

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

RODRIGO FERNANDES JUNQUEIRA

**MODELAGEM MATEMÁTICA DE CLORO RESIDUAL EM REDES DE  
DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA – ESTUDO DE CASO NO JARDIM  
HIGIENÓPOLIS EM MARINGÁ-PR**

**MARINGÁ**

**2010**

RODRIGO FERNANDES JUNQUEIRA

**MODELAGEM MATEMÁTICA DE CLORO RESIDUAL EM REDES DE  
DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA – ESTUDO DE CASO NO JARDIM  
HIGIENÓPOLIS EM MARINGÁ-PR**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientador: Prof. Dr. Sandro Rogério Lautenschlager.

MARINGÁ

**2010**



**RODRIGO FERNANDES JUNQUEIRA**

**MODELAGEM MATEMÁTICA DE CLORO RESIDUAL EM  
REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA – ESTUDO DE CASO NO  
JARDIM HIGIENÓPOLIS EM MARINGÁ - PR**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, na área de concentração Infra-estrutura e Sistemas Urbanos, para obtenção do título de Mestre.

APROVADA em 21 de setembro de 2010.

---

Prof. Dr. **Paulo Fernando Soares**

---

Prof. Dr. **Sidney Seckler Ferreira**

---

Prof. Dr. **Johannes Gérson Janzen**

---

Prof. Dr. **Sandro Rogério Lautenschlager**  
**Orientador**

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

Junqueira, Rodrigo F.

Modelagem Matemática de Cloro Residual em Redes de Distribuição de Água – Estudo de Caso no Jardim Higienópolis em Maringá – PR. / Rodrigo Fernandes Junqueira. – Maringá, 2010.

Orientador: Prof. Dr. Sandro Rogério Lautenschlager.

Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Maringá. Programa de Pós-graduação em Engenharia Urbana, 2010.

## AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pelo amor, vida e educação, a minha esposa pelo amor, incentivo e companheirismo. Embora este trabalho seja, em suma, individual, diversas pessoas contribuíram de forma diversa e não menos importante para a sua conclusão, com sugestões, críticas, ajuda teórica ou prática e opiniões. Outras pessoas contribuíram de forma vitalmente mais importante com apoio, carinho e compreensão constantes. Agradeço a todos pela ajuda nestes dois últimos anos. Algumas pessoas merecem e precisam ser destacadas pela participação ativa que tiveram na concretização deste trabalho e na minha formação:

À Companhia de Saneamento do Paraná, que possibilitou minha participação no curso, além de disponibilizar recursos para a pesquisa.

Ao meu orientador, Professor Dr. Sandro Rogério Lautenschlager, que não poupou horas, nem tão pouco momentos com sua própria família, para me auxiliar no desenvolvimento deste trabalho. Pelo apoio dado em todos os momentos, teve papel fundamental no meu direcionamento, além de ser uma pessoa admirada por todos que o conhecem, pela forma generosa com que distribui seus conhecimentos, e principalmente por acreditar em mim e na minha capacidade para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao gerente da USPONO da Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR – Eng. Reinaldo Antonio Fernandes, por sua ajuda nos momentos mais críticos, por acreditar no futuro deste projeto e contribuir para o meu crescimento profissional e também por ser um exemplo a ser seguido. Sua participação foi fundamental para a realização deste trabalho.

Aos professores e colegas do curso de Pós-graduação em Planejamento Urbano - PEU, que me apresentaram a base para a elaboração deste estudo.

Aos moradores do Jardim Higienópolis, da cidade de Maringá, Estado do Paraná, que apesar de me desconhecem, acreditaram em meu trabalho e permitiram a instalação em suas residências dos aparelhos para as medições necessárias, em especial ao meu amigo João, que coincidentemente mora no citado bairro e serviu de “cobaia” para uma das instalações.

À minha esposa Rosana, pelas inúmeras trocas de impressões e comentários ao trabalho. Acima de tudo, pelo inestimável apoio familiar que preencheu as diversas falhas que fui tendo por força das circunstâncias, e pela paciência e compreensão revelada ao longo destes meses.

Às minhas filhas, Ana e Natália, pela compreensão sempre manifestada, apesar das inúmeras ausências. Espero que o entusiasmo, seriedade e empenho que ponho no trabalho lhes possa servir de estímulo para fazerem sempre o melhor e buscarem sempre, acima de tudo, o conhecimento.

## RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de calibração de um modelo matemático que representa os valores de pressão e concentração de cloro nos nós da rede de distribuição de água quando ocorre variação na demanda de água. Foram utilizados sete pontos para monitorar a pressão e três pontos para monitorar a concentração de cloro residual. Para calibrar os coeficientes de rugosidade da tubulação e as demandas nos nós foi utilizado o método algoritmo genético. A curva de demanda utilizada foi obtida através dos dados de monitoramento de vazão na saída dos reservatórios que alimentam a região estudada. Determinou-se o decaimento de cloro para água em estudo. Os resultados obtidos foram satisfatórios para o modelo hidráulico com boa aproximação em 06 pontos dos 07 monitorados. Através dos resultados de distribuição espacial foi possível identificar regiões com altas pressões que podem ser reduzidos com a instalação de válvulas redutoras de pressão. Para a concentração de cloro o modelo descreve as oscilações na concentração, entretanto nas grandes amplitudes o modelo não consegue aproximar dos valores observados.

Palavras-chave: calibração, modelo matemático, simulação, gerenciamento de rede, sistemas de distribuição, otimização das redes.

## ABSTRACT

This experiment presents a study of a mathematical calibrating model that represents the values of pressure and chlorine concentration at the join of the water distribution network when oscillations occurs in water demand. Seven points were used to monitor the pressure and three points to monitor the concentration of residual chlorine. To calibrate the pipe roughness coefficients and the demands at the join, had been used the genetic algorithm method. The demand curve that was used in this experiment was obtained by the informations of the exit reservoirs flow monitoring of the studied region. Then it was determined the chlorine decay to the water study. The results were satisfactory for the hydraulic model with good approximation in 06 of 07 points monitored. By the results of spatial distribution, was possible to identify regions with high pressures that can be reduced with the installation of pressure reducing valves. For the concentration of chlorine, the model describes the oscillations in the concentration, however in the large amplitudes the model can not approximate the observed values.

**Keywords:** calibration, mathematical model, simulation, network management, distribution systems optimization.



## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
3.1	MODELOS DE SIMULAÇÃO PARA REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	4
3.2	MODELO HIDRÁULICO .....	7
3.2.1	<i>Dados de Entrada para o Modelo Hidráulico.....</i>	8
3.3	MODELO DE QUALIDADE DE ÁGUA.....	10
3.3.1	<i>Taxa de Reação .....</i>	11
3.3.2	<i>Transporte de Substancias.....</i>	13
3.3.3	<i>Aproximações do Modelo de Qualidade da Água .....</i>	14
3.3.4	<i>Precisão na Simulação de Qualidade de Água.....</i>	17
3.4	CALIBRAÇÃO DOS MODELOS.....	18
3.4.1	<i>Calibração do Modelo Hidráulico .....</i>	18
3.4.2	<i>Calibração do Modelo de Qualidade de Água .....</i>	20
3.5	TEORIA DA DESINFECÇÃO .....	21
3.5.1	<i>Agentes Utilizados na Desinfecção da água.....</i>	22
3.5.2	<i>Decaimento do Cloro.....</i>	24
3.5.3	<i>O Fenômeno do “Breakpoint” (Ponto de Inflexão) .....</i>	24
3.5.4	<i>Fatores que Influenciam na Eficiência da Cloração.....</i>	25
3.5.5	<i>O Efeito Germicida dos Residuais de Cloro.....</i>	26
3.5.6	<i>Subprodutos da Cloração com Residual Livre .....</i>	26
3.5.7	<i>Determinação dos Residuais de Cloro .....</i>	26
<b>4</b>	<b>MATERIAL E MÉTODOS .....</b>	<b>28</b>
4.1	ÁREA DE ESTUDO.....	28
4.2	ANALISE DE CLORO RESIDUAL E PRESSÃO NO PONTO DE CONSUMO .....	32
4.3	PERFIL DE DEMANDA .....	35
4.4	MODELO .....	35
4.5	DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DA TAXA DE REAÇÃO NA ÁGUA – KB .....	36
4.6	COEFICIENTE DA TAXA DE REAÇÃO NA PAREDE – KW .....	40
4.7	CÁLCULO DAS DEMANDAS NOS NÓS.....	40
<b>5</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>42</b>
5.1	COEFICIENTE DE DECAIMENTO KB.....	42
5.2	CURVAS DE DEMANDA.....	44
5.3	PRESSÃO NOS NÓS .....	45
5.4	CONCENTRAÇÃO DE CLORO NOS NÓS .....	57
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>63</b>

<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>64</b>
<b>8</b>	<b>ANEXOS.....</b>	<b>70</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - FLUXOGRAMA DO PROCESSO DE MODELAGEM - FONTE: ADAPT. DE WALSKI ET AL (2001). .....	8
FIGURA 2 - ESQUEMA DE UM TUBO COM DESCRIÇÃO EULERIANA .....	15
FIGURA 3 - ESQUEMA DE UM TUBO COM DESCRIÇÃO LAGRANGIANA. ....	15
FIGURA 4 - COMPORTAMENTO DOS SEGMENTOS DE ACORDO COM A DESCRIÇÃO LAGRANGIANA.....	17
FIGURA 5 - COMPONENTES DO DECAIMENTO DE CLORO EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO. ....	21
FIGURA 6 - CURVA TEÓRICA DO PONTO DE INFLEXÃO .....	25
FIGURA 7 - LOCALIZAÇÃO DO JD. HIGIENÓPOLIS NO MUNICÍPIO DE MARINGÁ.....	28
FIGURA 8 - ORTOFOTO (2006) DO MUNICÍPIO DE MARINGÁ COM DESTAQUE PARA O JARDIM HIGIENÓPOLIS E SUAS ZONAS DE PRESSÃO HIGIENÓPOLIS ALTO E HIGIENÓPOLIS BAIXO. ....	29
FIGURA 9 - CAPTAÇÃO (CSB-03), POÇO DE SUCCÃO (PS-04) E ELEVATÓRIA INTERMEDIÁRIA (EET-08). FONTE CCO/SANEPAR. ....	31
FIGURA 10 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO GUAPORÉ (RAP-10, EET-17 CHEGADA DO SAA MARINGÁ VELHO E REL -08 ) FONTE CCO /SANEPAR .....	31
FIGURA 11 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO MARINGÁ VELHO .....	32
FIGURA 12 - LOCALIZAÇÃO DOS 07 PONTOS DE MONITORAMENTO. ....	33
FIGURA 13 - ANALISADOR DE CLORO UTILIZADO .....	34
FIGURA 14 - CONEXÃO DO AMOSTRADOR E SENSOR DE PRESSÃO NO CAVALETE PREDIAL.....	34
FIGURA 15 - CONEXÃO ANALISADOR NOTEBOOK .....	35
FIGURA 16 - TELA DO SOFTWARE WATER CAD V8.0i COM A BASE DE INFORMAÇÃO DO JARDIM HIGIENÓPOLIS....	36
FIGURA 17 - TRÍPLICE LAVAGEM DOS FRASCOS.....	38
FIGURA 18 - ENCHIMENTO DOS FRASCOS. ....	38
FIGURA 19 - FRASCOS CHEIOS E VEDADOS. ....	38
FIGURA 20 - TEMPERATURA CONSTANTE NA ESTUFA. ....	39
FIGURA 21 - TRANSFERÊNCIA DE AMOSTRA PARA ANÁLISE .....	39
FIGURA 22 - BANCADA DE ANÁLISES .....	40
FIGURA 23 - CLORO RESIDUAL E CURVA DE APROXIMAÇÃO PARA KB.....	42
FIGURA 24 - PERFIL DE DEMANDA MÉDIO PARA ZONA ALTA E ZONA BAIXA. ....	44
FIGURA 25 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-162.....	45
FIGURA 26 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 162. ....	45
FIGURA 27 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-171.....	46
FIGURA 28 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 171. ....	46
FIGURA 29 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-174.....	47
FIGURA 30 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 174. ....	47
FIGURA 31 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-175.....	48
FIGURA 32 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 175. ....	48
FIGURA 33 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-179.....	49
FIGURA 34 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 179. ....	49
FIGURA 35 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-184.....	50
FIGURA 36 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 184. ....	50

FIGURA 37 - COMPARATIVO DE PRESSÃO PARA O NÓ J-414.....	51
FIGURA 38 - REGRESSÃO LINEAR ENTRE PRESSÃO OBSERVADO E CALCULADO NÓ 414. ....	51
FIGURA 39 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO NA REGIÃO 00:00 E 04:00 HORAS. ....	53
FIGURA 40 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO NA REGIÃO 08:00 E 12:00 HORAS. ....	54
FIGURA 41 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO NA REGIÃO 16:00 E 20:00 HORAS. ....	55
FIGURA 42 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO NA REGIÃO 00:00 E 12:00 HORAS APÓS INSTALAÇÃO DE 3VRPs.....	56
FIGURA 43 - CONCENTRAÇÃO DE CLORO TOTAL NA JUNÇÃO 162.....	57
FIGURA 44 - CONCENTRAÇÃO DE CLORO TOTAL NA JUNÇÃO 179.....	58
FIGURA 45 - CONCENTRAÇÃO DE CLORO TOTAL NA JUNÇÃO 184.....	58
FIGURA 46 - DISTRIBUIÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE CLORO NA ÁREA MODELADA (00:00 E 04:00HS). ....	60
FIGURA 47 DISTRIBUIÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE CLORO NA ÁREA MODELADA (08:00 E 12:00HS). ....	61
FIGURA 48 - DISTRIBUIÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE CLORO NA ÁREA MODELADA (16:00 E 20:00HS). ....	62

## 1 Introdução

A distribuição da água para a população, livre de microorganismos nocivos à saúde é uma preocupação constante no Brasil e no mundo. Assim, é utilizada a desinfecção desta água distribuída, sendo que a maioria dos sistemas de tratamento e distribuição de água à população e outros consumidores utiliza o agente químico Cloro para proteção contra elementos biológicos capazes de causar danos à saúde pública. O cloro é introduzido na água em uma das últimas etapas do tratamento em Estações de Tratamento de Água (ETA), chamada desinfecção.

O cloro tem como objetivo destruir os microorganismos que são inseridos na rede de distribuição podendo ser através de falhas técnicas, consertos com vazamentos, pressões negativas e trabalhos de manutenção. O cloro residual não se mantém estável em toda a rede, o que faz necessário a análise do cloro residual na rede para manter a salubridade da água.

Os modelos de simulação matemática consistem nos instrumentos computacionais utilizados no campo do projeto e do diagnóstico de funcionamento de sistemas de distribuição de água, constituindo uma ferramenta importante para análise dos sistemas por parte dos técnicos envolvidos na operação. Estas ferramentas podem ser utilizadas para formular simulações dos sistemas de abastecimento de água no âmbito de sua qualidade, considerando o cloro residual.

Sabe-se que tais verificações podem ser feitas diretamente na rede, entretanto uma perda desnecessária de tempo, de pessoal e de gastos pode ser produzida se tais simulações forem realizadas diretamente na rede. Se um modelo devidamente calibrado for utilizado, esta simulação do comportamento poderá ser realizada poupando gastos e otimizando os resultados.

A aplicação desta ferramenta de controle pode propiciar às companhias de saneamento muitos benefícios, uma vez que os modelos podem prever o comportamento da qualidade da água em redes de distribuição e reservatórios, levando as estratégias de controle para manter e melhorar a qualidade da água em sistemas de distribuição através da avaliação de alternativas operacionais, como por exemplo a utilização de válvulas redutoras de pressão (VRP).

O uso de um modelo pode auxiliar na redução do consumo total de desinfetante, diminuindo custos operacionais, além de garantir uma concentração adequada de cloro desinfetante na água que chega aos consumidores, conforme instruído e determinado pela organização mundial de saúde.

Assim, os modelos de simulação são ferramentas que permitem, com uma margem de erro previsível, analisar e prever o comportamento hidráulico e de parâmetros de qualidade da água do sistema, a partir das características dos seus componentes, da sua forma de operação e dos consumos solicitados na área a ser aplicada. Os modelos permitem assim a rápida, eficaz e concreta realização das análises necessárias e a simulação nos cenários mais variados, com suficiente aproximação, sem ser necessário interferir com o sistema diretamente ou arriscá-lo com modos de operação desconhecidos.

A simulação do comportamento do sistema pode ser utilizada também para prevenção face as grandes possibilidades de condições operacionais e ambientais. Os problemas podem assim ser antecipados e as soluções avaliadas antes de os investimentos serem realizados.

## 2 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo calibrar um modelo hidráulico e de qualidade de água (análise de cloro residual) para um bairro da cidade de Maringá-PR e simular cenários operacionais que reduzam a pressão de operação na rede com vista à redução das perdas físicas no sistema. Para o alcance destes objetivos as seguintes metas foram estabelecidas:

- **Meta 1** - Cadastro da rede de distribuição no formato digital com as informações de cota, descrição da tubulação e demandas nos nós;
- **Meta 2** - Monitoramento da vazão na saída dos reservatórios de alimentação da região modelada para estabelecimento do perfil de demanda;
- **Meta 3** - Monitoramento da pressão disponível nos nós;
- **Meta 4** - Monitoramento da concentração de cloro nos nós e decaimento de cloro para água em estudo;

### 3 Revisão Bibliográfica

#### 3.1 Modelos de Simulação para Redes de Distribuição de Água

O interesse no desenvolvimento e implementação de modelos de simulação da qualidade de água em redes de distribuição de água aumentou a partir da década de 1980. Inúmeros modelos foram desenvolvidos e aplicados (MALES et al, 1988; GRAYMAN E CLARK, 1988; GRAYMAN et al, 1993; CLARK et al, 1988; CLARK et al, 1993; ROSSMAN et al, 1993; ROSSMAN E BOULOS, 1994; ROSSMAN et al, 1996; CASAGRANDE E SARMENTO, 1999; ISLAM et al, 1997; WU et al, 1998; GAGNON et al, 1998; SMITH et al, 1998 e FERNANDES C. S., 2002), tanto para simulação em condição permanente quanto dinâmica.

Na literatura são descritos dois tipos de modelos para simulação do decaimento de cloro em sistemas de distribuição. O primeiro tipo foi desenvolvido para simular o comportamento do cloro na água em regime permanente o segundo tipo denominado de modelo dinâmico que simula condições variáveis no tempo (FERNANDES C. S., 2002).

Esses modelos podem ser aplicados à predição do decaimento de componentes não conservativos, à determinação da idade da água ou tempo de permanência no sistema, à predição do movimento de elementos conservativos e à determinação das porcentagens de água provenientes de cada sistema abastecedor.

CLARK e colaboradores realizaram a modelagem da qualidade de água em redes de distribuição de água. O modelo foi aplicado para decaimento de cloro, considerando a taxa de decaimento  $k$  igual a  $1,0 \text{ dia}^{-1}$ . Observou-se que os residuais de cloro variam no tempo, no espaço, assim como na mudança dos cenários de operação (como bombeamento direto e/ou uso de reservatórios de estocagem). Os resultados do estudo sugerem que o decaimento do cloro é devido aos longos tempos de permanência no reservatório, destacando a importância da operação dos reservatórios; e uma menor influencia o decaimento que ocorre na rede (CLARK et al, 1993).

Pesquisas de decaimento de cloro foram aplicadas em Cherry Hill / *Brushy Regional Water Authority* por ROSSMAN e colaboradores, onde se utilizou modelagem com flúor (componente conservativo) para calibração do sistema, seguida da modelagem de cloro. Nessa aplicação foi empregado o programa EPANET. Os autores observaram uma conduta cíclica dos residuais de cloro, seguindo os padrões de bombeamento: baixos residuais ocorrem nos períodos em que os reservatórios estão em operação e são desligadas as elevatórias. Uma constatação interessante nesse trabalho foi sobre os pesos dos coeficientes de decaimento de



cloro na água –  $k_b$  e decaimento na parede do tubo -  $k_w$ : conforme a velocidade da água no tubo aumenta, cresce a importância de  $k_w$ . Em média, no estudo em questão, a parede contribuiu para 67 % das perdas de cloro, a água 12 % e o reservatório, 21 %. Essas porcentagens variam conforme a tubulação adotada para operação do sistema. Os autores concluíram que o uso de apenas uma constante de decaimento de parede pode não ser apropriado para todos os sistemas de distribuição, visto que um sistema pode ser composto de tubos de diferentes características (ROSSMAN et al, 1994).

No Brasil, foi apresentado trabalho sobre aplicação de modelagem de qualidade no Sistema de Abastecimento de Água Jucu, em Viana, ES, o qual obteve resultados satisfatórios por comparação de residuais de cloro calculados e medidos em campo (CASAGRANDE e SARMENTO, 1999). O conhecimento das condições hidrodinâmicas da rede foi um fator importante para esses resultados. Grande influência nas concentrações finais de cloro ao longo da rede foi constatada, devido às variações das dosagens e nível de água do reservatório, mostrando a importância das condições operacionais na concentração.

Um modelo de qualidade pode fornecer uma série de estratégias de desinfecção. Os modelos tornam possível prever o impacto de quaisquer modificações futuras na estrutura da rede ou da forma de operação sobre a qualidade da água distribuída, como constataram GAGNON e colaboradores, na aplicação do programa Stoner Workstation Service no sistema distribuidor de Paris, o qual já estava equipado com GIS (Sistema de Informações Georreferenciadas), SCADA (Sistema de Supervisão e Controle de Dados) e redes neurais para previsão de demanda (GAGNON et al, 1998). Nesse trabalho, o simulador foi conectado ao SCADA para receber as informações do sistema diretamente e, desde 1993, um banco de dados com as concentrações de cloro foi utilizado para ajuste dos fatores cinéticos. GAGNON et al (1998) observaram a necessidade de um modelo hidráulico bem detalhado para melhores resultados da análise de qualidade. Segundo eles ainda, a consideração dos reservatórios como reatores de mistura completa é uma simplificação que pode causar discrepância entre a simulação e os valores observados.

Existem no mercado, diversos modelos e programas para modelagem matemática para auxílio da análise hidráulica e de qualidade em redes de distribuição de água. Dentre eles: H2Onet (MONTGOMERY WATSON, 2002), SynerGEE (ADVANTICASTONER, 2002), Epanet (ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 2001), WaterCad (HAESTAD METHODS, 2002), Pipe2000 – KYPipe (UNIVERSITY OF KENTUCKY, 2002), MikeNet (BOSS INTERNATIONAL, 2002). Cada um desses programas possui uma interface gráfica

para o desenvolvimento dos modelos, anotações, códigos de cores para dados de contorno e resultados, e possuem interface com dados de Sistemas de Informações Geo-referenciadas (GIS) e dados de AutoCad. O aspecto comercial que os modelos têm (com exceção do Epanet) faz com que seus criadores estejam constantemente atualizando-os, para manter seus clientes. Atualmente, os programas oferecem conexão com base de dados GIS, esqueletonização (simplificação da malha de abastecimento às redes de maior porte), opção de cálculo de bomba com velocidade variável, análises de custo de energia, regras operacionais complexas, calibração otimizada (ajuste de parâmetros como coeficiente de Hazen-Williams e demandas), e sofisticadas formas de apresentação de resultados.

Para o presente estudo foi adotado como simulador o programa WaterCad da *Haestad Methods*, pois é o programa que a Cia. de Saneamento do Paraná – Sanepar dispõe para a elaboração dos projetos de implantação e ampliação dos sistemas de abastecimento de água.

### 3.2 Modelo Hidráulico

O modelo hidráulico do programa Watercad resolve o fluxo na malha principal de distribuição, dando como soluções vazões nos tubos e pressões nos nós da rede. Esta resolução pode ser estática (denominada *steady state*), na qual o modelo determina fluxos e pressões para componentes do sistema de distribuição sobre um dado conjunto de condições operacionais e de carregamento instantâneos; ou em período estendido (*Extended Period Simulation*, EPS), que se trata de uma simulação ao longo de um período definido pelo usuário, onde fluxos e pressões dos componentes se alteram sob condições variáveis no tempo, como demandas ou outros fatores que podem se alterar.

O modelo hidráulico pode ser descrito como um arquivo de dados básicos descrevendo a rede, parâmetros operacionais e demandas, usados em conjunto com um programa de computador para solução de redes. Os dados da rede incluem a descrição física da rede de água, incluindo tubos, nós, capacidade das estações de bombeamento, capacidade de reservatórios e tamanhos e funções de válvulas. Os parâmetros operacionais incluem valores do sistema real, como taxa de vazão das estações de bombeamento, níveis de automatização de reservatórios e pressões para um ponto particular no tempo, como no horário de pico.

Demandas são os valores de consumo de água para os nós num momento específico; um fator multiplicador pode ser usado para ajustar todas as demandas uniformemente para representar um outro momento. Alguns resultados importantes deste modelo incluem valores de pressões, cargas hidráulicas e as perdas de carga nas tubulações.

Para garantir que o modelo tenha confiabilidade, ele precisa ser calibrado. Sendo que muitos dados desconhecidos são requeridos, medições devem ser tomadas ou estimativas devem ser usadas (AWWA, 1989). A calibração é o processo de ajuste fino dos parâmetros do modelo, até que os resultados, ou saídas de pressão e vazão, simulem as condições de campo dentro de uma faixa aceitável de precisão (ver quadro 1). O modelo calibrado torna-se uma ferramenta que pode ser usada para desenvolver modelos adicionais para vários casos e para comparação dos efeitos das alterações. A seqüência da modelagem do sistema de distribuição de água é apresentada na Figura 1.

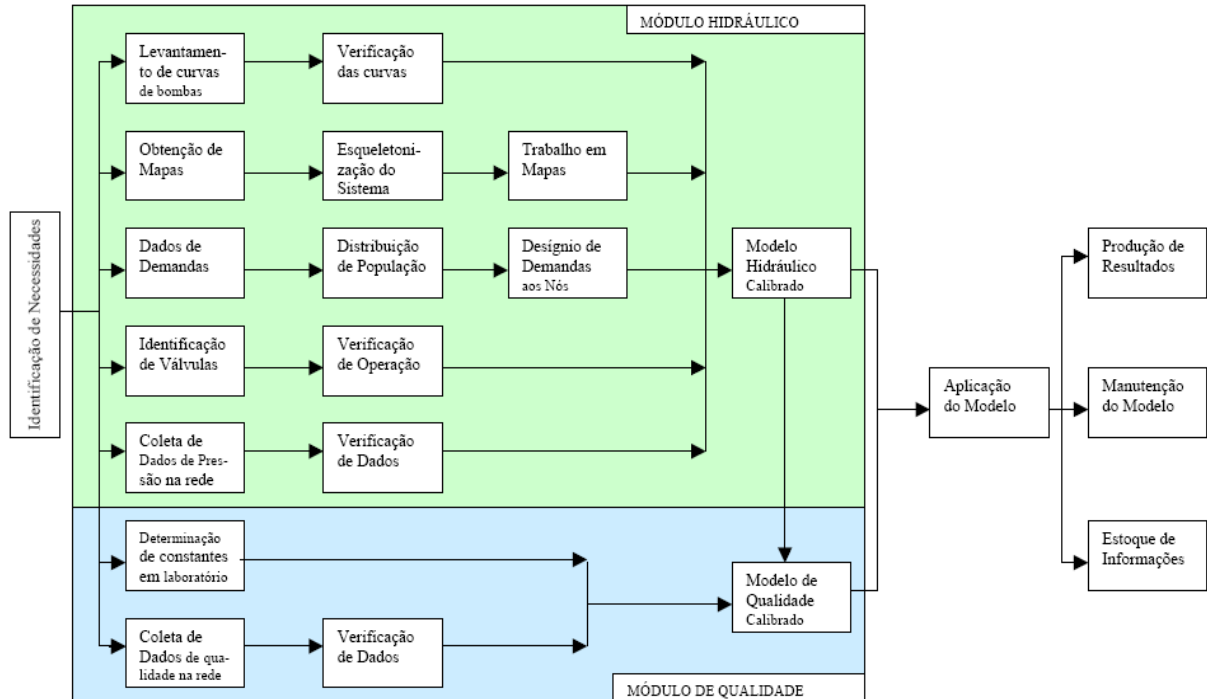


Figura 1 - Fluxograma do processo de modelagem - Fonte: adapt. de Walski et al (2001).

### 3.2.1 Dados de Entrada para o Modelo Hidráulico

#### *Trechos e Nós da Rede*

São necessárias informações numéricas detalhadas sobre as redes usadas para transportar a água, como diâmetro, comprimento, rugosidade e material de cada tubo. Também são necessárias as coordenadas dos pontos de conexão entre os tubos. Essas informações são obtidas em mapas e projetos executivos ou em intervenções de sondagens quando houver dúvida no cadastro das redes existentes. O valor numérico de rugosidade, baseado no material, idade e condições físicas de cada tubo, faz parte dos dados de entrada.

#### *Elementos da Rede*

Outras características, como válvulas de controle, válvulas redutoras de pressão e elevatórias de recalque, instalados na rede de distribuição, devem ser identificados e incluídas no arquivo base.

#### *Dados das Bombas*

As bombas devem ser modeladas, pois suprem a pressão necessária para distribuição da água ao sistema. São necessárias suas características operacionais, ou seja, seus pontos de vazão *versus* altura manométrica, que vão formar a curva da bomba; além das coordenadas da mesma.

Curvas de bombas podem ser obtidas a partir de catálogos de fabricantes, o que é válido para equipamentos relativamente novos, pois com o desgaste, ocorre a perda da

eficiência da curva. Para equipamentos com algum tempo de uso, é apropriado executar-se testes de campo para determinação da curva real, o que é feito pela equipe de serviços eletromecânicas da Sanepar, a cada seis meses. Curvas reais foram utilizadas no estudo.

### ***Dados sobre Reservatório***

Tanto os reservatórios elevados, como os apoiados ou enterrados, são elementos para armazenamento e distribuem água por gravidade ou servem de tanque de sucção para estações de bombeamento ou recalque. Os níveis de água nos reservatórios flutuam dependendo da demanda do sistema. Através da instalação de eletrodos de automatização são regulados os níveis máximos e mínimos, bem como os níveis de acionamento (fecha e abre) de registros pneumáticos auto-operados. Os volumes de armazenamento, dimensões, faixas de operação, válvulas de controle e as áreas a serem abastecidas são elementos importantes a serem definidos para a entrada no modelo hidráulico.

### ***Dados de Campo***

Medições de campo fazem parte da coleta de dados. Tomar medições de campo envolve testar e registrar a posição de vários componentes do sistema. Entre os registros têm-se: os valores de pressão nos nós, à montante e jusante das válvulas redutoras de pressão, vazão, demanda de água nos setores de medição e coeficientes de rugosidade. Essas medidas são usadas como um suplemento e como primeira verificação das informações providas pelos registros do sistema de água.

### ***Condições de Demanda***

Dados referentes ao uso da água devem ser coletados e deve constar no modelo base. Para preparar uma representação precisa do desempenho do sistema, as demandas de água precisam ser alocadas geograficamente e de acordo com suas variações diurnas e noturnas.

A alocação geográfica diz respeito às porcentagens da demanda média total que serão atribuídas a cada nó. Pode ser feita uma distribuição proporcional a cada área atendida, ou ao número e qualificação de consumidores atendidos, considerando-se ainda seus consumos micro-medidos reais.

As variações do uso da água que ocorrem durante um dia estão relacionadas aos usos e costumes de cada região. Podem-se estabelecer fatores horários que, multiplicados pela demanda média, representem a demanda num determinado horário. O conjunto desses fatores forma o perfil de demanda, o qual pode ser obtido de uma série de medições de vazão do sistema.

### 3.3 Modelo de Qualidade de Água

As equações básicas para solução do modelo de qualidade são fundamentadas no princípio da conservação de massa e nas reações cinéticas. O processo de qualidade da água dentro de um tubo geralmente inclui advecção, difusão e dispersão, reações químicas e biológicas, interações com superfície interna dos tubos e fontes externas. Esses processos podem incluir o transporte simultâneo de múltiplas substâncias e suas interações (FERNANDES C. S., 2002).

O software utilizado nesta dissertação WaterCad (Water Cad, 2006) implementa o método de volume elementar discreto euleriano (*discrete volume-element method* - DVEM) para solução do numérica. O método requer como entrada básica a solução completa da distribuição de fluxos (magnitude e direção) para os tubos e nós da rede a cada intervalo de tempo discreto, que acontece sobre uma simulação de período estendido. A concentração do composto químico é determinada para cada volume-elementar discreto no sistema para todo intervalo de tempo. Supõe-se mistura completa através de distâncias finitas, como um nó ou um pequeno segmento de tubo. A expressão da taxa de reação de primeira ordem é a mais comumente utilizada nos processos de decaimento ou aumento da concentração da substancia simulanda. A função de primeira ordem tem a forma apresentada na equação 1.

$$R(C_i) = kC_i \quad \text{Equação 1}$$

onde:

R - taxa de reação da substancia ( $\text{mgL}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$ );

k - coeficiente da taxa de reação de decaimento (negativo) ou aumento de concentração (positivo) ( $\text{s}^{-1}$ );

$C_i$  - concentração da substância no fluido ( $\text{mgL}^{-1}$ ).

Assumindo que a taxa de reação seja de primeira ordem, tem-se a equação 2

$$C_i(x, t + \tau) = C_i(x - u_i \tau, t) e^{k\tau} \quad \text{Equação 2}$$

onde:

t - tempo hidráulico;

$\tau$  - intervalo de tempo para cálculo de qualidade da água (s);

$u_i$  - velocidade média do fluxo ( $\text{m s}^{-1}$ );

x - distância no tubo, positiva na direção do fluxo (m);

### 3.3.1 Taxa de Reação

O programa utilizado implementa um modelo de taxa de reação de primeira ordem que usa um coeficiente de taxa de reação composto. Este efetivamente simula reações que acontecem no próprio fluido e na interface do fluido e parede do tubo. O modelo de reação considera que o aumento ou decaimento de uma substância depende de reações que acontecem tanto na água quanto com o material ao longo da parede de tubo. A expressão geral para taxa de decaimento de substância para cada tubo  $i$ , é apresentada na equação 3.

$$R(C_i) = -k_b C_i \left( \frac{k_f}{R_{Hi}} \right) (C_i - C_{wi}) \quad \text{Equação 3}$$

onde:

$k_b$  - coeficiente da taxa de reação no fluido, de primeira ordem, ( $1 \text{ s}^{-1}$ );

$C_i$  - concentração de substância no fluido, ( $\text{mgL}^{-1}$ );

$k_f$  - coeficiente de transferência de massa entre o fluido e a parede do tubo ( $\text{m s}^{-1}$ );

$R_{Hi}$  - raio hidráulico do tubo (Diâmetro / 4), (m);

$C_{wi}$  - concentração da substância na parede, ( $\text{mgL}^{-1}$ );

A taxa de reação na equação 3 depende do decaimento que ocorre na água e também da transferência de massa do componente do fluido para a parede do tubo. Assumindo que a taxa de reação na parede é de primeira ordem e que nenhuma acumulação de material acontece no volume de controle dentro do intervalo de tempo, o balanço de massa na parede pode ser determinado pela equação 4.

$$k_f (C_i - C_w) = k_w C_{wi} \quad \text{Equação 4}$$

onde:

$k_w$  - coeficiente da taxa de reação na parede do tubo, ( $\text{m dia}^{-1}$ ).

$k_f$  - coeficiente de transferência de massa entre o fluido e a parede do tubo ( $\text{m s}^{-1}$ )

$C_i$  - concentração de substância no fluido, ( $\text{mgL}^{-1}$ )

$C_w$  - concentração da substância na parede, ( $\text{mgL}^{-1}$ ).

Resolvendo a equação 4 para a concentração de parede e substituindo na equação 3, resulta na expressão da taxa de reação geral de primeira ordem para decaimento de substância equação 5

$$R(C_i) = -K_G C_i \quad \text{Equação 5}$$

onde:

$K_G$  – constante de reação global ( $s^{-1}$ ).

A constante da taxa de reação global relaciona o coeficiente de reação no fluido ( $k_b$ ), o coeficiente de reação com a parede da tubulação ( $k_w$ ), o coeficiente de transferência de massa entre o fluido e a parede ( $k_f$ ) e o raio hidráulico do tubo  $R_{Hi}$  resultando na equação 6.

$$K_G = k_b + \frac{k_w k_f}{R_{Hi} (k_w + k_f)} \quad \text{Equação 6}$$

Se  $K_G$  tiver sinal negativo na equação 6, ocorrerá um aumento da concentração da substância no fluido através da transferência de massa da parede do tubo para o fluido.

O coeficiente da taxa de reação no seio da água ( $k_b$ ) e o coeficiente de taxa de reação de parede ( $k_w$ ) devem ser determinados considerando as características da tubulação e da água simulada. O coeficiente de transferência de massa entre o fluido e a parede  $k_f$  é expresso em termos do adimensional número de Sherwood (Sh), também chamado de número de Nusselt de transferência de massa, conforme a equação 7.

$$k_f = Sh \frac{D}{d} \quad \text{Equação 7}$$

onde:

D - difusividade molecular da espécie sendo transportada, ( $L^2 t^{-1}$ );

d – diâmetro do tubo, (L).

No escoamento laminar o número de Sherwood pode ser expresso como apresentado na equação 8.

$$Sh = 3,65 + \frac{0,0668(d/L) Re Sc}{1 + [0,04(d/L) Re Sc]^{2/3}} \quad \text{Equação 8}$$

onde:

Re - número de Reynolds;

Sc – número de Schmidt (viscosidade cinemática da água dividida pela difusividade da substância química a ser simulada) (EDWARDS, et al. 1976).

No escoamento turbulento o número de Sherwood pode ser expresso como apresentado na equação 9 conforme sugerido por Notter e Sleicher (1971).

$$Sh = 0,0149 Re^{0,088} Sc^{1/3} \quad \text{Equação 9}$$



### 3.3.2 Transporte de Substâncias

Uma substância dissolvida percorre o tubo com a mesma velocidade média da água no tubo, ao mesmo tempo em que vai reagindo a uma dada taxa. Assumindo vazão e velocidade constantes ao longo de um intervalo de tempo, a concentração dentro do trecho  $i$ , em qualquer ponto  $x$  (na direção positiva do fluxo) e tempo  $t$ , é dada pela equação diferencial de conservação de massa (equação 7):

$$\frac{\partial C_i(x,t)}{\partial t} + u_i \frac{\partial C_i(x,t)}{\partial x} - R[C_i(x,t)] = 0 \quad \text{Equação 10}$$

onde:

$C_i(x,t)$  - concentração da substância no líquido, para a distância  $x$  a partir do nó de início do trecho  $i$  ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$x$  - distância do trecho, medido a partir do nó de início do trecho (m)

$u_i$  - velocidade média de fluxo da água ( $\text{m s}^{-1}$ )

$R[C_i(x,t)]$  - função taxa de reação ( $\text{1 s}^{-1}$ ).

A expressão taxa de reação é tipicamente uma função de primeira-ordem conforme mencionado anteriormente. Para obter uma solução geral da equação de transporte, é necessário introduzir um período de tempo analítico,  $\tau$ , que serve como intervalo de análise sobre quais concentrações de substância são transportadas dentro de trecho  $i$ . Esta distância de advecção é expressa como  $u_i\tau$ . O período de tempo é chamado intervalo de tempo de qualidade de água.

Nos pontos de conexão dos trechos, os nós, as concentrações são determinadas por conservação de massa, assumindo mistura nodal completa. A concentração no nó  $k$  para cada trecho de saída  $i$  (com  $j$  representando cada trecho de entrada no nó  $k$ ) é determinado pela equação 8.

$$C_i(0,t) = C_k(t) = \frac{\sum Q_j C_j(L_j,t) + Q_e C_e}{\sum Q_j} \quad \text{Equação 11}$$

onde:

$C_k$  - concentração no nó ( $\text{mgL}^{-1}$ ),

$L_j$  - comprimento do trecho  $j$  (m),

$Q_j$  - vazão no trecho  $j$  ( $\text{L s}^{-1}$ ),

$Q_e$  - fonte externa de vazão no nó  $k$  ( $\text{L s}^{-1}$ ),

$C_e$  - concentração da fonte externa no nó  $k$  ( $\text{mgL}^{-1}$ ).

A condição de contorno para um reservatório de nível variável com um trecho de entrada  $i$  pode ser expressa como (equação 9).

$$C_T(t + \tau) = \frac{C_i(L_i, t)Q_i\tau + V_T(t)C_T(t)}{V_T(t) + Q_i\tau} \quad \text{Equação 12}$$

onde:

$C_T(t)$  - concentração do reservatório totalmente misturado ( $\text{mgL}^{-1}$ ),

$V_T(t)$  - volume do reservatório (L),

$Q_j$  - vazão no trecho  $j$  ( $\text{L s}^{-1}$ ).

Assume-se que os trechos de saída recebem a concentração do reservatório com mistura completa (equação 10).

$$C_j(0, t + \tau) = C_T(t) \quad \text{Equação 13}$$

Estas equações de transporte são resolvidas para os volumes elementares que são gerados automaticamente usando a implementação do algoritmo utilizando o Método de Volume Elementar Discreto (DVEM) que resolve o cálculo de qualidade da água.

Uma vez que o modelo hidráulico foi resolvido para a rede, as velocidades são conhecidas e as misturas nos nós também. Usando esta informação, o comportamento da qualidade da água pode ser determinado.

### 3.3.3 Aproximações do Modelo de Qualidade da Água

Dependendo da aproximação do volume de controle que é tomada podemos ter descrições *Eulerianas* ou *Lagrangianas*. No método de Euler, ilustrado na Figura 2, têm-se um tubo em quatro instantes sequenciais; o tubo (assim como a rede) é dividido em segmentos de volume fixos (volumes de controle) e então considera-se as mudanças que ocorrem dentro do volume de controle. Na descrição Lagrangiana, Figura 3, também admitem o sistema dividido em volumes de controle, entretanto, na análise, o volume de controle acompanha o fluxo de água em seu percurso pelo sistema (ROSSMAN et al, 1993).

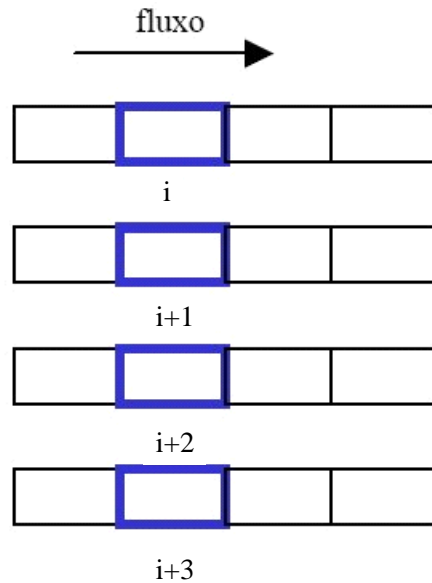


Figura 2 - Esquema de um tubo com descrição Euleriana

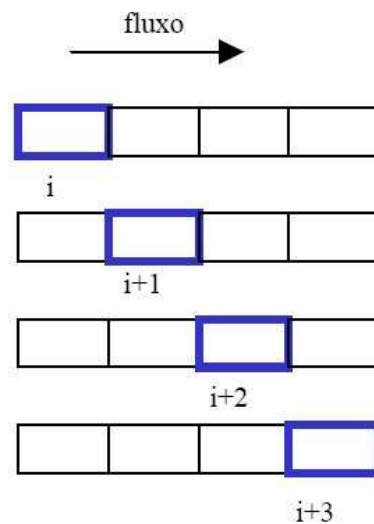


Figura 3 - Esquema de um tubo com descrição Lagrangiana.

O simulador de qualidade da água do WATERCAD utiliza a descrição lagrangiana para seguir o destino de parcelas discretas de água (modelados como segmentos), à medida que estas se deslocam nas tubulações e se misturam nos nós, entre intervalos de cálculo com comprimento fixo (Liou e Kroon, 1987).

Um intervalo de cálculo de qualidade da água deve ser tipicamente menor que o intervalo de cálculo de hidráulica (p.ex., minutos em vez de horas) para levar em conta pequenos tempos de percurso que possam ocorrer nas tubulações. À medida que o tempo avança, o tamanho do segmento mais a montante na tubulação aumenta com a entrada de água, enquanto que uma igual perda de tamanho ocorre no segmento mais a jusante à medida

que a água sai da tubulação. O tamanho dos segmentos intermediários permanece inalterado (Figura 4).

Os seguintes passos ocorrem no final de cada intervalo de cálculo:

1. A qualidade da água em cada segmento é atualizada de modo a refletir qualquer reação que possa ter ocorrido ao longo do intervalo de cálculo.
2. A água que entra em cada nó proveniente de parcelas de água de várias tubulações com vazão é misturada com a vazão externa (se existir) para calcular um novo valor de qualidade da água no nó. A contribuição de volume proveniente de cada segmento é igual ao produto da vazão na tubulação pelo intervalo de cálculo. Se este volume exceder o volume do segmento à frente, o segmento é destruído e um novo segmento adjacente imediatamente atrás é criado para contribuir com esse volume.
3. Contribuições de origens externas são adicionadas aos valores de qualidade nos nós. A qualidade da água em reservatórios de nível variável (RNVs) é atualizada dependendo do método utilizado para modelar a mistura em cada RNV.
4. Novos segmentos são criados em tubulações com a vazão que sai de cada nó, ou dos reservatórios de nível fixo (RNF) e/ou dos RNV. O volume do segmento é igual ao produto da vazão na tubulação pelo intervalo de cálculo. A qualidade da água no segmento é igual ao novo valor de qualidade no nó.

Para reduzir o número de segmentos, o passo 4 é executado se a nova qualidade da água no nó diferir da tolerância de qualidade, previamente especificada, relativa ao valor de qualidade no último segmento da tubulação de saída. Se a diferença de qualidade estiver abaixo da tolerância especificada, o tamanho corrente do último segmento da tubulação de saída é simplesmente aumentado para o volume respectivo à vazão na tubulação para o intervalo de cálculo respectivo.

Este processo é repetido para o próximo intervalo de cálculo de qualidade da água. No início do próximo intervalo de hidráulica, a ordem dos segmentos em trechos cuja vazão tenha invertido o sentido é trocada. Inicialmente, cada tubulação na rede é composta por um único segmento, cuja qualidade é igual à qualidade inicial no nó de montante.

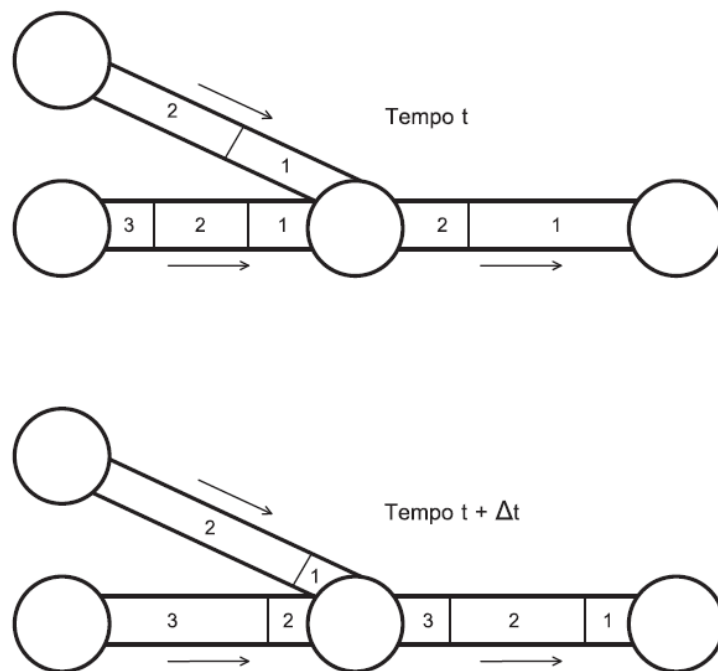


Figura 4 - Comportamento dos segmentos de acordo com a descrição Lagrangiana.

### 3.3.4 Precisão na Simulação de Qualidade de Água

A precisão do Método de Volume Elementar Discreto (DVEM) depende do intervalo de tempo utilizado no modelo de qualidade da água,  $\tau$ . O modelo utilizado define o período  $\tau$  automaticamente, baseado no tempo de percurso mínimo em tubo no sistema. Assim durante cada período  $\tau$  não haverá nenhuma dispersão porque os conteúdos dos volumes elementares são mantidos. Porém, poderá haver uma combinação entre períodos de tempo hidráulicos que leve a uma re-segmentação do sistema para um número menor de volumes elementares. Isto acontecerá quando as demandas do sistema forem de pico e as velocidades nos tubos estiverem aumentando. Esta dispersão artificial é esperada e é uma consequência da metodologia adotada pelo modelo.

## 3.4 Calibração dos Modelos

### 3.4.1 Calibração do Modelo Hidráulico

É o processo de ajuste fino dos parâmetros do modelo, até que os resultados, ou saídas, simulem as condições de campo dentro de uma faixa aceitável de precisão. O modelo calibrado torna-se uma ferramenta que pode ser usada para desenvolver modelos adicionais para vários casos e para comparação dos efeitos das alterações de cenários.

Para a preparação do modelo básico, são necessárias informações numéricas detalhadas sobre as redes usadas para transportar a água, como diâmetro, comprimento e material de cada tubo, sobre o sistema de recalque ou transporte de água e os níveis de automatização do sistema. Também são necessárias as coordenadas dos pontos de conexão entre os tubos. Essas informações podem ser obtidas em mapas, projetos executivos e cadastros dos equipamentos existentes. O valor numérico de rugosidade, baseado no material, idade e condições físicas de cada tubo, faz parte dos dados de entrada. Outras características, como válvulas e elevatórias de recalque, instalados na rede de distribuição, devem ser identificadas e incluídas no arquivo base. Válvulas de controle devem ter localização por coordenadas e informação sobre sua função. As bombas devem ser modeladas, pois fornecem à pressão necessária para distribuição da água ao sistema. São necessárias suas características operacionais, ou seja, seus pontos de vazão *versus* pressão, que vão formar a curva da bomba, além das coordenadas da mesma.

As curvas de bombas podem ser obtidas a partir de catálogos de fabricantes, o que é válido para equipamentos relativamente novos, pois com o desgaste, ocorre perda da eficiência. Para equipamentos com algum tempo de uso, é mais apropriado executar-se testes de campo para determinação da curva real. São necessários também dados dos reservatórios, pois, tanto os reservatórios elevados, como os apoiados ou enterrados, são elementos para estoque e fornecimento de água via gravidade ou estações de bombeamento. Os níveis de água nos reservatórios flutuam dependendo da demanda do sistema e dos níveis programados de automatização. Capacidades, dimensões, níveis de operação, válvulas de controle e as áreas a serem abastecidas são elementos importantes a serem definidos para a entrada de dados base. Finalmente, são necessárias as coletas de campo. Estes dados podem ser valores de pressão, vazão, demanda de água e coeficientes de rugosidade. Essas medidas são usadas como um suplemento e como primeira verificação das informações providas pelos registros do sistema de água. Dados referentes ao uso da água devem ser coletados, e assim pode ser

feita uma distribuição proporcional a cada área atendida, ou ao número e qualificação de consumidores atendidos, considerando-se ainda seus consumos micro-medidos reais.

Sabe-se que as variações do uso da água estão relacionadas aos usos e costumes de cada região. Pode-se estabelecer fatores horários que, multiplicados pela demanda média, representem à demanda num determinado horário. O conjunto desses fatores forma o perfil de demanda, o qual pode ser obtido de uma série de medições de vazão do sistema.

Para finalmente se conseguir a calibração do modelo, depois de estabelecidos os dados físicos, as condições operacionais e condições de demanda, e antes de proceder às análises baseadas no modelo, o mesmo deve ser calibrado. Para isto, dados de campo são coletados e usados para comparar as predições do modelo sobre o desempenho do sistema com as observações reais. A calibração, deste modo, estabelece o nível de confiabilidade nas predições do modelo. Em geral, um modelo pode ser considerado aceitavelmente calibrado se a diferença entre os valores preditos observado forem inferiores a 10% (AWWA, 1989). Os critérios para avaliação de calibração de um modelo definidos pelo *Water Research Center*, são apresentados no Quadro 1. No critério de vazão, o valor de vazão considerado é o total do sistema em questão. Para o critério de pressão, a máxima perda de carga no sistema se refere à perda que ocorre para o trecho de distribuição mais desfavorável (WALSKI et al., 2001).

#### Quadro 1 – Critérios para avaliação de calibração de um modelo

##### **Critérios para Vazão**

- (1) As vazões da tubulação principal modeladas devem estar entre  $\pm 5\%$  das vazões medidas (A vazão considerada deve ser superior a 10% da demanda total).
- (2) As vazões da tubulação principal modeladas devem estar entre  $\pm 10\%$  das vazões medidas (A vazão considerada deve ser inferior a 10% da demanda total).

##### **Critérios para Pressão**

- (1) 85% das medições de campo devem estar entre  $\pm 0,5$  m ou  $\pm 5\%$  da máxima perda de carga no sistema, a que for maior.
- (2) 95% das medições de campo devem estar entre  $\pm 0,75$  m ou  $\pm 7,5\%$  da máxima perda de carga no sistema, a que for maior.
- (3) 100% das medições de campo devem estar entre  $\pm 2$  m ou  $\pm 15\%$  da máxima perda de carga no sistema, a que for maior.

FONTE: adaptado de WALSKI et al. (2001). P.224

A calibração hidráulica e a determinação das condições hidrodinâmicas (pressões e velocidades nas tubulações) do sistema são condições fundamentais para aplicação do modelo de qualidade e sua precisão (CASAGRANDE e SARMENTO, 1999; MALES et al, 1988).

### **3.4.2 Calibração do Modelo de Qualidade de Água**

O modelo de qualidade água quando é utilizado para simular a concentração de um composto químico tal como o cloro residual utiliza os resultados do modelo hidráulico. Além dessas entradas outras informações devem ser fornecidas como a taxa de reação do cloro no seio do fluido e com a parede da tubulação. Logo deve-se determinar estes parâmetros ou utilizar dados bibliográficos para uma primeira aproximação.



### 3.5 Teoria da Desinfecção

Um dos produtos químicos mais utilizado pelas companhias de saneamento para desinfecção é o cloro. Como ele é um oxidante forte, logo seu decaimento depende de uma combinação de fatores incluindo:

- Reações com elementos químicos orgânicos e inorgânicos;
- Reações com o biofilme fixado na parede dos tubos;
- Reações com metais corrosíveis presentes na água;
- O transporte de massa;
- Tempo de residência nos tubos e reservatórios.

Este decaimento pode ser ilustrado conforme apresentado na Figura 5. A compreensão dessas reações auxilia a gestão do processo de tratamento e distribuição de água potável.

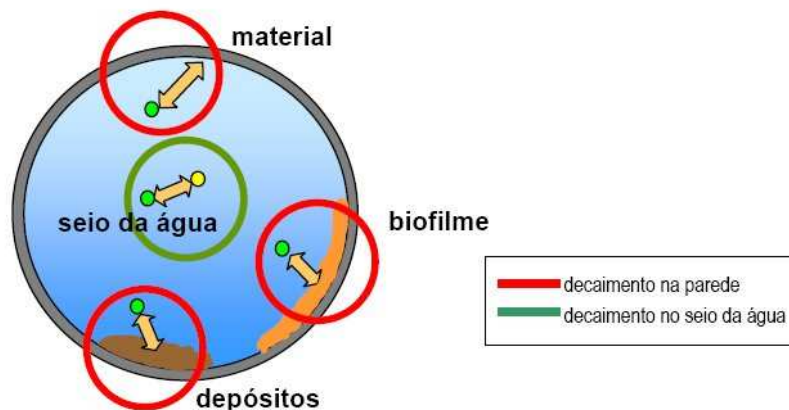


Figura 5 - Componentes do Decaimento de Cloro em Sistemas de Distribuição.  
Fonte: FERNANDES, 2002.

A manutenção do residual de cloro ou outro desinfetante é geralmente considerado ser uma questão importante para a qualidade da água. Em muitos sistemas de água, esforça-se para manter um residual detectável ao longo da sua distribuição. É presumido que um residual detectável de cloro irá minimizar o potencial para o aparecimento de doenças transmissíveis pela água e o crescimento de biofilme no sistema.

Segundo COELHO S. T. et al. (1996), este decaimento pode ser na parede do tubo e no seio da água (fluxo). No seio da água a velocidade do decaimento depende da temperatura da água, pH, concentrações dos reagentes envolvidos, etc. Já na parede, a interação ocorre entre o cloro e o material do qual o tubo é feito, com o material acumulado nos canos (biofilme). Pode ocorrer tanto em tubos novos quando em uso já há vários anos, porém será maior em tubo metálico. Quanto ao decaimento de cloro no seio da água, como visto acima

este depende exclusivamente da qualidade e dos componentes existentes na água, podendo, portanto, ser efetuado testes laboratoriais. Na última década foram propostas várias leis cinéticas globais, sendo as mais utilizadas apresentadas no Quadro 2. O modelo de 1ª ordem, onde a velocidade de reação é proporcional à concentração de cloro, é o de maior simplicidade e o tradicionalmente usado nos modelos de simulação. Porém o modelo de primeira ordem paralela parece proporcionar melhores ajustes e maior flexibilidade de utilização em modelos de simulação de qualidade de água nas redes de distribuição (VIEIRA e COELHO, 2000; HAAS e KARRA, 1984).

Quadro 2 - Modelos cinéticos de decaimento de cloro

Modelo	Forma diferencial (dC/dt=)	Forma integrada (C=)	Referência
Primeira ordem	$-kC$	$C_0 \exp(-kt)$	(HAAS and KARRA,1984) (ROSSMAN,1992) (VASCONCELOS,1997)
Segunda ordem	$-kCC_R$	$C_0(1-R)/(1-R.\exp(-ut))$	(CLARK,1998)
Ordem n	$-kC^n$	$(kt(n-1)+(1/C_0)^{(n-1)})^{-1/(n-1)}$	(HAAS and KARRA,1984)
Primeira ordem limitada	$-k(C-C^*)$	$C^*+(C_0-C^*) \exp(-kt)$	(HAAS and KARRA,1984)
Primeira ordem paralela	$-k_1C_1,-k_2C_2$ com $C_{1,0}=C_0 \times$ $C_{2,0}=C_0 (1-x)$	$C_0 \times \exp(-k_1t) + C_0 (1-x) \exp(-k_2t)$	(HAAS and KARRA,1984)

C: concentração de cloro;  $C_0$ : concentração inicial de cloro;  $C_R$ : concentração de todas as espécies que podem reagir com o cloro;  $C^*$ : concentração limite; k, u: constantes cinéticas.

### 3.5.1 Agentes Utilizados na Desinfecção da água

No sistema de tratamento de água pelas companhias de saneamento, pode-se utilizar vários materiais para que a água chegue ao consumidor final dentro dos padrões de potabilidade e saúde, estabelecido pelo Ministério da Saúde. Estes materiais utilizados podem ser tanto físicos quanto químicos.

Dentre os agentes químicos conhecidos e utilizados pelas companhias de saneamento, podemos citar o uso do cloro, que é o mais largamente utilizado, pela boa resposta que apresenta dentro da ETA, por ser ele facilmente disponível como gás, líquido ou sólido (hipoclorito de cálcio ou de sódio), barato, fácil de aplicar devido à sua alta solubilidade ( $7,0 \text{ gL}^{-1}$  a aproximadamente  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ), capaz de deixar um residual em solução, de concentração facilmente determinável que, não sendo prejudicial ao homem, protege o sistema de distribuição contra a maioria dos microorganismos patogênicos.

A desinfecção também pode se aplicada, em tubulações novas, na desinfecção de tubulações que sofreram processo de manutenção e reparos e na desinfecção de reservatórios, sendo que, na água, ele tem duas utilidades principais: ele age como desinfetante, destruindo

ou inativando os microorganismos patogênicos, algas e bactérias de vida livre e também oxidando os compostos orgânicos e inorgânicos presentes na água.

Um dos primeiros usos conhecidos do cloro para desinfecção foi feito em Londres, em 1850. Ele foi aplicado na desinfecção do suprimento de água, depois de um surto de cólera causado por contaminação com esgoto (WHITE C., 1985).

Pode-se também utilizar o dióxido de cloro, que é apresentado em solução, fazendo-se combinar uma solução de clorito de sódio ( $\text{NaClO}_2$ ) com o cloro. O dióxido de cloro tem a vantagem de sobrepujar o problema apresentado pelo cloro, quando é usado sozinho na água, qual seja, o gosto e o odor indesejáveis, no caso específico de águas que contenham algas, matéria orgânica ou compostos fenólicos. Quanto aos residuais obtidos, estes demonstraram ser muito estáveis, podendo, portanto, ser mantidos em todo o sistema (CETESB, 1990).

Além destes dois agentes, podemos ainda usar nos processos químicos de desinfecção:

- Iodo - é um desinfetante eficaz, porém utilizado em poucos casos, pois seu custo é muito alto para ser utilizado em alta escala, como nos sistemas públicos de água, uma vez que aumentaria muito o custo a ser repassado ao consumidor final;
- Bromo - tem poder bactericida comprovado, porém, por ser menos ativo que o cloro tem sido utilizado nas piscinas;
- Prata – possui poder esterilizante, e sob a forma coloidal ou iônica é eficiente e não confere sabor ou odor. Porém, em águas contendo cloretos sua eficiência diminui, o que acaba por descartá-lo para emprego em larga escala no tratamento da água, principalmente nos sistemas de saneamento;
- Peróxido de Hidrogênio – a sua aplicação para tratamento de água é fácil e seguro e ainda é ambientalmente compatível, características que o torna bem atraente. É usado para oxidar o ferro e o manganês que, quando presentes em excesso nas águas destinadas ao consumo humano, trazem diversos inconvenientes, tais como manchas em tecidos, roupas, sanitários, etc., sabor desagradável (metálico), além de depósitos e incrustações nas linhas de distribuição;
- Acido peracético: além de ser facilmente degradável, é um ótimo germicida;
- Ozônio: tem ação desinfetante muito mais intensa e célere que o cloro, pois apresenta qualidades quantitativas oxidantes, sendo, portanto, o germicida mais capaz que se tem conhecimento, tem uma ação desinfetante mais intensa e mais rápida do que o cloro. Porém, sua utilização tem se dado em sua maioria em ETA's de médio a grande, sendo que sua utilização se dá somente após um tratamento

secundário mínimo. Também é usado para o controle de odor na água não deixando residual aplicado.

Os agentes físicos conhecidos e utilizados são:

- Radiação Ultravioleta;
- Filtração por Membranas;
- Ultra-som;

### 3.5.2 Decaimento do Cloro

Conforme estudos de HALLAM e colaboradores, foram obtidas as seguintes conclusões entre experiências no Sistema de Abastecimento de Água de Melbourne – Austrália e num sistema montado em laboratório (HALLAM, N. B. et al., 2002):

- O material do tubo tem influência no coeficiente da taxa de reação na parede do tubo (kw). Os tubos podem ser classificados em tubos reativos (ferro não revestido) e tubos não reativos (PVC, PEAD e tubo de ferro revestido);
- Existe uma relação entre velocidade do fluxo e o decaimento na parede para todas as seções de tubos estudados. A relação entre número de Reynolds e decaimento de cloro na parede é menos significativa;
- Não observou-se uma relação entre o decaimento na parede e os seguintes parâmetros, concentração de Carbono Orgânico Total (TOC), diâmetro do tubo e a temperatura. Sugere-se que o aumento de temperatura pode tornar o decaimento mais variável.

### 3.5.3 O Fenômeno do “Breakpoint” (Ponto de Inflexão)

A química deste fenômeno é baseada nas reações do cloro com compostos de nitrogênio. “Breakpoint”. O ponto de inflexão do cloro é a dosagem de cloro para a qual deve ocorrer a oxidação de toda a amônia disponível (WHITE C., 1985). A partir desse ponto, com o aumento da dosagem de cloro, há um aumento correspondente de cloro residual. Quantidades adicionais de cloro dosado aparecerão como cloro residual livre, ou seja, está satisfeita toda a demanda de cloro na água.

A Figura 6 ilustra a curva do cloro residual mostrando o ponto de inflexão, a qual está dividida em quatro zonas. A zona I mostra que o cloro dosado é reduzido a cloretos, não restando concentração residual. Na zona II, o cloro dosado forma as cloraminas, o que resulta em uma concentração residual de cloro combinado. A zona III mostra o decaimento de cloraminas, devido à oxidação das mesmas, que são quebradas e convertidas em gás

nitrogênio, que sai do sistema. A partir da inflexão da curva – que é alcançada quando houver equilíbrio da relação cloro/matéria oxidável – toda concentração de cloro vai se transformar em cloro residual livre, como se vê na zona IV.

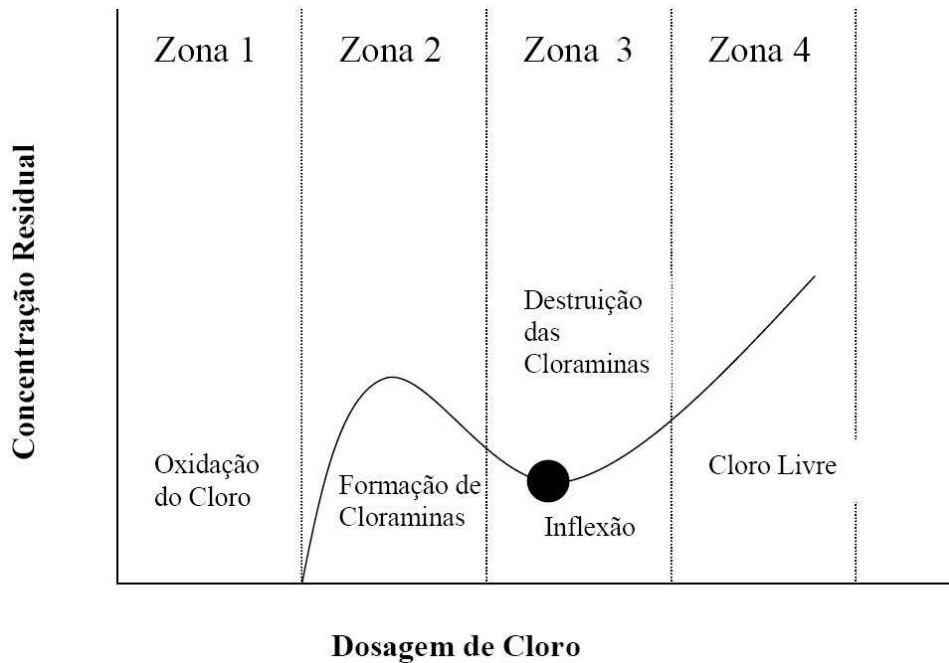


Figura 6 - Curva teórica do ponto de inflexão

Fonte: KOZLOWSKI e SILVA (2000)

### 3.5.4 Fatores que Influenciam na Eficiência da Cloração

O composto de cloro livre de maior poder de desinfecção é o ácido hipocloroso, cuja porcentagem a ser formada é função do pH e da temperatura.

O tempo de contato também é um fator que influencia na cloração. Quanto mais longo for o tempo de contato, possivelmente maior será a eficiência da desinfecção. A eficiência da cloração também depende da turbidez e cor aparente da água quanto menor for a turbidez e cor aparente possivelmente melhor será a eficiência. A turbidez e a cor aparente têm seus valores limitados pela Portaria 1469/2002 do Ministério da Saúde - MS (BRASIL, 2002), sendo o valor máximo de 5 unidades de turbidez (UNT) para turbidez e 15 unidades da escala de Hansen para cor em qualquer pontos da rede de distribuição.

O pH da água tem grande influência na desinfecção, ele interfere no consumo de cloro. Observa-se com frequência que o pH da água utilizada nas ETAs estão no intervalo de 6,5 a 8,5 (SILVA, 2002).

### 3.5.5 O Efeito Germicida dos Residuais de Cloro

Estudos têm sido feitos sobre o mecanismo de eliminação de bactérias, cistos e esporos, pelo cloro. Acredita-se que ocorra a inativação das enzimas, responsáveis pela nutrição da célula (WHITE C., 1985).

Segundo a norma NBR-12216/92, o consumo de cloro para a desinfecção da água deve ser estimado para a dosagem de  $5,0 \text{ mgL}^{-1}$  (dosagem mínima de  $1,0 \text{ mgL}^{-1}$ ). Em geral, o pH da água tratada e a temperatura são parâmetros conhecidos, de modo que o teor de cloro residual na rede de distribuição passa a ser o parâmetro de controle mais importante.

### 3.5.6 Subprodutos da Cloração com Residual Livre

Embora, na cloração, vários compostos organo-halogenados possam ser formados quando há substâncias húmicas na água, os trihalometanos (THM) são considerados os subprodutos mais importantes. Em geral, os trihalometanos são formados pela substituição de dois ou mais átomos de hidrogênio do metano ( $\text{CH}_4$ ) por átomos de cloro, bromo ou iodo, podendo resultar nos seguintes compostos:  $\text{CHCl}_3$  – triclorometano,  $\text{CH}_2\text{Cl}_2$  – diclorometano,  $\text{CHBrCl}_2$  – bromodiclorometano,  $\text{CHClBr}_2$  – dibromoclorometano,  $\text{CHICl}_2$  – iododiclorometano,  $\text{CHClI}_2$  – clorodiodometano. Os dois primeiros compostos ocorrem mais freqüentemente nas águas de abastecimento, principalmente quando a cor verdadeira está presente devido à existência de moléculas de ácidos húmicos, fúlvicos e himatomelânicos. O triclorometano, que se apresenta em maior concentração dentre os quatros THMs detectados, é um conhecido carcinogênico para animais. Para o homem, em baixas concentrações, não é considerado prejudicial (The Chlorine Institute, 1980).

De acordo com a Portaria 1469/2002 do Ministério da Saúde – MS (BRASIL, 2002), águas destinadas ao consumo humano, podem ter no máximo  $0,1 \text{ mgL}^{-1}$  de THMs na água. Para que esse limite não seja alcançado, sugere-se: eliminação dos precursores (ácidos húmicos, fúlvicos e himatomelânicos), evitar a pré-cloração; ou uso de desinfetantes alternativos que não causem a formação de THM.

### 3.5.7 Determinação dos Residuais de Cloro

Existem diversos métodos para determinação de cloro residual para águas naturais e tratadas conforme o *Standard Methods* (APHA/AWWA/WFF,1995) (procedimento 4500 – Cl), são eles:

- a) Método Iodométrico I;
- b) Método Iodométrico II;

- c) Método Titulométrico Amperométrico;
- d) Método Titulométrico Amperométrico de Baixo Nível;
- e) Método Titulométrico DPD Ferroso;
- f) Método Colorimétrico DPD;
- g) Método “Syringaldanize” (FACTS);
- h) Técnica do Eletrodo Iodométrico.

Os métodos iodométricos (I e II) são apropriados para medir concentrações de cloro a partir de 1 mg/L. Todos os métodos ácidos iodométricos sofrem interferência das quantidades de Iodeto de Potássio (KI) e íons de hidrogênio (H<sup>+</sup>) adicionados.

O método Titulométrico Amperométrico é um padrão de comparação para determinação de cloro livre ou combinado. Pode ser afetado por agentes oxidantes, variação de temperatura, cor e turbidez. O método não é simples como o colorimétrico e requer operador bem habilitado. Necessita-se que os eletrodos sejam limpos e condicionados (SILVA, 2002).

O método Titulométrico Amperométrico de Baixo Nível é usado para determinar cloro total em níveis abaixo de 0,2 mgL<sup>-1</sup>. As interferências são similares às do método anteriormente citado.

Os métodos Titulométrico DPD Ferroso e Colorimétrico utilizam o indicador dietil-p-phenilenediamina e são operacionalmente simples. Estimam de forma separada as frações de monocloraminas e dicloraminas. Esses métodos sofrem interferência de formas oxidadas de manganês e de altas concentrações de monocloraminas. O método colorimétrico detecta concentrações mínimas de 10 µgL<sup>-1</sup>, e sua faixa de utilização é de 0 – 4 mgL<sup>-1</sup>. A ortotolidina foi proposta como um indicador colorimétrico para residuais de cloro em 1909, por Phelps (SAWYER E MCCARTY, 1967), e foram introduzidas cores padrão para o teste quantitativo. Por ser um procedimento simples que permitiu o controle da cloração, ampliou a aceitação do uso de cloro em sistemas de abastecimento público. O *Standard Methods* aboliu o método Ortotolidina, por causa da natureza tóxica da mesma, causando problemas à saúde das pessoas que manuseiam o pó e suas soluções. É um método simples, envolvendo apenas um reagente, e cobrindo uma variação de 0 – 10 mgL<sup>-1</sup> de concentração de cloro.

A água tratada tem usualmente concentrações de cloro residual que variam de 2,0 mg/L (valores máximos praticados nas ETAs) a 0,2 mgL<sup>-1</sup> (valor mínimo permitido pela Portaria 518/04 – MS (BRASIL, 2004), e os métodos indicados para avaliá-las são o Titulométrico DPD Ferroso e o Colorimétrico.

## 4 Material e Métodos

### 4.1 Área de Estudo

A área modelada situa-se no Jardim Higienópolis, que faz parte do Sistema de Abastecimento de Água operado pela Companhia de Saneamento do Paraná – Sanepar, no município de Maringá-PR. O sistema de distribuição de Maringá tem aproximadamente 99.166,0 ligações prediais e 2.039.772,0 metros de redes de distribuição, acumulando uma perda média de água no ano de 2009 de aproximadamente 30,14 % do volume micro-medido.

O Jardim Higienópolis está localizado na cidade de Maringá como mostra a região destacada em laranja na Figura 7.



Figura 7 - Localização do Jd. Higienópolis no município de Maringá.

Esta área de abastecimento possui duas zonas de pressão, sendo Higienópolis Alto e Higienópolis Baixo, abastecidos por um reservatório elevado de 150 m<sup>3</sup> e um reservatório apoiado de 1500 m<sup>3</sup>. Estas áreas são ilustradas na Figura 8. A zona de pressão Higienópolis baixo, possui 2037 ligações prediais, 58.628,0 metros de rede de distribuição de água e acumula uma perda média nos últimos 12 meses de 24,54% do volume micro-medido. A zona de pressão Higienópolis Alto, possui 3.392,0 ligações prediais, 89.144,0 metros de rede de distribuição de água e acumula uma perda média nos últimos 12 meses de 35,39% do volume micro-medido.



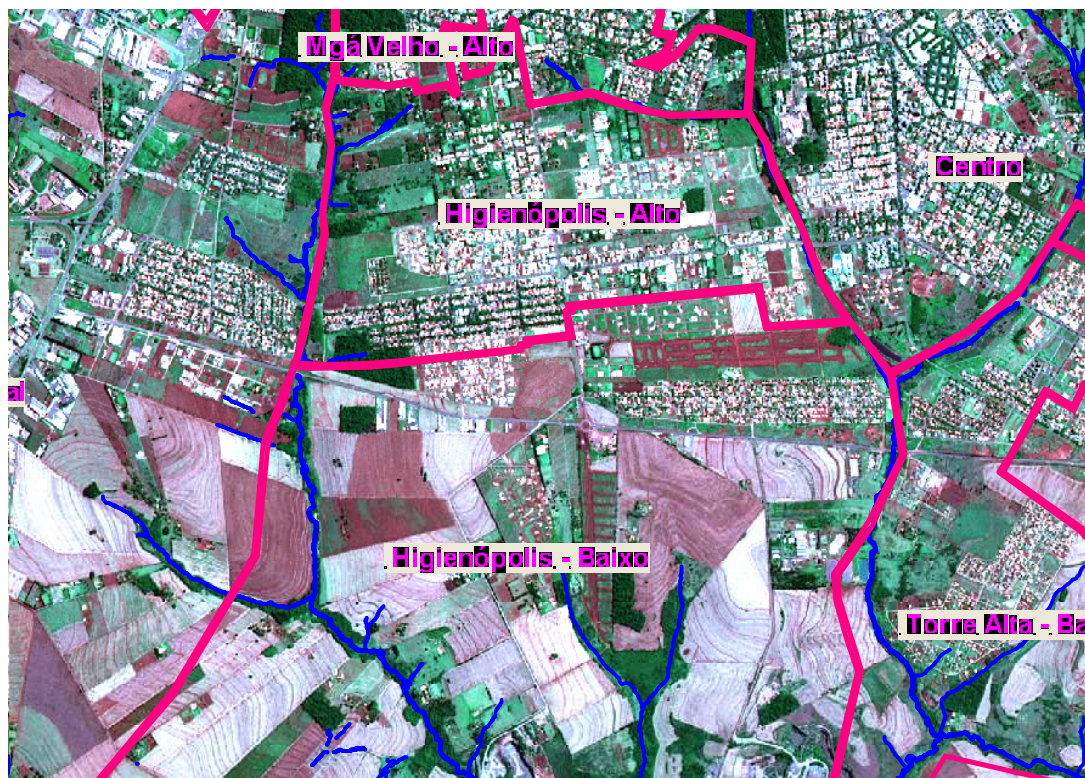


Figura 8 - Ortofoto (2006) do município de Maringá com destaque para o Jardim Higienópolis e suas zonas de pressão Higienópolis Alto e Higienópolis Baixo.

A área de estudo, através de cálculo em AUTOCAD MAP, possui aproximadamente 19,2 km<sup>2</sup> e localiza-se entre as coordenadas UTM vertical 7404000 a 7408000 e horizontal 405200 a 400400. Os dados vetoriais, provenientes de restituição aerofotogramétrica (realizada pela empresa Esteio Engenharia e Aerolevantamentos S. A.), em formato DXF, foram gentilmente cedidos para este estudo pelo PARANACIDADE, bem como segue no anexo, o termo de referência da contratação do voo. Os dados técnicos do voo fotogramétrico que resultaram a base cartográfica em estudo estão descritos no Quadro 3.

Quadro 3 - Dados técnicos de voo fotogramétrico realizado pela empresa Esteio Engenharia Ltda e Aerolevantamentos S. A., 2007.

DATA DO VÔO	NOVEMBRO DE 1996
AEROTRIANGULAÇÃO	DEZEMBRO DE 1996
RESTITUIÇÃO	FEVEREIRO DE 1997
COEF. DE DEFORMAÇÃO LINEAR (K)	0,99965348
CLASSIFICAÇÃO DA CARTA	A
MERIDIANO CENTRAL	51° WGR
DATUM VERTICAL	IMBITUVA – SC
DATUM HORIZONTAL	SAD-69

A produção de água para atendimento a esta região estudada é fornecida de duas maneiras:

- Primeiro pela captação subterrânea de um poço tubular profundo, denominado CSB-03. Com um conjunto moto-bomba tipo submerso da marca Pleuger (MOD. Q82-3) com 55 cv., recalca para o poço de sucção PS-04, uma vazão de 190 m<sup>3</sup>/h através de adutora virgem DN 200mm em ferro fundido. Neste poço de sucção (reservatório apoiado em concreto armado com capacidade de 50 m<sup>3</sup>) são executadas as dosagens de cloro e flúor, bem como a sucção da elevatória intermediária – EET-08, conforme esquema da Figura 9. O PS-04 por sua vez, supre com água tratada a elevatória de recalque intermediária EET-08. Com um conjunto moto-bomba tipo submerso da marca Pleuger (MOD. Q82-7) com 125 cv., recalca em adutora virgem de ferro fundido com diâmetro de 250 mm, até o reservatório apoiado RAP-10 de 1500 m<sup>3</sup>, existente no sistema de abastecimento Guaporé, conforme demonstra a Figura 10. O RAP -10 por sua vez, supre com água tratada a elevatória de recalque em poço falso EET-17 e abastece por gravidade a zona baixa da área estudada. Um conjunto moto-bomba tipo submerso da marca Pleuger (MOD. Q101-1) com 40 cv., recalca em adutora virgem de ferro fundido com diâmetro de 200 mm, até o reservatório elevado REL-08 de 150 m<sup>3</sup>, que abastece por gravidade a zona alta da área estudada.
- Segundo pela importação do Sistema de Abastecimento Água (SAA) Maringá Velho, que possui a sua fonte a Estação de Tratamento de Água – ETA. Através de saída por gravidade em adutora DN 250 mm, um registro pneumático auto-operado, libera água do reservatório semi-enterrado – (RSE-03) de 4000 m<sup>3</sup> do SAA Maringá Velho para o reservatório apoiado (RAP-10) de 1500 m<sup>3</sup>, localizado no sistema de abastecimento Guaporé do Jd. Higienópolis, conforme demonstra a Figura 11.

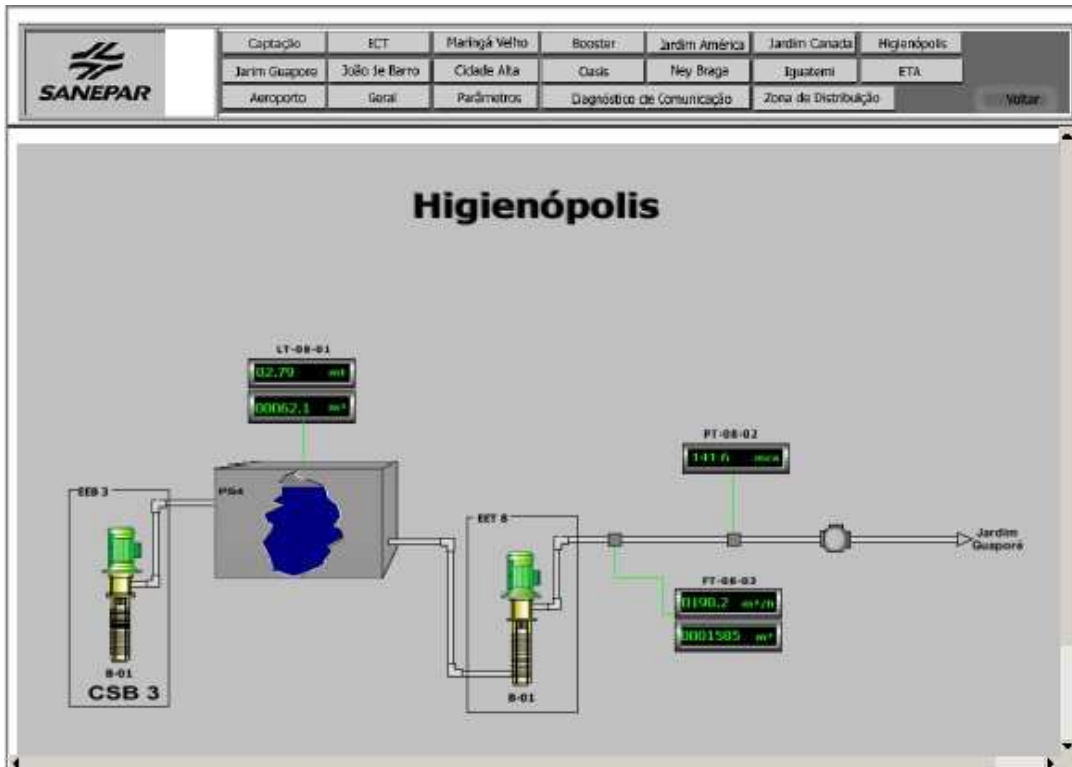


Figura 9 - Captação (CSB-03), poço de sucção (PS-04) e elevatória intermediária (EET-08). Fonte CCO/Sanepar.

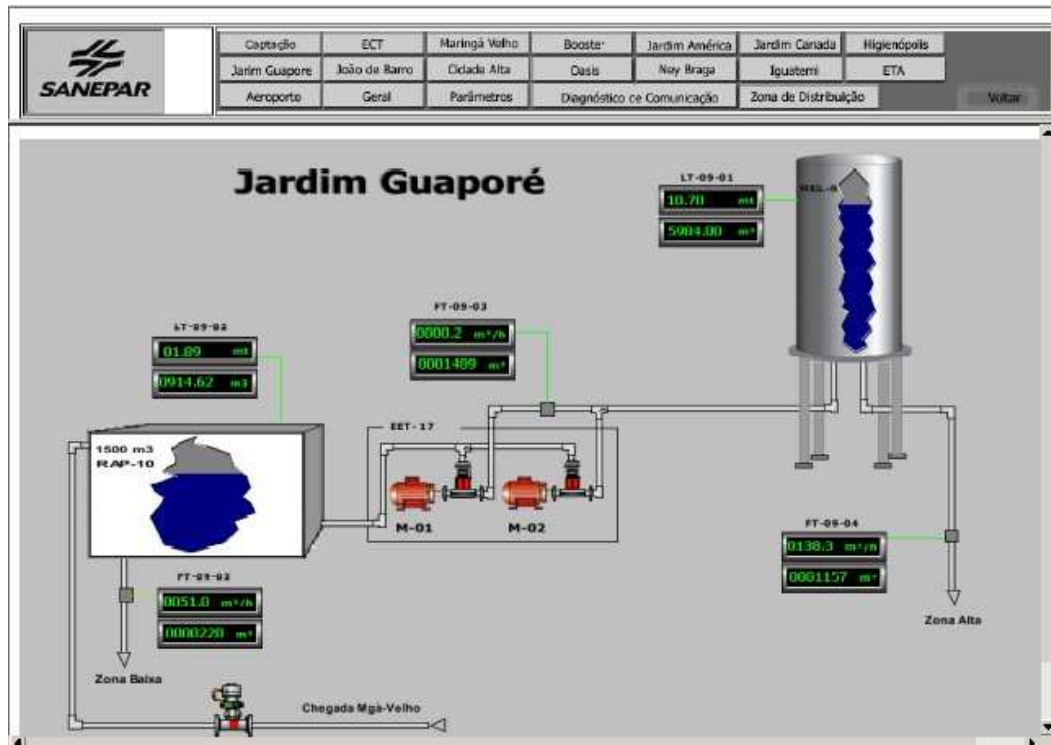


Figura 10 - Sistema de abastecimento Guaporé (RAP-10, EET-17 chegada do SAA Maringá Velho e REL -08 ) Fonte CCO /Sanepar

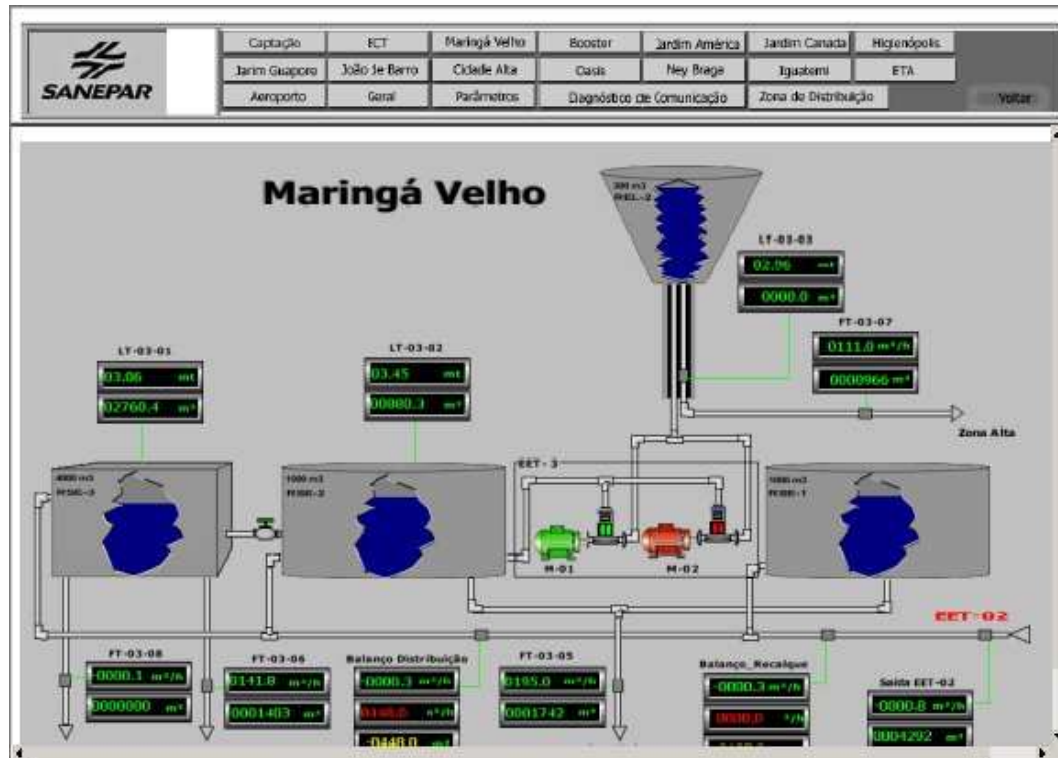


Figura 11 - Sistema de abastecimento Maringá Velho  
Fonte CCO /Sanepar

O SAA do Jardim Higienópolis foi escolhido, por ter uma boa quantidade e qualidade de informações em banco de dados digital (vazão, perdas, variação de demandas, número de ligações e cadastro atualizado), geradas pelo CCO - Centro de controle operacional e, por apresentar um sistema de abastecimento, com características que permite analisar vários cenários, devido à grande flexibilidade deste sistema. Também existe, nesta área de abastecimento, o monitoramento de 36 pontos, na rede de distribuição (oito anos de informações), onde são analisados parâmetros físico-químicos e bacteriológicos. No anexo I encontram-se as pranchas com detalhes do cadastro da rede simulada.

## 4.2 Análise de Cloro Residual e Pressão no Ponto de Consumo

Dentre os 36 pontos já monitorados pela Sanepar na área de pesquisa, foram selecionados 7 pontos, considerando a facilidade de acesso, proteção dos equipamentos instalados e o aceite por parte do usuário para instalação dos equipamentos. No Quadro 4, são descritos os endereços selecionados para instalações dos loggers. O analisador de cloro foi instalado somente nos pontos J-162, J-179 e J-184. A Figura 12 ilustra os pontos de monitoramento na rede com mapa da cidade em cinza.

Quadro 4 Pontos de monitoramento de pressão e concentração de cloro

JUNÇÃO	Nº DO LOGGER	COTA MEDIDA	ENDEREÇO DE INSTALAÇÃO	BAIRRO
J-162	44704	505,365	Rua 22 de Maio, 68	Jd. Bety
J-171	85224	538,483	Rua 44002, 8 (Ferroviário)	Jd. Verônica
J-174	35002	506,634	Rua das Sibipirunas, 1350	Cj. Borba Gato
J-175	44703	550,265	Rua dos Ipês, 373	Cj. Borba Gato
J-179	35550	552,437	Avenida Nildo Ribeiro da Rocha,	Jd. Higienópolis
J-184	26905	494,329	Rua Geraldo P. Fonseca, 50	Jd. Botânico
J-414	85219	534,34	Rua Tupã (Posto de Saúde), 2285	Jd. Universo

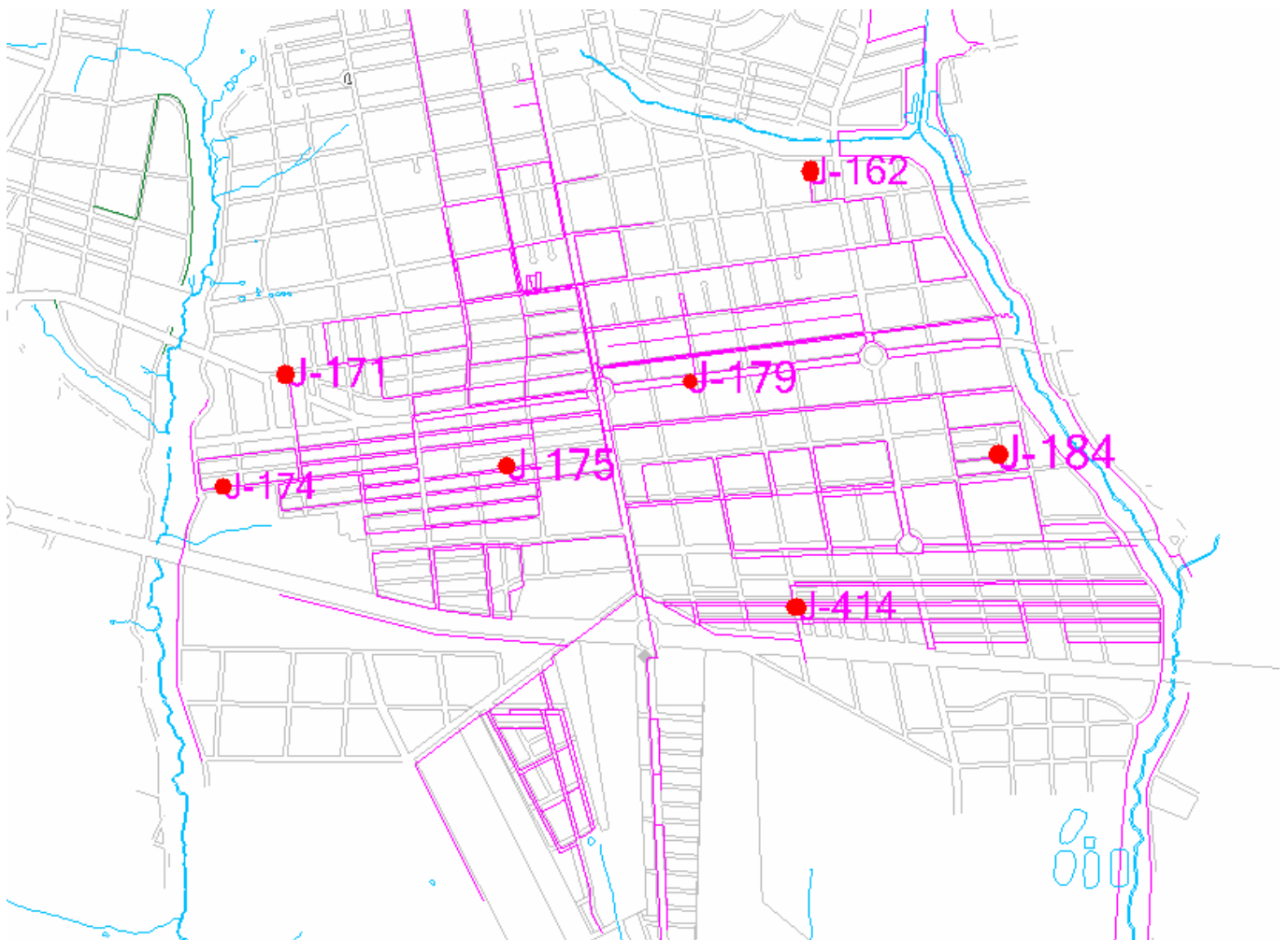


Figura 12 - Localização dos 07 pontos de monitoramento.

As análises de cloro no ponto de consumo foram realizadas com uso do analisador de cloro modelo CL17 da HACH conforme ilustrado na Figura 13. O esquema de instalação hidráulica dos equipamentos de análise de cloro e monitoramento de pressão é apresentado na Figura 14. Utilizou-se um registrador eletrônico LogBox da Série 585 compatível com sinais lineares de corrente 4-20 mA e tensão 0-50 mV. O LogBox é composto por duas partes o registrador e uma interface óptica (conectada ao PC). O registrador é alimentado por uma bateria interna, a comunicação entre o PC e o registrador é executada através de uma interface ótica (sinal infravermelho) (Figura 15).



Figura 13 - Analisador de cloro utilizado



Figura 14 - Conexão do amostrador e sensor de pressão no cavalete predial



Figura 15 - Conexão analisador notebook

### 4.3 Perfil de Demanda

Para análise hidráulica, foram utilizados dois perfis de demanda médio (figura 24), obtidos por dados históricos de vazão através dos medidores eletromagnéticos, um na saída do reservatório elevado (REL) de 150 m<sup>3</sup> denominado FT – 09-04, bem como na saída do reservatório apoiado (RAP) de 1500m<sup>3</sup> denominado FT – 09-02, gerando assim duas curvas de demanda. O coeficiente multiplicador foi obtido dividindo a vazão pela média de todas as vazões.

### 4.4 Modelo

Inicialmente utilizou-se para simulação computacional, o software *WaterCad V6.0*. Na segunda etapa após a qualificação utilizou-se a nova versão do software Bentley *WaterCad V8.0i* o qual possui um otimizador de cálculo (Darwin Calibration), que utiliza algoritmos genéticos para alteração de demandas e rugosidades em trechos selecionados com objetivo de minimizar a diferença entre os valores observados e calculados para pressão nos nós. A Figura 16 ilustra a interface gráfica da nova versão do software com a base de informação do Jardim Higienópolis.

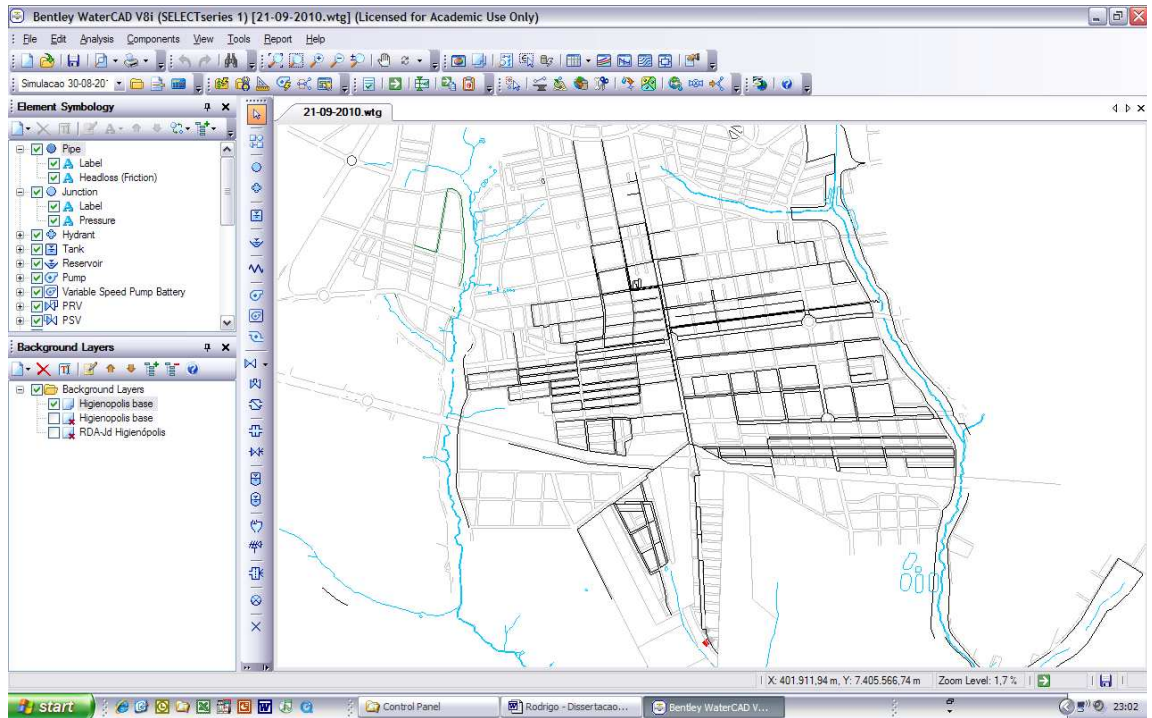


Figura 16 - Tela do software Water Cad V8.0i com a base de informação do Jardim Higienópolis

O método de ajuste do modelo hidráulico no otimizador foi configurado como descrito no Quadro 5.

Quadro 5 Parâmetros utilizados no otimizador.

Tipo de ajuste	Minimizar o quadrado da diferença entre o calculado e observado
Carga por ponto de ajuste	0,30m
Vazão por ponto de ajuste	0,6 L s <sup>-1</sup>
Tolerância de ajuste	0,001
Numero de tentativas	10000
Numero máximo de Era	6
Numero de geração de Era	150
Tamanho da População	50
Probabilidade de Corte	1,7%
Probabilidade de divisão	90%
Probabilidade de mutação	1%
Fertilidade Randômica	0,5

#### 4.5 Determinação do Coeficiente da Taxa de Reação na Água – kb

Conforme ROSSMAN et al (1994) e WALSKI et al. (2001), o coeficiente kb pode ser determinado utilizando-se o procedimento experimental chamado “teste de garrafa”. Este teste permite determinar as reações do fluido separadamente, sem a influência de outros processos



que afetam a qualidade da água. A variação da concentração do componente na água será apenas função do tempo. O tempo de duração do teste e a frequência de amostragem faz parte da decisão mais crítica a ser tomada neste teste. Pois a duração e a frequência da amostragem vão influenciar o erro associado à determinação experimental do coeficiente. A duração do experimento pode refletir o tempo de transporte que ocorre na rede. A frequência de amostragem pode ser proporcional à taxa de reação. Esta pode ser mais rápida no início do experimento e gradualmente decair para um nível mais baixo.

Determinado o número de garrafas necessárias, estas devem ser completadas com a água sem ficar espaço vazio porque caso exista ar dentro da garrafa este irá reagir com o cloro residual. O procedimento deve ser iniciado quando a última garrafa for tampada. Com o programa dos horários, as amostras devem ser testadas para decaimento de cloro residual, de acordo com *Standard Methods*. Durante o tempo de teste, as amostras devem ser estocadas em lugar completamente escuro, e à temperatura constante, porque taxas de reação são dependentes de temperatura e algumas reações são influenciadas por luz ambiente. CLARK e colaboradores na modelagem do decaimento de cloro consideraram a taxa de decaimento igual a  $1,0 \text{ dia}^{-1}$  (CLARK, et al., 1993). Em testes de laboratório para determinação do coeficiente de decaimento de cloro na água (kb), ROSSMAN et al (1994) utilizaram múltiplas garrafas contendo água tratada, que foram mantidas a temperatura constante. Cada amostra foi avaliada quanto ao teor de cloro residual, com intervalo de 12 horas e determinou-se kb igual a  $0,55 \text{ dia}^{-1}$ . Estudos experimentais sobre a taxa de decaimento de cloro em tubos revelaram que as taxas de decaimento da concentração do cloro nos tubos são maiores que a taxa de decaimento de cloro da mesma água em um frasco utilizado para determinação em laboratório (WU et al, 1998).

No sistema de distribuição de água estudado, temos águas provenientes de fontes distintas, ou seja, água captada de poço tubular profundo (sistema Guaporé) e água proveniente da captação superficial do Rio Pirapó. As amostras para análise do kb foram obtidas da mistura destas duas fontes, coletadas após armazenamento no reservatório apoiado-RAP 1500 (entradas de água das fontes distintas numa extremidade e a saída do RAP na outra extremidade) . Foram coletadas 42 amostras em tubos VIAL com 44,0 ml cada e tampa de silicone, previamente lavados no laboratório central da Sanepar. Antes da coleta realizou-se uma tríplice lavagem dos frascos com a água a ser coletada conforme ilustrado na Figura 17. Após a lavagem, os frascos foram cheios, tomando o cuidado de preencher o frasco completamente conforme ilustrado na Figura 18. Logo após o enchimento, os tubos foram fechados e encaminhados para o laboratório central da Sanepar, para início do procedimento

de determinação do coeficiente kb. Adotou-se como cloro residual inicial o valor de  $1,17 \text{ mgL}^{-1}$ , obtido através da média de três análises (no display do POCKET COLORIMETER da HACH,) conforme ilustrado na Figura 19 realizadas às 11h35min do dia 03/02/2010.



Figura 17 - Tríplex lavagem dos frascos.



Figura 18 - Enchimento dos frascos.



Figura 19 - Frascos cheios e vedados.

As amostras foram imediatamente encaminhadas para o laboratório, onde foram colocadas em estufa, com a temperatura controlada em  $20,3 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , conforme ilustrado na Figura 20.

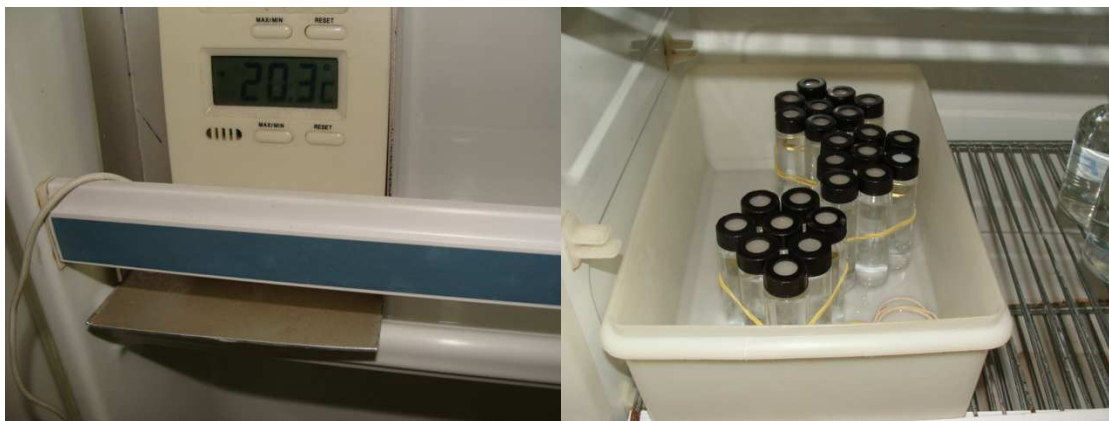


Figura 20 - Temperatura constante na estufa.

O procedimento laboratorial teve início às 13h30min do dia 03/02/2010 e tiveram seu término no dia 04/02/2010 às 17h30min, totalizando 14 grupos de amostras, sendo que em cada grupo foram retirados da estufa 3 frascos VIAL de 44 ml. Em cada frasco foram realizadas duas análises, totalizando 6 análises por grupo, para então obter uma média das 6 análises, conforme apresentado na Tabela 3. Com estes resultados determinou-se o valor do coeficiente kb. A transferência de amostras da água coletada dos tubos VIAL, foram realizadas com uma pipeta de 10 ml, da marca PIREX conforme ilustrado na Figura 21. Entre as análises duplicatas tomou-se o cuidado de fechar o tubo VIAL para evitar o contato da amostra com o ambiente conforme ilustrado na Figura 22. Realizou-se a lavagem da pipeta com água destilada entre as transferências das amostras do frasco VIAL para as cubetas do colorímetro POCKET COLORIMETER da HACH. Entre as análises, as seis cubetas utilizadas sofreram tríplice lavagem com água destilada, para as próximas análises do grupo subsequente.



Figura 21 - Transferência de amostra para análise



Figura 22 - Bancada de análises

#### 4.6 Coeficiente da Taxa de Reação na Parede – kw

O coeficiente de decaimento de cloro na parede do tubo (kw) foi ajustado por ROSSMAN et al (1994) sobre uma faixa de valores e foram adotados no presente estudo. Foram aplicados valores de kw igual a  $0,15 \text{ m dia}^{-1}$  e  $0,45 \text{ m dia}^{-1}$ . O modelo não considera diretamente alguns fatores incluindo: diferentes níveis de consumo de cloro nas paredes dos tubos e diferentes níveis de formação de biofilme nos tubos (FERNANDES C. S., 2002). Desta forma, no presente estudo, o coeficiente kw é ajustado para a calibração do modelo, ou seja, seu valor é ajustado para melhor aproximação das concentrações observadas em campo com os resultados simulados. Assim, faz-se a compensação da simplificação desses fatores. O coeficiente de transferência de massa é uma função hidráulica interna do tubo e é computado automaticamente pelo algoritmo de transporte de componente.

#### 4.7 Cálculo das Demandas nos Nós

Para o cálculo das demandas nos nós, foram utilizados dados do sistema de informação Sanepar – SIS no período de janeiro a junho de 2010. Na Tabela 1, tem-se os dados para Higienópolis Alto e na Tabela 2 para Higienópolis baixo.

Tabela 1 Estudo do consumo per capita – Higienópolis Alto

Período	Ocupação (hab/eco)	ligações	consumo médio (l/ligação dia)	per capita (l/hab dia)	perdas globais (%)	per capita real (+perdas anuais)
jan	3,22	3459	519,86	161,45	36,29	220,04
fev	3,15	3470	547,84	173,92	33,38	231,97
mar	3,18	3487	553,59	174,08	38,17	240,53
abr	3,23	3501	551,25	170,67	37,39	234,48
mai	3,2	3510	535,06	167,21	41,67	236,88
jun	3,19	3510	531,94	166,75	40,17	233,74
			méd	169,01	37,85	232,94

Tabela 2 Estudo do consumo per capita – Higienópolis Baixo

Período	Ocupação (hab/econ )	ligações	consumo médio (l/ligação dia)	per capita (l/hab dia )	perdas globais (%)	per capita real (+perdas anuais )
jan	3,12	2187	425,09	136,25	19,88	163,33
fev	3,08	2216	437,29	141,98	17,90	167,39
mar	3,02	2258	426,55	141,24	27,67	180,32
abr	3,07	2270	424,84	138,38	26,42	174,95
mai	3	2295	409,82	136,61	21,70	166,25
jun	2,99	2330	400,87	134,07	20,40	161,42
			méd	138,09	22,33	168,94

Para lançamento das demandas nos nós, o seguinte procedimento foi estabelecido:

- Nos trechos entre nós, contaram-se os lotes habitados;
- Metade dos lotes contados foi contabilizada no nó a jusante e a outra metade no nó de montante;
- Foi definida uma constante multiplicadora para a zona alta e uma para zona baixa (número de lotes da junção multiplicada pela taxa de ocupação média multiplicada pelo per capita real e dividido por 86400).

## 5 Resultados

Na obtenção dos dados de cadastro para a calibração do modelo hidráulico, algumas contradições foram evidenciadas ocasionando a necessidade de levantamento topográfico, regulagem das válvulas redutoras de pressão, aferição de macro-medidores e conferência de cotas de automatização. A seguir, são apresentados os resultados para o coeficiente de decaimento de cloro  $K_b$ .

### 5.1 Coeficiente de Decaimento $K_b$

Na Tabela 3 encontram-se os resultados obtidos para concentração de cloro residual. Com estes resultados, determinou-se o valor de  $K_b$  conforme ilustra a Figura 23, adotando-se como coeficiente de decaimento  $K_b - 0,18 \text{ horas}^{-1}$ .

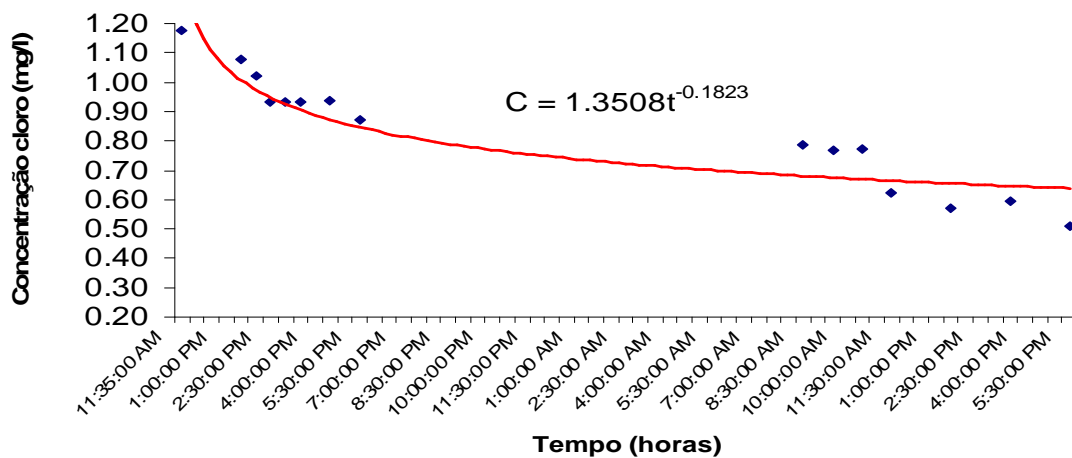


Figura 23 - Cloro residual e curva de aproximação para  $K_b$ .

Tabela 3 Análises para verificação da taxa de decaimento de cloro

ANÁLISE	DIA	HORÁRIO	FRASCO	RES. 1 (mg/l)	RES. 2 (mg/l)	MÉDIA (mg/l)
inicial	3/2/2010	11:35	1	1,18		1,177
			2	1,16		
			3	1,17		
1	3/2/2010	13:30	1	1,06	1,04	1,077
			2	1,07	1,09	
			3	1,1	1,1	
2	3/2/2010	14:00	4	0,91	0,94	1,020
			5	1,07	1,1	
			6	1,04	1,06	
3	3/2/2010	14:30	7	0,87	0,86	0,932
			8	1,03	1,01	
			9	0,89	0,93	
4	3/2/2010	15:00	10	0,91	0,94	0,932
			11	0,93	0,91	
			12	0,97	0,93	
5	3/2/2010	15:30	13	1,02	1,02	0,933
			14	0,88	0,9	
			15	0,87	0,91	
6	3/2/2010	16:30	16	0,96	0,97	0,935
			17	0,91	0,94	
			18	0,92	0,91	
7	3/2/2010	17:30	19	0,89	0,89	0,873
			20	0,89	0,88	
			21	0,85	0,84	
8	4/2/2010	08:30	22	0,85	0,91	0,785
			23	0,65	0,73	
			24	0,79	0,78	
9	4/2/2010	09:30	25	0,71	0,71	0,770
			26	0,79	0,78	
			27	0,81	0,82	
10	4/2/2010	10:30	28	0,78	0,81	0,775
			29	0,76	0,76	
			30	0,76	0,78	
11	4/2/2010	11:30	31	0,71	0,73	0,622
			32	0,54	0,59	
			33	0,58	0,58	
12	4/2/2010	13:30	34	0,37	0,37	0,570
			35	0,77	0,75	
			36	0,55	0,61	
13	4/2/2010	15:30	37	0,61	0,61	0,595
			38	0,61	0,62	
			39	0,55	0,57	
14	4/2/2010	17:30	40	0,62	0,69	0,508
			41	0,35	0,34	
			42	0,54	0,51	

## 5.2 Curvas de Demanda

As curvas de demanda para Higienópolis alto e baixo são apresentadas na Figura 24. Verificou-se que a relação entre a vazão máxima e a vazão média para zona alta é de aproximadamente 1,83. Para zona baixa esta relação foi de aproximadamente 2,25. Por outro lado à relação entre vazão mínima e a vazão média foi de 0,38 para zona alta e 0,20 para zona baixa. O desvio padrão foi 0,39 e 0,5 para zona alta e baixa, respectivamente.

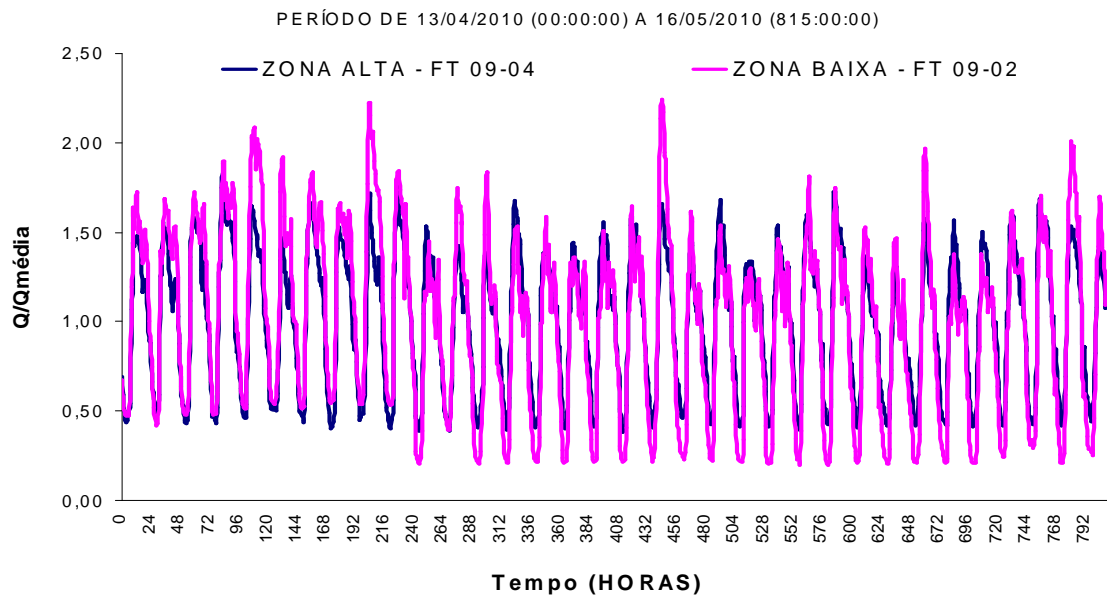


Figura 24 - Perfil de demanda médio para zona alta e zona baixa.



### 5.3 Pressão nos Nós

Os dados dos nós 162, 179 e 184 foram utilizados para ajuste do modelo hidráulico. A Figura 25 apresenta os dados para a junção J-162, os dados de pressão foram registrados a cada 30 minutos durante 265 horas. A média da diferença entre os valores observados e simulados foi de 2,2 mca para período. A Figura 26 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-162.

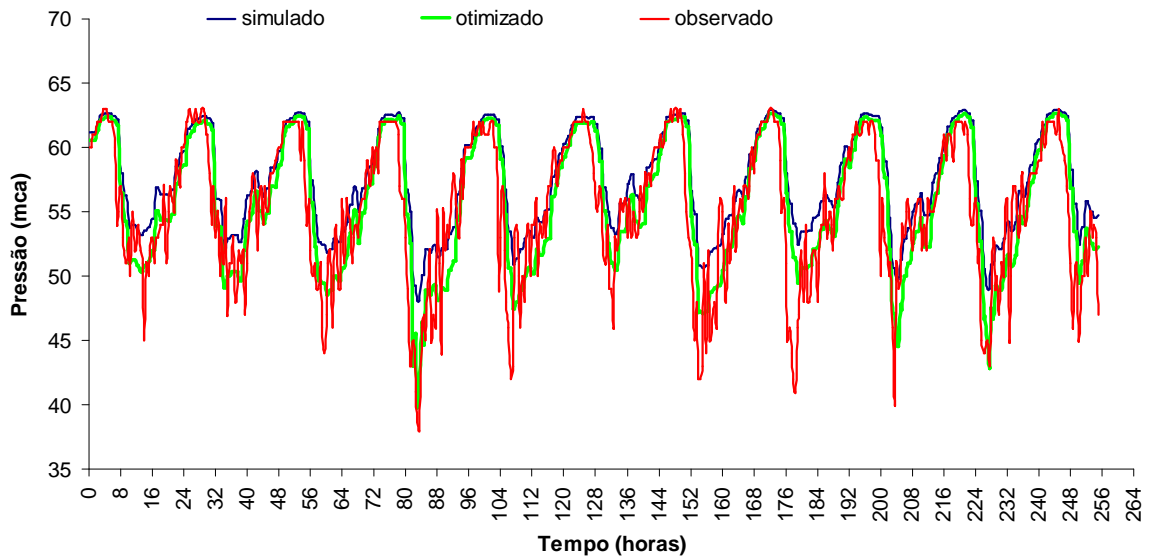


Figura 25 - Comparativo de pressão para o nó J-162.

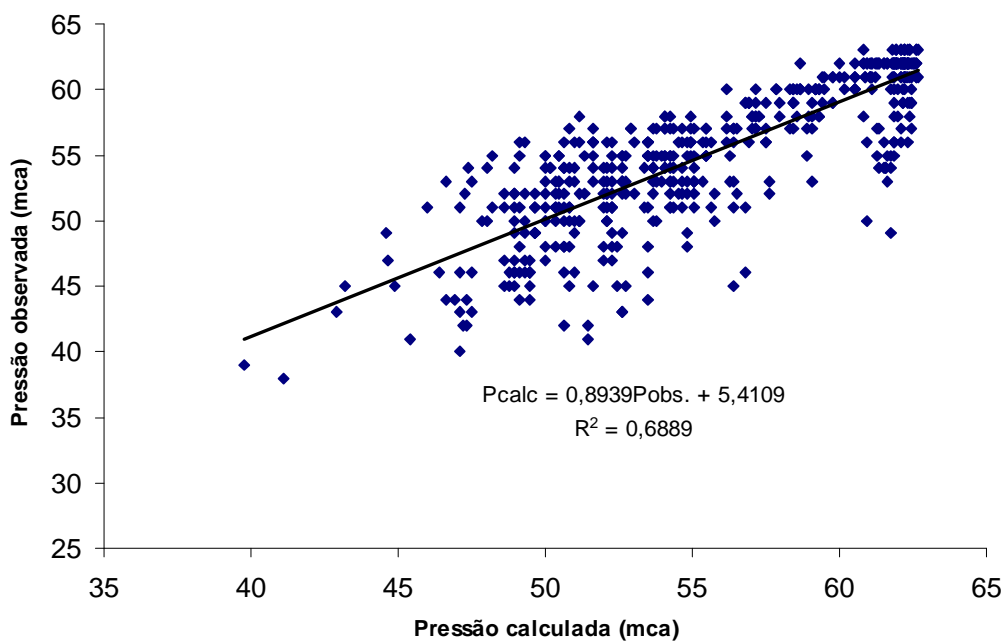


Figura 26 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 162.

A Figura 27 apresenta os dados para a junção J-171, os dados de pressão foram registrados a cada 60 minutos durante 420 horas. A média da diferença entre os valores observados e simulados foi de 1,1 mca para período. A Figura 28 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-171.

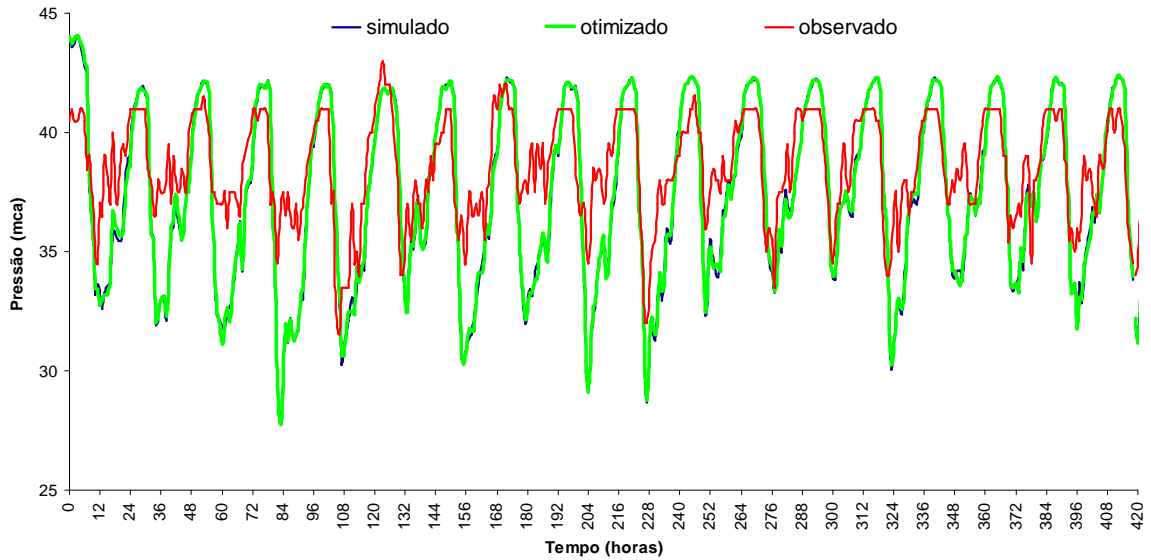


Figura 27 - Comparativo de pressão para o nó J-171.

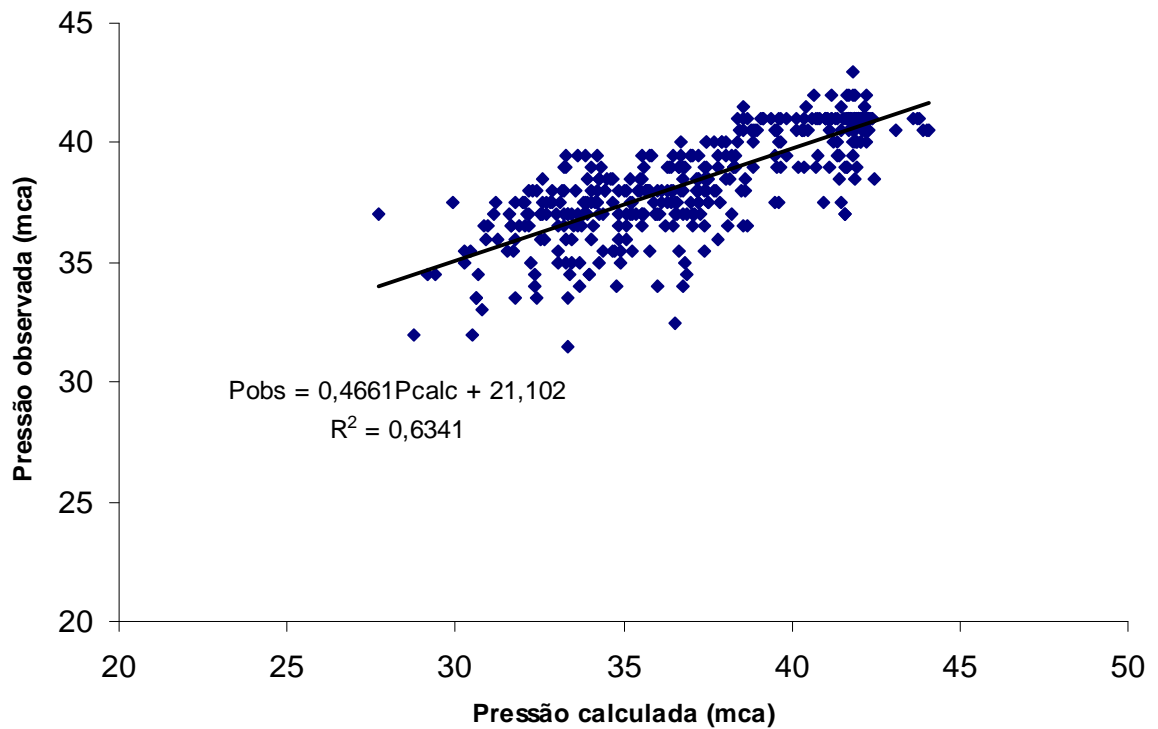


Figura 28 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 171.

A Figura 29 apresenta os dados para a junção J-174, os dados de pressão foram registrados a cada 60 minutos durante 300 horas. A média da diferença entre os valores observados e simulados foi de 1,6 mca para período. Verifica-se que não existe diferença entre os valores simulados e otimizados. Pode afirmar que a otimização não alterou a área de influencia da junção J-174. A Figura 30 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-174.

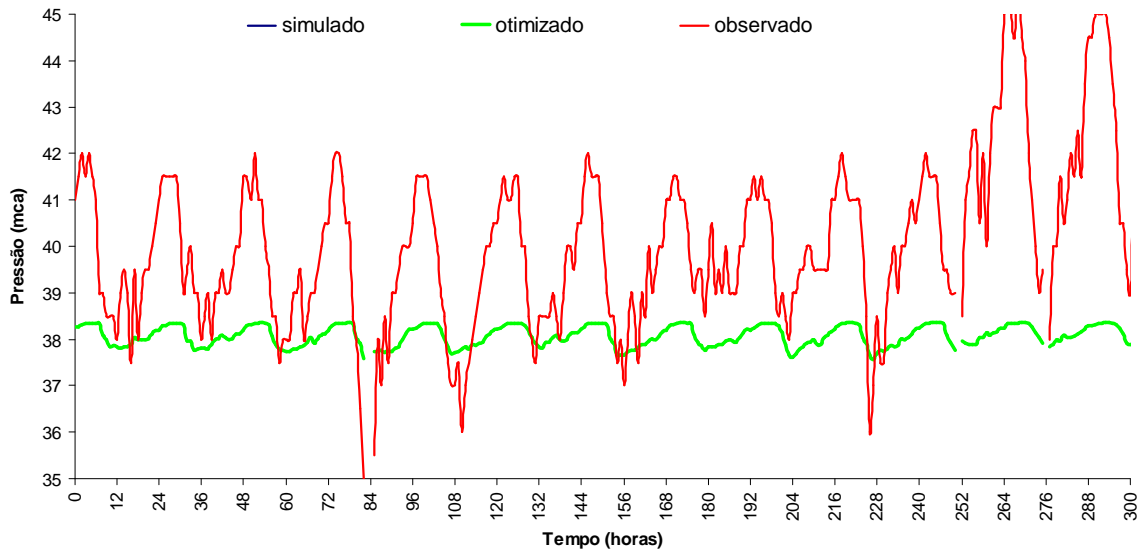


Figura 29 - Comparativo de pressão para o nó J-174.

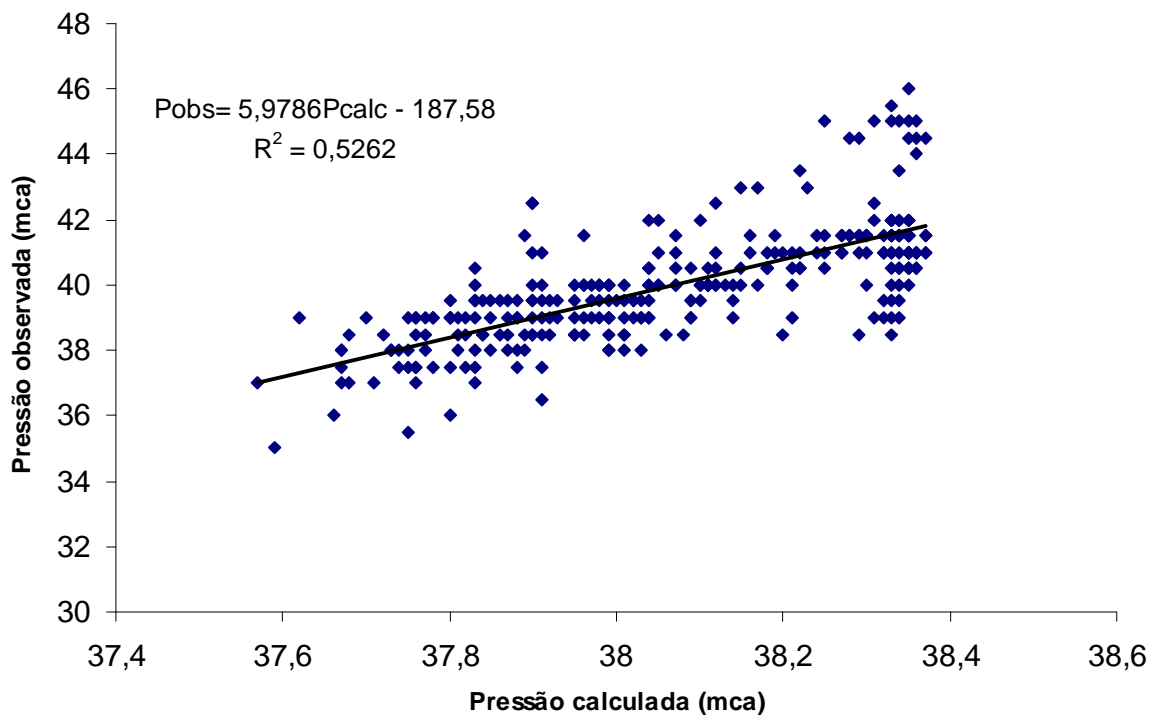


Figura 30 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 174.

A Figura 30 apresenta os dados para a junção J-175, os dados de pressão foram registrados a cada 60 minutos durante 360 horas. A média da diferença entre os valores observados e simulados foi de 2,5 mca para período. A Figura 31 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-175.

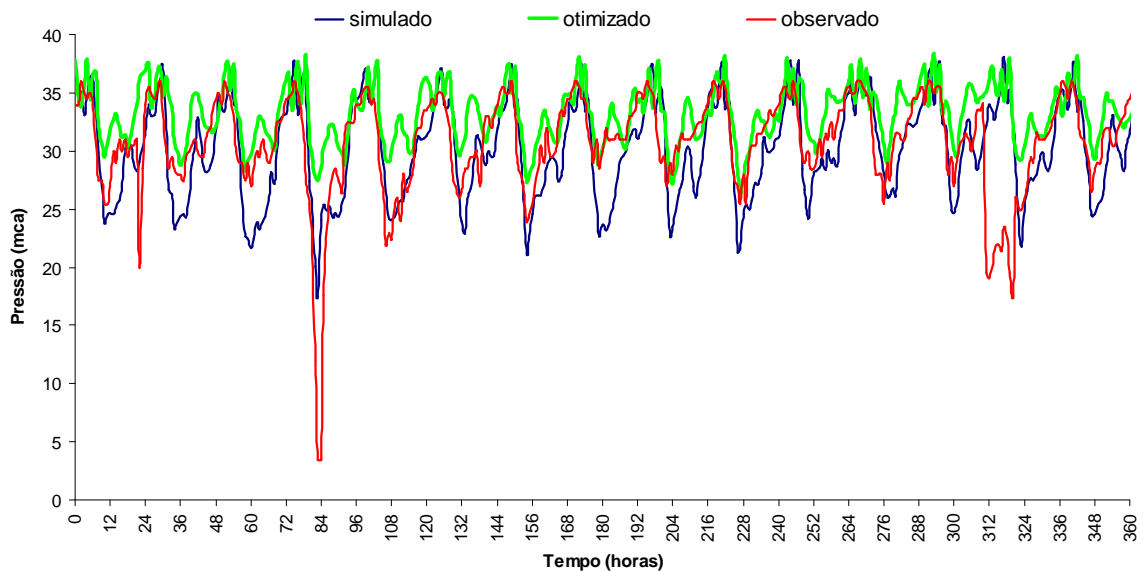


Figura 31 - Comparativo de pressão para o nó J-175.

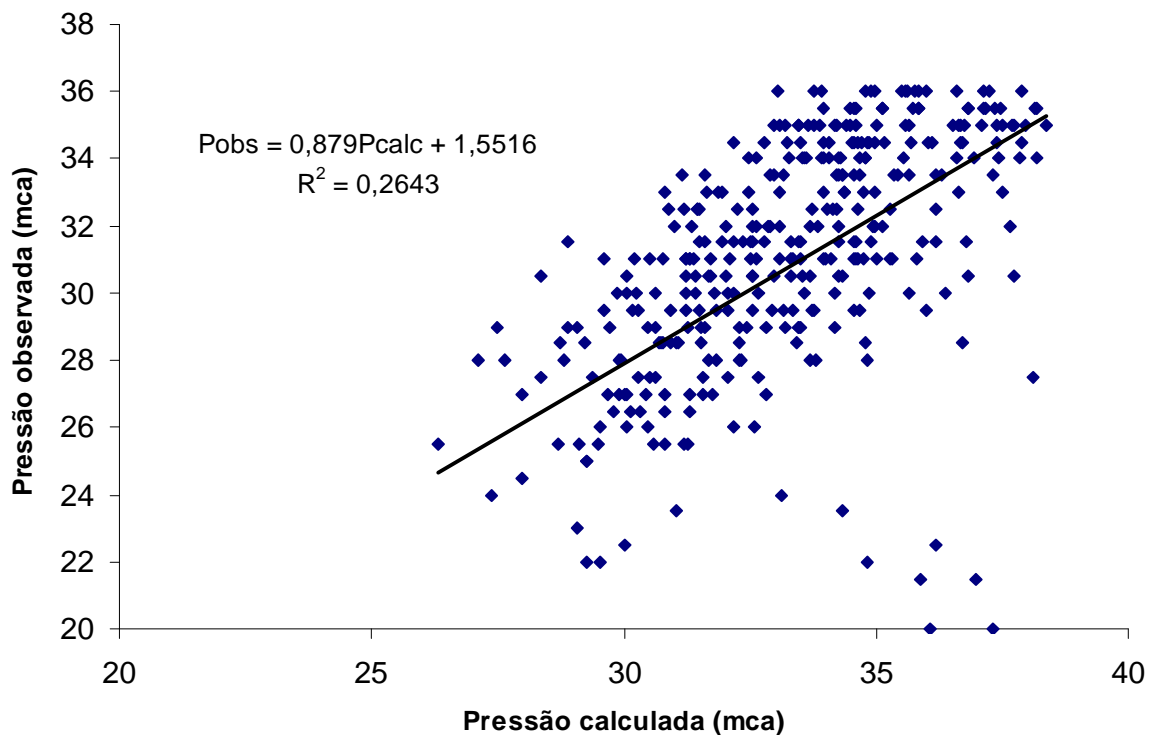


Figura 32 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 175.

A Figura 32 apresenta os dados para a junção J-179, os dados de pressão foram registrados a cada 30 minutos durante 178 horas. A média da diferença entre os valores observados e simulados foi de 3,3 mca para período. A Figura 33 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-179.

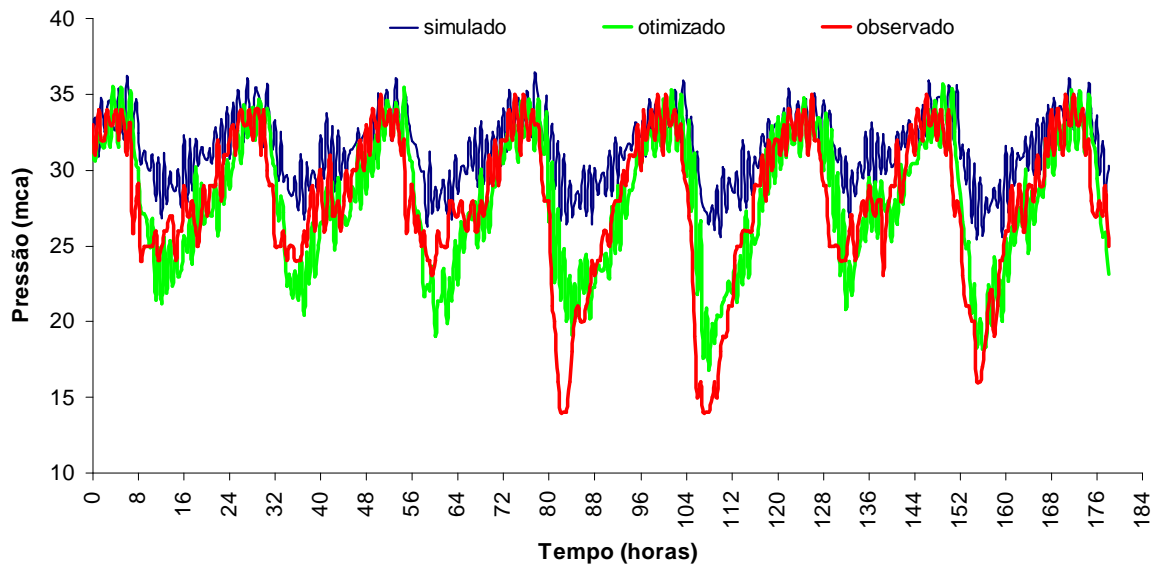


Figura 33 - Comparativo de pressão para o nó J-179.

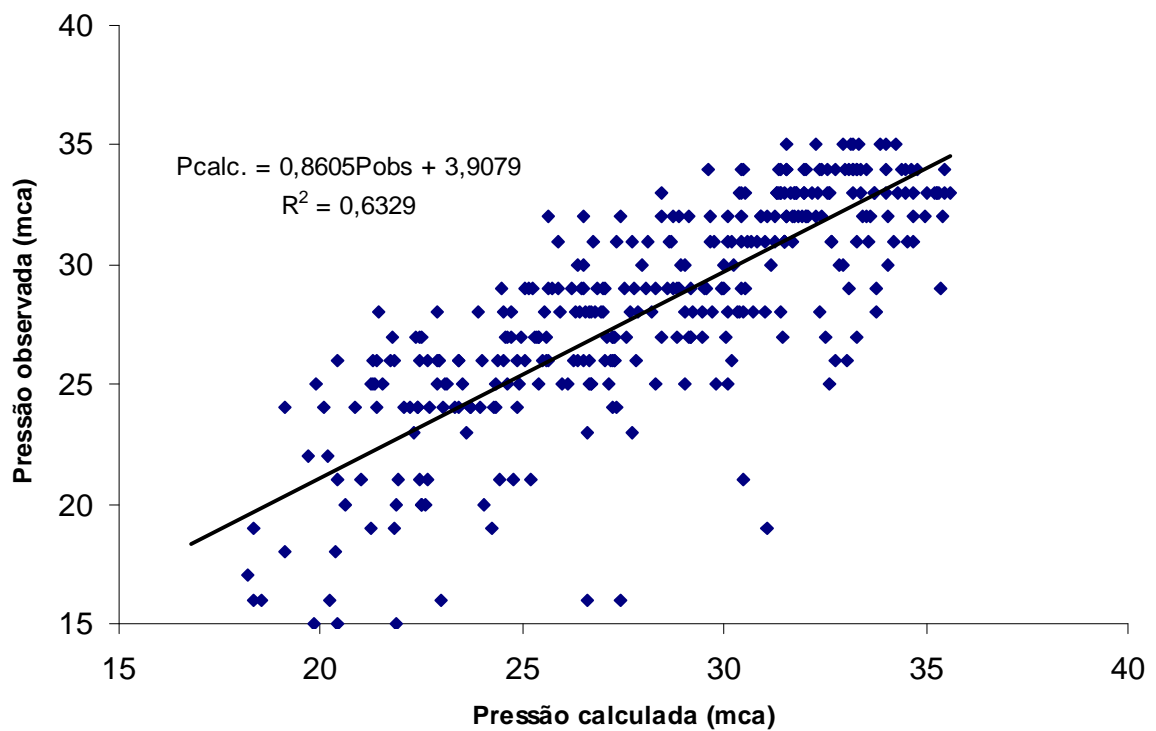


Figura 34 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 179.

A Figura 35 apresenta os dados para a junção J-184, os dados de pressão foram registrados a cada 30 minutos durante 287 horas. A média para diferença entre os valores observados e simulados foi de 2,0 mca para período. A Figura 36 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-184. Observa-se que as maiores diferenças entre calculado e observado ocorrem nos horários de maior e menor consumo.

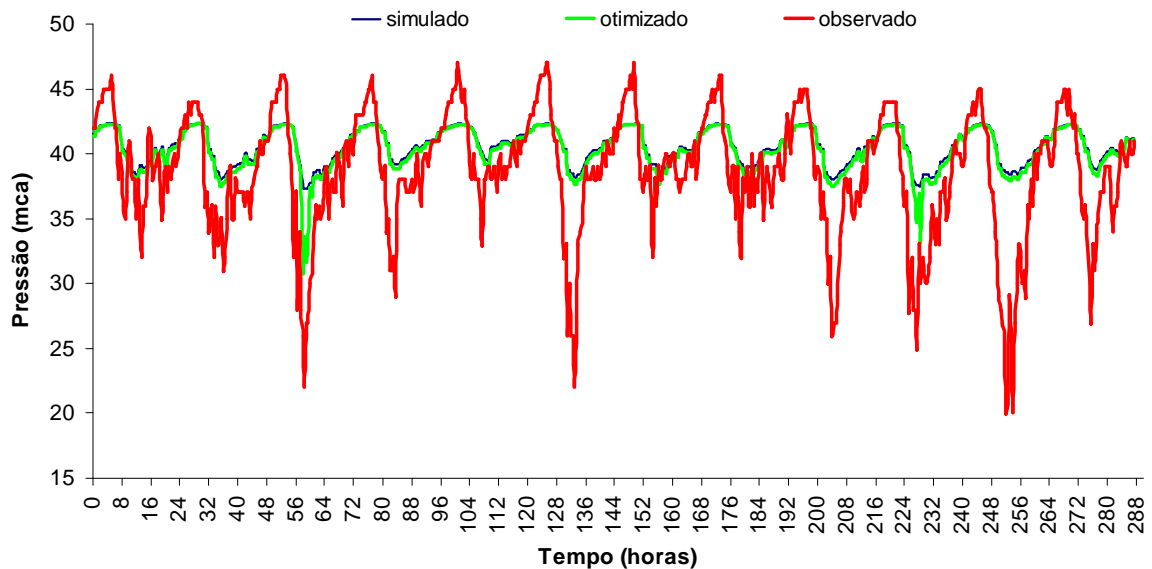


Figura 35 - Comparativo de pressão para o nó J-184.

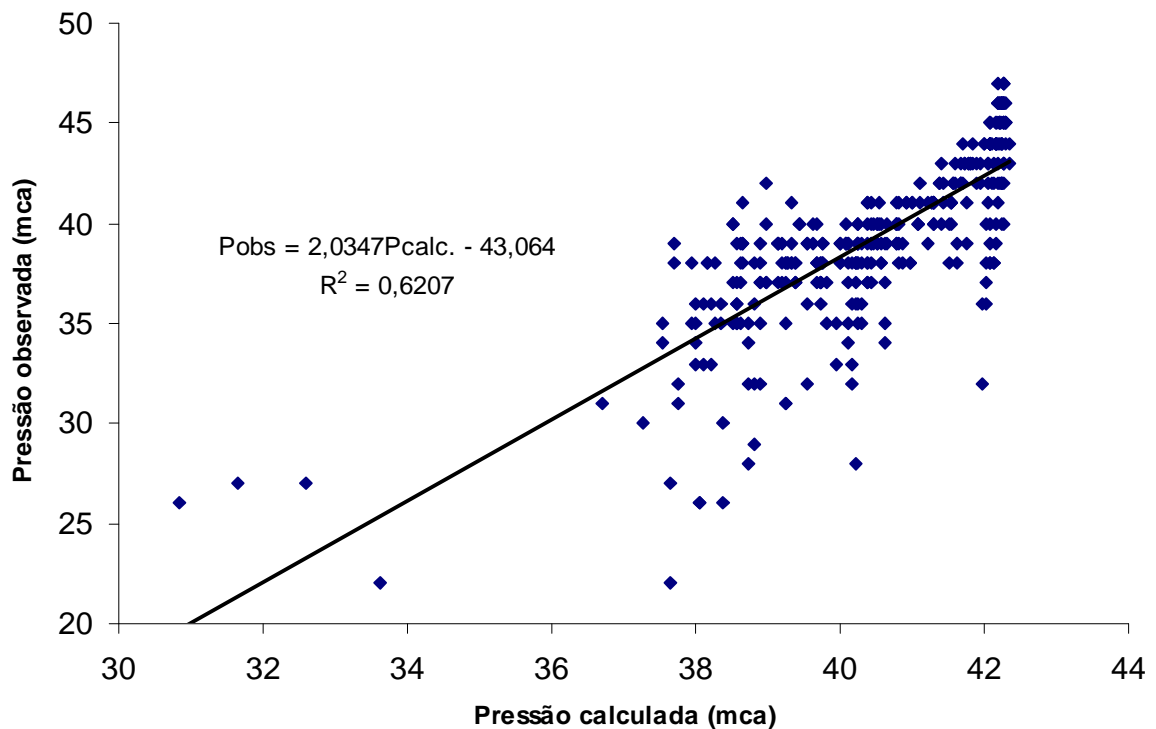


Figura 36 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 184.

A Figura 37 apresenta os dados para a junção J-414, os dados de pressão foram registrados a cada 60 minutos durante 696 horas. A média para diferença entre os valores observados e simulados foi de 0,5 mca para período. A Figura 38 apresenta a regressão linear para os dados observados e calculados para a junção J-414. Observa-se que as maiores diferenças entre calculado e observado ocorrem nos horários de maior e menor consumo.

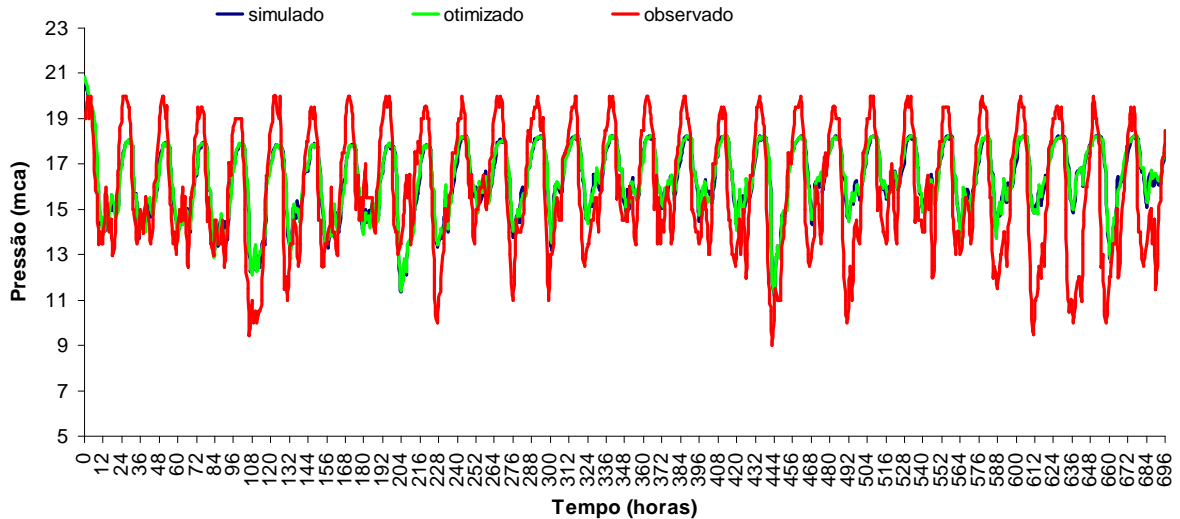


Figura 37 - Comparativo de pressão para o nó J-414

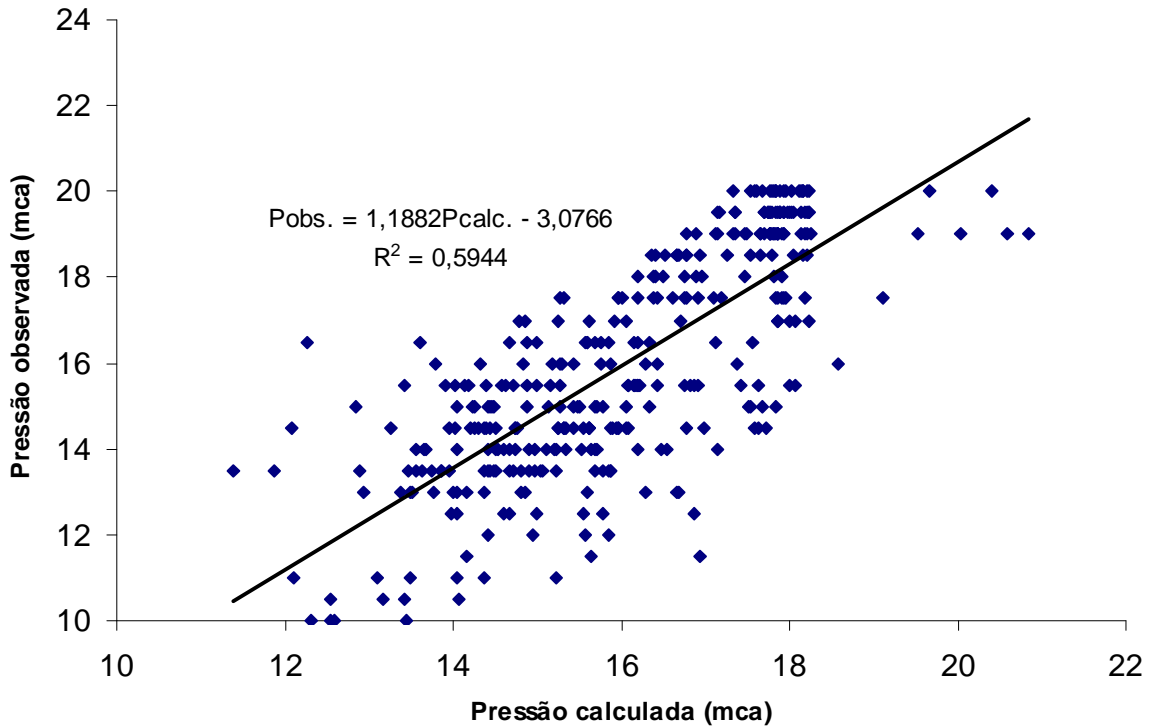


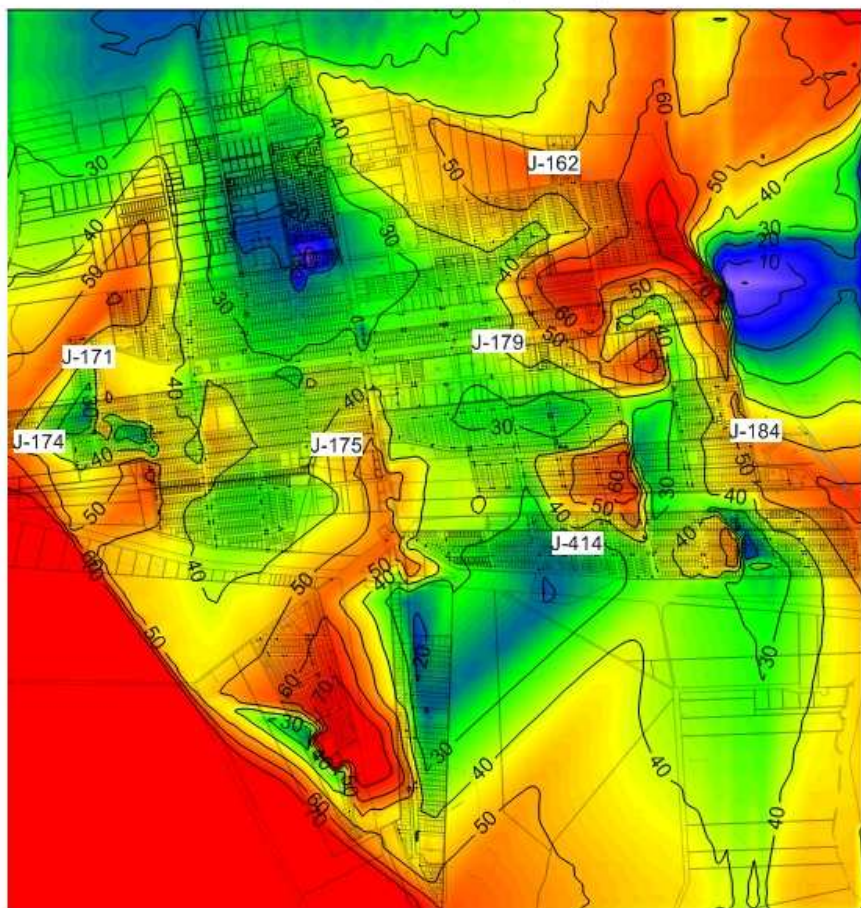
Figura 38 - Regressão linear entre pressão observado e calculado nó 414.

A variação espacial da pressão modelada para área é apresentada nos seguintes grupos: madrugada (00:00 e 04:00hs), manhã (08:00 e 12:00hs), tarde e início da noite (16:00 e 20:00hs). A Figura 39 apresenta os resultados do modelo para o grupo madrugada. Verifica-se uma redução na região de pressões de 50 m.c.a e aumento da região com pressões de 20 m.c.a. Na Figura 40 os valores para 08:00 e 12:00hs são muito próximos, quando se compara a Figura 40 com a Figura 39 verifica-se que o aumento da demanda produz uma redução nas pressões na aérea modelada. Já a distribuição de pressão para tarde e início da noite (Figura 41) não apresenta diferenças significativas para os horários 16:00hs e 20:00hs. Verifica-se que em todos os horários existe uma grande área com pressões maiores do que 70 m.c.a, o que justifica a instalação de válvulas redutoras de pressão. Logo realizou a simulação modificando o sistema com a instalação de 03 válvulas redutoras de pressão (VRP). O critério para instalação das VRP's, foi definido para que as pressões nas junções, não ultrapassem 60,0 m.c.a. nos pontos mais críticos, ou que possuam cota topográfica mais baixa.

Os resultados de pressão após a simulação com 03 válvulas é apresentado na Figura 42. A região abaixo do nó J-175 que apresentava pressões de até 70 m.c.a reduziu as pressões para valores próximos de 40 m.c.a.



Distribuição de pressão (m.c.a) 0:00hs



Distribuição de pressão (m.c.a) 4:00hs

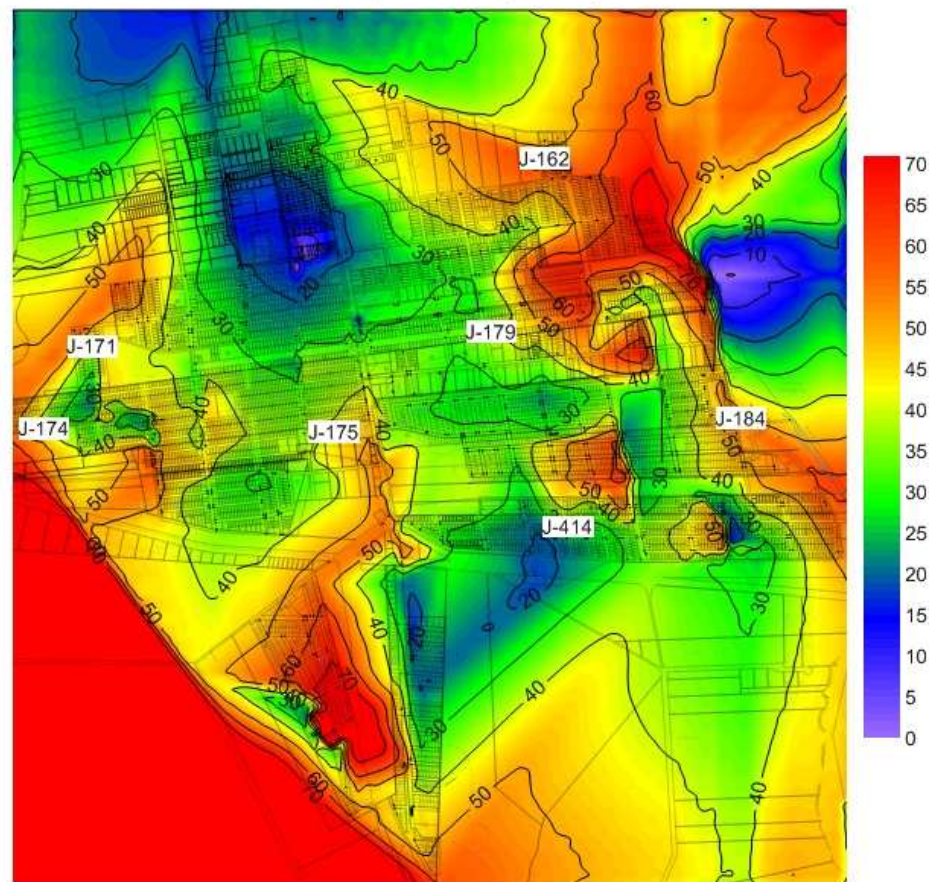
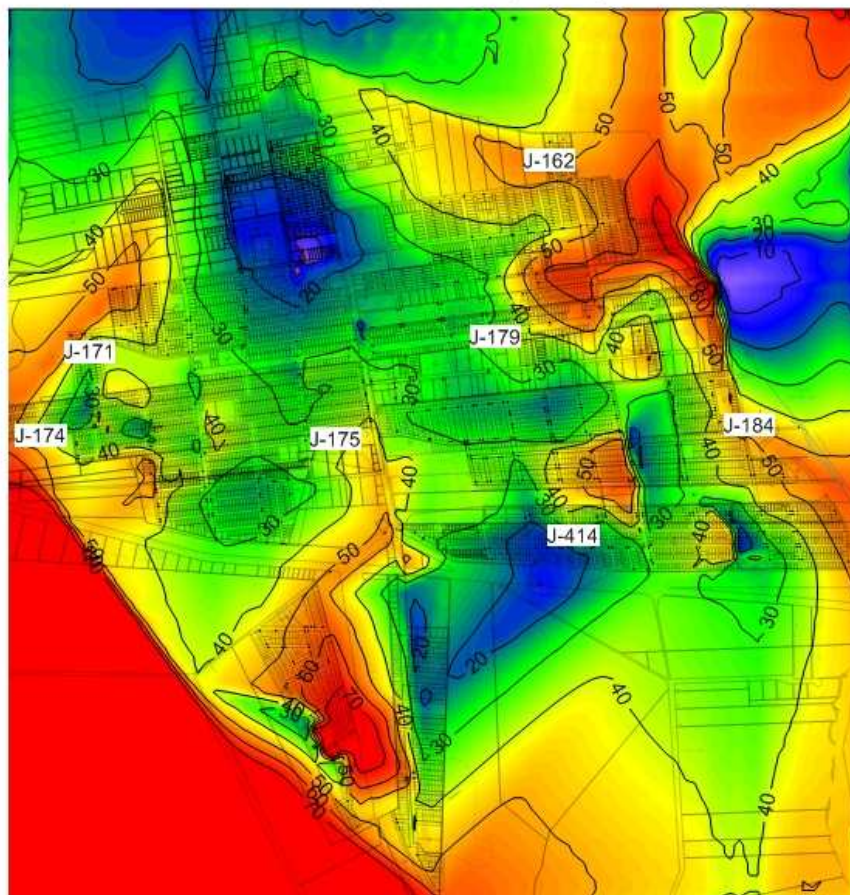


Figura 39 - Distribuição de pressão na região 00:00 e 04:00 horas.

Distribuição de pressão (m.c.a) 8:00hs



Distribuição de pressão (m.c.a) 12:00hs

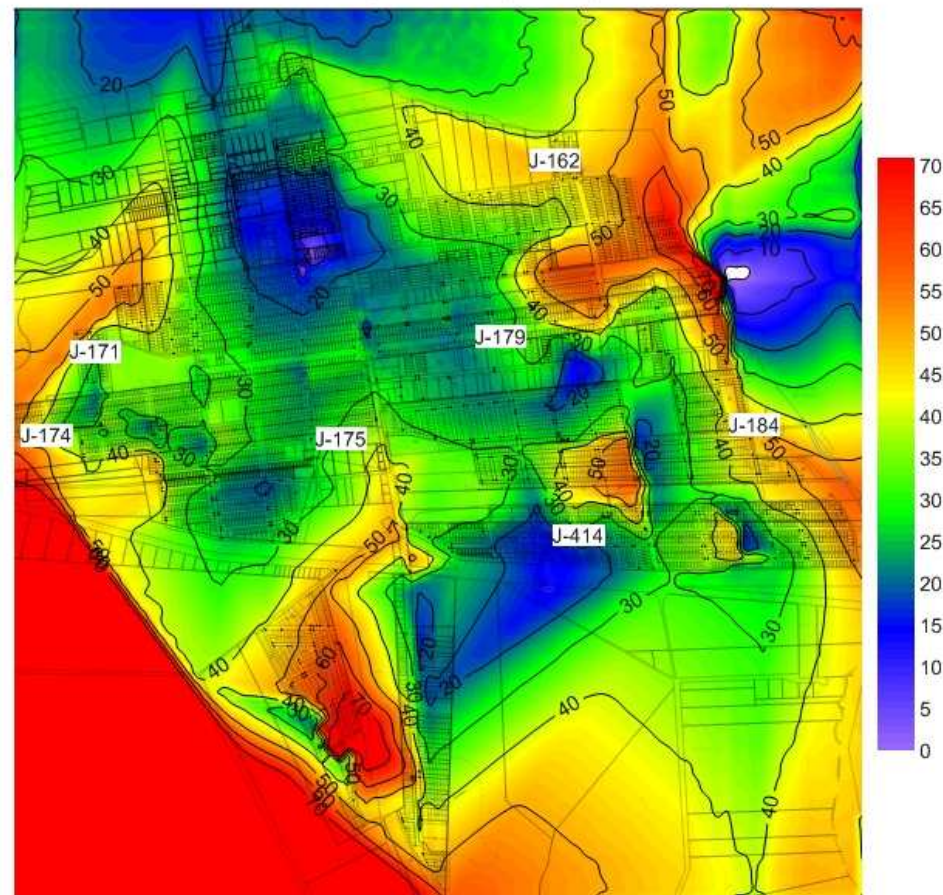
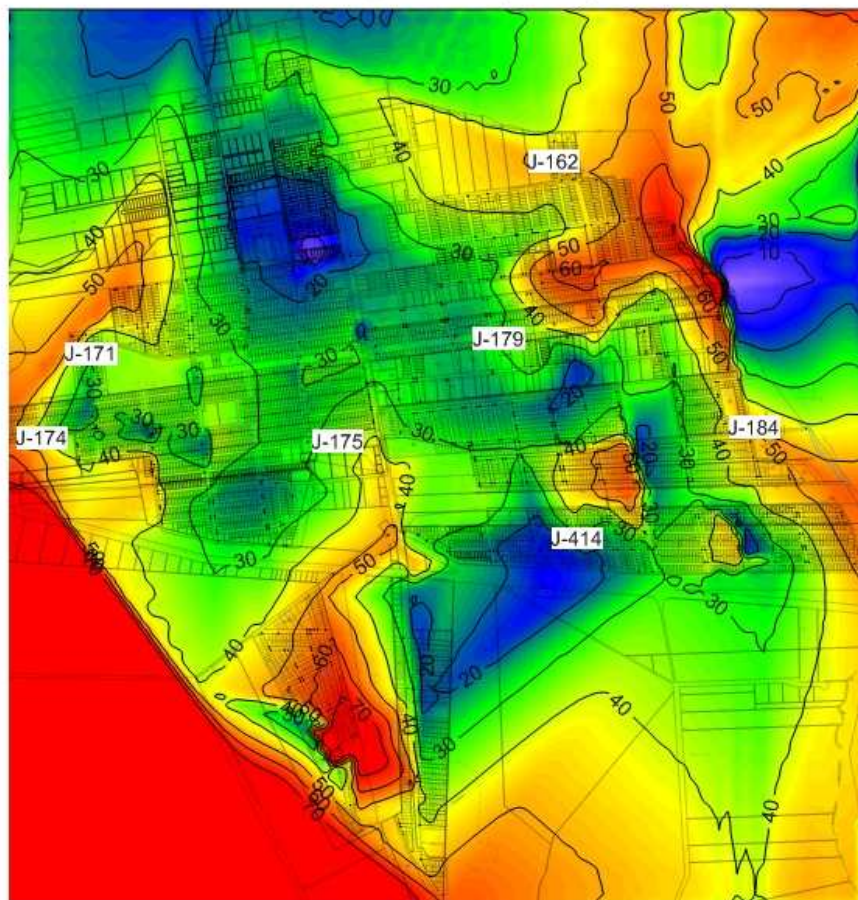


Figura 40 - Distribuição de pressão na região 08:00 e 12:00 horas.

Distribuição de pressão (m.c.a) 16:00hs



Distribuição de pressão (m.c.a) 20:00hs

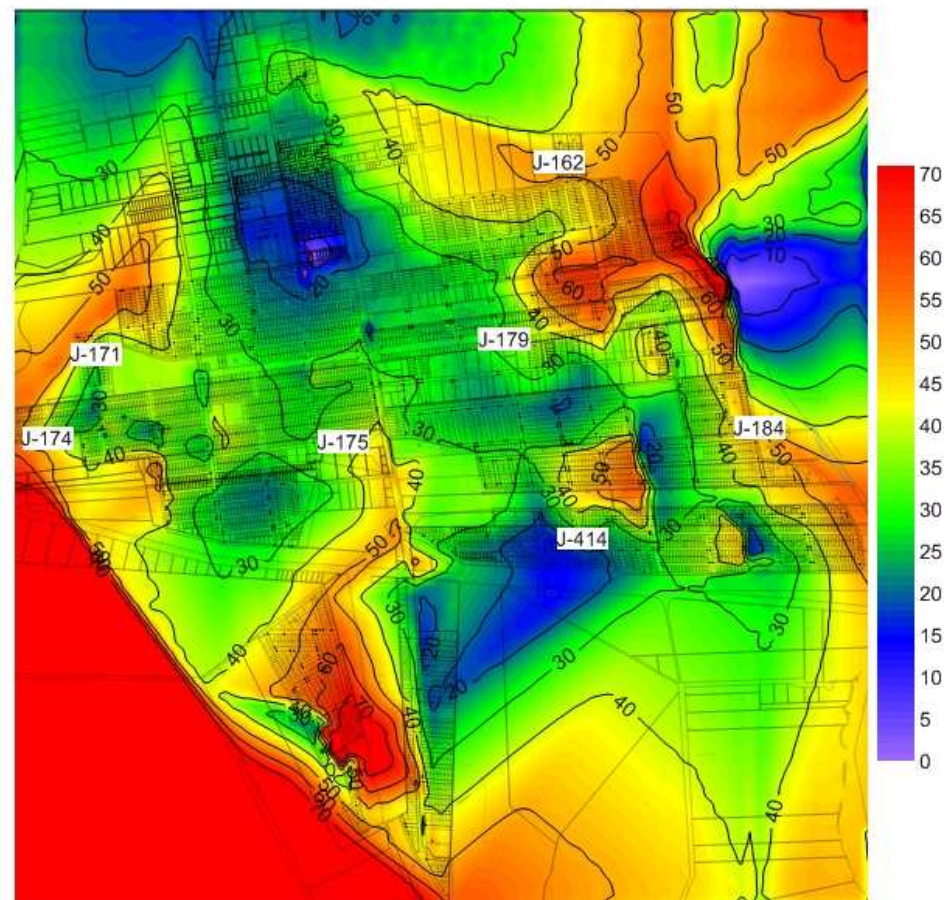
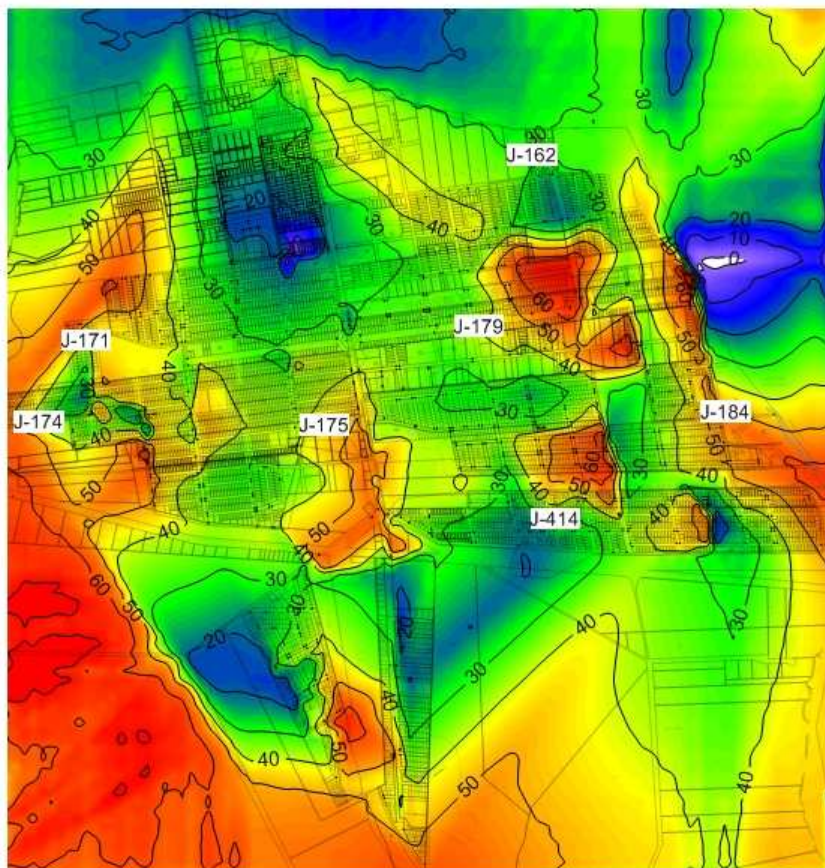


Figura 41 - Distribuição de pressão na região 16:00 e 20:00 horas.

Distribuição de pressão (m.c.a) 00:00hs  
Após simulação de instalação de 3VRPs



Distribuição de pressão (m.c.a) 12:00hs  
Após simulação de instalação de 3VRPs

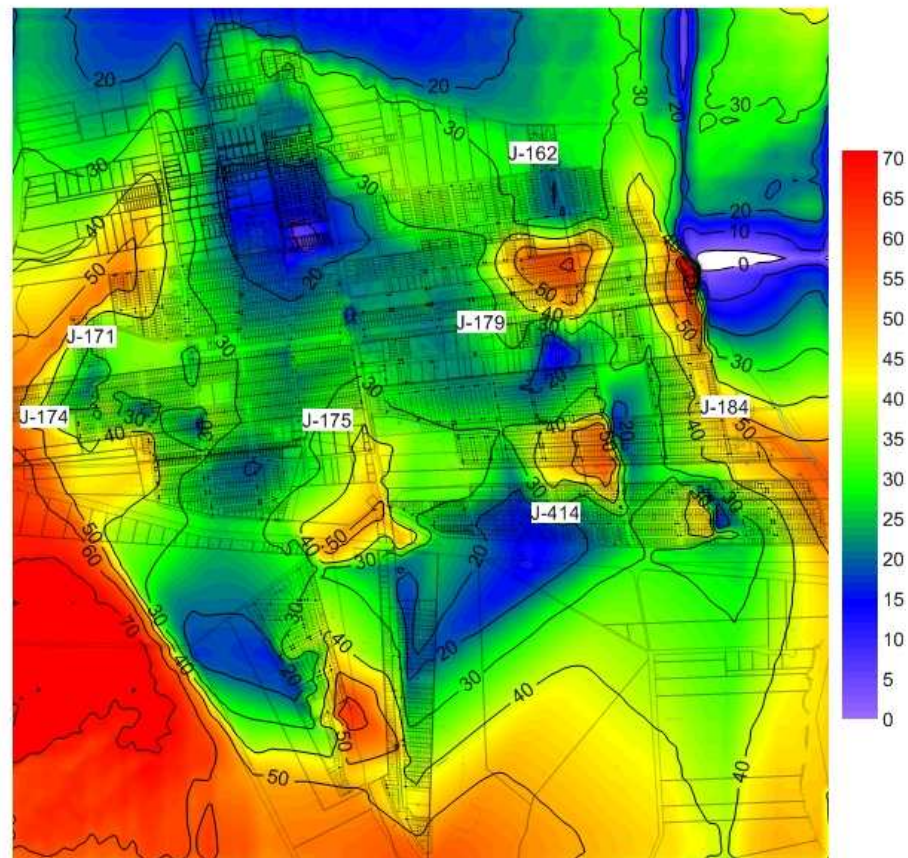


Figura 42 - Distribuição de pressão na região 00:00 e 12:00 horas após instalação de 3VRPs

## 5.4 Concentração de Cloro nos Nós

A concentração de cloro foi monitorada com intervalos de 2,5 minutos. A Figura 43 apresenta os valores para a junção 162. Nesta junção monitorou-se a concentração de cloro durante 255 horas. Verifica-se que o modelo acompanha a frequência de oscilação, entretanto como as amplitudes são significativas o modelo não consegue descrevê-las. Como este ponto trata-se de um ponto no final da rede, após as 176 horas foi realizado um descarte na rede e a queda na concentração de cloro nas madrugadas foi reduzida.

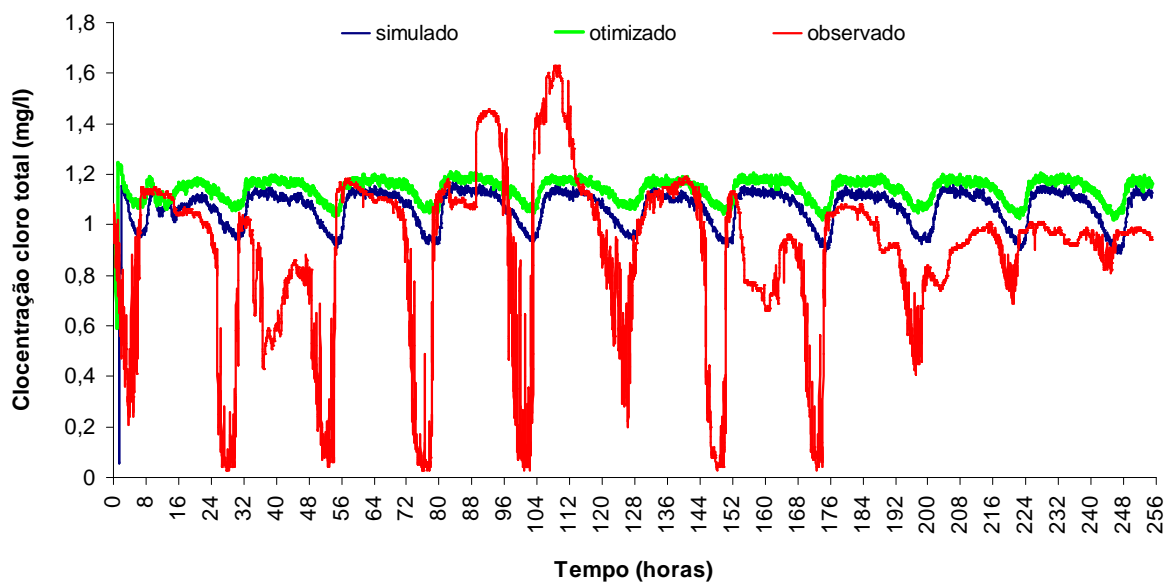


Figura 43 - Concentração de cloro total na junção 162.

A Figura 44 apresenta os valores para a junção 179. Nesta junção monitorou-se a concentração de cloro durante 178 horas. Verifica-se que após 08:00hs os valores simulados distanciam-se dos valores observados mantendo ao longo das demais 170 horas.

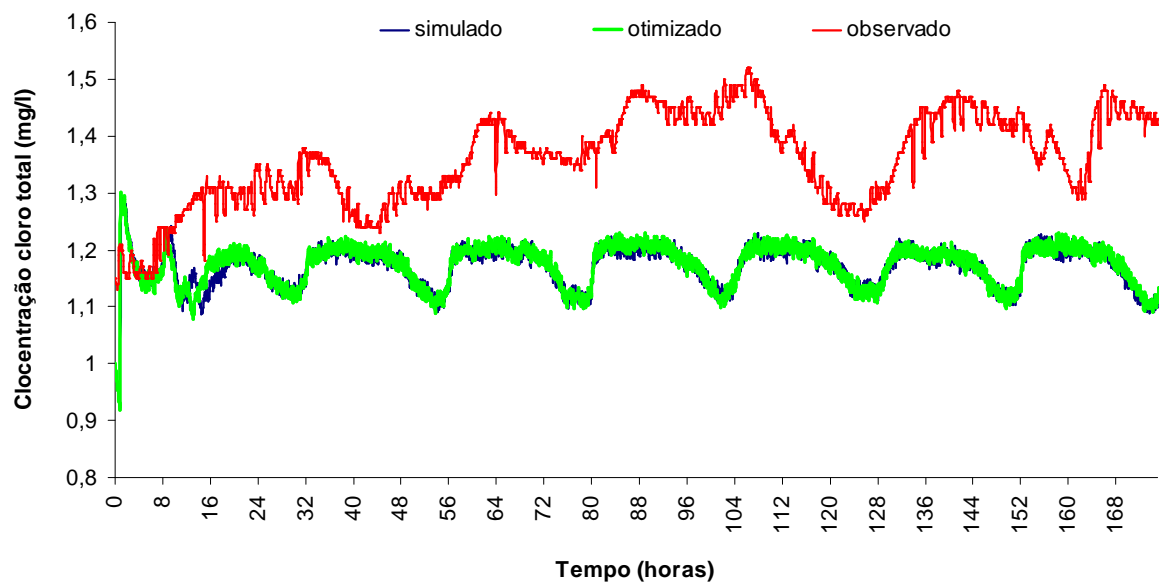


Figura 44 - Concentração de cloro total na junção 179.

A Figura 45 apresenta os valores para a junção 184. Nesta junção monitorou-se a concentração de cloro durante 272 horas.

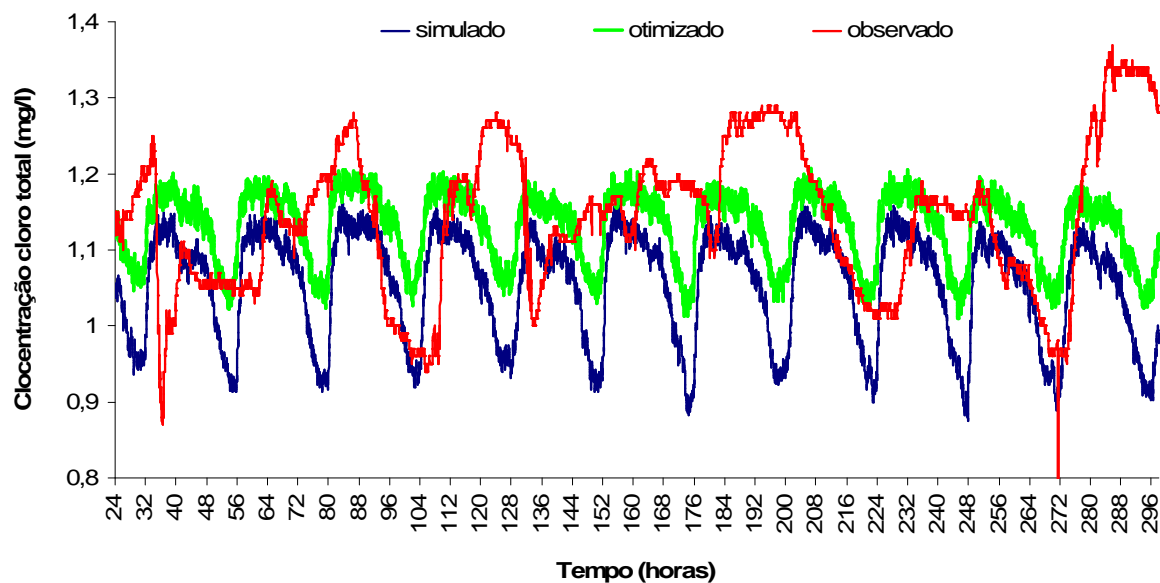
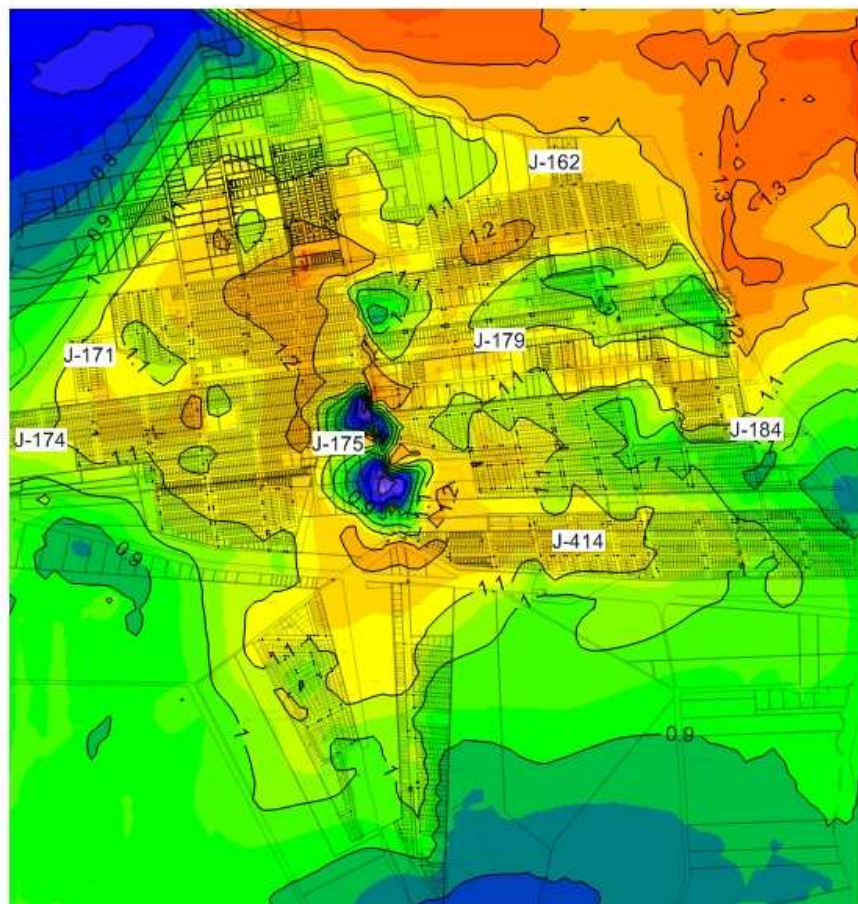


Figura 45 - Concentração de cloro total na junção 184.

A variação espacial da concentração de cloro residual modelada para área é apresentada nos seguintes grupos: madrugada (00:00 e 04:00hs), manhã (08:00 e 12:00hs), tarde e início da noite (16:00 e 20:00hs). Os resultados do modelo para o grupo madrugada são apresentados na Figura 46. Verifica-se uma região com concentração de cloro de aproximadamente  $0,5\text{mgL}^{-1}$  nas proximidades do ponto J-175 e uma redução da concentração

de cloro na mudança das 0:00hs para as 04:00hs. Na Figura 47 apresenta-se os resultados para as 08:00 e 12:00hs. O aumento de consumo de água no horário próximo as 12:00hs faz com que a concentração de cloro aumente. Supõe-se que este aumento da concentração se dá pelo baixo tempo de permanência da água na tubulação sendo condição contrária a que ocorre na madrugada. Os resultados para 16:00 e 20:00hs são apresentados na Figura 48, verifica-se uma aumento da concentração de cloro para este horário para toda região quando compara-se com os demais grupos madrugada e manha.

Cloro Residual (mg/l) 0:00hs



Cloro Residual (mg/l) 4:00hs

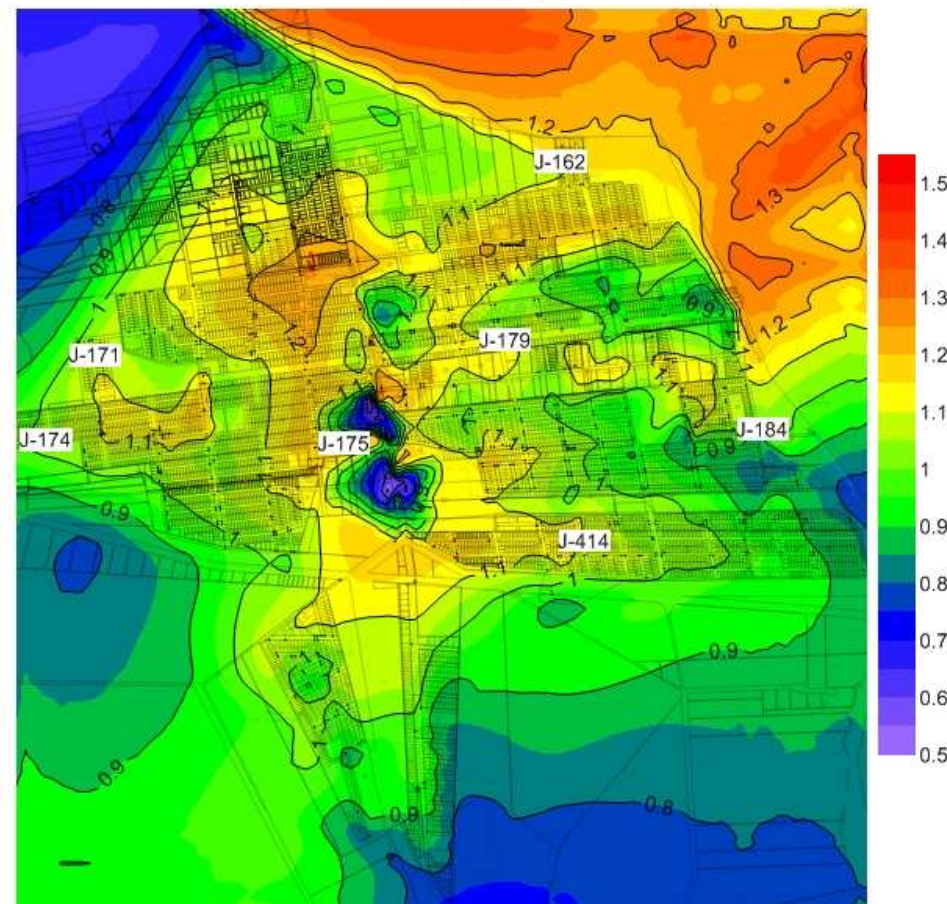
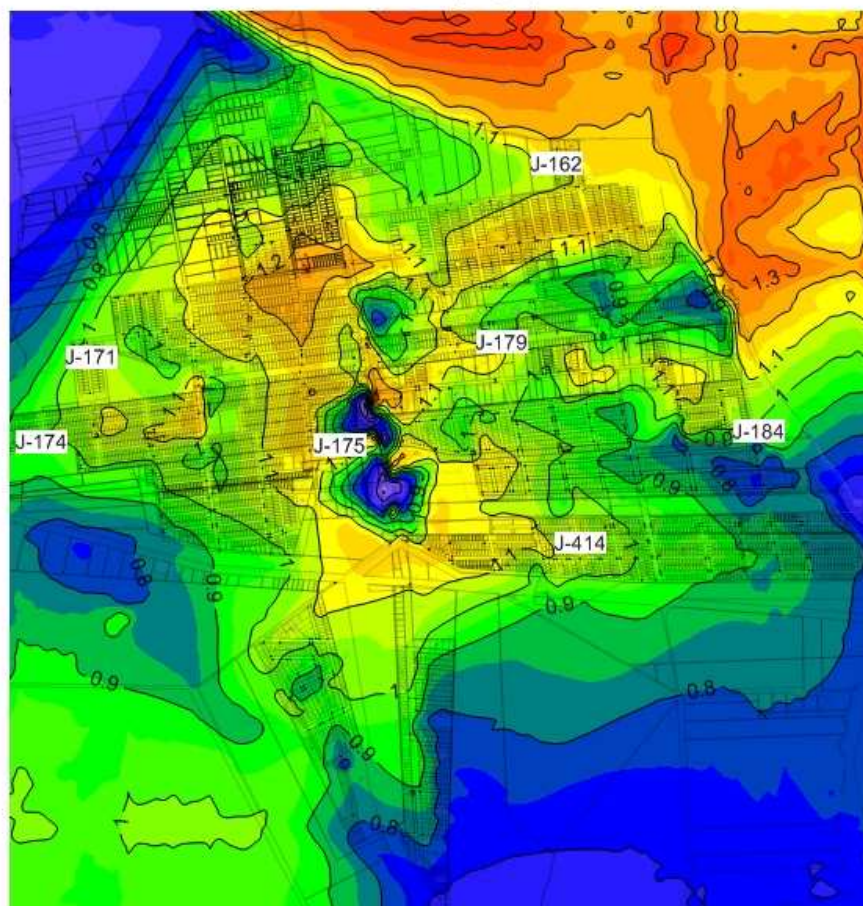


Figura 46 - Distribuição da concentração de cloro na área modelada (00:00 e 04:00hs).



Cloro Residual (mg/l) 8:00hs



Cloro Residual (mg/l)12:00hs

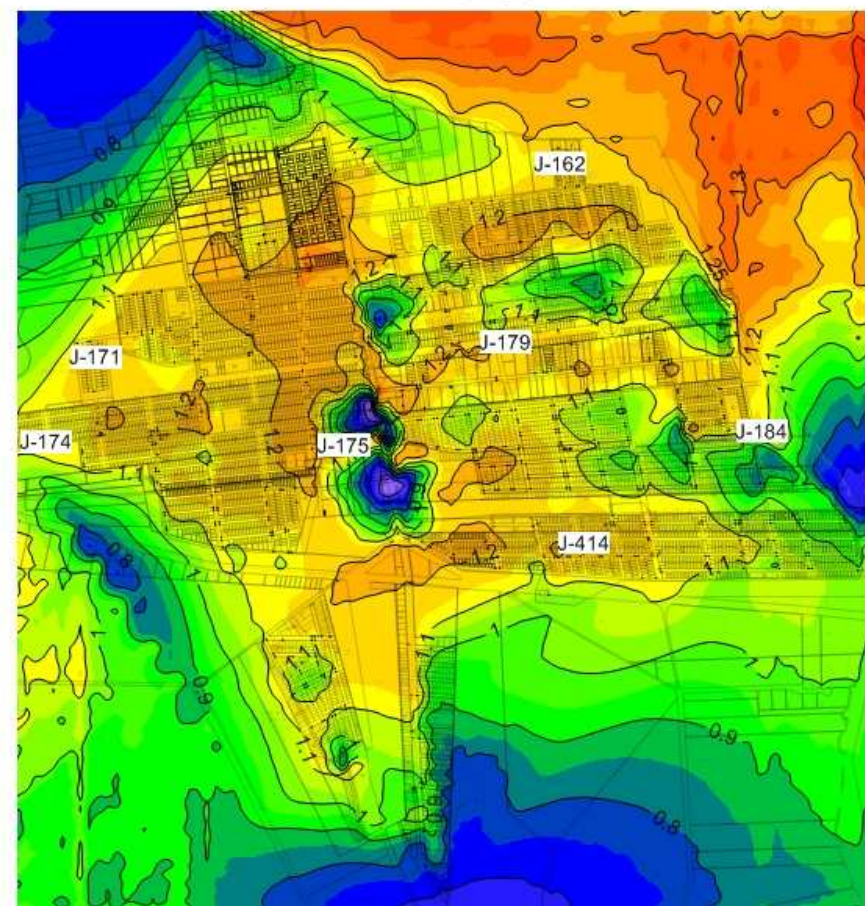
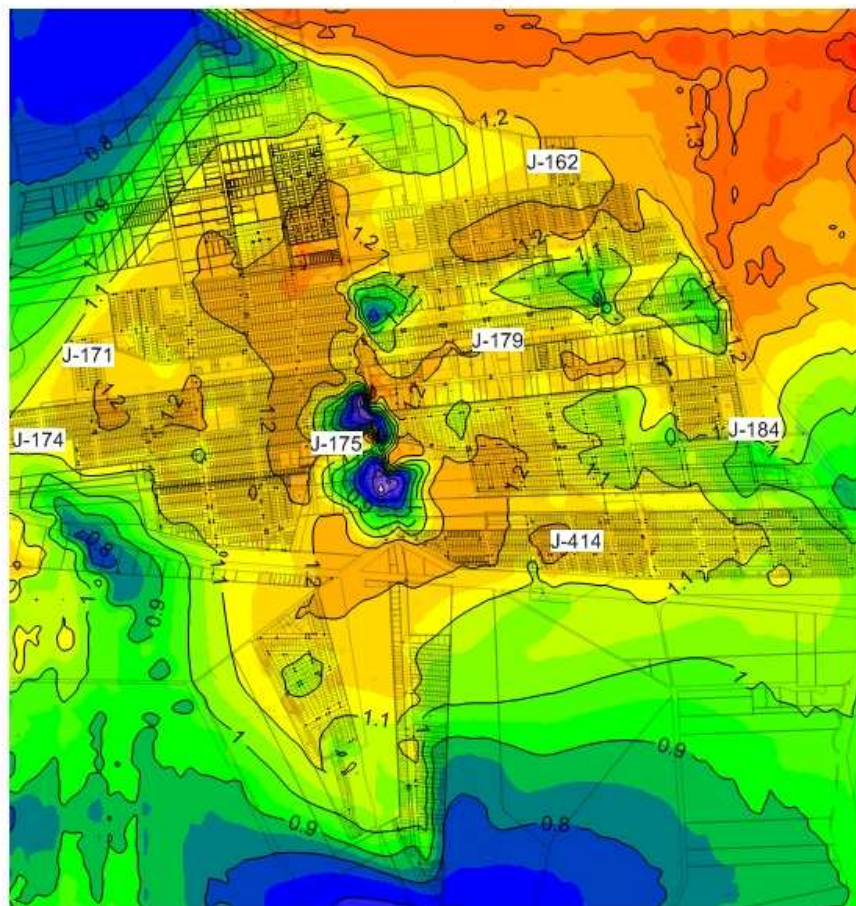


Figura 47 Distribuição da concentração de cloro na área modelada (08:00 e 12:00hs).

Cloro Residual (mg/l) 16:00hs



Cloro Residual (mg/l) 20:00hs

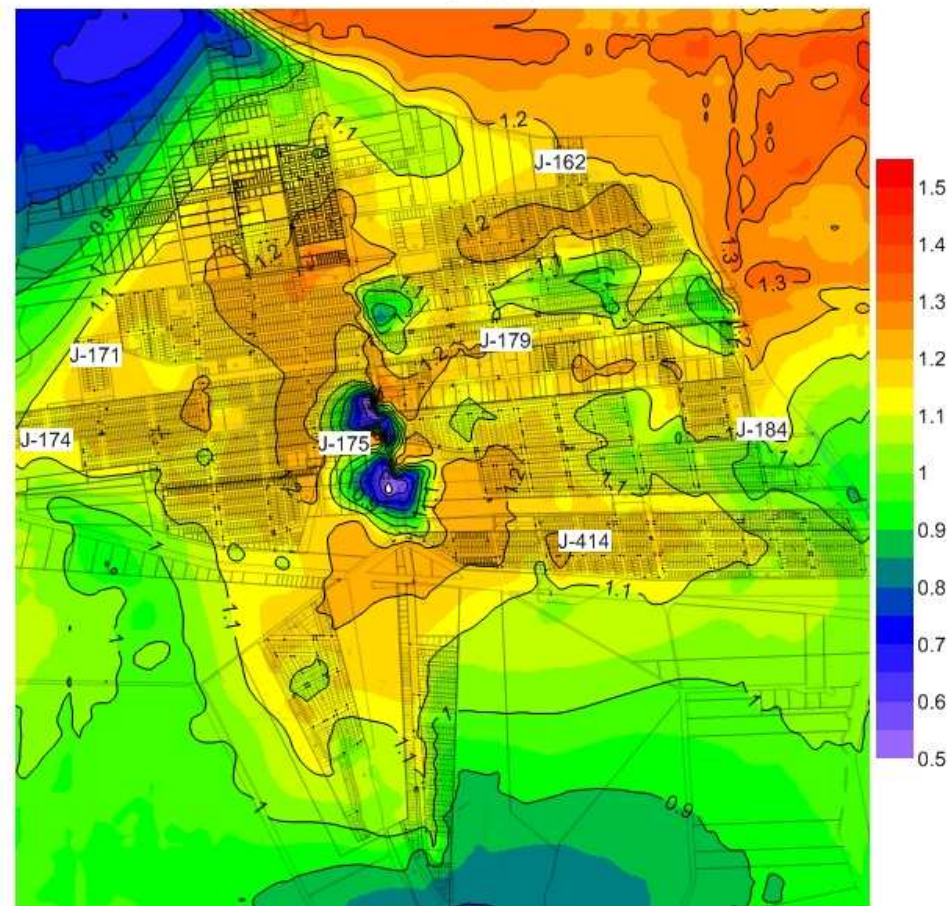


Figura 48 - Distribuição da concentração de cloro na área modelada (16:00 e 20:00hs).

## 6 Conclusão

Com o monitoramento da vazão foi possível determinar a curva de demanda para a região estudada que se mostrou adequada como dado de entrada para o modelo hidráulico descrevendo as oscilações de demanda.

A facilidade de uso e os resultados obtidos para o modelo hidráulico tornam o método de otimização por algoritmos genéticos recomendado para este tipo de aplicação.

O modelo hidráulico ajustou-se bem aos valores observados nos sete pontos de monitoramento de pressão.

A simulação espacial e temporal de pressão na área permite identificar regiões com alta pressão e assim simular novos cenários de distribuição de pressão com instalação de válvulas redutoras de pressão ou outras variações operacionais.

O modelo de qualidade de água consegue descrever os períodos de oscilações da concentração, mas as amplitudes não foram bem descritas pelo modelo.

A simulação espacial e temporal da concentração de cloro na área permite identificar regiões com alta ou baixa concentração de cloro e assim simular adição e ou redução da dosagem de cloro.

## 7 Referências

APHA, AWWA, WEF. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 19 ed. Washington: APHA. 1995.

AWWA – AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. **Distribution Network Analysis for Water Utilities**. 1ed. Denver: 1989.

BOSS INTERNATIONAL. **MikeNet**. Disponível em: <http://www.bossintl.com> Acesso em: 19 abr. 2002.

BRASIL. MINISTÉRIO DA SAÚDE. Portaria nº 518, de 25/03/2004.

BRASIL. MINISTÉRIO DA SAÚDE. Portaria nº 1469, de 29/12/2000.

CASAGRANDE, J.; SARMENTO, R. **O Uso de Modelagem Matemática de Qualidade de Água no Controle de Cloro Residual em Sistemas de Distribuição**. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 19., 1999, II-048.

CETESB. **Técnicas de Cloração e Introdução a Novas Alternativas de Desinfecção de Águas de Abastecimento**. São Paulo, 1990. 158p.

CLARK, R. M.; GRAYMAN, W. M.; MALES, R. M. **Contaminant Propagation in Distribution Systems**. Journal of Environmental Engineering, v. 114, n. 4, p. 929-943, mai. 1988.

CLARK, R. et al. **Modeling Contaminant Propagation in Drinking -Water Distribution Systems**. Journal of Environmental Engineering, v. 119, n. 2, p. 349-364, mar/abr. 1993.

COELHO, S. T. et al. **Modelação e Análise de Sistema de Abastecimento de Água – Portugal**: Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1996

CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 8., 1975, Rio de Janeiro. RUOCO JR., J. **Estudo Comparativo entre os Métodos Amperométrico, OTA e DPD para Determinação de Cloro Residual**, 14- 19/12/1975. 70 p.

DAILY, J. W. ; HARLEMAN, D. R. F. **Dinámica de los Fluidos**. Mexico: Centro Regional de Ayuda Técnica, 1969. p 1-4.

DI BERNARDO, L. **Métodos e Técnicas de Tratamento de Água**.. Rio de Janeiro: ABES, 1993.

EDWARDS, D. K. et al. **Transfer Processes**. New York: McGraw-Hill, 1976.

EPANET USERS MANUAL. US. Environmental Protection Agency. 2001.

EDWARDS, D. K. et al. **Transfer Processes**. New York: McGraw-Hill, 1976.

FERNANDES, C. S. **Water Quality Modeling in Pipelines Including the Impact of Hydraulic Transients**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Toronto. Toronto, 2002.

GAGNON, J. L. et al. **Modeling Water Quality in Distribution Systems**. Water Supply, Madrid, v.16, n. 1-2, p. 341-347, 1998.

GRAYMAN, W. M.; CLARK, R. M.; e MALES, R. M. Modeling Distribution-System Water Quality: Dynamic Approach. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 114, n. 3, p. 295-312, mai. 1988.

GRAYMAN, W. M.; CLARK, R. M. Using Computer Models to Determine the Effect of Storage on Water Quality. **Journal AWWA**, jul. 1993.

HAAS, C. N.; KARRA, S.B. **Kinetics on wastewater chlorine demand exertion**. Journal WPCF 56, 2, pp. 170-173. 1984.

HAAS, C. N. **Disinfection: Water Quality and Treatment**. New York: McGraw-Hill Inc., 1990.

HALLAN, N. B. et al **The Decay of Chlorine Associated With the Pipe Wall in Water Distribution Systems**. Water Research 36 (2002) 3479–3488, 2002

HARDENBERGH, W. A. **Abastecimento e Purificação da Água**. Rio de Janeiro: Centro de Publicações Técnicas da Aliança, 1964.

ISLAM, M. R., CHAUDHRY, M. H., e CLARK, R. M. Inverse Modeling of Chlorine Concentration in Pipe Networks under Dinamic Condition. **Journal of Environmental Engineering**, v. 123, n. 10, p. 1033-1040, out. 1997.

ISLAM, M. R., CHAUDHRY, M. H. Modeling of Constituent Transport in Unsteady Flows in Pipe Networks. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 124, n. 11, p. 1015-1024, nov. 1998.

IVACHNENKO, A.G., MÜLLER, J. A. **Self-organization of neural networks with active neurons**. Pattern recognition and image analysis, Heft 2., S. 177-188. 1994.

JULIATTO, E. S.; SILVA, K. G. **Análise Hidráulica Integrada de Redes de Abastecimento de Água**. Curitiba: Sanepar, 1999.

KLENK, L. A. Testes revelam alteracoes na água. **Gazeta do Povo**, Curitiba, 09 fev. 2001.

KOZLOWSKI, S. C.; SILVA, K. G. **Desinfecção da Água**. Curitiba, 2000. 52 f. Trabalho de Pos-Graduação (Disciplina Qualidade e Conservação das Águas) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica, Universidade Federal do Paraná.

LAGE FILHO, F. A.; FERREIRA FILHO; EIGER, S. Modelagem Matemática de Sistemas de Ozonização de Contato. Parte II: Exemplos de Aplicação. **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 3, 1998.

LAINE, J. M. ET AL. Comparison of disinfection efficacy for conventional treatment plant and low pressure membrane processes. **Water Supply**, v. 13, n 3-4, 1995

LAINE, J. M. **Membrane Technology and its application to drinking water production**. Conferência Internacional sobre Qualidade da Água. Rio Grande do Sul, 1997.

LIU, C. P.; KROON, J. R. Modeling the Propagation of Waterborne Substances in Distribution Networks. **Journal AWWA**, nov. 1987.

MACEDO FILHO, A.; BRANCO, Z. **Água Tratamento e Qualidade**. Rio de Janeiro: AGGS, 1964. 85

MALES, R. M.; GRAYMAN, W. M.; CLARK, R. M. Modeling Water Quality in Distribution Systems. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 114, n. 2, p. 197-209, mar. 1988.

MONTGOMERY WATSON INC. **H2OMap Water**. Disponível em: [http://www.mwhsoft.com/page/p\\_product/h2onet\\_water.htm](http://www.mwhsoft.com/page/p_product/h2onet_water.htm) Acesso em: 19 abr. 2002.

NOTTER, R. H.; SLEICHER, C. A. The eddy diffusivity in the turbulent boundary layer near a wall. *Chemical Engineer Science*, Vol. 26, pp 161-171, 1971.

HALLAMA, N.B.; WESTA, J.R.; FORSTERA, C.F.; POWELLB, J.C.; SPENCER, I. The decay of chlorine associated with the pipe wall in water. **Water Research** 36: 3479–3488, 2002.

PERRI, Robert H. e GREEN, Don W. **Perri's Chemical Engineers' Handbook**. 7 ed. New York: Mc Graw Hill,. p 2-331. 1997

RICHTER, C. A.; NETTO, J. M. A. **Tratamento de Água**. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 1998.

RITTMANN, B. E. **Back to Bacteria: a More Natural Filtration**. *Civil Engineering*, v. 66, n. 7, 1996.

ROSSMAN, L. A.; BOULOS, P. F.; ALTMAN, T. Discrete Volume-Element Method for Network Water-Quality Models. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 119, n. 5, set/out. 1993.

ROSSMAN, L. A.; CLARK, R. M.; GRAYMAN, W. M. Modeling Chlorine Residuals in Drinking-Water Distribution Systems. **Journal of Environmental Engineering**, v. 120, n. 4, p. 803-820, jul/ago. 1994.

ROSSMAN, L. A.; BOULOS, P. F. Numerical Methods for Modeling Water Quality in Distribution Systems: a Comparison. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 122, n. 2, mar/abr. 1996.

SANEPAR. Sistema Normativo. **IT/OPE/019 Determinação de cloro livre e total.** Disponível em intranet <http://masterintra/sanepar/sistnorn/sistnorm.nsf> Acesso em 09 mai. 2002.

SANEPAR. Sistema Normativo. **IT/OPE/023 Determinação de cloro residual.** Disponível em intranet <http://masterintra/sanepar/sistnorn/sistnorm.nsf> Acesso em 09 mai. 2002. 86

SANEPAR. Sistema Normativo. **IT/OPE/098 Elaboração de soluções para análise de cloro.** Disponível em intranet <http://masterintra/sanepar/sistnorn/sistnorm.nsf> Acesso em 09 mai. 2002.

SAWYER, C.; McCARTY, P. **Chemistry for Sanitary Engineers.** 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1967.

SHANKIE, T. C.; RIACH, A. B. **Applications of Ultrasonics in the Water Industry.** Marlow, Buckinghamshire, UK: Fundation for Water Research, 1995.

SILVA, L. P. da. **Cloração da Água.** Campina Grande: UFPA, 1968.

SILVA, K. R. G. da. Modelagem Matemática de Cloro Residual em Redes de Distribuição de Água – Estudo de Caso na Zona de Pressão Recalque Campo Comprido. Dissertação de Mestrado, 2002.

SKOV, K. et al. Measuring and Modeling Chlorine Propagation in Water Distribution Systems. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 120, n. 6, p. 871-887, dez. 1988.

SMITH, D. J. et al. Modeling Chlorine Residuals within Large Distribution Systems. **Water Suply**, Madrid, v.16, n. 1-2, p. 347-355,1998.

THE CHLORINE INSTITUTE. Chlorine Manual. New York, 1980.

UNIVERSITY OF KENTUCKI. KYPipe. **Comparing Prices and Features Water Distribution Modeling Software.** Disponível em: <http://www.kypipe.com/Prodcomp.htm> Acesso em: 18 abr. 2002.

VIEIRA, P. COELHO, S.T. (2000). **Decaimento de cloro em sistemas de distribuição.** In Anais do 5º Congresso de Água, APRH, Lisboa, 25-29 setembro de 2000.



WALSKI, T. M.; CHASE, D. V.; SAVIC, D. A. **Water Distribution Modeling**. Waterbury, CT: Haestad Press, 2001.

WATERCAD 6.0 USERS MANUAL. Haestad Methods Inc. 2006.

WHITE, C. **Handbook of Chlorination**. 2. ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1985.

WU, W. et al. Research of Water Quality Models in Water Distribution Systems. **Water Supply**, Madrid, v.16, n. 1-2, p. 356-

## **8 Anexos**