

# Programa de Pós-Graduação em **Engenharia Civil e Ambiental**

Universidade Federal de Campina Grande  
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais  
Departamento de Engenharia Civil

**MODELAGEM DA DEGRADAÇÃO DE  
CLORO RESIDUAL LIVRE EM SISTEMAS DE  
ADUÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO  
DE PORTE MÉDIO**

**ERICK DOS SANTOS LEAL**

**Campina Grande**  
**Data:** FEVEREIRO 2012



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**

**MODELAGEM DA DEGRADAÇÃO DE CLORO RESIDUAL LIVRE  
EM SISTEMAS DE ADUÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO  
DE PORTE MÉDIO**

**ERICK DOS SANTOS LEAL**

**CAMPINA GRANDE – PB  
FEVEREIRO-2012**

**ERICK DOS SANTOS LEAL**

**MODELAGEM DA DEGRADAÇÃO DE CLORO RESIDUAL LIVRE  
EM SISTEMAS DE ADUÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO  
DE PORTE MÉDIO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, em cumprimento às exigências para obtenção do grau de Mestre.

Área: Engenharia de Recursos Hídricos e Sanitária

Orientadores: Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Mônica de Amorim Coura  
Prof. Dr. Rui de Oliveira



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCC

L435m Leal, Erick dos Santos.  
Modelagem da degradação de cloro residual livre em sistemas de adução de água de abastecimento de porte médio / Erick dos Santos Leal. - Campina Grande, 2012.  
106 f.: il.

Dissertação (Mestrado em Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.  
Orientadores: Profª. Dra. Mônica de Amorim Coura e Prof. Dr. Rui de Oliveira.

Referências.

1. Coeficientes Cinéticos. 2. Decaimento do Cloro. 3. Modelagem.  
I. Título.

CDU 628.1(043)



# MODELAGEM DA DEGRADAÇÃO DE CLORO RESIDUAL LIVRE EM SISTEMAS DE ADUÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO DE PORTE MÉDIO

Dissertação aprovada em 29 de fevereiro de 2012

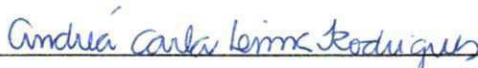
## COMISSÃO EXAMINADORA




Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Mônica de Amorim Coura  
(Orientadora)



Prof. Dr. Rui de Oliveira  
(Orientador)



Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Andréa Carla Lima Rodrigues  
(Examinador Interno)



Prof. Dr. Fernando Fernandes Vieira  
(Examinador Externo)

CAMPINA GRANDE – PB  
FEVEREIRO -2012

## AGRADECIMENTOS

A Deus.

Aos meus pais, Ailza e Edson, minhas irmãs Erika e Elvia e à minha noiva Maria Almeida pelo apoio, confiança e incentivo em todos os momentos, fundamentais para minha formação moral e profissional. Aos quais dedico todas minhas conquistas.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

Aos meus orientadores Dr. Rui de Oliveira, Dr<sup>a</sup>. Mônica de Amorim Coura e todas as professoras que fazem parte do grupo de pesquisa de Saneamento Ambiental, em especial, à professora Dr<sup>a</sup>. Celeide Maria Belmont Sabino Meira pela dedicação e conselhos proporcionados.

À CAGEPA, pela permissão e auxílio para coleta de dados, em especial, a Valdomiro, Ronaldo, "Seu Pedro" do R-9 e toda a equipe de manutenção.

Aos funcionários e colegas de Curso de Mestrado de Engenharia Civil, pela convivência e a oportunidade de compartilhar aprendizados.

Um agradecimento especial a todos que compõem o grupo de pesquisa, pelo empenho e compromisso na realização das análises, sendo fundamentais no desenvolvimento deste trabalho;

Enfim, a todos aqueles que contribuíram para minha formação profissional e a concretização deste trabalho.

## RESUMO

O fornecimento de água em quantidade e qualidade suficiente é essencial para reduzir a ocorrência das doenças de veiculação hídrica. A qualidade da água fornecida pelo sistema de abastecimento é assegurada pela desinfecção, etapa do tratamento responsável pela eliminação dos microrganismos patogênicos. O agente desinfetante mais utilizado nas estações de tratamento é o cloro, pois apresenta uma série de vantagens, dentre elas a manutenção de um residual que protege a água contra contaminação ao longo da rede de distribuição. A concentração limite desse residual, que deve ser atendida em todos os pontos da rede, é regulada atualmente pela Portaria MS 2.914/11. Este é um dos grandes desafios para as concessionárias que, devido à distância dos pontos e o desconhecimento do comportamento do cloro no sistema, pratica a supercloração, ação que pode representar um risco à saúde dos consumidores. Assim, muitos operadores recorrem a ferramentas que simulam o comportamento do cloro no sistema, utilizando parâmetros cinéticos que representam o consumo de cloro no sistema de distribuição. O objetivo do presente trabalho é a determinação e a calibração desses parâmetros, que serão utilizados na modelagem da qualidade da água do sistema adutor de água tratada de Campina Grande-PB. A determinação dos coeficientes cinéticos de reação na massa ( $k_b$ ) foi feita pelo procedimento laboratorial chamado de teste da garrafa e o de reação com a parede ( $k_w$ ) estimada por tentativa e erro. A calibração do modelo de qualidade utilizou o EPANET 2.0, que é um simulador gratuito desenvolvido pela EPA. Foi observada a predominância dos coeficientes de reação no volume do escoamento, além de uma forte relação das alterações no comportamento operacional do sistema com consumo do cloro. Os resultados demonstraram que a ausência de um procedimento definido para determinação dos coeficientes cinéticos provoca incertezas no modelo, necessitando o desenvolvimento de um mais adequado às variações do sistema.

Palavras-chave: Coeficientes cinéticos; Decaimento do cloro; Modelagem;

## ABSTRACT

The water supply in sufficient quantity and quality is essential to reduce the occurrence of waterborne diseases. The quality of water supplied in the supply system is provided by the disinfection treatment step responsible for the elimination of pathogenic microorganisms. The most commonly used disinfecting agent in the treatment stations is chlorine, as it has a number of advantages, including maintaining a residual water that protects against contamination throughout the distribution system. The concentration limit of the residual that must be satisfied at all points of the network, currently is regulated by the ordinance MS 2914/11. This is a major challenge for the utilities that due to the distance of the points and the ignorance of the behavior of chlorine in the system, practice super chlorination, action that may pose a health risk to consumers. Accordingly, many operators use of tools that simulate the behavior of chlorine in the system using the kinetic parameters that represent chlorine consumption in the distribution system. The objective of this study is the determination and calibration of these parameters, which will be used in modeling the water quality of treated water pipeline system of Campina Grande-PB. The determination of the kinetic coefficients of the reaction mass ( $k_b$ ) was made by the laboratory procedure called the test bottle and the reaction with the wall ( $k_w$ ) estimated by trial and error. The calibration of the model used the quality EPANET 2.0, which is a free simulator developed by the EPA. It was observed the predominance of reaction coefficients in the volume of flow, and a strong relationship of changes in operational behavior of the system with consumption of chlorine. The results showed that absence of a defined procedure for determining the kinetic coefficients gives rise to uncertainty in the model, necessitating development of a more appropriate system changes.

Keywords: kinetic coefficients; Decay of chlorine; Modeling;

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Evolução dos números de parâmetros nos padrões de potabilidade nacionais.....	24
Figura 3.2	Organização institucional do Programa de Vigilância em Saúde Ambiental relacionada à qualidade da água para consumo humano.....	26
Figura 3.3	Distribuição relativa das frações de cloro residual livre em função do pH.....	30
Figura 3.4	Curva da concentração do cloro residual.....	31
Figura 3.5	Reações envolvidas no interior das tubulações.....	33
Figura 3.6	Comportamento dos segmentos pelo método lagrangeano	44
Figura 4.1	Etapas desenvolvidas na pesquisa.....	49
Figura 4.2	Localização do município de Campina Grande.....	50
Figura 4.3	Representação esquemática dos componentes do sistema principal de adução.....	51
Figura 4.4	Unidades de tratamento da ETA Gravatá.....	54
Figura 4.5	Detalhe do local de aplicação do cloro e os cilindros com o cloro.....	55
Figura 4.6	Trecho das linhas adutoras de água tratada.....	55
Figura 4.7	Detalhe do reservatório R-9.....	57
Figura 4.8	Detalhe da entrada do reservatório R-5.....	57
Figura 4.9	Zonas de pressão do sistema de distribuição de Campina Grande.....	59
Figura 4.10	Localização dos principais reservatórios do sistema.....	61
Figura 4.11	Localização dos principais reservatórios do sistema.....	62
Figura 4.12	Procedimento de análise nos locais da coleta.....	63
Figura 4.13	Detalhe da execução do método DPD-SFA.....	64
Figura 4.14	Equipamentos utilizados para determinação in loco de turbidez, pH e temperatura.....	65
Figura 4.15	Esquema das etapas realizadas no procedimento do teste da garrafa .....	66
Figura 4.16	Detalhe da coleta na válvula de descarga da adutora de DN500 mm .....	66
Figura 4.17	Caixa térmica utilizada para armazenar as amostras.....	67
Figura 4.18	Gráfico do padrão de consumo para o SACG.....	69
Figura 4.19	Modelo do sistema adutor de água tratada utilizado no EPANET .....	72
Figura 5.1	Distribuição temporal do cloro residual livre no R0-ETA	74
Figura 5.2	Distribuição relativa das concentrações de cloro residual combinado no R0-ETA .....	74
Figura 5.3	Relação entre a parcela de cloro residual livre consumido e remanescente nas adutoras DN 500 mm, DN 700 mm e	



	DN 800 mm, imediatamente antes do reservatório R-9.....	76
Figura 5.4	Distribuição percentual das espécies de cloro residual combinado no R9, nos pontos (a) DN 500 mm; (b) DN 700 mm; e (c) DN 800 mm .....	76
Figura 5.5	Distribuição temporal da concentração de cloro residual livre no R-5 .....	77
Figura 5.6	Relação entre a parcela de cloro residual livre consumido e remanescente no reservatório R-5 adutora.....	78
Figura 5.7	Distribuição percentual das espécies de cloro residual combinado no R5 .....	78
Figura 5.8	Decaimento do cloro residual livre ao longo do teste da garrafa na amostra da adutora de DN 500 mm.....	79
Figura 5.9	Decaimento do cloro residual livre ao longo do teste da garrafa na amostra da adutora de DN 700 mm.....	79
Figura 5.10	Decaimento do cloro residual livre ao longo do teste da garrafa na amostra da adutora de DN 800.....	80
Figura 5.11	Comparativo dos valores médios do coeficiente de reação ( $k_b$ ) encontrados pelo método gráfico e de Euler.....	82
Figura 5.12	Ajuste do coeficiente de reação com a parede $k_w$ para adutora DN 800 mm no cenário C1.....	84
Figura 5.13	Ajuste do coeficiente de reação com a parede $k_w$ para a adutora de T1-DN 700 mm no cenário C2.....	85
Figura 5.14	Ajuste do coeficiente de reação com a parede $k_w$ para a adutora de DN 800 mm no cenário C2.....	86
Figura 5.15	Ajuste do coeficiente de reação com a parede $k_w$ para a adutora de DN 800 mm no cenário C3.....	87
Figura 5.16	Comparação entre as diferenças obtidas no cenário C4.....	89
Figura 5.17	Ajuste do coeficiente de reação na parede na adutora de DN 800 mm no cenário C4 .....	89
Figura 5.18	Ajuste do coeficiente de reação na parede na adutora de DN 700 mm no cenário C4. ....	90
Figura 5.19	Ajuste do coeficiente de reação na parede na adutora de DN 700 mm, trecho entre o R-9 e o R-5 no cenário C4.....	90

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Principais doenças de veiculação hídrica.....	20
Tabela 3.2	Potencial de eletrodo-padrão de alguns oxidantes químicos..	28
Tabela 3.3	Principais modelos cinéticos de decaimento do cloro.....	36
Tabela 4.1	Características do sistema adutor de água tratada.....	56
Tabela 4.2	Principais bairros constituintes das zonas de pressão.....	60
Tabela 4.3	Características dos conjuntos moto-bomba do sistema.....	69
Tabela 4.4	Dados dos trechos do sistema adutor de água tratada.....	70
Tabela 5.1	Parâmetros descritivos dos indicadores de qualidade monitorados no R0-ETA.....	73
Tabela 5.2	Parâmetros descritivos dos indicadores monitorados nos pontos do R-9.....	75
Tabela 5.3	Parâmetros descritivos dos indicadores monitorados no R5..	77
Tabela 5.4	Valores de $k_b$ obtidos pelo teste da garrafa.....	80
Tabela 5.5	Parâmetros descritivos da temperatura no teste da garrafa..	81
Tabela 5.6	Os valores do coeficiente de reação ( $k_b$ ) encontrados para cada dia.....	81
Tabela 5.7	Concentrações de CRL simuladas sem reação na parede no cenário C1.....	83
Tabela 5.8	Concentrações de CRL simuladas sem reação na parede no cenário C2.....	85
Tabela 5.9	Resultados do ajuste dos coeficientes cinéticos para o cenário C2.....	86
Tabela 5.10	Resultados do ajuste dos coeficientes cinéticos para o cenário C3.....	87
Tabela 5.11	Valores dos coeficientes cinéticos ( $k_b$ ) para o cenário C4.....	88
Tabela 5.12	Valores dos coeficientes cinéticos para o cenário C4.....	91
Tabela 5.13	Resumo dos coeficientes cinéticos determinados nos diversos cenários.....	91

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

**CAGEPA** – Companhia de Água e Esgoto da Paraíba

**CRC** – Cloro Residual Combinado

**CRL** – Cloro Residual Livre

**DPD** – N, N-dietil-p-fenilenediamina

**EE** – Estação Elevatória

**ETA** – Estação de Tratamento de Água

**GPS** – Sistema de Posicionamento Global

**IBGE** – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

**MS** – Ministério da Saúde

**pH** – Potencial Hidrogeniônico

**SFA** – Sulfato Ferroso Amoniacal

**SISAGUA** – Sistema de Informação de Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano

**SVS** – Secretaria de Vigilância em Saúde

**UFCG** – Universidade Federal de Campina Grande

**USEPA** – United States Environmental Protection Agency

**uT** – Unidade de Turbidez

**VIGIAGUA** – Vigilância em Saúde Ambiental relacionada à Qualidade da Água para Consumo Humano

**WHO** – World Health Organization

## SUMÁRIO

<b>1.0</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>15</b>
<b>2.0</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>18</b>
2.1	Objetivo Geral.....	18
2.2	Objetivos específicos.....	18
<b>3.0</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>19</b>
3.1	Qualidades de água.....	19
3.1.1	Água e saúde.....	19
3.1.2	Padrão de qualidade.....	22
3.1.3	Indicadores de qualidade da água.....	24
3.1.4	Programa nacional de controle e vigilância da qualidade de água.....	25
3.2	Desinfecção.....	26
3.2.1	Uso em sistemas de abastecimento.....	26
3.2.2	Cloro como desinfetante.....	29
3.2.2.1	Decaimento do cloro nos sistemas de distribuição.....	32
3.3	Modelagem matemática da qualidade da água.....	34
3.3.1	Cinética química.....	34
3.3.2	Modelagem da qualidade.....	37
3.3.3	EPANET 2.0.....	40
3.4	Determinação dos coeficientes das reações de decaimento do cloro.....	44
3.4.1	Trabalhos relacionados à calibração de qualidade.....	46
<b>4.0</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>49</b>
4.1	Levantamento de dados do sistema de abastecimento.....	50
4.1.1	Área de estudo.....	50
4.1.2	Breve histórico do sistema.....	51
4.1.3	Descrição do sistema.....	53
4.1.3.1	Adução da água bruta.....	53
4.1.3.2	Tratamento de água.....	53
4.1.3.3	Sistema adutor de água tratada.....	55

4.1.3.4	Principais reservatórios do sistema.....	56
4.1.3.5	Rede de distribuição.....	58
4.1.3.6	Operação do sistema.....	60
4.2	Levantamento dos dados de qualidade.....	61
4.2.1	Métodos analíticos.....	63
4.2.1.1	Cloro residual (CRL e CRC).....	63
4.2.1.2	Turbidez, pH e Temperatura.....	64
4.2.2	Análises estatísticas.....	64
4.2.3	Determinação das constantes cinéticas.....	65
4.2.4	Modelagem do sistema.....	68
4.2.4.1	Modelagem hidráulica.....	68
4.2.4.2	Modelagem da qualidade.....	71
<b>5.0</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>73</b>
5.1	Resultados do levantamento dos dados de qualidade nos principais pontos do sistema de adução.....	73
5.1.1	R0-ETA.....	73
5.1.2	R-9.....	75
5.1.3	R-5.....	77
5.2	Determinação do coeficiente cinético de decaimento no volume do escoamento ( $k_b$ ).....	78
5.2.1	Teste da garrafa (Bottle test).....	78
5.2.2	Determinação do $k_b$ pelo método gráfico.....	80
5.2.3	Determinação de $k_b$ pelo método da integral de EULER.....	81
5.3	Determinação do coeficiente cinético de decaimento na parede ( $k_w$ ).....	82
<b>6.0</b>	<b>DISCUSSÃO.....</b>	<b>92</b>
6.1	Levantamento da concentração de cloro residual livre.....	92
6.2	Modelagem do decaimento do cloro no sistema adutor.....	93
6.3	Visão geral do procedimento de determinação dos coeficientes cinéticos.....	96



7.0	CONCLUSÃO.....	98
8.0	RECOMENDAÇÕES.....	100
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101

## 1.0 INTRODUÇÃO

O aumento da contaminação por excretas humanas e de animais introduz microrganismos patogênicos que utilizam a água como veículo de transmissão de doenças. A relação entre a água e a saúde foi reforçada com a ocorrência de diversas epidemias de doenças relacionadas ao consumo de água sem tratamento, a principal delas foi o surto de cólera em Londres, no ano de 1854 (LIBÂNIO, 2008).

As melhorias no saneamento ambiental provocam uma redução significativa das doenças infecciosas e parasitárias (DIP), principalmente no que se refere aos sistemas de abastecimento, pois proporcionam oportunidade de higiene, conforto e bem estar para todas as classes sociais, promovendo o controle das doenças de veiculação hídrica e, conseqüentemente, uma redução da busca por serviços de saúde. MARTINS et al. (2001) avaliaram que na economia de sistemas de saúde, para cada dólar investido em sistemas de saneamento, ocorrem benefícios avaliados entre US\$ 1,16 a US\$ 3,50 considerando os fatores subjetivos, como bem estar.

O sistema de abastecimento de água é responsável por levar água com qualidade adequada para o consumidor, mas, para que isso ocorra é necessário que as concessionárias do serviço realizem de maneira eficiente a captação, o tratamento, transporte e distribuição da água. A etapa mais relevante do tratamento é a desinfecção que é responsável pela destruição dos microrganismos patogênicos remanescentes do tratamento.

O cloro é o agente desinfetante mais utilizado nas estações de tratamento de água, pois apresenta diversas vantagens quando comparado a outros agentes, entre as quais a manutenção de um residual que serve como barreira numa eventual contaminação, que ocorre principalmente devido a rupturas nas tubulações e manutenção inadequada da rede. Porém, apresenta também alguns inconvenientes por ser uma substância não conservativa com elevado potencial reativo que provoca seu rápido consumo na presença de matéria orgânica, formando possíveis subprodutos prejudiciais à saúde.

O consumo do residual de cloro que ocorre no sistema de distribuição de água se deve às reações com as substâncias presentes na água e com os

materiais das diversas tubulações que constituem a rede de distribuição. O consumo do cloro é agravado devido ao distanciamento das unidades operacionais do sistema e os centros de consumo. Assim, sistemas de distribuição de água mal projetados e operados podem representar um risco à saúde de toda a população, devido ao rápido consumo do residual de cloro. Alguns operadores, na ausência de informações sobre o comportamento do cloro na rede, praticam a aplicação de concentrações elevadas de cloro nas estações de tratamento, visando manter o residual de cloro em toda a rede. Entretanto este procedimento pode acarretar diversos problemas como a possibilidade de produzir gosto, odor e produtos carcinogênicos (trihalometanos) (AZEVEDO NETTO & RICHTER, 1998).

Para reduzir os riscos associados ao uso do cloro são estabelecidos na Portaria 2914/11 do Ministério da Saúde, concentrações mínimas e máximas permitidas a serem seguidas pela empresas prestadoras do serviço de abastecimento de água. Como também, concentrações limites de outros indicadores e procedimentos de monitoramento da qualidade da água na rede.

Esse monitoramento geralmente é realizado de forma pontual, o que não reflete as variações temporais e limita a espacialização dessa informação para outras áreas não incluídas no plano de amostragem.

As dificuldades encontradas nos sistemas de distribuição para manter e monitorar a qualidade da água evidenciam a necessidade da adoção de ferramentas e procedimentos que permitam uma avaliação eficiente e em tempo real. A compreensão e modelagem do processo de degradação da qualidade da água, principalmente no que se refere ao decaimento do cloro, podem tornar-se uma importante ferramenta do controle operacional de sistemas de abastecimento de água de média a alta complexidade.

O uso de ferramentas que simulam o comportamento do cloro permite a obtenção de informações valiosas sobre o comportamento de um sistema, como a identificação de áreas problemáticas, ajustando a concentração de cloro adicionado na estação de tratamento de água para que seja mantida a desinfecção adequada em toda a rede, atendendo à norma regulamentadora. Entretanto, para que haja uma representação confiável é necessário o uso de

informações hidráulicas e a determinação dos coeficientes cinéticos que representem o consumo de cloro no sistema real.

Assim, é de grande importância para os operadores do sistema, o desenvolvimento de técnicas e ferramentas de monitoramento contínuo e de simulação, para permitir que seja avaliado o sistema em diversos cenários, auxiliando na tomada de decisão para corrigir possíveis incoerências e estabelecer planos de gerenciamento de qualidade na rede de distribuição de água.

## **2.0 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

Modelar a degradação da qualidade da água tratada num sistema de adução de água de abastecimento de médio porte, através de parâmetros que possibilitem a definição de estratégias operacionais.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Monitorar os indicadores sentinelas e auxiliares num sistema de adução de água tratada de médio porte;
- Estabelecer os parâmetros cinéticos de decaimento de cloro residual livre no sistema de adução;
- Modelar a variação do cloro residual livre no sistema adutor de água tratada, utilizando o software EPANET 2.0 como ferramenta.



## **3.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **3.1 Qualidade de água**

A água pura, no sentido rigoroso do termo, não existe na natureza, pois, por ser um ótimo solvente, adquire características (físicas, químicas e biológicas) da bacia hidráulica de onde é proveniente. Com o aumento das ações antrópicas, essas características são afetadas negativamente provocando uma redução da qualidade da água, exigindo ações de saneamento cada vez mais complexas e mais eficientes (AZEVEDO NETTO et al., 1987).

#### **3.1.1 Água e saúde**

A percepção dos riscos associados ao consumo de água de má qualidade foi relatada há muito tempo pelo homem. Na Grécia antiga (460-354 a.C), Hipócrates já sublinhava esta íntima relação quando afirmou: "a influência da água sobre a saúde é muito grande" (AZEVEDO NETTO et al., 1987). Isto foi comprovado pelo médico inglês John Snow, em 1855, que associou a epidemia de cólera, ocorrida em Londres, ao consumo de água de uma fonte contaminada. Uma década depois Louis Pasteur confirmou a existência de agentes infecciosos (microrganismos patogênicos) responsáveis pelo desenvolvimento de doenças (LIBÂNIO, 2008).

A água natural é habitat de diversos microrganismos de vida livre que, dependendo da espécie e concentração, podem causar alterações adversas na qualidade da água, resultando na necessidade de aplicação de tratamentos mais aprimorados, em razão da possibilidade de causar problemas estéticos e ou produção de substâncias tóxicas. Um exemplo é a presença de algas, que pode levar à obstrução de filtros e tubulações, e causar sabor e odor (BRANCO, 1999).

O aumento da contaminação dos corpos aquáticos, principalmente por excretas humanas e de animais, promove um acúmulo de microrganismos patogênicos, que usam a água como veículo de transmissão. Os principais microrganismos patogênicos são vírus, bactérias, protozoários e helmintos, os quais provocam as chamadas doenças de veiculação hídrica, sendo uma das

principais causas de morte no mundo, principalmente em crianças (PRÜSS et al., 2002 apud HELLER & PÁDUA, 2006).

A prevalência das doenças de veiculação hídrica indica a deficiência nos sistemas públicos de saneamento, especialmente no que se refere à qualidade da água distribuída (DANIEL, 2001). Na Tabela 3.1, são apresentadas algumas doenças mais comuns, bem como seus agentes etiológicos.

Tabela 3.1- Principais doenças de veiculação hídrica.

Doença	Agente etiológico	Sintomas	Fonte de contaminação
Febre tifóide e paratifóide	<i>Salmonella typhi</i> e <i>Salmonella paratyphi A e B</i>	Febre elevada e diarreia	Fezes humanas
Disenteria bacilar	<i>Shigella dysenteriae</i>	Diarreia	Fezes humanas
Disenteria Amebiana	<i>Entamoeba histolytica</i>	Diarreia, abscessos no fígado e intestino delgado	Fezes humanas
Cólera	<i>Vibrio cholerae</i>	Diarreia e desidratação	Fezes humanas
Giardíase	<i>Giardia lamblia</i>	Diarreia, náuseas, indigestão, flatulência	Fezes humanas e de animais
Hepatite A e B	Vírus da hepatite A e B	Febre, icterícia	Fezes humanas
Criptosporidiose	<i>Cryptosporidium</i>	Diarreia, dor intestinal, náuseas, indigestão	Fezes humanas e de animais
Gastroenterite	<i>Escherichia coli</i>	Diarreia	Fezes humanas

Fonte: Adaptado de DANIEL (2001)

O consumo de água em quantidade insuficiente e/ou com qualidade inadequada é o principal responsável pelo desenvolvimento de várias infecções gastrointestinais. Assim, não apenas a garantia de água adequada, mas também em quantidade suficiente permite reduzir significativamente a

propagação de muitas doenças (HELLER & PÁDUA, 2006). Grande parte das doenças de veiculação hídrica pode ser evitada com a implantação de sistemas de abastecimento de água bem operados.

A Portaria nº 2.914 do Ministério da Saúde, de 12 de dezembro de 2011, em seu art.5, define sistema de abastecimento de água para consumo humano como:

Instalação composta por um conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, desde a zona de captação até as ligações prediais, destinada à produção e ao fornecimento coletivo de água potável, por meio de rede de distribuição (BRASIL, 2011).

Antes de ser distribuída, a água deve passar por um processo de tratamento, responsável pela eliminação dos microrganismos patogênicos. O sistema de tratamento do tipo convencional, em condições normais, permite uma remoção de até 99% dos microrganismos provenientes do manancial (GELDREICH, 1974). Porém, o tratamento por si só não garante a ausência total de microrganismos patogênicos, pois ao longo do sistema a qualidade da água sofre deterioração reduzindo sua proteção contra contaminação, necessitando da implantação de programas de monitoramento contínuo (HELLER & PÁDUA, 2006).

Diversos fatores contribuem para a contaminação da água como a ausência de manutenção nas unidades do sistema de abastecimento ou a execução errada de procedimentos. Durante instalações ou reparos no sistema pode ocorrer a introdução de solos contaminados (PIERSON et al., 2002; BESNER et al., 2002). Os vazamentos provocam a contaminação, quando ocorre pressão negativa responsável pela introdução de contaminantes para dentro da tubulação (LECHEVALLIER et al., 2002).

São relatados na literatura casos sobre a ocorrência de surtos de doenças devido aos problemas no sistema de abastecimento de água. Como um primeiro exemplo, pode ser citado o maior surto de diarreia ocorrido, entre os anos de 1989 e 1990, em Cabool, uma pequena cidade dos EUA, com uma população estimada na época de 2090 habitantes, que teve 243 casos e 4 mortes, onde a fonte de contaminação foi o sistema de distribuição de água

(PIEREZAN, 2009). Em 1991, no Peru, ocorreu um surto de cólera que se alastrou por diversas regiões, resultando em mais de 280 mil casos e mais de 3 mil mortes. Uma investigação demonstrou que havia uma forte associação entre o surto e a má condição de operação e manutenção nos sistemas de distribuição de água, que provocavam, entre outras coisas, o rápido consumo do cloro residual (CRAUN et al., 1991).

### **3.1.2 Padrão de qualidade**

Na Antiguidade, a qualidade da água estava associada somente a aspectos visuais, sabor e odor (DANIEL, 2001). Atualmente, está relacionada a características físicas, químicas, biológicas e toxicológicas que garantem segurança aos consumidores, reguladas por legislação específica (SALGADO, 2008). Essa legislação é periodicamente revisada, de acordo com os avanços nas técnicas de determinação das substâncias e seus riscos potenciais à saúde.

O marco legal da normatização da qualidade da água para consumo humano no Brasil, ocorreu na década de 1970, com o Decreto Federal nº. 79.367 de 9 de março de 1977, que estabeleceu a competência da definição do padrão nacional de potabilidade ao Ministério da Saúde em articulação com as secretarias de saúde estaduais e do Distrito Federal. Com base nesse decreto, o Ministério da Saúde elaborou e aprovou uma série de portarias relacionadas à qualidade da água (BRASIL, 2006).

O primeiro padrão nacional foi estabelecido em 14 de março de 1977 por meio da Portaria nº. 56 BSB. Essa portaria abrangia 36 parâmetros entre constituintes químicos e microbiológicos prejudiciais à saúde humana, e atribuía o controle e a fiscalização do cumprimento da Norma às Secretarias de Saúde dos estados.

Para dar suporte ao sistema nacional de qualidade de água, dentro de uma visão sistêmica, foi publicada em 1978, a Portaria BSB n.º443 que estabeleceu normas, controle e proteção sanitária nos mananciais, serviço de abastecimento e das instalações prediais.

Em 1990, a Portaria nº. 56 BSB/77 foi substituída pela Portaria 36 GM. As principais mudanças ocorridas foram a introdução de algumas definições e a inclusão e revisão de alguns parâmetros químicos, como trihalometanos, e microbiológicos.

A Portaria 36 GM foi substituída em 2000 pela Portaria nº. 1.469. Sua principal inovação foi a classificação dos sistemas de abastecimento de água em coletivo e solução alternativa (BRASIL, 2001).

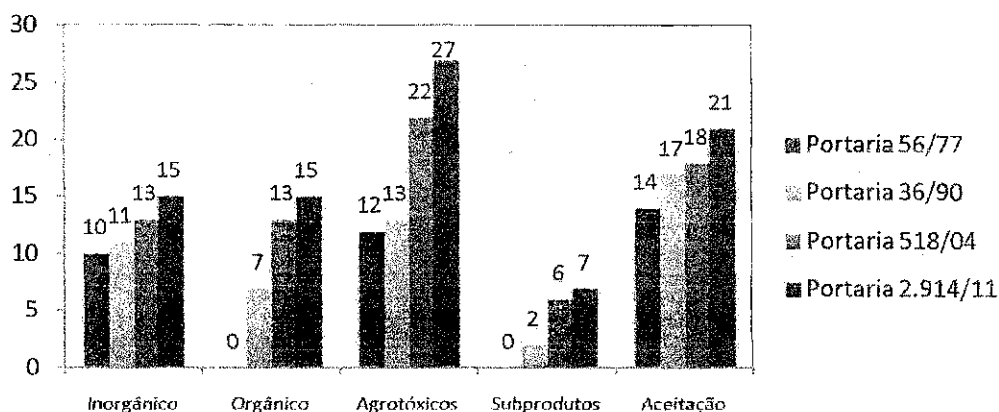
O padrão estabelecido pela Portaria nº. 518/2004, que substituiu a Portaria nº. 1.469/00, trouxe importantes avanços, tanto em relação à sua abrangência, quanto uma definição mais clara do papel dos órgãos responsáveis e a introdução da microcistina, até então não exigida entre os padrões internacionais (LIBÂNIO, 2008).

No final de 2011, o padrão de potabilidade foi atualizado pela Portaria MS nº 2.914/11, mais clara e com critérios técnicos melhor estabelecidos. As principais mudanças, além da introdução de alguns parâmetros, foram a inclusão de outros desinfetantes (cloro residual combinado e o dióxido de cloro), o estabelecimento do tempo de contato em função do tipo do desinfetante, da temperatura e do pH. Outra importante alteração foi o estabelecimento de um padrão mais restritivo para a turbidez de 0,5 uT em 95% das amostras na saída da estação de tratamento, com metas progressivas a serem obedecidas anualmente durante um período de 4 anos, para as adequações das concessionárias.

Ao longo das diversas revisões nos padrões de qualidade foram inseridos diversos parâmetros, como ilustrado na Figura 3.1, representando uma evolução no número de substâncias contempladas pelas normas, principalmente pela introdução de vários parâmetros orgânicos e subprodutos da desinfecção.



Figura 3.1- Evolução dos números de parâmetros nos padrões de potabilidade nacionais.



Fonte: Adaptado de LIBÂNIO (2008)

### 3.1.3 Indicadores de qualidade da água

Os indicadores são variáveis que permitem demonstrar alterações do estado de algo. Quando utilizados no monitoramento de sistemas de abastecimento permitem aprimorar o gerenciamento e a implementação de políticas de qualidade da água.

A escolha do indicador depende do objetivo do levantamento e das características da área de estudo (HELLER & PÁDUA, 2006). Assim, ao avaliar a qualidade da água para consumo humano, devem ser considerados os principais indicadores (microbiológicos, físicos, químicos e radioativos) contidos no padrão de potabilidade estabelecido na Portaria MS 2.914/11.

Dentre os indicadores mais utilizados em sistemas de abastecimento, o cloro residual apresenta grande potencial, pois a manutenção de um residual de cloro é um dos principais instrumentos de manutenção da qualidade da água nos sistemas de transporte e distribuição. Sua presença tem a finalidade de proteger a água contra a presença de microrganismos prejudiciais à saúde. Caso haja uma fonte contaminante na rede, o cloro será rapidamente consumido e indicará um fator de risco (MANFRINI, 1974).

A Portaria MS nº 2.914/11 estabelece que, após a desinfecção a água deve conter um teor mínimo de cloro residual livre em qualquer ponto da rede de 0,2 mgCl<sub>2</sub>/l e no máximo de 2,0 mgCl<sub>2</sub>/l (BRASIL, 2011). A manutenção da

concentração limite de cloro residual ao longo de toda a rede é um grande desafio para as operadoras dos sistemas de abastecimento. Na prática, para o atendimento do residual mínimo em toda a rede, muitos operadores aplicam doses elevadas de cloro, frequentemente de modo intuitivo, implicando na possibilidade de formação de subprodutos prejudiciais à saúde.

### ***3.1.4 Programa nacional de controle e vigilância da qualidade de água***

O Brasil conta com um programa de controle e vigilância da qualidade da água. De acordo com a Portaria MS 2.914/2011, com vistas ao consumo humano, esta vigilância é definida como:

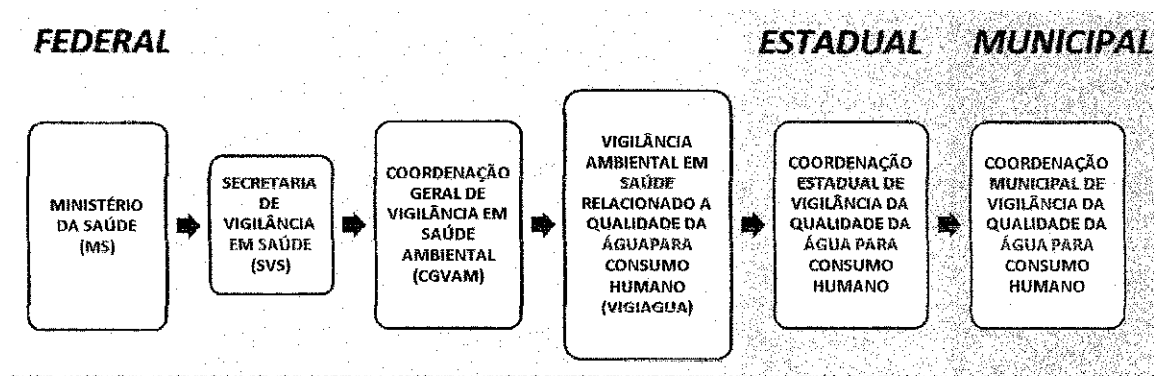
Conjunto de ações adotadas regularmente pela autoridade de saúde pública para verificar o atendimento a esta Portaria, considerados os aspectos socioambientais e a realidade local, para avaliar se a água consumida pela população apresenta risco à saúde humana (BRASIL, 2011).

A vigilância quando realizada na entrada dos sistemas de abastecimento permite a detecção inicial de qualquer comprometimento da qualidade da água. Atua de forma investigativa, preventiva e corretiva, na identificação de fatores que representem riscos à saúde humana, geralmente antes de se tornarem um problema à saúde pública. Permite intervir no foco a fim de controlar a propagação da doença (BRASIL, 2006).

No Brasil, a vigilância da qualidade da água para consumo humano é atribuição do setor de saúde. As ações voltadas para a qualidade da água estão inseridas no Sistema Nacional de Vigilância em Saúde Ambiental (SINVSA), desenvolvidas pelo Programa Nacional de Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano (VIGIAGUA) conjuntamente com estados, municípios e Distrito Federal, como pode ser observado na Figura 3.2.

O VIGIAGUA atua no estabelecimento de ações básicas e estratégicas para a efetiva implantação da vigilância da qualidade da água para consumo humano e é coordenado no âmbito federal pelo Ministério da Saúde (MS) e Secretaria de Vigilância em Saúde (SVS), por meio da Coordenação Geral de Vigilância em Saúde Ambiental (CGVAM) (BRASIL, 2004).

Figura 3.2- Organização institucional do Programa de Vigilância em Saúde Ambiental relacionada à qualidade da água para consumo humano.



FONTE: BRASIL (2006)

Todas as informações produzidas pelo programa são enviadas para o Sistema de Informação de Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano (SISAGUA), com o objetivo de coletar, transmitir e disseminar dados gerados, para auxiliar no desenvolvimento das ações do VIGIAGUA (BRASIL, 2004).

O uso de ferramentas que auxiliem as concessionárias no desenvolvimento de programas de vigilância da qualidade da água é de grande importância, pois ajudam a identificação e estabelecimento de estratégias de correção de pontos críticos.

### 3.2 Desinfecção

A desinfecção é um processo que visa eliminar grande parte dos microrganismos causadores de doenças. Adquire atenção especial, pois se trata de uma etapa de extrema importância no abastecimento de água para consumo humano.

#### 3.2.1 Uso em sistemas de abastecimento

A desinfecção constitui uma etapa de natureza corretiva e preventiva do tratamento da água, cujo objetivo principal é a destruição ou inativação de organismos patogênicos e substâncias indesejáveis, realizada mediante ação de agentes físicos e/ou químicos. É um processo seletivo que não implica necessariamente na destruição completa de todas as formas vivas

(esterilização), embora muitas vezes seja levado ao ponto de esterilização (HELLER & PÁDUA, 2006).

PIEREZAN (2009) considera a desinfecção no tratamento de água como a barreira final, quando não a única, contra a entrada de microrganismos patogênicos no sistema de distribuição.

Os agentes químicos mais utilizados nas estações de tratamento constituem um grupo com grande poder de oxidação como o ozônio, cloro e seus compostos. Entre os agentes físicos os que mais se destacam são o térmico e radiação ultravioleta, tendo esses sido empregados desde a Antiguidade quando se utilizava a exposição ao sol ou a fervura. As principais ações dos agentes desinfetantes ocorrem pelos mecanismos de destruição da estrutura celular, interferência no metabolismo e interferência na reprodução (DI BERNARDO & DI BERNARDO, 2005).

A eficiência da desinfecção depende das características do agente desinfetante, da água e dos microrganismos presentes. Fatores como espécie, concentração, tempo de contato e características físicas e químicas, influem na eficiência da desinfecção. A turbidez afeta a eficiência do desinfetante, pois promove o "efeito-escudo", protegendo os microrganismos da ação dos desinfetantes (LIBÂNIO, 2008). A temperatura interfere na eficiência da desinfecção, acelerando as reações. Estima-se que a cada elevação de 10°C a taxa aumenta em aproximadamente 2 a 3 vezes (AZEVEDO NETTO & RICHTER, 1998).

A escolha do desinfetante para ser utilizado nas estações de tratamento de água (ETAs) deve estar baseada no atendimento de alguns requisitos como: capacidade de destruir grande número de organismos patogênicos em tempo razoável; não apresentar cor, odor e efeito tóxico para o ser humano e animais domésticos em concentrações usuais; concentração determinada por técnica simples, rápida e confiável; produzir residual na água que favoreça seu monitoramento e assegure a qualidade contra possíveis contaminações; possuir custo acessível e apresentar condições seguras de transporte, armazenagem e aplicação (DI BERNARDO, 1993; HELLER & PÁDUA, 2006). Porém, na prática não há um agente desinfetante que atenda a todos os

requisitos, e cada um apresenta vantagens e desvantagens. Sua escolha deve levar em consideração tanto aspectos técnicos como sanitários.

A maior parte dos produtos utilizados na desinfecção tem caráter oxidante, ou seja, envolve a troca de elétrons entre as espécies químicas reagentes, num processo denominado de oxirredução.

O poder oxidante ou redutor dos agentes envolvidos nessa reação é dado pelo potencial de eletrodo, que por convenção é medido e tabulado para reações de redução, seguindo sob condições-padrão de referência, sendo dessa maneira denominado de potencial de eletrodo-padrão ( $E^0$ ), onde quanto maior for mais forte será o oxidante (DI BERNARDO & DI BERNARDO, 2005).

Com base nos valores do potencial de eletrodo-padrão de algumas meias-reações dos oxidantes químicos mais utilizados nos sistemas de tratamento de água, encontrados na Tabela 3.2, pode-se verificar que o ozônio tem o maior poder oxidante e que o ácido hipocloroso é o residual de cloro mais poderoso.

Tabela 3.2-Potencial de eletrodo-padrão de alguns oxidantes químicos.

OXIDANTE	$E^0$
Cloro	1,36
Ácido hipocloroso	1,49
Hipoclorito	0,90
Monocloramina	0,75
Dicloramina (meio ácido)	1,34
Dicloramina (meio básico)	0,79
Tricloramina (meio ácido)	1,40
Ozônio (meio ácido)	2,07
Ozônio (meio básico)	1,24
Dióxido de cloro	1,71

Fonte: adaptado de DI BERNARDO & DI BERNARDO (2005).

### 3.2.2 Cloro como desinfetante

Em condições ambientais normais o cloro é um gás amarelo esverdeado, de cheiro forte, com massa específica 1,5 vezes maior que a da água e solubilidade de mais ou menos 7g/m<sup>3</sup>. Na natureza, ele é encontrado combinado a outros elementos, sendo obtido por eletrólise da solução de cloreto de sódio (AZEVEDO NETTO & RICHTER, 1998).

O cloro em sua forma gasosa é bastante utilizado nas estações de tratamento de água devido às vantagens como a facilidade de operação, baixo custo e eficiência (WHITE, 1992). Porém apresenta algumas desvantagens como sua capacidade de reagir com outros compostos formando subprodutos indesejáveis e, em altas concentrações, confere gosto e odor à água (AZEVEDO NETTO & RICHTER, 1998).

O cloro é bastante utilizado na pré e/ou pós-desinfecção e para manter um residual na rede de distribuição sendo muito eficiente no controle estético, na manutenção da qualidade bacteriológica e na desinfecção dos reservatórios e adutoras (PIEREZAN, 2009).

Na água, o cloro é rapidamente hidrolisado formando o ácido hipocloroso (HOCl) e íon hipoclorito (OCl<sup>-</sup>) de acordo com as seguintes equações:

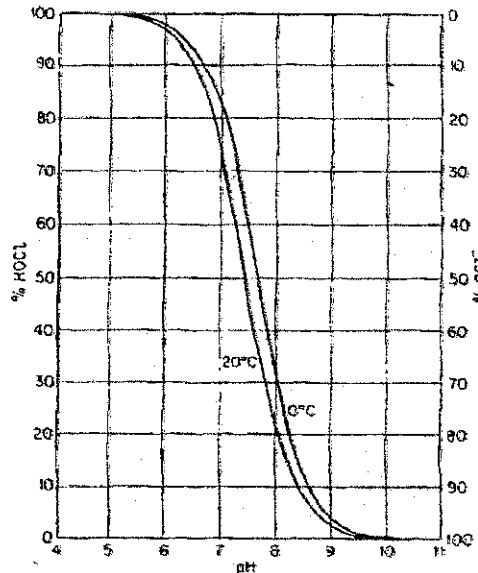


A soma das frações de ácido hipocloroso e íon hipoclorito determina o cloro residual livre (CRL) e constitui um importante indicador de controle da qualidade de água de abastecimento (SILVA & OLIVEIRA, 2001).

O ácido hipocloroso é um agente oxidante mais eficiente que o íon hipoclorito (LIBÂNIO, 2008). A prevalência de uma das espécies de cloro livre é função do pH do meio, como mostra a Figura 3.3. O ácido hipocloroso (HOCl) é predominante em pH próximo a 5 e apresenta maior dissociação em pH

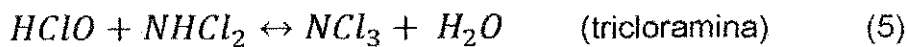
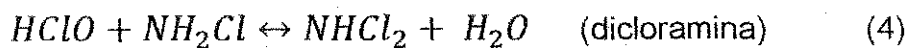
superior a 6, formando o íon hipoclorito ( $\text{ClO}^-$ ), que se torna predominante em pH acima de 10.

Figura 3.3 – Distribuição relativa das frações de cloro residual livre em função do pH.



Fonte: AZEVEDO NETTO (1987)

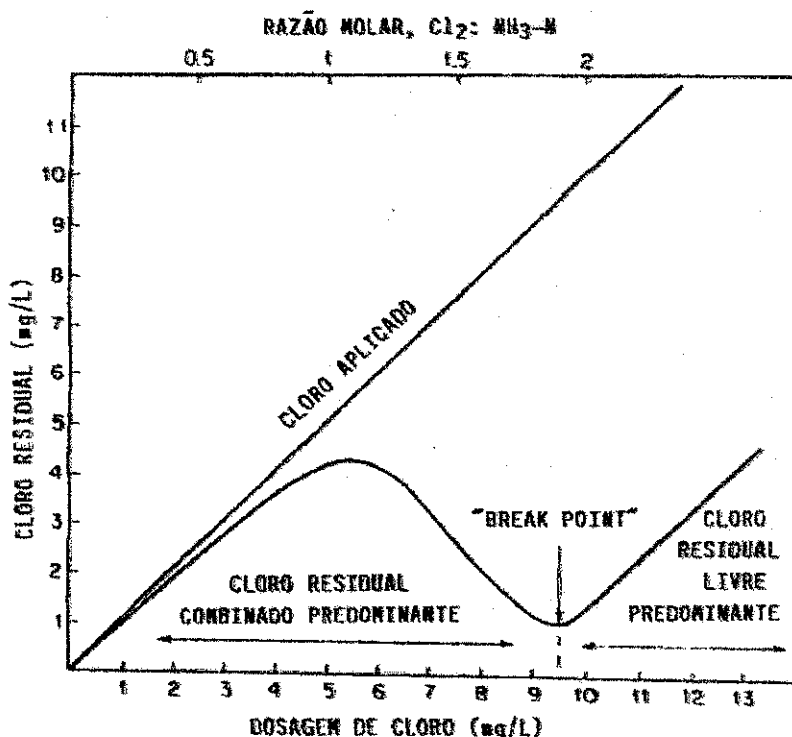
Na presença de compostos amoniacais o cloro livre reage formando compostos clorados ativos, com baixo poder de desinfecção, denominados cloraminas. O ácido hipocloroso reage com o nitrogênio amoniacal formando a monocloramina ( $\text{NH}_2\text{Cl}$ ), dicloramina ( $\text{NHCl}_2$ ) e tricloramina ( $\text{NCl}_3$ ), ao longo das reações seguintes:



As reações de formação das cloraminas são governadas pelo pH, temperatura, tempo de contato e a concentração de cloro e amônia (LIBÂNIO, 2008). A soma das cloraminas forma o cloro residual combinado (CRC).

Em águas contendo compostos nitrogenados, na medida em que é realizada a adição de cloro é observado um aumento da concentração de cloro residual combinado atingindo um ponto máximo e em seguida ocorre uma redução até atingir um ponto mínimo, conhecido como "break point", facilmente identificado na Figura 3.4. A partir deste ponto a adição do cloro provoca a formação predominantemente de cloro residual livre (SALGADO, 2008).

Figura 3.4 – Curva da concentração do cloro residual.



Fonte: ROSSIN (1987) apud SALGADO (2008)

A presença das cloraminas pode conferir sabor e odor, caso a dosagem de cloro seja inferior à correspondente ao "break point" (DI BERNARDO & DI BERNARDO, 2005).

O cloro residual livre apresenta maior poder desinfetante que o combinado. Sob condições idênticas, o cloro livre necessita de um tempo cerca de 30 vezes menor que o cloro combinado, para realizar a desinfecção com a mesma eficiência (AZEVEDO NETTO & RICHTER, 1998).

A demanda de cloro é representada pela diferença entre a dosagem de cloro aplicado e a concentração de cloro residual disponível, que corresponde à



concentração de cloro total (soma do residual livre com o combinado) (DI BERNARDO & DI BERNARDO, 2005).

A reação do cloro com alguns compostos orgânicos (ácidos fúlvico e húmico) leva à formação dos trihalometanos (THM) (MEYER, 1994). A presença destes compostos em sistemas de abastecimento de água pode representar um risco à saúde, pelo seu potencial carcinogênico (CLARK et al., 1995).

Em 1997 a agência americana EPA (Environmental Protection Agency) fez referência à presença de trihalometanos (THM) e de outras substâncias causadoras de problemas de saúde, na água de abastecimento de diversos sistemas. Em decorrência deste fato, em 1978, foi inserido o limite máximo de 100 µg/L de THM em água de abastecimento (SALGADO, 2008). No Brasil o padrão de potabilidade limita o valor máximo permitido de THM em 0,1 mg/L.

A capacidade do cloro reagir com diversas substâncias, com a possibilidade de formar produtos indesejados e que possam causar danos à saúde, é um fator que promove a busca pelo entendimento de seu comportamento no sistema. Esta preocupação evidencia a necessidade do desenvolvimento de ferramentas que permitam avaliar se a dose aplicada na ETA atende todos os pontos da rede.

### **3.2.2.1 Decaimento do cloro nos sistemas de distribuição**

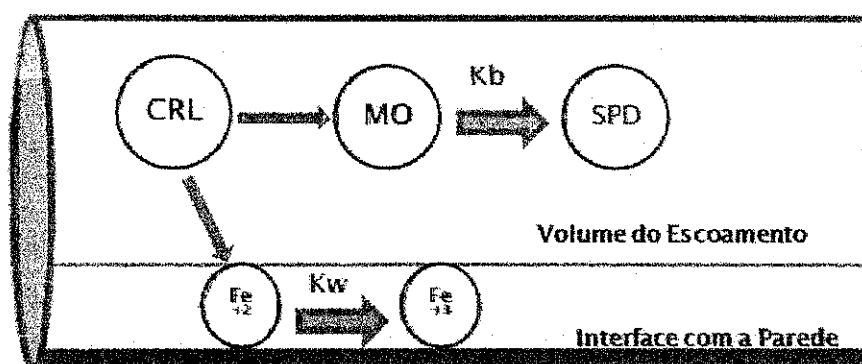
O cloro é uma substância não conservativa, isso faz com que sua concentração seja reduzida de acordo com as características e condições encontradas no sistema de abastecimento (SALGADO, 2008).

O decaimento do cloro ocorre devido aos elementos físicos e operacionais do sistema de abastecimento. O consumo de cloro residual nos sistemas de abastecimento está relacionado à velocidade do escoamento, ao tempo de residência da água, diâmetro da tubulação, às reações no volume do escoamento e com o material da tubulação (CLARK et al., 1995). As reações no volume do escoamento e na parede da tubulação são representadas pelos coeficientes cinéticos  $k_b$  e  $k_w$ , respectivamente. TRIMBOLI (2006) menciona

que o consumo de cloro se deve também à contaminação durante reparos na rede e elevado tempo de retenção nos sistemas de reservação.

O cloro residual livre presente na tubulação reage com as substâncias presentes no volume do escoamento formando os subprodutos da desinfecção (SPD), como também reage com o material da tubulação, conforme ilustrado na Figura 3.5 (ROSSMAN, 2000). O decaimento do cloro no sistema de distribuição pode representar a diminuição da barreira de proteção contra a contaminação de natureza microbiológica.

Figura 3.5- Reações envolvidas no interior das tubulações



Fonte: Adaptado de ROSSMAN (2000)

O consumo de cloro no volume do escoamento deve-se principalmente às reações com compostos (orgânicos e inorgânicos). As reações do cloro com compostos inorgânicos redutores como sulfitos, sulfetos, íon ferroso e nitrito, são geralmente muito rápidas. Alguns compostos orgânicos dissolvidos também reagem rapidamente com o cloro, mas, no geral, são necessárias algumas horas para que a maioria das reações se complete (MEYER, 1994).

As reações na parede ocorrem principalmente com o material da tubulação, com depósitos e com o biofilme (microorganismos aderidos à superfície interna das tubulações) (USEPA, 2002). LU et al. (1999) defendem que o consumo de cloro devido às reações com o biofilme é inversamente proporcional ao diâmetro da tubulação.

CLARK & HAUGHT (2005) citam que as reações na parede da tubulação também se devem a fatores como idade do material, diâmetro e rugosidade da tubulação. HALLAM et al. (2002) mencionam que os diversos

materiais da tubulação podem apresentar níveis de reatividade variável, sendo um exemplo as tubulações de ferro fundido que são mais reativas que as revestidas por cimento e outros materiais como polietileno de média densidade e PVC. CLARK & HAUGHT (2005) demonstraram que a taxa de decaimento do cloro residual livre em tubulações de ferro aumenta com o aumento da velocidade de escoamento.

Muitos pontos do sistema como pontas secas e reservatórios mal projetados diminuem a velocidade de escoamento, provocando um aumento do tempo de residência, formação de sedimentos e de biofilmes, responsáveis por consumo de cloro (BRANDT et al., 2004).

Na falta de conhecimento do decaimento do cloro no sistema, alguns operadores recorrem a ferramentas de simulação. Porém, para melhor representar o decaimento é necessário determinar os parâmetros cinéticos, correspondentes à rede em questão. A determinação desses parâmetros é bastante complexa, visto que o seu valor apresenta grande variação na rede de distribuição, devido às interferências das características locais, como materiais da tubulação e origem da água (SHEKHAR, 2001 apud SALGADO, 2008).

### **3.3 Modelagem matemática da qualidade da água**

#### **3.3.1 Cinética química**

A cinética química estuda a velocidade das reações, ou seja, o tempo necessário para que ocorra a transformação química que depende de diversos fatores como temperatura, pressão e concentração dos reagentes e presença de catalisador.

O estudo cinético pode ser aplicado em diversas áreas do saneamento básico e ambiental, como nos processos de tratamento de água, esgoto e da poluição ambiental. Os modelos computacionais que auxiliam os operadores do sistema de abastecimento no entendimento do consumo do cloro ao longo da rede se baseiam no conhecimento cinético das reações.

As equações cinéticas químicas utilizadas na modelagem do decaimento do cloro em sistemas de abastecimento são desenvolvidas com base na seguinte equação global:



Onde Cl é o cloro e *elementos* são as substâncias que reagem com o cloro, para formar os *produtos* (TRIMBOLI, 2006).

O conhecimento limitado de todas as reações fez com que essa equação fosse adotada para o desenvolvimento dos modelos de qualidade, considerando todas as reações do cloro, de forma simplificada (VIEIRA et al., 2004).

Devido à complexidade dessas reações e à dificuldade de determinar a concentração exata desses elementos são adotadas aproximações e generalização. Com base na equação (6) é obtida a equação (7), que descreve a taxa de reação do consumo do cloro (TRIMBOLI, 2006).

$$\frac{dC}{dt} = -kC^n \cdot (\textit{elementos})^m \quad (7)$$

Onde C é a concentração do cloro, *elementos* é a concentração da substância que reage com o cloro, k é a constante cinética da reação, n é a ordem da reação do cloro e m é a ordem da reação das substâncias.

As equações utilizadas nos modelos para prever o comportamento de substâncias na água de abastecimento se baseiam nos princípios de conservação de massa. O desempenho dos modelos de decaimento do cloro residual depende da representatividade dos parâmetros e do modelo adotado (POWELL, 2000a).

Alguns dos principais modelos cinéticos relatados na literatura para representar o fenômeno do decaimento do cloro, estão resumidos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3-Principais modelos cinéticos de decaimento do cloro.

Modelo	Diferencial	Integrada	Parâmetros ajustáveis
1ª ordem	$-kC$	$C_0.e^{-kt}$	k
2ª ordem	$-kCC_R$	$C_0(1-R)/(1-R.e^{-kt})$	R, u
Ordem n	$-kC^n$	$[k.t.(n-1)+(1/C_0)^{(n-1)}]^{-1/(n-1)}$	k, n
1ª ordem limitada	$-k(C-C^*)$	$C^*+(C_0-C^*).e^{-kt}$	k, C*
1ª ordem paralela	$-k_1C_1- k_2C_2$ Com $C_{1,0}=C_0x$ $C_{2,0}=C_0(1-x)$	$C_0.x.e^{-k_1.t}+ C_0(1-x).e^{-k_2.t}$	$k_1, k_2, x$

Fonte: VIEIRA et al., (2004)

Onde C é a concentração do cloro;  $C_0$  é a concentração inicial do cloro;  $C_R$  é a concentração de todas as reações que podem reagir com o cloro;  $C^*$  é a concentração limite; k representa as constantes de decaimento;  $k_1$  e  $k_2$  representam as constantes de decaimento das reações rápidas e lentas, respectivamente;  $C_1$  concentração de cloro que decai nas reações rápidas;  $C_2$  concentração de cloro que decai nas reações lentas; R, u são parâmetros de ajustes do modelo de segunda ordem; t é o tempo.

VIEIRA & COELHO (2003) relatam que o modelo de primeira ordem supõe que as substâncias que reagem com o cloro sempre estão em excesso. Já o de segunda ordem, admite que a taxa de reação é proporcional à concentração das substâncias envolvidas na reação. Enquanto o modelo de primeira ordem limitada supõe que uma fração de cloro não reage.

O modelo cinético de primeira ordem tem sido mais utilizado em modelos de qualidade, devido à sua simplicidade e por se ajustar bem aos dados. Porém, mostra-se falho em algumas situações como nas primeiras horas ou em longos períodos dos testes de decaimento do cloro (HUA et al., (1999); POWELL et al., 2000b; CLARK E SIVAGANESAN, 2002). Apesar do modelo de primeira ordem ser o mais utilizado, entre os estudos de decaimento do cloro, o modelo de primeira ordem paralela apresenta melhores ajustes em simulações de qualidade em sistemas de distribuição (VIEIRA & COELHO, 2003).

HAAS & KARRA (1984) investigaram diversos modelos: primeira ordem, enésima ordem, primeira ordem limitada e primeira ordem paralela e observaram que o de primeira ordem paralela gerou melhores resultados,

devido a este modelo interpretar as reações rápidas e lentas. Já para um estudo realizado por VASCONCELOS et al. (1996) os melhores resultados ficaram entre o modelo de enésima ordem e de primeira ordem paralela.

Os principais métodos de solução dos modelos de qualidade são os estacionários e os dinâmicos. O estacionário simula a qualidade da água, num determinando instante, sob condições hidráulicas fixas e, embora seja mais simples, não possui boa precisão. O método dinâmico admite a alteração das condições hidráulicas ao longo da simulação, realizada num intervalo de tempo definido. Como os sistemas de abastecimento sofrem muitas variações ao longo do dia, o método dinâmico apresenta resultados mais realísticos (TRIMBOLI, 2006).

Os métodos numéricos mais conhecidos para encontrar a solução dos modelos dinâmicos são o Método de Euler e o de Lagrange. O método de Euler divide a tubulação em volumes fixos e registra as mudanças nesses volumes, utilizando diferenças finitas (FDM) ou volume discreto (DVM). No método de Lagrange as mudanças são registradas nas parcelas do escoamento, utilizando o método dirigido pelo tempo (TDM) ou o dirigido pelo evento (EVM) (ROSSMAN, 1994).

ROSSMAN & BOULOS (1996), em um estudo, aplicaram os vários métodos, e o de Lagrange foi o que obteve melhores resultados em sistemas de abastecimento.

### **3.3.2 Modelagem da qualidade**

A modelagem da qualidade da água se apresenta como uma ferramenta capaz de auxiliar no suporte das decisões dos projetistas, operadores e gestores dos sistemas de distribuição (GRAYAMAN, 2006).

O primeiro relato do uso da modelagem da qualidade em redes de distribuição foi o artigo de Don Wood, em 1980 (GRAYAMAN, 2006). Muitos trabalhos o seguiram, avaliando o comportamento da qualidade de água (METZGER, 1985; MALES et al., 1985).

MURPH (1985) desenvolveu um modelo computacional para estimar a distribuição de cloro em sistemas de abastecimento em regime permanente.

Outros estudos utilizaram modelos de análise de qualidade de água em regime não permanente variado (CLARK et al., 1986; HART et al., 1986; LIOU e KROON, 1986).

Os modelos de simulação da qualidade da água consideram as tubulações como reatores, onde o cloro que entra em uma extremidade é consumido devido às reações no volume do escoamento e na parede da tubulação, saindo pela outra extremidade com uma concentração menor (OZDEMIR e UCAK, 2002).

ROSSMAN et al. (1994) desenvolveu um modelo de decaimento do cloro ao longo das tubulações governado por uma cinética de primeira ordem, baseado numa equação de conservação de massa unidimensional. O modelo assume que as reações que ocorrem na parede são afetadas pela taxa com que o cloro é transportado do volume do escoamento para a parede, utilizando um coeficiente de transferência de massa, adequado ao regime do fluxo da tubulação para representar esse efeito. A equação obtida para uma concentração diluída de cloro numa seção da tubulação é dada pela equação (8):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -u \frac{\partial C}{\partial x} - k_b C - \frac{k_f}{r_h} (C + C_w) \quad (8)$$

Onde  $C$  é a concentração de cloro na massa do escoamento;  $t$  o tempo;  $u$  a velocidade do escoamento na tubulação;  $x$  a distância ao longo da tubulação;  $k_b$  coeficiente de reação no volume do escoamento;  $k_f$  o coeficiente de transferência de massa;  $r_h$  raio hidráulico da tubulação e  $C_w$  a concentração de cloro na parede da tubulação.

O lado esquerdo da equação (8) representa a variação da concentração de cloro na seção da tubulação. O primeiro termo do lado direito se refere ao fluxo advectivo do cloro, pois a dispersão pode ser negligenciada em condições típicas de operação do sistema. O segundo representa o decaimento da concentração do cloro seguindo uma cinética de primeira ordem e o terceiro termo representa o transporte do cloro da massa do escoamento para a parede. O inverso do raio hidráulico representa a área específica disponível para a reação.

Logo, admitindo que a reação do cloro com a parede ( $k_w$ ), com respeito à concentração na parede ( $C_w$ ) seja de primeira ordem, que se processe com a mesma taxa que o cloro é transportado para a parede, ou seja, sem acúmulo, o balanço de massa na parede resultante é:

$$k_f(C - C_w) = k_w C_w \quad (9)$$

Onde  $k_w$  é a coeficiente de reação na parede (comprimento/tempo).

RESOLVENDO A EQUAÇÃO (9) em função do  $C_w$  e substituindo na equação (8), é

obtida a seguinte equação:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -u \frac{\partial C}{\partial x} - k_b C - \frac{k_w k_f C}{r_h(k_w + k_f)} \quad (10)$$

O coeficiente de transferência de massa ( $k_f$ ) é calculado com base no número de Sherwood (Sh):

$$k_f = Sh \frac{D}{d} \quad (11)$$

O número de Sherwood pode ser obtido com base no número de Reynolds (Re):

Para um escoamento de regime turbulento o Sh pode ser obtido com base na correlação de Nottter e Sleicher (1971) (ROSSMAN, 2000) por:

$$Sh = 0.0149 Re^{0.88} Sc^{1/3} \quad (12)$$

Para regime laminar o Sh pode ser obtido por:

$$Sh = 3.65 + \frac{0,0668(d/L)(Re \cdot Sc)}{1 + 0,04[(d/L)(Re \cdot Sc)]^{2/3}} \quad (13)$$

O Re é o número de Reynolds que é dado por:

$$Re = \frac{ud}{\nu} \quad (14)$$

Sc é o numero de Schmidt dado pela equação (15):



$$Sc = \frac{v}{D} \quad (15)$$

Onde  $d$  é o diâmetro da tubulação (m);  $L$  é o comprimento da tubulação (m),  $D$  é a difusão molecular do cloro na água,  $u$  é a velocidade média do escoamento (m/dia) e  $\nu$  é a viscosidade cinemática da água (0,09 m<sup>2</sup>/dia a 20°C) (ROSSMAN, 2002).

A equação da conservação de massa para o  $i$ -ésimo trecho é dada pela seguinte equação:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = -u_i \frac{\partial C_i}{\partial x_i} + K_i C_i \quad (16)$$

Onde o índice  $i$  indica a  $i$ -ésima tubulação da rede; e  $K$  a coeficiente de reação global, englobando os coeficientes de reação no volume do escoamento, na parede da tubulação, o raio hidráulico e o coeficiente de transferência de massa no trecho  $i$ , que pode ser obtido pela equação:

$$K = k_b + \frac{k_w k_f}{r_h (k_w + k_f)} \quad (17)$$

### 3.3.3 EPANET 2.0

O EPANET 2.0 é um programa de computador desenvolvido pela agência americana EPA (Environmental Protection Agency), gratuito, com código aberto, que realiza simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e de qualidade da água em redes de distribuição pressurizada. Permite obter valores dos parâmetros hidráulicos e de qualidade ao longo da rede durante o período de simulação. Apresenta-se como uma excelente ferramenta de apoio à análise em sistemas de distribuição, permitindo o conhecimento do comportamento do sistema sob diversas situações (ROSSMAN, 2000).

Seu módulo de modelagem hidráulica admite a construção de uma rede completamente caracterizada, possibilitando uma modelagem hidráulica confiável, um dos pré-requisitos essenciais para a correta modelagem de qualidade da água.

O módulo de qualidade utiliza o modelo de Lagrange para avaliar o comportamento da qualidade da água à medida que ela se desloca ao longo da rede. O intervalo de tempo utilizado na simulação de qualidade é relativamente pequeno para considerar as pequenas variações da concentração das substâncias.

A equação que descreve a variação de cloro ao longo de uma tubulação considera que a substância estudada seja transportada com velocidade média e que esteja sujeita às taxas de reação (formação ou decaimento) tanto na fase aquosa quanto na parede. O modelo proposto pelo EPANET não considera a dispersão longitudinal, apenas o transporte advectivo, conforme equação (18):

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = -u_i \frac{\partial C_i}{\partial x_i} + r_b(C_i) + r_w(C_i) \quad (18)$$

Onde  $C_i$  é a concentração (massa/volume) na tubulação  $i$  em função da distância  $x$  e do tempo  $t$ ;  $u_i$  é a velocidade média do escoamento (comprimento/tempo) na tubulação  $i$ ;  $r_b$  é a taxa de reação cinética no volume do escoamento (1/tempo) que depende da concentração;  $r_w$  é a taxa de reação cinética nas paredes da tubulação (comprimento/tempo).

A concentração das substâncias nos nós da rede, locais de interligação entre tubulações, será a resultante das concentrações das tubulações que se conectam a esse nó. Portanto, admite-se que ocorre a mistura completa e instantânea nesse nó. A concentração no volume do escoamento que sai do nó pode ser obtida através de um balanço de massas, que resulta na equação (19):

$$C_{i|x=0} = \frac{\sum_{i \in I_k} Q_i C_{i|x=L_j} + Q_{k,ext} C_{k,ext}}{\sum_{j \in I_k} Q_j + Q_{k,ext}} \quad (19)$$

Onde  $i$  é o trecho com vazão resultante que deixa o nó  $k$ ,  $I_k$  é o conjunto de trechos com vazão que convergem no nó  $k$ ,  $L_j$  é o comprimento da conexão  $j$ ,  $Q_j$  é a vazão no trecho  $j$  (volume/tempo),  $Q_{k,ext}$  é a vazão externa entrando pelo nó  $k$  e  $C_{k,ext}$  é a concentração entrando no nó  $k$ . A notação  $C_{i|x=0}$  representa a concentração no início do trecho  $i$ , enquanto que  $C_{i|x=L}$  é a concentração no final do trecho.

O EPANET permite representar os reservatórios do sistema, que podem ser reservatórios com nível variável (RNV) e nível fixo (RNF), como origem ou sumidouros de água externos ao sistema.

O modelo de mistura das substâncias no interior dos reservatórios varia dependendo do seu tipo e do seu funcionamento. Os principais modelos são o mistura completa, modelo de mistura com dois compartimentos, o de escoamento em êmbolo FIFO (First In First Out) e o de escoamento em êmbolo LIFO (Last In First Out). Para RNV e RNF é conveniente admitir que ocorra mistura completa. Para muitos RNFs que operam em condições de enchimento e esvaziamento com fluxo suficiente, esta hipótese se torna razoável (ROSSMAN, 2000).

Assim, em condições de mistura completa, a concentração na saída de um RNV resulta da mistura do que está entrando com o que está contido e das reações de decaimento ou crescimento que ocorrem em seu interior. A equação (20) descreve este fenômeno:

$$\frac{\partial(V_s C_s)}{\partial t} = \sum_{i \in I_s} Q_i C_i|_{x=L_i} - \sum_{j \in O_s} Q_j C_s + r(C_s) \quad (20)$$

Onde o  $V_s$  é o volume no reservatório,  $C_s$  é a concentração dentro do reservatório,  $I_s$  é o conjunto de trechos que fornecem vazão ao reservatório,  $O_s$  é o conjunto de trechos que recebem vazão do reservatório,  $r$  é a taxa de reação. O primeiro termo do lado direito da equação (20) representa o somatório da multiplicação da vazão com a concentração nos trechos que entram no reservatório, o segundo o somatório dos trechos que recebem a vazão que sai e o terceiro as reações que ocorre no reservatório.

A concentração de cloro ao longo das tubulações e nas instalações de armazenagem sofre alterações, devido às reações internas no volume do escoamento, podendo a taxa ( $r_b$ ) ser estimada por:

$$r_b = k_b C^n \quad (21)$$

Sendo  $k_b$  o coeficiente de reação no volume do escoamento,  $C$  a concentração e  $n$  a ordem da reação.

Esta taxa de reação permite descrever o comportamento de diversas substâncias presentes no volume do escoamento, dentre elas o decaimento do cloro residual, o crescimento de subprodutos da desinfecção e de bactérias (ROSSMAN, 2000).

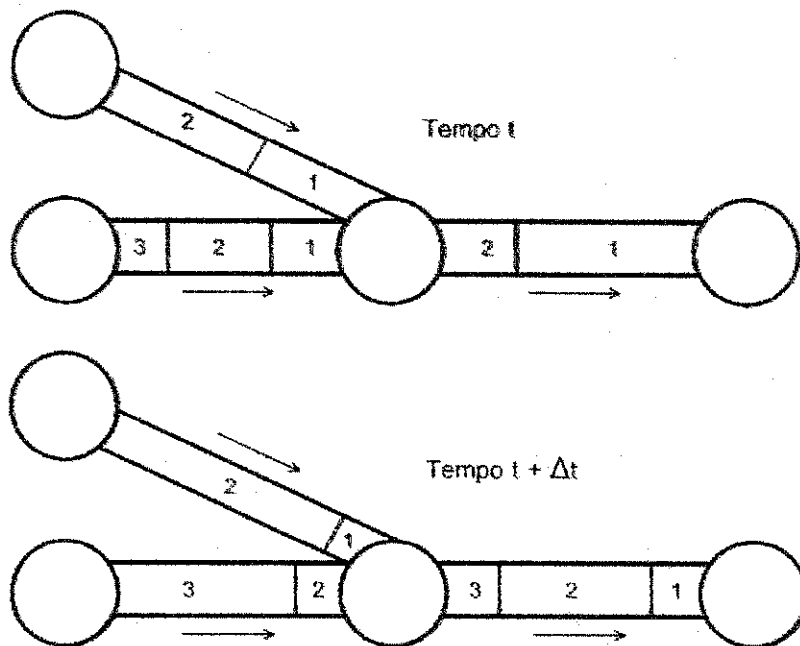
A taxa das reações que ocorrem nas paredes das tubulações, considerando a transferência de massa entre a água e a tubulação, é expressa pela equação (22):

$$r_w = \frac{2k_w k_f C}{R(k_w + k_f)} \quad (22)$$

Sendo  $k_w$  o coeficiente de reação na parede da tubulação (comprimento/tempo),  $k_f$  é o coeficiente de transferência de massa (comprimento/tempo), e  $r$  o raio da tubulação.

O algoritmo de transporte utilizado pelo EPANET é o lagrangeano que modela a água em segmentos que se deslocam nas tubulações e se misturam nos nós. O tamanho desses segmentos é alterado à medida que o tempo avança, onde o segmento mais a montante na tubulação aumenta com a entrada de água, enquanto o localizado mais a jusante perde o tamanho correspondente à medida que a água sai da tubulação e os segmentos intermediários permanecem inalterados, como pode ser observado na Figura 3.6, onde ocorre a reorganização dos segmentos ao longo do tempo em um encontro de trecho.

Figura 3.6-Comportamento dos segmentos pelo método lagrangeano.



Fonte: Rossman, 2000

### 3.4 Determinação dos coeficientes das reações de decaimento do cloro

O comportamento do cloro residual em sistemas de abastecimento é bem avaliado com o uso associado do monitoramento e da simulação computacional. O decaimento do cloro é governado pelas reações cinéticas que ocorrem no volume do escoamento e na parede da tubulação, representadas pelos coeficientes  $k_b$  e  $k_w$ , respectivamente. Assim, para obter um modelo que represente bem o decaimento do cloro, é necessária a determinação desses coeficientes ao longo da rede, pois estes variam de acordo com as características encontradas (SHEKHAR, 2001).

O coeficiente que representa as reações no volume do escoamento ( $k_b$ ) tem relação apenas com as características químicas da água. Enquanto que o coeficiente de reação na parede ( $k_w$ ) tem relação direta com as características da rede de distribuição (TRIMBOLI, 2006).

Na literatura não existe um procedimento definido para a determinação desses coeficientes em sistemas de abastecimento. Porém, as tubulações das redes de abastecimento apresentam grande semelhança com reatores, onde ocorrem diversas reações químicas e biológicas ao longo do escoamento da água (MARINHO et al., 2006). Essa semelhança permite o uso de alguns procedimentos que têm demonstrado bons resultados.

SILVERA (1996) menciona a inexistência de um método direto e geral para avaliar as constantes de velocidade da reação, ou a ordem das reações referindo-se apenas a ferramentas e métodos de análise, como o método das tentativas e erros ("*trial and error method*"), que se baseia em experiências com sistemas semelhantes.

No entanto, podem ser destacadas duas categorias de métodos analíticos, para obtenção de dados cinéticos experimentais, os físicos e os químicos. Os físicos podem produzir resultados pouco representativos, devido à dificuldade de levar em conta todas as variáveis envolvidas num modelo real.

Para um melhor ajuste, geralmente combina-se a determinação da concentração de cloro em campo, a determinação do parâmetro em laboratório e o uso de um modelo matemático para confirmar se os parâmetros obtidos em laboratório permitem representar os dados reais.

PIEREZAN (2009) propõe que os parâmetros cinéticos sejam estimados para vários pontos do sistema, permitindo avaliar o comportamento do cloro em todo o sistema de distribuição. A estimativa dos parâmetros é realizada, de maneira geral, com base na minimização do desvio entre os dados simulados e observados. Pode ser utilizado um método direto de busca como o Gauss-Newton, indicado para solução de problemas lineares, que utiliza técnicas dos mínimos quadrados ou uma representação matemática pela teoria estatística da regressão.

Para determinar o decaimento do cloro no volume do escoamento, existe um procedimento laboratorial, chamado de teste da garrafa (*bottle test*) (CHEUNG, 2006). Este procedimento consiste basicamente em coletar uma amostra de água na rede, acondicionar em vidro âmbar, mantida sob condições controladas de temperatura e luminosidade, e determinar a concentração de

cloro residual livre em intervalos regulares de tempo. A constante cinética é obtida pela representação gráfica dos dados em função do tempo. ROSSMAN (2000) estima a constante  $k_b$  por meio da declividade da linha reta do gráfico dos valores de  $\text{Log}(C_t/C_o)$ , logaritmo da relação entre as concentração no tempo  $t$  e a concentração inicial, em função do tempo.

CHEUNG (2006) menciona que o trecho mais representativo da curva de decaimento é de até 48 após o início das análises, pois, depois deste período a taxa da reação deixa de ser uma equação de primeira ordem.

A aplicação do método da garrafa requer uma série de cuidados, devido à interferência de diversos fatores entre os quais a temperatura que, de acordo com a regra de Van't Hoff, pode dobrar ou triplicar a velocidade das reações, para um aumento de  $10^\circ\text{C}$  (FOGLER, 2008).

A determinação em laboratório do coeficiente de reações com a parede da tubulação ( $k_w$ ) se torna bastante complexa e exaustiva. Geralmente ele é estimado pelo método das tentativas e erros com base em dados de pesquisas em sistemas semelhantes ou pela diferença entre o coeficiente de reação global ( $K$ ) e o coeficiente de decaimento no volume do escoamento  $k_b$  (HALLAN et al., 2002 e ROSSMAN, 2000).

Para reações de primeira ordem, o coeficiente  $k_w$  pode assumir qualquer valor compreendido entre 0 e um máximo de 1,5 m/dia (ROSSMAN, 2000). Em sistemas de abastecimento em que é dosada uma solução de poliórtofosfato na água, visando formar uma película que neutraliza as reações com a parede das tubulações, o valor deste coeficiente é admitido como nulo.

### **3.4.1 Trabalhos relacionados à calibração de qualidade**

CLARK et al. (1993), em pesquisa relacionada à qualidade da água no sistema de distribuição de Cherry Hill/Brushy plains (Nova Jersey, USA), identificaram trechos com concentrações abaixo do mínimo devido ao tempo de residência e às reações de decaimento. Foi determinado o coeficiente de decaimento ( $k_b$ ) para as principais linhas do sistema, através da variação da concentração entre os nós a montante e a jusante, os valores encontrados variaram entre  $0,59\text{ d}^{-1}$  e  $2,4\text{ d}^{-1}$ . Nesse mesmo sistema, ROSSMAN et al.

(1994) encontraram o valor de  $0,55 \text{ d}^{-1}$  para a constante de decaimento na massa líquida, em seguida ajustaram o coeficiente de decaimento na parede ( $k_w$ ) por meio de simulações com o EPANET e valores observado em campo. Os valores de  $k_w$  encontrados variam entre  $0,15 \text{ m/d}$  e  $0,45 \text{ m/d}$ .

CASAGRANDE (1997) utilizou o módulo de qualidade do EPANET para simular o decaimento de cloro em um sistema real, situado em Viana-ES. O  $k_b$  foi determinado e o  $k_w$  ajustado, através de análises feitas em campo e os dados simulados. Utilizando o decaimento de primeira ordem, obteve os valores de  $k_b$  de  $0,191 \text{ d}^{-1}$  e  $k_w$  de  $0,015 \text{ m/d}$ .

SEKHAR (2001) em estudos em parte do sistema em Kentucky (USA), determinou um  $k_b$  para diferentes períodos do ano, obtendo valores como  $0,002 \text{ d}^{-1}$  para o mês de fevereiro e  $0,925 \text{ d}^{-1}$  para o mês de agosto. A grande diferença foi atribuída às alterações nas características da água bruta, como a presença de matéria orgânica e aumento da temperatura.

SILVA & KISHI (2003) modelaram o sistema de distribuição da cidade de Curitiba-PR com o software WaterCad. Utilizando a constante  $k_b$ , que foi determinada por ensaios laboratoriais e o  $k_w$  pelo método de tentativas e erros.

CHEUNG (2005) desenvolveu na França um modelo de calibração dos parâmetros de qualidade utilizando o EPANET e algoritmos genéticos aplicados em duas redes, uma com tubulações de ferro e mesmo diâmetro, e outra com diversos materiais e diâmetros. A constante  $k_b$  foi determinada pelo teste da garrafa, sendo encontrando o valor de  $1,9 \text{ d}^{-1}$ , para cinética de primeira ordem.

MUNAVALLI & KUMAR (2005) acoplaram mecanismo de busca para determinação dos parâmetros de qualidade e utilizaram o algoritmo de Gauss-Newton para minimizar a diferença entre os valores simulados e observados. Com base em dados de qualidade em sistemas de distribuição da cidade de Bangalore na Índia

DANIELI et al. (2006) utilizaram o EPANET, na rede de distribuição de Santa Maria/RS, encontrou um valor pra  $k_b$  de  $0,1046 \text{ d}^{-1}$  e considerado  $k_w$  nulo devido sua pouca interferência.



SALGADO (2008) fez uso de um modelo inverso para determinar a ordem do modelo de decaimento e o valor dos coeficientes  $k_b$  e  $k_w$ , aplicados a duas redes reais de distribuição de água (Vila Velha/ES e Fouras/França) e uma rede hipotética levando em consideração vazamentos.

MORAES (2008) realizou a calibração hidráulica e de qualidade para um setor da rede de São Carlos/SP e considerando vazamento. Utilizou modelo inverso em conjunto com o EPANET e os algoritmos genéticos. Para a calibração do parâmetro do algoritmo genético fez uso do "Particle Swarm Optimization" (PSO).

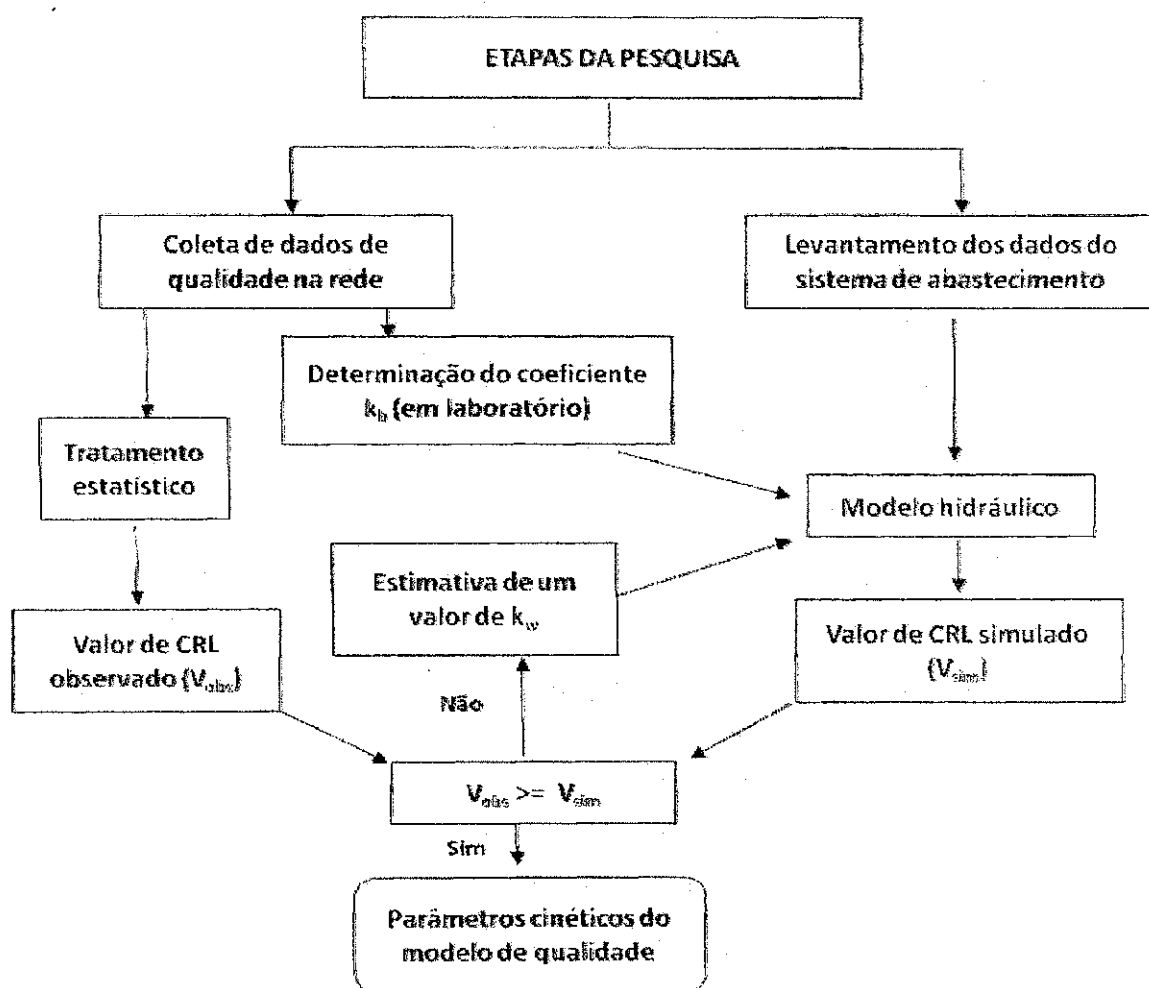
PIEREZAN (2009) estimou a partir de dados experimentais, os parâmetros cinéticos com uso de modelo inverso, avaliando os efeitos como tempo de residência e material das tubulações no consumo do cloro residual.

Assim, diversos trabalhos foram utilizados para estimar os parâmetros cinéticos, sem a determinação das constantes em campo, porém isso pode gerar uma incerteza, pois, esses parâmetros variam para cada sistema. Evidenciando a necessidade do desenvolvimento de um procedimento simples e seguro para realizar a determinação dos parâmetros de qualidade para cada sistema.

## 4.0 MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho foi desenvolvido compreendendo as etapas, conforme pode ser visualizado na Figura 4.1, de obtenção de dados de qualidade na rede, o levantamento de dados do sistema e a simulação computacional. Os dados hidráulicos e de qualidade foram utilizados para ajustar os parâmetros cinéticos de decaimento do cloro, através de simulações realizadas no EPANET 2.0, conforme roteiro metodológico definido por ROSSMAN (2000). Os parâmetros cinéticos do modelo de qualidade foram determinados por meio de análises laboratoriais e simulações computacionais.

Figura 4.1 - Etapas desenvolvidas na pesquisa

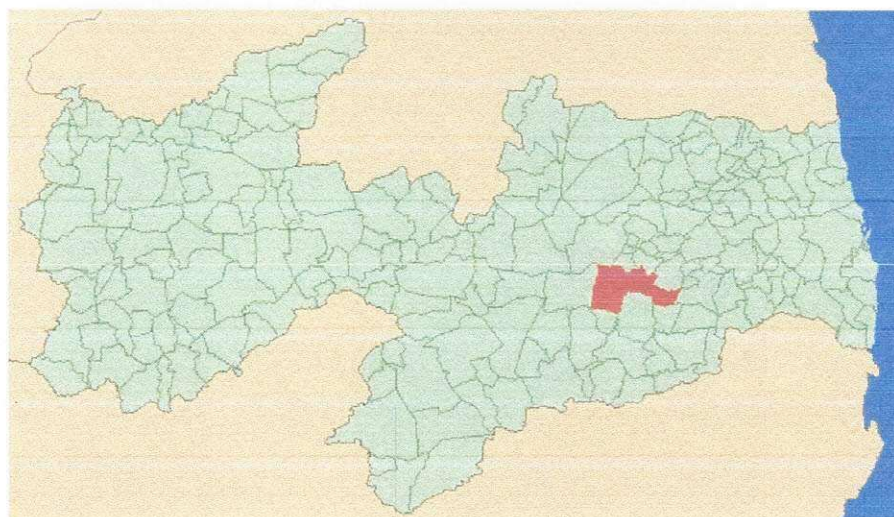


## 4.1 Levantamento de dados do sistema de abastecimento

### 4.1.1 Área de estudo

O objeto do estudo é o sistema de adução de água tratada que faz parte do sistema de abastecimento da cidade de Campina Grande (7° 13' 50" Sul 35° 52' 52" Oeste), tipicamente, uma cidade de porte médio, com uma população de aproximadamente 400.000 habitantes, distante 120 km da capital do Estado da Paraíba, sede do município homônimo localizado no Agreste Paraibano na região oriental do Planalto da Borborema, Figura 4.2.

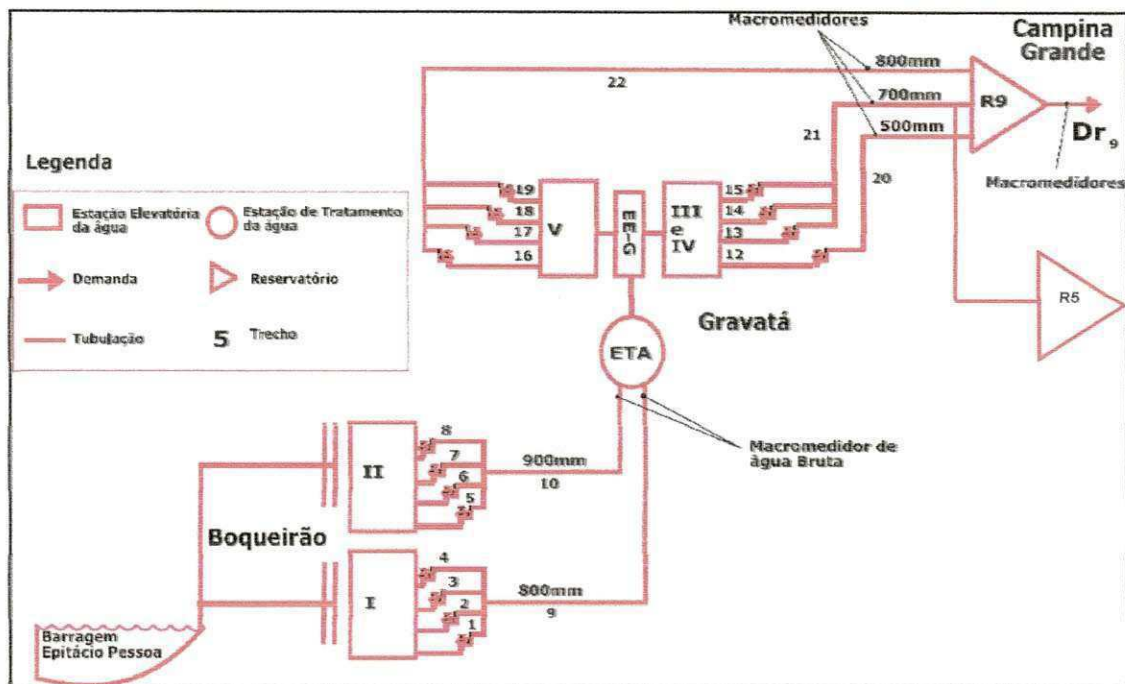
Figura 4.2-Localização do município de Campina Grande



Fonte: AESA, 2012

O sistema é composto por manancial superficial (Epitacio Pessoa-Boqueirão), sistema adutor de água bruta, estações elevatorias (EEAB e EEAT), ETA-Gravatá, sistema adutor de água tratada que transporta a água tratada até os reservatórios principais de distribuição por meio de três adutoras, conforme ilustrado na Figura 4.3.

Figura 4.3-Representação esquemática dos componentes do sistema principal de adução.



Fonte: Adaptado de ALBUQUERQUE (2007)

#### 4.1.2 Breve histórico do sistema

Em 1907, Campina Grande não possuía sistema de abastecimento e as 700 residências da época utilizavam água de cisternas, do Açude Novo ou da fonte de Louzeiro. Naquela época, a água do Açude Velho já não era adequada para consumo. O Açude de Bodocongó inaugurado em 1917, não pôde ser utilizado para abastecimento devido à baixa qualidade de suas águas e a ausência de sistema de tratamento (CAGEPA, 2008 apud MENESES, 2011).

O primeiro sistema de abastecimento de Campina Grande foi inaugurado em 1927. A água utilizada vinha dos açudes de Puxinanã e Grotá Funda, transportada por gravidade por uma adutora com 15,5 km de comprimento até um reservatório localizado no bairro do Monte Santo que distribuía a água, sem tratamento, por chafarizes (Ibid.).

A implantação do processo de tratamento só veio a ser realizada após a ampliação de 1938. Em que o manancial de abastecimento passou a ser o açude Vaca Brava, localizado no município de Areia, sendo a adução realizada

por uma tubulação de DN 350 mm, num percurso de 30 km até a estação de tratamento do tipo convencional, localizada no bairro do Alto Branco. O sistema já possuía três reservatórios que abasteciam uma rede composta principalmente por tubos de ferro fundido, com diâmetros variando entre DN 50 e 400 mm e comprimento total estimado em 35 km (Ibid.).

Em 1958, o sistema foi reformulado com a inauguração do sistema Boqueirão, abastecido a partir do Açude Epitácio Pessoa. A água bruta era transportada por uma adutora de DN 500 mm com 17,2 km de comprimento até a estação de tratamento (ETA-Gravatá) localizada no município de Queimadas. A água tratada era recalçada para Campina Grande por uma adutora de ferro fundido de DN 500 mm com 20,12 km de comprimento até o reservatório R-5, no bairro da Prata, que abastecia uma rede composta por tubulações com diâmetros entre DN 50 e 500 mm (Ibid.).

Em 1972, houve uma ampliação do sistema, com a substituição da adutora de água bruta por uma em aço e DN 900 mm com 21,6 km de extensão e o aumento da capacidade de produção da ETA e do sistema de adução de água tratada com a implantação de uma segunda adutora, em aço, com DN 700 mm de 20,1 km de extensão até o R-5 (Ibid.).

Em 1984, o sistema foi novamente ampliado com a introdução de diversas unidades operacionais, entre elas a implantação do principal reservatório do sistema o R-9, além da expansão da rede de distribuição e de ligações domiciliares (Ibid.).

A última grande ampliação do sistema ocorreu, a partir de 1993, com a ampliação das unidades de produção, adução (bruta e tratada) e no ano de 1994, foi implantada a adutora de água tratada de DN800 (Ibid.).

Ao longo do desenvolvimento de Campina Grande o sistema de abastecimento de água sofreu várias alterações. Assim, pode-se observar a dificuldade de obter mananciais que supram à demanda crescente e o distanciamento entre a estação de tratamento e o consumidor final.

### **4.1.3 Descrição do sistema**

#### **4.1.3.1 Adução da Água Bruta**

O manancial que abastece o sistema é o açude Epitácio Pessoa, também conhecido como Boqueirão, localizado na cidade de Boqueirão (7° 28' 56.91" Sul e 36° 7' 52.99" Oeste), situada a aproximadamente, 42 km de Campina Grande. Trata-se de um manancial de água superficial, com capacidade de acumulação de 411.686.287 m<sup>3</sup>, inserido na bacia hidrográfica do Rio Paraíba, região com precipitação média anual de 540 mm e uma área de drenagem de 12.400 Km<sup>2</sup> (MENESES, 2011).

A água bruta é captada e é transportada por uma tubulação de aço de DN 1500 mm que deriva para duas adutoras, também em aço de DN 900 e 1100 mm, respectivamente, para duas estações elevatórias de água bruta (EEAB). As elevatórias recalcam a água bruta através de duas adutoras de aço e diâmetros DN 800 e 900 mm, com um comprimento de aproximadamente 22 km até a estação de tratamento de água (ETA – Gravatá) (ibid.). A vazão média aduzida da barragem até a ETA é de 1,3 m<sup>3</sup>/s (ALBUQUERQUE, 2007).

#### **4.1.3.2 Tratamento de água**

Antes de ser destinada ao consumo, a água necessita passar por um processo de adequação ao padrão de potabilidade estabelecido pelo Ministério da Saúde. A unidade operacional responsável pela potabilização da água é a estação de tratamento de água (ETA), que funciona com barreira contra a passagem de partículas e principalmente de microrganismos patogênicos (LIBÂNIO, 2008).

A ETA do sistema situa-se na localidade denominada de Gravatá (7°23'07.4" Sul e 35°58'41.0" Oeste), município de Queimadas, distante 21 km de Campina Grande. Trata-se de uma estação do tipo convencional (Figura 4.4), com capacidade para tratar 1,5 m<sup>3</sup>/s, composta por calha Parshall, floculadores mecânicos, decantadores de fluxo horizontal, filtros de gravidade, tanque de contato de cloro e casa de química completa (MENESES, 2011).



Figura 4.4- Unidades de tratamento da ETA Gravatá.



Fonte: Arquivo pessoal

Ao chegar à ETA a água bruta primeiramente passa por um tanque de tranquilização para reduzir a velocidade. Em seguida, a água recebe adição do coagulante (sulfato de alumínio) e da cal na calha Parshall (misturador hidráulico) (ibid.). A água, então, passa por 24 floculadores mecânicos de eixo verticais tipo paletas, com um volume total de 1.341,20 m<sup>3</sup>.

Na etapa seguinte, a água floculada percorre os decantadores do tipo convencional com escoamento horizontal, com área total de 6.730 m<sup>2</sup>. A água segue para a filtração que é realizada por 11(onze) filtros rápidos de seção quadrada com meio filtrante de dupla camada, com uma área total de 475m<sup>2</sup> e taxa de filtração máxima de 300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia (ALBUQUERQUE, 2007; MENESES, 2011).

A etapa final consiste na operação da desinfecção, utilizando cloro gasoso, armazenados em cilindros de aço, como pode ser observado na Figura 4.5. Após a adição do cloro, a água passa pelas câmaras de contato cujo volume total é de 4.000 m<sup>3</sup> (MENESES, 2011). Este processo é de grande importância, pois, é o responsável por garantir a eliminação dos organismos patogênicos e assegurar uma concentração mínima na rede que evite a contaminação ao longo do sistema.

Figura 4.5- Detalhe do local de aplicação do cloro e os cilindros com o cloro.



Fonte: Arquivo pessoal

#### **4.1.3.3 Sistema adutor de Água tratada**

A água tratada é recalçada até a cidade de Campina Grande por meio de duas estações elevatórias em três linhas de adução (Figura 4.6). Da primeira elevatória partem duas adutoras a de DN500 mm mais antiga em operação, desde 1957, abastece o R-9 e a de DN700 mm, implantada em 1972, que abastece o R-5 e possui uma derivação para o R-9. Da segunda elevatória parte a adutora de DN800 mm, construída em 1994.

Figura 4.6- Trecho das linhas adutoras de água tratada



Fonte: Arquivo pessoal



As características das estações elevatórias de água tratada (EEAT) são resumidas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1- Características do sistema adutor de água tratada.

Unidade	EEAT - 1		EEAT- 2
	DN500	DN700	DN800
Comprimento (m)	18.950	20.800	18.950
Material	Aço	Aço	Ferro fundido
Conj. moto-bomba (qtde.)	1	6	4
Potência motor (CV)	650	650	900
Vazão (l/s)	180	395	386
Altura manométrica (m.c.a)	130	159	140

Fonte: Adaptado de MENESES, 2011.

Ao longo do percurso até os reservatórios principais (R-9 e R-5), as adutoras sofrem derivações. A adutora de DN500 mm sofre derivação antes do R-9 para atender os bairros da Catingueira, das Cidades, Catolé de Zé Ferreira e conjunto Nenzinha Cunha Lima. A adutora de DN 700 mm possui derivação para atender ao Distrito Industrial de Campina Grande e o Distrito de Galante. A adutora de DN 800 mm abastece o Distrito industrial de Queimadas, o bairro do Ligeiro e as indústrias ao longo da alça sudoeste (Ibid.).

#### **4.1.3.4 Principais reservatórios do sistema**

A função dos reservatórios é manter uma reserva estratégica para o atendimento das variações da demanda, assegurando os níveis de pressão na rede. Os reservatórios podem ser do tipo elevado, apoiado, semi-enterrados ou enterrados (PHILIPPI Jr.,2005).

O sistema de Campina Grande tem 29 reservatórios, alguns desativados, sendo o R-9 e o R-5 os principais, pois, são responsáveis pela redistribuição da água tratada proveniente da ETA-Gravatá para as demais regiões (MENESES, 2011).

O R-9 é um reservatório do tipo apoiado localizado no bairro de Santa Rosa, na cota 547 m, possui capacidade para armazenar 29.000 m<sup>3</sup> de água.

Este reservatório (detalhe na Figura 4.7) é o responsável pelo abastecimento das zonas de pressão A e D, que serão descritas mais adiante, e é alimentado pelas adutoras de DN 500 mm, DN800 mm e por uma derivação da DN 700 mm (Ibid.).

Figura 4.7- Detalhe do reservatório R-09



Fonte: Arquivo pessoal

O R-5 é um reservatório do tipo semi-enterrado com capacidade para armazenar 8.000 m<sup>3</sup>, localizado no bairro da Prata (detalhe na Figura 4.8) na cota de 567. Desempenha a função de reservatório de distribuição e a de poço de sucção, e é alimentado exclusivamente pela adutora de DN 700 mm (Ibid.).

Figura 4.8-Detalhe da entrada do reservatório R-5



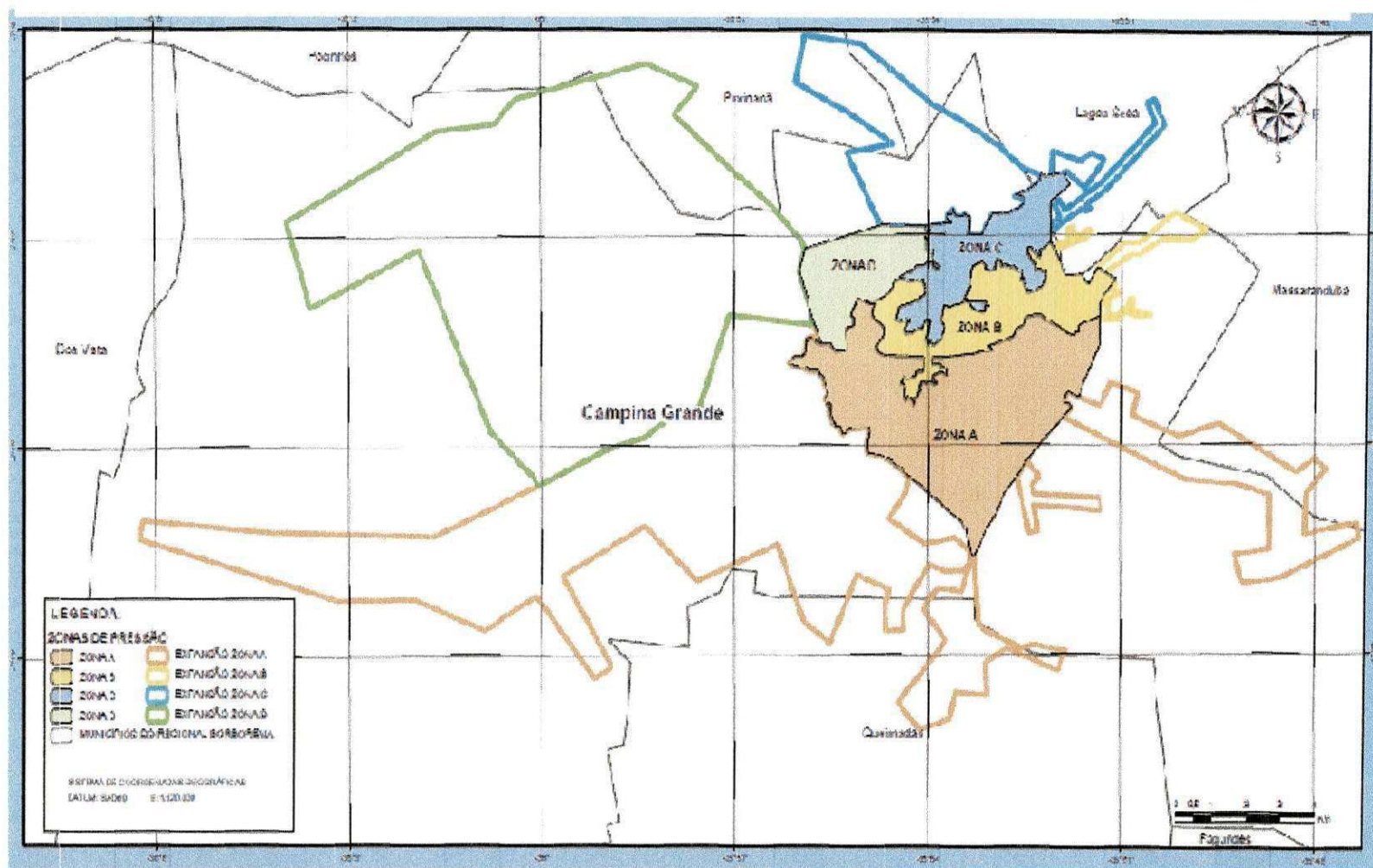
Fonte: Arquivo pessoal

#### **4.1.3.5 Rede de distribuição**

A rede de distribuição é constituída por um conjunto de tubulações, responsáveis pela distribuição da água até o usuário final. Essas tubulações podem ser classificadas em principais e secundárias. As principais conduzem a água até às tubulações secundárias que alimentam as ligações domiciliares (PHILIPPI Jr., 2005).

Devido à grande variação de altitude, a rede de distribuição de Campina Grande foi dividida em quatro zonas de pressão denominadas A, B, C e D, que ao longo do tempo foram expandidas conforme a Figura 4.9 (MENESES, 2011). O sistema abastece 145.378 economias (residenciais, comerciais, industriais e pública) distribuídas nas 4 zonas de pressão.

Figura 4.9-Zonas de pressão do sistema de distribuição de Campina Grande.



Fonte: MENESES, 2011



Os principais bairros incluídos nessas zonas de pressão são detalhados na Tabela 4.2. As zonas A e D possuem 92.905 economias e as zonas B e C possuem 52.473 (MENESES, 2011).

Tabela 4.2 – Principais bairros constituintes das zonas de pressão.

ZONAS	PRINCIPAIS BAIRROS
A e D	Quarenta, Liberdade, Cruzeiro, Santa Rosa, Jardim Paulistano, Catolé, Mirante, José Pinheiro, Malvinas, Presidente Médici e Distrito Industrial, Jeremias, Bodocongó, São Januário, Severino Cabral, Lagoa de Dentro, São José da Mata, zona rural de São José da Mata e a cidade de Pocinhos.
B e C	Centro, Santo Antonio, São José, Prata, Centenário, Alto Branco, Juracy Palhano, Nações, Cuités, Palmeira, Prata, Monte Santo, Conjunto dos Professores, o distrito de Jenipapo e cidades de Lagoa Seca, Alagoa Nova, São Sebastião de lagoa de Roça e Matinhas.

Fonte: Adaptado de MENESES, 2011.

A rede de distribuição, ao longo do seu percurso, apresenta as tipologias ramificadas, malhadas e mistas. A extensão total da rede é de 1.350.821,57 metros, com tubulações antigas de cimento amianto e ferro fundido, e PVC para os mais recentes (CAGEPA, 2010 apud MENESES, 2011).

#### **4.1.3.6 Operação do sistema**

O sistema de abastecimento é gerido pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA), empresa com atribuições para captar, tratar e distribuir até o consumidor. A região objeto de estudo está inserida administrativamente na Gerência Regional da Borborema, com sede em Campina Grande, responsável pelo gerenciamento dos sistemas e de mais 72 localidades.

De acordo com MENESES (2011), toda operação do sistema é realizada pelo Centro de Controle Operacional (CCO), localizado no R-9, que tem a função da tomada das decisões para o funcionamento do sistema, a partir dos dados repassados pelos controladores via rádio ou telefone.

A maioria das unidades operacionais do sistema funciona 24 horas por dia. Apenas no horário de ponta, adotado pela concessionária, das 17h às 21h, ocorre a paralisação de alguns conjuntos moto-bomba. Durante o horário de

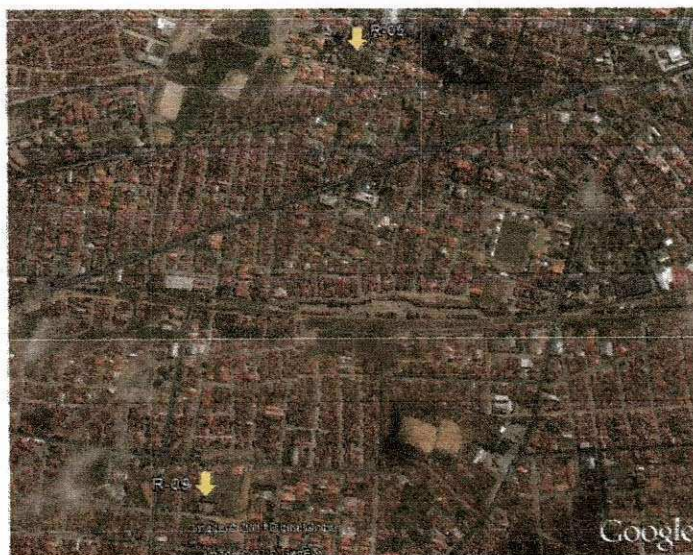
ponta, no sistema de adução de água bruta, dos cinco conjuntos disponíveis (três conjuntos na DN800 mm e dois na DN900 mm) apenas os correspondente à adutora de DN900 mm funcionam e no sistema de adução de água tratada só o conjunto da adutora de DN 500 mm e um conjunto da adutora de DN 700 mm. Após o horário, o funcionamento do sistema adutor de água tratada ocorre pelo acionamento paralelo de duas bombas para a adutora de DN 700 mm, duas também para a adutora de DN 800 mm e o conjunto da adutora de DN500 mm.

A operação dos sistemas de reservação é realizada pelo com base nos níveis máximo e mínimo. O R-9 opera entre o nível mínimo de 2,5 m e o máximo de 5,10 m, caso o nível esteja menor ou igual a 3 m ocorre o acionamento de uma bomba da adutora DN700 mm e uma da DN800 mm, mas se ocorrer após zero hora, os 2 conjuntos da adutora de DN800 mm são acionados. O R-5 trabalha entre o nível mínimo de 1,30 m e máximo de 3,60 m (MENESES, 2011).

#### 4.2 Levantamento dos dados de qualidade

O monitoramento da qualidade da água foi baseado nos indicadores sentinela (cloro residual e turbidez) e auxiliares (pH e temperatura) nos principais pontos do sistema de adução de água tratada, localizados nos reservatórios R-9 e R-5 (Figura 4.10) e no R-0 (Figura 4.11).

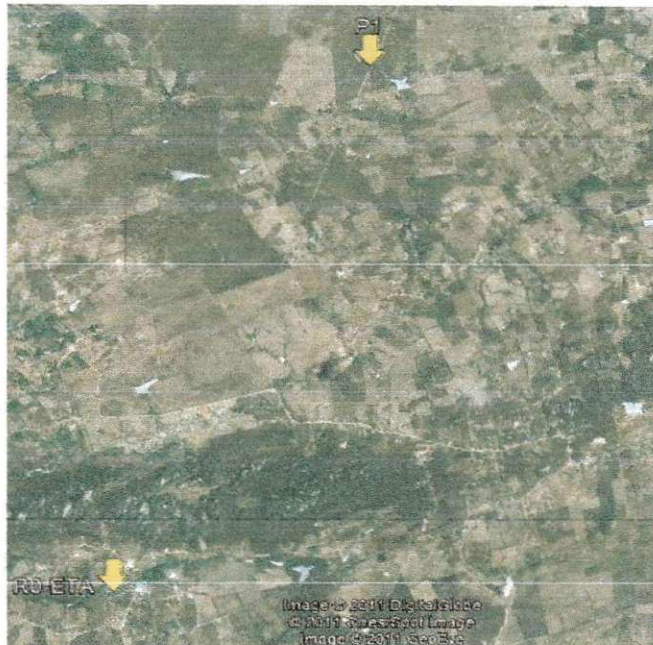
Figura 4.10 – Localização dos principais reservatórios do sistema



Fonte: Google earth

O ponto P1 (Figura 4.11), localizado a 6600 m da ETA, representa um local intermediário das adutoras utilizado na determinação do coeficiente cinético ( $k_b$ ), através do procedimento denominado de teste da garrafa, que será descrito posteriormente.

Figura 4.11 – Localização dos principais reservatórios do sistema



Fonte: Google earth

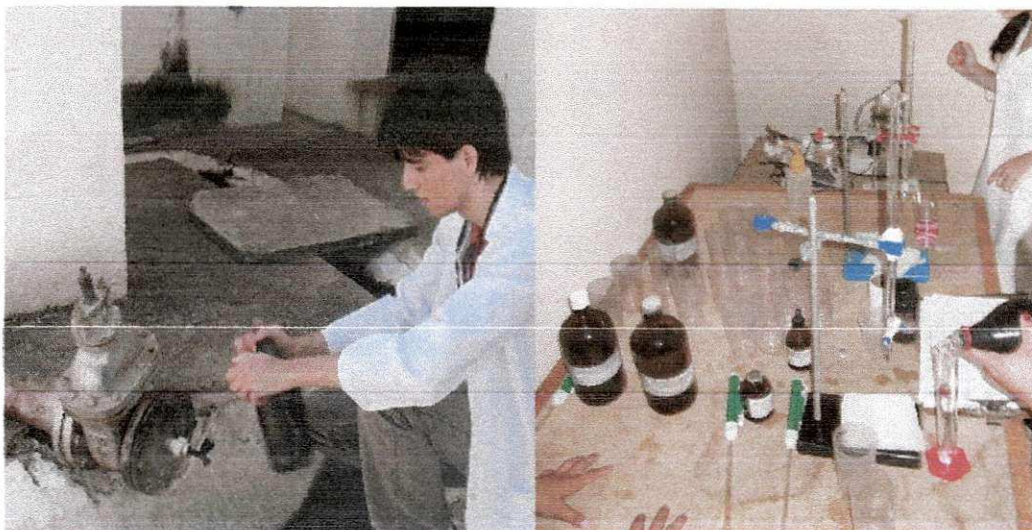
A coleta no R-0 foi realizada em apenas um ponto e, por estar localizado na ETA foi utilizado para caracterizar a qualidade inicial da água do sistema, enquanto que os reservatórios R-9 e R-5 a qualidade final. No R-9, a coleta foi realizada em 3 pontos, antes da entrada do reservatório, correspondentes às adutoras de DN700 mm , DN500 mm e DN800 mm. No R-5, foi coletado um ponto que representou o destino final da adutora de DN700 mm, numa torneira após passar pelo reservatório.

O monitoramento foi realizado semanalmente, sempre no horário da manhã, no período de março a novembro de 2011. As amostras eram coletadas manualmente em um recipiente âmbar de 1 litro, após um tempo de descarga de aproximadamente três minutos, menos para o R-0 no qual a coleta era realizada após cinco minutos, pois por ser realizada em uma torneira ligada diretamente ao reservatório o qual podia apresentar região de zona morta. As análises eram realizadas *in loco*, em triplicata, em um local protegido da



incidência direta da luz. Na Figura 4.12 pode ser observado o detalhe do procedimento de coleta e da estrutura da análise.

Figura 4.12- Procedimento de análise nos locais da coleta.



Fonte: Arquivo pessoal

#### **4.2.1 Métodos analíticos**

Os métodos analíticos utilizados para a determinação dos indicadores de qualidade da água seguiram os recomendados pelo Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, AWWA, WPCF, 1999), conforme descrito por SILVA & OLIVEIRA (2001).

##### **4.2.1.1 Cloro residual (CRL e CRC)**

A determinação da concentração das parcelas de cloro (CRL e CRC) seguiu o método titulométrico DPD-SFA, baseado na reação de cloro com sulfato ferroso amoniacal (SFA) usando o indicador N,N-dietil-p-fenilenediamina (DPD). Uma das vantagens do uso deste método é a possibilidade de determinação de, praticamente, todas as frações de cloro residual, com o controle de diversas interferências. A Figura 4.13 ilustra o procedimento de titulação da amostra com SFA, onde a coloração vermelha ocorre após a reação do cloro com o DPD.



Figura 4.13 - Detalhe da execução do método DPD-SFA



Fonte: Arquivo pessoal

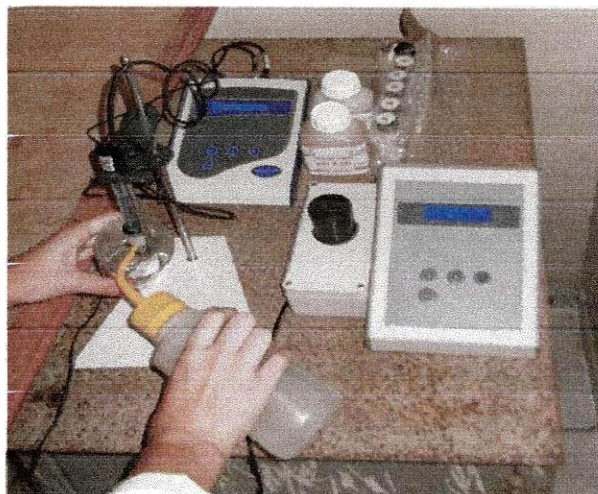
#### **4.2.1.2 Turbidez, pH e Temperatura**

Os equipamentos utilizados na determinação da turbidez, pH e temperatura podem ser observados na Figura 4.14.

A turbidez foi determinada pelo método nefelométrico com a utilização de um turbidímetro de bancada TECNOPON modelo TB-1000, provido de lâmpada de tungstênio. O aparelho para medir turbidez era calibrado antes de cada coleta por meio de padrões primários (faixa de 0 a 1000 NTU).

O pH interfere na predominância das frações de cloro, tendo sido determinado pelo método potenciométrico com a utilização de um pH-metro de bancada TECNOPON modelo mPA210, calibrado em cada coleta, com soluções tampões padrões de pH 4,0 e 7,0. A temperatura foi medida utilizando o sensor de temperatura no pH-metro.

Figura 4.14 - Equipamentos utilizados para determinação *in loco* de turbidez, pH e temperatura.



Fonte: Arquivo pessoal

#### 4.2.2 Análises estatísticas

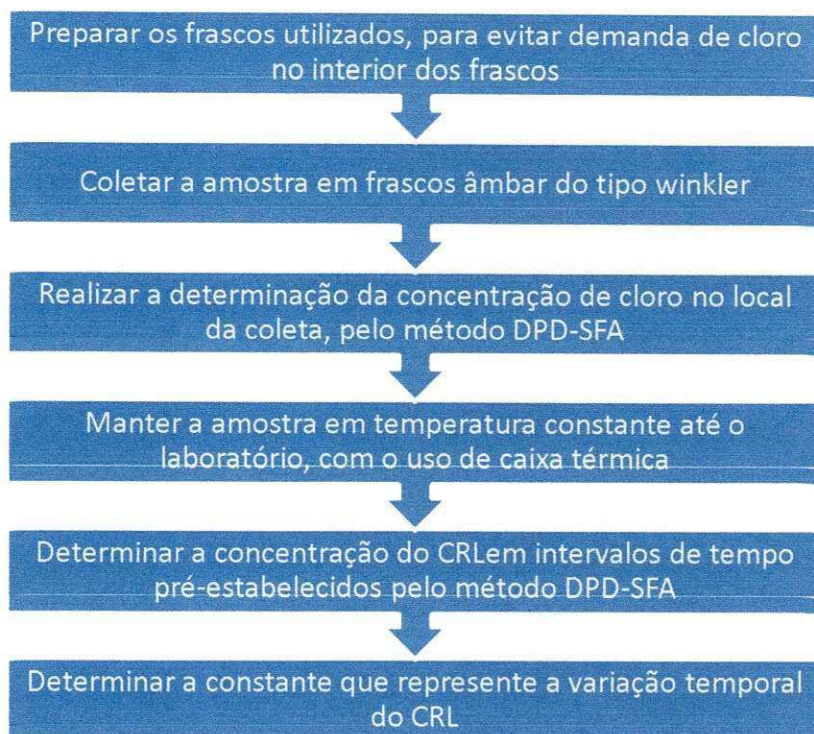
Os dados amostrais foram tabulados e, em seguida, submetidos à análise estatística descritiva. O método de Grubbs foi utilizado para corrigir possíveis ocorrências de valores extremos nos dados obtidos em campo, ou seja, identificar e retirar os *outliers* do conjunto de dados considerados.

#### 4.2.3 Determinação dos coeficientes cinéticos

O teste da garrafa foi utilizado para determinação do coeficiente de decaimento do cloro residual livre no volume do escoamento ( $k_D$ ). Por se tratar de um método sem roteiro de execução definido, houve adaptações aos procedimentos citados por diversos autores (POWELL et al., 2006; VIEIRA et al., 2004; TRIMBOLI, 2005). As principais etapas realizadas na execução do método são representadas na Figura 4.15.



Figura 4.15 - Esquema das etapas realizadas no procedimento do teste da garrafa.



As garrafas utilizadas foram cobertas com papel alumínio, para garantir a proteção contra a luz. Em cada adutora eram coletadas 12 garrafas numeradas, contendo 300 ml de amostra. A preparação prévia das garrafas era realizada pela tríplex lavagem com a água da amostra.

A coleta foi realizada no ponto intermediário (P1) das tubulações, nas válvulas de descarga das adutoras, conforme ilustrado na Figura 4.16.

Figura 4.16 – Detalhe da coleta na válvula de descarga da adutora de DN500 mm.



Fonte: Arquivo pessoal

As garrafas com as amostras foram armazenadas em uma caixa térmica contendo certa lâmina de água, como pode ser observado na Figura 4.17. Após a coleta foi determinada *in loco* a concentração inicial do cloro residual livre.

Figura 4.17 – Caixa térmica utilizada para armazenar as amostras.



Fonte: Arquivo pessoal

A caixa térmica foi transportada ao laboratório de Saneamento (UFCG), onde foi levado a efeito o teste da garrafa. A determinação da concentração de cloro residual livre foi realizada, em duplicata, pelo método DPD-SFA, em intervalos de aproximadamente 30 minutos, durante um período de 5 horas. PIEREZAN (2009) cita que a duração do experimento deve englobar o tempo de residência da água na rede.

Como a temperatura é um fator que afeta a velocidade de reação, seu valor foi monitorado durante a realização do procedimento utilizando um termômetro infravermelho modelo CEM DT-8867H Professional, com precisão de  $\pm 1,0^{\circ}\text{C}$ .

A determinação do coeficiente  $k_b$  foi realizado pelo método gráfico, ROSSMAN (2000), e pela aplicação de um método de solução numérico chamado de método de EULER, pela minimização da soma das diferenças. A constante  $k_w$  foi estimada pelo método da tentativa e erro, com uso da constante  $k_b$  no EPANET, buscando reduzir a diferença entre os valores de CRL simulados e os obtidos em campo.

#### **4.2.4 Modelagem do sistema**

Para o desenvolvimento de um modelo que represente bem o sistema real, é necessário um levantamento detalhado das informações do sistema. Essas informações podem ser classificadas como geográficas, cadastrais, operacionais e de demanda.

MENESES (2011) cita a importância do conhecimento das informações operacionais e cadastrais, principalmente sobre a quantidade e qualidade da água, para a elaboração de um modelo que permita o desenvolvimento de um plano de gestão operacional do sistema de abastecimento de água.

O modelo considerado no estudo foi o macrosistema de adução de água tratada, partindo da ETA - gravatá aos principais reservatórios do sistema (R-5 e R-9).

##### **4.2.4.1 Modelagem hidráulica**

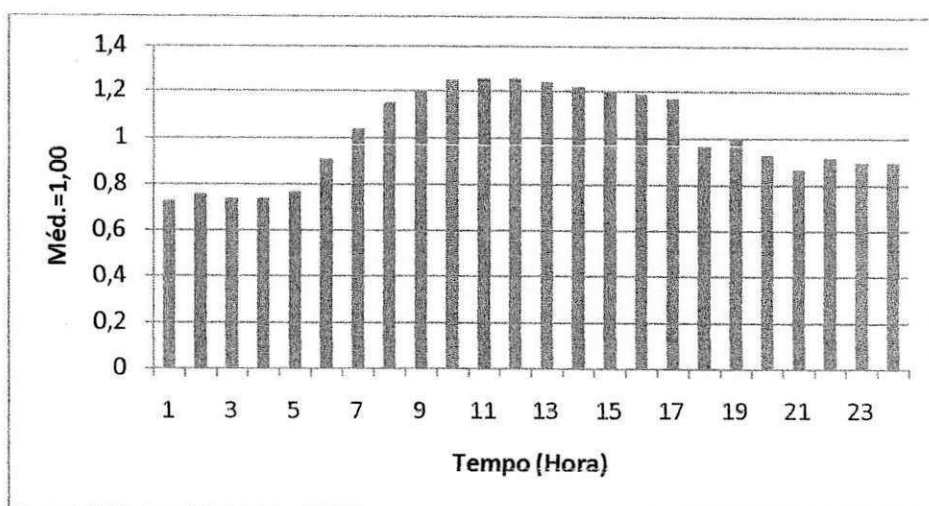
As informações geográficas foram obtidas com o uso de mapas, GPS e visitas em campo. Os demais dados e informações necessárias para a simulação hidráulica foram obtidos dos trabalhos realizados por MENESES (2011) e ALBUQUERQUE (2007).

O padrão de consumo utilizado foi o determinado por MENESES (2011), com base no balanço de massa, entre os volumes produzidos e consumidos pelo sistema, nos reservatórios de distribuição para o ano de 2009. Naquele ano, a média diária de consumo do sistema foi de 97.948,41 m<sup>3</sup>, representando um consumo de 1.133,66 l/s.

O resultado do padrão de consumo para o sistema de abastecimento de Campina Grande (SACG), para um período de 24 horas, é ilustrado na Figura 4.18.



Figura 4.18 – Gráfico do padrão de consumo para o SACG.



Fonte: adaptado de MENESES (2011)

O consumo nos nós foi estimado com base no número de economias em cada zona correspondentes. Assim, o nó de consumo ligado ao R-9, que alimenta as zonas de pressão A e D, apresenta 64% do consumo do sistema e o nó ligado ao R-5, que alimenta as zonas B e C, corresponde a 36%.

MENESES (2011) observou que a estação de tratamento já trabalha na capacidade máxima e, desse modo, R-0 pode ser considerado como poço de sucção, ou seja, reservatório de nível fixo (RNF).

O funcionamento do sistema adutor é realizado pelo acionamento em série de um ou mais conjuntos moto-bomba, dependendo da hora e do nível dos reservatórios. A Tabela 4.3 apresenta um resumo das características dos conjuntos moto-bomba utilizadas no modelo. B1 representa o uso de apenas um conjunto moto-bomba e B2 o uso de dois conjuntos em paralelo.

Tabela 4.3– Características dos conjuntos moto-bomba do sistema

Conjunto	Conjuntos em operação	Potência motor (CV)	Vazão (l/s)	Altura manométrica (m.c.a)	Adutora
B1-500	1	650	180	168	DN 500
B1-700	1	650	387.53	159	DN 700
B2-700	2	-	588.63	215	DN 700
B1-800	1	900	376	130	DN 800
B2-800	2	-	622.55	158	DN 800

FONTE: adaptado de MENESES (2011) e ALBUQUERQUE (2007)

Durante o horário de ponta, que ocorre entre 17 e 21 h, há o desligamento dos conjuntos moto-bomba, menos o B1-500, que funciona durante as 24 horas, e o conjunto B1-700. Após o término do horário de ponta, ocorre o acionamento dos principais conjuntos (B2-700 e B2-800) e o desligamento do conjunto B1-700. Se o nível do R-9 tiver com 3,0 m faz-se o acionamento dos conjuntos B1-700 e B1-800. Caso aconteça de o nível do R-9 à zero hora, esteja em 3,50 m, aciona-se o conjunto B2-800. Se o nível máximo do R-5 for atingido toda a vazão da adutora DN 700 é transferida para dar suporte ao R-9.

O modelo do EPANET só permite representar reservatórios com seções circulares, sendo necessária a conversão dos reservatórios do sistema que apresenta seção retangular. Assim, com base no volume total do reservatório foi encontrado um com seção circular correspondente. Outro ajuste necessário é que o modelo representa a entrada da água no reservatório apenas pela parte inferior, e como os reservatórios do sistema são abastecidos pela parte superior, fez o uso de válvulas ajustadas para elevar a pressão.

As principais informações utilizadas no modelo do sistema adutor de água tratada (Figura 4.19) são apresentadas na Tabela 4.4. Os trechos correspondem às adutoras de água tratada, sendo o trecho T1-700 a adutora de DN700 até a derivação para o R-9 e o T2-700 o trecho da derivação até o R-5.

Tabela 4.4- Dados dos trechos do sistema adutor de água tratada.

Trecho	Comprimento (m)	Adutora	Diâmetro (mm)	Tipo do material	Coefficiente de Hazen-Williams
T-500	18000	DN500	487,3	Aço	100
T1-700	18950	DN700	687,3	Aço	100
T2-700	1849				
T-800	18000	DN800	812,8	Ferro Fundido	110

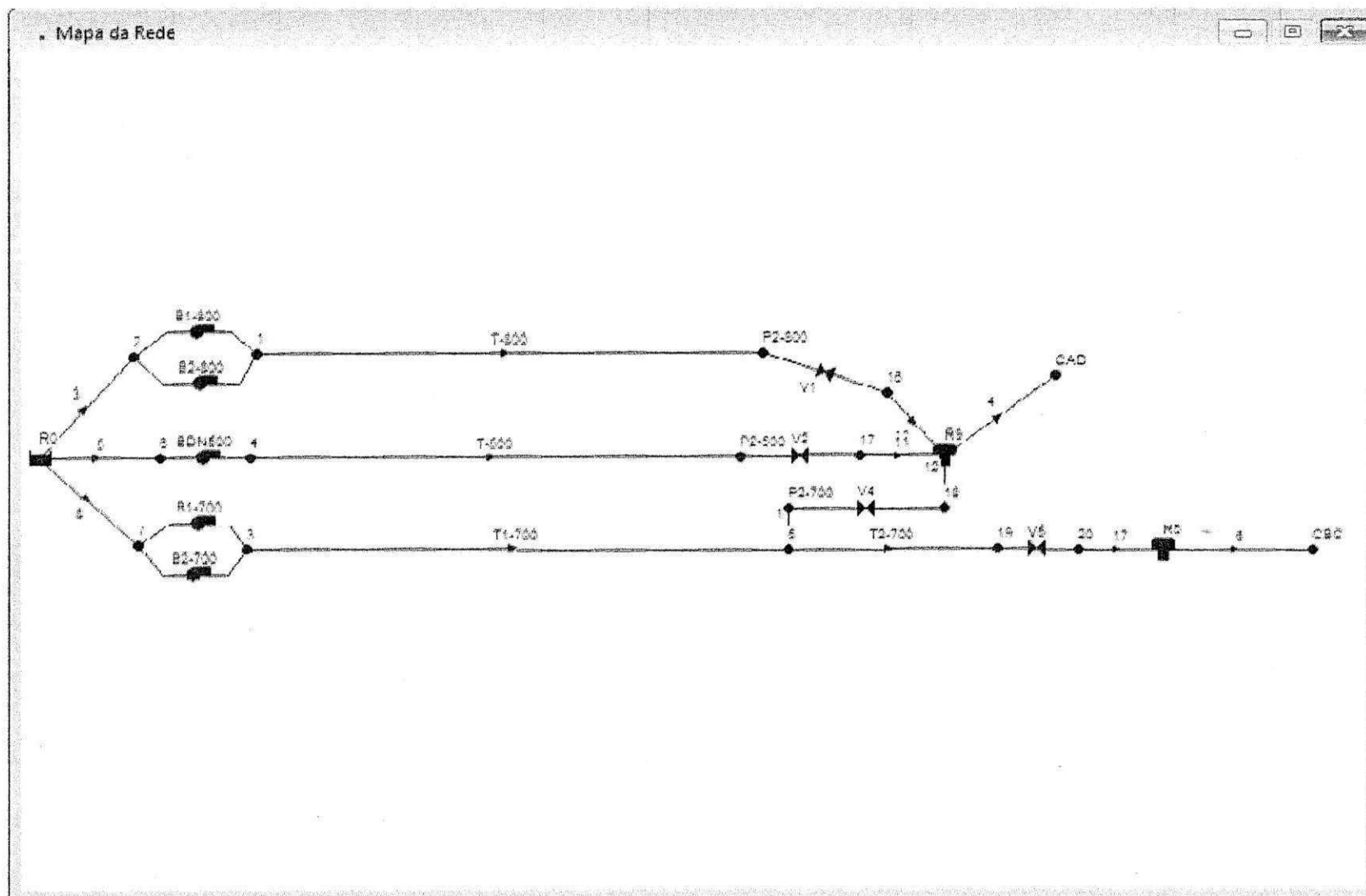
FONTE: adaptado de MENESES (2011) e ALBUQUERQUE (2007)

#### **4.2.4.2 Modelagem da qualidade**

A modelagem da qualidade consistiu da avaliação do decaimento do cloro ao longo das adutoras de água tratada do sistema. Após a determinação do coeficiente cinético de decaimento no volume do escoamento ( $k_b$ ), foi feito uso do modelo hidráulico para estimar o coeficiente cinético das reações com a parede da tubulação ( $k_w$ ), pelo método de tentativa e erro, tendo sido buscada a redução máxima da diferença entre os valores simulados e os obtidos em campo .



Figura 4.19-Modelo do sistema adutor de água tratada utilizado no EPANET



## 5.0 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os dados do monitoramento de qualidade obtidos em campo, durante o período de março a outubro de 2011, e os referentes à coleta para o teste da garrafa, levado a efeito durante os meses de novembro a dezembro de 2011 e os resultados do ajuste dos parâmetros de decaimento.

### 5.1 Resultados do levantamento dos dados de qualidade nos principais pontos do sistema de adução

Foram realizadas 30 amostragens em cada ponto de monitoração com a determinação *in loco* de cloro residual, turbidez, temperatura e pH. As Tabelas 5.1 a 5.6 apresentam os parâmetros estatísticos descritivos dos dados amostrais de cinco pontos do sistema adutor de água tratada, dos reservatórios principais (R-9 e R-5) e do reservatório da ETA (R0-ETA).

#### 5.1.1 R0-ETA

Os valores médios dos indicadores de qualidade avaliados na R0-ETA, apresentados na Tabela 4.1, demonstram o não atendimento dos padrões estabelecidos pela Portaria MS 2.914/2011, que estabelece um teor mínimo 0,2 mgCl<sub>2</sub>/l e o máximo de 2,0 mgCl<sub>2</sub>/L de cloro residual livre na água. Porém, encontra-se dentro do valor máximo permitido (VMP) de 5,0 mgCl<sub>2</sub>/L, estabelecido no padrão de potabilidade.

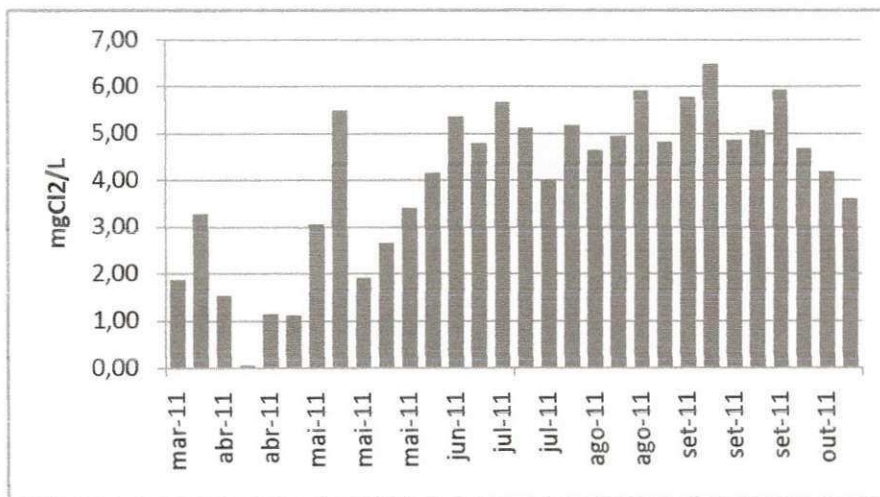
Tabela 5.1- Parâmetros descritivos dos indicadores de qualidade monitorados no R0-ETA.

R0-ETA		pH	T (°C)	Turbidez (uT)	CRL (mgCl <sub>2</sub> /l)	MONO (mgCl <sub>2</sub> /l)	DI (mgCl <sub>2</sub> /l)	TRI (mgCl <sub>2</sub> /l)
	MÉDIA	6,37	24,9	3,79	4,02	0,48	0,31	0,98
MEDIANA	6,29	24,8	2,25	4,67	0,44	0,30	0,92	
MODA	5,92	25,2	13,60	AMODAL	0,35	0,26	1,0	
DESVIO PADRÃO	0,42	1,1	3,49	1,68	0,20	0,11	0,45	

O principal alvo deste estudo foi a determinação da concentração de cloro residual livre (CRL) nos diversos pontos do macrossistema, que serviu tanto para verificar a conformidade com o padrão de potabilidade e como parâmetro de ajuste dos coeficientes de reação do decaimento do cloro nas adutoras.

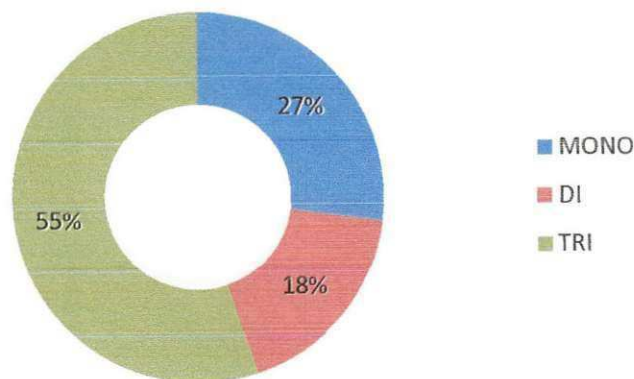
Analisando a distribuição temporal (Figura 5.1) foi verificada a ocorrência dos valores de CRL mais baixos que a média no início do período de coleta, porém em conformidade com o padrão de potabilidade, assumindo, em seguida valores próximos a média. Também foi observada a ocorrência de valores superiores ao valor máximo permitido (VMP) em aproximadamente 30% das amostras, demonstrando uma possível prática da aplicação de doses elevadas para garantir a concentração mínima em toda a rede de distribuição.

Figura 5.1- Distribuição temporal do cloro residual livre no R0-ETA.



Em relação ao cloro residual combinado (Figura 5.2), que não apresenta efeito bactericida, foi verificada a maior presença de tricloramina, seguida de monoclорamina e dicloramina.

Figura 5.2 - Distribuição relativa das concentrações de cloro residual combinado no R0-ETA



### 5.1.2 R-9

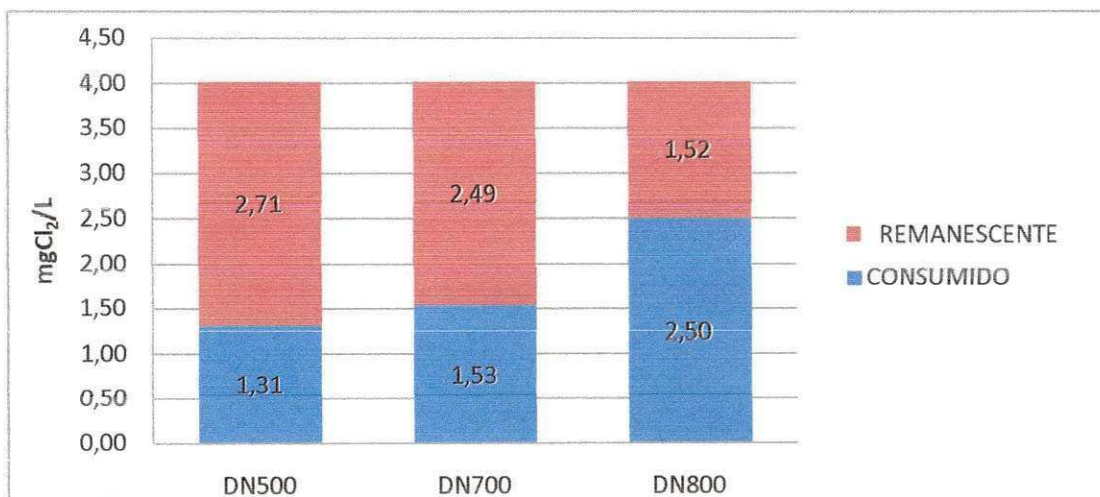
No R-9, principal reservatório do sistema de abastecimento, foi verificado que apenas na adutora de DN 800 mm, a média dos valores de CRL estava de acordo com o estabelecido pela Portaria, como pode ser observado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2- Parâmetros descritivos dos indicadores monitorados nos pontos do R-9.

		pH	T (°C)	Turbidez (uT)	CRL (mgCl <sub>2</sub> /l)	MONO (mgCl <sub>2</sub> /l)	DI (mgCl <sub>2</sub> /l)	TRI (mgCl <sub>2</sub> /l)
DN 500 mm	MÉDIA	6,72	24,5	2,26	2,71	0,47	0,43	0,92
	MEDIANA	6,66	24,6	1,82	2,82	0,45	0,43	0,91
	MODA	6,61	24	6,27	3,24	0,45	0,49	0,57
	DESVIO	0,27	0,81	1,45	1,00	0,16	0,12	0,31
DN 700 mm	MÉDIA	6,71	24,8	3,52	2,49	0,43	0,34	0,91
	MEDIANA	6,72	24,6	2,95	2,46	0,45	0,34	0,89
	MODA	6,75	25,0	1,30	0,00	0,51	0,55	1,57
	DESVIO	0,33	1,13	2,35	1,25	0,14	0,12	0,33
DN 800 mm	MÉDIA	6,63	24,6	4,76	1,52	0,42	0,38	0,83
	MEDIANA	6,71	24,6	2,17	1,66	0,43	0,39	0,88
	MODA	7,14	25,0	18,57	0,00	0,36	0,42	0,22
	DESVIO	0,42	1,9	5,50	1,12	0,18	0,17	0,44

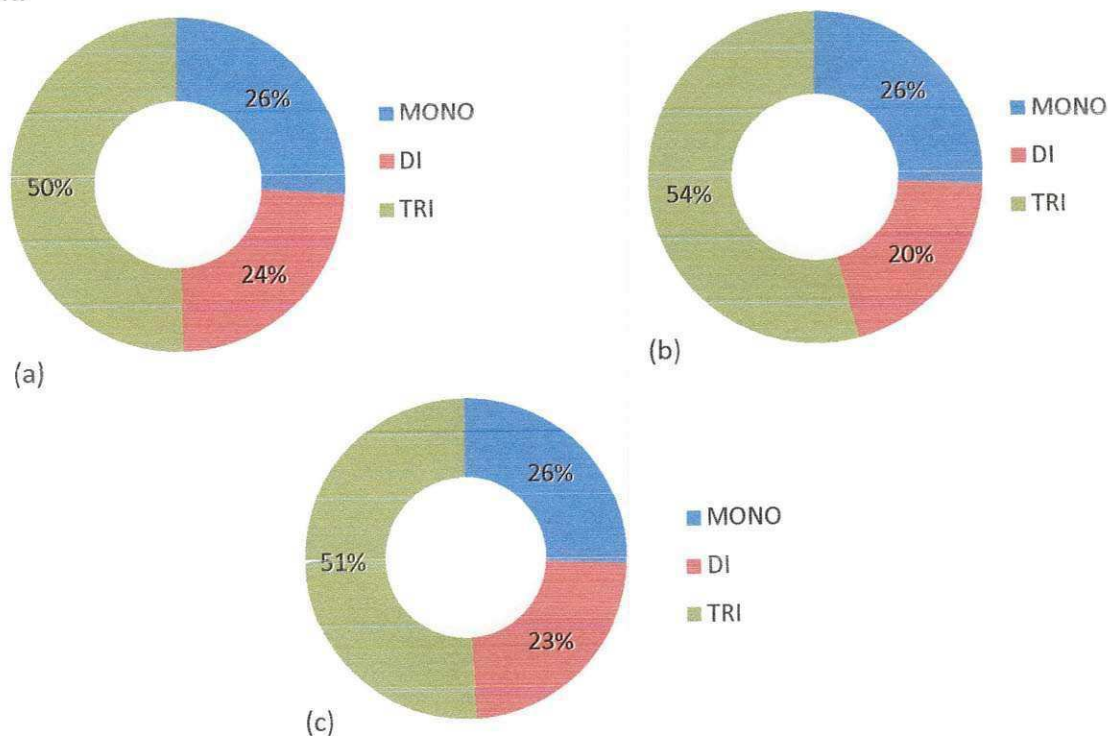
Os valores médios nas adutoras imediatamente antes do R-9 foram variáveis e apresentaram um decaimento de cloro residual livre diferente, com base na concentração inicial média aplicada na ETA. Na Figura 5.3, podem ser verificadas as parcelas que foram consumidas ao longo das adutoras, havendo um menor decaimento na adutora de DN 500 mm que pode ser explicado por não haver intermitência de fluxo nem alteração da vazão durante seu funcionamento. Na adutora de DN 700 mm, que tem sua capacidade reduzida durante o horário de ponta, mas que permanece em funcionamento para abastecer o R-5 foi observado um consumo um pouco maior que na adutora de DN 500 mm. O maior consumo foi observado na adutora de 800 mm que, durante o horário de ponta, permanece parada.

Figura 5.3 – Relação entre a parcela de cloro residual livre consumido e remanescente nas adutoras DN 500 mm, DN 700 mm e DN 800 mm, imediatamente antes do reservatório R-9.



Entre as parcelas de cloro residual combinado a fração de tricloramina continua predominante, em torno de 50%, como pode ser observado na Figura 5.4; a monocloramina apresenta valores similares entre as adutoras e a parcela de dicloramina se situa em torno de 20%.

Figura 5.4 - Distribuição percentual das espécies de cloro residual combinado no R9, nos pontos (a) DN 500 mm; (b) DN 700 mm; e (c) DN 800 mm.



### 5.1.3 R-5

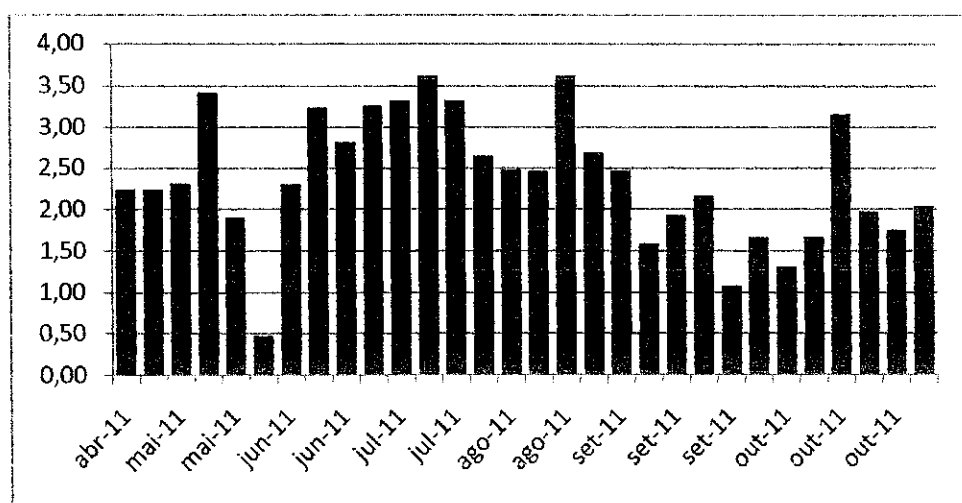
O R-5, um dos principais reservatórios do sistema, recebe água exclusivamente da adutora de DN 700 mm. A concentração representa uma aproximação da qualidade final da água aduzida pela adutora de DN 700 mm, pois a coleta foi realizada em uma torneira após o reservatório, porém ele funciona como poço de sucção para outro reservatório o que contribui para uma constante renovação de sua água. Como pode ser verificado na Tabela 5.3, o valor médio da concentração de CRL também chega neste reservatório acima do limite máximo recomendado pela Portaria.

Tabela 5.3- Parâmetros descritivos dos indicadores monitorados no R5.

R5		pH	T (°C)	Turbidez (uT)	CRL (mgCl <sub>2</sub> /l)	MONO (mgCl <sub>2</sub> /l)	DI (mgCl <sub>2</sub> /l)	TRI (mgCl <sub>2</sub> /l)
	MÉDIA	6,95	24,4	2,94	2,38	0,59	0,50	1,18
MEDIANA	6,97	24,7	2,62	2,32	0,61	0,47	1,07	
MODA	6,70	25,0	6,02	2,25	0,75	0,42	1,57	
DESVIO	0,25	1,07	1,49	0,78	0,18	0,19	0,34	

Foi verificado a ocorrência de muitas amostras examinadas com valor bem superior ao 2,0 mgCl<sub>2</sub>/L, recomendado pela portaria, como pode ser verificado na Figura 5.5.

Figura 5.5 - Distribuição temporal da concentração de cloro residual livre no R-5.



No R5 foi observado que houve um consumo de aproximadamente 40 % do CRL, 2% a mais, do encontrado no ponto no R9, que representa a água da adutora de DN 700 mm.

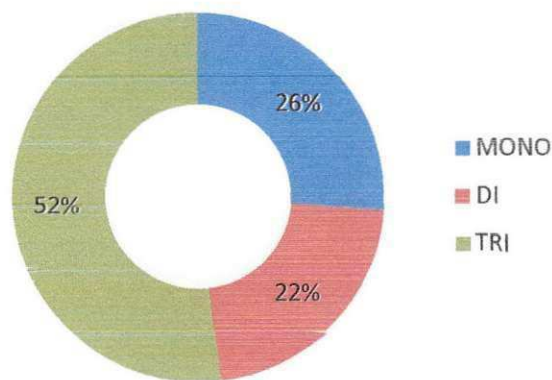


Figura 5.6 – Relação entre a parcela de cloro residual livre consumido e remanescente no reservatório R-5 adutora.



Em relação às frações de cloro residual combinado, como pode ser observado na Figura 5.7, a tricloramina foi predominante, a fração de monocloramina se manteve semelhante em relação ao obtido na derivação da adutora DN 700 mm no R-9.

Figura 5.7 - Distribuição percentual das espécies de cloro residual combinado no R5



## 5.2 Determinação do coeficiente cinético de decaimento no volume do escoamento ( $k_b$ )

### 5.2.1 Teste da garrafa (Bottle test)

A determinação do coeficiente cinético de decaimento no volume do escoamento foi baseada no “teste da garrafa” levado a efeito com a determinação de CRL em amostras coletadas em pontos intermediários das linhas adutoras, entre outubro e dezembro de 2011.

As sucessivas concentrações de CRL determinadas ao longo de cada teste foram plotadas em gráficos, sendo verificado um decaimento semelhante ao de primeira ordem, conforme representado nas Figuras 5.8 a 5.10. O coeficiente de decaimento ( $k_b$ ) foi determinado pelo método proposto por ROSSMAN (2000) e pelo método numérico (Método de EULER).

Figura 5.8 – Decaimento do cloro residual livre ao longo do teste da garrafa na amostra da adutora de DN 500 mm.

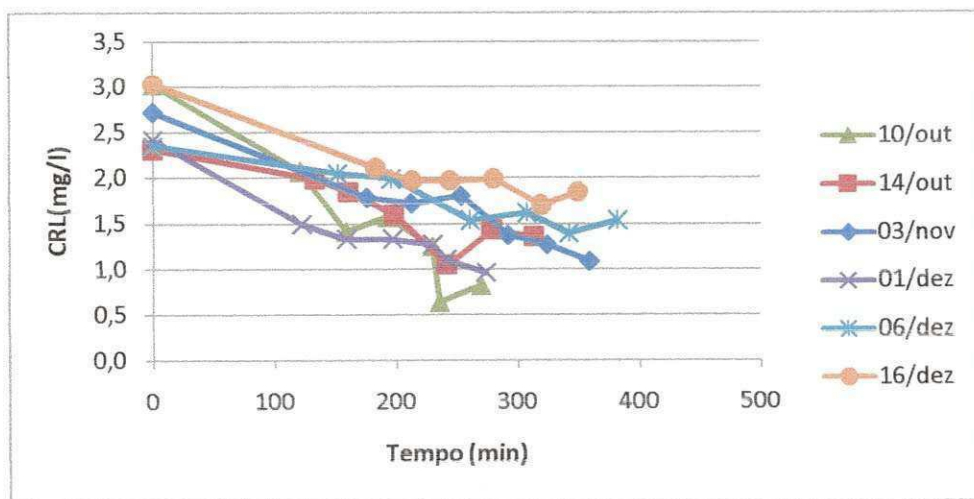
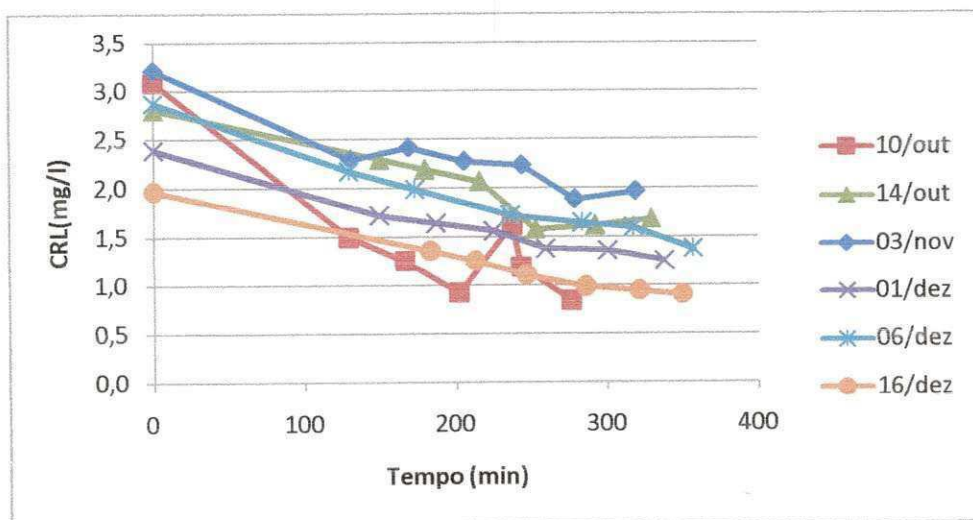


Figura 5.9 - Decaimento do cloro residual livre ao longo do teste da garrafa na amostra da adutora de DN 700 mm.





determinação ( $R^2$ ). A adutora de DN 800 mm apresentou um desvio padrão menor entre os valores de  $k_b$  e de  $R^2$ .

Tabela 5.5 – Valores do coeficiente  $k_b$  ( $d^{-1}$ ) obtidos pelo teste da garrafa.

		10/out	14/out	03/nov	01/dez	06/dez	16/dez	Média	Desvio padrão
AD500	$k_b$	6,91	3,60	3,46	4,46	2,02	2,16	3,8	1,80
	$R^2$	0,88	0,75	0,92	0,95	0,87	0,90	-	-
AD700	$k_b$	5,04	2,60	2,16	2,74	2,16	3,31	3,0	1,09
	$R^2$	0,70	0,87	0,89	0,98	0,94	0,98	-	-
AD800	$k_b$	2,88	2,60	2,74	2,74	2,30	1,87	2,5	0,37
	$R^2$	0,97	0,83	0,82	0,74	0,90	0,99	-	-

Para um intervalo de confiança (IC) de 95% o valor médio do coeficiente pode assumir o limite superior de  $4,82 d^{-1}$  e inferior de  $2,71 d^{-1}$  para a adutora de DN 500 mm, para a adutora de DN 700 mm limite superior de  $3,39 d^{-1}$  e inferior de  $2,61 d^{-1}$  e para a adutora de DN 800 mm limite superior de  $2,57 d^{-1}$  e inferior de  $2,47 d^{-1}$ .

### 5.1.3 Determinação do $k_b$ pelo método da integral de EULER

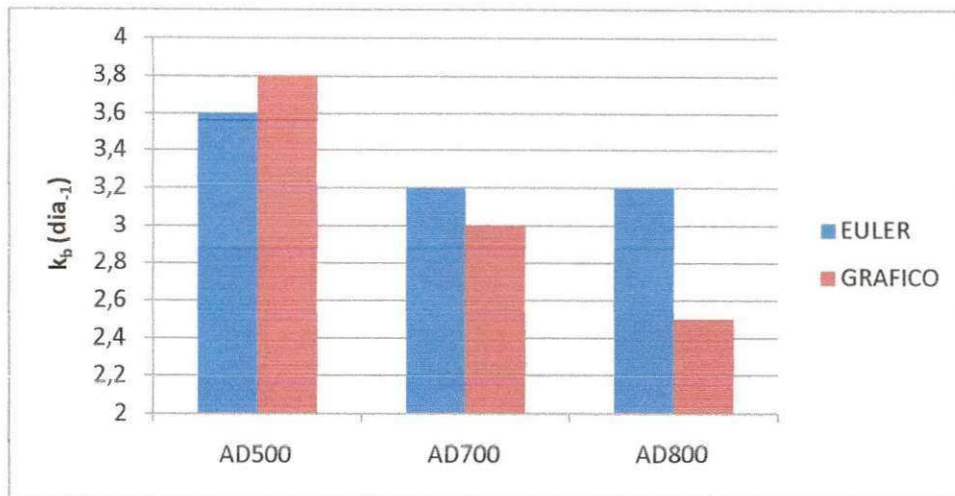
Foi testado o uso de um método numérico para a determinação do coeficiente  $k_b$ . O método aplicado foi o da integral de Euler, utilizando o modelo de 1ª ordem para estimar o coeficiente  $k_b$ , o ajuste foi realizado pela redução da soma das diferenças ao quadrado entre os valores simulados e observados ( $\square^2$ ). Os resultados, apresentados na Tabela 5.6, demonstraram melhores ajustes para os dias 01/dez e 06/dez, pois apresentam os menores valores da soma quadrada da diferença entre os valores simulados e observados.

Tabela 5.6 - Os valores do coeficiente  $k_b$  ( $d^{-1}$ ) método de EULER.

		10/Out	14/Out	03/Nov	01/Dez	06/Dez	16/Dez	Média	Desvio padrão
AD500	$k_b$	5,89	2,89	3,29	4,66	1,98	2,89	3,6	1,42
	$\square^2$	0,3231	2,2197	0,1869	0,0585	0,0790	2,2197	-	-
AD700	$k_b$	6,30	2,31	2,56	2,80	2,98	2,31	3,2	1,54
	$\square^2$	0,5864	0,1909	1,7721	0,0259	0,0170	0,1909	-	-
AD800	$k_b$	2,93	3,17	3,73	3,75	2,54	3,16	3,2	0,47
	$\square^2$	0,0228	2,4334	0,3918	0,2124	0,1045	2,4334	-	-

Na Figura 5.11 é apresentado um comparativo entre as médias dos coeficientes obtidos pelo método numérico e o gráfico, observando pequenas diferenças, para a adutora de DN 500, DN 700 e a adutora de DN 800 mm teve a maior diferença.

Figura 5.11 – Comparativo dos valores médios do coeficiente de reação ( $k_b$ ) encontrados pelo método gráfico e de Euler.



Para um intervalo de confiança (IC) de 95% o valor do coeficiente pode assumir o limite superior de 4,25  $\text{d}^{-1}$  e inferior de 2,94  $\text{d}^{-1}$  para a adutora de DN 500 mm, para a adutora de DN 700 mm limite superior de 3,98  $\text{d}^{-1}$  e inferior de 2,44  $\text{d}^{-1}$  e para a adutora de DN 800 mm limite superior de 3,29  $\text{d}^{-1}$  e inferior de 3,14  $\text{d}^{-1}$ .

### 5.3 Determinação do coeficiente cinético de decaimento na parede ( $k_w$ )

Após a determinação dos coeficientes de decaimento no volume do escoamento ( $k_b$ ) foram realizadas simulações com o EPANET para estimar o coeficiente de reação com a parede ( $k_w$ ), com base no resíduo positivo obtido pela diferença entre os valores simulados e observados.

Por se tratar de uma reação de consumo (decaimento) os valores dos coeficientes cinéticos são inseridos no EPANET com o sinal negativo. Para o ajuste, a média da concentração de CRL no R0-ETA foi considerado como o valor inicial e os observados imediatamente antes dos principais reservatórios (R-9 e R-5) como valor final.

Devido as variações entre os valores de  $k_b$  obtidos, foram gerados 4 cenários para encontrar os valores dos coeficientes cinéticos que melhor se ajusta aos dados observado em campo. Os cenários elaborados foram:

- C1 representa a determinação pela média do coeficiente cinético com todas as 6 medidas;
- C2 foi utilizada a média do coeficiente cinético sem a primeira leitura, para verificar possíveis interferências no resultado final devido a adaptação ao procedimento;
- C3 representa a determinação do coeficiente cinético com o valor médio dos valores obtidos pelo método de EULER.
- C4 neste cenário foi utilizado o valor do coeficiente cinético determinado para cada dia da coleta.

No cenário C1 foram utilizados os coeficientes ( $k_b$ ) estimado pela média dos valores encontrados no teste da garrafa que foram de 3,8 dia<sup>-1</sup> para DN 500 mm, 3,0 dia<sup>-1</sup> para DN 700 mm e 2,5 dia<sup>-1</sup> para a de DN 800 mm. Foi realizada a simulação, inicialmente, sem considerar as reações na parede, sendo os resultados obtidos apresentados na Tabela 5.8, onde a adutora de DN 700 mm foi separada em dois trechos, o primeiro (T1-DN700) corresponde ao que sai da ETA até a derivação para o R-9 e o segundo (T2-DN700) que representa o trecho que inicia na derivação do R-9 ao R-5.

Tabela 5.7 – Concentrações de CRL simuladas sem reação na parede no cenário C1.

	<b>DN500</b>	<b>T1-DN700</b>	<b>DN800</b>	<b>T2-DN700</b>
<b><math>k_b(d^{-1})</math></b>	3,8	3,0	2,5	3,0
<b><math>k_w(m/dia)</math></b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b><math>V_{sim}(mgCl_2/l)</math></b>	1,70	2,44	2,27	2,37
<b><math>V_{obs}(mgCl_2/l)</math></b>	2,71	2,49	1,52	2,38
<b>Resíduo</b>	-1,01	-0,05	0,75	0,01

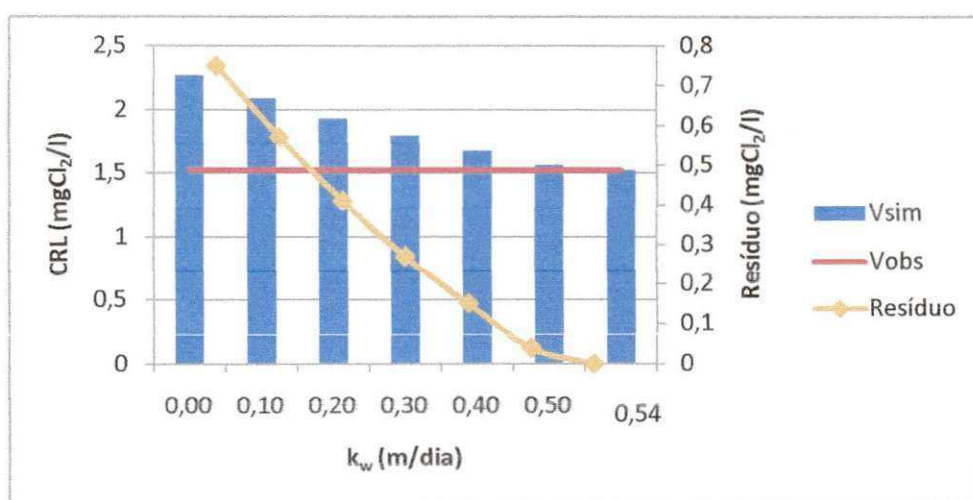
O resíduo entre o valor simulado e observado, em algumas adutoras, apresenta valores negativos significando que o valor simulado é menor que o obtido em campo. Os resultados da simulação demonstraram que a adutora de DN 500 mm apresentou o maior resíduo negativo, os trechos da adutora de 700 mm apresentaram valores bastante próximos dos obtidos nas análises em campo e na adutora de DN 800 mm, a diferença foi maior e com valor positivo, o que pode ser atribuído à ocorrência das reações na parede.

No ajuste do coeficiente de reação na parede foi levado a efeito por tentativa a partir do valor zero, variando inicialmente em intervalos de 0,1,

sendo este reduzido até que o resíduo positivo ou negativo de CRL esteja abaixo do teor mínimo estabelecido pela portaria. Sendo estabelecido este valor, com base na maior preocupação com o atendimento do teor mínimo de CRL em todos os pontos da rede.

O maior resíduo positivo foi encontrado na adutora de DN800, realizando o ajuste satisfatório com valor de  $k_w$  em 0,54 m/dia. Na Figura 5.12 pode ser observada a redução no resíduo entre o valor médio de CRL simulado ( $V_{sim}$ ) e o valor observado em campo ( $V_{obs}$ ) para cada valor de  $k_w$ , inicialmente para um intervalo de 0,1, sendo reduzido para 0,04 no final.

Figura 5.12 – Ajuste do coeficiente de reação com a parede  $k_w$  para adutora DN 800 mm no cenário C1.



O resultado obtido neste cenário para a adutora de DN 500 mm foi considerado inaccurado, pois apresentou valor de CRL simulado bem abaixo do observado em campo. No trecho T1-DN700 o valor simulado foi um pouco abaixo do observado, porém dentro de um intervalo aceitável.

O cenário C2 foi elaborado para verificar possíveis interferências nos resultados durante a fase de adaptação ao método. Sendo utilizada nesse cenário, a média dos cinco valores de cada adutora encontrados pelo método gráfico, excluindo o primeiro dia de coleta, atribuído à adaptação aos procedimentos do método considerado, como pode ser verificado na Tabela 5.5, seu elevado valor apenas para as adutoras de DN 500 mm e DN 700 mm. Obtendo os seguintes coeficientes de decaimento no volume do escoamento foram encontrados  $3,1 \text{ dia}^{-1}$  para DN 500 mm,  $2,6 \text{ dia}^{-1}$  para DN 700 mm e  $2,4 \text{ dia}^{-1}$  para a de DN 800 mm. Para estes valores o intervalo de confiança (IC) de



95% pode assumir o limite superior de  $3,5 \text{ d}^{-1}$  e inferior de  $2,8 \text{ d}^{-1}$  para a adutora de DN 500 mm, a adutora de DN 700 mm pode assumir o limite superior de  $2,7 \text{ d}^{-1}$  e inferior de  $2,5 \text{ d}^{-1}$  e para a adutora de DN 800 mm limite superior de  $2,5 \text{ d}^{-1}$  e inferior de  $2,4 \text{ d}^{-1}$ .

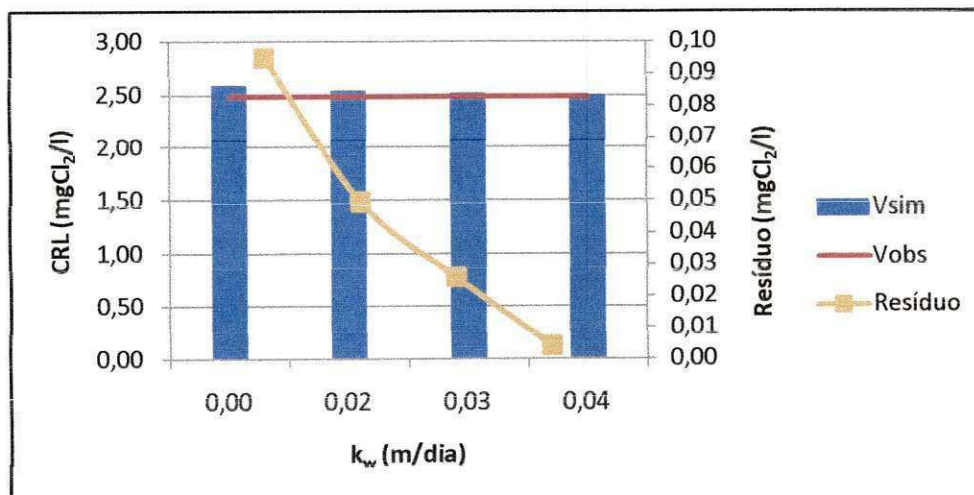
Na simulação sem considerar o coeficiente de decaimento na parede foi observado que houve um aumento nos valores simulados em comparação aos obtidos no cenário C1, como pode ser verificado na Tabela 5.8, o que provocou uma redução do resíduo negativo na adutora de DN 500 mm e um aumento do resíduo positivo nas demais adutoras.

Tabela 5.8 – Concentrações de CRL simuladas sem reação na parede no cenário C2.

	DN500	T1-DN700	DN800	T2-DN700
$k_b(\text{d}^{-1})$	3,1	2,6	2,4	2,6
$k_w(\text{m/dia})$	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{\text{sim}}(\text{mgCl}_2/\text{l})$	1,99	2,58	2,44	2,55
$V_{\text{obs}}(\text{mgCl}_2/\text{l})$	2,71	2,49	1,52	2,38
Resíduo	-0,72	0,09	0,92	0,17

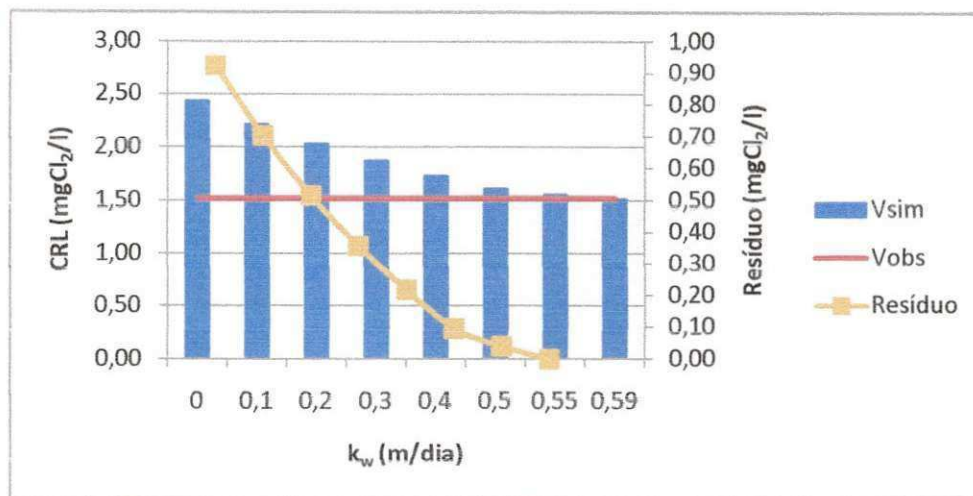
Considerando o resíduo positivo significativo na adutora de DN 800 mm e no trecho T2-DN700, foi levado a efeito um ajuste do coeficiente de reação na parede  $k_w$ . Para a adutora de DN 700 mm foi inicialmente ajustado o coeficiente no primeiro trecho (T1-DN700) sendo este utilizado para ajustar o segundo trecho (T2-DN700). Como observado na Figura 5.13, foi obtido o valor de 0,04 (m/dia), tendo esse valor mostrado um bom ajuste em ambos os trechos.

Figura 5.13 – Ajuste do coeficiente de reação com a parede  $k_w$  para a adutora de T1-DN 700 mm no cenário C2.



Para o ajuste da adutora de DN 800 mm o valor de  $k_w$  foi aproximadamente semelhante ao do cenário C1, como pode ser observado na Figura 5.14, tendo o valor de 0,59 (m/dia) apresentado um bom ajuste.

Figura 5.14 – Ajuste do coeficiente de reação com a parede  $k_w$  para a adutora de DN 800 mm no cenário C2.



Após os ajustes do coeficiente de decaimento na parede, foi observada (Tabela 5.9) uma redução também do resíduo no trecho T2-DN700, demonstrando uma maior relação do coeficiente de decaimento no trecho T1-DN700 para a qualidade final da água que chega ao R5, explicado principalmente por possuir maior comprimento que o trecho T2-DN700.

Tabela 5.9 – Resultados do ajuste dos coeficientes cinéticos para o cenário C2.

	DN500	T1-DN700	DN800	T2-DN700
$k_b(d^{-1})$	3,1	2,6	2,4	2,6
$k_w(m/dia)$	0,00	0,04	0,59	0,04
$V_{sim}(mgCl_2/l)$	1,99	2,49	1,52	2,45
$V_{obs}(mgCl_2/l)$	2,71	2,49	1,52	2,38
Resíduo	-0,72	0,00	0,00	0,07

No cenário C3, foram adotados os valores de  $k_b$  obtidos pela aplicação do método de Euler. Assim, os valores do coeficiente de reação utilizados neste cenário foram  $3,6 d^{-1}$  para a adutora de DN 500 mm e  $3,2 d^{-1}$  para as adutoras de DN 700 mm e DN 800 mm.

Na simulação, sem considerar as reações na parede, os valores simulados foram menores que os monitorados, como podem ser observados na Tabela 5.10, menos para a adutora de DN 800 mm. O valor simulado se mostrou abaixo do observado para a adutora DN 500 mm, semelhantes aos



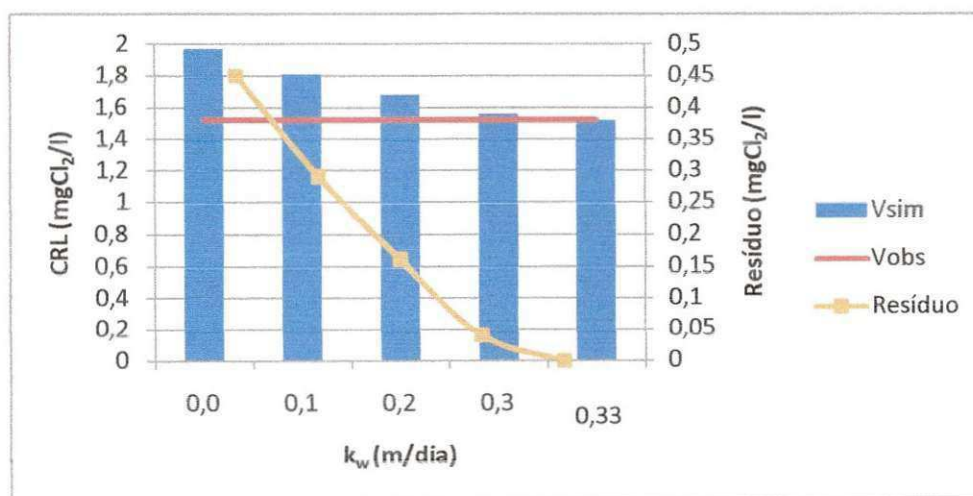
cenários anteriores, e para a adutora de DN 700 mm o valor simulado também foi menor que o observado, não apresentando reação com a parede.

Tabela 5.10 – Resultados do ajuste dos coeficientes cinéticos para o cenário C3.

	DN500	T1-DN700	DN800	T2-DN700
$k_b$ (d <sup>-1</sup> )	3,6	3,2	3,2	3,2
$k_w$ (m/dia)	0,00	0,00	0,00	0,00
$V_{sim}$ (mgCl <sub>2</sub> /l)	1,78	2,36	1,97	2,29
$V_{obs}$ (mgCl <sub>2</sub> /l)	2,71	2,49	1,52	2,38
Resíduo	-0,93	-0,13	0,45	-0,09

O ajuste do coeficiente de reação na parede ( $k_w$ ) foi realizado apenas na adutora de DN 800 mm, tendo sido verificado um bom ajuste (Figura 5.15) para o valor de 0,33 (m/dia).

Figura 5.15 – Ajuste do coeficiente de reação com a parede  $k_w$  para a adutora de DN 800 mm no cenário C3.



No cenário C4 foi realizada a simulação utilizando os valores do coeficiente de decaimento no volume ( $k_b$ ) de cada dia em que o teste da garrafa, para verificar o dia que melhor se ajustou aos dados reais. Os valores dos coeficientes obtidos para cada adutora apresentados na Tabela 5.5, podendo ser observado que apenas os valores da adutora de DN 800 mm se mantiveram próximos e as adutoras de DN 700 mm e DN 500 mm tiveram um maior desvio, tendo esta última apresentado maior variação.

A primeira simulação foi realizada sem considerar as reações na parede, podendo ser verificado, na Tabela 5.11, que a redução nos valores dos coeficientes na adutora DN 500 mm também provocou uma redução



significativa no resíduo entre os valores de CRL simulados e observados, sendo verificada a ocorrência de valores menores que os observados nos dias 06/dez e 16/dez.

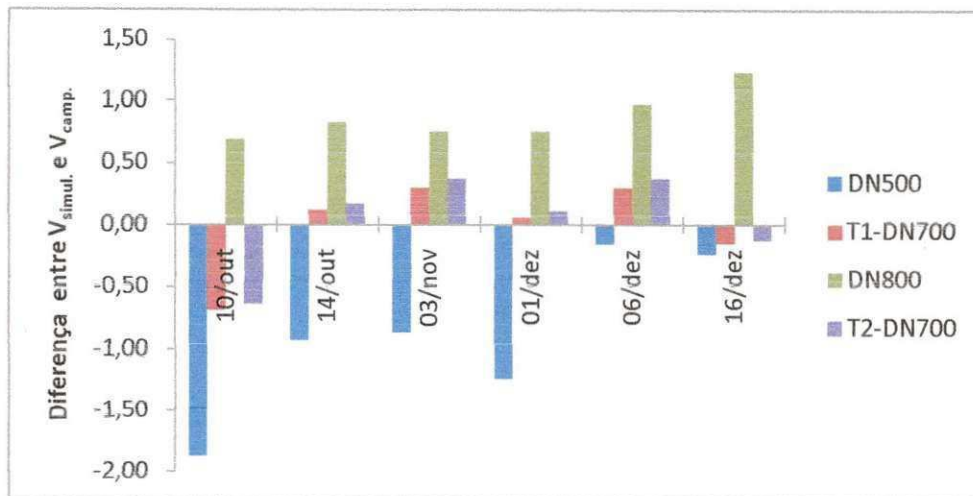
Houve um aumento do resíduo positivo entre os valores simulados e observados para a adutora de DN 800 mm, redução do resíduo negativo para a adutora de DN 500 mm e um aumento do resíduo positivo para a adutora de DN 700 mm, para valores do coeficiente  $k_b$  próximos a  $2,0 \text{ dia}^{-1}$ . Comportamento esperado, pois as águas transportadas pelas adutoras são de mesma origem e conseqüentemente teriam um coeficiente de decaimento no volume, visto que este é relacionado somente às características físico-químicas da água.

Tabela 5.11 – Valores de CRL ( $\text{mgCl}_2/\text{l}$ ) simulados para os coeficientes cinéticos ( $k_w$ ) utilizados no cenário C4.

DATA	CRL	DN800	T1-DN700	DN500	T2-DN700
10/out	$V_{\text{sim}}$	2,10	1,78	0,84	1,74
	$V_{\text{obs}}$	1,52	2,49	2,71	2,38
	Resíduo	0,58	-0,71	-1,87	-0,64
14/out	$V_{\text{sim}}$	2,23	2,59	1,78	2,55
	$V_{\text{obs}}$	1,52	2,49	2,71	2,38
	Resíduo	0,71	0,10	-0,93	0,17
03/nov	$V_{\text{sim}}$	2,27	2,78	1,84	2,75
	$V_{\text{obs}}$	1,52	2,49	2,71	2,38
	Resíduo	0,75	0,29	-0,87	0,37
01/dez	$V_{\text{sim}}$	2,27	2,54	1,46	2,49
	$V_{\text{obs}}$	1,52	2,49	2,71	2,38
	Resíduo	0,75	0,05	-1,25	0,11
06/out	$V_{\text{sim}}$	2,49	2,77	2,55	2,75
	$V_{\text{obs}}$	1,52	2,49	2,71	2,38
	Resíduo	0,97	0,28	-0,16	0,37
16/dez	$V_{\text{sim}}$	2,76	2,32	2,47	2,25
	$V_{\text{obs}}$	1,52	2,49	2,71	2,38
	Resíduo	1,24	-0,17	-0,24	-0,13

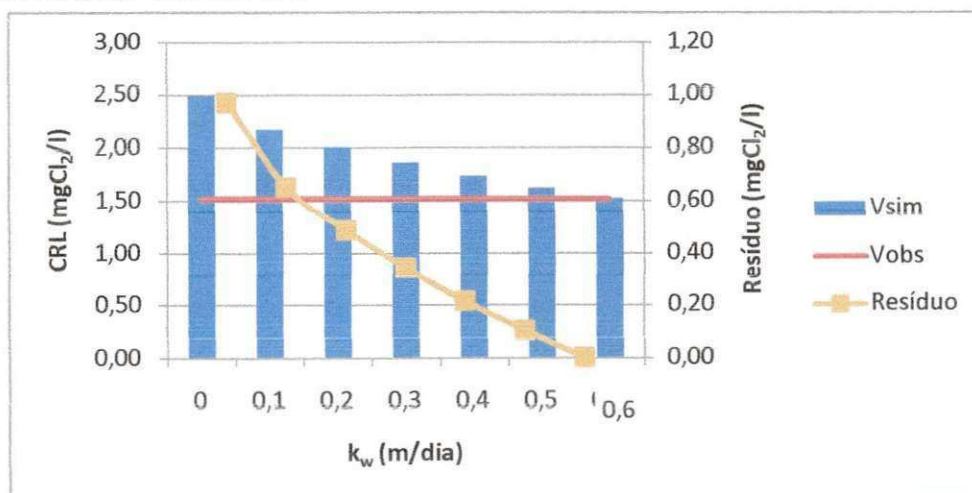
Na Figura 5.16 pode ser observado que os valores obtidos no dia 06/dez apresentaram melhores ajustes, principalmente para a adutora de DN 500 mm que apresentou o menor resíduo e na adutora de DN 800 mm permaneceu praticamente estável com os demais dias.

Figura 5.16 – Comparação entre as diferenças obtidas no cenário C4.



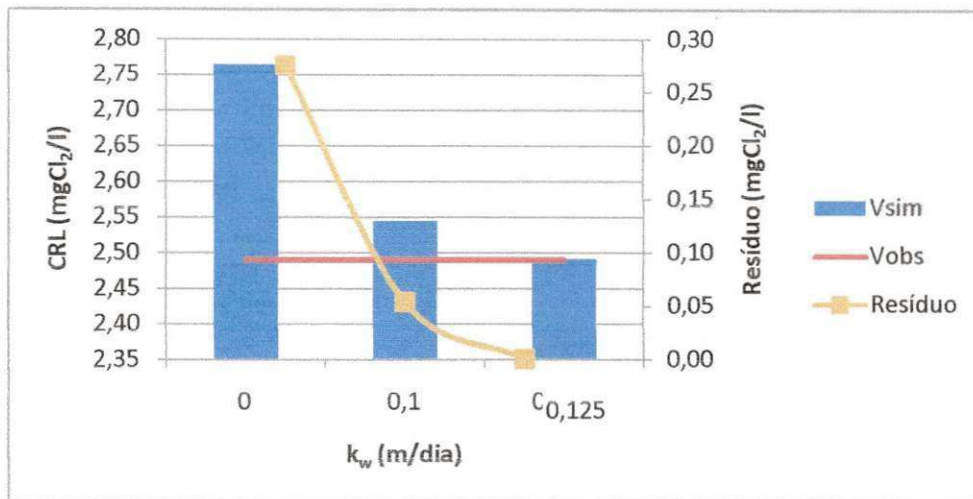
Considerando que os valores do dia 6 de dezembro apresentaram melhores, pois tiveram coeficiente de determinação ( $R^2$ ) em torno de 0,9 e o melhor ajuste da adutora de DN 500 mm. Foi ajustado o coeficiente de reação na parede para a adutora de DN 800 mm obtendo o valor de 0,6 m/dia, como pode ser observado na Figura 5.17, apresentando valores próximos ao cenário C2.

Figura 5.17 – Ajuste do coeficiente de reação na parede na adutora de DN 800 mm no cenário C4.



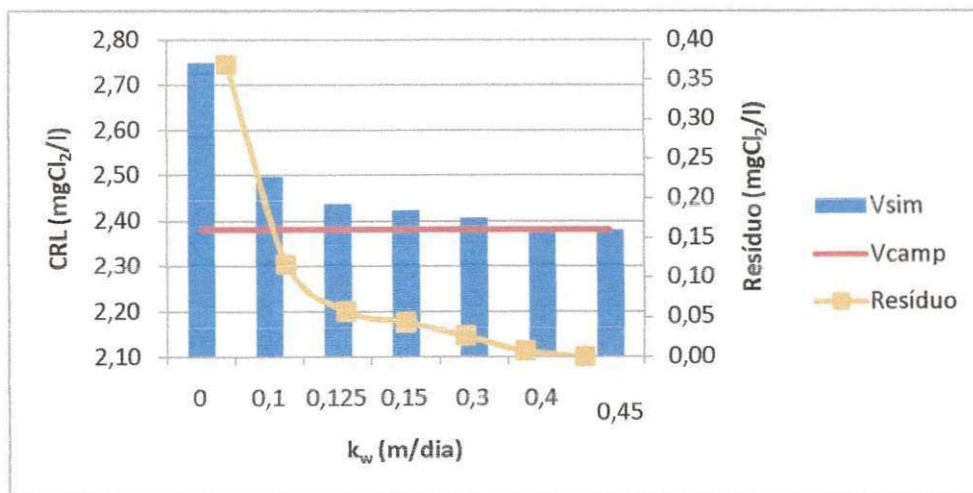
O valor do coeficiente de reação com a parede para a adutora de DN 700 mm foi rapidamente ajustado com valor de 0,125 m/dia, como pode ser verificado na Figura 5.18. Porém, este valor não foi suficiente para ajustar também o trecho da adutora de T2-DN 700 mm, requerendo o ajuste de outro valor de  $k_b$ .

Figura 5.18 – Ajuste do coeficiente de reação na parede na adutora de T1-DN 700 no cenário C4.



O valor do coeficiente de reação na parede utilizado para ajustar o trecho T2-DN 700 mm, observados na Figura 5.19, foi de 0,45 m/dia, sendo bem maior que o trecho principal, isto pode ser atribuído a interrupção em determinados momento, onde a vazão da adutora e transferida para alimentar o R-9, que provoca um maior tempo de contato com a parede neste trecho.

Figura 5.19 – Ajuste do coeficiente de reação na parede na adutora de DN 700 mm, trecho entre T2-DN700 no cenário C4.



Os valores dos coeficientes determinados para o cenário C4 mostraram melhor ajustes aos valores observados em campo em relação aos demais cenários, com observado na Tabela 5.12, principalmente o valor da adutora de DN 500 mm que apresentou a menor diferença com relação aos valores dos demais cenários.

Tabela 5.12 – Valores dos coeficientes cinéticos para o cenário C4.

	DN500	T1-DN700	DN800	T2-DN700
$k_b$ (d <sup>-1</sup> )	2,02	2,16	2,3	2,16
$k_w$ (m/dia)	0,0	0,125	0,6	0,3
$V_{sim}$ (mgCl <sub>2</sub> /l)	2,55	2,49	1,52	2,38
$V_{obs}$ (mgCl <sub>2</sub> /l)	2,71	2,49	1,52	2,38
Resíduo(mgCl <sub>2</sub> /l)	-0,16	0,00	0,00	0,00

A Tabela 5.13 apresenta a comparação entre os valores dos coeficientes encontrados em cada cenário para cada adutora. Na adutora de DN 500 mm que não houve reação com a parede da tubulação, apresentando o valor simulado sempre maior que o observado, no cenário C4 houve a menor diferença (resíduo) entre o valor simulado e observado. A adutora de DN 700 mm em seus dois trechos (T1-DN700 e T2-DN700) apresentou pequena variação do coeficiente  $k_b$ , sendo observado a presença de reação com a parede quando o valor de  $k_b$  se aproxima de 2,0 d<sup>-1</sup>. Na adutora de DN 800 mm sempre houve a presença do coeficiente de reação com a parede ( $k_w$ ) e os valores dos coeficientes  $k_b$  e  $k_w$  obtidos nos quatro cenários foram semelhantes, apenas no cenário C3 que apresentou um valor de  $k_b$  maior.

Tabela 5.13 – Resumo dos coeficientes cinéticos determinados nos diversos cenários.

	DN500		T1-DN700		DN800		T2-DN700	
	$k_b$ (d <sup>-1</sup> )	$k_w$ (m/dia)	$k_b$ (d <sup>-1</sup> )	$k_w$ (m/dia)	$k_b$ (d <sup>-1</sup> )	$k_w$ (m/dia)	$k_b$ (d <sup>-1</sup> )	$k_w$ (m/dia)
<b>C1</b>	3,8	0	3	0	2,5	0,54	3	0
<b>C2</b>	3,1	0	2,6	0,04	2,4	0,59	2,6	0,04
<b>C3</b>	3,6	0	3,2	0	3,2	0,33	3,2	0
<b>C4</b>	2,02	0	2,16	0,125	2,4	0,6	2,16	4,5

## 6.0 DISCUSSÃO

### 6.1 Levantamento da concentração de cloro residual livre

A escolha do sistema de adução como objeto de estudo, foi relacionada principalmente à distância que a estação de tratamento está do centro consumidor, com pontos situados a mais de 30 km de distância da estação de tratamento. Essa distância constitui uma preocupação para os operadores do sistema, que devem manter a água em todos os pontos da rede em acordo com o padrão de potabilidade exigido pela Portaria (MS) 2.914/2011. O cloro residual livre, o qual garante a segurança sanitária da água, é altamente reativo sendo consumido ao longo do sistema.

O levantamento inicial dos indicadores de qualidade demonstrou que a concentração de cloro residual livre na estação de tratamento apresentou 80% das amostras acima do teor máximo recomendado pela Portaria que é de 2,0 mgCl<sub>2</sub>/l e em mais de 30% das amostras com CRL, em desacordo com o valor máximo permitido (VMP) estabelecido que é de 5,0 mgCl<sub>2</sub>/L. Esses valores podem evidenciar a ocorrência da supercloração, que se deve tanto a busca para manter um residual de cloro livre em todos os pontos da rede de distribuição, como também pelo uso do método da ortotolidina na quantificação do cloro, que ainda é utilizado por diversos operadores do sistema, mas que apresentam grande imprecisão.

Com base nos dados do principal reservatório (R-9) do sistema, foi verificado um decaimento de CRL nas adutoras de 32% a mais de 50%, da concentração média encontrada na saída da ETA. O decaimento mais expressivo foi observado na adutora de DN 800 mm, fato que deve ser atribuído à operação da mesma, que tem o seu funcionamento interrompido ao longo do dia. A adutora de DN 700 mm que permanece em funcionamento durante boa parte do dia, apenas reduzindo a vazão no horário de ponta, apresentou um menor decaimento. O R-5, segundo reservatório principal do sistema, apresentou mais de 65% das amostras acima do valor máximo de 2,0 mgCl<sub>2</sub>/l recomendado pela Portaria, mesmo após a passagem da água pelo reservatório.

Apesar da ocorrência da supercloração, foi observada, nos trabalhos de GALDINO (2009) e GUIMARÃES (2010), a existência de pontos críticos no sistema de abastecimento de Campina Grande, no que se refere a baixas concentrações de cloro residual livre. Tendo sido verificado, num ponto localizado no distrito de São José da Mata, que em 30% das amostras houve desacordo com a legislação vigente; 95% desse total correspondiam a concentrações de cloro residual livre abaixo do mínimo de 0,2 mgCl<sub>2</sub>/L, recomendado pela Portaria.

GUIMARÃES (2010) realizou o levantamento do CRL nas zonas de pressão definidas em áreas urbanas do sistema de distribuição e constatou violações tanto do padrão mínimo como do máximo. No bairro da Bela Vista, nas proximidades do R-5, foi verificada violação do máximo em 49% das amostras analisadas, enquanto que no bairro São José, não tão distante do mesmo reservatório, ocorreram violações do mínimo em 80% das amostras analisadas.

Desse modo, os resultados obtidos nos trabalhos realizados no sistema demonstram que apesar da supercloração realizada na ETA, ainda são verificados pontos vulneráveis do sistema com baixa concentração de CRL, favorecendo a ocorrência de doenças de veiculação hídrica. Evidenciando a necessidade da implantação de planos de gerenciamento da qualidade da água no sistema de abastecimento, fundamentado no uso de ferramentas que auxiliem, com base científica, as decisões dos operadores.

## **6.2 Modelagem do decaimento do cloro no sistema adutor**

Para realizar a modelagem do decaimento do cloro residual livre no sistema adutor, inicialmente foi feito um levantamento de dados hidráulicos e de qualidade do sistema real. As informações hidráulicas do sistema como padrão de consumo, curva de bomba, características das tubulações e operação do sistema foram obtidas a partir do modelo estudado por MENESES (2011). Os dados de qualidade, isto é, concentrações de cloro residual livre, nos principais pontos das linhas adutoras foram determinados *in loco* para a determinação dos coeficientes cinéticos e para o ajuste do modelo.

Foi observada certa indefinição quando a localização de pontos que representassem cada adutora, por parte dos técnicos da concessionária, demonstrando a importância da manutenção de banco de dados, atualizados, com todas as informações do sistema de abastecimento.

O decaimento do cloro em sistemas de abastecimento ocorre devido às reações do cloro com substâncias presentes no volume da água e com os materiais da tubulação. Essas reações são representadas nos modelos por dois coeficientes, as constantes cinéticas  $k_b$  e  $k_w$ , que correspondem às reações no volume e na parede da tubulação, respectivamente. O coeficiente  $k_b$  é específico para cada situação, sendo necessária sua determinação para melhor representar o sistema real.

Conforme discutido anteriormente, não existe procedimento definido para a determinação desses coeficientes, havendo, no entanto, um método laboratorial chamado de teste da garrafa. Devido à inexistência de uma rotina padrão para a execução desse método, foram realizadas adaptações em procedimentos de pesquisas semelhantes. Em muitos estudos, a determinação do coeficiente foi realizada com apenas uma coleta, mas esta prática pode acarretar erros devido à grande variação ocorrida nas características da água. Para que houvesse a determinação do parâmetro representativo das variações da qualidade da água no sistema foram realizadas várias coletas e avaliações nas extremidades das três adutoras ao longo do ano. Porém, a dificuldade de acesso permitiu apenas 6 coletas em pontos intermediários dessas adutoras, num período de 3 meses.

As coletas nos pontos intermediários foram realizadas nos registros de descargas das adutoras, sendo sempre necessário o acompanhamento de técnicos da empresa concessionária do serviço de abastecimento (CAGEPA), com equipamentos especiais para sua realização. As amostras coletadas foram armazenadas numa caixa térmica para manter a temperatura, que se mostrou eficaz, pois apresentaram uma variação de apenas 3°C. A concentração de CRL foi determinada *in loco* e, a partir de então, foi iniciada a contagem do tempo, evitando a aplicação da correção do cloro na amostra, buscando traduzir o decaimento a partir das características encontradas naquele ponto.



Após a obtenção dos dados pelo teste da garrafa, foi necessária a adoção de um método para a determinação da constante  $k_b$ . Inicialmente, foi seguido o procedimento proposto por ROSSMAN (2000) e também foi testada a aplicação do método de EULER para estimar o coeficiente com base no método de minimização do somatório dos erros ao quadrado (MSEQ).

Cenários foram estabelecidos para fundamentar a escolha do parâmetro  $k_b$  dentre os dados obtidos e verificar possíveis incertezas produzidas pelo procedimento de seleção dos coeficientes cinéticos. O critério de ajuste dos parâmetros foi a redução do resíduo (diferença) entre o valor simulado e o observado, assumindo um resíduo positivo ou uma margem de erro menor que o teor mínimo de  $0,2 \text{ mgCl}_2/\text{l}$ , estabelecido pela Portaria (MS) 2.914/2011, para mais ou para menos. Foi observada, em todos os cenários para a adutora de DN 500 mm, a ocorrência de resíduos com valores negativos, o que foi atribuído a valores simulados menores que o observado em campo, diferente do que foi encontrado na adutora de DN 800 mm, que apresentou residuais positivos atribuídos à reação com a parede da tubulação.

A adutora que apresentou mais problemas de ajuste foi a de DN 500 mm, com diferença de mais de  $1,0 \text{ mgCl}_2/\text{l}$ . Assim, o valor do residual dessa adutora, foi adotado como base para caracterizar o cenário de ajuste dos parâmetros das demais. O menor valor do resíduo da adutora de DN 500 mm foi observado no cenário C4, no dia 6 de dezembro de 2011, tendo sido verificado um residual menor do que o limite estabelecido. A escolha desta data foi fundamentada também na condição de que as águas de todas as adutoras possuem a mesma origem, sendo assim, deveriam apresentar valor de coeficiente cinético ( $k_b$ ) semelhantes entre elas.

O ajuste do coeficiente de reação na parede da tubulação ( $k_w$ ), foi realizado apenas nas adutoras de DN 800 mm e DN 700 mm. Os maiores valores foram observados na adutora de DN 800 mm, o que pode estar relacionado à paralisação do seu funcionamento durante o horário de ponta de consumo de energia ou quando o nível do R-9 atinge o nível máximo, o que aumenta o tempo de residência e favorece as reações na parede.

### **6.3 Visão geral do procedimento de determinação dos coeficientes cinéticos.**

Diante da ausência de conhecimento do comportamento do cloro residual em sistema de abastecimento e na necessidade em atender a legislação quanto a concentração mínima em todos os pontos do sistema, muitos operadores realizam a cloração de modo intuitivo, porém esta prática pode provocar diversos inconvenientes estéticos e a formação de subprodutos nocivos a saúde. Diversas ferramentas de simulação estão disponíveis para auxiliar no suporte da decisão dos operadores, com base científica. Porém, seu uso requer a determinação dos coeficientes cinéticos, que permitem a representação do comportamento do consumo do cloro residual livre. A ausência de metodologia definida para determinação desses coeficientes, que provoca incertezas, e a falta de conhecimento técnico especializado significa uma resistência no uso dessas ferramentas.

Este trabalho, com base em pesquisa já realizadas, buscou o desenvolvimento inicial de uma metodologia que possa ser utilizada em sistemas de médio porte. Apesar das incertezas provocadas pela ausência de método definido, os resultados servem para simular o sistema em estudo, após a realização de testes confirmatórios ao longo do sistema. As principais incertezas foram encontradas na adutora de DN 500 mm, onde foram observados valores resíduos consideráveis na maioria dos cenários. As possíveis causas desta ocorrência, levantadas durante entrevistas com técnicos da companhia, foram atribuídas a idade da adutora em questão, que contribui para o aumento da rugosidade, e pode favorecer a formação de depósitos de cloro em sua parede, além da presença de derivações para outros setores e a interligação entre a adutora de DN 800 mm, que podem estar interferindo na concentração de cloro residual livre encontrado na entrada do reservatório. Vale salientar que esses possíveis motivos foram apenas levantados como eventuais causas das incertezas provocadas pela adutora de DN 500 mm, sendo facilmente elucidadas por meio de novos levantamentos em campo da concentração de cloro residual livre em outros pontos da adutora.

Sendo assim, esta pesquisa faz uma explanação das principais dificuldades e incertezas encontradas na determinação dos parâmetros

cinéticos de decaimento do cloro residual livre em sistemas de abastecimento, mas possibilita uma fundamentação inicial para o desenvolvimento de uma metodologia para determinação dos coeficientes cinéticos, que servirão como base para auxiliar na construção de plano de gestão de qualidade no sistema de abastecimento.

Os valores dos coeficientes cinéticos encontrados no cenário C4 foram semelhantes aos valores encontrados por outros estudos, apesar destes valores apresentarem variações para cada sistema, foi observado uma variação pequena. Porém, a adoção de valores de outros sistemas pode gerar uma incerteza significativa.

A definição dos coeficientes cinéticos e sua aplicação em ferramentas que representem o decaimento de cloro ao longo do sistema, principalmente nas adutoras, além de possibilitar a definição de regras operacionais mais eficientes, fundamentadas no conhecimento científico, também gera uma economia. Pois, uma redução da adição do cloro na ETA, reduz os custos com a manutenção ao longo das adutoras e das bombas, devido a água com altas concentrações de cloro apresentar propriedade corrosiva, que podem danificar as juntas das tubulações, materiais das peças de bombas.

## 7.0 CONCLUSÃO

Os resultados do levantamento dos dados de qualidade revelaram que apesar da ocorrência da supercloração, devido a grande extensão da rede e a inexistência de pontos de re-cloração no sistema, pode ser encontrado alguns pontos críticos do sistema com baixas concentrações de cloro residual livre, resultando na redução da barreira sanitária contra a contaminação, conforme verificado em GALDINO (2009) e GUIMARÃES (2010). Também foi observada a ocorrência de decaimento, ao longo das adutoras, em mais da metade do cloro, que pode estar relacionado a operação das mesmas, cuja paralisação contribui para o consumo de cloro.

A ausência de metodologias definidas para determinação dos coeficientes cinéticos promove incertezas no processo de determinação e escolha dos coeficientes cinéticos. A dificuldade em realização de procedimentos laboratoriais para determinação do coeficiente de reação na parede da tubulação ( $k_w$ ), sendo estimado com base na determinação do coeficiente  $k_b$ , também pode acarretar em incertezas, pois, este coeficiente  $k_w$  esta relacionado as características da tubulação que variam ao longo da rede. Assim, dependendo da idade da tubulação esta simulação pode produzir resultados distantes da realidade. Como pode ser observado na dificuldade de ajuste apresentado pela adutora de DN 500 mm, a mais antiga em funcionamento.

Foi verificado a necessidade de realizar maior numero de coletas para a determinação de  $k_b$ , pois houve uma variação temporal das características da água ao longo do período amostral, além da necessidade de incluir a fase de adaptação ao procedimento. O comportamento hidráulico é outro fator que interfere no consumo do cloro no sistema, sendo necessário o levantamento de informações reais da rede, mas devido a ausência de banco de dados atualizados sobre as condições da rede, essas informações são inseridas no modelo de forma aproximada da realidade, o que pode também gerar incertezas.

Na tentativa de fundamentar na escolha de coeficientes que representem bem o sistema foram estabelecidos cenários. E dentre esses, o

que obteve melhor ajuste em todas as adutoras foi o C4, observando a ocorrência de valor do coeficiente  $k_b$  semelhantes em todas as adutoras, isso demonstra certa coerência, por pertencer ao mesmo ponto de origem. Esse cenário também demonstrou melhor ajuste quando comparado os resíduos observados na adutora de DN 500 mm.

Fica evidente a importância de realizar diversas coletas ao longo do ano, para a determinação da constante e a caracterização das substâncias responsáveis pelo consumo de cloro presentes em cada coleta para que seja estabelecida uma relação. Outra verificação que pode ser realizada é o levantamento das constantes em outros pontos do sistema, como na saída do reservatório principal. No que se refere a influência do comportamento hidráulico do sistema no consumo de cloro, é necessário que seja realizado o estabelecimento de regras operacionais, baseadas não apenas para questões hidráulicas, mas também para as alterações na qualidade.

Assim, esse trabalho reforça a necessidade do desenvolvimento de metodologias confiáveis para a determinação dos coeficientes cinéticos que permitam representar o sistema e com isso possibilitar no auxílio da implementação de planos de gerenciamentos.

## 8.0 RECOMENDAÇÕES

Este trabalho produziu resultados que podem fundamentar outros trabalhos que busquem a definição de procedimentos operacionais eficientes, que englobem a gestão de qualidade. Com base nos resultados, podem ser estabelecidas as seguintes recomendações:

- É necessário o desenvolvimento de um modelo hidráulico calibrado, que englobe as derivações ao longo das adutoras e um estudo do estado atual da rugosidade nas adutoras;
- Realizar a determinação das constantes em diferentes pontos do sistema ao longo do período hidrológico.
- Validar o modelo de qualidade, por meio da análise em pontos bem definidos, ao longo do sistema adutor;
- Necessário que seja o estabelecimento de regras operacionais baseadas não apenas para questões hidráulicas, mas também para as alterações na qualidade;
- Substituição do método de determinação do CRL utilizado pela operadora.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO NETTO, J. M. **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1987.

AZEVEDO NETTO, J. M.; RICHTER, C. **Tratamento de água**. São Paulo: Edgard Blucher, 1998.

AZEVEDO NETTO, J.M., FERNANDEZ Y FERNANDEZ, Y., ARAUJO,R.,ITO,A.E. **Manual de hidráulica**. 8 ed. São Paulo: Edgar Blüncher LTDA, 1998.

APHA, AWWA, WPCF. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 20th ed., Washington, D.C: American Public Health Association/American Water Works Association/Water Environment Federation, 1999. 1220p.

ALBUQUERQUE, A. A. **Análises e Métodos de Otimização para Eficiência Energética de Estações Elevatórias em Sistemas de Abastecimento de Água**. Tese de Doutorado. Programa Institucional de Doutorado Temático em Recursos Naturais da UFCG. Campina Grande, 2007.

CRAUN, G.F. **Causes of waterborne cholera in the United Stated**. Journal of American Water Works Association, v.83,n.11,p.40-45,1991.

BESNER, P.,LU, C., CLARK, R.M. **A model for chlorine concentration decay in pipes**. Water Res., v.27, n. 12, p.1725-1724,1993.

BRANCO, S. M. **Água, Meio Ambiente e Saúde. Águas Doces no Brasil**. São Paulo, Escrituras Editora, 1999. p. 227, 248.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde (FUNASA). **Vigilância ambiental em saúde**. Brasília: FUNASA/MS, 2001.

BRANDT, M.,J. CLEMENT, J.POWELL, R.CASEY, D. HOLT, N. HARRIS, AND C. TA. **Managing Distribution Time to Improve Water Quality- Phase I**. AwwaRF. Denver, CO, 2004.

BRASIL. Ministério da Saúde. Secretaria de Vigilância em Saúde. **Diretriz nacional do plano de amostragem da vigilância em saúde ambiental relacionada à qualidade da água para consumo humano**. Brasília: Ministério da Saúde, 2006. 60p.

BRASIL. Ministério da Saúde. Portaria Nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011. **Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade**. Diário Oficial da União, Brasília, DF. 14 dez. 2011.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - **IBGE**. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/cidadesat/painel/painel.php?codmun=250400>>. Acesso em jan. de 2011.



CLARK, R.; GRAYMAN, W.; MALES, R.M; COYLE, J.M. **Predicting water quality in distribution systems**. In: Proceedings of the AWWA Distribution System Symposium, Minneapolis, Minnesota, September 1986.

CLARK, R.; GRAYMAN, W.; MALES, R.M; HESS, A. **Modeling contaminant propagation in drinking water distribution systems**. Journal of Environmental Engineering. Vol.119, nº2, p.349-364, Mar/Apr,1993.

CLARK, R.; ROSSMAN L.A.; WYNER L. J. **Modeling distribution system water quality: Regulatory implications**. Journal of water resources planning and management. V.121,p. 423-428, 1995.

CASAGRANDE,J. **Modelagem matemática da qualidade de água em sistemas de distribuição**. Vitória. 145p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 1997.

CLARK, R.;SIVAGENESAN, M. **Predicting Chlorine Residuals in drinking water: second order model**. Journal of water resources planning and management. 128:152-160, 2002.

CLARK,R.; HAUGHT R.C. **Charactering pipe wall demand: implications for water quality modeling**. Journal of water resources planning and management. 131:208-217, 2005.

CHEUNG, P.B. **Computation tools for water Quality in hydraulic networks – Calibrations Model**. Technical Report at Cemagref Bodeaux, 2005.

CHEUNG, PETER B. – **Computational tools for water quality modeling in hydraulic networks – calibration model**. Hydraulic and Civil Engineering Reseach Unit, Cemagref Bordeaux. France, 2006.

CAGEPA – Companhia de Água e Esgotos da Paraíba. **Relatório de Informações Cadastrais. Campina Grande, 2008**. in MENESES, R.A, **Diagnostico Operacional de Sistemas de Abastecimento de Água: o caso de Campina Grande. Campina Grande, (2011)**. 144p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

CAGEPA – Companhia de Água e Esgotos da Paraíba. **Relatório de Informações Cadastrais. Campina Grande, 2010**. in MENESES, R.A, **Diagnostico Operacional de Sistemas de Abastecimento de Água: o caso de Campina Grande. Campina Grande, (2011)**. 144p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

DI BERNARDO, L. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. v. 1. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1993.

DANIEL, L. A. **Processos de Desinfecção e Desinfetantes Alternativos na Produção de Água Potável**. Prosab: São Carlos, 2001

DI BERNARDO L,DI BERNARDO A. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. 2ed. São Carlos: RIMA, p 1152-1312, 2005.

DANIELLI, R.D.; GASTALDINI, M.C.; BARROSO, L.B. **Modelagem do cloro residual em redes de distribuição – Aplicação ao sistema de abastecimento de Santa RBRH** (Revista Brasileira de Recursos Hídricos). V. 11, nº4, p.201-208, 2006.

FOGLER, H. SCOTT. **Elementos da Engenharia das reações químicas**. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

GELDREICH, E. E. **Qualidade microbiológica em águas potáveis**. In: AZEVEDO NETO, J.M.(COORD.); Desinfecção de águas, p210, São Paulo: CETESB, 1974.

GRAYMAN, W.M. **A quarter of a century of water quality modeling in distribution systems**. In: Proceedings of the 8 th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium, Cincinnati, Ohio, USA, 2006.

GALDINO, F. A. G. **Indicadores sentinelas para a formulação de um plano de amostragem de vigilância da qualidade da água de abastecimento de Campina Grande (PB)**. 2009. 107f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande, 2009.

GUIMARÃES, R. M. **Ocorrência de cloro residual combinado no sistema de distribuição de água de Campina Grande (PB)**. Campina Grande - PB: UFCG, 2010. 89f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande. 2010.

HAAS, C.N.; KARRA, S.B. **Kinetics of wastewater chlorine demand exertion**. Journal- Water Pollution Control Federation, v.56, n.2,p. 170-173, 1984.

HART, F.L.; MEADER, J.L.; CHIANG, S.N. **CLNET A Simulation model for tracing chlorine Residual in a Potable water distribution network**. In: Proceedings, AWWA distribution System Symposium, Minneapolis, MN, 1986.

HUA F.; WEST J.R.; BARKER R.A.; FORSTER C. F. **Modeling of chlorine decay in municipal water supplies**. Water Research, v. 33, n. 12, p. 2735-2746, Aug, 1998.

HALLAM, N.B.; HUA F.; WEST J. R.; FOSTER C. F.; SIMMS J. **Bulk decay of chlorine in water distribution systems**. Journal of water resources planning and management. Vol. 129:1, 2002 p 79-81.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2006. 859p.

LIU, C.P.; KROON, J.R. **Propagation and Distribution of Waterborne Substances in Networks**. In: Proceedings, AWWA Distribution System Symposium, Minneapolis, MN, 1986.

LU W.; KIÉNE I.; LÉVI Y. **Chlorine demand f biofilms in water distribution systems**. Wat. Res. Vol. 33, No.3, 827-835, 1999.

LECHEVALLIER, M.; GULLICK, R.; KARIM, M. The potential for health Risks from intrusion of contaminants into the distribution system from pressure transients. Draft Distribution System White Paper, 2002.

LIBÂNIO, M. **Fundamentos de qualidade e tratamento de água**. 2ª ed. São Paulo: Átomo, 2008. 444p.

MANFRINE, C. Técnicas de cloração. In: AZEVEDO NETTO, J. M. (COORD.). **Desinfecção de águas**, p210, São Paulo: CETESB, 1974.

METZGER, I. **Water Quality modeling of distribution Systems**. In: Proc. Specialty Conference on computer Applications in water resources, ASCE, NY, 1985.

MALES, R.M.; CLARK, R.M.; WEHRMAN, P.J.; GATES, W.E. **Algorithm for Mixing Problems in Water Systems**. J.HY, ASCE, v.111, n.2, p.206-219, 1985.

MURPH, S. B. **Modeling Chlorine Concentrations in Municipal Water Systems**. M.S. Thesis. Dept. of Civil Engineering, Montana State University, Bozeman, MT, 1985.

MEYER S. T. **O uso do cloro na desinfecção de águas a formação de Trihalometanos e os riscos potenciais à saúde pública**. Caderno. Saúde Pública, vol. 10 (1): 99-110, jan/mar, 1994.

MARTINS, G.; LATORRE, M. R. D. O.; BORANGA, J. A.; PEREIRA, H. A. S. L. **Curar é mais barato do que prevenir. Certo ou errado?** In: XII ENCONTRO TÉCNICO DA ASSOCIAÇÃO DOS ENGENHEIROS DA SABESP, 2001, São Paulo. Revista SANEAS, 2001.

MARTINHO N., COSTA C., MARIANO T., MOURATO S. **Aplicação de um modelo de simulação hidráulica e de qualidade da água no sistema de abastecimento de Abadia**. In: 8º Congresso da água, Figueira da Foz, 13-17 de março de 2006.

MUNAVALLI, G.R., KUMAR M. S. M. **Water quality parameter estimation in a distribution system under dynamic state**. Water Research, v. 39, n.18, p. 4287-4298, Nov de 2006.

MORAES, F.A.. **Calibração de Modelo de Decaimento de Cloro Aplicado a Setor de Rede de distribuição de Água**. São Carlos, 2008. 225p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MENESES, R.A, **Diagnostico Operacional de Sistemas de Abastecimento de Água: o caso de Campina Grande**. Campina Grande, (2011). 144p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

POWELL, J. C.; HALLAM, N.B.; WEST, J. R.; FORSTER, C. F., SIMMS, J.. **Factor which control bulk chlorine decay rates**. Wat. Res. Vol. 34:117-126, 2000a.

POWELL, J. C.; WEST, J. R.; HALLAM, N.B., FORSTER, C. F., SIMMS, J.. **Performance of various kinetics models for chlorine decay**. Journal of water resources planning and management. Vol. 126 (1):13-20, 2000b.

OZDEMIR, O. N.; UCAK, A. **Simulation of chlorine decay in drinking-water distribution systems**. Journal of Environmental Engineering, v.128, n.1,p. 31-39, jan, 2002.

PIERSON, G.L.; BURLINGAME, G.; MARTIN, K. **Distribution Systems Establishing a Tradition of Contamination Prevention**. Opflow. v.28, n.7, p.6-11,2002.

PHILIPPI JR, A., MARTINS, G.. **Água de abastecimento**. In: PHILIPPI JR, A. (COORD.). Saneamento, Saúde e ambiente: fundamentos para um desenvolvimento sustentável. São Paulo: Manoel. 117-180p, 2005.

PRÜSS,A.;KAY,D.;FEWTRELL,L.;BARTRAM,J. **Estimating the burden of disease from water, sanitation, and hygiene at a global level**. in HELLER, L.; PÁDUA, V. L. *Abastecimento de água para consumo humano*. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2006. 859p.

PIEREZAN, M.L. **Monitoramento contínuo do residual do Cloro em sistema de distribuição de água para abastecimento**. UFMS.150p. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, 2009.

ROSSIN A. C. **Desinfecção**. In: Técnica de Abastecimento e tratamento de água (Tratamento de água), vol.2, São Paulo: CETESB/ASCETEB, 1987,

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.**Numerical methods for modeling water quality in distribution systems: A comparason**. Journal of water resources planning and management. 122:137-146, 1996.

ROSSMAN, L. A. (2000) **EPANET 2 users manual**. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio. Set. 2000. Disponível em: <<http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet/EN2manual.PDF>>. Acesso em 10 de junho de 2011.

ROSSMAN, L. A. **The effect of advanced treatment on chlorine decay in metallic pipes**. U.S. Environmental Protection Water Res. 40: 2493-2502, 2006.

SILVEIRA, B.I. **Cinética Química das reações homogêneas**. São Paulo: Edgard Blucher, 1996.

SILVA, S. A.; OLIVEIRA, R, **Manual de análise físico-químicas de águas de abastecimento e residuárias**. Campina Grande: O Autor, 2001. 266p.

SEKHAR, M. **Desinfection by-product formation in the water distribution system of Mohead, Kentucky (2001) in SALGADO, S.R.T.(2008). Estudo dos Parâmetros do Decaimento do Cloro Residual em Sistema de Distribuição de Água Tratada Considerando Vazamentos**. São Carlos, 2006.145p. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

SILVA K. R. G.; KISHI, R. T. **Modelagem matemática do cloro em redes de distribuição de água**. Saneare. Vol.19. 26-40,2003.

SALGADO, S.R.T.(2008). **Estudo dos Parâmetros do Decaimento do Cloro Residual em Sistema de Distribuição de Água Tratada Considerando Vazamentos**. São Carlos, 2006.145p. Dissertação (Mestrado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

TRIMBOLI, Marcelo José. **Aplicação e análise de um modelo de qualidade de água para a determinação da concentração de cloro residual livre em um setor de abastecimento de água**. Campinas, Faculdade de Eng. Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2005.153p. Dissertação (Mestrado).

USEPA – United States Environmental Protection Agency. **Controlling disinfection by-products and microbial contaminants in drinking water**. Washington: USEPA, 2001.

VASCONCELOS, J.; BOULOS, P.; GRAYMAN, W.; KIENE, L.; WABLE, O.; BISWAS, P.; BAHRI, A.; ROSSMAN, L.; CLARK, R.; GOODRICH, J. **Characterization and Modeling of Chlorine Decay in Distribution Systems**. AWWARF. 1996.

VIEIRA P.; COELHO S.T., LOUREIRO D. **Accounting for the influence of initial chlorine concentration, TOC, iron and temperature when modeling chlorine decay in water supply**. Journal of Water Supply Research and Technology, v.53, n.7,p.453-467, Nov, 2004.

VIEIRA P., COELHO S.T. **Practical conditions for the use of a first order chlorine decay model in water supply**. Proc. Computing and Control for the Water Industry.2003.

WHITE, G.C. **The handbook of chlorination and alternative disinfectants**. 3e edition. Van Nostrand Reinhold, New York, NY, 1992.