methods.

Key words: leakage, pressure, water supply networks, water supply, socioeconomic survey, (GIS) Arc View 3.1.

CAPÍTULO 1

1 - INTRODUÇÃO

“ . . .no princípio, Deus criou o céu e a terra. Ora, a terra era solidão e caos, e as trevas cobriram o abismo; mas sobre as águas adejava o sopro de Deus . . . ”

(Gênesis 1,1-2)

Hoje vive-se uma crise global da maior gravidade e, se os atuais meios de exploração dos Recursos Hídricos da Terra não forem revistos, 2/3 da população mundial passará sede até 2005. Essa afirmação é feita em conformidade com o relatório da Organização das Nações Unidas (ONU), divulgado após a Conferência Internacional sobre a Água em Paris, em 1998.

A consciência de que a água é um recurso natural limitado decorre da acentuada degradação dos recursos hídricos, tanto sob o aspecto qualitativo, quanto sob o aspecto quantitativo, criada em função de um crescimento econômico totalmente desarticulado de uma política de desenvolvimento ambiental sustentável.

Segundo a Secretaria do Meio Ambiente do Estado de São Paulo (SMA-1998), o conceito de desenvolvimento sustentável surgiu com o capitalismo e se consolidou no século XX com o progresso tecnológico, mensurável em termos de crescimento econômico. Atualmente, compreende-se que abranja, além do crescimento do Produto Nacional Bruto (PIB), a noção de qualidade de vida, incluindo os aspectos sociais, culturais e psicológicos.

Na conferência das Nações Unidas Sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento realizada em junho/1992 – Agenda 21 – definiu-se como desenvolvimento sustentável como todos os serviços sociais, econômicos e ambientais básicos, que não ameaçam a viabilidade dos sistemas natural, social e construído, dos quais estes serviços dependem. Portanto o desenvolvimento sustentável tem que atender às necessidades do presente sem comprometer a qualidade de vida das gerações futuras.

FERRAZ (1996), em sua dissertação, expõe a preocupação do vice-presidente do Banco Mundial, Ismail Serageldin, em sua publicação de agosto de 1995, nos Estados Unidos, “Em Direção ao Uso Sustentável dos Recursos Hídricos”. O autor da referida publicação avalia que no século 20 viram-se guerras causadas por diferenças ideológicas, religiosas e políticas – ou controle de reservas de petróleo. Já o século 21 poderá ser dominado por conflitos provocados pela escassez de outro líquido: a água. Atualmente, 250 milhões de pessoas, distribuídas em 26 países, já enfrentam escassez crônica de água. A demanda hídrica mundial tem dobrado a cada 21 anos, afirma Serageldin. FERRAZ (1996) ainda argumenta que estas avaliações não são pessimistas e sim frutos de uma realidade muito próxima. O acesso à água é uma questão geradora de inúmeros conflitos e disputas entre os diversos setores econômicos que competem pelo seu uso, como o abastecimento doméstico, a indústria e a irrigação, entre outros. Estes conflitos e disputas crescem a cada dia, principalmente pelo fato de que hoje a maior parte dos recursos hídricos disponíveis no planeta estão sendo comprometidos pelo crescimento populacional, pela poluição doméstica, industrial e agrícola, pelos desequilíbrios ambientais das atividades antrópicas e pelas mudanças climáticas. Como resultado, tem-se informações relativamente inadequadas por parte dos administradores de água sobre a disponibilidade real dos recursos hídricos.

Sob a ótica da sustentabilidade dos recursos hídricos, tão nocivo quanto a falta de água, pode ser o seu uso inadequado. É, portanto, inconcebível que as perdas de água nos sistemas de distribuição possam atingir cifras tão elevadas quanto 60% do volume total bombeado e quimicamente tratado para o propósito de abastecimento urbano (KHADAM et al., 1991). Daí a necessidade de exercer um controle efetivo de tais perdas.

Com a nova lei a ser aprovada na Assembléia Legislativa sobre a Cobrança pelo Uso da Água, como um instrumento de gestão dos recursos hídricos, prevista na Lei 7.663–30/12/1991 as companhias de água e esgotos, indústrias fora da rede pública, irrigantes e outros usuários: geração hidrelétrica, abastecimento rural, lazer, recreação, aquicultura, navegação, dentre outros, deverão pagar pelo uso dos recursos hídricos (superficial e subterrâneo). A base de cálculo para cobrança visará os volumes captado, extraído, derivado e consumido que serão multiplicados pelos valores unitários, consumo em m³, e pelos dos coeficientes de ajustes estabelecidos pelos Comitês de Bacia Hidrográficas para os diferentes usos.

Diante desta nova perspectiva, com maior razão tenta-se estabelecer metodologias que identifiquem e minimizem as perdas nos sistemas urbanos de abastecimento de água.

Na literatura encontram-se diversos trabalhos visando a redução de perdas por vazamento em redes de abastecimento de água, através de válvulas redutoras de pressão (GERMANOPOULOS & JOWITT, 1989; JOWITT & XU, 1991; SAVIC & WALTERS, 1995a; SAVIC & WALTERS, 1995b; REIS et al., 1997), cujo sucesso depende do conhecimento de como as perdas se relacionam com a pressão de serviço para a rede em questão. O presente trabalho estuda as perdas por vazamento em subsistema urbano da cidade de São Carlos, SP, com ênfase na determinação dos parâmetros do modelo pressão x vazamento, com vistas ao seu controle.

Observa-se que o presente trabalho é parte integrante do projeto “Controle Operacional e Avaliação de Perdas em um Subsistema Urbano de Distribuição de Água”, realizado pela equipe de pesquisadores da EESC-USP, com o suporte da FINEP, em parceria com o Serviço de Autônomo de Águas e Esgoto (SAAE) de São Carlos.

1.1 – OBJETIVOS.

1.1.1 – Objetivo Geral

A pesquisa tem como objetivo o estudo de perdas por vazamentos em um subsistema urbano da cidade de São Carlos, SP, com base em levantamentos de campo.

1.1.2 – Objetivos Específicos

- visa a determinação do seu comportamento face a diferentes pressões de serviço atuantes na rede, gerando assim subsídios ao controle das mesmas.
- evidenciar o estado de funcionamento dos sistemas principalmente no que se refere aos hábitos de consumo e as perdas físicas de água;
- avaliar as perdas e análise da relação entre pressão e vazamento para a referida área, com base em testes noturnos de vazamentos.
- gerar subsídios para identificar e implementar estratégias e medidas de combate aos vazamentos que assegurem o abastecimento de água contínuo, aumentando a relação volume consumido / volume produzido, proporcionando redução dos custos de produção;
- buscar alternativas para atender a demanda não coberta sem ampliação da produção;
- conscientizar dos usuários quanto a necessidade de redução das perdas e desperdícios de água, com ênfase na filosofia da sustentabilidade dos recursos hídricos.

CAPÍTULO 2

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

“A cobrança pelo uso de recursos hídricos objetiva, entre outras coisas, reconhecer a água como bem econômico e dar ao usuário uma indicação de seu valor e incentivar a racionalização do uso da água. . .”

(Lei 9.433 Art.19º - I,II)

Anteriormente à revisão da literatura, é conveniente estabelecer a terminologia de índices de perda por vazamento, que se baseou nas informações contidas no Documento Técnico A2, do Ministério do Planejamento e Orçamento/Secretaria de Política Urbana/Programa Nacional de Combate ao Desperdícios de Água, CONEJO & SILVA (1998). A AESBE (Associação das Empresas de Saneamento Básico Estaduais) e a ASSEMAE (Associação Nacional dos Serviços Municipais de Saneamento) criaram em setembro de 1997, um grupo de trabalho específico, voltado à discussão e ao desenvolvimento de alternativas para os indicadores de desempenho operacional e gerencial dos serviços, com destaque aos

indicadores de perdas, que propõe preliminarmente os de perdas contidos no Apêndice I.

De acordo com os objetivos traçados para a presente pesquisa, a revisão bibliográfica desenvolvida aborda os trabalhos constantes da literatura que tratam da quantificação das perdas por vazamento e do levantamento da relação entre pressão e vazamento.

2.1. Quantificação das Perdas.

Para ARREGUÍN & OCHOA (1997) as causas dos vazamentos estão relacionadas a fatores como o tipo de solo, qualidade da água, tecnologia e materiais usados na construção da rede, pressão de operação e idade do sistema, prática de operação e manutenção. Tipicamente os vazamentos ocorrem em uma rede quando um conduto tem fraturas circunferenciais ou longitudinais, corrosão, conexões pobres ou comprimidas. As falhas nas válvulas podem ser decorrentes de defeitos relacionados ao produto em si que contribuem diretamente com as perdas. O descuido na execução da rede pode levar à conexões mal fixadas, comprometendo todo o sistema hidráulico.

Para quantificar tais vazamentos (perdas), podem ser realizadas medidas geralmente em duas escalas, sendo elas macromedição e micromedição. A macromedição é usada para quantificar os volumes recebidos, transportados e distribuídos. Estas informações são básicas para a elaboração de projetos, construção, operação, manutenção e administração das empresas da água potável. A micromedição serve para quantificar o consumo do usuário e elaborar o boleto de pagamento, racionalizar o consumo, e proporcionar o equilíbrio entre o consumo de água e a produção. De acordo com GRISHAM & FLEMING (1989), a introdução do instrumento de micromedição pode reduzir a uso da água doméstica em até 25%.

Têm sido feitas tentativas para estabelecer critérios de avaliação de perdas através de análise estatística de dados de consumo doméstico e monitoramento de seções representativas isoladas da rede de distribuição de água. SIEDLER (1985) propôs um método baseado na avaliação de perdas devido a hidrômetros defeituosos sem definir os intervalos de confiança dos resultados.

Uma avaliação do sistema de distribuição fornece informações extensas e confiáveis, segundo CORI (1985). Estas incluem uma avaliação dos hidrômetros, detecção e quantificação dos vazamentos, inventários do sistema, análise de procedimentos de contabilidade, medição de produção e pressões, avaliação da eficiência do sistema de bombeamento, e estimativa do diâmetro interno e dos coeficientes de atrito reais. Contudo, segundo os autores ARREGUÍN & OCHOA (1997), esse procedimento pode ser economicamente dispendioso para um primeiro estágio de avaliação de perdas porque ele requer inspeção de toda a rede de distribuição e pode não priorizar áreas de grandes perdas. Uma amostragem e avaliação simplificadas poderiam reduzir estes custos e serem alternativas viáveis. O método apresentado por ARREGUÍN & OCHOA (1997) oferece um meio para avaliar as perdas na rede de distribuição. O procedimento ajuda a assegurar que os resultados sejam estatisticamente representativos e é potencialmente menos dispendioso do que outras técnicas de avaliação de perdas.

OCHOA & ARREGUÍN (1993) Apud DES RAJ (1992) afirmam que a percentagem e o volume de água potável perdido por vazamento em conexões residenciais são estimados a partir de estudos de duas amostras, a magnitude da qual é determinada a partir da teoria de amostragem aleatória. Eles dividem uma população de N conexões em estratos homogêneos, N_1, N_2, \dots, N_i . Para cada estrato o tamanho representativo de amostra, N_i , é calculado e as conexões domiciliares selecionadas aleatoriamente para observações. A taxa de vazamento para todas as conexões domiciliares na população é estimada.

O estrato homogêneo é formado por grupo de usuários com a mínima diferença nos parâmetros principais que afetam os vazamentos. A partir da experiência obtida, com aplicação em 15 cidades mexicanas, os parâmetros principais são pressão e frequência de vazamentos. A pressão não deve variar mais que $0,5 \text{ kg/cm}^2$ entre dois pontos quaisquer da rede e a percentagem de perdas em cada área não deve variar mais do que 10% (0-10%, 11 - 20%, etc).

Para se determinar as perdas e indicá-las em termos de percentagem OCHOA & ARREGUÍN (1991) consideram as observações de levantamento de campo com registros de perdas, a percentagem obtida é inferida para toda a população. Para

determinar o tamanho total da amostra, n_0 , os autores fazem uso da seguinte equação:

$$n_0 = \frac{Zc^2}{Nd^2} * \sum [NiPi * (100 - Pi)] \quad (2.1)$$

Onde Zc é a abscissa da curva da probabilidade com distribuição normal; N é o número total de conexões residenciais no sistema de distribuição; d é o erro da estimativa em percentagem; Ni é o número total de conexões residenciais para cada estrato i ; e Pi é a percentagem de ocorrência de perdas no estrato i .

Os autores argumentam que, para que cada amostra seja representativa, o número de conexões residenciais a ser observada é de 30. Quando o número de amostras n_0 resultar superior a 5% da população do setor, esse valor deve se corrigido a fim de obter uma população menor. Para isto usa-se a equação de SCHEAFFER et al (1987):

$$n = n_0 / [1 + (n_0/N)] \quad (2.2)$$

Em uma segunda amostragem calcula-se o volume de água perdido nas conexões residenciais. O tamanho da amostra, n_a , é calculado usando a equação de SPIEGEL (1991).

$$n_a = [(Zc^2 / (d^2 qN)) \sum S_{qi}^2 Ni] \quad (2.3)$$

Onde S_{qi} é o desvio padrão da perda média em conexões residenciais de um setor i em mL/s; e dq é o erro da estimativa em mL/s. O desvio padrão é calculado usando a seguinte formula:

$$S_{qi} = \sum (q_i - q_{aver})^2 / (V_i - 1)]^{1/2} \quad (2.4)$$

Onde q_i é o vazamento medido do estrato i em mL/s; q_{aver} é a perda média no setor i , em mL/s, e V_i é o número total de vazamentos no setor i .

Na avaliação de perdas nas linhas principais e secundárias, HUEB (1985) combina teoria simples estratificada com distritos hidrométricos (DH). Estes índices

de perda são determinados à noite, quando geralmente tem-se o mínimo de consumo de água. Cada distrito pode ser isolado, do ponto de vista hidráulico, fechando todas as seções de válvulas. Uma estação de medida é instalada na seção de válvula usada para abastecer o distrito (Figura 2.1)

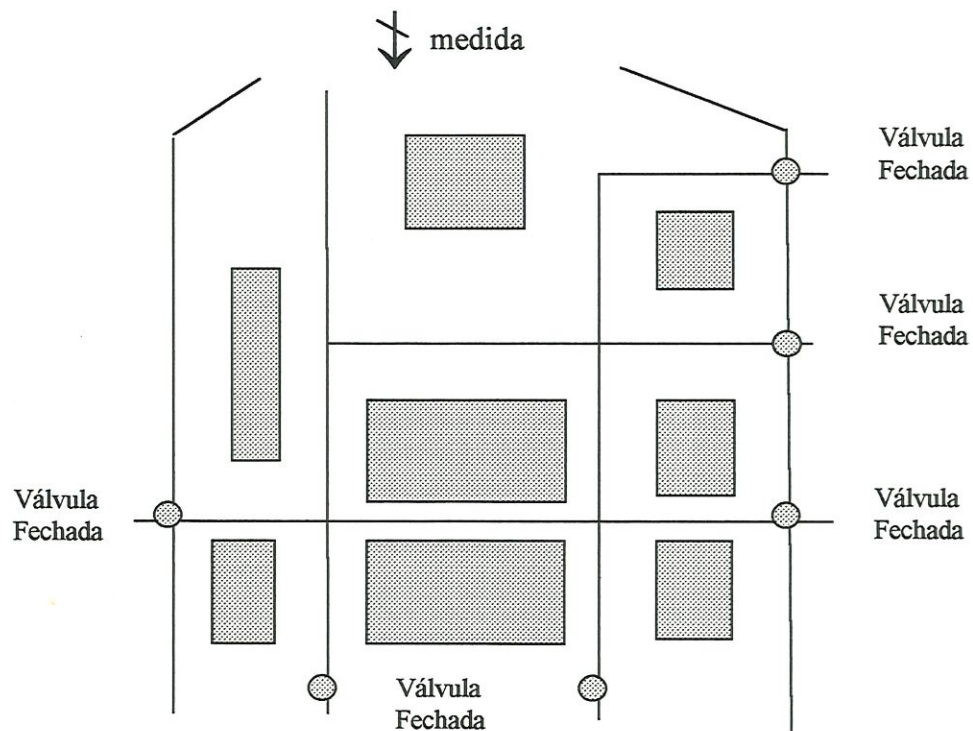


Figura 2.1. Distrito hidrométrico (DH) típico durante a amostragem.

Desse modo, DHs são instrumento base para critérios de amostragem (Ochoa & Arreguím, relatório não publicado, 1993), sendo eles:

- A cidade poderá ser dividida em setores de semelhança sócioeconômica, por existir uma forte relação entre este fator e uso de água, DANGERFIELD (1983),
- Esses setores podem ser divididos em subsetores homogêneos com respeito à frequência anual de vazamento na linhas principais e secundárias da rede, e
- Um DH representativo é selecionado dentro de cada subsetor. A dimensão total do DH dada em trechos de tubulação, K_0 , é calculada usando:

$$K_0 = (Zc^2 / Kd^2k) [\sum K_j P_j (100 - P_j)] \quad (2.5)$$

Onde K é a dimensão de toda rede, em trechos, d_k é o erro da estimativa em percentagem; K_j é o número total de trechos em da sub-setor j e P_j é a percentagem anual de vazamento nas linhas principais e secundárias em cada subsetor j .

A avaliação de hidrômetros que registram fluxos acima e abaixo do real é realizada pela medição, *in situ*, através de uma amostra representativa de medidores selecionados aleatoriamente. Os medidores são então classificados pela marca e velocidade de fluxo. Dado que a perda total determinada por este processo não é um indicativo da precisão de cada marca de hidrômetro, ela serve somente para estimar as perdas nas redes devido a erros de registros do hidrômetro.

Para os autores ARREGUÍN & OCHOA (1997), as perdas de água provenientes de usos clandestinos e boletos erroneamente emitidos são devidas a conexões domésticas legais, mas que têm uma instalação ilegal adicional à casa e também conexões domésticas no sistema não encontradas na listagem de usuários. Uma estimativa dessas perdas é obtida de uma amostra representativa de todas as conexões suspeitas de serem clandestinas, não cadastradas.

Este método foi aplicado a 15 (quinze) cidades mexicanas que fazem parte do programa de controle de vazamento. Para as cidades em estudo a população média era de 340.000 habitantes e o número médio de conexões domésticas foi de 56.000. Estatísticas relativas à frequência de vazamento em conexões domésticas em todas as cidades indicaram que houve uma alta frequência de vazamentos (58,5%) em conexões domésticas de plástico. A mais comumente observada (46,6%) foi fratura longitudinal, ou fissura, e o local de vazamento mais frequentemente observado (74,3%) foi ao longo do comprimento de tubo. As perdas médias totais foram estimadas em 36,4%, dos quais 24,5% correspondentes a conexões residenciais, 10,6% a linhas principais e secundárias e 1,3% à submedição. Aproximadamente 17% das conexões em todas as cidades estudadas apresentaram vazamentos. Os autores afirmam contudo que pode ter havido erros significativos nas determinações, já que não havia hidrômetro calibrado disponível para o estudo.

Para melhorar a estimativa do volume perdido das linhas principais e secundárias são determinados os erros de registros dos hidrômetros (V_m) e ligações clandestinas (V_{uc}). Erros nas leituras de registros são determinados em outro teste de campo. O volume perdido para as ligações clandestinas são estimados comparando o

censo da área, pela detecção de consumo inferior a 10 m³ por mês. O erro de pagamento (Vbe) podem ser calculados pela subtração das variáveis quantificadas acima do volume fornecido.

$$V_{be} = V_p - V_c - V_{hcl} - V_{nl} - V_m - V_{uc} \quad (2.6)$$

Onde V_p é o volume fornecido para a rede; V_{hcl} é a estimativa do volume perdido nas conexões residenciais; V_c é o volume do consumo real do usuário; V_{nl} é o volume perdido nas linhas principais e secundárias.

Para AGUERÍN & OCHOA (1997), a partir da experiência obtida com aplicação do sistema em 15 cidades do México, os parâmetros principais na avaliação de vazamento de conexões residenciais são pressão e frequência de vazamentos, levando-se em conta que a pressão não deva variar mais que 0.5 kg/cm² entre quaisquer dois pontos na rede e que a percentagem de vazamento em cada área não deva variar mais do que 10%.

2.2 - Levantamento da Curva de Pressão versus Vazamento

KHADAM et al (1991) realizaram estudo de vazamentos em 5 (cinco) áreas da cidade de Ar-Riyadh, Arábia Saudita. Todas as áreas onde vazamentos foram identificados foram submetidas a testes de pressões para a quantificação dos mesmos. Após o isolamento de cada área pelo fechamento das válvulas apropriadas, a água foi bombeada nas pressões de testes 2, 4 e 6 bar durante 30, 15 e 15 minutos respectivamente. Obtiveram assim 5 (cinco) gráficos representativos do vazamento em função da pressão. A taxa de vazamento calculada com base na pressão de operação média de cada área, mostram que as curvas vazamento/pressão, não seguem uma curva exponencial precisa. Assim os autores apontam como os fatores mais importantes da não uniformidade nas relações entre pressão e vazamento:

- Variação de pressão durante o dia causando mudança nas dimensões das fissuras, particularmente em tubos de polietileno (PE) e policloreto de vinila (PVC) e, conseqüentemente, o tamanho dos orifícios também irão variar com a pressão;

- Fadiga térmica devido a mudanças extremas de temperatura, causando defeitos em tubos de PE e PVC, causando várias formas de fissuras e orifícios; e
- Mão de obra pouco qualificada empregada na construção de juntas de condutos, resultando em aberturas que se alargarão e deixarão passar crescentes fluxos de vazão à pressões elevadas. Foram também observados materiais de enchimento de valas de granulometria desuniforme. Algumas vezes grandes pedaços de pedra foram encontrados no material de enchimento das valas, causando fendas, particularmente em tubos de plástico.

De acordo com GERMANOPOULOS & JOWITT (1989) indica o resultado de um série de experimentos para quantificar o efeito da pressão sobre o vazamento em redes de distribuição de água da Inglaterra realizados por Apud WAA (1989) e GOODWIN (1980) podem ser apresentados no gráfico da Figura 2.2. Tais experimentos consistiram de ensaios sobre distritos de operação com pouco ou nenhum consumo noturno, onde foram medidas as vazões à varias pressões e registrados os resultados uma vez que a identificação da relação entre pressão de serviço e vazamento esbarra na necessidade de identificar o consumo noturno.

No que diz respeito ao cálculo, o índice de vazamento em porcentagem este pode ser obtido pela seguinte relação:

$$I\% = 100 \frac{q}{(q + Q')} \quad (2.7)$$

Onde q é a soma total do vazamento na rede de abastecimento em m^3/dia . Esta soma é calculada utilizando os seguintes parâmetros: taxa média de vazamento, número de trechos com vazamentos, comprimento médio dos trechos, tamanho do cano e Q' a soma da água consumida na área em m^3/dia .

A relação não linear entre pressão e índice de vazamento pode ser obtida como sendo aproximadamente proporcional à pressão noturna média da zona elevada ao expoente 1,18.

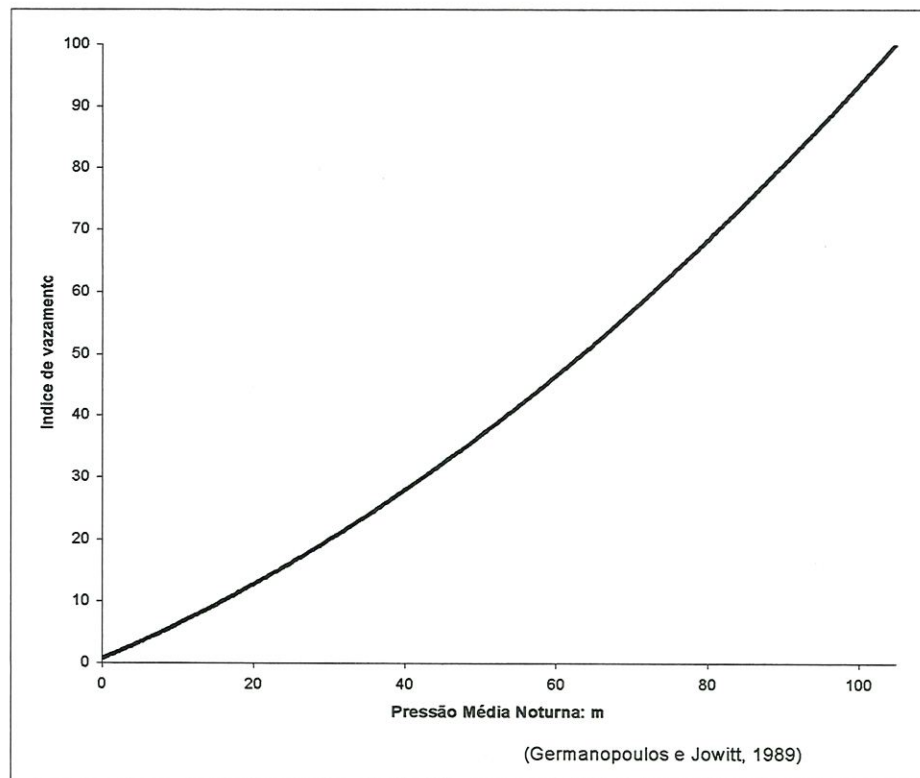


FIGURA 2.2 - Relação entre vazamento e pressão (Germanopoulos & Jowitt, 1989)

Sabe-se que a relação entre as perdas físicas e a variação de pressão é função das condições operacionais do sistema em análise. Vários coeficientes e indicadores importados das experiências de outros países vem sendo utilizados. Entretanto, em função do elevado índice de perdas nos sistemas de distribuição de águas brasileiros, há necessidade de estudos para determinação dos coeficientes e indicadores que reflitam a realidade de nossos sistemas.

O único trabalho realizado no Brasil encontrado na literatura que quantifica as perdas e estabelece a referida relação, é o trabalho contratado pela SABESP (1998) em cujo relatório são reportados os valores padrões de vazamentos inerentes obtidos para a Inglaterra, a saber:

- | | |
|---|-----------------------------|
| - Redes primárias: | 5,0 m ³ /km/dia. |
| - Reservatório: | 0,33% por dia. |
| - Tubulação de distribuição com 50 mH ₂ O | 40 L/km/h. |
| - Ligações com 50 mH ₂ O | 3,0 L/ligações/h. |
| - Hidrômetro à caixa d'água com 50 mH ₂ O. | 0,50 L/ligações/h |

Utilizando-se o distrito pitométrico da Vila Deodoro e atendo-se às redes de distribuição, ligações e ramais até a caixa d'água, com 20,5 km de distribuição e 4.459 ligações, a aplicação dos valores da Inglaterra indica vazamento inerente a 50 mH₂O da ordem de 16,4 m³/h, ao passo que o valor de 97,94 m³/h a 45 mH₂O foi obtido pela Companhia. O valor encontrado é comparativamente muito elevado, apesar de poder incluir vazamentos visíveis ocorridos entre o período de reparos e a pesquisa e vazamentos contínuos causados pela falta de vedação de bóias.

Ainda em conformidade com a metodologia descrita no relatório Sabesp (1998), o vazamento pode ser obtido conforme indicado a Figura 2.3 a seguir.

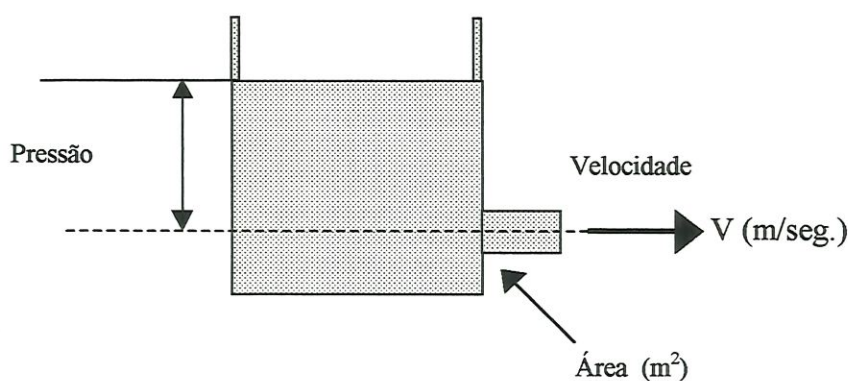


FIGURA 2.3 – Ilustração do cálculo de vazamento.

Onde:

$$\text{Velocidade} = C_d (2gP)^{1/2} \text{ (m/seg.)} \quad (2.8)$$

$$\text{Vazão} = A * C_d * P^{N1} \text{ (m}^3\text{/seg.)} \quad (2.9)$$

Onde: $N1 = 0.5$ - quando a área (furo ou trinca) do vazamento não varia com a pressão.

Exemplo: furos ou trincas de tubos f^of^o ou f^og^o, furos de PVC ou PAD.

$N1 = 1,15$ - valor médio obtido a partir de diversos experimentos realizados na Inglaterra, Japão, etc.

$N1 > 1,15$ - valor obtido em diversos experimentos para trinca de PAD e

PVC, podendo chegar a 2,5.

Os vazamentos com $N1 = 2,5$ afloraram a superfície rapidamente sendo logo rapidamente detectados e reparados. Portanto, para a maioria dos testes, o valor de $N1$ está entre 0,5 e 1,5.

Vale lembrar que o vazamento (visível e não visível ou inerente) varia em função da pressão e da variação ou não da área através da qual o vazamento ocorre. Para calcular a relação geral entre a pressão do ponto médio da subrede e as perdas físicas faz-se uso da seguinte expressão:

$$L_1 = L_0 (P_1/P_0)^{N1}. \quad (2.10)$$

Onde o L_0 é o volume das perdas físicas (m^3/h) sem variação da pressão média do sistema P_0 ; L_1 é o volume das perdas físicas sob alteração da pressão P_0 para P_1 .

CAPÍTULO 3

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

“ . . . metas de racionalização de uso, aumento da quantidade e melhoria da qualidade dos recursos hídricos disponíveis. . . ” são parte dos Planos de Recursos Hídricos.

Lei 9.433 Art. 7º - IV.

A pesquisa desenvolvida compreendeu trabalhos de campo e de simulação computacional, cujos materiais, bem como os métodos utilizados, são descritos neste capítulo.

3.1 – MATERIAIS:

3.1.1 – Uso de Laboratórios.

O estudo fez uso do laboratório de hidráulica para aferir os equipamentos de medidas campo. Os instrumentos utilizados foram: manômetro de peso morto da marca Haenni, Figura 3.1, medidor de vazão Conaut – modelo 474 e linhas pressurizadas de circuito fechado para aferição do medidor de vazão ultra-sônico. Já

no Laboratório de Simulação Numérica utilizou-se de dois microcomputadores, Pentium II 266, sendo um deles do tipo portátil (Toshiba Pentium II 266), conforme ilustrado na Figura 3.2, utilizado também para extrair as informações armazenadas no campo. Tais computadores receberam softwares como Fortran PowerStation 4.0, a biblioteca da NAG (Numerical Algorithm Group), Arc View 3.1, e planilhas eletrônicas.

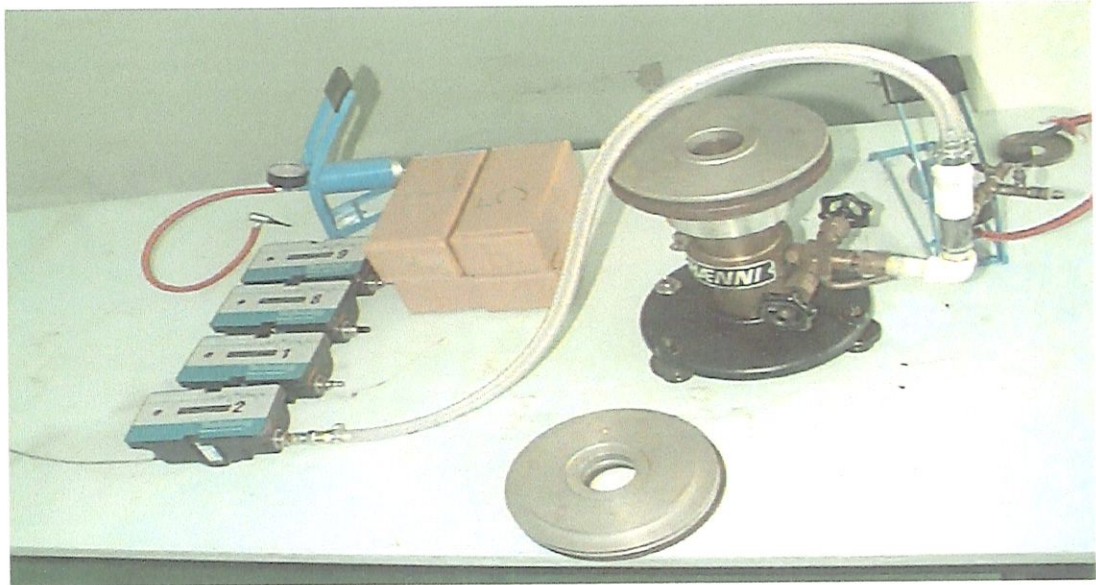


FIGURA 3.1 – Manômetro de peso morto utilizado para aferir os *data loggers*.



FIGURA 3.2 – Computador portátil utilizado para extração de dados armazenados em campo através de *data loggers*.

3.1.2 - Equipamentos utilizados em Campo.

A determinação dos parâmetros do modelo pressão x vazamento, abrangendo a etapa de detecção de vazamentos visíveis relativos ao subsetor em estudo para posterior reparo pela equipe do SAAE, e os testes de vazamentos noturnos, empregaram equipamentos para amplificar o som de vazamentos, como geofone mecânico, geofone eletrônico (*water leak detector* modelo *FD-10* da *Fuji Tecom*) e haste de escuta, como ilustra Figura 3.3. Para segurança pessoal, a equipe utilizou coletes luminosos e faroletes.

Os dados requeridos para a determinação dos parâmetros do modelo incluem leituras simultâneas de pressão e vazão. Para as medidas de pressão utilizaram-se oito medidores armazenadores de dados, do tipo *Metrolog NA Data Logger* da *Technolog*. A configuração e extração de dados dos *Metrolog NA Data Logger* foi realizada através de software específico, segundo os passos do Apêndice II. As medidas de vazão foram tomadas através de dois medidores ultra-sônicos não intrusivos modelo *Porta Flow 300* da *Micronics*, ilustrado na Figura 3.4, cuja configuração e extração de dados, também é realizada através de software específico, cujas rotinas de programação e transferência de dados são apresentada no Apêndice III.



FIGURA 3.3 – Geofone eletrônico e haste de escuta.

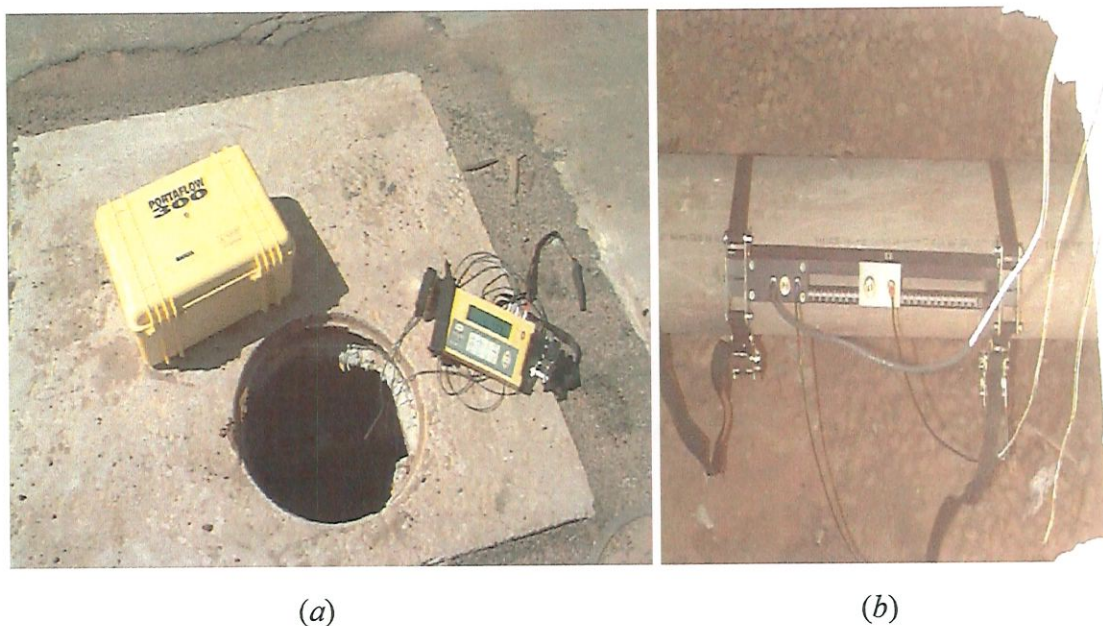


FIGURA 3.4 – Medidor de vazão ultra-sônico não intrusivo Modelo *Porta Flow 300* da *Micronics*. (a) receptor e armazenador dos sinais, (b) aparelho gerador dos sinais.

3.2 – MÉTODOS.

3.2.1 - Definição do(s) subsetor (es) alvo do estudo.

Após uma série de reuniões da equipe de trabalho do Departamento de Hidráulica da USP com os diretores e gerentes do SAAE - São Carlos, ficaram definidas como possíveis áreas de estudo, os setores comerciais 6, 7 e 8, tendo sido escolhido a Vila Prado, no setor 7, conforme Figura 3.5. Tais setores apresentam frequência elevada de denúncias de vazamentos, em comparação com outros setores, e podem ser facilmente isoláveis por possuírem registros e válvula redutora de pressão (VRP). Os bairros correspondentes aos setores mencionados são mostrados na Tabela 3.1.



FIGURA 3.5 – Setores possíveis de estudos da cidade de São Carlos - SP.
Fonte: SAAE – São Carlos, SP.

TABELA 3.1 – Relação dos bairros dos setores 6, 7 e 8 em estudo.

Setor 6	Setor 7	Setor 8
Vila Conceição	Vila Prado	Mirante de Bela Vista
Jardim Monte Carlo	Vila Bela Vista	Jardim Beatriz
Jardim Gonzaga	Vila Pelicano	Jardim Medeiros
Jardim Cruzeiro do Sul	Jardim Paulista	Vila Boa Vista
Vila Morumbi		Jardim das Torres
Jardim das Rosas		Cooperativa Habitacional Bicão
Jardim Santa Tereza		Vila Camem
Cooperativa Habitacional Belvedere		Jardim Botafogo
Vila Sônia		Recreio dos Bandeirantes II
Jardim Pacaembu		São Carlos VI – Conj. Habitacional
Santa Madre Cabrine		

3.2.2 – Isolamento do subsetor.

A análise da malha hidráulica dos bairros citados pelo grupo de trabalho da USP e Engenheiros do SAAE indicou o Jardim Monte Carlo, setor 6, dentre outros, apresenta uma certa homogeneidade de classe social, para início dos estudos por ser considerado uma área que apresenta elevada incidência de vazamentos ao longo dos

meses e ser facilmente isolável por possuir um único ponto de distribuição de água para o setor todo, dotado de VRP. Na Figura 3.6, a área do Jardim Monte Carlo é apresentada, com a respectiva numeração das quadras que a compõem.

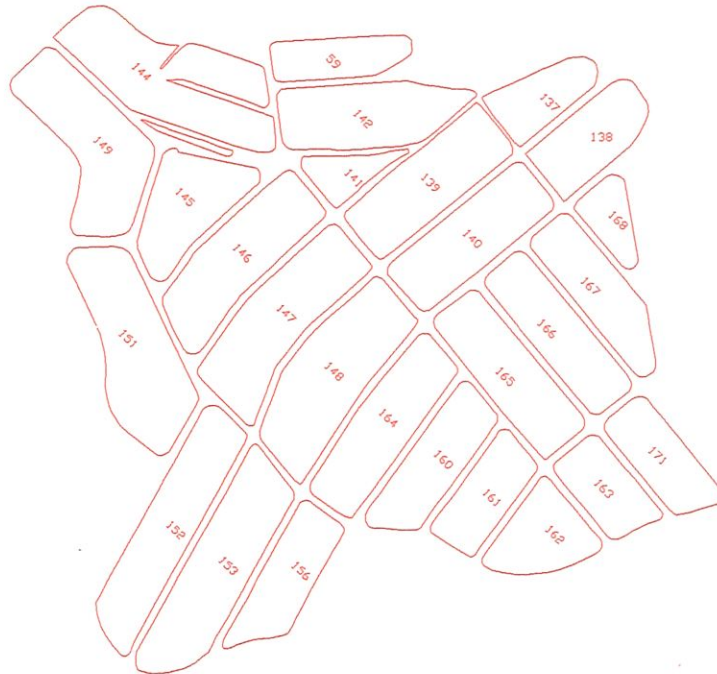


FIGURA 3.6 – Área de estudo do Jardim Monte Carlo.

3.2.3 – Caracterização do subsetor Jardim Monte Carlo.

3.2.3.1 – Levantamento de dados junto ao SAAE.

Vale lembrar que a presente pesquisa foi desenvolvida em parceria com o SAAE, como parte integrante do projeto FINEP intitulado “Controle Operacional e Avaliação de Perdas em Subsistema Urbano e Distribuição de Água”. Assim, o SAAE disponibilizou o cadastro de consumidores do Jardim Monte Carlo para análises e identificação do perfil dos consumidores locais, mapas digitais, e informação relativas a extensão da rede, número de ligações, número de economias, tipo de material da rede, diâmetros e dados de micromedição.

3.2.3.2 – Levantamento Sócioeconômico.

Identificou-se a necessidade de elaboração de um questionário específico a ser aplicado para avaliação da população local e do perfil sócioeconômico da mesma, com ênfase em aspectos reveladores dos hábitos de consumo de água, conforme indicação de KHADAM et al. (1991).

O questionário elaborado na forma de fichas a serem preenchidas pelos entrevistadores é apresentado no Anexo A.

3.2.3.3 – Amostragem para o levantamento Sócioeconômico do Jardim Monte Carlo.

Através do cadastro SAAE do número de ligações por quadra formulado pelo SAAE amostrou-se 20% (vinte por cento) delas, seguindo a distribuição proporcional por quadra, conforme Tabela 3.2, sendo que do total de 1.051 ligações residenciais foram amostradas 218. A amostragem nas quadras foi realizada aleatoriamente, e na impossibilidade de aplicação do questionário, por ausência de morador ou por outro motivo qualquer, os entrevistadores dirigiam-se para a casa da direita e assim sucessivamente.

TABELA 3.2 – Amostragem do levantamento Sócioeconômico – Jardim Monte Carlo

Quadras	N.º de Ligações	Amostragem (20% do n.º Ligações)
137	11	2
138	42	9
139	33	7
140	23	5
141	7	2
142	35	7
143	124	25
144	25	5
145	1	1
146	38	8
147	32	7
148	3	1
149	49	10
151	62	13
152	54	11
153	39	8
154	9	2
155	2	1
156	42	9
160	39	8
161	29	6
162	22	5
163	31	6
164	42	9
165	64	12
166	49	10
167	39	8
168	11	2
169	26	5
170	28	6
171	40	8
Total	1051	218

3.2.4 - Sistematização dos dados.

Atualmente há várias empresas de águas e saneamento implantando sistemas de geoprocessamento desenvolvidos com recursos do Banco Mundial. Entre elas a Empresa Baiana de Águas e Saneamento S.A. (Embasa) e o próprio SAAE de São Carlos, que está preparando sua base de dados para fazer uso desta ferramenta. O objetivo das mesmas é otimizar o planejamento e gerenciamento das ações operacionais e comerciais no que se refere ao abastecimento de água e esgotamento sanitário, visando a melhoria dos serviços. O sistema visa proporcionar a racionalização da operação, reduzindo o índice de perdas e promovendo distribuição eficaz da água, o que melhora o desempenho operacional e comercial da empresa, de acordo com a EMBASA (1999).

O presente trabalho fez uso de um SIG, software ArcView 3.1, para possibilitar que parâmetros relevantes do ponto de vista dos hábitos de consumo fossem representados espacialmente, bem como os cruzamentos entre tais parâmetros, através dos mapas temáticos.

Para a obtenção dos objetivos apontados, tomou por base o mapa digital do Jardim Monte Carlo, como arquivo de extensão dwg, em AutoCad 14, fornecido pelo SAAE.

Este “mapa” digitalizado, inicialmente apresentando as quadras do bairro, seus respectivos postes, e as cotas, foi transformado em arquivo dxf, para servir de entrada ao programa ArcView 3.1. A partir dos dados levantado espacialmente, uma série de mapas temáticos como o de distribuição populacional, consumo, renda, reservatórios residenciais foram construídos, visando o cruzamentos de tais informações. Além disso, os dados foram agrupados por quadra e inseridos como tabelas informativas das mesmas.

3.2.4.1 - Banco de Dados.

Para MEDEIROS & PIRES (1998) um banco de dados na maioria das vezes é denominado de base de dados, ou seja, é um conjunto de arquivos devidamente estruturado de acordo com os tópicos considerados relevantes, de maneira a facilitar a consulta.

A principal diferença de um banco de dados convencional e um banco de dados geográficos é que os dados estarão referenciados à localização das entidades. Por exemplo, um banco de dados tradicional presta-se à consulta do diâmetro, tipo de material e idade de uma determinada tubulação, enquanto o banco de dados geográfico possibilita que se consulte a profundidade, o comprimento da rede de um determinado diâmetro e o tipo de material.

Buscou-se elaborar um “banco de dados” prático e de simples manuseio, com ênfase nos aspectos sociais da área em estudo. Para isso os dados foram organizados em tabelas, em cujas colunas foram lançadas os atributos dos moradores locais. Estas tabelas foram montadas em planilha do Excel de campos numéricos e alfanuméricos e salva em arquivo de extensão DBF (dBASE IV), que faz interface com o Arc View 3.1.

3.2.5 – Avaliação das Perdas

3.2.5.1 – Índice de Perdas Obtido

Como já mencionado no Apêndice I, há diversas definições para índice de perdas. Entretanto, só se dispõe de informação para avaliação do índice de perda na distribuição (P_d), através da comparação entre o volume de água disponibilizado na entrada do setor e o volume total micromedido na área de influência do ponto de transferência, ambos relativos ao mesmo período. Tal índice pode ser calculado através da seguinte fórmula:

$$P_d = \left(\frac{P - U}{P} \right) * 100 \quad (3.1)$$

onde: Pd, em porcentagem, é determinado a partir dos dados observados de volume de água produzido (P) ou distribuído, ou seja, o volume de água que sai do reservatório para distribuição aos consumidores; volume de água utilizado (U) correspondem ao volume micromedido ou estimado.

3.2.5.2 – Micromedição do Subsetor.

A micromedição no SAAE de São Carlos é realizada através de armazenadores eletrônicos (*dataloggers*). Os dados das leituras são digitados e armazenados no computador, através de um programa específico que realiza os cálculos das tarifas a serem aplicadas. No entanto, frequentemente o acesso aos hidrômetros é dificultado por barreiras físicas (relógios não visíveis) ou problemas com animais domésticos, comuns em bairros afastados do centro. Nesses casos o leitorista digita o código representativo dos motivos pelo qual a leitura não foi realizada, de acordo com a Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Código de Leituras

01	Hidrômetro danificado (s/ ou c/leitura)
02	Cúpula riscada (s/ ou c/leitura)
03	Cavalete sem hidrômetro
04	Cúpula embaçada (s/ ou c/leitura)
05	Cavalete irregular (s/ ou c/leitura)
06	Prédio vago (s/ ou c/leitura)
07	Usuário ausente
08	Abrigo de hidrômetro trancado
09	Hidrômetro em aferição
10	Cachorro (s/ ou c/leitura)
11	Água cortada (s/ ou c/leitura)
12	Hidrômetro parado (s/ ou c/leitura)
13	Prédio demolido (s/ ou c/leitura)
14	Terreno (s/ ou c/leitura)
15	Não localizado na quadra
16	Hidrômetro ao contrário (s/ ou c/leitura)
17	Leitura fornecida pelo usuário
18	Construção parada (s/ ou c/leitura)
77	Substituição de hidrômetros (com leitura)

3.2.5.3 – Incidência Histórica de Vazamentos no Subsetor.

Para verificar a incidência de vazamentos e poder traçar uma estratégia de controle de vazamentos, dentre outras ações, tem-se que definir as áreas de maior suscetibilidade aos mesmos. Para tanto considerou-se os reparos efetivamente realizados como resposta às reclamações feitas pelos consumidores do bairro em questão. Estas áreas foram identificadas por georeferenciamento com base em dados de um ano, a fim de verificar a frequência de vazamentos.

3.2.5.4 – Geofonamento do Subsetor.

A equipe de trabalho da USP recebeu treinamento e ajuda dos técnicos do SAAE para geofonamento da área. Após a identificação dos possíveis vazamentos, foi elaborado um boletim e o qual foi encaminhado ao Departamento de Vazamentos do SAAE, para realização dos possíveis reparos.

3.2.5.5 – Testes de Vazamentos Noturnos.

Esta etapa do trabalho visou a análise das perdas físicas de água por vazamento, através das avaliações de consumo durante o período noturno. A observação dos gráficos de vazão de distribuição ao longo das 24 horas do dia, indicou consumo reduzido no período da 1:00 às 4:00 horas. Assim, assumiu-se que esse seria o período adequado para a realização dos testes noturnos de vazamentos.

Com base na topografia do terreno e no traçado da rede, foram selecionados pontos de natureza diversas: entrada do setor, críticos (por apresentar cota topográfica próxima e inferior da cota de entrada), médios (representativo da rede – altitude média do subsetor) e extremo (parte mais baixa do Jardim Monte Carlo) para aquisição de dados de pressão, como observado na Figura 3.7 e indicado na Tabela 3.4 a seguir. Observa-se que os medidores de pressão foram instalados em cavaletes de suporte do hidrômetro residencial com a anuência dos respectivos consumidores. Os cavaletes usados para medida foram dotados de “Te” para minimizar a interferência sobre a rotina dos consumidores, como ilustra a Figura 3.8.

Os experimentos consistiram em variar a pressão no setor através de manobras de fechamento gradual da válvula redutora de pressão (VRP), locada na entrada do setor. Os testes foram realizadas com o auxílio dos equipamentos de medição de vazão ultrassônico e oito registradores contínuos de pressão. Determina-se simultaneamente vazão na entrada e pressão nos referidos pontos do setor.

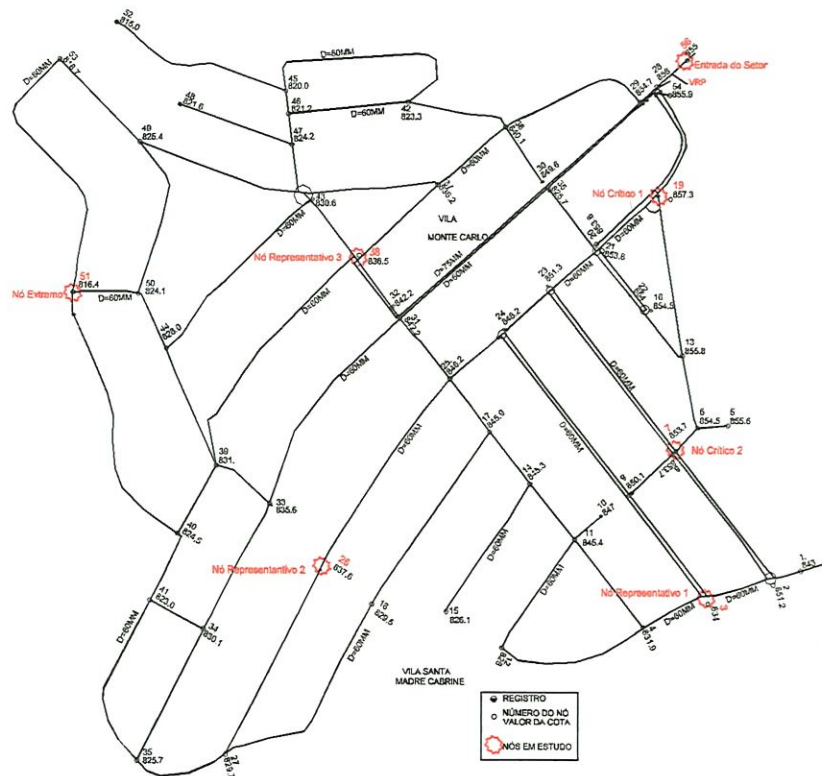


FIGURA 3.7 - Esquema da rede Monte Carlo e nós de estudo.

TABELA 3.4 Pontos escolhidos para aquisição de dados

NÓ	NATUREZA	LOCALIZAÇÃO -COTA (m)	MEDIDAS
56 a	Entrada do setor	antes da VRP (PV) - 855,0	Pressão
56 b	Entrada do setor	após a VRP (PV) - 855,0	Vazão e pressão
38	Representativo 1	CR** - 836,5	Pressão
57	Representativo 2	CR - 836,0	Pressão
26	Representativo 3	CR - 837,3	Pressão
19	Crítico 1	CR - 856,4	Pressão
7	Crítico 2	CR - 853,1	Pressão
51	Extremo	CR - 816,2	Pressão

* Poço de visita ; ** Cavalete residencial

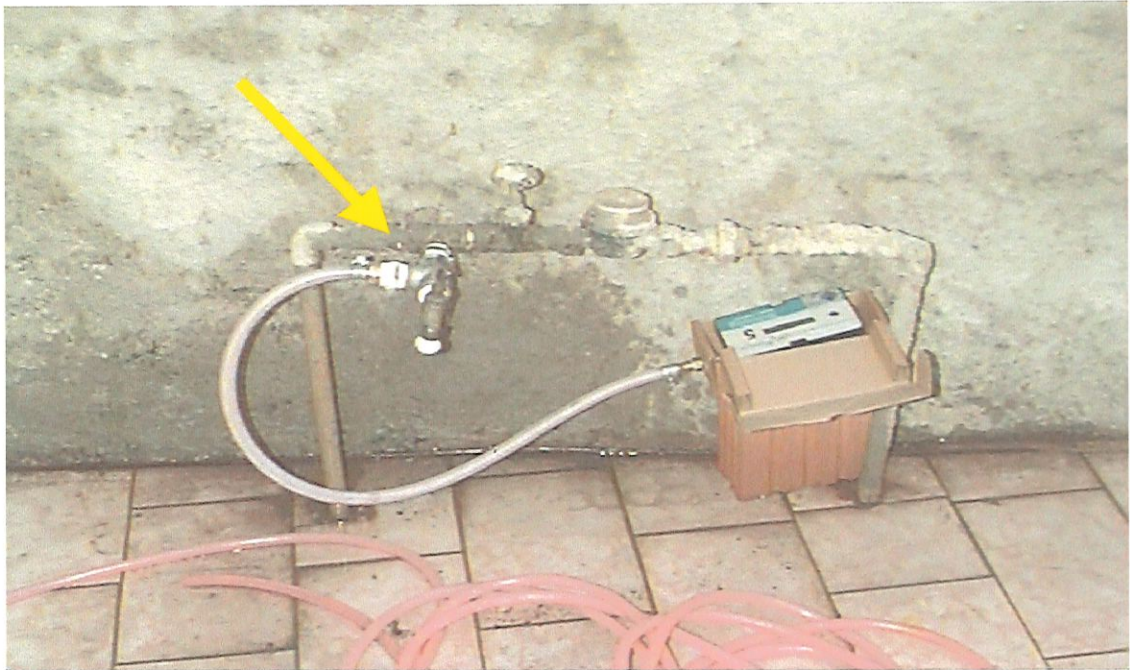


FIGURA 3.8 – Instalação típica do *data logger* para coleta de dados de pressão em ramais prediais

3.2.6 – Determinação dos Parâmetros do Modelo Pressão-Vazamento a Partir dos Resultados de Testes Noturnos.

Visando a determinação das relações entre pressão e vazamento para o setor, os dados foram obtidos de maneira a manter fixa a pressão na entrada do setor em quatro níveis, através da regulagem da válvula redutora de pressão (VRP) existente no local. A partir da VRP totalmente aberta, foram realizadas manobras de fechamento aproximado gradativo de $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, e $\frac{3}{4}$ e registradas simultaneamente as de vazão e pressão, na entrada do setor, e pressões nos pontos pré estabelecidos.

A literatura não fornece indicações claras quanto à metodologia para ajuste da relação pressão-vazamento, a partir de ensaios noturnos. Dessa maneira, neste trabalho foram testadas três aproximações para o problema. Os primeiros dois métodos foram baseados na variação de pressão obtida em pontos representativos da rede e o terceiro, fez uso de uma técnica de otimização por busca direta.

3.2.6.1 - Método 1 - Cálculos com base em pontos representativos da rede.

Na literatura encontram-se diversos trabalhos (GERMANOPOULOS & JOWITT (1989); JOWITT & XU (1990); REIS et al. (1997); GUELI & PEZZINGA (1998); VAIRAVAMOORTHY & LUMBERS (1998) visando a redução de perdas por vazamento em redes de abastecimento de água, através de VRPs. O sucesso depende do conhecimento de como as perdas se relacionam com a pressão de serviço na rede em estudo. Observa-se que os trabalhos mencionados fazem uso de um modelo do tipo pressão-vazamento, na forma:

$$L = a.lP^b \quad (3.2)$$

Sendo: L = vazamento em L/s, l = comprimento do trecho de rede considerado, em m, e P = carga de pressão média no trecho considerado, em mH₂O. Os parâmetros a e b foram tomados de experimentos conduzidos no Reino Unido, havendo necessidade de sua avaliação para as redes brasileiras.

Os vazamentos (visíveis, não visíveis ou inerentes) variam em função da pressão e área do orifício através da qual ocorrem. Assim, uma relação geral entre a pressão do ponto representativo da subrede e as perdas físicas pode ser escrita como:

$$L_1 = L_0 (P_1/P_0)^{N_1} \quad (3.3)$$

Sendo L_0 o volume das perdas físicas (m³/h), independente da variação na pressão média do sistema no período noturno, P_0 , e L_1 é o volume das perdas físicas sob a pressão P_1 .

As avaliações do parâmetro a empregam a equação 3.2, considerando pares de valores de vazamentos e pressões, permitindo escrever:

$$N_1 = \frac{\ln(L_1 / L_0)}{\ln(P_1 / P_0)} \quad (3.4)$$

Ainda, supondo-se que os vazamentos avaliados a partir de vazões na entrada do sistema durante as horas de consumo desprezível (período noturno) ocorram ao longo do comprimento total das tubulações dentro da sub-rede, o parâmetro α pode ser determinado, através da equação 3.2 em que b é considerado igual a NI , como:

$$\alpha = \frac{L_0}{P_0^{NI} l} \quad (3.5)$$

Esses cálculos podem ser feitos através de uma simples planilha, com base nos dados de campo obtidos.

3.2.6.2 - Método 2 - Cálculo com base nos pontos representativos por meio de ajuste de curva:

Tendo em vista que se dispõe de diversos pares de vazões e pressões para pontos representativos do sistema, os dois parâmetros, α e b , da equação 3.2, podem ser determinados através de ajuste de curva por mínimos quadrados, mantendo-se a suposição com respeito as perdas de água ao longo das tubulações.

3.2.6.3 - Método 3 - Busca Direta

Empregou-se também o método de busca univariada dos valores α e NI , para realizar a minimização dos quadrados dos desvios entre os valores de pressão e vazão observados em campo e simulados através de modelo hidráulico, em pontos estratégicos da rede e na entrada do setor, respectivamente. A função objetivo, FO_1 , utilizada inicialmente para a otimização pode ser expressa como:

$$FO_1 = \sum_{k=1}^C \left\{ w_H \cdot \sum_{i=1}^N \left[\frac{P_{simi} - P_{obsi}}{[\sum_{i=1}^N P_{obsi}] / N} \right]^2 + w_Q \cdot \sum_{j=1}^M \left[\frac{Q_{simj} - Q_{obsj}}{[\sum_{j=1}^M Q_{obsj}] / M} \right]^2 \right\}_k \quad (3.6)$$

sendo: P – carga de pressão (mH₂O)

Q – vazão (L/s)

N - conjunto de pontos de observação de valores de pressão

M - conjunto de pontos de observação de valores de vazão

C - número de condições permanentes obtidas para as diferentes modulações da VRP da entrada do setor.

w_H, w_Q – pesos atribuídos aos desvios de carga e vazão

sim, obs - denotam valores simulados e observados, respectivamente.

O problema de otimização pode então ser expresso como: $\min_{a,b} : FO_1$

O modelo empregado na simulação hidráulica da rede, nos moldes sugeridos por JOWITT E XU (1990), pressupõe uma relação pressão-vazamento cujos parâmetros pretende-se determinar. Este modelo desenvolvido emprega a fórmula universal com coeficiente de perda de carga geral para enquadrar hidraulicamente os diversos tipos de escoamento que podem ocorrer no período noturno. Os resultados mostraram, entretanto, que o melhor ajuste obtido para os parâmetros a e b tendiam a produzir valores para as vazões simuladas superiores aos observados em campo, fazendo supor que, em caso de consumo nulo, o vazamento simulado superior ao observado, para compensar os valores de rugosidade inferiores aos reais indo ao encontro dos valores de pressão observada. Dessa forma, foi introduzida a restrição:

$$Q_{sim_k} \leq Q_{obs_k} \quad (3.7)$$

Assim, a função objetivo modificada, FO_2 , incluindo uma penalidade sobre a violação desta restrição foi expressa na forma:

$$FO_2 = FO_1 + w_2 \cdot \sum_{k=1}^C [(Q_{sim} - Q_{obs})_k]^2, \text{ para } : Q_{sim_k} > Q_{obs_k} \quad (3.8)$$

Sendo k a condição permanente de pressão sob consideração e w_2 o peso atribuído pela violação da restrição. Com a escolha adequada de w_2 , são incentivadas as soluções com Q_{sim} menores que Q_{obs} no processo de otimização.

Apesar das vazões simuladas apresentarem valores inferiores às medidas reais correspondentes, os resultados obtidos pelos pesquisadores mostraram que o problema está mal condicionado. Como a vazão de distribuição é composta do consumo (propriamente dito e induzido) e dos vazamentos (distribuídos e localizados), é de esperar que as diferenças entre os valores observados e simulados (aproximadamente os vazamentos distribuídos) de vazões de entrada do setor durante o período noturno, $dif_k = (Q_{obs} - Q_{sim})_k$, sejam maiores para condições permanentes de pressões e vazamentos mais elevados. Tais diferenças explicariam a parcela relativa ao consumo (supostamente nulo) e os vazamentos localizados, que, embora obedeçam a leis diferentes, apresentam uma estreita relação com a pressão. Optou-se, portanto, pela introdução de uma nova restrição:

$$dif_k > dif_{k+1} \quad (3.9)$$

a qual modifica a função objetivo, FO_2 , com a inclusão de uma penalidade por não atendimento da mesma, obtendo-se a nova função FO_3 , na forma:

$$FO_3 = FO_2 + \sum_{k=1}^C [w_3 \cdot (dif_{k+1} - dif_k)^2; se : dif_k < dif_{k+1}] \quad (3.10)$$

Sendo w_3 o peso atribuído pela violação da restrição e as condições k enumeradas em ordem decrescente de pressões. Tais restrições visam compensar a falta de informações a respeito de eventuais perdas por vazamento localizadas no sistema.

3.2.6.3.1 - Modelo de Simulação Hidráulica da Rede.

Um modelo hidráulico da rede precisou ser empregado para avaliação dos valores simulados da função objetivo. O modelo sugerido por GERMANOPOULOS E JOWITT (1989) e JOWITT E XU (1990) parece ser a ferramenta adequada para as simulações, uma vez que inclui as perdas por vazamento explicitamente na formulação do problema. A partir da relação conhecida entre vazamento e pressão de serviço da rede, o problema é expresso através das equações de equilíbrio nos nós em função das cargas hidráulicas a serem calculadas (H_i) :

$$\sum_{j \in R_i} Q_{ij} + 0.5 \sum_{j \in R_i} Q_{S_{ij}} + C_i = 0; \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3.11)$$

sendo que: R_i representa os nós conectados a i , C_i a demanda do nó i , N é o número de nós com carga hidráulica desconhecida. Os reservatórios constituem nós de carga conhecida do sistema.

No citado modelo a equação de Hazen-Williams, que relaciona vazão, perda de carga e características do conduto, apesar de ser válida apenas para escoamento turbulento, foi utilizada devido a vantagem computacional:

$$Q_{ij} = \frac{\alpha CHW_{ij} D_{ij}^{2.63} \text{Sgn}(H_i - H_j) |H_i - H_j|^{0.54}}{L_{ij}^{0.54}} \quad (3.12)$$

onde : Q_{ij} representa a vazão(L/s), D_{ij} diâmetro do conduto(m), L_{ij} o comprimento do conduto (m) e CHW_{ij} o coeficiente de Hazen-Williams para o conduto que liga os nós i e j ; α , constante que depende das unidades utilizadas no problema (no caso 278,5) e $\text{Sign}(x)$ denota o sinal de (x) , portanto a relação vazão-perda de carga, pode ser expressa por:

$$Q_{ij} = R_{ij} \operatorname{Sgn}(H_i - H_j) |H_i - H_j|^{0.54} \quad (3.13)$$

onde : R_{ij} incorpora os termos independentes da equação de Hazen-Williams.

A relação não linear entre vazamento e a pressão de serviço foi aproximada pela seguinte função, obtida através de dados experimentais:

$$QS_{ij} = CL_{ij} L_{ij} (P_{ij})^{1.18} = RS_{ij} (P_{ij})^{1.18} \quad (3.14)$$

onde : QS_{ij} representa o vazamento do conduto (L/s), CL_{ij} é o coeficiente que relaciona vazamento por unidade de comprimento do conduto, de acordo com a pressão de serviço e das características do sistema (como idade do conduto, propriedades do solo, etc) em L/s.m; RS_{ij} é o parâmetro que representa o produto de CL_{ij} e L_{ij} ; e P_{ij} é a pressão média de serviço (mH₂O), que pode ser calculada por:

$$P_{ij} = 0,5[(H_i - G_i) + (H_j - G_j)] \quad (3.15)$$

onde : G_i representa a cota topográfica do nó i (m).

A resolução do modelo proposta por GERMANOPOULOS & JOWITT (1989) e JOWITT & XU (1990) utilizou técnica de linearizações sucessivas, apoiada na teoria linear .

De acordo com essa formulação as variáveis desconhecidas são as cargas hidráulicas H_i , enquanto os a dados inicialmente conhecidos são: as cargas hidráulicas nos nós correspondentes aos reservatórios, as demandas e cotas relativas aos nós, as características hidráulicas dos condutos da rede de distribuição (comprimento, diâmetro e coeficientes de atrito), e os parâmetros do modelo vazamento/pressão.

Como o modelo hidráulico aqui empregado visou a simulação do escoamento ocorrido durante a madrugada, caracterizado por pressões próximas à estática, julgou-se necessária a utilização da fórmula universal de perda de carga, em substituição à equação de Hazen-Williams (3.13), na forma:

$$\Delta H_{ij} = |H_i - H_j| = 0,0827 \frac{f_{ij} Q_{ij}^2 L_{ij}}{D_{ij}^5} \quad (3.16)$$

sendo f o fator de atrito que deve obedecer à expressão proposta por Swamee (1993), válida para os escoamentos, laminar, turbulento liso, de transição e turbulento rugoso, na forma:

$$f_{ij} = \left\{ \left(\frac{64}{Re y_{ij}} \right)^8 + 9,5 \left[\ln \left(\frac{\varepsilon_{ij}}{3,7 D_{ij}} + \frac{5,74}{Re y_{ij}^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{Re y_{ij}} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \quad (3.17)$$

sendo f o fator de atrito, $Re y_{ij}$ o número de Reynolds, ε_{ij} a rugosidade absoluta equivalente em (mm) e D_{ij} o diâmetro em (m) e os índices ij indicando que os parâmetros referem-se ao trecho que liga os nós i e j .

Dessa maneira, as equações (3.12) e (3.13) foram substituídas pelas expressões (3.18) e (3.19).

$$Q_{ij} = \left[\frac{g \pi^2 D_{ij}^5}{8 L_{ij}} \right]^{0,5} \cdot \frac{\beta}{f_{ij}^{0,5}} \cdot Sgn(H_i - H_j) |H_i - H_j|^{0,5} \quad (3.18)$$

sendo β a constante de unidade (no caso 1000).

$$Q_{ij} = R_{ij}' \cdot \frac{\beta}{f_{ij}^{0.5}} \text{Sgn}(H_i - H_j) |H_i - H_j|^{0.5} \quad (3.19)$$

sendo que R_{ij}' reúne os termos independentes da fórmula universal de perda de carga.

De maneira análoga, o modelo de simulação hidráulica deverá estar apto a receber valores diversos para os coeficientes C_l e N_l do modelo pressão x vazamento, durante as avaliações da função objetivo na busca. Assim, a equação (3.14) foi substituída por:

$$QS_{ij} = C_l L_{ij} (P_{ij})^{N_l} = RS_{ij} (P_{ij})^{N_l} \quad (3.20)$$

onde : QS_{ij} representa o vazamento no trecho ij ; C_l é o coeficiente que reflete vazamento por unidade de comprimento do conduto de acordo com a pressão de serviço e depende das características do sistema (como idade do conduto e propriedades do solo); RS_{ij} é o parâmetro que representa o produto de C_l e L_{ij} ; e P_{ij} é a pressão média de serviço.

3.2.6.3.2 - Método de Busca Utilizado.

No presente trabalho foi escolhido o método de busca direta univariada, sem otimizar o tamanho do passo, devido a sua simplicidade e facilidade de implementação computacional. De acordo com o método de busca univariada, os valores das variáveis de decisão evoluem da seguinte maneira :

$$X_{q+1} = X_q + \alpha_q S_q \quad (3.21)$$

onde S_q são vetores unitários de dimensão igual ao número de variáveis de decisão, que seguem a ordem cíclica : $S_1 = (1, 0, 0, \dots, 0)$; $S_2 = (0, 1, 0, \dots, 0)$, \dots , $S_n = (0, 0, 0, \dots, 1)$; $S_{n+1} = (1, 0, 0, \dots, 0)$, etc., e o α_q são os comprimentos positivos ou negativos dos passos, tais que o valor da função objetivo nos pontos X_{q+1} e X_q .

obedeça à seguinte relação: $F(X_{q+1}) < F(X_q)$, por tratar-se de um modelo de minimização.

Como se pode observar da equação 3.21, a busca se desenvolve considerando uma direção ou variável por vez. Aprimoramentos do método univariado simples são possíveis, dependendo do raciocínio usado para escolha de α_q , visando acelerar a convergência para o ótimo local.

É descrito a seguir o algoritmo de minimização utilizado (Fox, 1971), cujo fluxograma é esquematizado na Figura 3.9:

1. Determine se α_q deve ser positivo ou negativo. Em outras palavras, para uma determinada direção de busca S_q , verificar se α_q faz a função decrescer na direção positiva ou negativa do incremento da variável de decisão.
2. Considerar um passo de $\pm t$, onde t é múltiplo do passo previamente selecionado e calcula $F_t \cong F(X_q \pm t S_q)$.
3. Se F_t é menor que $F_q \cong F(X_q)$, então substituir F_q por F_t , aumentar t para o valor t_p (por exemplo, o dobro), e repita os passos 2 e 3. Caso contrário faça $X_{q+1} = X_q \pm t S_q$, onde t_p é o último valor “bem sucedido”. Escolha o próximo S_q e repita os passos 1, 2, e 3 para a nova direção.
4. Pare quando S_q não produzir melhoria no valor da função.

O diagrama de fluxo da Figura 3.9 possibilita uma visualização da versão do algoritmo de busca univariada adotado aqui. \underline{K} é um indicador que assume o valor zero, até que alguma direção do ciclo seja bem sucedida, reduzindo o valor da função, \underline{J} é um indicador que assume o valor zero, até que uma dada direção seja bem sucedida, \underline{E} é um número pequeno usado com um provável para avaliar a determinar a direção do decréscimo de \underline{E} , e t_o é o mínimo tamanho do passo a ser usado. Cada direção é investigada em $t_o, 2t_o, 4t_o$, etc. (Onde t_o é o tamanho do passo original), até a função começar a crescer. Então o último tamanho do passo bem sucedido é usado para calcular o novo X (isto é, X_{q+1}).

Apesar das muitas possíveis variações no sentido de melhorar o desempenho do algoritmo apresentado, a sua escolha priorizou o critério da simplicidade.

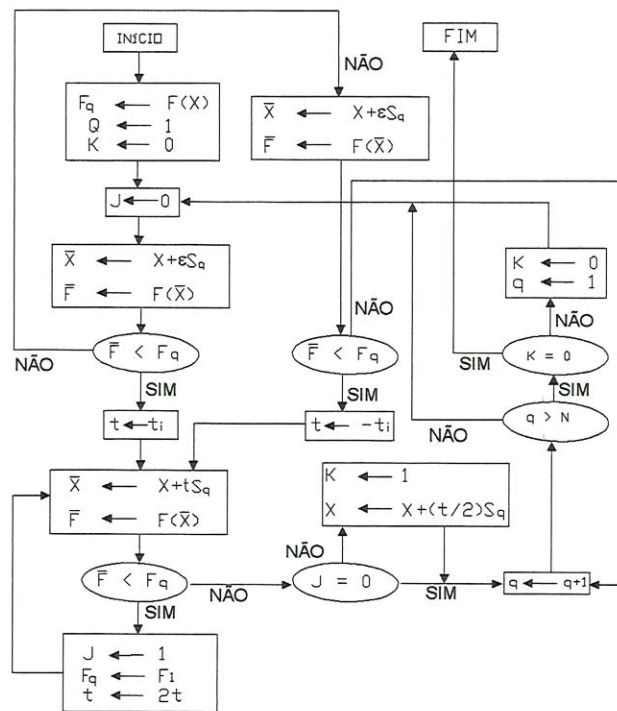
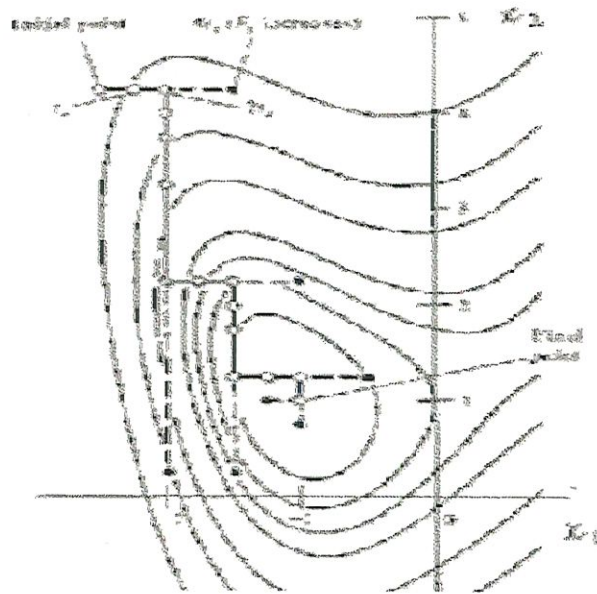


FIGURA 3.9 – Diagrama de fluxo do método de busca univariada (FOX, 1971)

O método de busca empregado no plano bidimensional para minimizar a função é ilustrado na Figura 3.10, onde os valores adotados para ponto inicial foram $(-2.5, 4.25)$, \underline{E} igual 0.0625, e t_0 0.25, respectivamente. Ressalta-se que, em geral, a eficiência de métodos como este decresce rapidamente com acréscimo na dimensionalidade.

FIGURA 3.10 - Método de Aplicação para F_3 .

Teoricamente, qualquer função com derivada contínua pode ser minimizada pelo método univariado. Entretanto há funções sem derivadas para as quais a versão mais precisa do método pode falhar. Esta situação é rerepresentada na Figura 3.11 onde se observa uma função hipotética com arestas.

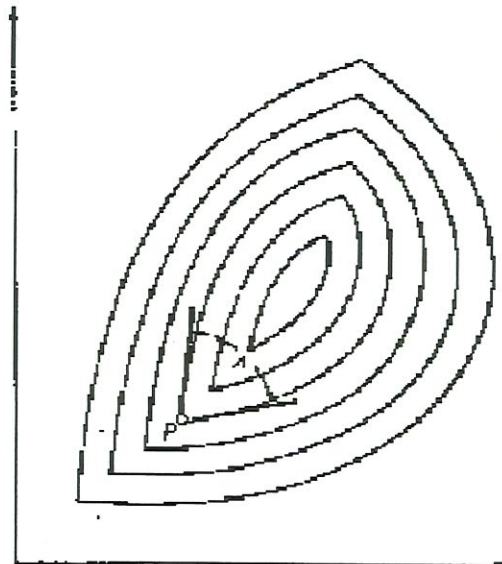


FIGURA 3.11 - Função hipotética com arestas

No ponto \underline{P} nenhuma das direções univariadas reduzem o valor da função objetivo. De fato, somente as direções dentro do setor \underline{A} são minimizantes.

Algumas aproximações são possíveis para contornar tal dificuldade, mas elas são na maioria das vezes métodos de busca heurísticos especiais dependentes do problema em mãos.

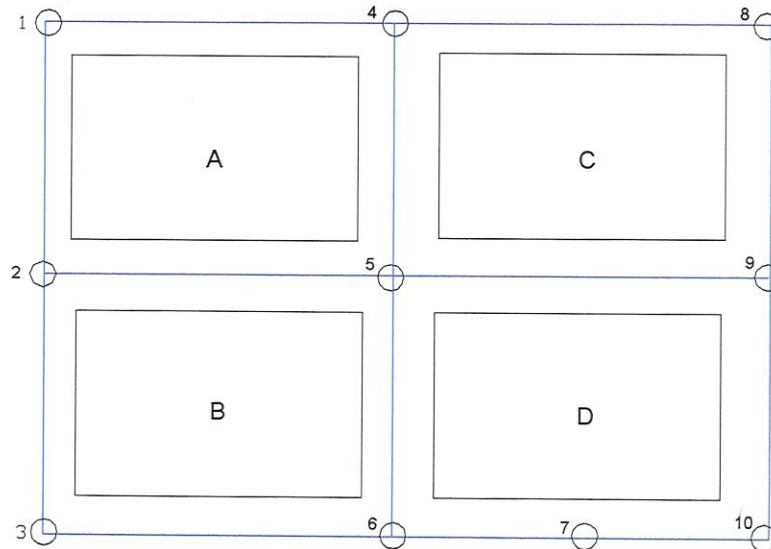
3.2.6.3.3 – Programação computacional.

O programa computacional utilizado, denominado UNIVAR-MC.FOR, constante do Anexo B, foi codificado em Fortran, de maneira a implementar a rotina de busca já descrita, cuja função objetivo requereu a avaliação hidráulica da rede. Foram utilizadas rotinas de avaliação hidráulica disponíveis (REIS, et al, 1997), que fazem uso de rotinas da biblioteca NAG.

Como se pode observar no Anexo B, o programa principal implementa a busca univariada, que por sua vez requer avaliação da função objetivo através da sub-rotina EFE, a qual chama as subrotinas de avaliação hidráulica.

Como dados de entrada para o programa computacional, foram construídos dois arquivos, apresentados no Anexo B. O primeiro, chamado UNIVAR-1-MC.dat, fornecia as informações básicas da rede, tais como comprimentos, diâmetros, carga hidráulica, rugosidade dos condutos, cotas e demandas relativas aos nós da rede considerada.

Observa-se que as demandas nos nós foram avaliadas a partir de dados de consumos mensais relativos às quadras de acordo com os registros de SAAE - São Carlos, para o mês de agosto. Computou-se dessa maneira o consumo médio de cada quadra em termos de vazão e, através das áreas de influência de cada nó, foi avaliada uma proporcionalidade das vazões contribuintes com as demandas atribuídas aos mesmos. Um exemplo dessa sistemática é apresentado com base no esquema da Figura 3.12. Considerando C como consumo médio da quadra e D , a demanda de cada nó.



Como exemplo são tomados os nós 5 e 7:

$$D_5 = \frac{1}{4}C_A + \frac{1}{4}C_B + \frac{1}{4}C_C + \frac{1}{5}C_D \quad \text{e} \quad D_7 = \frac{1}{5}C_D$$

Figura 3.12 – Rede ilustrativa para estimativas de demandas nos nós.

O segundo arquivo de dados, UNIVAR2.dat, foi constituído de maneira a trabalhar com as informações de pressão (mH₂O), vazão (L/s), número nós, trechos e erro admissível na avaliação dos vazamentos.

3.3 – Verificação do modelo pressão x vazamento.

Para verificação dos parâmetros dos modelos pressão x vazamento obtidos, simulações foram realizadas empregando-se dados de campo relativos a condições características de demanda de pico, média e mínima do sistema em estudo.

O programa computacional utilizado requereu para cada conjunto de dados, determinados como padrão de consumo, fosse atribuído um fator multiplicativo para a demanda dos nós do sistema, uma vez que a vazão distribuída (observada na

entrada do setor) é composta da demanda e dos vazamentos. Houve, portanto, a necessidade de criar uma rotina de avaliação desse fator para cada padrão considerado. A rotina consiste de uma sistemática de avaliações sucessivas do fator multiplicativo, conforme indica o fluxograma da Figura 3.13, a partir de uma primeira aproximação para o mesmo, ou seja, supondo nulo o vazamento.

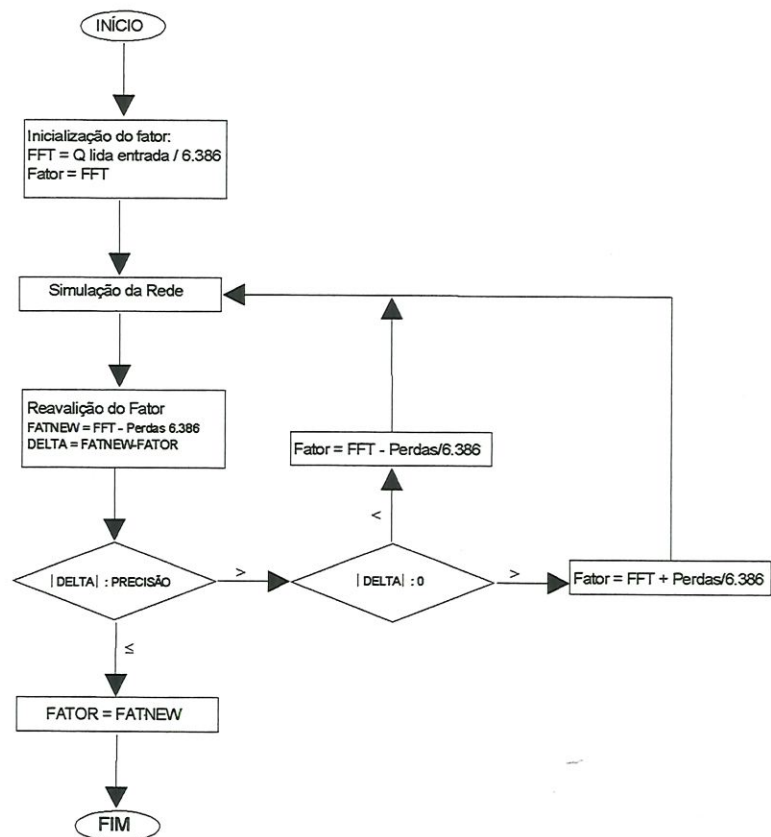


FIGURA 3.13 - Fluxograma da rotina de determinação do fator demanda a partir da vazão total

CAPÍTULO 4

4 - RESULTADOS

“ Sejam líderes para o desenvolvimento de projetos sobre a água, meio ambiente e vida! Todos podemos colaborar na proteção da qualidade e do suprimento dos Recursos Hídricos: apliquemos os critérios integrados para o desenvolvimento, gerenciamento e uso dos Recursos Hídricos.”

(Agenda 21 – capítulo 28)

Os resultados desta pesquisa podem ser subdivididos naqueles obtidos através dos levantamentos, junto aos registros do SAAE, da CPFL e em campo, e das simulações hidráulicas da rede, via computador. A seguir, são indicados os principais resultados obtidos durante as diversas fases do trabalho.

4.1 – Levantamento preliminar junto ao SAAE.

As atividades de pesquisa iniciaram-se com o levantamento de informações básicas do setor estudado. Através de cadastro do próprio SAAE e visitas à área, verificou-se que o Jardim Monte Carlo é tipicamente residencial com uma população de aproximadamente de 5.065 habitantes. A rede de distribuição de água para caracteriza-se por ter uma extensão de 9.173 metros (dado avaliado com base em

mapa em escala 1:2000) , com tubulações de ferro fundido e policloroto de vinila (PVC) e um total de 1.051 ligações/economias, em junho de 1999.

Esta subrede é abastecida pelo reservatório denominado Cruzeiro do Sul, constituído de duas unidades. A unidade elevada, que efetivamente abastece o bairro, possui capacidade de armazenamento de 200 m³ , altura interna de 8 m e diâmetro interno 5,75 m, sendo o nível d'água interno máximo de 7,64 m, com cota de fundo 878,38 m. A unidade enterrada possui 700 m³ de capacidade, altura interna de 3,63 m, como dimensões internas 22,62 x 15,52 m, altura d'água interna máxima de 2,97 m. Esse reservatório é abastecido pelo poço Cruzeiro do Sul com uma capacidade de exploração de 120 m³/h.

4.2 – Levantamento Sócioeconômico.

Conforme metodologia de KHADAM et al. (1991), elaborou-se um questionário específico que foi aplicado para avaliação do perfil sócioeconômico do setor, dando ênfase a aspectos reveladores do ponto de vista dos hábitos de consumo de água. A seguir será apresentada a Tabela 4.1, que contempla parte das informações para cada quadra do Jardim Monte Carlo, área do estudo. Além da tabela serão apresentadas, na seqüência, outras informações que dizem respeito ao comportamento de consumo do bairro.

TABELA 4.1 - Dados do Setor Monte Carlo / São Carlos (maio e junho/1999)

Quadra	Número de ligações	Habitantes (1)	Consumo médio m ³ /mês (por ligação) (2)	Consumo per capita micromedido L/hab/d (3)	Renda familiar (Salários mínimos) (4)	Dias de maior frequência de uso d'água (5)
137	11	53	14.44	99.90	4.50	2ª e 6ª feiras
138	42	203	19.26	132.83	3.80	2ª,4ª,5ª,6ª feira e Sábado
139	33	159	19.44	134.49	4.90	2ª, 6ª feira e Sábado
140	23	111	15.05	103.95	4.30	2ª,3ª,5ª e Sábado
141	7	34	16.79	115.23	5.00	2ª e Sábado
142	35	169	13.61	93.95	6.00	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
143	124	598	22.37	154.62	3.50	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
144	25	121	15.65	107.78	4.60	2ª,4ª,5ª,6ª feira
145	1	0	566.33	-	*ESCOLA	
146	38	183	12.78	88.46	6.45	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
147	32	154	14.27	98.84	5.10	2ª, 4ª e Sábado
148	3	14	25.00	178.57	2.00	2ª e Sábado
149	49	236	18.47	127.83	4.40	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
151	62	299	17.42	120.41	4.90	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
152	54	261	15.20	104.83	5.20	2ª, 3ª, 6ª feira e Sábado
153	39	188	16.95	117.21	5.60	2ª, 4ª, 6ª feira e Sábado
154	9	43	10.17	70.95	5.15	3ª, 5ª e Sábado
155	2	10	6.00	40.00	10.0	2ª,3ª,4ª,5ª,6ª feira e Sábado
156	42	203	12.87	88.76	4.10	2ª, 4ª,6ª feira e Sábado
160	39	188	16.19	111.95	3.60	2ª e 6ª feira
161	29	140	15.62	107.85	3.80	2ª, 4ª e 6ª feira
162	22	106	15.07	104.26	4.20	2ª,4ª,6ª feira
163	31	150	17.98	123.86	4.10	2ª, 6ª feira
164	42	203	17.88	123.31	4.20	2ª,4ª,6ª feira
165	64	309	13.87	95.76	4.10	2ª,4ª,5ª,6ª feira
166	49	236	16.68	115.44	4.70	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
167	39	188	14.09	97.43	4.40	2ª,4ª,6ª feira e Sábado
168	11	53	15.77	109.10	2.10	2ª e 6ª feira
169	26	125	14.15	98.11	4.70	2ª,3ª e Sábado
170	28	135	13.88	95.96	4.00	2ª, 4ª, 6ª feira
171	40	193	14.61	100.93	4.80	2ª, 3ª, 6ª feira e Sábado
Total	1051	5065	Média = 15.25	Média = 75	Méd=3.30	2ª,4ª,6ª feira e Sábado

(*) consumidor especial do bairro

(1) A estimativa do número de habitantes por quadra foi feita da seguinte maneira: foi avaliado o número médio de habitantes por residência para o bairro; assim, o número de indivíduos de cada quadra, foi obtido multiplicando-se o referido número médio de habitantes pelo número de ligações da respectiva quadra. Tomando-se como exemplo a quadra 137, onde verificaram-se 11 ligações, a população estimada foi de 53 pessoas. O mesmo procedimento foi realizado para as demais quadras.

- (2) Para determinar o consumo médio por ligação nas respectivas quadras levou-se em consideração dados de seis meses de consumo. Os dados fornecidos pelo SAAE na forma de banco de dados, no padrão ACCESS, referentes ao período de junho a novembro de 1999. Para a avaliação do consumo médio por ligação foram considerados somente os dados de consumo referentes a leituras efetivamente realizadas, descartando os dados obtidos de outras maneiras (estimativas com base em leituras anteriores, leituras informadas por telefone, etc.). Os consumos médios da coluna (2), assim obtidos foram adotados como representativos das quadras.
- (3) Para obter o consumo per capita efetivamente micromedido por quadra, foram utilizadas as informações das colunas (1) e (2), de forma que: $(3)=(2)/(1) \times \text{número de ligações da quadra} \times (1000/30)$.
- (4) O questionário aplicado no setor revelou uma renda familiar, média de 3,3 salários mínimos, que correspondem a aproximadamente R\$ 449,00, uma vez que o salário mínimo (SM) é de R\$136,00 reais ou \$75,00 dólares, relativos a janeiro de 2000. Observa-se que em conformidade com os dados da IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), relativas ao ano de 1997, a renda familiar média anual do Estado de São Paulo e do Brasil era em torno de R\$ 735,16 (5,83 salários mínimos da época) e R\$ 451,08 (3,58 salários mínimos da época, cujo valor era de R\$126,00), respectivamente, sendo esse último valor da ordem do obtido para o Jardim Monte Carlo.
- (5) Procurou-se identificar também os dias da semana em que os moradores costumam lavar roupas, áreas externas e carros. Apesar das informações pouco detalhadas em (5), pode-se constatar uma maior concentração dessas atividades às segundas, quartas, sextas-feiras e Sábado, como indicado no diagrama da Figura 4.1.

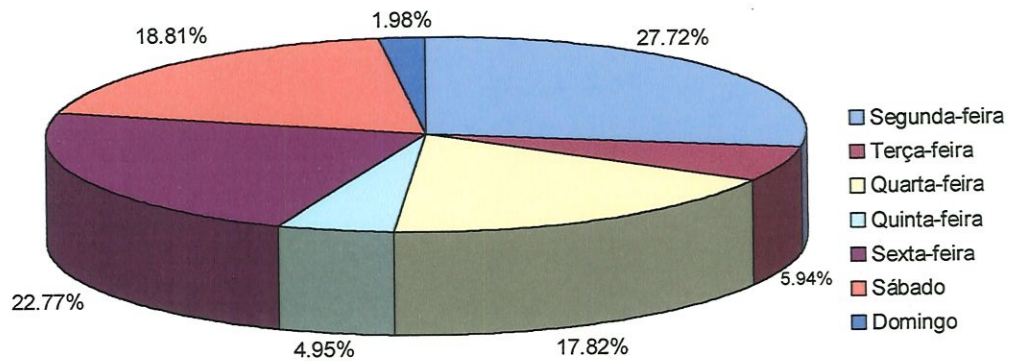


FIGURA 4.1 – Dias de maior frequência de consumo d'água em função dos hábitos dos usuários.

Ainda através do levantamento realizado, pode-se observar que o setor é totalmente abastecido por rede de água e esgoto e a coleta de lixo também é realizada em 100% da área em dias alternados.

As reclamações do setor em relação ao serviço prestado pelo SAAE, foram extraídas de 218 entrevistados. Deste total 14,24% acha o custo do serviço elevado, 6,02% menciona a falta de água principalmente nos finais de semana, 5,10% diz disseram que a pressão da água está baixa, 3,62% reclamou da taxa do lixo embutida na conta de água, 2,74% queixa do atendimento demorado em caso da necessidade de reparos, 2,28% aponta a demora em concertar e limpar as ruas, uma vez quebradas para reparos de vazamentos, 1% acha o esgoto com mal cheiro e presença de insetos, 1% acredita ter muito cloro na água. Apesar destas reclamações 64,00% dos moradores aprova o sistema e os serviços realizados pelo SAAE.

4.3 – Análise do Consumidor Especial do Jardim Monte Carlo.

A presente análise considera consumidor especial aquele que consome uma quantidade de água superior a 100 m³/mês. Com base nas micromedições realizadas pelo SAAE. Assim, o único consumidor que ultrapassa este volume é a escola E.E.Dona Aracy Leite Pereira Lopes, localizada na Travessa Francisco Parrota s/n – Jardim Monte Carlo.

Para efeito de avaliação foram tomadas leituras de consumo de hora em hora durante um período de atividade escolar, ou seja, das 6:00 as 23:00h. A Tabela 4.2 a seguir apresenta as leituras realizadas em um dia de consumo típico.

TABELA 4.2 – Leituras de consumo – Escola E.E.Dona Aracy Leite Lopes.

HORAS	LEITURA	Consumo (m ³ /h)
6:00	1596,37	0
7:00	1596,45	0,08
8:00	1596,46	0,01
9:00	1596,54	0,08
10:00	1597,65	1,11
11:00	1598,8	1,15
12:00	1598,84	0,04
13:00	1599,54	0,7
14:00	1599,68	0,14
15:00	1599,91	0,23
16:00	1600,66	0,75
17:00	1601,54	0,88
18:00	1602,23	0,69
19:00	1603,15	0,92
20:00	1603,98	0,83
21:00	1604,87	0,89
22:00	1605,56	0,69
23:00	1605,84	0,28
TOTAL		9,47

4.4 - Cálculo de Consumo de Energia Elétrica e Água do Jardim Monte Carlo.

A fim de verificar a existência de uma relação direta do consumo de energia elétrica com o consumo de água para o bairro, levantou-se através do questionário sócioeconômico, mais precisamente nos itens 13 e 14, os valores pagos em reais pela

água e energia consumidas no mesmo período mensal, no caso, referente a maio de 1999. Diante desses valores, as companhias distribuidoras de água e energia, o SAAE e a CPFL, foram consultadas para que se pudesse obter a Tabela de custo em função do consumo em m³ e kwh. As informações básicas empregadas nos cálculos são mostrados a seguir.

Para a energia com categoria de consumo residencial, as faixas de consumo e os respectivos custos unitários (junho/1999) são apresentados na Tabela 4.3.

TABELA 4.3 – Custo da Energia em kwh (junho/1999).

Faixa de consumo (kwh)	Custo Unitário (R\$/kwh)	Custo Total (R\$) (incluído o ICMS)
0 a 30	0,06251	2,13
31 a 100	0,10717	até 10,66
101 a 200	0,16073	até 28,92
Acima 200	0,17859	Acima de 28,92

Na primeira faixa de consumo, caso o consumidor não tenha atingido o consumo mínimo de 30 kwh, o mesmo paga pelos 30 kwh/mês, como consumo mínimo, determinado pela Portaria DNAEE n.º 466, artigo 43.

Sobre o custo da tarifa a ser paga, incide o Imposto sobre Circulação de Mercadoria (ICMS), de forma que o custo total a ser pago (CT) em R\$ é calculado segundo a fórmula:

$$CT = \frac{100 \times T}{(100 - A)} \quad (4.1)$$

sendo T o valor da tarifa, calculado como o produto do custo, em R\$/kwh, pelo consumo do período em kwh (respeitada a restrição de tarifa mínima), e A a alíquota do ICMS, variável com o consumo. Neste caso, para um consumo residencial de até 200 kwh/mês a alíquota é de 12 e acima disso é de 25.

Assim, na última coluna da Tabela 4.3 são apresentados os valores limites para as diversas faixas de consumo, exceção feita para a primeira faixa, que

corresponde a um custo fixo. Portanto, para obtenção do consumo de energia elétrica em kwh, a partir de determinado valor pago pelo consumidor, procede-se da seguinte forma:

- com base no valor pago, identifica-se a faixa de consumo (coluna 3 da Tabela 4.3);
- sabe-se, portanto, qual é a alíquota relativa ao ICMS e, substituindo-se tais valores na equação (4.1), obtém-se a tarifa T correspondente;
- a tarifa para consumo na faixa acima de 200 kwh seria resultado do seguinte produto:

$$(\text{Custo}_1 \times 30) + (\text{Custo}_2 \times 70) + (\text{Custo}_3 \times 100) + (\text{Custo}_4 \times W) \quad (4.2)$$

Sendo Custo_i o custo unitário do consumo na faixa i , e W o consumo (kwh) na faixa 4. Raciocínio semelhante é empregado para cálculos nas outras faixas de consumo.

Tomando-se um exemplo onde o entrevistado informou que o valor de sua conta de energia é de R\$ 26.00, o uso da equação (4.1) conduz a um valor de tarifa de R\$ 22.88, sendo, portanto o ICMS de R\$ 3.12, e o consumo correspondente de 184 kwh/mês.

Felizmente não se verificaram consumos na primeira faixa, o que comprometeria as informações, uma vez que as estimativas de consumo nessa categoria serão inviáveis.

O SAAE arrecada do consumidor, como pagamento pelos serviços de fornecimento de água e destinação do esgoto, de acordo com a faixa de consumo em que se situa, conforme informações disponíveis na Tabela 4.4.

TABELA 4.4- Custos (R\$/m³) para as diversas faixas de consumo (dez/1999).

Faixa de Consumo (m ³)	Água (R\$/m ³)	Esgoto (R\$/m ³)	Total (R\$/m ³)
0 a 10	0,35	0,24	0,59
11 a 14	0,56	0,39	0,95
15 a 24	0,83	0,58	1,41
25 a 39	1,13	0,79	1,92
40 a 59	1,33	0,93	2,26
60 a 99	1,52	1,06	2,58
100 a	1,75	1,23	2,98

A busca de consumo de água m³, a partir do custo (R\$), é realizado de maneira semelhante àquela estabelecida para energia elétrica.

Na Figura 4.2 é sugerido o ajuste por polinômio de 2º grau como uma tentativa de estabelecer uma relação funcional entre os consumos de energia elétrica em (kwh) e consumo de água em (m³).

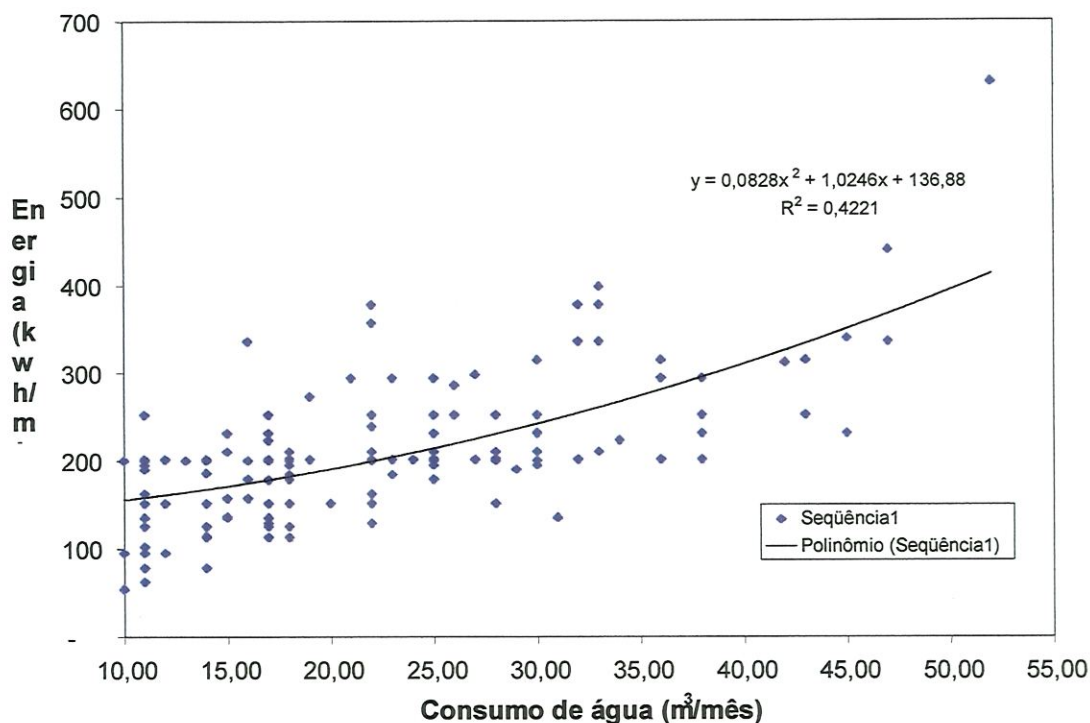


FIGURA 4.2 - Gráfico da curva de ajuste do consumo de energia (kwh/mês) versus consumo de água em (m³/mês).

Como os coeficientes de correlação limitam-se ao intervalo de -1 a $+1$, dependendo unicamente do valor de r , valores de r próximos de $+1$ denotam uma forte correlação positiva e próximos de $+0$, uma fraca correlação positiva. No presente levantamento as duas séries de consumo de energia e água apresentam um valor de $r = 0.649$, que sugere uma tendência de correlação positiva do consumo de energia com o consumo de água. Nos pontos onde tem-se um consumo de energia muito além do consumo de água, sugere-se, ligação clandestina ou algum problema técnico no hidrômetro.

A rigor a curva média deveria ter sido estabelecido, com base no confronto dessas duas informações para períodos (meses, por exemplo) representativas das diversas estações do ano.

4.5 – Geofonamento do Jardim Monte Carlo.

Durante o geofonamento do Jardim Monte Carlo, foi percorrida toda a extensão da rede (9.173 metros). Essa atividade foi desenvolvida ao longo de uma semana, contando com a presença de um engenheiro e um técnico do SAAE e três engenheiros da equipe da USP, durante a qual foram detectados os pontos com possíveis vazamentos, relacionados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Relação dos pontos com possíveis vazamentos - Jardim Monte Carlo.

Ponto	Indício	Local
1	Esgoto quebrado	R: Manoel Wenzel (final)
2	Vazamento	R: Geraldo Bretas, 601
3	Vazamento na calçada	Av: Papa Paulo VI , 1460
4	Vazamento no Registro	Av: Cesare, 253
5	Vazamento pé do cavalete	Av: Cesare, 68
6	Vazamento	Av: Cesare, 45
7	Vazamento	Av: Cesare, 17
8	Hidrômetro quebrado	R: Rodolpho M. Parrota, 386
9	Vazamento	R: Geraldo Bretas, 134 (Prolongamento)
10	Vazamento	R: Mário Versola (Antiga rua 2), 89
11	Vazamento	R: Geraldo Bretas, 85 (Prolongamento)
12	Vazamento	Av. Álvaro Câmara, 305
13	Vazamento na rede	R: Madri Cabrini, 40

Tal relação de vazamentos a serem confirmados e reparados foi entregue ao departamento competente do SAAE. As Figuras 4.3 e 4.4 mostram o trabalho de inspeção da rede, realizada pela equipe, e as figuras 4.5 e 4.6 ilustram vazamentos tipicamente detectáveis através dos equipamentos empregados.



FIGURA 4.3 – Aparelho geofone modelo *FD-10* da *Fuji Tecom* utilizado para geofonar o setor Jardim Monte Carlo.



FIGURA 4.4 – Haste de escuta utilizada para identificar vazamentos no pé do cavalete de suporte do hidrômetro residencial.



FIGURA 4.5 – Vazamento na rede do Jardim Monte Carlo (Tê de 2”).



FIGURA 4.6 – Vazamento em ramal predial do Jardim Monte Carlo.

4.6 – Estudo de Incidência de Vazamentos.

As ocorrências de vazamentos verificadas no período de janeiro a dezembro de 1998 foram obtidas através de consulta aos boletos de campo do Departamento de Vazamentos do SAAE. A Tabela 4.6 reuni informações sobre os vazamentos efetivamente reparados durante o período.

TABELA 4.6 – Vazamentos Efetivamente Reparados no Jd. Monte Carlo em 1998.

Assunto	Data Chamado (mês/dia/ano)	Solicitante	Endereço	Número
Vazamento no Ramal	1/6/98	Sandra	Rua Giovanni Vassolo	340
Vazamento no Ramal	1/9/98	Marli Ap. Franca	Rua Giovani Vassolo	365
Vazamento no Ramal	1/12/98	Vitória	Rua 04	105
Vazamento no Ramal	2/3/98	Marcelino Ananias	Rua Mário Verzola	46
Vazamento no Ramal	3/9/98	Alessandra	Rua Francisco Parrota	165
Vazamento no Ramal	3/11/98	Marcelino Ananias	Rua Mário Verzola	46
Vazamento de Rede	5/11/98	Francisco Souto	Rua Geraldo Bretas	81
Vazamento de Rede	5/11/98	Usuário	Rua 03	21
Vazamento no Ramal	6/11/98	Usuário	Rua 03	45
Vazamento de Rede	7/9/98	Usuário	Rua Geraldo Bretas	420
Vazamento no Ramal	8/4/98	Usuário	Rua 04	60
Vazamento no Ramal	10/11/98	Geraldo do N. Ferraz	Rua José Scalla	150
Vazamento no Ramal	12/3/98	Lucilvane	Rua 04	76
Vazamento de Rede	12/3/98	Aparecido	Avenida Álvaro Câmara	204
Vazamento no Ramal	12/8/98	Luciovane	Rua 04	100
Vazamento no Ramal	06/07/98	Manoel Franco	Rua 03	69
Vazamento no Ramal	13/11/98	Carlos R. Gigliote	Rua Geraldo Bretas	290
Vazamento de Rede	14/09/98	Escola A. P. Lopes	Rua Francisco Parrota	
Vazamento de Rede	14/09/98	Donato	Rua 01	87
Vazamento no Ramal	14/09/98	Orlando D. Batista	Rua Giovani Vassolo	365
Vazamento de Rede	14/11/98	Cleonice	Travessa Tarcisio de Oliveira	63
Vazamento no Ramal	15/09/98	Célia Aparecida	Rua Cezar Brigante	1206
Vazamento no Ramal	16/04/98	Ivania	Rua Hércules Saches	296
Vazamento no Ramal	16/11/98	Donizete	Rua Mário Verzola	126
Vazamento no Ramal	17/04/98	Ronaldo Aparecido	Rua Geraldo Bretas	256
Vazamento no Ramal	17/09/98	Antônio Nunes	Rua Rodolfo Messegier	218
Vazamento de Rede	19/11/98	Thomas Vespa	Travessa 05	60
Vazamento de Rede	20/11/98	Francisco S. Sobrinho	Rua Geraldo Bretas	81
Vazamento no Ramal	21/11/98	Francisco	Rua Geraldo Bretas	290
Vazamento de Rede	22/06/99	Usuário	Rua Geovane Vassouro	85
Vazamento de Rede	22/09/98	José Antônio	Rua Álvaro Câmara	265
Vazamento de Rede	24/06/98	Ramiro	Rua Álvaro Câmara	12
Vazamento no Ramal	24/06/98	Sérgio L. Oliveira	Rua 02	41
Vazamento no Ramal	25/06/98	Celina	Travessa Francisco Parrota	189
Vazamento no Ramal	26/03/98	Paulo C. Almeida	Rua Francisco Parrota	205
Vazamento no Ramal	26/06/98	Vera	Rua 02	71
Vazamento no Ramal	28/05/98	José	Avenida Cesare Brigante	83
Vazamento no Ramal	26/06/98	Eva	Rua 07	71
Vazamento no Ramal	28/05/98	Epitacio	Avenida Cesare Brigante	79
Vazamento de Rede	29/05/98	Aparecido Ferreira	Rua Álvaro Câmara	390
Vazamento no Ramal	30/01/98	Maria Aparecida	Rua Mário Verzola	49
Vazamento no Ramal	30/11/98	Célia Aparecida	Rua César Brigante	1206

A Tabela 4.7 mostra o número de vazamentos efetivamente reparados mês a mês no Jardim Monte Carlo, durante o referido período.

TABELA 4.7 – Frequência de reparos na rede para eliminação dos vazamentos nas redes do Jardim Monte Carlo.

jan/98	fev/98	mar/98	Abr/98	mai/98	jun/98	Jul/98	Ago/98	set/98	out/98	nov/98	dez/98
2	1	4	3	4	5	1	2	9	0	12	1

Observa-se que a freqüência de reparo de vazamentos aqui relacionada pode não incluir todas as ocorrências, uma vez que a busca de tais informações foi dificultada em função da mudança ocorrida nas instalações do setor competente do SAAE na ocasião do levantamento. De qualquer maneira, possibilita uma localização espacial das ocorrências. A figura 4.7 exhibe a distribuição espacial dos vazamentos reparados durante o ano de 1998.

Os boletos de reparo do SAAE foram úteis também na caracterização dos vazamentos, no que diz respeito à sua localização nos ramais prediais ou ramais principais, embora não fornecessem elementos suficientes para uma análise mais detalhada, nos moldes sugeridos por ARREGUIN & OCHOA (1997). Tal identificação foi realizada de acordo com as peças substituídas. Assim por exemplo, substituições de peças em PAD ou PVC indicaram reparos realizados em ramais prediais ou na rede, respectivamente. Essa análise possibilitou que fossem avaliados os percentuais de 67% e 33% para vazamentos em ramais prediais e na rede, respectivamente.

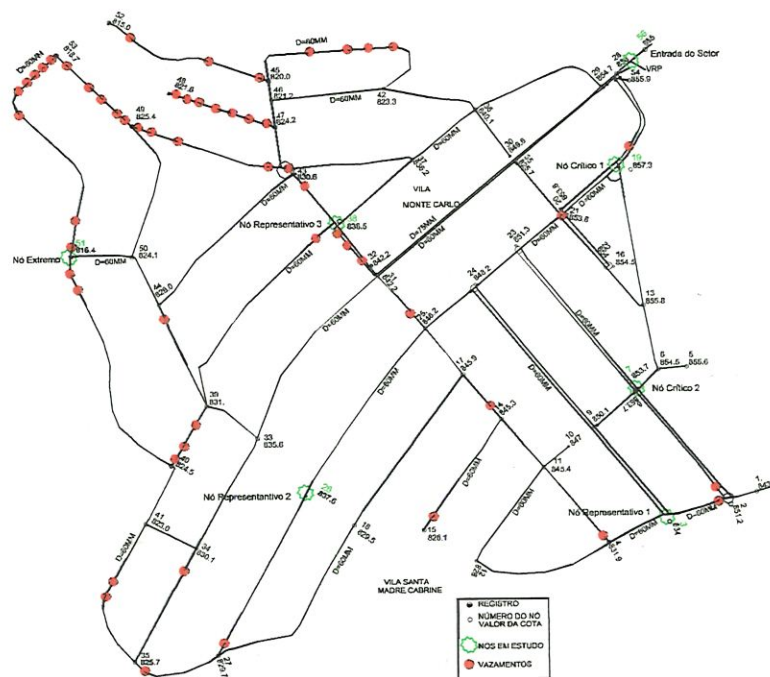


FIGURA 4.7 Distribuição Espacial dos Vazamentos Reparados no ano de 1998.

4.7 – Testes de Noturnos de Vazamentos.

Os testes noturnos de vazamentos foram realizados com o auxílio de medidor de vazão ultrassônico e oito registradores contínuos de pressão, empregados para aquisição de leituras simultâneas, em intervalos de quinze minutos, na entrada do setor e em ramais residenciais nas proximidades de nós indicados na Tabela 4.3. As Figuras 4.8, a 4.16 mostram os registros obtidos durante os testes realizados na madrugada do dia 24 de junho de 1999.

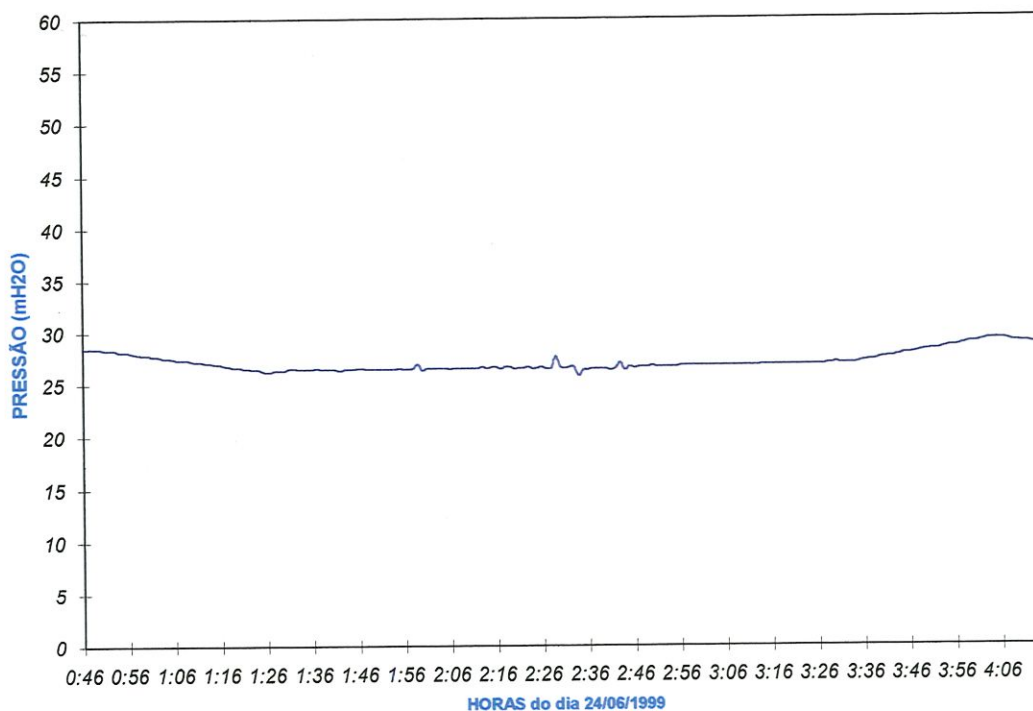


FIGURA 4.8 – Registro de Pressão (mH₂O) na Entrada do Setor antes da Válvula de Redução de Pressão (VRP) (nó 56 a).

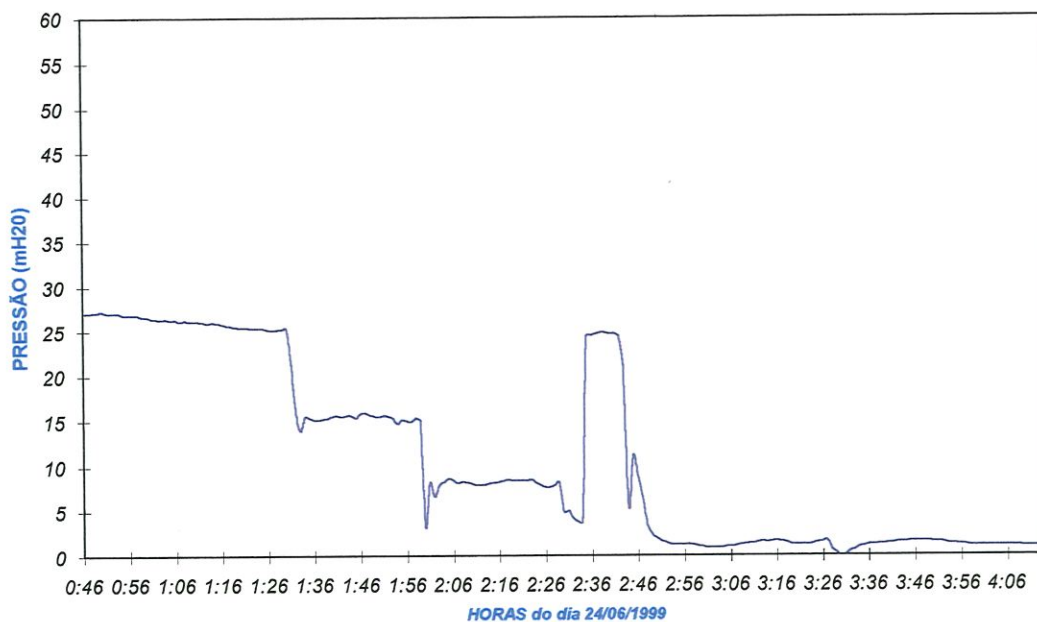
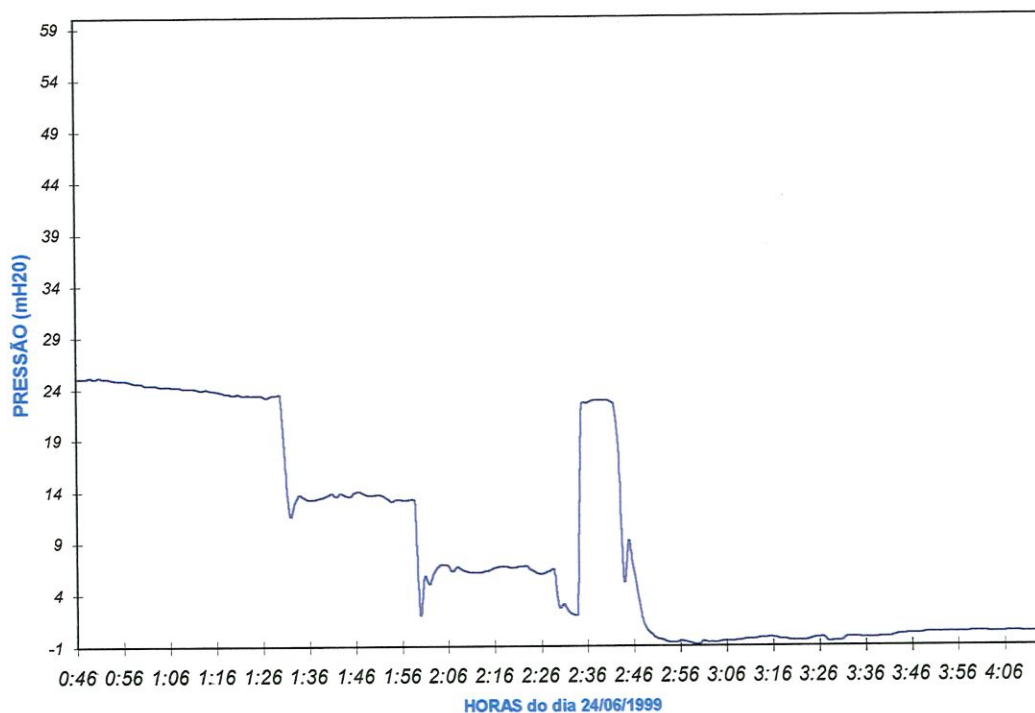
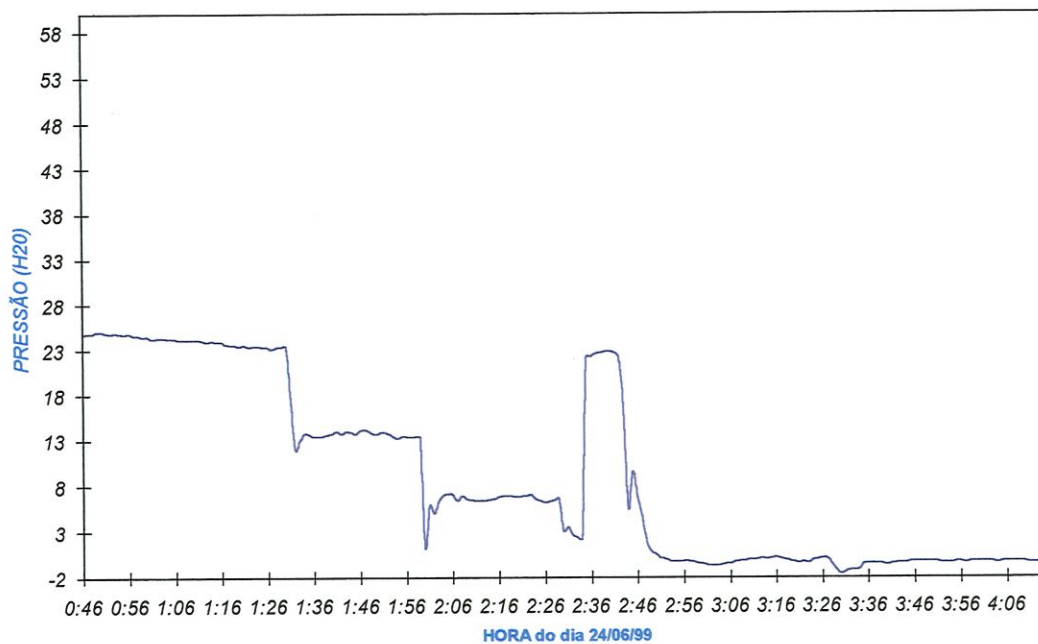
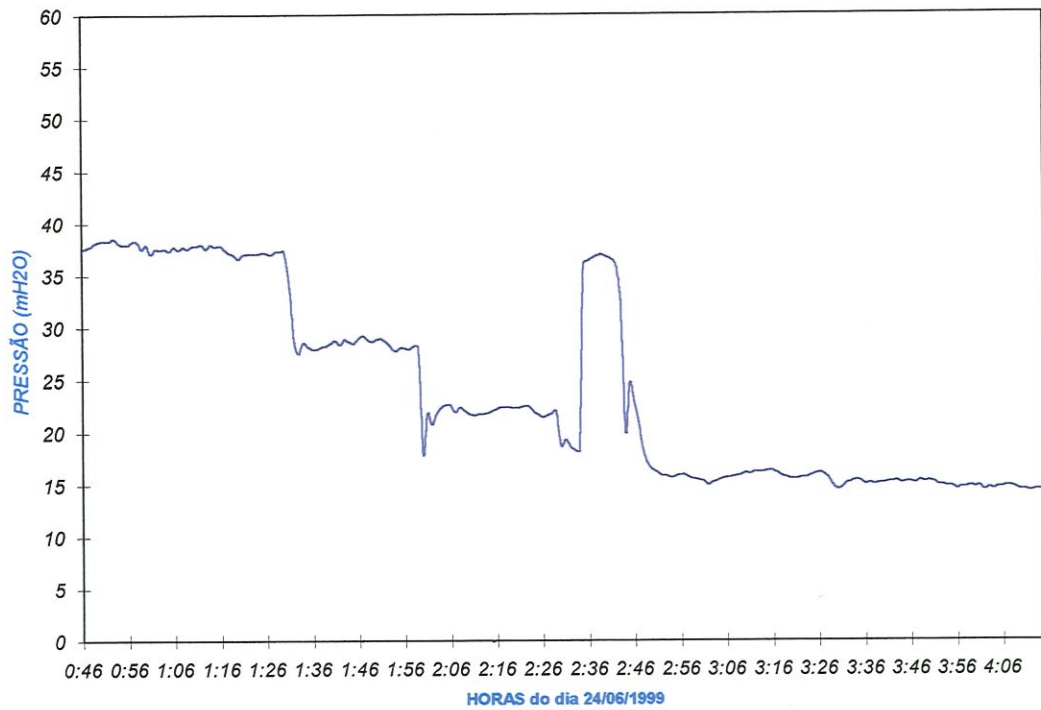
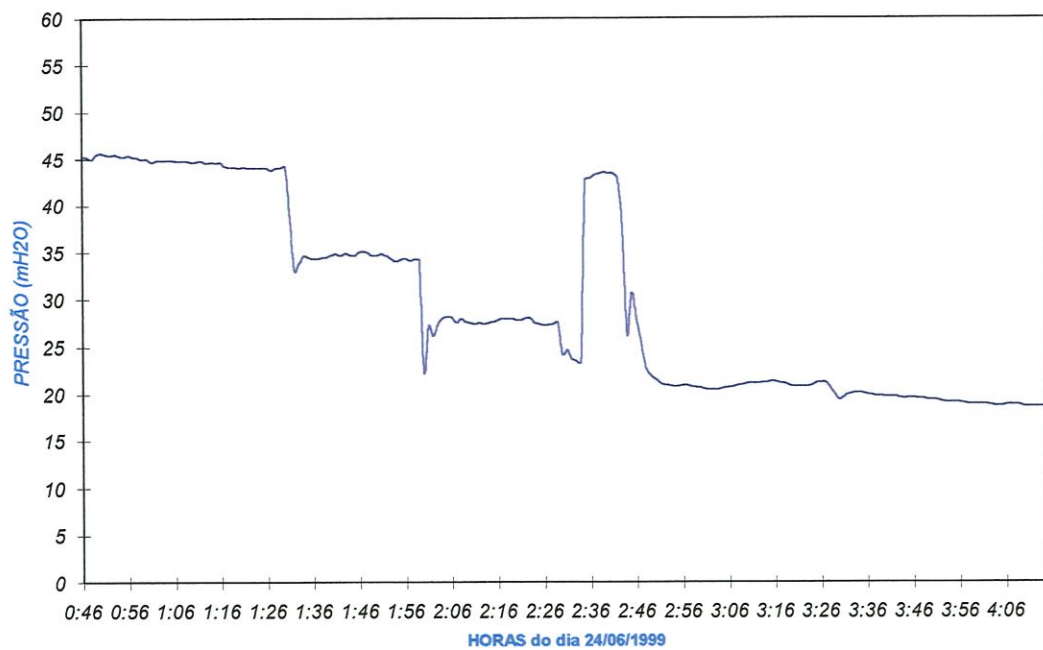
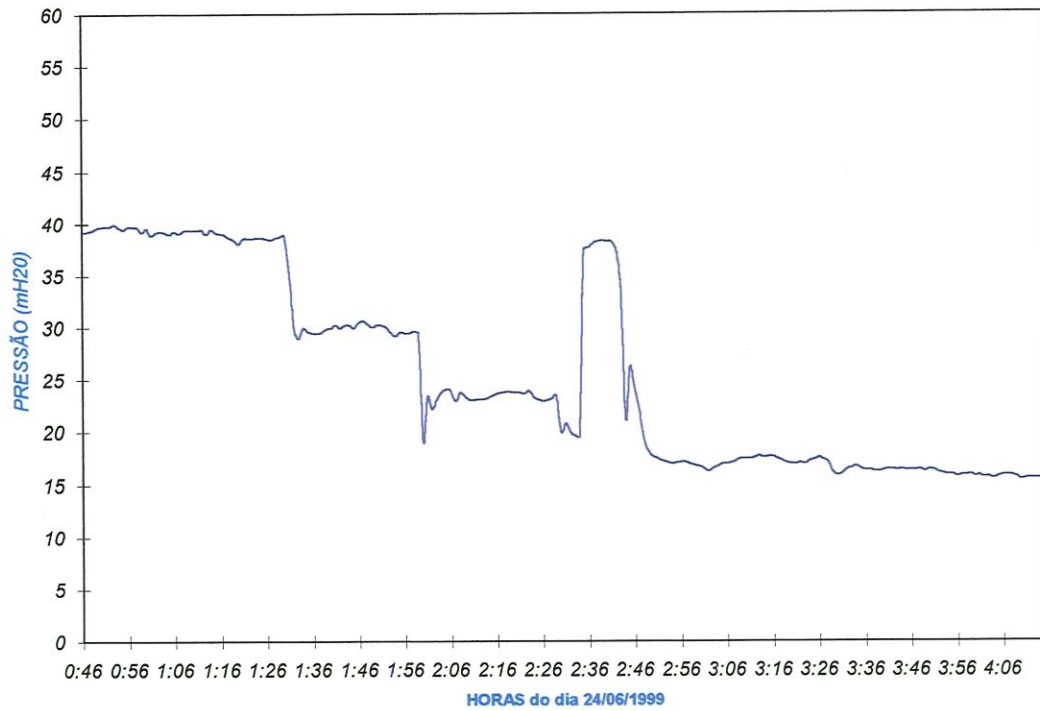
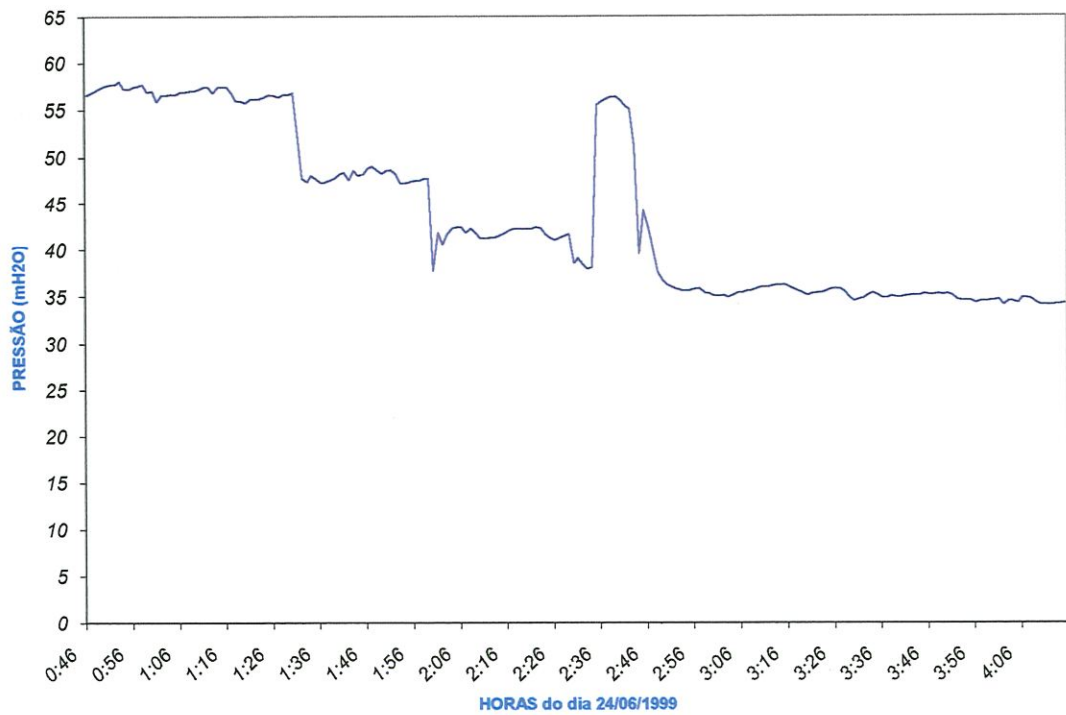


FIGURA 4.9 – Registro de Pressão (mH₂O) na Entrada do Setor depois da Válvula de Redução de Pressão (VRP) (nó 56 b).

FIGURA 4.10 – Registro de Pressão (mH₂O) no Ponto Crítico 1 (nó 19).FIGURA 4.11 – Registro de Pressão (mH₂O) no Ponto Crítico 2 (nó 7).

FIGURA 4.12 - Registro de Pressão (mH₂O) no Ponto Representativo 1 (nó 38).FIGURA 4.13 - Registro de Pressão (mH₂O) no Ponto Representativo 2 (nó 57).

FIGURA 4.14 - Registro de Pressão (mH₂O) no Ponto Representativo 3 (nó 26).FIGURA 4.15 - Registro de Pressão (mH₂O) no Ponto Extremo (nó 51).

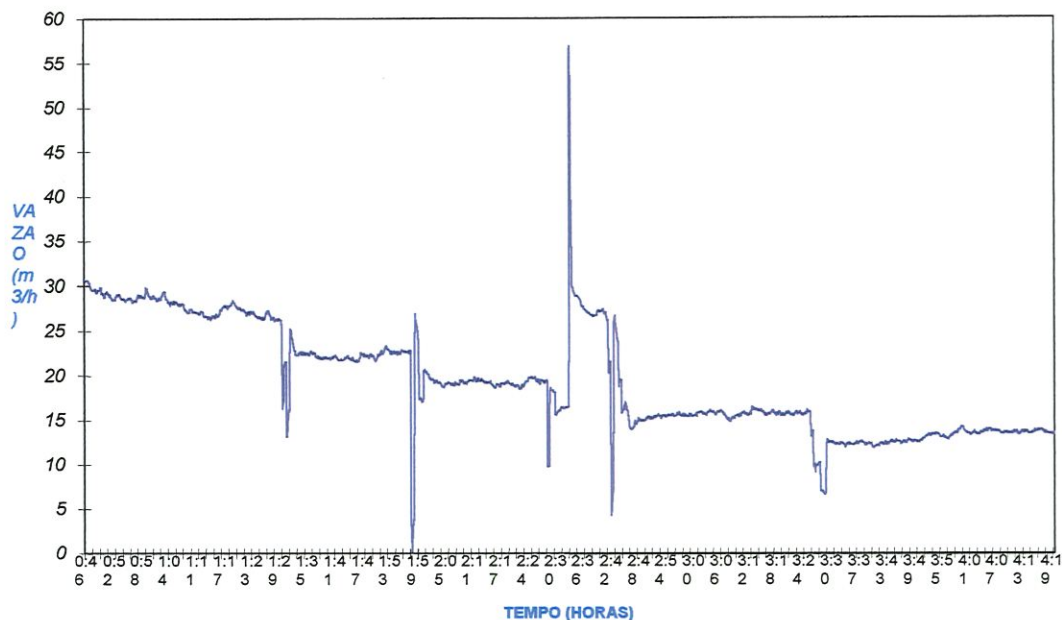


FIGURA 4.16 – Registros de Vazão Durante o Ensaio Noturno.

As figuras evidenciam patamares com valores de pressão e vazão bem definidos, indicando as condições relativamente estáveis a que a rede foi submetida por ocasião das manobras promovidas. Os valores representativos de vazões e pressões relativos aos referidos patamares são apresentados na Tabela 4.8. Estes valores foram utilizados para estimativa dos parâmetros dos modelos pressão x vazamento.

TABELA 4.8 – Valores representativos de vazões e pressões durante os testes noturnos de vazamentos.

Condição	Vazão (m ³ /h)	Carga de Pressão – mH ₂ O						
		Ponto repres. 1	Ponto repres. 2	Ponto repres. 3	Ponto entrada	Ponto crítico1	Ponto crítico2	Ponto extremo
Inicial*	27,4	37,35	44,39	38,88	25,80	23,82	23,79	56,65
Manobra 1	22,19	28,37	34,44	29,80	15,33	13,38	13,58	47,85
Manobra 2	19,01	21,9	27,48	23,26	8,02	6,18	6,46	41,66
Manobra 3	15,55	15,79	20,91	17,11	1,30	-0,5	-0,21	35,65

*válvula totalmente aberta

4.7.1 – Determinação da Relação Pressão-Vazamento.

Os dois primeiros métodos de determinação dos parâmetros do modelo foram baseados na variação de pressão obtida nos pontos representativos da rede. Os dados da Tabela 4.8 possibilitaram as estimativas dos parâmetros a ou C_l , N_l ou b , segundo as equações 3.2, 3.4 e 3.5, expressas no capítulo 3. Os valores dos parâmetros estão apresentados na Tabela 4.9 a seguir.

TABELA 4.9 – Resultados obtidos dos métodos 1 e 2.

Pontos Representativos	Método 1		Método 2	
	a (L/s.m)	N_l Médio	a (L/s.m)	b
1	$7,68 \cdot 10^{-5}$	0,65	$7,74 \cdot 10^{-5}$	0,65
2	$4,87 \cdot 10^{-5}$	0,75	$4,85 \cdot 10^{-5}$	0,74
3	$6,70 \cdot 10^{-5}$	0,69	$6,71 \cdot 10^{-5}$	0,68
<i>Média</i>	$6,41 \cdot 10^{-5}$	0,70	$6,43 \cdot 10^{-5}$	0,69

Os gráficos da Figura 4.17. apresentam os dados de vazão e pressão da Tabela 4.8, juntamente com as funções potência ajustadas. Para os valores de parâmetros a e b obtidos pelo Método 2 pode-se observar que o expoente b é ligeiramente inferior a N_l .

Observa-se que os métodos 1 e 2 não levam em conta as diversas características da rede de distribuição, supondo que o comportamento médio da rede

possa ser observado através dos pontos representativos 1, 2 e 3. O Método 3 representa uma tentativa de incluir tais condições.

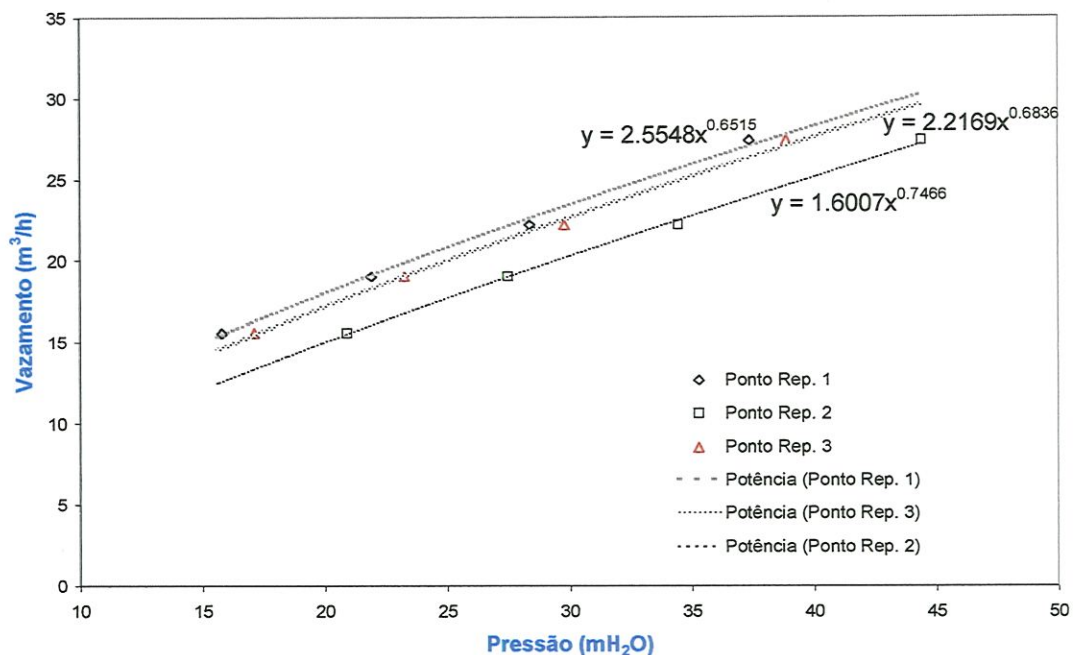


FIGURA 4.17 – Função potência obtidas pelos Métodos 1 e 2 para relação pressão vazamentos

4.7.1.1 – Busca Direta (Método 3).

A idéia da determinação da curva $L = C_1 \bar{I} P^{N_1}$ através do método de busca direta univariada é basicamente a determinar do C_1 e N_1 de maneira que a diferença entre os valores de vazão e pressão medidos em campo (observados) e os valores simulados (via modelos hidráulicos) seja minimizada. Para o Método 3, empregaram-se as funções objetivo FO_1 , FO_2 e FO_3 , conforme explicitadas nas equações 3.6, 3.8, 3.10, atribuindo-se os valores 1, para w_H e w_Q , e 100, para w_2 e w_3 . Observa-se ainda que a rotina de busca univariada utilizada consistiu de uma versão simples, conforme descrita por FOX (1971) sem otimização do passo.

As buscas mostraram-se sensíveis ao ponto inicial, especialmente ao valor de N_1 e, por essa razão, diversas combinações de valores foram adotadas como pontos de partida do processo, varrendo as faixas de possíveis valores para os parâmetros $C_1(0,1$ a $10,0)$ e $N_1(0,5$ a $2,5)$. Esse procedimento foi aplicado para identificação dos pontos de mínimo, para FO_1 , FO_2 e FO_3 . Verifica-se na Tabela 4.10 que a função objetivo FO_1 produziu vazões simuladas superiores às respectivas observações,

justificando a necessidade de introdução da restrição no sentido de corrigir essa distorção. Assim a função objetivo FO_2 foi expressa de maneira a incluir essa restrição na forma de penalidade. A introdução da restrição adicional, na forma de uma nova função objetivo, FO_3 , visou enquadrar as diferenças decrescentes entre as vazões observadas e simuladas, de acordo com as condições de pressões decrescentes. A referida Tabela sumariza os resultados obtidos, onde se pode notar que a inclusão das restrições repercute nos valores minimizados da função objetivo, aumentando-os ligeiramente, como era de se esperar. Comparativamente aos outros dois métodos, os valores de parâmetros a e b aqui obtidos são diferentes, reduzindo o expoente e , em contrapartida, aumentando os valores de a .

A Tabelas 4.11, 4.12 e 4.13 possibilitam comparações entre os valores de pressão e vazão observados e simulados, para os quatro padrões relativos às diferentes manobras de fechamento da VRP, empregando-se as funções objetivo FO_1 , FO_2 e FO_3 , respectivamente. Observa-se que desvios percentuais significativos foram obtidos para o nó 7. Tal resultado pode ser explicado pelo fato da rede em estudo não ter sido calibrada em relação às rugosidades existentes, bem como pela existência de possíveis distorções relativas à topografia da rede, importante quando se trabalha com modelos “dirigidos pela pressão”, como os vazamentos. Observa-se entretanto que o desvio percentual mais elevado (1.065%) ficou em torno de dois metros. Já as figuras 4.18, 4.19 e 4.20, possibilitam a visualização dos esboços das superfícies de resposta no plano bidimensional, obtidas através das avaliações das funções objetivo FO_1 , FO_2 e FO_3 .

TABELA 4.10 – Resultados obtidos pelo método 3 de busca univariada

Função Objetivo	a (L/s.m)	b	Valor da Função Objetivo	Condição	Q_{obs} (L/s)	Q_{sim} (L/s)
FO_1	$6.97.10^{-5}$	0,67	0,2347	1	7,614	7,964
				2	6,164	6,598
				3	5,283	5,534
				4	4,322	4,399
FO_2	$8.79.10^{-5}$	0,58	0,2514	1	7,614	7,278
				2	6,164	6,164
				3	5,283	5,270
				4	4,322	4,275
FO_3	$10.08.10^{-5}$	0,54	0,2562	1	7,614	7,132
				2	6,164	6,106
				3	5,283	5,273
				4	4,322	4,321

TABELA 4.11 – Resultado das buscas com FO_I (Sem Penalidade)

PADRÃO 1	PRESSÃO (mH ₂ O)	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
			Observado	Simulado	
			57	44,39	
7	23,79	25,65	7,81		
19	23,82	23,60	0,92		
26	38,88	41,96	7,92		
38	37,50	41,04	9,44		
51	56,65	61,55	8,64		
VAZÃO (L/s)			7,61	7,96	4,59
PADRÃO 2	PRESSÃO (mH ₂ O)	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
			Observado	Simulado	
			57	34,44	
7	13,58	15,53	14,35		
19	13,38	13,19	1,42		
26	29,80	32,12	4,42		
38	28,37	31,09	9,58		
51	47,85	51,75	8,5		
VAZÃO (L/s)			6,16	6,59	6,98
PADRÃO 3	PRESSÃO (mH ₂ O)	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
			Observado	Simulado	
			57	27,48	
7	6,46	8,46	30,95		
19	6,18	5,92	4,02		
26	23,26	25,22	8,42		
38	21,90	24,12	10,13		
51	41,66	44,87	7,70		
VAZÃO (L/s)			5,28	5,53	4,73
PADRÃO 4	PRESSÃO (mH ₂ O)	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
			Observado	Simulado	
			57	20,91	
7	-0,2	1,93	1065		
19	-0,5	-0,75	50		
26	17,11	18,85	10,16		
38	15,79	17,70	12,09		
51	35,65	38,53	8,07		
VAZÃO (L/s)			4,32	4,39	1,62

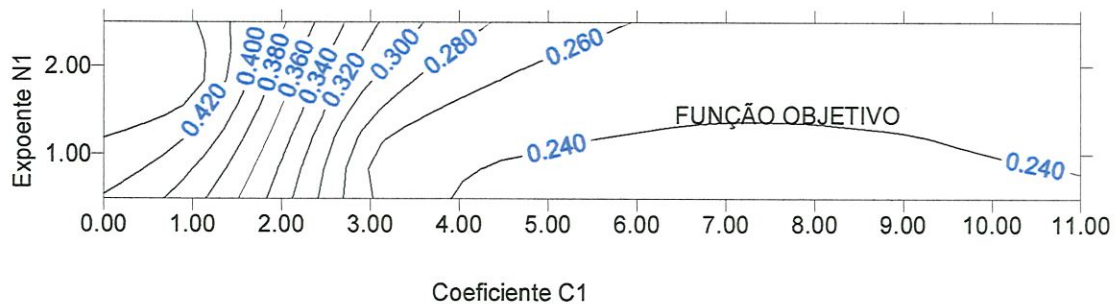
FIGURA 4.18 – Gráfico resultante da simulação – FO_I - Sem Penalidade

TABELA 4.12 – Resultado das busca com: FO_2 – (Com Penalidade 1)

PADRÃO 1	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	44,39	45,45	2,38
	7	23,79	25,84	8,61
	19	23,82	23,62	0,83
	26	38,88	42,35	8,92
	38	37,35	41,36	10,73
	51	56,65	61,99	9,42
VAZÃO (L/s)		7,61	7,27	4,46
PADRÃO 2	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	34,44	35,36	2,67
	7	13,58	15,63	15,09
	19	13,38	13,20	1,34
	26	29,80	32,34	8,52
	38	28,37	31,28	10,25
	51	47,85	52,01	8,69
VAZÃO (L/s)		6,16	6,16	0
PADRÃO 3	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	27,48	28,32	3,05
	7	6,46	8,51	31,73
	19	6,18	5,93	4,04
	26	23,26	25,35	8,98
	38	21,90	24,23	10,63
	51	41,66	45,03	8,08
VAZÃO (L/s)		5,28	5,27	0,18
PADRÃO 4	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH ₂ O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	20,91	21,84	4,44
	7	-,20	1,95	1075
	19	-,50	-,75	50
	26	17,11	18,92	10,57
	38	15,79	17,75	12,41
	51	35,65	38,61	8,30
VAZÃO (L/s)		4,32	4,27	1,15

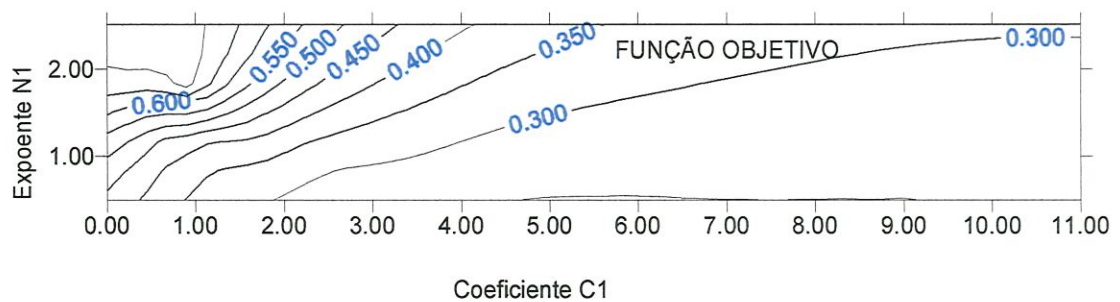
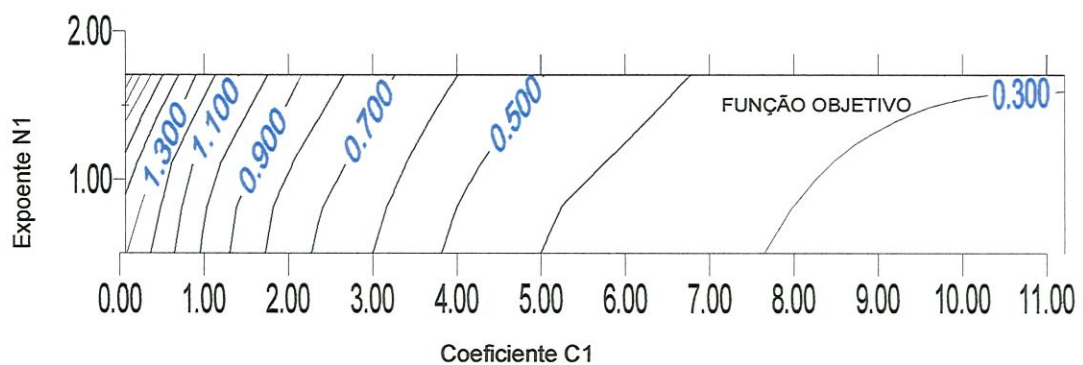
FIGURA 4.19 – Gráfico resultante da simulação – FO_2 - Com Penalidade 1

TABELA 4.13 – Resultado das busca com FO_3 - (Com Penalidade 1 e 2)

PADRÃO 1	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH2O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	44,39	45,51	2,52
	7	23,79	25,87	8,74
	19	23,82	23,63	0,79
	26	38,88	42,43	9,13
	38	37,35	41,43	10,92
	51	56,65	62,08	9,58
VAZÃO (L/s)		7,61	7,13	6,30
PADRÃO 2	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH2O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	34,44	35,39	2,75
	7	13,58	15,65	15,24
	19	13,38	13,21	1,27
	26	29,80	32,38	8,65
	38	28,37	31,31	10,36
	51	47,85	52,05	8,77
VAZÃO (L/s)		6,16	6,10	0,97
PADRÃO 3	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH2O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	27,48	28,32	3,05
	7	6,46	8,50	31,57
	19	6,18	5,93	4,04
	26	23,26	25,36	9,02
	38	21,90	24,24	10,68
	51	41,66	45,05	8,13
VAZÃO (L/s)		5,28	5,27	0,19
PADRÃO 4	NÓ	VALORES DE PRESSÃO (mH2O)		DESVIO (%)
		Observado	Simulado	
PRESSÃO (mH ₂ O)	57	20,91	21,83	4,39
	7	-0,2	1,95	1,075
	19	-0,5	-7,56	1,412
	26	17,11	18,91	10,52
	38	15,79	17,75	12,41
	51	35,65	38,61	8,30
VAZÃO (L/s)		4,32	4,32	0

FIGURA 4.20 – Gráfico Resultante da Simulação – FO_3 - Com Penalidade 1 e 2.

A Figura 4.21 apresenta uma comparação entre as relações pressão-vazamento obtidas pelo Método 3, com FO_3 , e aquelas obtidas pelo Método 2.

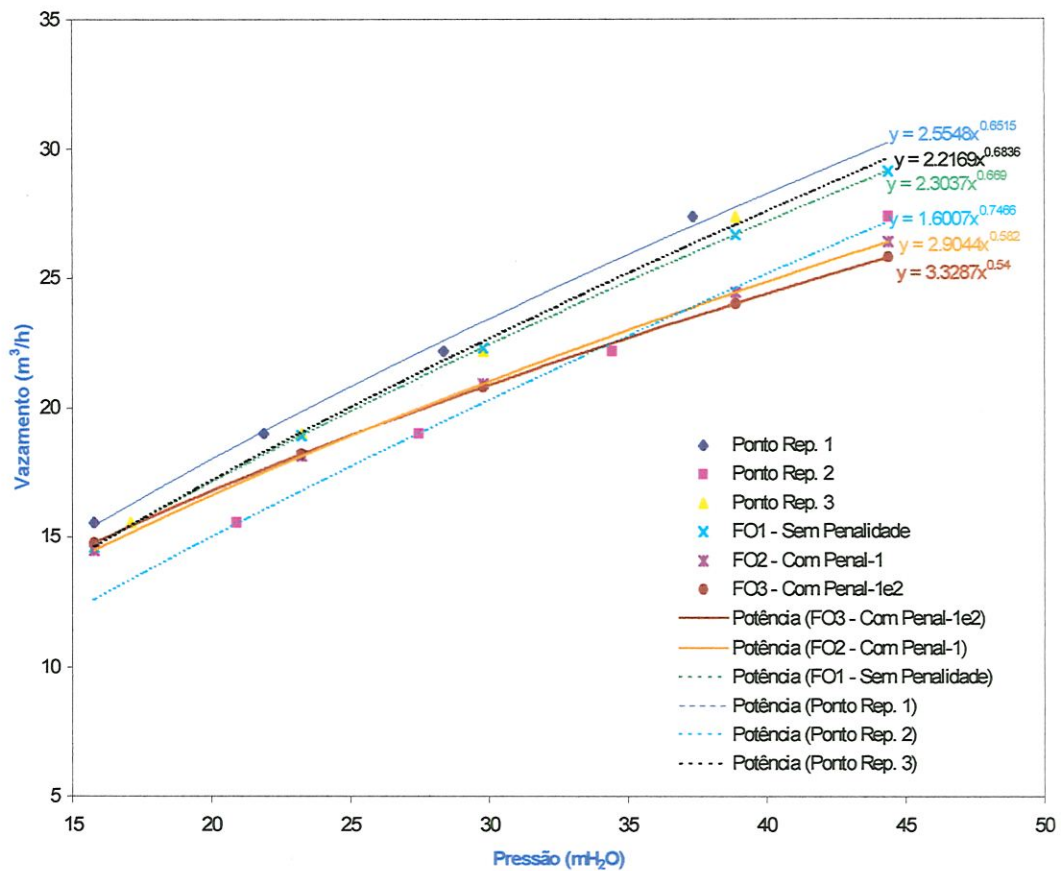


FIGURA 4.21 – Funções Potência Obtidas pelo Método 2 e 3 para Relação Pressão – Vazamento.

4.7.2 – Verificação dos Parâmetros Determinados

A verificação dos valores obtidos para os parâmetros foi realizada simulando o comportamento da rede para condições de demanda diferentes daquelas empregadas para determinação dos mesmos. Foram empregados dados observados em campo, representativos de demandas de pico de vazões (11 horas), média (9 horas) e mínima (5 horas), para avaliações dos desvios produzidos em relação aos respectivos valores simulados hidráulicamente, fazendo uso dos parâmetros estimados através dos métodos já mencionados. Tais verificações podem ser feitas através das Tabelas 4.14 a 4.18. Observa-se que os valores negativos obtidos durante

as iterações para o padrão 3 são desprovidos de significado físico, sugerindo uma demanda noturna mínima não nula. Tal fato reforça a necessidade de ajuste de parâmetros do modelo pressão vazamento conjuntamente com a calibração das rugosidades existentes.

TABELA 4.14 - Verificação do modelo ajustado com FO_1 através de simulação hidráulica com parâmetro determinado.

$$N_1 = 0,669 \quad C_1 = 6,976 * 10^{-5}$$

SIMULAÇÕES									
PADRÃO 1				PADRÃO 2			PADRÃO 3		
PICO - 11:00				MÉDIA - 9:00			MÍNIMA - 5:00		
Iteração	fator			Iteração	fator		Iteração	fator	
0	2,5963			0	1,2574		0	-0,07749	
1	2,4769			1	1,1388		1	-0,16657	
2	2,4566			2	1,1265		2	-0,17099	
3	2,4533			3	1,1253		3	0	
4	2,4533			4	1,1253		4		
Perdas	4,9			Perdas	6,8		Perdas	8,12	
Trecho 56-28	17,49			trecho 56-28	11,89		trecho 56-28	5,97	
Trecho 56-54	3,06			trecho 56-54	2,07		trecho 56-54	1,04	
VALORES COMPARATIVOS									
Vazão (L/s)				Vazão (L/s)			Vazão (L/s)		
Simulada	Observada			Simulada	Observada		Simulada	Observada	
20,55	20,56292			13,96	13,98534		7,01	7,0246	
Pressão				Pressão			Pressão		
Nó	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)
57	23,10	24,96	8,05	33,80	37,50	10,94	45,60	47,37	3,88
07	7,50	9,64	28,53	16,20	19,70	21,60	26,20	28,02	6,95
19	11,00	12,88	17,09	17,10	19,39	13,39	24,60	25,44	3,41
26	11,20	18,54	65,53	25,70	33,14	28,95	40,80	44,30	8,57
38	16,90	20,14	19,17	27,60	33,13	20,03	40,40	43,28	7,12
51	27,00	36,28	34,37	42,20	52,13	23,53	58,90	63,94	8,55
56	15,10	15,10	0	20,90	20,90	0	26,50	26,50	0

TABELA 4.15 - Verificação do modelo ajustado com FO_2 .

$$N_1 = 0,582 \quad C_1 = 8,795 * 10^{-5}$$

SIMULAÇÕES									
PADRÃO 1				PADRÃO 2			PADRÃO 3		
PICO - 11:00				MÉDIA - 9:00			MÍNIMA - 5:00		
Iteração		fator		Iteração		Fator	Iteração		fator
0		2,5991		0		1,3016	0		0,01179
1		2,4943		1		1,209	1		-0,05219
2		2,4789		2		1,2011	2		-0,05468
3		2,4767		3		1,2011	3		0
4		2,4767		4			4		
Perdas				Perdas			Perdas		
Trecho 56-28		17,48		trecho 56-28		11,89	trecho 56-28		5,97
Trecho 56-54		3,06		trecho 56-54		2,08	trecho 56-54		1,04
VALORES COMPARATIVOS									
Vazão (L/s)				Vazão (L/s)			Vazão (L/s)		
Simulada		Observada		Simulada		Observada	Simulada		Observada
20,54		20,57		13,97		13,98	7,01		7,02
Pressão				Pressão			Pressão		
Nó	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)
57	23,10	24,96	8,05	33,80	37,49	10,91	45,60	47,36	3,85
07	7,50	9,63	28,40	16,20	19,68	21,48	26,20	28,01	6,90
19	11,00	12,88	17,09	17,10	19,38	13,33	24,60	25,44	3,41
26	11,20	18,58	65,89	25,70	33,15	28,90	40,80	44,30	8,57
38	16,90	20,18	19,40	27,60	33,15	20,10	40,40	43,29	7,15
51	27,00	36,26	34,29	42,20	52,15	23,57	58,90	63,95	8,57
56	15,10	15,10	0	20,90	20,90	0	26,50	26,50	0

TABELA 4.16 - Verificação do modelo ajustado através de busca com penalidade 1 e 2

$$N_1 = 0,54 \quad C_1 = 8,080 \cdot 10^{-5}$$

SIMULAÇÕES									
PADRÃO 1				PADRÃO 2			PADRÃO 3		
PICO - 11:00				MÉDIA - 9:00			MÍNIMA - 5:00		
iteração		fator		Iteração	Fator		Iteração	fator	
0		2,5873		0	1,3033		0	-0,02862	
1		2,4851		1	1,2176		1	-0,02847	
2		2,4709		2	1,2109		2	-0,03049	
3		2,4689		3	1,2109		3	0	
4		2,4689		4			4		
Perdas		4,80		Perdas	6,26		Perdas	7,22	
Trecho 56-28		17,48		trecho 56-28	11,89		trecho 56-28	5,96	
Trecho 56-54		3,06		trecho 56-54	2,08		trecho 56-54	1,04	
VALORES COMPARATIVOS									
Vazão (L/s)				Vazão (L/s)			Vazão (L/s)		
Simulada		Observada		Simulada	Observada		Simulada	Observada	
20,54		20,56		13,97	13,98		7	7,02	
Pressão				Pressão			Pressão		
Nó	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)
57	23,10	24,97	8,09	33,80	37,49	10,91	45,60	47,36	3,85
07	7,50	9,62	28,26	16,20	19,68	21,48	26,20	28,01	6,90
19	11,00	12,88	17,09	17,10	19,38	13,33	24,60	25,44	3,41
26	11,20	18,60	66,07	25,70	33,17	29,06	40,80	44,31	8,60
38	16,90	20,20	19,52	27,60	33,17	20,18	40,40	43,29	7,15
51	27,00	36,41	34,85	42,20	52,18	23,64	58,90	63,96	8,59
56	15,10	15,10	0	20,90	20,90	0	26,50	26,50	0

TABELA 4.17 - Verificação do modelo ajustado através modelo do Método 1.

$$N_1 = 0,62 \quad C_1 = 8,680 * 10^{-5}$$

SIMULAÇÕES									
PADRÃO 1				PADRÃO 2			PADRÃO 3		
PICO - 11:00				MÉDIA - 9:00			MÍNIMA - 5:00		
iteração		fator		iteração		Fator	iteração		fator
0		2,5517		0		1,2093	0		-0,12187
1		2,4217		1		1,0866	1		-0,21180
2		2,3997		2		1,0742	2		-0,21605
3		2,3960		3		1,0730	3		0
4		2,3960		4		1,0730	4		
Perdas		5,27		Perdas		7,13	Perdas		8,41
Trecho 56-28		17,49		trecho 56-28		11,89	trecho 56-28		5,97
Trecho 56-54		3,06		trecho 56-54		2,08	trecho 56-54		1,04
VALORES COMPARATIVOS									
Vazão (L/s)			Vazão (L/s)				Vazão (L/s)		
Simulada		Observada	Simulada		Observada		Simulada		Observada
20,55		20,56	13,97		13,98		7,01		7,02
Pressão				Pressão			Pressão		
Nó	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)
57	23,10	25,00	8,22	33,80	37,52	11,00	45,60	47,38	3,90
07	7,50	9,65	28,66	16,20	19,70	21,60	26,20	28,02	6,94
19	11,00	12,88	17,09	17,10	24,68	44,32	24,60	25,44	3,41
26	11,20	18,60	66,07	25,70	33,19	29,14	40,80	44,32	8,62
38	16,90	20,19	19,46	27,60	33,17	20,18	40,40	43,30	7,17
51	27,00	36,38	34,74	42,20	52,20	23,69	58,90	63,98	8,62
56	15,10	15,10	0	20,90	20,90	0	26,50	26,50	0

TABELA 4.18 - Verificação do ajustado através modelo do Método 2.

$$N_1 = 0,73 \quad C_1 = 5,700 * 10^{-5}$$

SIMULAÇÕES										
PADRÃO 1				PADRÃO 2			PADRÃO 3			
PICO - 11:00				MÉDIA - 9:00			MÍNIMA - 5:00			
iteração		fator		Iteração				Iteração		Fator
0		2,6130		0		1,2566		0		-0,10052
1		2,4917		1		1,1278		1		-0,02631
2		2,4698		2		1,1131		2		-0,20834
3		2,4660		3		1,1115		3		0
4		2,4660		4		1,1115		4		
Perdas		4,82		Perdas		6,89		Perdas		8,36
Trecho 56-28		17,49		trecho 56-28		11,90		trecho 56-28		5,98
Trecho 56-54		3,06		trecho 56-54		2,07		trecho 56-54		1,03
VALORES COMPARATIVOS										
Vazão (L/s)				Vazão (L/s)			Vazão (L/s)			
Simulada		Observada		Simulada		Observada		Simulada		Observada
20,55		20,56		13,97		13,98		7,01		7,02
Pressão				Pressão			Pressão			
Nó	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)	Observ.	Simul.	Desvio(%)	
57	23,10	24,95	8,00	33,80	37,50	10,94	45,60	47,37	3,88	
07	7,50	9,64	28,53	16,20	19,70	21,60	26,20	28,02	6,94	
19	11,00	12,89	17,18	17,10	19,39	13,39	24,60	25,44	3,41	
26	11,20	18,50	65,17	25,70	33,12	28,87	40,80	44,29	8,55	
38	16,90	20,10	18,93	27,60	33,10	19,92	40,40	43,27	7,10	
51	27,00	36,21	34,11	42,20	52,08	23,41	58,90	63,92	8,52	
56	15,10	15,10	0	20,90	20,90	0	26,50	26,50	0	

4.8 – Informações Georeferenciadas e Mapas Temáticos

O levantamento sócioeconômico realizado na área de estudo gerou informações para a construção de uma série de mapas temáticos que venham a ser subsídio para planejamento e gestão dos recursos hídricos da cidade pelo SAAE, e que este banco de dados também sirva para futuras pesquisas. Estes mapas temáticos estão georeferenciados segundo os parâmetros de projeção U.T.M. (Universal Transverion Mercator), zona 23, Datum SAD-69 e meridiano central 45°.

O primeiro mapa temático ilustrado através da Figura 4.22 esta relacionado ao consumo médio diário de água do Jardim Monte Carlo relativos às diversas quadras. Pode-se observar as quadras de maior consumo com as cores mais fortes e de menor consumo com cores mais suaves. Através dos dados populacionais e registros do SAAE, tem-se que o consumo per capta efetivo (micromedido) do setor está na faixa de 85 a 185 litros/dia, resultando em uma média geral de 135 litros/dia por pessoa. Por excluir as perdas físicas, tal valor encontra-se abaixo daqueles reportados na literatura, que menciona consumos per capita diária média da ordem de 200 a 250 litros/dia por pessoa LANNA (1999).

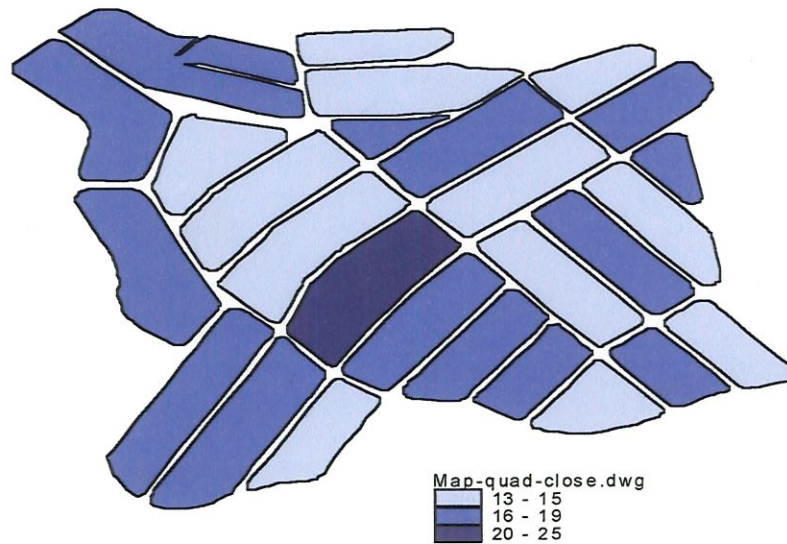


FIGURA 4.22 – Consumo médio (m³/mês) do Jardim Monte Carlo.

Um outro fator importante no que diz respeito ao comportamento do consumo de água é a renda familiar e o nível de instrução da população, aqui representada pelo chefe da família. A Figura 4.23 contempla a distribuição da renda em salários mínimos. Pode-se observar ainda que a maior concentração de renda está na parte central do bairro e diminuindo-se na direção das extremidades do mesmo. A Figura 4.24 ilustra o nível de instrução do chefe da família, destacando que 40% apresenta o nível primário, ou seja, até o 4º ano escolar.

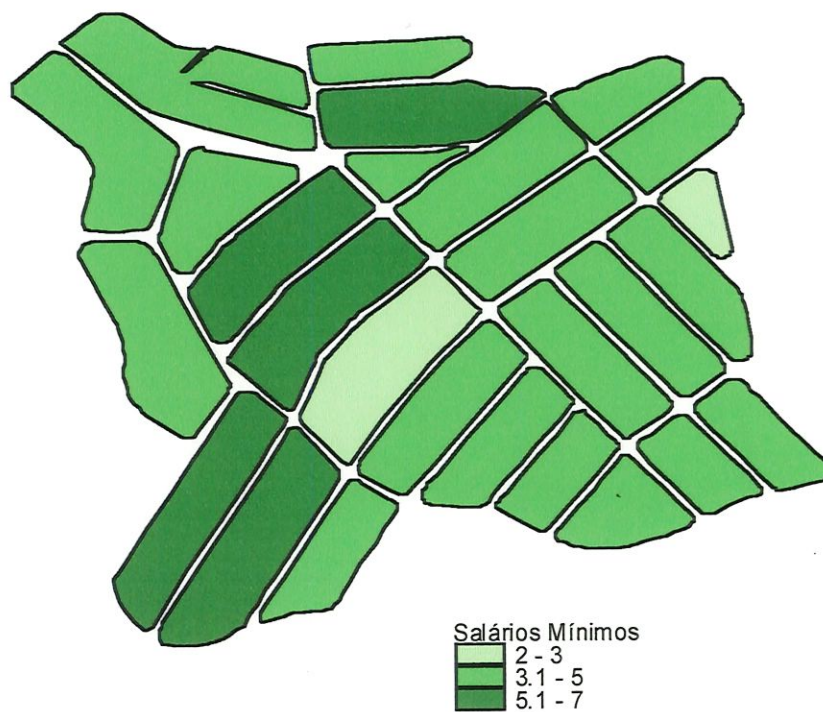


FIGURA 4.23 – Distribuição de renda no Jardim Monte Carlo – São Carlos.

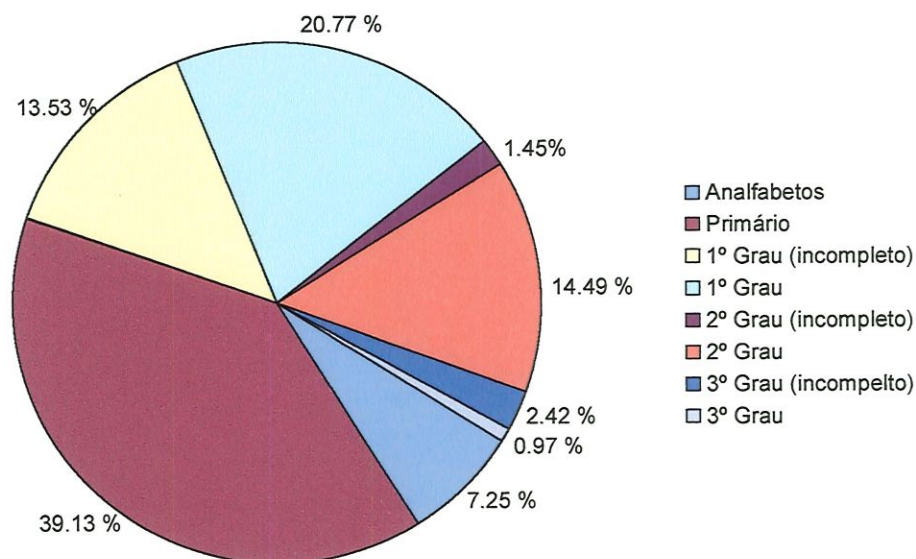


FIGURA 4.24 – Nível de instrução dos chefes de famílias – Jardim Monte Carlo.

Uma outra informação importante para os serviços de água é a quantidade de água que o subsetor consegue armazenar através de caixa d'água. A estimativa de reserva de água é de aproximadamente de 480.000 litros que, teoricamente representa uma capacidade de abastecimento ininterrupto de 12 a 13 horas, possibilitando a realização de manutenção e reparo, sem a interrupção do fornecimento de água, conforme ilustra a Figura 4.25.

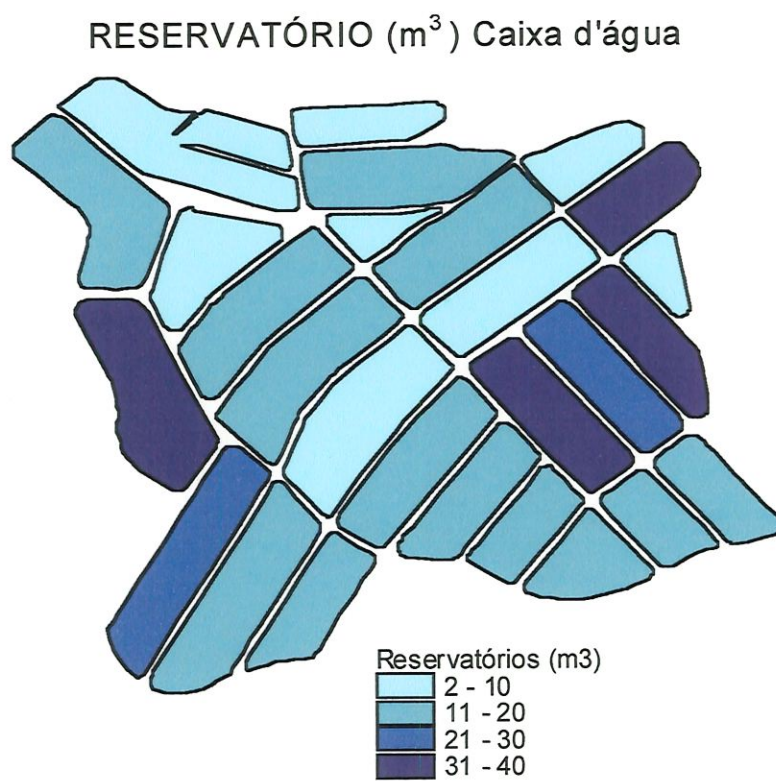


FIGURA 4.25 – Reservatório residenciais (caixa d'água) no Jardim Monte Carlo.

Para estabelecer-se uma estratégia de controle de vazamentos é necessário definir as áreas de maior suscetibilidade, pode-se considerar as reclamações feitas pelos consumidores do bairro em questão, através de boletos de reparos efetivamente realizados pelo SAAE. Na Figura 4.26 pode-se observar as referidas incidências de vazamento, durante o período de um ano (janeiro a dezembro de 1998). Como era de se esperar, as extremidades da rede mostram-se mais propensas aos vazamentos, em função da topografia que favorece pressões elevadas, especialmente durante os períodos noturnos, durante os quais o consumo é reduzido.

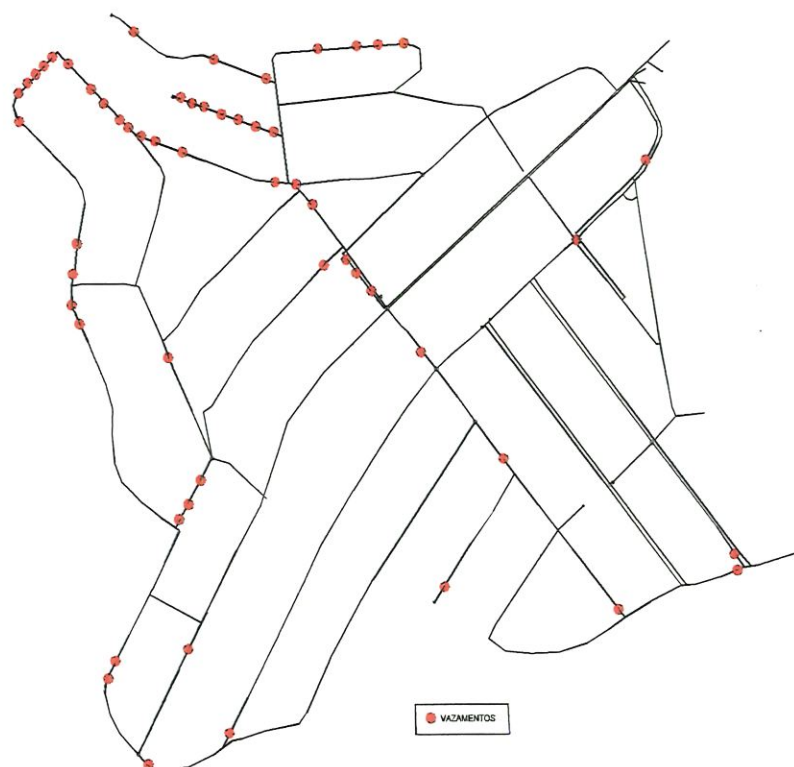
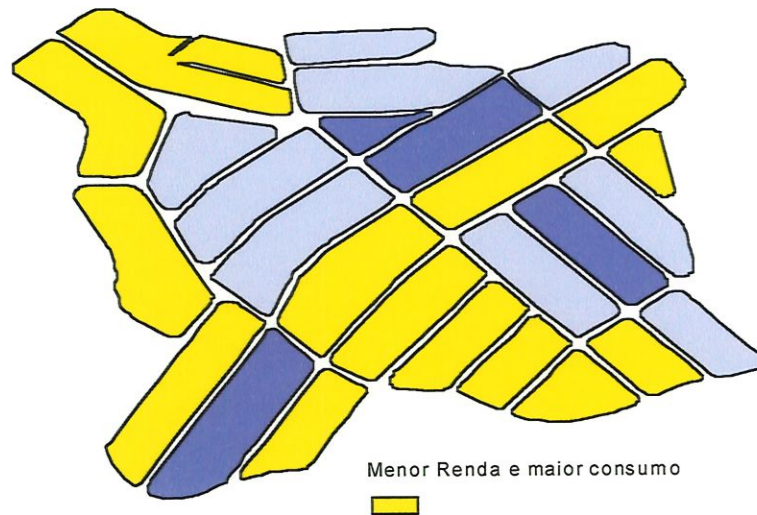
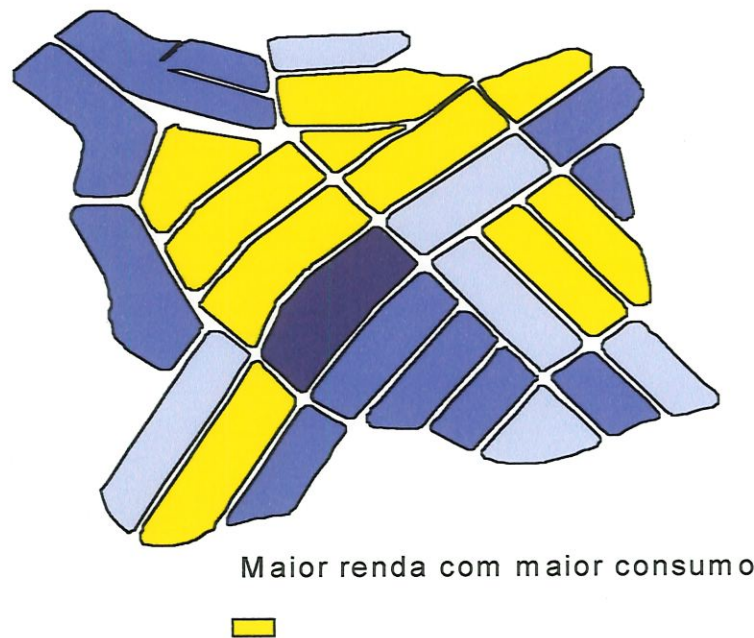


FIGURA 4.26 – Incidência de vazamentos no ano de 1998.

Para uma análise comportamental do consumo de água, o cruzamento de informações foram realizado, possibilitando interações entre informações de renda e consumo. O Figura 4.26 ilustra o tema, permitindo observar-se que, ao contrário do esperado, a região ocupada pela população de menor renda coincidiu com a ocorrência de maior consumo de água. No caso, pode ter havido a influencia topográfica já mencionada, favorecendo um consumo maior em função dos níveis mais elevados de pressão, dito consumo induzido, embora fosse de esperar menores consumos para níveis de renda mais baixos. Já a área central do bairro, de maior poder aquisitivo, apresentou também maior consumo de água, de acordo com as expectativas, Figura 4.27.

FIGURA 4.27 – Menor renda (SM<4.6) com maior consumo (> 15 m³/mês).FIGURA 4.28 – Maior renda (SM> 4.6) com maior consumo (>15 m³/mês).

CAPÍTULO 5

5 – CONCLUSÕES

“ . . . a escassez dos recursos naturais não renováveis e os problemas sociais inerentes aos modelos do desenvolvimento humano atual e passado têm que dar lugar ao novo, ao sustentável, sob pena de comprometer a própria sobrevivência da nossa espécie. Cada um de nós é responsável pelo futuro dos nossos filhos, netos, bisnetos... Mais do que isso, somos todos responsáveis pela sobrevivência do Planeta! . . . ”

(Beto Mansur)

5. RECOMENDAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.

5.1 – Recomendações Finais.

O combate às perdas por vazamento em redes de distribuição de águas para abastecimento requer cuidados desde a fase de planejamento e implantação do projeto desses sistemas, no sentido de verificar as pressões que atuarão na rede, o tipo de material a ser utilizado, etc. Cuidados especiais devem ser tomados na

supervisão do recebimento dos materiais, para verificar se estão dentro dos padrões estabelecidos. É importante também que as normas de assentamento da malha hidráulica sejam obedecidas, pois o assentamento mal realizado ou sem fiscalização rigorosa pode comprometer o sistema na sua totalidade. Após realizada a instalação da malha hidráulica em um distrito hidrométrico é fundamental a realização do teste de vedação das juntas, conforme recomendações da Norma Brasileira número 9650 de 1986.

Criar e aplicar diretrizes de programa de controle de perdas que caracterize, classifique e identifique as perdas que determinam os aumento do custo de produção como:

Informatização: da malha hidráulica e cadastro dos usuários;

Vazamentos em: adutoras de água bruta, estações elevatórias, estações de tratamento de água, reservatórios, adutoras de água tratada, redes de distribuição e ramais prediais;

Derramamentos em: Poços de sucção, caixas de passagem, estações de tratamento de água e reservatórios;

Consumos operacionais em: reparos em tubulações, descargas nas redes de distribuição, desinfecção de reservatório e tubulações, lavagem de filtros e decantadores e descarga automática de decantadores;

Consumos especiais em: lavagem e desinfecção de redes novas e combate a incêndios.

A setorização dos sistemas de distribuição deve ser implantado seguindo as especificações das Normas Brasileiras como a NBR 12218 que fixa as pressões recomendadas para as redes de distribuição. A pressão na rede é um elemento decisivo para avaliar o quanto se perde de água em cada orifício existente na malha hidráulica.

É importante treinar equipes de vazamentos, para realizar tal tarefa em caráter sistemático, bem como a realização de campanhas de conscientização aos usuários quanto à necessidade de controle das perdas e desperdícios de água, no sentido de estimular as denúncias de vazamentos e ligações clandestinas pelos próprios usuários do sistema.

5.2 – Conclusões.

Os trabalhos de pesquisa desenvolvidos mostraram que a caracterização das perdas em um sistema de distribuição de águas para abastecimento requer uma análise do sistema como um todo, que depende de fatores de naturezas diversas, desde os técnicos propriamente ditos (aspectos topográficos, materiais dos condutos, juntas, diâmetros, número de ligações/economias, etc), até os sócioeconômicos.

No que se refere aos aspectos sócioeconômico da população abastecida pode-se ressaltar a importância de se averiguar os hábitos de consumo, principalmente no que se refere ao período noturno. No caso do setor, estudado, a população é tipicamente operária, não apresentando hábitos de consumo no período da uma às quatro horas da madrugada, permitindo que a vazão distribuída no período seja atribuída aos vazamentos predominantemente.

O outro aspecto relevante ao combate de vazamentos é a dificuldade de incentivo às denúncias de vazamentos, tendo em vista o fato de que, no Jardim Monte Carlo mais especificamente, boa parte da população apresenta baixo poder aquisitivo e, portanto, não se mostra disposta a ter suas contas aumentadas em função dos reparos realizados nos ramais prediais.

É interessante observar ainda que o levantamento sócioeconômico realizado pode fornecer subsídios à estimativa de reserva de água (caixa de água), de aproximadamente de 480.000 litros que, teoricamente, garante um abastecimento ininterrupto de 12 a 13 horas, possibilitando a realização de atividades como as de manutenção e reparos.

Os dados de consumo de água e energia elétrica sugerem que uma relação possa ser estabelecida, mas para tanto tais informações devem ser colhidas com maior rigor. No caso, o dado relativo ao consumo de energia elétrica não foi coletado em diversas entrevistas realizadas.

Outras conclusões produzidas pelo levantamento sócioeconômico realizado incluem:

- Há um comportamento nítido de consumo de água as segundas, quartas, sextas-feiras e sábado;
- A renda familiar do sub-setor está bem próxima da renda familiar do Brasil, na ordem de 3,58 salários mínimos;
- 40% dos chefes de família do sub-setor, apresentam um nível de instrução até o 4º ano primário;

Verificou-se ainda a importância da organização das informações em base georeferenciadas, possibilitando a construção de mapas temáticos e de cruzamentos de informações reunidas. Assim o mapa temático de menor renda com maior consumo, retrata as extremidades do setor, sugerindo um consumo induzido pela alta pressão.

Análise histórica dos vazamentos, embora prejudicada pelo número reduzido de boletins de ocorrência disponíveis, possibilitou a identificação de áreas mais suscetíveis aos vazamentos. Observa-se ainda que a análise das peças substituídas reportadas em tais boletins viabilizou a identificação dos pontos de vazamentos quanto à localização na rede principal ou nos ramais prediais, com frequências aproximadas de 33 % e 67 %, respectivamente.

Os testes noturnos de vazamentos através de manobras de fechamentos mostraram-se efetivos na determinação dos parâmetros para a relação média entre pressão atuante na rede e o vazamento total. Já os métodos de determinação dos parâmetros do modelo pressão/vazamento mostraram-se igualmente aceitáveis, embora os valores obtidos através dos dois primeiros métodos (planilha eletrônica e ajuste de curvas gráficas) apresentem uma maior sensibilidade ao ponto representativo escolhido para análise que a otimização por busca direta, utilizando-se a função objetivo sem penalidade. Sob este aspecto o método de otimização por busca direta, mostrou-se superior por considerar a rede toda, embora requeira todo um esforço computacional envolvido nas simulações hidráulicas sucessivas.

Observa-se ainda que a introdução das penalidades na forma efetuada conduziu ao valor do expoente próximo de 0.5, usual para a quantificação de vazão através de orifícios.

Analisando ainda os resultados obtidos pelos três métodos, pode-se concluir que os vazamentos na área ocorrem predominantemente através de áreas fixas, em conformidade com a teoria preconizada por LAMBERT (1999). Em se tratando de uma malha hidráulica com a predominância de tubos de PVC, tal fato pode ser explicado pela pequena extensão sujeita a pressões suficientemente elevadas a ponto de propiciar variações de áreas através das quais os vazamentos ocorrem. Outro fato que contribui para este resultado é a existência de região sujeita a pressões negativas durante a última manobra (3) de fechamento gradual da válvula.

A delimitação de áreas mais ou menos suscetíveis a vazamentos sugere que parâmetros diferenciados possam ser avaliados por área para uma etapa de estudos posterior.

RELATO HISTÓRICO - 1:

EM BUSCA DE ÁGUA PURA: da antiguidade

Fonte: Almanaque da Água, um projeto cultural do Serviço Autônomo de Água e Esgoto e Prefeitura Municipal de São Carlos, 1992.

“ . . . um dos primeiros países a registrar seus cuidados com a água foi a Índia, há mais ou menos 2.000 a.c. Os governantes recomendavam: ”

“Deve-se ferver a água, expô-la à luz do sol e colocar dentro do recipiente um pedaço de cobre aquecido. Depois, filtrar e esfriar em vasos de barro. ”

(continua anexo B)

QUESTIONÁRIO PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MORADORES NOS BAIROS MONTE CARLO E VILA PRADO.

Entrevistador: Adilson () Fernando () Urandi ()
 Data da pesquisa:
 Endereço:

1) Identificação do Entrevistado

Nome:
 Grau de parentesco:
 Sexo:
 Idade:

2) Perfil do Chefe da Família

Grau de parentesco:
 Sexo:
 Escolaridade:
 Profissão:
 Período em que trabalha:

3) Características dos Moradores

Período de ausência:

Nº de adultos (maiores de 18 anos):
 () M () T () N
 Nº de adolescentes (entre 12 e 18 anos):
 () M () T () N
 Nº de crianças (entre 5 de 11 anos):
 () M () T () N
 Nº de bebês (entre 0 e 4 anos):
 () M () T () N

4) Há quanto tempo moram no local?

5) Quais as estações de rádio e TV mais ouvidas pela sua família? Qual o horário?

6) Você costuma passar os finais de semana em casa?

Sim () Não ()

Se Sim, o que você costuma fazer:

7) Qual o dia da semana em que se lava roupa?

8) Tem caixa d'água na residência? Qual a capacidade?

9) Tem carro? Lava em casa? Em que dia e período?

10) Tem hidrômetro?

11) Ocorre falta de água? Como é a pressão (torneiras, mangueiras)?

12) Você observa ocorrência de água de má qualidade na torneira?

13) Costuma pagar o mesmo valor da conta de água todos os meses?

14) Costuma pagar o mesmo valor da conta de luz todos os meses? Você tem a última conta para nos dar uma idéia de consumo?

15) O que você gostaria que fosse melhorado no serviço de água local?

16) O abastecimento de água em sua residência é feita através de:

() rede pública
 () poço
 () nascente (rio, lago, outros)

17) Quanto ao tratamento da água utilizada, ela é:

() filtrada
 () fervida
 () não faz nada
 () comprada

18) Seu domicílio possui instalações sanitárias?

() sim
 () não
 Caso existam, elas estão localizadas

	Banheiro Completo	Somente o vaso sanitário
Dentro do domicílio:	()	()
Fora do domicílio:	()	()

19) O esgoto sanitário é coletado através de:

() fossa (séptica ou rudimentar)
 () vala negra
 () direto no curso d'água
 () rede pública

20) Qual é o destino do lixo de seu domicílio?

() coleta por caminhão
 () queimado
 () enterrado
 () simplesmente jogado em áreas vagas
 () outros, qual?

21) Quantos dias por semana lava a área externa da casa? Quais os dias da semana?

22) Observações:

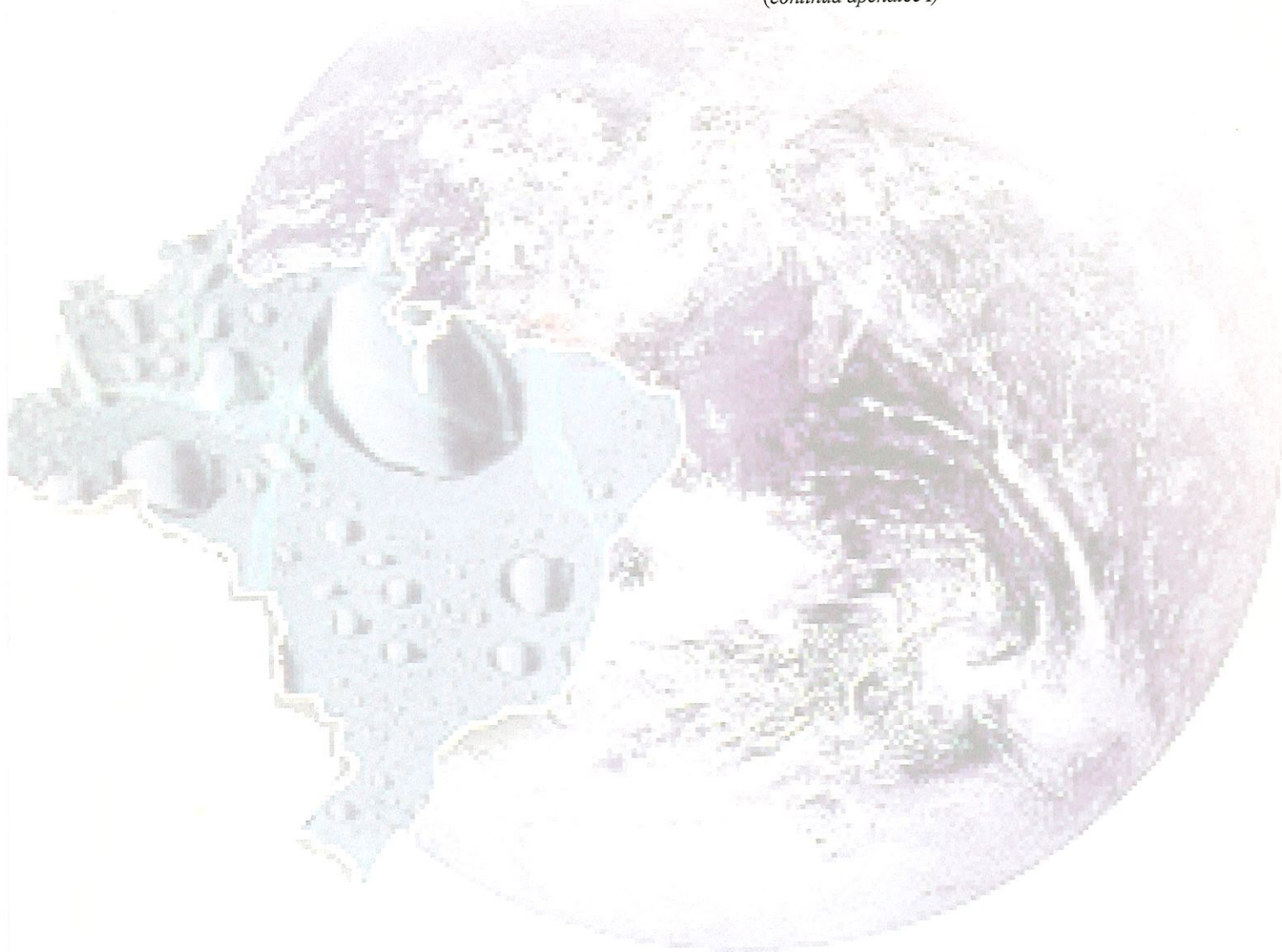
ANEXO - B

*RELATO HISTÓRICO - 2:**EM BUSCA DE ÁGUA PURA: da antigüidade*

“No Egito, há 1450 a.c., a água, apanhada no rio Nilo, era colocada em vasos de onde era retirada através de sifões, depois que lodo tivesse parado no fundo.”

“Na Pércia, os registros encontrados indicam que o exército de Ciro, o Grande, levavam água para as frentes de batalha em enormes jarros, postos em carroças puxadas por mulas. Isso ocorria aí por volta de 600 a.c.”

(continua apêndice I)



```

C PROBLEMA DE MINIMIZAÇÃO: UNIVAR-MC.FOR / BUSCA UNIVARIADA PARA DETERMINAÇÃO DOS
C PARÂMETROS DO MODELO PRESSÃO X VAZAMENTO
C PROGRAMA PRINCIPAL
INTEGER*4 NMAX,NZMAX,LICN,LIRN
PARAMETER(NMAX=100,NZMAX=400,LICN=3*NZMAX,LIRN=3*NZMAX/2)
REAL*8 A(LICN),RHS(NMAX),W(NMAX)
REAL*8 AA(100,100)
INTEGER*4 ICN(LICN),IDISP(10),IKEEP(NMAX,5),IRN(LIRN),
* IW(NMAX,8)
LOGICAL ABORT(4)
INTEGER*4 NOS,TRECH
REAL*8 CARGA(100),H(100),G(100)
REAL Q(100,100,2),QS(100,100,2),R(100,100),RS(100,100),
*d(100,100),l(100,100),CE(100,100),X0(2),X(2),dif(4)
REAL C(100)
COMMON /A1/R,RS,Q,QS,C,FATOR,FFT
COMMON /A3/H,CARGA,PERDAS
COMMON /A2/P57,P7,P19,P26,P38,P51,P57CALC,P7CALC,P19CALC,P26CALC,
*P38CALC,P51CALC,PERDAM
WRITE(3,*)'METODO UNIVARIADO SIMPLES DE BUSCA DIRETA'
WRITE(3,*)' SEM OTIMIZAR O TAMANHO DO PASSO'
WRITE(3,*)' '
WRITE(3,*)' '
WRITE(3,*)' '
write(*,*)'digite os valores de c1(/1.0E10-5) e n1 e tecla enter'
read(*,*)x0(1),x0(2)
TP=0.001
E=0.0005
WRITE(3,*)'PASSO PARA TESTE DO SINAL=',E,' PASSO=',TP
WRITE(3,*)' '
DO 33 I=1,2
33 X(I)=X0(I)
CTE2=X0(1)
CTE5=X0(2)
CTE2=CTE2/100000.
CALL EFE(CTE2,CTE5,FQ,A,RHS,W,AA,IDISP,ICN,IKEEP,IRN,IW,ABORT,
*NOS,TRECH,G,D,L,CE,LICN,NMAX,LIRN,NZMAX,dif)
CTE2=CTE2*100000.
WRITE(3,*)' '
WRITE(3,*)'PONTO DE PARTIDA DO PROCESSO'
WRITE(3,*) CTE2 CTE5 FQ'
WRITE(3,2)CTE2,CTE5,FQ
write(4,2)x0(1),x0(2),fq
WRITE(3,*)' '
WRITE(3,*) CTE2 CTE2 FQ'
WRITE(3,*)' '
60 K=0
IQ=1
50 J=0
X(IQ)=X0(IQ)+E
CTE2=X(1)/100000
CTE5=X(2)
CALL EFE(CTE2,CTE5,FTIL,A,RHS,W,AA,IDISP,ICN,IKEEP,IRN,IW,ABORT,
*NOS,TRECH,G,D,L,CE,LICN,NMAX,LIRN,NZMAX,dif)
CTE2=CTE2*100000.
IF(FTIL.GT.FQ)GO TO 20
T=TP
10 X(IQ)=X0(IQ)+T
CTE2=X(1)/100000
CTE5=X(2)
CALL EFE(CTE2,CTE5,FTIL,A,RHS,W,AA,IDISP,ICN,IKEEP,IRN,IW,ABORT,
*NOS,TRECH,G,D,L,CE,LICN,NMAX,LIRN,NZMAX,dif)
CTE2=CTE2*100000.
WRITE(3,2)(X(I),I=1,2),FTIL
IF(FTIL.GT.FQ)GO TO 30
WRITE(4,2)(X(I),I=1,2),FTIL
J=1
FQ=FTIL
T=2*T
GO TO 10
20 X(IQ)=X0(IQ)-E

```

```

      CTE2=X(1)/100000
      CTE5=X(2)
      CALL EFE(CTE2,CTE5,FTIL,A,RHS,W,AA,IDISP,ICN,IKEEP,IRN,IW,ABORT,
      *NOS,TRECH,G,D,L,CE,LICN,NMAX,LIRN,NZMAX,dif)
      CTE2=CTE2*100000.
      IF(FTIL.GT.FQ)GO TO 40
      T=-TP
      GO TO 10
30 IF(J.EQ.0)GO TO 40
      K=1
      X0(IQ)=X0(IQ)+T/2
      X(IQ)=X0(IQ)
40 IQ=IQ+1
      IF(IQ.LE.2)GO TO 50
      IF(K.NE.0)GO TO 60
      CTE2=X0(1)/100000
      CTE5=X0(2)
      CALL EFE(CTE2,CTE5,FQ,A,RHS,W,AA,IDISP,ICN,IKEEP,IRN,IW,ABORT,
      *NOS,TRECH,G,D,L,CE,LICN,NMAX,LIRN,NZMAX,dif)
      WRITE(3,*)'RESPOSTA:(X(I),I=1,2), FQ(X)'
      WRITE(3,2)(X0(I),I=1,2),FQ
      1 FORMAT(1X,(2F10.3))
      2 FORMAT(1X,(3F10.5))
      4 FORMAT(1X,'E=',F6.4,' TP=',F6.4)
      STOP
      END
C *****
      SUBROUTINE EFE(CTE2,CTE5,FIT,A,RHS,W,AA,IDISP,ICN,IKEEP,IRN,IW,
      *ABORT,NOS,TRECH,G,D,L,CE,LICN,NMAX,LIRN,NZMAX,dif)
C *****
      INTEGER*4 NMAX,NZMAX,LICN,LIRN
      REAL*8 A(LICN),RHS(NMAX),W(NMAX)
      REAL*8 AA(100,100)
      INTEGER*4 ICN(LICN),IDISP(10),IKEEP(NMAX,5),IRN(LIRN),
      * IW(NMAX,8)
      LOGICAL ABORT(4)
      INTEGER*4 NOS,TRECH
      REAL*8 CARGA(100),H(100),G(100)
      REAL Q(100,100,2),QS(100,100,2),R(100,100),RS(100,100),
      *d(100,100),l(100,100),CE(100,100),dif(4)
      REAL C(100)
      COMMON /A1/R,RS,Q,QS,C,FATOR,FFT
      COMMON /A3/H,CARGA,PERDAS
      COMMON /A2/P57,P7,P19,P26,P38,P51,P57CALC,P7CALC,P19CALC,P26CALC,
      *P38CALC,P51CALC,PERDAM
      NPAT=4
      FIT=0.
      REWIND 2
      DO 1001 IPAT=1,NPAT
      READ(2,*)P57,P7,P19,P26,P38,P51,P56,PERDAM
      WRITE(6,*)'*****IPAT=',IPAT,'*****'
      WRITE(3,*)'*****IPAT=',IPAT,'*****'
      ILEIT=1
1002 REWIND 1
      ITER=0
      CALL LEITOR(CTE2,TRECH,G,NOS,CTE4,PREC,d,l,CE,P56,ILEIT)
10 ITER=ITER+1
      CALL INICIO(G,NOS,NEQ,RHS,AA,NRES,CTE4,CTE5,D,CE)
      CALL AXF1(NMAX,NZMAX,LICN,LIRN,
      * NEQ,NZ,A,RHS,W,ICN,IDISP,IKEEP,IRN,IW,ABORT,AA)
      CALL AUX1(CTE2,RHS,G,NOS,ICONV,NMAX,6,PREC,CTE4,CTE5,d,CE)
      IF(ICONV.NE.0)GO TO 10
c WRITE(3,*)'RESULTADOS:'
c WRITE(3,*)' '
c WRITE(6,1)ITER
c WRITE(3,1)ITER
c 1 FORMAT(1X,'FORAM EFETUADAS',I3,' ITERACOES PARA OBTER UMA ESTIMA
c *TIV A',/, ' DE VAZÕES E PERDAS HIDRAULICAMENTE CONSISTENTE')
      CALL INICIO(G,NOS,NEQ,RHS,AA,NRES,CTE4,CTE5,D,CE)
      CALL AXF1(NMAX,NZMAX,LICN,LIRN,
      * NEQ,NZ,A,RHS,W,ICN,IDISP,IKEEP,IRN,IW,ABORT,AA)
      CALL AUX1(CTE2,RHS,G,NOS,ICONV,NMAX,3,PREC,CTE4,CTE5,d,CE)
C CÁLCULO DO DESVIO PERCENTUAL MÉDIO ENTRE OS VALORES SIMULADOS E OBSERVADOS

```

```

PERC1=((abs(P57-CARGA(57)+G(57)+1.1))**2+
*(abs(P7-CARGA(7)+G(7)+1.4))**2+
*(abs(P19-CARGA(19)+G(19)+1.1))**2+
*(abs(P26-CARGA(26)+G(26)+1.1))**2+
*(abs(P38-CARGA(38)+G(38)+1.1))**2+
*(abs(P51-CARGA(51)+G(51)+1.1))**2)/((P57+P7+P19+P26+P38+P51)/6)**2
QQ=Q(56,28,2)+Q(56,54,2)
PERC2=(abs(QQ-PERDAM))**2/(PERDAM)**2
PERC=PERC1+PERC2
C PENALIDADE 1
C IF(QQ.GT.PERDAM)PERC=PERC+100*(QQ-PERDAM)**2
dif(IPAT)=PERDAM-QQ
P57calc=carga(57)-g(57)-1.1
p7calc=carga(7)-g(7)-1.4
p19calc=carga(19)-g(19)-1.1
p26calc=carga(26)-g(26)-1.1
p38calc=carga(38)-g(38)-1.1
p51calc=carga(51)-g(51)-1.1
WRITE(3,*)'D.Q. PRESSÃO=',PERC1,'VAZÃO=',PERC2,'P/ CONDIÇÃO',IPAT
WRITE(3,*)'
WRITE(3,*)'NÓ 57 PRES.MEDIDA=',P57,'(M), PRES.CALC.=',P57CALC
WRITE(3,*)'NÓ 7 PRES.MEDIDA=',P7,'(M), PRES.CALC.=',P7CALC,'(M)'
WRITE(3,*)'NÓ 19PRES.MEDIDA=',P19,'(M), PRES.CALC.=',P19CALC,'(M)'
WRITE(3,*)'NÓ 26 PRES.MEDIDA=',P26,'(M),PRES.CALC.=',P26CALC,'(M)'
WRITE(3,*)'NÓ 38 PRES.MEDIDA=',P38,'(M),PRES.CALC.=',P38CALC,'(M)'
WRITE(3,*)'NÓ 51 PRES.MEDIDA=',P51,'(M),PRES.CALC.=',P51CALC,'(M)'
WRITE(3,*)'VAZÃO MEDIDA=',PERDAM,'(L/s), VAZÃO CALC.=',QQ,
*(L/s)'
WRITE(3,*)'PRESSÃO NA ENTRADA DO SETOR=', P56,'(M)'
FIT=FIT+PERC
1001 CONTINUE
C PENALIDADE 2
C IF(dif(1).LT.dif(2))FIT=FIT+100*(abs(dif(2)-dif(1)))**2
C IF(dif(2).LT.dif(3))FIT=FIT+100*(abs(dif(3)-dif(2)))**2
C IF(dif(3).LT.dif(4))FIT=FIT+100*(abs(dif(4)-dif(3)))**2
WRITE(3,*)'DQ =',FIT
WRITE(3,*)'*****'
37 RETURN
31 FORMAT(1X,' ITERACAO',I3)
END
C *****
SUBROUTINE LEITOR (CTE2,TRECH,G,NOS,CTE4,PREC,d,I,CE,P56,ILEIT)
C *****
INTEGER* 4 NOS,TRECH
REAL Q(100,100,2),QS(100,100,2),R(100,100),RS(100,100),
* d(100,100),l(100,100),CE(100,100)
REAL C(100)
REAL*8 CARGA(100),H(100),G(100)
COMMON /A1/R,RS,Q,QS,C,FATOR,FFT
COMMON /A3/H,CARGA,PERDAS
IF(ILEIT.EQ.0)GO TO 1003
READ(2,*) NOS,TRECH,CTE4,FFT,PREC
FATOR=FFT
1003 DO 10 I=1,NOS
H(I)=0.
DO 10 J=1,NOS
R(I,J)=0.
10 RS(I,J)=0.
C LEITURA DOS DADOS DA REDE, NUMERO DE NOS INTERLIGADOS(TRECH),
C CONTANTE DA EQUACAO DE RESISTENCIA,DIAMETROS,COEFICIENTES DE RU
C GOSIDADES, ESTIMATIVAS DE VAZOES E PERDAS P/ OS TRECH E CONS
C TANTE DA RELACAO PERDA-PRESSAO
C CALCULO DE R E RS PARA OS TRECH
c WRITE(3,*)'
c WRITE(3,*)'DADOS DO PROBLEMA:'
c WRITE(3,*)'
c WRITE(3,*)'NOS TRECH CTE2 CTE4 CTE5 FATOR PREC'
c WRITE(3,1)NOS,TRECH,CTE2,CTE4,CTE5,FATOR,PREC
c WRITE(3,*)'TRECHO L(M) D(M) E(MM) Q QS'
DO 20 TRECHO=1,TRECH
READ(1,*)L,I,J,L(i,j),D(i,j),CE(I,J)
R(I,J)=(1000000*9.81*3.1416*3.1416*d(i,j)**5/L(i,j)/8)**0.5
RS(I,J)=CTE2*L(i,j)

```



```

R(J,I)=R(I,J)
d(i,i)=d(i,j)
CE(J,I)=CE(I,J)
  l(j,i)=l(i,j)
RS(J,I)=RS(I,J)
Q(I,J,1)=3.1416*D(i,j)**2*1000/4.
qs(i,j,1)=0.0
QS(I,J,1)=.15*Q(I,J,1)
Q(J,I,1)=-Q(I,J,1)
20  QS(J,I,1)=QS(I,J,1)
c20  WRITE(3,2)I, J, L(i,j),D(i,j), CE(I,J), Q(I,J,1),QS(I,J,1)
C    LEITURA DOS DADOS : TOPOGRAFIA,CARGASE DEMANDAS NOS NOS
c    WRITE(3,*)NO  COTA(M)  CARGA(M)  DEMANDA(L/S)'
DO 30 I=1,NOS
30  READ(1,*) G(I),H(I),C(I)
c30  WRITE(3,3)I,G(I), H(I), C(I)
C    WRITE(3,*)' '
      H(56)=H(56)+P56
RETURN
1  FORMAT(1X,2I4,3X,F10.7,2X,F9.6,2F5.2,F7.5,/)
2  FORMAT(1X,2I3,F8.1,F6.2,3X,F8.4,2F8.2)
3  FORMAT(1X,I2,3X,3F10.2)
4  FORMAT(1X,I2,'-',I2,/)
END
C  *****
SUBROUTINE INICIO(G,NOS,NEQ,RHS,AA,NRES,CTE4,CTE5,D,CE)
C  *****
C  MONTAGEM DO SISTEMA ESTatico DE EQUACOES SIMULTANEAS
INTEGER* 4 NOS
REAL*8 AA(100,100),RHS(100)
REAL*8 CARGA(100),H(100),G(100)
REAL Q(100,100,2),QS(100,100,2),R(100,100),RS(100,100)
REAL C(100),d(100,100),CE(100,100)
COMMON /A1/R,RS,Q,QS,C,FATOR,FFT
COMMON /A3/H,CARGA,PERDAS
NEQ=0
DO 20 I=1,NOS
IF(H(I).NE.0.0) GO TO 20
NEQ=NEQ+1
RHS(NEQ)=0.0
DO 5 II=1,NOS
5  AA(NEQ,II)=0.0
DO 10 J=1,NOS
IF(R(I,J).EQ.0.0) GO TO 10
E1=1./CTE4
E2=1./CTE4-1.
E3=1./CTE5
E4=1.-1./CTE5
REY=4*ABS(Q(I,J,1))/1000./3.1416/0.000001/D(I,J)/D(I,J)
F=((64/REY)**8+9.5*(ALOG((CE(I,J)/3.7/D(I,J)/1000)+
*(5.74/REY**0.9))-(2500/REY)**6)**(-16))**0.125
c  F=0.25/(ALOG10(CE(I,J)/(3.7*D(I,J)*1000)+
c  *5.74/REY**0.9))**2
c  write(*,*)ponto x'
X=((R(I,J)/F**0.5)**E1)/(ABS(Q(I,J,1))**E2)
c  write(*,*)rs(i,j),e3,qs(i,j,1),e4
  if(abs(qs(i,j,1)).lt.0.000000001)then
    y=0
  else
    Y=0.25*(RS(I,J)**E3)*(QS(I,J,1)**E4)
  endif
c  write(*,*)ponto z'
AA(NEQ,I)=AA(NEQ,I)+X+Y
AA(NEQ,J)=AA(NEQ,J)-X+Y
RHS(NEQ)=RHS(NEQ)+Y*(G(I)+G(J))
IF(H(J).EQ.0.0) GO TO 10
RHS(NEQ)=RHS(NEQ)-(AA(NEQ,J)*H(J))
AA(NEQ,J)=0.0
10  CONTINUE
RHS(NEQ)=RHS(NEQ)-(FATOR*C(I))
20  CONTINUE
NRES=NOS-NEQ
JJ=0

```

```

DO 60 J=1,NEQ
11  JJ=JJ+1
   IF(H(JJ),NE.0.0) GO TO 11
   DO 80 I=1,NEQ
80   AA(I,J)=AA(I,JJ)
60   CONTINUE
   RETURN
   END
C *****
SUBROUTINE AXF1(NMAX,NZMAX,LICN,LIRN,
*N,NZ,A,RHS,W,ICN,IDISP,IKEEP,IRN,IW,ABORT,AA)
C *****
INTEGER*4 NMAX,NZMAX,LICN,LIRN
REAL*8 RESID, U
INTEGER*4 I,IFAIL,MTYPE,N,NZ,J
LOGICAL GROW,LBLOCK
REAL*8 A(LICN),RHS(NMAX),W(NMAX)
REAL*8 AA(100,100)
INTEGER*4 ICN(LICN),IDISP(10),IKEEP(NMAX,5),IRN(LIRN),
* IW(NMAX,8)
LOGICAL ABORT(4)
EXTERNAL F01BRF,F04AXF
NZ=0
DO 90 I=1,N
DO 90 J=1,N
IF(AA(I,J),EQ.0.)GO TO 90
NZ=NZ+1
A(NZ)=AA(I,J)
IRN(NZ)=I
ICN(NZ)=J
90  CONTINUE
IF(N.GT.0 .AND. N.LE.NMAX .AND. NZ.GT.0 .AND. NZ.LE.NZMAX) THEN
U=0.1E0
LBLOCK=.TRUE.
GROW=.TRUE.
ABORT(1)=.TRUE.
ABORT(2)=.TRUE.
ABORT(3)=.FALSE.
ABORT(4)=.TRUE.
IFAIL=110
CALL F01BRF(N,NZ,A,LICN,IRN,LIRN,ICN,U,IKEEP,IW,W,LBLOCK,GROW,
* ABORT,IDISP,IFAIL)
IF(GROW)THEN
END IF
MTYPE=1
CALL F04AXF(N,A,LICN,ICN,IKEEP,RHS,W,MTYPE,IDISP,RESID)
ELSE
WRITE(6,9)'N OU NZ ESTA FORA DA FAIXA:N=',N,
* ' NZ= ',NZ
END IF
RETURN
9  FORMAT(1X,A,I5,A,I5)
8  FORMAT(1X,A,E9.2)
7  FORMAT(1X,'X',I2,'=',F9.2)
END
C *****
SUBROUTINE AUX1(CTE2,RHS,G,NOS,ICONV,NMAX,NOUT,PREC,CTE4,
*CTE5,d,CE)
C *****
INTEGER*4 NOS,NMAX
REAL*8 RHS(NMAX),CARGA(100),H(100),G(100)
REAL*8 Y
REAL R(100,100),RS(100,100),Q(100,100,2),QS(100,100,2),C(100),
*d(100,100),CE(100,100)
COMMON /A3/H,CARGA,PERDAS
COMMON /A1/R,RS,Q,QS,C,FATOR,FFT
JJ=0
DO 9 I=1,NOS
CARGA(I)=H(I)
IF(H(I),EQ.0)THEN
CARGA(I)=RHS(JJ+1)
JJ=JJ+1
END IF

```

```

9 CONTINUE
  ICONV=0
  PERDAS=0.
  if(nout.eq.6)go to 98
C  WRITE(NOUT,*)TRECHO VAZAO VEL Rey PERDA PRES(I) PRES(J)'
98 DO 10 I=1,NOS
  DO 10 J=1,NOS
  IF(R(I,J).EQ.0.)GO TO 10
  X=CARGA(I)-CARGA(J)
  Y=(CARGA(I)+CARGA(J)-G(I)-G(J))/2
C  WRITE(3,37)I,J,X,Y
  e1=1./cte4
  e3=1./cte5
  if(x.eq.0.)then
    q(i,j,2)=0.
  else
    REY=4*ABS(Q(I,J,1))/1000/3.1416/0.000001/D(I,J)/D(I,J)
    F=((64/REY)**8+9.5*(ALOG((CE(I,J)/3.7/D(I,J)/1000)+
    *(5.74/REY**0.9))-(2500/REY)**6)**(-16))*0.125
  c  F=0.25/(ALOG10(CE(I,J)/(3.7*D(I,J)*1000)+
  c  *5.74/REY**0.9))**2
  q(i,j,2)=((r(i,j)/F**0.5)**e1*abs(x))**cte4*(x/abs(x))
  endif
  QS(I,J,2)=0.
  IF((CTE2.NE.0.).AND.(Y.GT.0.))qs(i,j,2)=(rs(i,j)**e3*y)**cte5
  QS(I,J,2)=(QS(I,J,1)+QS(I,J,2))/2
  Q(I,J,2)=(Q(I,J,1)+Q(I,J,2))/2
  Z=Q(I,J,2)-Q(I,J,1)
  IF(ABS(Z).GT.PREC)ICONV=ICONV+1
  Q(I,J,1)=Q(I,J,2)
  QS(I,J,1)=QS(I,J,2)
  BB=CARGA(I)-G(I)
  CC=CARGA(J)-G(J)
  vel=q(i,j,1)/3.1416/d(i,j)/d(i,j)*4*0.001
  Rey=abs(vel)*d(i,j)/1.0E-06
  c  F=0.25/(ALOG10(CE(I,J)/(3.7*D(I,J)*1000)+
  c  *5.74/REY**0.9))**2
  c  if(nout.eq.6)go to 97
C  WRITE(NOUT,20)I,J,Q(I,J,1),vel,Rey,QS(I,J,1),BB,CC
97 PERDAS=PERDAS+QS(I,J,1)
10 CONTINUE
  PERDAS=PERDAS/2
  if(nout.eq.6)go to 99
  WRITE(NOUT,39)PERDAS
99 RETURN
37 FORMAT(1X,2I2,2F8.3)
40 FORMAT(1X,2I3,5F8.2,E10.2)
39 FORMAT(1X,TOTAL DE PERDAS=',F8.2,/)
c 20 FORMAT(1X,2I3,F8.2,f6.2,f10.0,F7.4,3f8.2)
20 FORMAT(1X,2I3,F8.2,f6.2,f10.0,3f8.2)
30 FORMAT(1X,'NO',I2,' H=',F8.2,' P=',F8.2)
  END

```

ARQUIVO DE DADOS - UNIVAR-1-MC.DAT

1	2	30.	0.050	0.06		
2		3	65.		0.050	0.06
2		7	106.	0.050		0.06
2		8	106.	0.050		0.06
3		9	92.		0.050	0.06
3		24	292.	0.050		0.06
3		57	30.		0.050	0.06
4		11	96.		0.050	0.06
4		12	150.	0.050		0.06
4		57	44.		0.050	0.06
5		6	30.		0.050	0.06
6		7	22.		0.050	0.06
6		13	68.		0.050	0.06
7		23	198.	0.050		0.06
8		9	56.		0.050	0.06
8		23	198.	0.050		0.06
9		24	200.	0.050		0.06
10		11	34.		0.050	0.06

11	12	122.	0.050	0.06	
11	14	74.		0.050	0.06
13	16	64.		0.050	0.06
13	19	166.	0.050	0.06	
14	15	156.	0.050	0.06	
14	17	68.		0.050	0.06
16	21	70.		0.050	0.06
16	22	20.		0.050	0.06
17	18	214.	0.050	0.06	
17	25	60.		0.050	0.06
18	27	244.	0.050	0.06	
19	20	90.		0.050	0.06
19	21	90.		0.100	0.06
19	28	122.	0.100	0.06	
19	54	110.	0.050	0.06	
21	22	54.		0.050	0.06
21	23	60.		0.050	0.06
21	55	84.		0.050	0.500
23	24	66.		0.050	0.06
24	25	70.		0.050	0.06
25	26	222.	0.050	0.06	
25	31	82.		0.050	0.06
26	27	225.	0.050	0.06	
27	35	90.		0.050	0.06
28	29	28.		0.150	0.06
28	56	22.		0.150	0.06
29	32	325.	0.075	0.500	
29	36	172.	0.050	0.06	
30	36	68.		0.050	0.06
31	33	228.	0.050	0.06	
31	38	78.		0.050	0.06
31	55	195.	0.050	0.500	
32	38	88.		0.075	0.06
33	34	144.	0.050	0.06	
33	39	70.		0.050	0.06
34	35	142.	0.050	0.06	
34	41	56.		0.050	0.06
35	41	170.	0.050	0.06	
36	37	102.	0.050	0.06	
36	42	126.	0.050	0.06	
37	38	85.		0.050	0.06
37	43	125.	0.050	0.06	
38	39	234.	0.050	0.500	
38	43	80.		0.050	0.500
39	40	92.		0.050	0.06
39	44	90.		0.050	0.06
40	41	82.		0.050	0.06
40	51	260.	0.050	0.06	
42	45	192.	0.050	0.06	
42	46	116.	0.050	0.06	
43	44	204.	0.050	0.06	
43	47	70.		0.050	0.06
43	49	170.	0.050	0.06	
44	50	80.		0.050	0.06
45	46	34.		0.050	0.06
45	52	190.	0.050	0.06	
46	47	20.		0.050	0.06
47	48	108.	0.050	0.06	
49	53	140.	0.050	0.06	
49	58	85.		0.050	0.06
50	51	62.		0.050	0.06
50	58	50.		0.050	0.06
51	53	285.	0.050	0.06	
54	55	138.	0.050	0.500	
54	56	28.	0.075	0.06	
843.0	0.	0.027			
841.2	0.	0.079			
836.5	0.	0.092	***		
831.9	0.	0.074			
855.6	0.	0.027			
854.5	0.	0.048			
853.1	0.	0.048	*** LEITURA		
853.7	0.	0.122			

850.1	0.	0.122	
847.0	0.	0.095	
845.4	0.	0.177	
828.0	0.	0.082	
855.8	0.	0.021	
845.3	0.	0.153	
826.1	0.	0.098	
854.5	0.	0.039	
845.9	0.	0.164	
829.5	0.	0.179	
856.4	0.	0.083	*** LEITURA
853.8	0.	0.066	
853.8	0.	0.042	
854.0	0.	0.025	
851.3	0.	0.116	
848.2	0.	0.146	
846.2	0.	0.141	
836.0	0.	0.247	*** LEITURA
829.7	0.	0.095	
856.0	0.	0.000	
854.7	0.	0.016	
849.6	0.	0.059	
842.2	0.	0.062	
842.2	0.	0.077	
835.6	0.	0.206	
830.1	0.	0.104	
825.7	0.	0.037	
840.1	0.	0.088	
836.2	0.	0.095	
837.3	0.	0.131	*** LEITURA
831.0	0.	0.202	
824.5	0.	0.123	
823.0	0.	0.065	
823.3	0.	0.029	
830.6	0.	0.084	
828.0	0.	0.114	
820.0	0.	0.179	
821.2	0.	0.208	
824.2	0.	0.208	
821.6	0.	0.216	
825.4	0.	0.297	
824.1	0.	0.138	
816.2	0.	0.138	*** LEITURA
815.0	0.	0.050	
818.7	0.	0.118	
855.9	0.	0.066	
849.6	0.	0.104	
855.5	855.5 -6.386		*** PV DA ENTRADA DO SETOR
833.3	0.	0.040	*** LEITURA
828.3	0.	0.522	

ARQUIVO DE DADOS - UNIVAR-2-MC.DAT

44.39	23.79	23.82	38.88	37.35	56.65	25.8	7.614		
58 83	0.5	0.0	0.001						
34.44	13.58	13.38	29.8	28.37	47.85	15.33	6.164		
58 83	0.5	0.0	0.001						
27.48	6.46		6.18	23.26	21.9	41.66	8.02	5.283	
58 83	0.5	0.0	0.001						
20.91	-0.2	-0.5	17.11	15.79	35.65	1.3	4.322		
58 83	0.5	0.0	0.001						
0.0001			0.00011	0.00012	0.00013	0.00014	0.00015	0.00016	0.0001
58 83	0.5	0.0	0.001						

no
(57) (7) (19) (26) (38) (51) (após VRP) (LEAKAGE)

45.3 26.2 24.6 40.8 40.4 58.9

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ ARREGUIN, F. I. C.; OCHOA, L. H. A. (1997) Evaluation of water losses in distribution networks. *Journal of water resources planning and management*, p.284-291, Sep/Oct.
- ✓ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 9650 – *Teste de vedação das juntas*. Rio de Janeiro.
- ✓ BRASIL. Constituição (1988). *Constituição da República Federativa do Brasil*. Brasília, Senado Federal.
- CAMPOS, D. J. (1998). A lei posta em prática. *Agroanalysis a Revista de Economia Agrícola da FGV*, v.18, n.3, p.22-26, Mar.
- CIRILO, J. A. (1997). Técnicas quantitativas para gerenciamento de recursos hídricos / Porto Alegre, UFRGS / Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Cap.6, p.305-359.
- ✓ CODIGO de Água DEC. N. XXIVDCXLIII (1934). Rio de Janeiro, Ministério da Agricultura.
- ✓ CONEJO, J. G. L.; SILVA, R. T. (1998) *Programa nacional de combate ao desperdício de água: definições de perdas nos sistemas públicos de abastecimento*. Brasília, Ministério do Planejamento e Orçamento / Secretária de Política Urbana. (Documento Técnico A2).
- CONFERÊNCIA DAS NAÇÕES UNIDAS SOBRE O MEIO AMBIENTE E DESENVOLVIMENTO Rio de Janeiro, (1992). *Rio de Janeiro : agenda 21*. São Paulo, Secretária de Estado do Meio Ambiente, 1997, p.221-243.
- CORI, K. (1985). Auditing a water distribution system points to improvements. *Water Engineering Management*, v.132, p.25-27.
- DANGERFIELD, B. (1983). *Water supply and sanitation in developing countries*. London, Institut of Water Engineering. And Science.

- DES RAJ. (1992). Teoria del muestro. 2.ed .s.l., Fondo de cultura econômica.
- FERRAZ, A.R.G. (1996). *Modelo decisório para a outorga de direito ao uso da água no estado de são paulo*. São Paulo. 187p. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- EMBASA implanta sistema de geoprocessamento. (1999).
<http://www.fatorgis.com.br/noticias/exibe.cgi?fNoticia=405&grupo=1> (18 Oct).
- FOX, R.L. (1971). *Optimization methods for engineering design*. London, Addison. Cap.2, p. 39-44.
- GERMANOPOULOS, G.; JOWITT, P. W. (1989). Leakage reduction by excess pressure minimization in a water supply network. *Water Engineering Group*. p.195-215, Aug. (Paper 9404).
- GRISHAM. A.; FLEMING, W.(1989) Long term options for municipal water conservation. *Journal American Water Works Association*. v. 88, n.3, p. 34-42.
- GUELI, R.; PEZZINGA, G. (1998). Algoritmi genetici per la regolazione di valvole ai fini della riduzione delle perdite, In: Conv. di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 26.,Catania, 1998. *Atti*.
- HEHL, M.E. (1974). FORTRAN: técnicas práticas e eficientes em programação. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos / São Paulo, EDUSP.
- ✓ HUEB, A. (1985). *Control de fuga en los sistemas de distribución de agua potable*. Lima, Organizacion Pan-americana de la Salud , (CEPIS Manual Dtiapa, 07).
- JOWITT, P. W.; XU, CH. (1990). Optimal valve control in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*. v.116, n.4. p.455 - 473, July/Aug.
- KHADAM, M. A. et al (1991) Water losses municipal utilities and their impacts. *Water International*, v.16, p.254-261, Aug.

- LANNA, A. E. L. (1999) Hidroeconomia, In: REBOUÇAS, A.C.; BRAGA, B.; TUNDISI, J.G. (Org). *Águas doces no Brasil: capital ecológico, uso e conservação*, São Paulo, Escrituras, Cap.16, 251-263.
- LAMBERT, A. O. (1999) Leakage estimation. E-mail. (07 Aug).
- MEDEIROS, C.B.; PIRES, F. (1998) Banco de dados e sistema de informações geográfica, In: ASSAD, E. D; SANO, E.E. *Sistema de informações geográfica-aplicações na agricultura*. 2.ed. Brasília, Embrapa-CPAC.
- MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO E ORÇAMENTO. Secretária de Política Urbana (1998) *Programa nacional de combate ao desperdício de água*. Brasília, Ministério do Planejamento e Orçamento (Documento Técnico A2).
- PORTO, R. M.(1998) Hidráulica básica. São Carlos, EESC/USP.
- REIS, L.F.R., Porto, R.M.; Chaudhry, F. H. (1997). Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 123, n. 6, p. 317-326, Nov./Dec.
- ✓ SÃO PAULO (Estado). *Constituição do Estado de São Paulo* (1997). Título VI da Ordem Econômica, Capítulo IV do Meio Ambiente, dos Recursos Naturais e do Saneamento, Seção II dos Recursos Hídricos, Artigo 205. CBH-Mogi.
- ✓ SÃO PAULO (Estado). *Constituição* (1997). *Constituição do Estado de São Paulo*. São Paulo, p. 81-89.
- SAVIC AND WALTERS, G.(1995a). Integration of a model for hydraulic analysis of water distribution networks with an evolution program for pressure regulation. *Microcomputers in Civil Engineering*, v.10 n.3, p.219-229.
- SAVIC AND WALTERS, G.(1995b). Evolution program for optimal pressure regulation in water distribution networks. *Engineering Optimization*, v.24, n.3, p.197-219.
- SCHEAFFER, R. L.; MENDENHALL, W.; OTT, L. (1987). *Elementary survey sampling*. PWS. Boston, Publishing Co.



- SECRETÁRIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE. Coordenadoria de Planejamento Ambiental. Fundação Florestal. Departamento de Estradas de Rodagem. (1998). *Entre serras e águas – plano de desenvolvimento sustentável para a área de influência da duplicação da rodovia Fernão Dias*, São Paulo, Secretária do Meio Ambiente, p.11-13.
- SECRETÁRIA ESPECIAL DO MEIO AMBIENTE. Superintendência dos Recursos Hídricos e Meio Ambiente. *Manual de avaliação de impactos ambientais*. Curitiba : SUREHMA/GTZ.
- SIEDLER, N. (1985). Winning the war against unaccountedfor water. *Journal New England Water Works Associate*, v.99, n.2, p.119-135.
- SPIEGEL, M. (1991). *Estatística*. 2 ed. São Paulo, McGraw-Hill.
- SUMAN, L. E. (1998). *Serviço de consultoria técnica para determinação darelação entre perdas física e variação da pressão na rede, através de intervenções monitoradas em áreas piloto da RMSP*. São Paulo, SABESP /Relatório Técnico Final BBL - Bareau Brasileiro S/C Ltda/.
- VAIRAVAMOORTHY, K.; LUMBERS, J. (1998). Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control, *Journal Hydraulic Engineering*, v. 124, n. 11, p.1146-1154.
- WATER AUTHORITIES ASSOCIATION (1985). *Leakage control policy and practice*. /Report originally published as National Water Council / Department of the Environment Standing Technical Committee report nº. 26, NWC, Lodon, 1980/.

APÊNDICE I

RELATO HISTÓRICO -3:

EM BUSCA DE ÁGUA PURA: da antiguidade

“Nós, porém, somos herdeiros da civilização grego-romana. E em nossas pesquisas vamos perceber que tanto na Grécia quanto em Roma, a água mereceu cuidados especiais. O grego Hipócrates, considerado o pai da medicina, teve dificuldade para fazer com que seus concidadãos entendessem que até mesmo a água da chuva, tida por muito pura, porque vinha do céu, deveria ser fervida e filtrada para dela serem eliminadas as impurezas que causariam mau cheiro e indigestão. Isso ocorria aí por volta de 400 a.c” .

(continua apêndice II)



a) Índice de Perdas de Água (água não contabilizada)

$$IPA = \frac{VP - VU}{VP} * 100$$

sendo VP (Volume Produzido) o volume de água tratada disponibilizada para consumo medido na saída das ETAs ou unidades de tratamento simplificado; e VU (Volume Utilizado), o somatório dos volumes micromedido, estimado, recuperado (de ligações clandestinas e fraudes), operacional (desinfecção, testes), e especiais (bombeiros, suprimento social, etc).

b) Índice de perdas de faturamento

$$IPF = \frac{VP - VF}{VP} * 100$$

sendo VF (Volume Faturado) correspondente ao volume de água (medida, presumida, estimada, contratada, mínima ou informada) faturado.

c) Indicadores operacionais complementares.

- Expressão da diferença (VP - VU) em m³/extensão de rede.dia, ou L/economia.dia.

- Índice de Perdas na Produção (IPP)

$$IPP = \frac{VC - VP}{VC} * 100$$

Sendo VC o volume captado.

- Índice de Macromedição de Distribuição (IMD)

$$IMD = \frac{\text{Volume Produzido Macromedido}}{VP} * 100$$

sendo o volume produzido macromedido aquele medido nas saídas das ETAs através de macromedidores permanentes.

- Índice de Hidrometração (IH)

$$IH = \frac{\text{N.º Total de Ligações Medidas}}{\text{N.º Total de Ligações}} * 100$$

- Eficiência da Micromedição (EM)

$$EM = \frac{\text{N.º Total de Hidrômetros Funcionando}}{\text{N.º Total de Hidrômetros Instalados na Rede}} * 100$$

- Índice de ligações Inativas (ILI)

$$ILI = \frac{\text{N.º Total de ligações de água inativas}}{\text{N.º Total de ligações de água ativas}} * 100$$

Quais admitem que os índices apresentados não são conclusivos. No entanto, concordam com as da AGHTM (Associação Francesa dos Higienistas e Técnicos Municipais) e da IWSA (International Water Supply Association), no sentido de reconhecer que não é apenas um índice isolado que dá conta de toda a complexidade das perdas nos sistemas públicos de abastecimento. Para tanto sugerem algumas medidas para melhorar a confiabilidade dos dados obtidos, a saber:

- Buscar a qualidade da macro e micromedicação como forma de proporcionar valores mais próximos da realidade;
- Implantar rotinas ágeis e precisas de cálculo e análise dos índices, com a informatização dos processos de trabalho;
- Compatibilizar períodos de macro e micro leitura;
- Dispor de uma equipe dedicada, monitorando e analisando a situação, acionando as demais áreas da empresa para atividades de redução de perdas de água;
- 100% de macromedicação permanente dos volumes de água bruta e produzida;
- Garantir o isolamento das áreas de influência dos macromedidores; e outras medidas que visem garantir os dados mais próximos da realidade.

As perdas de água (ou desperdício) em Sistemas Públicos de Abastecimento de Água são consideradas o volume de água não faturado, que engloba as perdas físicas de água, correspondendo à água não consumida, e as perdas de faturamento, correspondendo à água consumida e não faturada. Nas avaliações dos índices ou volumes de perdas mensuráveis incluem-se, portanto, as perdas físicas de água e as perdas de água não faturadas provenientes de ligações não micromedidas, clandestinas e submedições no sistema de micromedicação. As perdas físicas são influenciadas pela variação de pressão e subdividem-se em perdas visíveis e perdas não visíveis ou inerentes, sendo estas últimas não determinadas pelos equipamentos utilizados na pesquisa de vazamento.

Ainda em conformidade com o documento do Ministério do Planejamento e Orçamento/Secretaria de Política Urbana/Programa Nacional de Combate ao Desperdícios de Água (março 1998), a identificação e separação das perdas físicas das perdas de água não faturadas é possível tecnicamente através da análise de histogramas (registros contínuos) das vazões de consumo macromedidas. Neste caso, o consumo noturno estabilizado durante a madrugada representa a perda física, enquanto o consumo remanescente em outros horários do dia menos os volumes micromedidos representam as perdas de faturamento.

- Processo de Avaliação das Perdas de Água.

A estimativa das perdas de água num sistema de abastecimento se dá através da comparação entre o volume de água abastecido por um ponto do sistema e o volume total de água recebido nos pontos do sistema situados na área de influência do ponto de transferência.

Assim são especificadas as relações das possíveis perdas como: a perda de água bruta na adução pela relação entre o volume de água aduzida na captação e o volume de água que entra na estação de tratamento; a perda de água no tratamento pela relação entre volume de água tratada e volume de água que entra para tratamento; perda de água na adução pela relação entre volumes de água entre dois

pontos de uma adutora; perda na distribuição como a relação entre os volumes micromedidos junto aos consumidores e o volume que alimenta a rede de distribuição, à partir de uma derivação de adutora ou saída de reservatório.

Através de três indicadores básicos pode-se avaliar as de perdas de água, a saber:

Perdas Totais (Pt) podem ser expressas por:

$$Pt = \left(\frac{C - U}{C} \right) * 100$$

onde: Pt em percentagem é determinado a partir dos dados observados de:

- Volume de água Captado (C), considerado aqui como o volume de água que sai do sistema de captação;
- Volume de água Utilizado (U) correspondente aos volumes micromedidos estimados, utilizados pelo cliente;

Perdas na ETA (Pe) avaliadas através da expressão:

$$Pe = \left(\frac{C - P}{C} \right) * 100$$

onde: Pe em percentagem é determinado a partir dos dados observados de:

- Volume de água Captado (C), considerado aqui como o volume de V água que entra nas estações de tratamento;
- Volume de água Produzido (P) ou distribuído, ou seja, o volume de água que sai das ETAs;

Perdas na Distribuição (Pd) calculadas como:

$$Pd = \left(\frac{P - U}{P} \right) * 100$$

onde: Pd em percentagem é determinado a partir dos dados observados de:

- Volume de água Produzido (P) ou distribuído, ou seja, o volume de água que sai das ETAs para distribuição aos consumidores;
- Volume de água utilizado (U) correspondente aos volumes micromedidos e estimado, utilizados pelo cliente;

Segundo o artigo técnico os indicadores acima apresentados podem ser apontados como mais ou menos representativos da realidade, dependendo da confiabilidade dos dados obtidos. Do ponto de vista prático, a utilização desses últimos indicadores, apesar de não refletirem a estimativa das perdas que realmente estão ocorrendo, apontam o limite econômico de interesse para que as empresas de saneamento invistam na redução das perdas. Dessa forma, o uso dessa distorção no consumo e desses indicadores incorporam e incentivam uma certa ineficiência da empresa.

Outras formas de obtenção de indicadores para análise das perdas de um sistema podem ser:

- Através de indicador volumétrico como vazões perdidas (Volume perdido num intervalo de tempo em l/s; m³/h, etc), que tem a vantagem de propiciar uma

avaliação quantitativa direta e possibilitar sua imediata associação com número de habitantes abastecíveis se recuperadas essas vazões perdidas.

- Outro indicador de grande interesse é a perda por quilômetro de rede. A dificuldade neste caso reside na obtenção confiável da extensão da rede de distribuição do sistema.
- Outro indicador usado (SABESP, 1981) é a perda estimada em litros por hora por habitante (l/h/hab).

Basicamente na literatura são encontrados dois tipos de classificação de perdas, que são as perdas físicas e perdas no tratamento. Assim as perdas físicas totais são as perdas que ocorrem num sistema de abastecimento de água entre a captação de água bruta e o cavalete (hidrômetro) do consumidor. Elas incluem as perdas na adução de água bruta, no tratamento de água, nas adutoras, nos reservatórios, instalações de bombeamento e linhas de recalque, nas redes de distribuição e nos ramais prediais, até o cavalete onde está o hidrômetro. A Figura 1 abaixo resume a teoria das águas não faturadas e Perdas Físicas.

Enquanto as perdas de faturamento são as perdas de água não faturadas, ou seja, a água que é consumida pelo cliente e não faturada pelo empresa, como exemplo as ligações não micromedidas ou clandestinas; hidrômetros parados por falta de manutenção ou que subestimam a vazão consumida, seja pelo seu dimensionamento incorreto ou porque sua precisão está comprometida pelo desgaste ou tempo de uso. No Figura 2 resume a teoria das águas não faturadas e controle de perdas de faturamento.

$$\boxed{\text{ÁGUA NÃO FATURADA}} = \boxed{\text{PERDAS FÍSICAS}} + \boxed{\text{PERDAS DE FATURAMENTO}}$$

Água não consumida
Água consumida

PERDAS FÍSICAS

UNIDADE DO SISTEMA	ORIGEM DA PERDA	MAGNITUDE
Captação	Vazamento na adução Limpeza poço de sucção Limpeza desarenador	Variável, função do estado das instalações
ETA – Estação De Tratamento	Vazamentos estrutura Lavagem de filtros Descarga de lodo	Significativa, função do estado das instalações e da eficiência Operacional
Reservação	Vazamento estrutura Extravasamentos Limpeza	Variável, função do estado das Instalações e da eficiência Operacional
Adução	Vazamento Tubulação Descargas	Variável, função do estado das Tubulações e da eficiência Operacional
Distribuição	Vazamento na rede Vazamento em ramais Descargas	Significativa, função do estado das tubulações e principalmente das pressões.

FIGURA 1 – Teoria das águas não faturadas e perdas físicas.

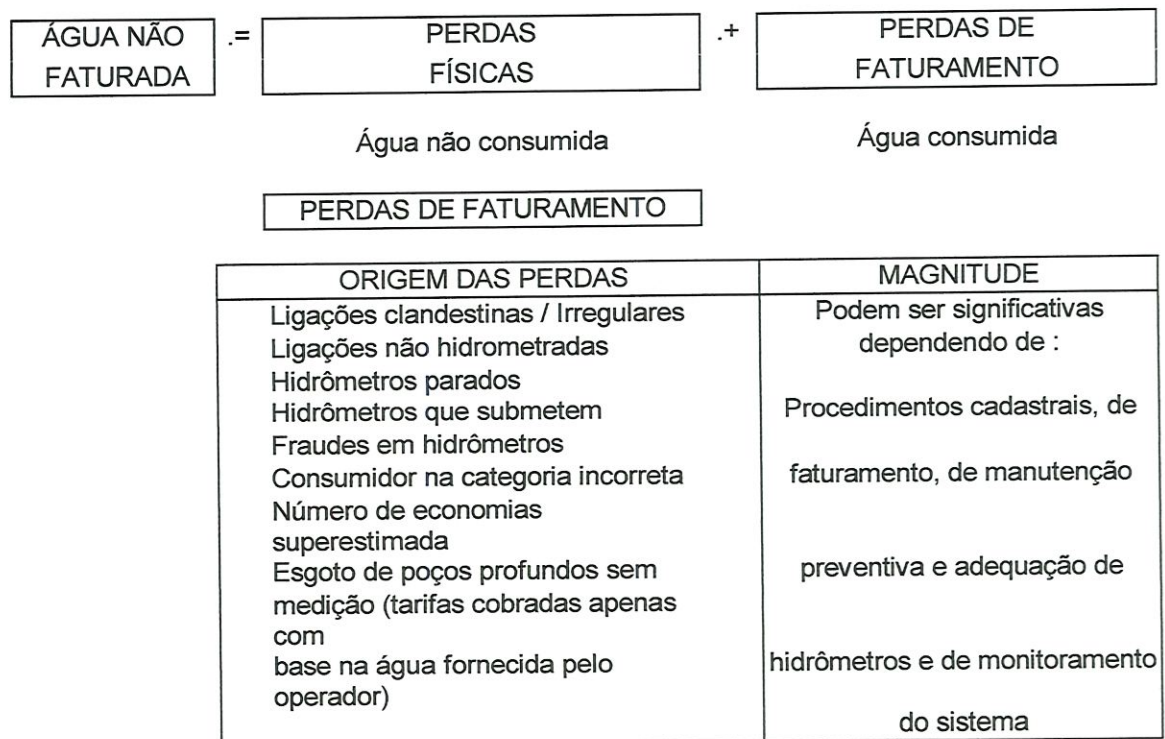


FIGURA 2 – Teoria das águas não faturadas e controle de perdas de faturamento.

Um outro exemplo de perda de faturamento é o caso da água consumida que é sub-faturada por incorreções cadastrais na categoria do consumidor, pode-se citar o consumidor comercial, geralmente com tarifas maiores, cadastrado como residencial, com tarifas subsidiadas ou incorreções no número de economias como exemplo consumidor de um lote ou estabelecimento com mais de uma economia.

Como se pode observar existe uma nítida separação entre perdas de faturamento e perdas físicas, as quais precisam ser respeitadas nas suas definições para poder realizar um balanço de perdas mais próximo da realidade de campo.

APÊNDICE II

*RELATO HISTÓRICO -4:**EM BUSCA DE ÁGUA PURA: da antiguidade a nossos dias*

“Finalmente, em Roma, o escritor Frontinus, que viveu por volta de 100 a.c., descreveu em suas obras os tanques de decantação e os aquedutos construídos pelos romanos, em busca de tratar a água que bebiam e utilizavam.

Já em nossos dias, o parlamento inglês determinou que a água consumida em Londres fosse filtrada. Isso passou a ocorrer a partir de 1852. E em 1885, os cientistas ajudaram os legisladores ingleses, ao demonstrarem que os filtros de areia removiam as bactérias e as impurezas presentes na água”.

(continua apêndice III)



Roteiro para configuração, armazenamento e extração de dados de pressão dos *Dataloggers*.

Programa GP2 < enter >

1º - *para configurar = limpar as informações anteriores para o sistema de dados.*

NEWLOG < enter >
 START/STOP < enter >
 STOP < enter >
 QUIT < enter >.

2º - *Formatação.*

NEWLOG < enter >
 SETUP < enter >
 CONFIGURE < enter >
 LOGGER < enter >

[A:]	[C:]	[D:]
PRESSÃO	\\.	P\100
MP2	NA.100	NAP1.CFG

3º - *Para acertar Horário.*

SETUP < enter >
 CLOCK < enter > (Irá assumir o horário do computador)

4º - *Configurar Nome de Cabeçario.*

SETUP < enter >
 NOTEPAD < enter > (nomes de caracterização)
 WRITE < enter >

5º - *Definir intervalo de gravação.*

SETUP < enter >
 RATE < enter > (sinal (-) diminui (+) aumenta).

6º - *Zerar Pressão.*

```
NEWLOG < enter >  
    STATUS < enter >  
        INPUT < enter >  
            F1 → 0
```

7° - Ativar o mecanismo para coleta de dados.

```
NEWLOG < enter >  
    START/STOP < enter >  
        Ctrl + START
```

8° - Como tirar os dados?

```
NAIM MENU < enter >  
    NEWLOG < enter >  
        DATA < enter >  
            READ < enter >  
                PRESSURE < enter >  
                    VIEW < enter > (nome do arquivo)  
                        GRAPH < enter >  
                            F3 < enter >  
                                REPORT < enter >
```

9° - Ativar Planilha no EXCEL – Chamar o nome do arquivo. FIM.

APÊNDICE III

RELATO HISTÓRICO - 5:

EM BUSCA DE ÁGUA PURA: da antiguidade a nossos dias

“ Cientistas, legisladores e outras pessoas interessadas em melhorar os serviços de água, sempre encontraram dificuldades em convencer a população do acerto das medidas que tomavam. O que eles não esperavam é que poderiam Ter a ajuda de uma doença, infelizmente, para educar mais rapidamente a população.

E isso ocorreu, por exemplo, em 1892, na Alemanha, durante uma epidemia de cólera, que atingiu duas cidades, ambas situadas às margens do rio Elba: Hamburgo e Altona. Os habitantes de Hamburgo tomavam a água do rio Elba, sem filtrá-la. Os de Altona, situada na outra margem, consumiam água do mesmo rio, mas tinham o cuidado de filtrá-la antes de usa-lá. Resultado: os habitantes de Altona não foram atingidos pela epidemia que assolara seus vizinhos do outro lado do rio”.

(continua apêndice IV)



“Se a humanidade não proteger esse recurso, nós ainda vamos ter muitas razões para chorar”.

Fonte: Ministério do Meio Ambiente.

Roteiro para configuração, armazenamento e extração de dados de vazão do *Flowmeter*.

Procedimento no aparelho

1° - *para configurar*

ON

```
Quick start < enter >
  Millimeters < enter >
    Pipe outside diameter < enter >
      Pipe wall thickness < enter >
        Pipe lining thickness < enter >
          Select pipe wall material < enter >
            Select pipe lining material < enter >
              Select fluid type < enter >
```

2° - *Para acertar Horário*

3° - *Configurar Nome de Cabeçario.*

Main Menu

```
View/Edit Site Data < enter >
  Site number < enter >
    Selecione a letra < enter >
      0 para sair < enter >
```

4° - *Definir intervalo de gravação*

5° - *Ativar o mecanismo para coleta de dados.*

6° - *Como tirar os dados?*

No aparelho

Main Menu

```
Data Logger < enter >
  Download log < enter >
    First block to Download < enter >
      Last block to Download < enter >
        Download range to RS232 < enter >
```

No micro

```
Iniciar < enter >
  Programas < enter >
    Acessórios < enter >
      Hyper Terminal < enter >
```

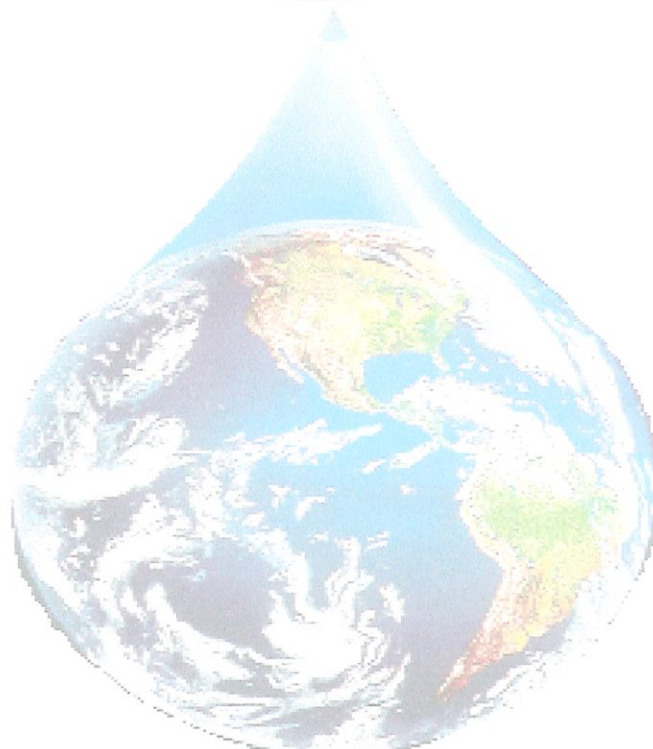
APÊNDICE IV

*RELATO HISTÓRICO - 6:**EM BUSCA DE ÁGUA PURA: da antiguidade a nossos dias*

“São Paulo teve os primeiros filtros lentos instalados no começo deste século. No Guarau, em 1912; e em Cotia, em 1917. O serviço de captação de água na cidade de São Paulo, começou apenas em 1913. E em 1926, ainda em São Paulo, aplicou-se pela primeira vez cloro líquido em tratamento de água.

Na cidade de São Carlos, os cuidados com a água foram intensificados a partir de 1969, com a criação do S.A.A.E.”.

(fim)



Custo de Faixa de Água.

m3	Água	Esgoto	Total
1	1.05	0.72	1.77
2	1.05	0.72	1.77
3	1.05	0.72	1.77
4	1.05	0.96	2.01
5	1.05	1.2	2.25
6	1.05	1.44	2.49
7	1.05	1.68	2.73
8	1.05	1.92	2.97
9	1.05	2.16	3.21
10	1.05	2.4	3.45
11	4.06	2.79	6.85
12	4.62	3.18	7.8
13	5.18	3.57	8.75
14	5.741	3.96	9.701
15	6.57	4.54	11.11
16	7.4	5.12	12.52
17	8.23	5.7	13.93
18	9.06	6.28	15.34
19	9.89	6.86	16.75
20	10.72	7.44	18.16
21	11.55	8.02	19.57
22	12.38	8.6	20.98
23	13.21	9.18	22.39
24	14.04	9.76	23.8
25	15.17	10.55	25.72
26	16.3	11.34	27.64
27	17.43	12.13	29.56
28	18.56	12.92	31.48
29	19.69	13.71	33.4
30	20.82	14.5	35.32
31	21.95	15.29	37.24
32	23.08	16.08	39.16
33	24.21	16.87	41.08
34	25.34	17.66	43
35	26.47	18.45	44.92
36	27.6	19.24	46.84
37	28.73	20.03	48.76
38	29.86	20.82	50.68
39	30.99	21.61	52.6
40	32.32	22.54	54.86
41	33.65	23.47	57.12
42	34.98	24.4	59.38
43	36.31	25.33	61.64
44	37.64	26.26	63.9
45	38.97	27.19	66.16

m3	Água	Esgoto	Total
46	40.3	28.12	68.42
47	41.63	29.05	70.68
48	42.96	29.98	72.94
49	44.29	30.91	75.2
50	45.62	31.84	77.46
51	46.95	32.77	79.72
52	48.28	33.7	81.98
53	49.61	34.63	84.24
54	50.94	35.56	86.5
55	52.27	36.49	88.76
56	53.6	37.42	91.02
57	54.93	38.35	93.28
58	56.26	39.28	95.54
59	57.59	40.21	97.8
60	59.11	41.27	100.38
61	60.63	42.33	102.96
62	62.12	43.39	105.51
63	63.67	44.45	108.12
64	65.19	45.51	110.7
65	66.71	46.57	113.28
66	68.23	47.63	115.86
67	69.75	48.69	118.44
68	71.27	49.75	121.02
69	72.79	50.81	123.6
70	74.31	51.87	126.18
71	75.83	52.93	128.76
72	77.35	53.99	131.34
73	78.87	55.05	133.92
74	80.39	56.11	136.5
75	81.91	57.17	139.08
76	83.43	58.23	141.66
77	84.95	59.29	144.24
78	86.47	60.35	146.82
79	87.99	61.41	149.4
80	89.51	62.47	151.98
81	91.03	63.53	154.56
82	92.55	64.59	157.14
83	94.07	65.65	159.72
84	95.59	66.71	162.3
85	97.11	67.77	164.88
86	98.63	68.83	167.46
87	100.15	69.89	170.04
88	101.67	70.95	172.62
89	103.19	72.01	175.2
90	104.71	73.07	177.78

m3	Água	Esgoto	Total
91	106.23	74.13	180.36
92	107.75	75.19	182.94
93	109.27	76.25	185.52
94	110.79	77.31	188.1
95	112.31	78.37	190.68
96	113.83	79.43	193.26
97	115.35	80.49	195.84
98	116.87	81.55	198.42
99	118.39	82.61	201
100	120.14	83.84	203.98
101	121.89	85.07	206.96
102	123.64	86.3	209.94
103	125.39	87.53	212.92
104	127.14	88.76	215.9
105	128.89	89.99	218.88
106	130.64	91.22	221.86
107	132.39	92.45	224.84
108	134.14	93.68	227.82
109	135.89	94.91	230.8
110	137.64	96.14	233.78
111	139.39	97.37	236.76
112	141.14	98.6	239.74
113	142.89	99.83	242.72
114	144.64	101.06	245.7
115	146.39	102.29	248.68
116	148.14	103.52	251.66
117	149.89	104.75	254.64
118	151.64	105.98	257.62
119	153.39	107.21	260.6
120	155.14	108.44	263.58
121	156.89	109.67	266.56
122	158.64	110.9	269.54
123	160.39	112.13	272.52
124	162.14	113.36	275.5
125	163.89	114.59	278.48
126	165.64	115.82	281.46
127	167.39	117.05	284.44
128	169.14	118.28	287.42
129	170.89	119.51	290.4
130	172.64	120.74	293.38
131	174.39	121.97	296.36
132	176.14	123.2	299.34
133	177.89	124.43	302.32
134	179.64	125.66	305.3
135	181.39	126.89	308.28