

CONFERIDO
PROC. Nº 19.1378207
RUB 5000
PRPG 130/08-11

ERRATA

Eu, André Luís Sotero Salustiano Martim, ex-aluno do curso de Doutorado em Engenharia Civil, informo que deve-se considerar a seguinte errata na página:
ii.

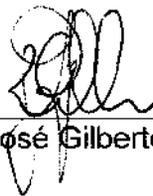
Onde se lê: Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais

* **Leia-se:** Recursos Hídricos.

Sem Mais



Engº André Luís Sotero Salustiano Martim



Profº Drº José Gilberto Dalfré Filho



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO

**ANÁLISE REVERSA DE UM MODELO DE PREVISÃO DE
MANUTENÇÃO EM REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

André Luís Sotero Salustiano Martim

Campinas

2011

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO

ANÁLISE REVERSA DE UM MODELO DE PREVISÃO DE
MANUTENÇÃO EM REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

André Luís Sotero Salustiano Martim

Orientador: Prof. Dr. José Gilberto Dalfré Filho

Co-orientador: Prof^a Dr^a Ana Inés Borri Genovez

Tese de Doutorado apresentada a Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Recursos Hídricos.

Campinas, SP

2011

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

M362a Martim, André Luís Sotero Salustiano
 Análise reversa de um modelo de previsão de
 manutenção em redes de abastecimento de água / André
 Luís Sotero Salustiano Martim. --Campinas, SP: [s.n.],
 2011.

 Orientadores: José Gilberto DalFRE Filho, Ana Inês
 Borri Genovez.

 Tese de Doutorado - Universidade Estadual de
 Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
 Urbanismo.

 1. Abastecimento de água. 2. Recursos hídricos -
 Desenvolvimento. I. DalFRE Filho, José Gilberto. II.
 Borri Genovez, Ana Inês. III. Universidade Estadual de
 Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
 Urbanismo. IV. Título.

Título em Inglês: Reverse analysis of a model of predictive maintenance of water
supply networks

Palavras-chave em Inglês: Water supply, Water resources - Development

Área de concentração: Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Edevar Luvizotto Junior, Márcio Benedito Baptista, Podalyro
Amaral de Souza, Yvone de Faria Lemos de Lucca

Data da defesa: 18/05/2011

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

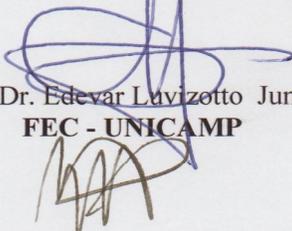
**ANÁLISE REVERSA DE UM MODELO DE PREVISÃO DE
MANUTENÇÃO EM REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

André Luís Sotero Salustiano Martim

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



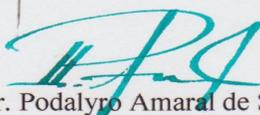
**Prof. Dr. José Gilberto Dalfré Filho
Presidente e Orientador/FEC - UNICAMP**



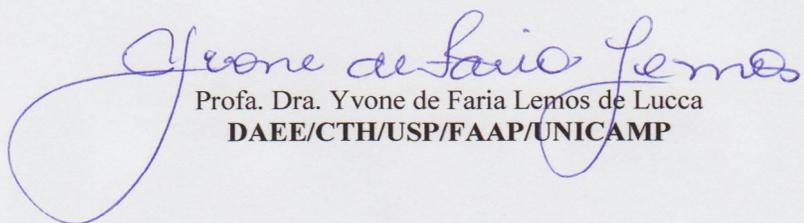
**Prof. Dr. Edevar Luizotto Junior
FEC - UNICAMP**



**Prof. Dr. Márcio Benedito Baptista
Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG - EHR**



**Prof. Dr. Podalyro Amaral de Souza
Escola Politécnica-USP**



**Profa. Dra. Yvone de Faria Lemos de Lucca
DAEE/CTH/USP/FAAP/UNICAMP**

Campinas, 18 de maio de 2011

Dedicatória:

Com profunda saudade, dedico este trabalho aos meus avós Pedro Simão Salustiano e Maria Martim Salustiano, Angelo Mezzalira e Clélia Leoni Mezzalira, sem o trabalho deles nada teria se realizado hoje.

Dedico também aos meus pais, pelo exemplo de vida.

Agradecimentos:

Agradeço ao professor doutor José Gilberto Dalfré Filho, meu colega de graduação, e à professora Ana Inés Borri Genovez pela dedicação ao trabalho e empenho na orientação.

Agradeço à Prof^a Yvone pelo apoio nos ensaios de laboratório com a bomba de alta pressão, sem a qual não poderíamos ter feito os ensaios deste trabalho.

Agradeço a minha esposa Mariele, que sempre soube entender minha ausência, quando eu estava na Sabesp ou na Unicamp, (mesmo agora à espera de nosso filho Pedro).

Colaboradores especiais:

Agradeço aos colegas da Sabesp Mario Eduardo Pardini Affonseca e José Pedro de Souza Filho pelo apoio incondicional e colaboração fundamental à conclusão deste trabalho de doutorado.

Agradeço aos técnicos do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Unicamp Trinchinato e Carlão.

Agradeço aos colegas engenheiros Rafael Yukio Kurita e Henrique Mantovani Bergamo pelo apoio e confiança nos trabalhos de campo.

SUMÁRIO

	Página
Dedicatória.....	iv
Agradecimentos.....	v
Colaboradores especiais.....	vi
Sumário.....	vii
Lista de Figuras.....	ix
Lista de Quadros.....	xi
Lista de Símbolos.....	xii
Lista de Abreviações.....	xiv
Resumo.....	xv
Abstract.....	xvi
CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivo.....	4
CAPÍTULO 2.....	5
REDES DE ABASTECIMENTO E O CONTROLE DE PERDAS.....	5
2.1 Cenário de controle de perdas.....	5
2.2 O emprego do PVC nas redes de abastecimento de água.....	11
CAPÍTULO 3.....	19
MODELOS DE PREVISÃO DE MANUTENÇÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO.....	19
3.1 Introdução.....	19
3.2 Modelos Estatísticos.....	19
3.3 Modelos para previsão de manutenção.....	35
3.4 Fatores intervenientes e seus efeitos sobre as tubulações	38
3.4.1 Influência do Tipo de Solo.....	42
3.4.2 Influência do Material da Tubulação.....	43
3.4.3 Influência do Tráfego de veículos.....	45
3.4.4 Influência da Pressão interna.....	46
3.4.5 Influência da Fadiga.....	47
3.4.6 Influência da Temperatura.....	49
3.4.7 Influência do Diâmetro da Tubulação.....	49
3.5 Considerações gerais sobre os métodos.....	50
CAPÍTULO 4.....	53
MATERIAIS E MÉTODOS.....	53
4.1 Análise Reversa.....	53
4.2 Modelo Matemático Utilizado.....	54
4.3 Trabalhos Desenvolvidos	59
4.4 Bancada de Ensaio.....	60
4.4.1 Pontos de monitoramento.....	64
4.4.2 Bancada de Ensaio dos corpos de prova.....	65
4.5 Instrumentos utilizados.....	69
CAPÍTULO 5.....	73
RESULTADOS.....	73
5.1 Resultados obtidos com os corpos de prova de PVC.....	73
5.1.1 Resumo dos resultados com o corpo de prova # 01.....	74
5.1.2 Resumo dos resultados com o corpo de prova # 02.....	76
5.1.3 Resumo dos resultados com o corpo de prova # 03.....	79
5.1.4 Resumo geral dos resultados.....	81

5.2 Resultados dos ensaios com a rede de PVC.....	83
5.2.1 Resultados dos ensaios com a 1ª Montagem - Fase 1 - Tubo PVC - 50mm.....	83
5.2.2 Resultados dos ensaios com a 1ª Montagem - Fase 1 - Tubo PVC - 100mm.....	86
5.2.3 Resultados dos ensaios com a 2ª Montagem - Fase 2 - Tubo PVC - 50mm.....	88
5.2.4 Resultados dos ensaios com a 2ª Montagem - Fase 2 - Tubo PVC - 100mm.....	91
CAPÍTULO 6.....	93
ANÁLISE.....	93
CAPÍTULO 7.....	99
CONCLUSÕES.....	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102
ANEXO - A - Utilização de Extensômetros.....	107
ANEXO - B - Utilização de Registradores de Pressão.....	117
ANEXO - C - Bombas Centrífugas Utilizadas.....	122

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1 - Disponibilidade Hídrica	3
Figura 2.1 – Sistema de distribuição de água. Fonte: Leal (2008).....	6
Figura 2.2 – Redução de rupturas em função da redução de pressão do sistema. Fonte: Thorton (2006).....	8
Figura 2.3 – Extensão de tubos de ferro vs. nº de reparos – Cidade de Tóquio – Fonte: Fujimura (2007).....	10
Figura 2.4 – Percentual de ramais em aço inox vs. índices de perdas. Fonte Fujimura (2007).....	10
Figura 2.5 – Extensão de redes e material aplicado na cidade de Osaka. Fonte Fujimura (2007).....	11
Figura 2.6 – Corpos de prova para ensaio de ruptura por pressão hidrostática interna –Fonte: ABNT 5683.....	13
Figura 2.7 – Rep. de tensões do corpo de prova submetido à pressão hidrostática int.– Fonte: Dantas (2008).....	15
Figura 2.8 – Ruptura do corpo de prova cilíndrico submetido a pressão hidrostática int. – Fonte: Dantas (2008).....	16
Figura 3.1 – Regressão linear das médias anuais de eventos de rupturas - Winipeg – Fonte: Kettler (1985).....	23
Figura 3.2 – Curvas obtidas pelo método do Limite de taxa de ruptura de rede – Park (2000).....	26
Figura 3.3 - Rede hipotética utilizada por Dridi (2005).....	28
Figura 3.4 - Distribuição SPBM nas fases de vida da tubulação - expoente λ	28
Figura 3.5 – Passo a passo do processo. Dridi (2005).....	30
Figura 3.6 – Histograma de eventos de ruptura. Fonte: Christoudoulou (2005).....	33
Figura 3.7 – Taxa de risco de ruptura vs. . Fonte: Christoudoulou (2005).....	33
Figura 3.8 – Resultado da modelagem – Fonte: Kurita (2008).....	36
Figura 3.9 – Curva da “Banheira” – Fases da vida da tubulação – Fonte: Rajani (2004).....	37
Figura 3.10 – Fases da deterioração de uma tubulação de ferro – Fonte: Rajani (2004).....	48
Figura 3.11 – Variação da taxa de rompimento vs. diâmetro da tubulação Fonte: Rajani et al.,(1996).....	39
Figura 3.12 – Rompimentos verificados nos sist. de abastecimento - Winnipeg e Manitoba. Fonte: Rajani et al.,1996..	40
Figura 3.13 – Variação das rupturas nos sistemas de abastecimento de água. Fonte: Rajani et al.,1996).....	41
Figura 3.14 – Modos de falhas circulares e longitudinais em sist. de abast. de água. Fonte: Rajani e Kleiner, (2001)....	42
Figura 3.15 – Diferentes modos de interação solo-tubo citado por RAJANI (1995).....	43
Figura 3.16 – Influencia da temperatura para diferentes materiais. Fonte:RAJANI(1995).....	44
Figura 3.17 – Efeito do Material da Tubulação – Fonte: Kurita (2008).....	45
Figura 3.18 - Representação das cargas na tubulação e do carregamento do tráfego Fonte: KURITA(2009).....	46
Figura 3.19 – Participação da pressão interna na tensão total do tubo – KURITA (2009).....	47
Figura 3.20 – Relação nº de ciclos e tensão – Tzatchkov – Fonte: KURITA (2008).....	48
Figura 3.21 – Efeito da temperatura na tensão axial da tubulação – Fonte: Rajani (1995).....	49
Figura 3.22 – Diâmetro e espessura de uma tubulação de Cimento Amianto de 125mm – Fonte: Sabesp.....	50
Figura 3.23 – Efeito do diâmetro da tubulação na tensão axial da tubulação – Fonte: RAJANI (1995).....	50
Figura 4.1 – Inter-relação - modelagem matemática e modelagem física. Fonte – van Os et al (2004).....	53
Figura 4.2 – Quadro sintético do modelo matemático.....	58
Figura 4.3 – Fluxograma do cálculo da tensão devido a pressão interna.....	58
Figura 4.4 – Fluxograma do cálculo da tensão devido ao momento fletor.....	59
Figura 4.5 – Bancada de Ensaio do Laboratório da FEC.....	61
Figura 4.6 – Esquema da bancada de ensaios no Lab. de Hidráulica e Mec. dos Fluidos –UNICAMP.....	62
Figura 4.7 – Foto da bancada de ensaios no Lab. de Hidráulica e Mec. dos Fluidos – UNICAMP - 1ª Montagem.....	62
Figura 4.8 – Foto da bancada de ensaios no Lab. de Hidráulica e Mec. dos Fluidos – UNICAMP - 2ª Montagem.....	63
Figura 4.9 – Ponto de monitoramento de deformação (strain gage) do tubo PVC da bancada de ensaios.....	64
Figura 4.10 – Pontos de monitoramento de pressão – bancada de ensaios.....	65
Figura 4.11 – Corpo de prova de PVC 6,3 – Lab. de Hidráulica e Mec. dos Fluidos.....	67
Figura 4.12 – Corpo de prova com instrumentação – Lab. de Hid. e Mec. dos Fluidos.....	67

Figura 4.13 – Resultado do Primeiro ensaio (04/11/2009) do Corpo de prova 1 – Lab. de Hidráulica	68
Figura 4.14 – Bomba pressurizadora para ensaio de tensão deformação.....	69
Figura 4.15 – Extensômetros KFG-5-120-c1-11. Fonte: Pananbra do Brasil.....	70
Figura 4.16 – Foto do Extensômetro	70
Figura 4.17 – Extensômetro fixado na parede externa da tubulação.....	71
Figura 5.1 – Resultado gráfico do ensaio nº 01 com o corpo de prova #01.....	75
Figura 5.2 – Resultado gráfico do ensaio nº 02 com o corpo de prova #01.....	76
Figura 5.3 – Resultado gráfico do ensaio nº 01 com o corpo de prova #02.....	78
Figura 5.4 – Resultado gráfico do ensaio nº 02 com o corpo de prova #02.....	78
Figura 5.5 – Resultado gráfico do ensaio nº 01 com o corpo de prova #03.....	80
Figura 5.6 – Resultado gráfico do ensaio nº 02 com o corpo de prova #03.....	81
Figura 5.7 – Resultados gráficos dos ensaios com os corpos de prova#01, #02 e #03.....	82
Figura 5.8 - Resultado geral do primeiro ensaio - Tubulação de 50 mm - PVC.....	83
Figura 5.9 – Resultado geral do ensaio sem transitório. Tubulação 50mm - Fase 1.....	85
Figura 5.10 – Resultados na etapa com transitório hidráulico.....	86
Figura 5.11 – Resultado geral do ensaio PVC 100mm – Modelo Teórico x Dados Reais.....	87
Figura 5.12 – Resultado parcial do ensaio PVC 100mm – Modelo Teórico x Dados Reais.....	88
Figura 5.13 – Resultado geral do ensaio sem transitório.....	90
Figura 5.14 – Resultados na etapa com transitório hidráulico.....	91
Figura 5.15 Resultado parcial do ensaio - 2ª Montagem – Fase 2 – Tubo PVC 100mm.....	92
Figura 6.1 – Gráfico com os resultados com o melhor ajuste.	95
Figura 6.2 – Resultados do modelo teórico aplicados aos dados do ensaio.	96
Figura 6.3 – Resultados dos Ensaios comparados ao modelo matemático.	97
Figura 6.4 - Parcela do Modelo de previsão de falha KURITA (2009) aplicado a fadiga.....	97
Figura A.1 - Alongamento do material (ΔL) submetido a tração (P).....	108
Figura A.2 - Esquema técnico do Extensômetro resistivo.	110
Figura A.3 - Vista da caixa de acesso e bancada de ensaios.....	112
Figura A.4 - Vista da caixa de acesso instalada na linha de PVC - 50mm.....	113
Figura A.5 - Vista dos dois extensômetros fixados na parede externa da tubulação de PVC.....	113
Figura A.6 - Vista dos switches de aquisição de dados interligados ao PC.	114
Figura A.7 - Sistema de dados switch-PC interligado às tubulações de PVC.	115
Figura A.8 - Vista do monitor do PC com os dados em tempo real das deformações dos tubos de PVC.....	115
Figura A.9 - Gráfico obtido pelo desenvolvimento dos dados obtidos pelos extensômetros.....	116
Figura B.1 - registrador de pressão utilizado nos ensaios de laboratório.	119
Figura B.2 - Registrador de pressão instalado na rede do laboratório.	120
Figura B.3 - Manômetro para monitoramento operacional de pressão utilizado nos ensaios de laboratório.....	120
Figura B.4 - Manômetro utilizado nos ensaios de laboratório no segundo arranjo de montagem.....	121
Figura C.1 - curva da bomba somar-hidroforte-SC3.....	123
Figura C.2 - Conjunto motor-bomba somar-hidroforte-SC3.....	124
Figura C.3 - Curva da bomba BEW-32/4.....	125
Figura C.4 - Conjunto motor-bomba BEW-32/4.....	125

LISTA DE QUADROS

	Pág.
Quadro 1.1 - Investimento necessário para aumento de disponibilidade de água.....	1
Quadro 1.2 - Disponibilidade de água. Adaptado de REBOUÇAS (2006).....	2
Quadro 2.1 – Valores do coeficiente K para cálculo do golpe de aríete – NBR 12.218 (1994).....	15
Quadro 4.1 - Resumo das montagens da bancada de ensaio – Lab. de Hidráulica – FEC - UNICAMP.....	63
Quadro 4.2 - Dimensões dos corpos de prova.....	66
Quadro 5.1 - Dimensões dos corpos de prova ensaiados.....	73
Quadro 5.2 - Corpo de Prova CP #01.....	74
Quadro 5.3 - Resumo dos resultados com o CP #01 - Ensaio N° 01.....	74
Quadro 5.4 - Resumo dos resultados com o CP #01 - Ensaio N° 02.....	75
Quadro 5.5 - Corpo de Prova CP #02.....	76
Quadro - 5.6 - Resumo dos resultados com o CP #02 - Ensaio N° 01.....	77
Quadro 5.7 - Resumo dos resultados com o CP #02 - Ensaio N° 02.....	77
Quadro 5.8 - Corpo de Prova CP #03.....	79
Quadro 5.9 - Resumo dos resultados com o CP #03 - Ensaio N° 01.....	79
Quadro 5.10 - Resumo dos resultados com o CP #03 - Ensaio N° 02.....	80
Quadro 5.11 – Resumo geral dos ensaios com os corpos de prova.....	82
Quadro 5.12 – Resultados médios de referência.....	83
Quadro 5.13– Resumo dos resultados de Tensão obtidos.....	84
Quadro 5.14 – Resultados médios de referência.....	86
Quadro 5.15 - Resumo dos Resultados de Tensão Obtidos.....	87
Quadro 5.16 – Resultados médios de referência.....	88
Quadro 5.17 – Resumo dos resultados de Tensão obtidos.....	89
Quadro 5.18– Resultados médios de referência.....	91
Quadro 6.1 – Resumo final dos resultados em cada ensaio.....	93
Quadro 6.2 – Resultados médios em cada ensaio e resultados com melhor ajuste.....	94
Quadro A.1 - Amostra dos resultados obtidos pela bancada de ensaio dos extensômetros.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Celeridade de propagação de onda	LT^{-1}	m/s
Brk_{th}	Limite de taxa de ruptura	*	*
c	Coefficiente de perda em tubulações	*	*
C	Coefficiente adimensional	*	*
C	Custo de reparo da tubulação	**	R\$
Cs	Coefficiente de Segurança	*	*
dem	Diâmetro externo médio	L	m
dem	Diâmetro externo	L	m
dem	Diâmetro do corpo de prova	L	m
e	Espessura do tubo	L	m
E	Modulo de elasticidade do material do tubo	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
E_p	Módulo de elasticidade do tubo	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
F	Custo de substituição da tubulação	**	R\$
γ	Peso específico da água	$ML^{-2}T^{-2}$	N/m^3
h	Altura piezométrica disponível na rede	L	M
H	Altura do cilindro do corpo de prova	L	M
Iz	Momento de inércia	L^4	m^4
K	Coefficiente de elasticidade volumétrico	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
L	Comprimento da tubulação	L	M
M_x	Momento fletor	ML^2T^{-2}	$N.m$
N	Taxa de quebras por ano	*	*
Nl	Expoente da equação de Greyvenstein	*	*
n_{ciclos}	Número de ciclos de fadiga	*	*
P	Pressão hidrostática	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
P_{adm}	Pressão admissível	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
Ph	Pressão estática interna	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
Pi	Pressão estática interna	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
PN	Pressão Nominal	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
PN	Pressão de Serviço	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
Q	Vazão	L^3T^{-1}	m^3/s
Q	Vazão do vazamento	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
q_{TRAF}	Carregamento do tráfego	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m
R	Taxa de retorno financeiro	**	%a.a.
R^2	Correlação da regressão linear	*	*
R	Resistência do material a tração	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
r_i	Distancia entre o centro do conduto e a parede interna	L	M
P	Massa específica da água	ML^{-3}	Kg/m^3
r_o	Distancia entre o centro do conduto e a parede externa	L	M
t	Espessura do tubo	L	M
T	Taxa estimada de vida útil	*	*
T	Vida útil esperada	T	anos
T_o	Tempo em anos	T	anos
v	Coefficiente de Poisson do tubo	*	*

E	Deformação da parede do tubo	L/L	m/m
σ_f	Tensão na tubulação devido ao momento fletor longitudinal	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
σ_{fa}	Tensão na tubulação devido à fadiga	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
σ_{pi}	Tensão na tubulação devido à pressão interna	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
σ_t	Tensão na tubulação devido a temperatura	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
σ_{th}	Tensão na tubulação devido ao escoamento transitório	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
σ_w	Tensão na tubulação devido ao carregamento do solo e tráfego	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
σ_θ	Tensão circunferencial	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
	* adimensional		
	** unidade monetária		

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional das águas
AWWA	American Water Works Association
CP	Corpo de Prova
ETA	Estação de Tratamento de Água
FEC	Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP
F°F°	Tubulação de ferro fundido
NBR	Norma Técnica Brasileira
PVC	Policloreto de Vinila - Tubo Plástico
PVC PBA 6,3	Tipo de Tubo de PVC composto químico 6,3 - Ponta e Bolsa (NBR 5647)
SABESP	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SANASA	Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento S.A. (Campinas)
SNIS	Sistema Nacional de Informações do Saneamento

RESUMO

Martim, André Luís Sotero Salustiano Martim. **Análise Reversa de um Modelo de Previsão de Manutenção em Redes de Abastecimento de Água**. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2011, 125 páginas, Tese.

O crescimento populacional e dos centros urbanos torna cada vez mais complexa a infraestrutura urbana, e não deixa de ser diferente a questão das redes e adutoras de abastecimento público de água, que passam a ter grandes extensões e diâmetros, implicando numa complexidade maior da operação e controle e também na maior dificuldade no controle de perdas de água. Este trabalho utiliza um modelo de manutenção de redes de abastecimento de água, aplicando-o em um trabalho de campo experimental, trazendo resultados que podem ser aplicados pelos gestores dos sistemas de abastecimento de água na tomada de decisões na manutenção de redes de abastecimento, avaliando a vida útil da tubulação e prevendo eventos de rompimento. Este estudo empregou uma bancada de ensaios do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – Unicamp efetuando a análise reversa para validar o modelo matemático pelos resultados obtidos a partir de um modelo físico. Em função da associação entre o modelo teórico de previsão de falhas e a análise de uma tubulação real este trabalho possui característica inédita. A bancada de ensaio forneceu dados de deformação dos tubos de PVC e estes dados foram adquiridos simultaneamente aos dados de pressão interna da tubulação. Estes dados de pressão interna alimentaram o modelo matemático que por forneceu os valores teóricos de tensão a que a tubulação estaria submetida. Confrontando os dados reais e teóricos chegou-se a um desvio entre os modelos entre -4,69% e +7,75%, conferindo ao modelo matemático uma margem de erro inferior a 10% no cálculo das tensões de solicitação das tubulações de PVC. Esses resultados permitiram validar o modelo matemático para previsão das tensões de solicitação das tubulações de PVC, considerando as circunstâncias desenvolvidas no laboratório e também a margem de erro admissível à aplicação desejada. Também foi estimada a vida útil, ou a sobrevida da tubulação associando a parcela matemática do modelo correspondente à fadiga, que para a tubulação estudada, que teve esforços de tensão da ordem de 7,21MPa, com a operação da bomba em 1.000KPa de pressão de operação, associada aos fatores externos como temperatura do solo, carregamento do tráfego de veículos e considerando um ciclo de 5 partidas da bomba por hora, a sobrevida da tubulação é de 23,1 anos e considerando a pressão de 11,5MPa, a sobrevida é de 2,31anos.

Palavras chave: rede de abastecimento de água, modelo de previsão de manutenção em redes de abastecimento de água.

ABSTRACT

Martim, André Luís Sotero Salustiano Martim. **Reverse analysis of a model of predictive maintenance of water supply networks.** Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2011.

The growth of population and urban centers become increasingly complex the urban infrastructure, and it's the same issue for different networks and pipelines of public water supply, which now have large areas and diameters, implying a greater complexity of operation and control and also a greater difficulty in controlling water loss. This paper uses a model of network maintenance of water supply, applying it in an experimental work field, bringing results that can be applied by managers of water supply systems in decision-making in the maintenance of supply networks, evaluating the life of the pipe and providing breaking events. This study used a test bench of the Laboratory of Hydraulics and Fluid Mechanics of the FEC - UNICAMP. Reverse performing the analysis to validate the mathematical model for the results obtained from a physical model. Depending on the association between the theoretical model for fault prediction and analysis of a real pipe has unique feature of this work. The bench test data provided deformation of PVC pipes and these data were acquisitive data simultaneously to internal pressure of the pipe. These data from internal pressure fed the mathematical model that provided the theoretical values of tension that the pipe would be submitted. Comparing the actual and theoretical data came to a deviation between the models of -4.69% and +7.75%, giving a mathematical model to the margin of error of less than 10% in the calculation of the tensions request of PVC pipes . These results allowed us to validate the mathematical model to predict the stresses request of PVC pipes, considering the circumstances developed in the laboratory and also the margin of error to the desired application. It also estimated the useful life, or survival of the pipe linking the math portion of the model corresponding to the fatigue that for the pipeline studied, which had a tensile force of about 7.21 MPa, with the operation of the pump pressure 1.000KPa operation, associated with external factors such as soil temperature, loading from vehicular traffic and considering a cycle of five matches per hour pump, tubing survival is 23.1 years and considering the pressure of 11.5 MPa at a survival is 2.31 years.

Key words: water supply, water resources - development

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O crescimento populacional dos centros urbanos torna cada vez mais complexa a infraestrutura urbana, e não deixa de ser diferente a questão das redes e adutoras de abastecimento público de água, que passam a ter grandes extensões e diâmetros. Esse crescimento implica em maior complexidade na obtenção dos recursos hídricos, operação e controle dos sistemas e também na maior dificuldade no controle de perdas de água.

Investimentos para aumento de produção de água

Segundo estudos da SABESP (2011) o investimento necessário para captação, adução, tratamento e disponibilização para abastecimento público é da ordem de 25 vezes maior do que o custo para disponibilizar a mesma vazão através da recuperação hídrica com redução de perdas em sistemas de abastecimento. O quadro 1.1 mostra o investimento proporcional para disponibilização de uma vazão de 1 L/s, considerando dois tipos principais de sistemas: poço profundo e tratamento simplificado e captação superficial e tratamento convencional, além da consideração do custo para redução de perdas e disponibilização da mesma vazão.

Quadro 1.1 - Investimento necessário para aumento de disponibilidade de água

Tipo de Sistema	Investimento Necessário (Q= 1 L/s) (*)
Estação de Tratamento Convencional	R\$ 150.000,00
Poço Profundo	R\$ 70.000,00
Redução de Perdas	R\$ 6.000,00

(*) não considera os custos de operação e manutenção, apenas o investimento inicial.

Disponibilidade Hídrica.

A disponibilidade hídrica é um fator decisivo no desenvolvimento e sustentabilidade das populações, e uma das formas de mensurar essa disponibilidade é a quantidade disponível de água per capita por ano, em $m^3/\text{hab}/\text{ano}$. Esse indicador leva em consideração não somente a quantidade de água disponível como também a população situada no local. REBOUÇAS (2006) considera de forma geral que menos de $1.000 m^3/\text{hab}/\text{ano}$ já representa uma condição de “estresse de água” (condição limite) e que menos de $500m^3/\text{hab}/\text{ano}$ já significa “escassez de água”.

O quadro 1.2 e a figura 1.1 mostram os onze países mais pobres em água do mundo, adaptado de REBOUÇAS (2006) incluindo algumas das regiões mais adensadas do estado de São Paulo e o estado de Pernambuco como comparação.

Quadro 1.2 - Disponibilidade de água. Adaptado de REBOUÇAS (2006)

Local	Disponibilidade Hídrica $m^3/\text{hab}/\text{ano}$
Kuwait	1
Malta	40
Quatar	54
Gaza	59
Bahamas	75
Bacia do Rio Jundiaí (São Paulo/BR)	104
Arábia Saudita	105
Líbia	111
Bacia do Alto Tiete (São Paulo/BR)	146
Bahrein	185
Jordânia	185
Cingapura	211
União dos Emirados Árabes	279
Bacia do Rio Piracicaba (São Paulo/BR)	408
Estado de Pernambuco - Brasil	1270

A situação dos recursos hídricos é crítica em regiões muito populosas no entorno das Regiões de São Paulo, Sorocaba e Campinas, em que a densidade populacional é alta e a

quantidade de recursos hídricos é limitada. Nesses centros a redução de perdas de abastecimento passa a ser condicionante para a sustentabilidade das populações.



Figura 1.1 - Disponibilidade Hídrica - Adaptado de REBOUÇAS (2006)

Perdas nos sistemas de Abastecimento Público

Segundo informações publicadas pelo relatório do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS (2011) as perdas no sistema de distribuição de água no Brasil somam aproximadamente 41,1 % do total retirado diariamente dos mananciais que as abastecem. São 5.878 milhões de litros por ano. A quantidade de água perdida seria suficiente para abastecer 102 milhões de pessoas. O relatório aponta a capital com maior índice de perdas como Porto Velho, com 78,8% do total, e em termos de volume perdido, o Rio de Janeiro é a capital que tem maior volume perdido – um volume diário equivalente a 1.545.000m³ por dia.

Recuperação hídrica e redes de abastecimento

Este trabalho apresenta uma ferramenta para auxílio ao combate as perdas de água nos sistemas de abastecimento, focando o problema da redução de perdas em redes de abastecimento de água, que pode ser considerada a forma mais econômica de obtenção de água em muitos sistemas de abastecimento.

Neste trabalho é utilizado um modelo matemático de manutenção de redes de abastecimento de água aplicado em um estudo de campo experimental. Os resultados obtidos podem ser aplicados pelos gestores dos sistemas de abastecimento de água para auxiliar na tomada de decisão de manutenção de redes de abastecimento, avaliando a vida útil da tubulação e prevendo eventos de rompimento. Os modelos existentes para prever falhas e estimar o tempo de vida útil de uma tubulação não são normalmente aplicados em casos práticos reais, porém neste estudo empregou-se uma bancada de ensaios do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – Unicamp comparando os resultados do modelo matemático com os resultados reais. Este tipo de análise reversa, que valida um modelo matemático pelos resultados obtidos a partir de um modelo físico são extremamente importantes. Este trabalho possui uma característica inédita na medida em que faz a associação entre o modelo matemático de previsão de falhas e a análise de uma tubulação real.

O modelo matemático adaptado neste trabalho foi desenvolvido por KURITA e DALFRÉ (2009) que utilizou na modelagem dados de calibração de campo e também uma composição de outros modelos matemáticos.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é realizar a análise reversa de um modelo de previsão de manutenção de redes de abastecimento de água, comparando os resultados matemáticos com os resultados experimentais. Para tanto, foi construída uma bancada de testes e empregado um modelo matemático de previsão de manutenção adaptado de KURITA e DALFRÉ (2009).

CAPÍTULO 2

REDES DE ABASTECIMENTO E O CONTROLE DE PERDAS

Segundo informações do Sistema Nacional de Informações de Saneamento SNIS (2007), com dados do ano base de 2007, considerando valores médios, os sistemas de abastecimento de água perdem em média 38,2m³/dia.km. Embora seja um valor teórico, que relaciona volume de perdas por extensão de redes, mostra que o sistema de distribuição, além de ser um dos maiores ativos das empresas de saneamento é também a maior fonte de perdas por vazamentos, sendo assim, as empresas de saneamento devem fazer a melhor gestão possível desse ativo, utilizando-o plenamente durante sua vida útil e substituindo-o no tempo ótimo para evitar perdas de água do sistema.

Conforme os dados do SNIS 2008 o valor médio das perdas de faturamento para todo o conjunto de prestadores de serviços do setor de saneamento foi de 37,4%, menor valor de toda a série histórica de 14 anos do SNIS, iniciada em 1995. Entretanto o índice de perdas na distribuição de água foi de 41,1% que quando comparado com países como o Japão, onde as perdas no sistema de abastecimento são em torno de 4,5%, ainda é muito alta. O segundo menor valor da série do SNIS ocorreu em 1999, e foi de 38,0%. Em relação ao ano de 2007, verifica-se que houve uma redução de 1,7%.

As perdas de água no Brasil continuam sendo um dos maiores desafios do setor, gerando um prejuízo anual de cerca de R\$ 4 bilhões. Ainda segundo o SNIS no Brasil o valor médio de perdas foi de 53,1% na região norte, 51,5% no nordeste, 37,4% no sudeste, 38,2% no sul e 36,5% no centro-oeste.

2.1 Cenário de Perdas

As perdas nos sistemas de abastecimento público podem se apresentar de diversas maneiras e em diversas etapas do sistema, que como podemos ver na figura 2.1 é composto por

vários processos. A maioria dos autores, como Tsutiya (2004) considera que as perdas podem ocorrer nas diversas etapas e devem ser tratadas com ações para melhorar a performance de cada processo. A maioria das empresas de saneamento, entretanto, considera em seus cálculos os preceitos da AWWA (1991) para calcular as perdas como sendo a diferença entre o volume fornecido ao sistema e o volume micromedido mais a soma dos volumes autorizados. Neste sentido, as perdas estariam divididas em duas parcelas principais as dos volumes consumidos e não medidos (perdas aparentes) e a dos volumes não consumidos e perdidos em vazamentos (perdas físicas). Dentro da parcela das perdas físicas, teríamos no sistema de distribuição algumas possibilidades, dentre as quais e, também bastante significativa os vazamentos nas redes de distribuição ocasionadas por rupturas. Sendo assim, um modelo que pudesse prever a ruptura de uma rede e deste modo permitir sua substituição prévia, poderia ser uma poderosa ferramenta do controle de perdas de uma empresa de saneamento.

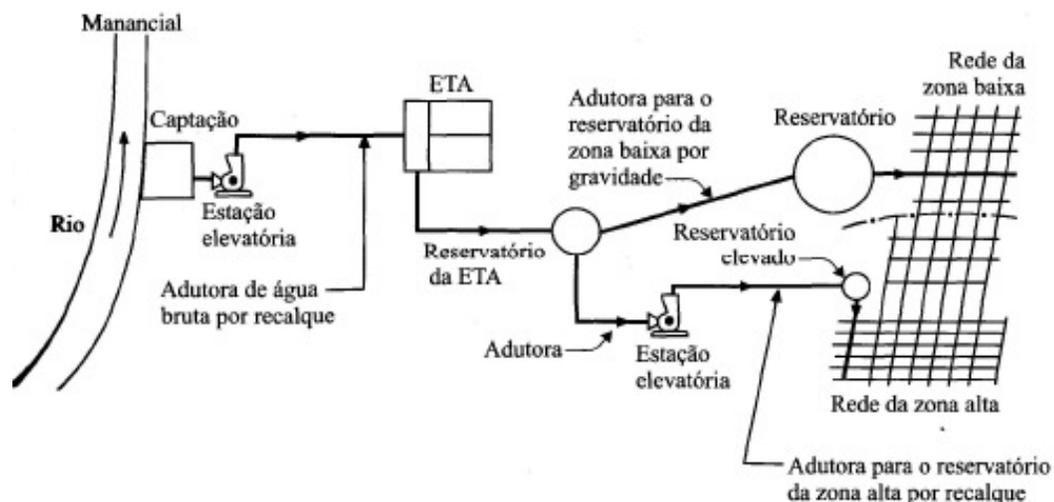


Figura 2.1 – Sistema de distribuição de água. Fonte: Leal (2008)

Al-Ghandi (2002) apresentou um estudo realizado na cidade saudita de Makkah considerando a avaliação das perdas no sistema de abastecimento de água local. A cidade com cerca de 1,2 milhões de habitantes depende de usinas de dessalinização da água, configurando um contexto em que a água além de escassa possui custo relativamente alto. Em função da severa escassez de água no local, a distribuição dela é efetuada por meio de rodízio entre os setores, ou seja, o abastecimento é intermitente e as residências possuem, via de regra, grandes reservatórios subterrâneos. Os materiais mais usuais nas redes locais são: cimento amianto, ferro fundido, ferro galvanizado e PVC. A avaliação considerou sete áreas do município com área entre 32.000m² e 500.000m², com número de ligações prediais entre 142 e 236. Em cada uma das sete áreas foi

medida a vazão de entrada através de um medidor de vazão ultra-sônico (de instalação externa e não intrusiva) do tipo “clamp-on” e também simultaneamente medida a pressão no setor.

Os vazamentos podem ter origem em componentes da rede e ramais prediais, ligações prediais não medidas, ligações clandestinas, erros de leitura de medidores, erros em medidores, águas de usos operacionais, e usos públicos não tarifados, sendo que muitos fatores contribuem para os vazamentos em redes de distribuição, entre eles podemos considerar: corrosão em tubos, efeitos do solo e do lençol freático no material do tubo, espessura da tubulação, alta pressão e ondas de pressão, movimentos de terra devido a temperatura ou variação do nível d'água, tráfego de veículos pesados, efeitos do armazenamento inadequado dos tubos antes da construção, baixa qualidade na execução das linhas e conexões, manutenção insuficiente e danos causados por outras obras. O autor comenta que a somatória das perdas em um sistema de abastecimento de água pode ser expressa de várias formas, a mais comum é em percentual. Este percentual é obtido entre a diferença do volume de água perdido e o volume de água que entrou no sistema. Esta forma de expressar as perdas ignora alguns fatores importantes como a extensão da rede e também o número de ligações domiciliares que o sistema atende, não considera também a pressão média do sistema. Apesar de todas as ressalvas, Al-Ghandi (2002) utiliza em seu trabalho a expressão das perdas em percentual. Existem diversos métodos para avaliar o comportamento das perdas no sistema, os mais conhecidos são o Método de Auditoria da Água, o método da vazão mínima noturna e o método do teste de pressão. Em seu trabalho o autor utilizou este último. O trabalho encontrou perdas de 6,22% até 56,24%, sendo que os maiores valores foram encontrados para os setores com redes mais antigas e tiveram média de índice de perdas de 46,24%. Os setores com redes de abastecimento mais novas tiveram índices médios de 12,13%. O autor considera que a companhia de saneamento da cidade de Makkah (WSAMP) deve empreender esforços para reduzir esses índices médios para 7%, focando a redução de pressões de operação do sistema.

Thorton (2006) realizou uma avaliação de dados de países diferentes, com utilitários que tinham introduzido o controle da pressão, em diferentes escalas de aplicação. Em alguns casos, havia evidências perceptíveis na redução das frequências de novas rupturas nas redes. Em muitos poucos casos, os registros de reparos foram mantidos se analisados "antes" e "depois" da gestão de pressão. Com cerca de 21 membros de 11 países, a Figura 2.2 mostra os dados resumidos e

simplificados de 110 sistemas de gestão de pressão onde o autor obteve dados de quebra (ou reparações) "antes" e "depois" gestão de pressão.

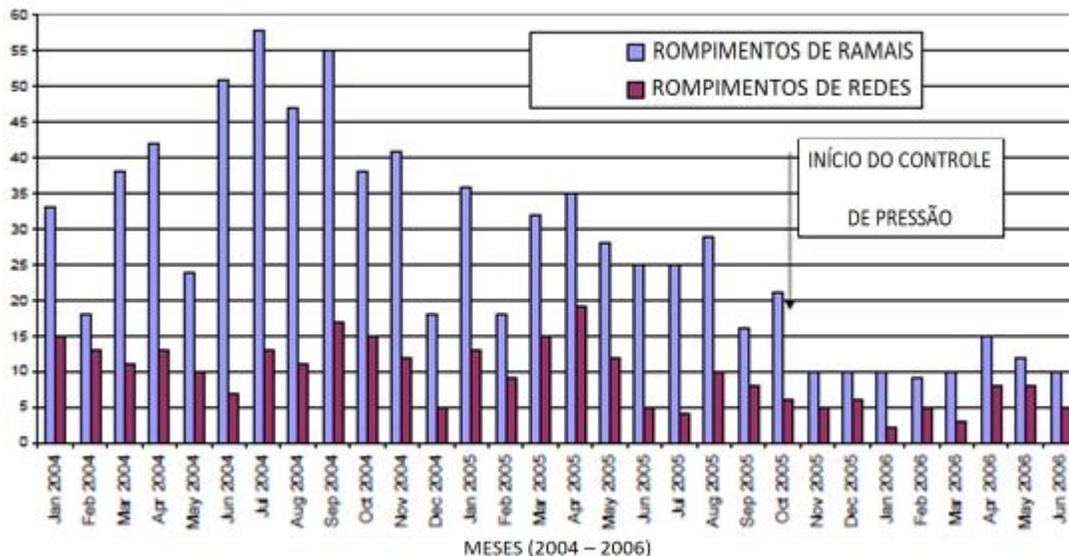


Figura 2.2 – Redução de rupturas em função da redução de pressão do sistema. Fonte: Thorton (2006)

Segundo o autor, a Gestão de distribuição é, muitas vezes, chamada de "relação Cinderela" ou "dos pobres" do Sistema de Água, pois na verdade a gestão de perdas é uma especialidade dentro da gestão de distribuição, e gestão da pressão é uma especialidade dentro da gestão de perdas. O Autor afirma que estas ações ainda não fazem parte do dia a dia dos gerenciadores do sistema de distribuição e recomenda considerar seriamente as influências da pressão sobre a gestão de sistemas de distribuição, e tornar pró-ativa a gestão das pressões para o benefício desses sistemas.

Greyvenstein (2007) apresenta um estudo experimental que avalia a variação do expoente da equação de vazão das perdas em tubulações de sistemas de abastecimento público definido pela equação [2.1]:

$$q = c \cdot h^{N1} \tag{2.1}$$

Em que c é o coeficiente de perda de água em tubulações, q é a vazão do vazamento, h é a altura piezométrica disponível na rede, e $N1$ o expoente, e que segundo o artigo é mostrado em um grande número de trabalhos com valor de 0,5 e que varia entre 0,5 e 2,79. O valor médio seria

de 1,15 segundo Farley (2003). Em uma situação em que a pressão disponível reduza em 50%, a vazão das perdas em tubulações pode reduzir em 29%, 50% e 82% para expoentes da equação de 0,5 1,0 e 2,5.

O trabalho de Greyvenstein (2007) foi desenvolvido sobre o sistema de abastecimento de água da cidade de Joanesburgo, onde foram selecionadas falhas nas redes de cimento amianto, aço e PVC, também se considerou a variação do tipo de falha: furo, rachaduras longitudinais e rachaduras transversais. O resultado do trabalho indica expoentes entre 0,42 e 2,30 e que os maiores expoentes de perdas ocorrem em tubos de aço com corrosão, provavelmente devido a falta de material de suporte em volta do furo. Isto é contrário à percepção de que tubos de plástico devem ter altos expoentes de perdas devido ao baixo módulo de elasticidade. Também apresenta resultados próximos a 0,5 para furos nas redes e com resultados similares entre o aço e o PVC. Além dos furos de corrosão, os maiores valores ocorrem em rachaduras longitudinais, isto porque, nos tubos em carga, os esforços radiais são maiores do que os esforços longitudinais. Pelas leis da hidráulica, entretanto, o coeficiente correto é 0,5. As variações sugeridas para o valor deste expoente originam-se de estudos empíricos de vazamentos, e representam condições em que a influência da zona saturada ao redor do vazamento altera as condições do escoamento, traduzindo uma condição hidráulica de “orifício afogado” com pressão externa a ser considerada.

Fujimura (2007) apresenta um trabalho em que resume os esforços do governo de Tokyo para prevenção de vazamentos, num sistema que reduziu os índices de 80% após a II Guerra Mundial em 1945, para valores atuais de 4,2% em um volume distribuído de 1.616 bilhões de m³. O trabalho apresenta um breve histórico do sistema de Tóquio, onde, segundo o autor, a implantação ocorreu de modo primitivo em 1590 com tubulações de madeira e pedra, e em 1886 na era Meiji. Em função de uma grave crise do Cólera a necessidade de um sistema moderno se mostrou urgente, e em 1898 iniciou-se o sistema de abastecimento pressurizado de Tóquio utilizando tubulações de ferro. O autor cita que as preocupações com pesquisa e reparos de vazamentos iniciou-se em 1913. Os relatos do autor mostram uma relação direta das perdas dos sistemas com as características do material das tubulações e as características do ambiente. Em 1962 foi iniciado um plano de prevenção de perdas, que tinha base também nesses fatores principais, considerando a idade das tubulações, o tipo de solo e as condições de tráfego do local. Também considerava os resultados históricos do local e a situação do abastecimento. A partir de

1955 foram adotadas tubulações de ferro dúctil e, em 1960, havia 3 vezes mais tubulações de ferro dúctil do que ferro fundido, como resultado dessa alteração o número de vazamentos nas redes de distribuição reduziu significativamente, como mostra a Figura 2.3. Em 1998 foram adotadas junções para os tubos desenvolvidas para resistir aos abalos sísmicos, evidenciando novamente o fator externo como fator de ruptura das redes

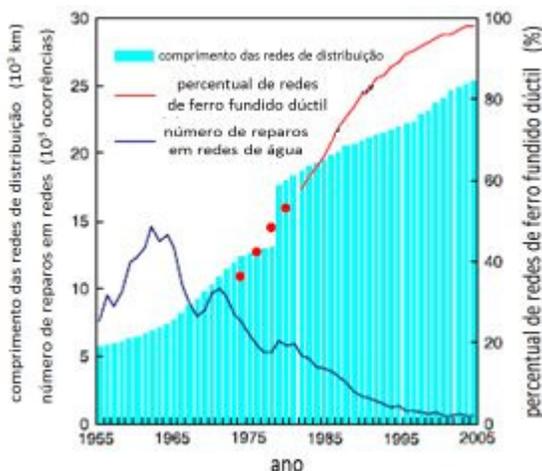


Figura 2.3 – Extensão de tubos de ferro vs. nº de reparos – Cidade de Tóquio – Fonte: Fujimura (2007)

Em 1979 mais uma vez foi focado o trabalho de perdas sobre o tipo de material da tubulação, pois o número de vazamentos dos ramais representava 90% do total de vazamentos, esse aspecto levou a decisão de substituir o material dos ramais por aço inoxidável, exposto na Figura 2.4.

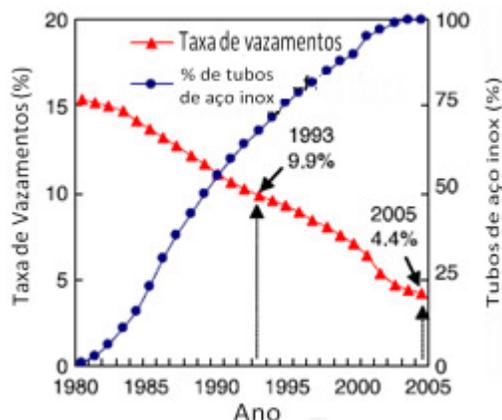


Figura 2.4 – Percentual de ramais em aço inox vs. índices de perdas. Fonte Fujimura (2007)

A figura 2.5 representa a extensão de redes por tipo de material na cidade de Osaka, em que podemos observar claramente uma tendência de extinção dos tubos de chumbo e o aumento e predomínio dos tubos de PVC, e uma manutenção nas extensões de tubos de ferro fundido e outros materiais.

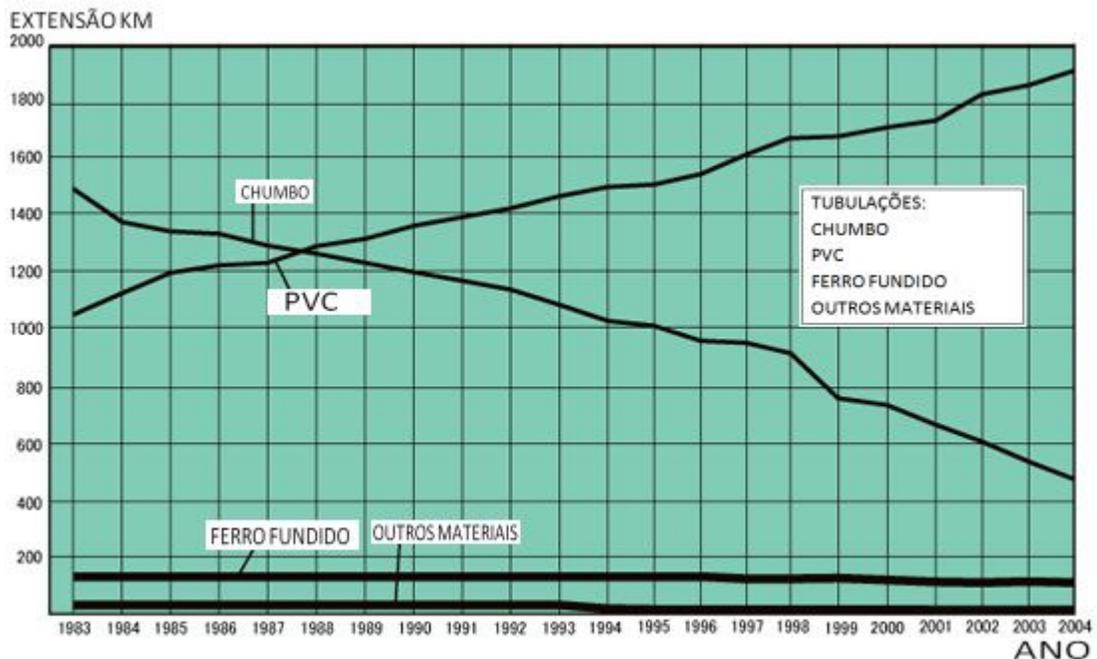


Figura 2.5 – Extensão de redes e material aplicado na cidade de Osaka. Fonte Fujimura (2007)

No Brasil, verifica-se que a maioria das novas redes é executada em PVC, e que seguindo a projeção das instalações atuais, o PVC será o material mais freqüente dentre os demais nas redes brasileiras. Contudo, não existem dados precisos sobre a aplicação destes materiais no Brasil. Assim, torna-se necessário preencher esta lacuna do conhecimento a respeito do emprego deste material. Este trabalho tem por objetivo estudar, na prática, tubos de PVC utilizados em sistemas de abastecimento público.

2.2 O emprego do PVC nas redes de abastecimento de água

Desde o início da década de 1990 o material mais utilizado em redes de distribuição de água para diâmetros de 50, 75 e 100 mm é o PVC PBA. Sendo que para diâmetros menores, tais como 20 mm para os ramais prediais, é utilizado o polietileno tipo PEAD, e para diâmetros

maiores de 150 são mais utilizados os tubos de Ferro Fundido e PVC DEFOFO. Conforme a SABESP (2009), praticamente 100% das novas redes de abastecimento são executadas em PVC, para diâmetros de até 100 mm. E as substituições e manutenções também se utilizam preferencialmente de PVC. Em dados obtidos na SANASA (2009) 50% das redes existentes são de PVC e a meta da empresa é chegar a 76,5% até o final de 2010. Desta forma, torna-se necessário, antes de tudo, estudar o comportamento deste material quando empregado no transporte da água.

A norma brasileira ABNT NBR 5683 (1999) trata da verificação de resistência à pressão hidrostática interna de tubos de PVC. A norma tem como objetivo definir um método para verificação da resistência hidrostática interna para tubos de PVC através de equipamento de pressurização que eleva a pressão sem golpes, através da aplicação da pressão em um corpo de prova formado por um tubo de PVC com comprimento “L” de no mínimo três vezes o diâmetro externo médio do tubo ou no mínimo 250mm, com as extremidades seladas por caps metálicos, conforme a figura 2.6. A pressão é então elevada até o máximo em 30s, sendo mantida nesse patamar até o fim do ensaio. A pressão hidrostática do ensaio a ser aplicada no corpo de prova corresponde à tensão circunferencial determinada pela equação [2.2]:

$$P = \frac{2 \cdot \sigma \cdot e}{d_{em} - e} \quad [2.2]$$

Onde P é a pressão hidrostática do ensaio, em MPa, σ é a tensão circunferencial em MPa, d_{em} é o diâmetro externo médio em mm e “ e ” é a espessura mínima da parede, também em mm. A norma determina ainda que para cada ensaio deve ser feito um relatório correspondente e que este deve conter a especificação do tubo, identificação da amostra, pressão, tempo e temperatura, e no caso de ruptura as condições em que ela ocorreu.

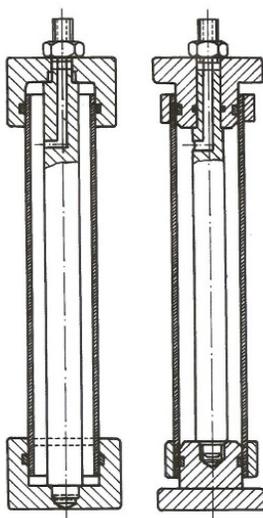


Figura 2.6 – Corpos de prova para ensaio de ruptura por pressão hidrostática interna –Fonte: ABNT 5683

A normalização brasileira para projeto de redes de distribuição de água para abastecimento público, ABNT NBR 12218 (1994), apresenta valores mínimos e máximos a serem admitidos nas redes de distribuição de água potável: a pressão estática disponível (definida pela norma como a pressão ao nível do eixo da via pública, sob uma condição de consumo nulo) não deve ser superior a 500kPa; e a pressão dinâmica disponível (definida pela norma como a pressão ao eixo da via pública em determinado ponto da rede, sob condição de consumo não nulo) não deve ser inferior a 100kPa. Também na norma são definidas as velocidades de 0,6m/s como velocidade mínima de escoamento e de 3,5m/s como velocidade máxima, em final de plano. Considera-se, também, que o diâmetro mínimo das tubulações secundárias é de 50 mm. Ademais, é previsto em norma a possibilidade de abastecimento através de bomba pressurizadora-“*booster*”, que é o caso similar ao da bancada de ensaios do laboratório que foi utilizada neste trabalho, com a bomba de pressurização interligada à rede de distribuição do laboratório e a sucção interligada ao reservatório pulmão.

A norma brasileira ABNT NB-591 (1991) define parâmetros para o projeto de adutoras de água tratada para abastecimento público, e define condições específicas que devem ser obedecidas na elaboração de projetos. Quanto ao caminhamento da adutora a norma estabelece que devem ser evitados traçados por áreas alagadas, pantanosas e submersas, também estabelece restrições para áreas com declividade acentuada e vias de tráfego intenso e também restrições no traçado conflitante com vias férreas eletrificadas, em função do risco de corrosão eletrolítica. A

norma define também que devem ser feitas sondagens de prospecção do solo, para determinação de suas características e também do nível do lençol freático.

A norma recomenda o cálculo das pressões admissíveis pela equação [2.3] apresentada a seguir.

$$P_{adm} = \frac{2 \cdot e \cdot \sigma_{adm}}{D} \quad [2.3]$$

Em que P_{adm} é a pressão admissível em Pa, σ_{adm} é a tensão admissível em Pa, e é a espessura do tubo e D o diâmetro externo em mm. A equação [2.3] tem validade para os tubos classificados como tubos de parede fina, que são os tubos para os quais a relação entre o diâmetro externo e a espessura da parede é maior que 25. Para os casos em que a relação é menor que 25, a pressão admissível é adotada igual a pressão do teste hidrostático dividida pelo fator de segurança 2,5. Esta norma também define o procedimento de análise do golpe de aríete, que deve ser efetuado pelo método das características e a pressão máxima devida ao golpe de aríete devem ser iguais ou inferiores às pressões admissíveis adotadas para as tubulações, conexões, acessórios e equipamentos previstos em toda a instalação em face dos planos de cargas piezométricas de regime permanente e estáticas. O anexo B da norma apresenta a fórmula da celeridade de propagação de ondas de pressão que deve ser utilizado para cálculo do golpe de aríete, cuja equação é dada por [2.4].

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} \cdot \frac{D \cdot C}{e}}} \quad [2.4]$$

Em que, a é a celeridade da propagação de onda em m/s; K é o coeficiente de elasticidade volumétrico da água em Pa; E é o módulo de elasticidade do material do tubo, em Pa; ρ é a massa específica da água em kg/m³; e é a espessura da parede do tubo em mm; D é o diâmetro interno do tubo em mm, e C é um coeficiente adimensional que depende do tipo de vínculo estático do tubo e do tipo de extremidade do tubo: livre, ancorada, com ou sem juntas de dilatação, e

depende também do coeficiente de Poisson do material do tubo que, para o PVC, objeto deste estudo tem valor de 0,45 (à 20°C).

Os valores de K apresentados pela norma para a água de abastecimento estão transcritos no quadro 2.1:

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente K para cálculo do golpe de aríete – NBR 12.218 (1994)

Temperatura(°C)	0	10	20	30	40	50
K(10 ⁹ Pa)	2,04	2,13	2,24	2,30	2,34	2,35

DANTAS (2008) apresenta um trabalho feito com silos de compósitos poliméricos, em que apresenta os resultados de testes de pressão hidrostática em corpos de prova do material estudado (compósitos poliméricos). Embora não haja relação direta com o estudo deste trabalho que usa tubos de PVC, a experiência obtida no ensaio de pressão hidrostática é importante para balizar os ensaios a serem realizados com os corpos de prova em PVC. Dantas (2008) efetuou o ensaio de resistência à pressão hidrostática segundo a norma brasileira ABNT NBR 5683 (1999) e utilizou corpos de prova tubulares com 400mm de comprimento e 82mm de diâmetro, a pressurização foi efetuada utilizando gás nitrogênio, que segundo o autor seria para garantir uma distribuição de pressão uniforme. O cálculo das pressões estáticas nesse caso foi efetuado de acordo com a norma DIN 1055, para estudos de pressão em silos, conforme mostra a figura 2.7. Nos ensaios foram obtidas pressões máximas de ruptura estática da ordem de 1,8 MPa e tensão circunferencial de 22,5 MPa. Apenas como referencia o material estudado tinha espessura de 3 mm e relação de altura-diâmetro H/D=3.

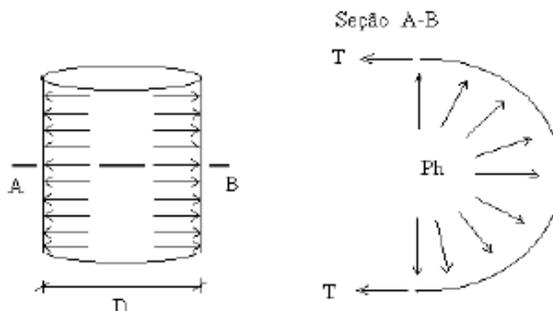


Figura 2.7 – Representação de tensões do corpo de prova cilíndrico submetido à pressão estática interna – Fonte: Dantas (2008)

Apesar das diferenças entre os tipos de estudo (material, e fluido utilizado) podemos traçar alguns paralelos com este estudo para poder ao menos prever qual o comportamento estrutural esperado dos resultados dos ensaios com os corpos de prova de PVC, conforme mostra a figura 2.8, em que vemos a ruptura do corpo de prova de Dantas (2008).

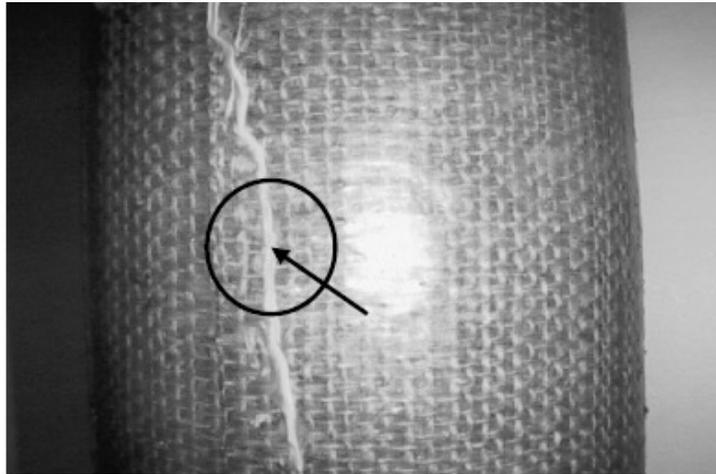


Figura 2.8 – Ruptura do corpo de prova cilíndrico submetido a pressão estática interna – Fonte: Dantas (2008)

A norma brasileira ABNT NBR 5647 (2004) define exigências para tubos e conexões de PVC 6,3 e respectivas juntas elásticas a serem empregados na execução de sistemas de distribuição de água, com pressões de serviço de 1,0 MPa; 0,75 MPa e 0,60 MPa consideradas na temperatura igual a 20°C, sendo que os tubos e peças devem ser adequados para a condução de água até 45°C, ocorrendo entretanto uma redução da pressão máxima de serviço neste caso. Os tubos e conexões devem ser fabricados com composto de poli cloreto de vinila (PVC 6,3) e que garanta uma vida útil mínima de 50 anos.

A norma define que a pressão nominal de dimensionamento dos tubos (para água a 20°C) deve ser relacionada com a tensão circunferencial admissível (σ) calculada conforme a equação [2.5] abaixo, em que “ e ” é a espessura mínima da parede em mm e d_{em} é o diâmetro externo médio do tubo em mm.

$$P_N = \frac{2 \cdot \sigma \cdot e}{d_{em} - e} \quad [2.5]$$

A pressão de serviço P_S é definida em função da pressão nominal P_N e prevê as oscilações dinâmicas de pressão, considera o fluxo de água até 45°C, sendo majorada pelo coeficiente de segurança C_S , sendo definido por [2.6]:

$$P_S = P_N \cdot C_S \quad [2.6]$$

A tensão circunferencial admissível corresponde à máxima tensão circunferencial que um tubo PVC 6,3 pode ser submetido, considerando condições ideais de serviço e temperatura de 20°C, e considerando também a amplitude entre 18 a 23°C e que deve resistir por no mínimo 50 anos a uma pressão igual a 6,3MPa, que correspondem a 63 kgf/cm² equivalente a 630 mH₂O.

Para este trabalho, será adotada a forma da equação conhecida como fórmula de Barlow, definida por [2.7]:

$$\sigma = \frac{Pi \cdot (D - t)}{2 \cdot t} \quad [2.7]$$

Em que Pi é a pressão estática interna do tubo em MPa, D o diâmetro externo médio em mm, t a espessura do tubo em mm e σ a tensão circunferencial a que a parede do tubo está submetida, em MPa. A equação [2.7] expressa a mesma relação prática que [2.2], [2.3] e [2.5] apresentadas nas normas técnicas e trabalhos citados neste capítulo.

SOARES *et. al.* (2009) apresentam em seu trabalho uma análise do efeito dos escoamentos transitórios em tubulações de polietileno de alta densidade, com comportamento visco-elástico. O trabalho foi realizado em uma instalação experimental montada no Instituto Superior Técnico de Lisboa, formada por uma tubulação com extensão de 203 m e diâmetro de $44 \cdot 10^{-3}$ m. A tubulação possui duas válvulas de controle, uma a jusante e outra a montante, e foi conectada a um tanque pressurizado que alimenta o sistema e tem a extremidade de montante em descarga livre, em um tanque de nível constante. A ocorrência do escoamento transitório é obtida através do fechamento de uma válvula de esfera instalada antes do tanque de regularização, a jusante da tubulação. A instalação experimental de SOARES *et. al.* (2009) apresenta similaridades com a bancada da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp utilizada neste

trabalho, sendo que ambas possuem um sistema fechado de escoamento através de tubulações de plástico, polietileno no caso do Instituto Técnico Superior de Lisboa e, PVC, no caso da Unicamp, e reservatórios de regularização, e válvulas de controle para induzir o escoamento transitório.

SOARES *et. al.* (2009) coletaram dados de pressão em condições de escoamento turbulento causados pelo fechamento da válvula de esfera. Uma solução hidráulica considerando o comportamento mecânico visco-elástico foi aplicada utilizando três modelos matemáticos já desenvolvidos.

Os resultados numéricos mostraram que o Modelo de discretização do Vapor de Cavitação (DGCM) foi impreciso na descrição do comportamento hidráulico, embora fosse o modelo mais conservador para fins de projeto. Também afirma que o modelo não foi exato para fins de calibração, devido à desconsideração da dissipação de energia durante a expansão e implosão das bolhas de ar. A consideração da lei do gás ideal é mais adequada do que a simples adoção do valor da pressão de vapor, e induz maior atenuação e dispersão das pressões transitórias. Para fluxos de cavitação, um novo conjunto de parâmetros viscoelásticos foi determinado e assumiu-se que a incerteza das perdas por atrito, viscoelasticidade da parede do tubo e variação de velocidade da onda, devido à formação de bolhas de ar localizadas, foram descritos pela função de fluência. O modelo simplificado proposto por BORGA *et al.*(2004) forneceu melhores resultados do que aqueles obtidos utilizando outros métodos. Este modelo pode ser uma alternativa numericamente menos complexa do que o modelo viscoelástico.

O comportamento dos tubos plásticos frente aos fenômenos transitórios e de cavitação não é simples de se equacionar, e SOARES *et al.* (2009) concluíram que a análise realizada em seu trabalho, considerando os fluxos de cavitação em sistemas pressurizados composto por tubos de plástico deve possuir estudos complementares. Os autores propoem ainda que o estudo de novos métodos, tais como os métodos numéricos bi-dimensionais (2D), possa ser a solução para a descrição das pressões transitórias com desenvolvimento da cavitação.

CAPÍTULO 3

MODELOS DE PREVISÃO DE MANUTENÇÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO

3.1 Introdução

Existem vários modelos para auxílio à tomada de decisão para reparo e substituição das redes de abastecimento de água. Alguns modelos são conceituais e utilizam dados históricos e modelagem estatística para estabelecer uma vida útil máxima para a rede, outros modelos estabelecem critérios para definir o tempo ótimo de substituição da rede, baseados em modelos probabilísticos, e existem ainda modelos que relacionam os custos de substituição com os de reparo estabelecendo um ponto ótimo de substituição. Outro grupo de modelos utiliza embasamento físico na modelagem, e são conhecidos por modelos mecanicistas, que visam a previsão de falha em redes de abastecimento.

3.2 Modelos Conceituais e Estatísticos

Uma classificação dos métodos de análise para substituição de tubulações é apresentada por Park (2002) que divide os modelos em quatro categorias principais, sendo elas: o modelo DPA - Determinação do Ponto de Deterioração, a Análise de Equilíbrio de Falhas, Métodos de Regressão e Probabilidade de Falha, e Métodos Mecanicistas.

O modelo de “Determinação do Ponto de Deterioração” identifica o conjunto de fatores envolvidos com as falhas da tubulação, tais como a idade do tubo, o material, as dimensões, o tipo de solo, a pressão de operação, a suscetibilidade ao congelamento, e o histórico de ocorrências. É definida então uma pontuação para o tubo em análise, com base nos pesos de cada

um dos fatores envolvidos. Essa pontuação ou “*score*” é comparada a um limite previamente estabelecido. A situação do tubo em análise diante do “*score*” limite define se o tubo é candidato a substituição ou não. Essa modelagem deve ser feita para todas as tubulações do sistema, a cada período previamente definido, e o resultado da modelagem será um ranking de tubos candidatos a substituição. Este tipo de modelo, embora relativamente simples, fornece uma análise pontual e imediata, sem poder de previsão, e com resultados discutíveis, principalmente em casos de empates com pontuações iguais para tubulações diferentes e que estejam disputando o mesmo recurso para remanejamento das redes.

Ainda segundo Park (2002) os modelos de Análise do Equilíbrio de Falha são baseados em custos. A partir da definição de um valor de equilíbrio entre o custo de reparar a tubulação e o custo de substituir a tubulação por tubos novos. A decisão de substituir é definida em função deste valor de equilíbrio, adotada pelo gestor, e pela análise dos eventos de falha. O modelo fornece uma estimativa dos gastos futuros com o reparo da tubulação que é comparado ao custo total de substituição, definindo então o ponto ideal de substituição.

Os modelos de regressão e probabilidade de falha são parecidos aos modelos DPA na construção dos mesmos fatores de deterioração da rede, mas que apresentam uma capacidade de previsão através dos cálculos de probabilidade de sobrevida da tubulação.

Os modelos mecanicistas são desenvolvidos para obter uma previsão de manutenção em redes de água, e levam em consideração as características da tubulação (material, e características estruturais), as condições de operação (cargas devido a pressão interna, cargas devido ao tráfego de veículos, e cargas acidentais) e às características do solo e a interação solo-tubo. Park (2000) cita que os métodos mecanicistas visam modelar o fenômeno de falha por ruptura das tubulações, considerando corrosão, tensões devido à temperatura, carga de congelamento e outros processos de falha, sempre com princípios físicos. O autor conclui que embora estes métodos ajudem a tornar o processo de falha por ruptura mais compreensível, a capacidade de previsão ainda depende de análise de correlação ou de análise probabilística, considerando parâmetros e variáveis aleatórios.

Ketler (1985) cita em seu trabalho diversos pesquisadores tais como Arnould (1960) que estudou os rompimentos de rede de água ocorridos na Filadélfia - EUA, e Clark (1960) que fez experiências com a cidade de Nova York. Cita também Remus (1960) com Detroit e Niemeyer (1960) em Indianápolis. Esses estudos identificaram as causas de uma série de rompimentos e também analisaram as estatísticas de falhas sem, entretanto, segundo Kettler (1985), apresentar claramente o que deveria ser feito para obter as melhorias.

Morris (1967) examinou os motivos principais para ruptura de redes, e propôs medidas preventivas, permitindo aos projetistas de redes incorporarem proteções, e manter um registro preciso das ocorrências de rompimentos para permitir a execução de um programa de redução de rompimentos. Ketler (1985) cita que os dados utilizados por Morris (1967) apresentam uma grande porcentagem de rupturas para os menores diâmetros.

Shamir e Howard (1979) aplicaram uma análise de regressão para obter uma relação para a taxa de frequência de ruptura da tubulação em função do tempo. Essa relação foi utilizada para encontrar o momento ótimo de substituição da tubulação para minimizar o custo total da reparação e substituição. A análise trata o problema pelo foco econômico e trata-se de um dos trabalhos pioneiros sobre o assunto, assim como em Walski (1982). Estas abordagens definem, para determinado trecho de tubulação, um momento ótimo de substituição com base na minimização dos custos totais, que incluem custos de manutenção relacionados com a reparação da ruptura da tubulação e os custos totais de substituição de toda tubulação. Outros trabalhos permitiram o desenvolvimento de estratégias para toda a rede, incluindo critérios relacionados à qualidade estrutural e de desempenho hidráulico da rede.

Walski e Pelliccia (1982) apresentaram uma idéia da definição de um limite para a taxa de frequência de ruptura. Eles adotaram o mesmo modelo de Shamir e Howard (1979) derivando um tempo ótimo de substituição estimado, definido através da relação dos custos totais de reparação em determinado período sobre o custo total de substituição.

Clark et al. (1982) sugerem um modelo que combina duas equações, uma para prever o tempo para a primeira ruptura e outra para prever o número de rupturas posteriores, definidos por regra exponencial, em uma tentativa de explicar o impacto relativo dos vários agentes externos.

Eles observaram que apenas um subconjunto de tubulações teve reparos recorrentes e que o tempo para ocorrência do primeiro reparo foi bastante longo, normalmente cerca de quinze anos. Observaram também que o tempo entre reparos torna-se mais curto com envelhecimento das tubulações e que tubos de grande diâmetro tendem a ter menos problemas.

Ciottoni et. al.(1983) analisaram o sistema de abastecimento da Filadélfia, Estados Unidos, sendo citados por Kettler (1985), e identificaram fatores responsáveis pelo rompimento de tubulações. O interessante em Ciottoni et. al. (1983) é sua conclusão de que a idade da tubulação não é um fator tão importante quando aparentemente parece, e que o efeito do diâmetro é mais importante. Conclui Ciottoni et. al.(1983) que os tubos de diâmetros pequenos apresentam maiores taxas de ruptura. Resultado similar foi encontrado por Sullivan (1982) que verificou um aumento da taxa de ruptura para diâmetros menores, na cidade de Boston.

Kettler (1985) apresenta equações de regressão relacionando o número de quebras com o diâmetro e tempo para tubulações de ferro fundido e de cimento-amianto em Winnipeg, Canadá. Suas estimativas mostraram forte correlação inversa entre as falhas e o diâmetro (0,0625 menos falhas anuais por km de tubulação principal, para cada centímetro de acréscimo do diâmetro da tubulação, para diâmetros entre 100 e 300 mm). A correlação encontrada foi de 0,96.

A figura 3.1 mostra um gráfico com o ajuste linear dos dados de Winnipeg, Canadá, utilizados por Kettler (1985). Comparações com outras regressões em Nova York, Filadélfia e St. Catherine, no Canadá mostraram que cerca de 1/3 da redução da frequência de ruptura em função do aumento em centímetros do diâmetro, nas três cidades em que as rupturas foram encontradas aumenta linearmente com o tempo.

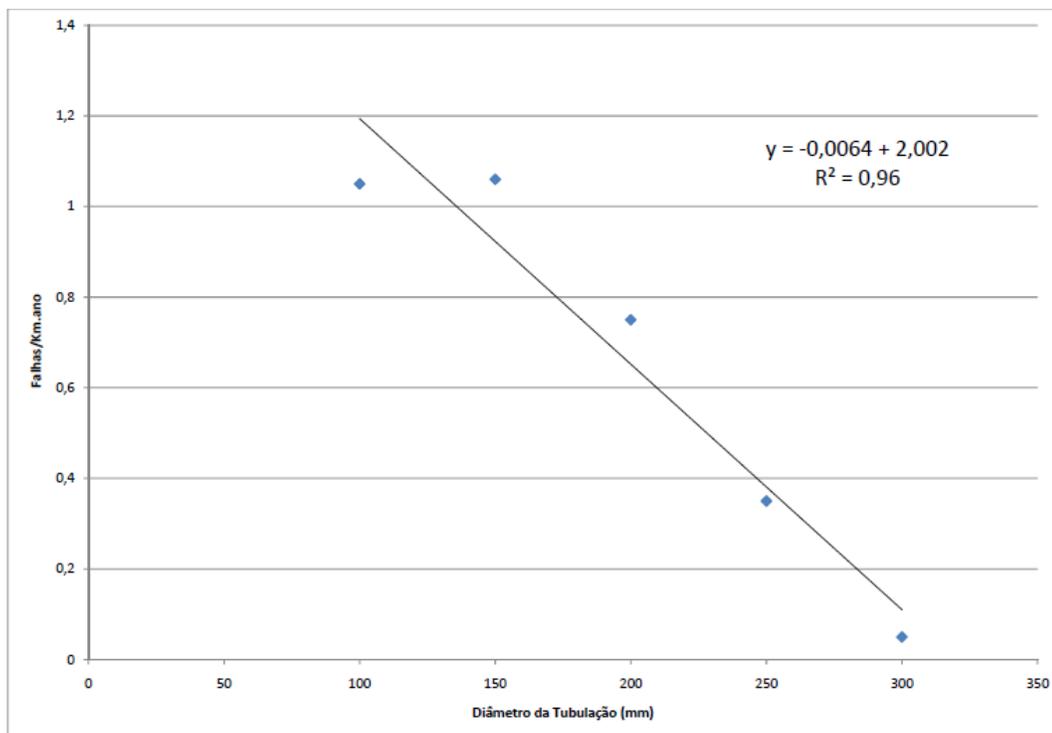


Figura 3.1 – Regressão linear das médias anuais de eventos de rupturas encontradas na cidade de Winipeg (Falhas anuais VS. Diâmetro da Tubulação) – Fonte: Kettler (1985)

Marks et al. (1985) utilizaram técnicas de regressão múltipla para estabelecer que variáveis interferem na taxa de rompimento da tubulação e definiram que os fatores são: o diâmetro do tubo, o comprimento do trecho da tubulação, a idade, a pressão, o tipo e a corrosividade do solo, a intensidade da urbanização, o número de rupturas anteriores, o tempo para ocorrer a segunda ruptura, e o período de instalação.

Andreou et al. (1987) estudaram um modelo de riscos proporcionais para prever probabilidades de falha nas tubulações nos estágios iniciais de deterioração e também um modelo de Poisson para as fases posteriores da deterioração da tubulação. A idéia básica deste modelo é estimar uma função de sobrevivência para cada tubo de forma individual, que leva a uma probabilidade de sobrevivência do conjunto de tubos para um determinado tempo, baseado em um conjunto de fatores de risco. O modelo fornece a função de risco como um produto do risco base, dependendo apenas do tempo e um fator de escala composto por variáveis externas, tais como diâmetro e comprimento do tubo, tipo de solo, e ocupação urbana.

Male et al. (1990) descreveu um procedimento que define um limite arbitrário da taxa de frequência de ruptura. A análise desenvolve então cinco alternativas possíveis: (1) substituir

depois de uma ou mais rupturas, (2) substituir após duas ou mais rupturas, (3) substituir, após três ou mais rupturas, (4) substituir, após quatro ou mais rupturas, e (5) sem limite de aproximação. Segundo o autor a alternativa 2 acabou por ser a política mais conservadora, também indicou que a escolha da alternativa é sensível à taxa de frequência de ruptura utilizada no cálculo. Frequências mais elevadas levam a uma política menos agressiva e vice-versa.

Mavin (1996) apontou a necessidade de filtrar os dados antes de construir um modelo de previsão de ruptura. Ele sugere não considerar eventos de ruptura que ocorrem antes de três anos da instalação da tubulação ou após seis meses de um reparo de ruptura anterior. Com essa premissa ele desenvolveu um conjunto de equações de regressão para o número de rupturas ao longo de um período e considerando o intervalo de tempo entre os eventos. Rajani (2004) chama a fase inicial da tubulação de “fase de queima”, ou seja, é o período em que a tubulação pode sofrer rupturas em função de problemas na instalação e assentamento dos tubos e/ou defeitos de fabricação dos tubos.

Deb et al., (1997) discutiram um modelo probabilístico chamado KANEW para estimar a extensão de tubulação a ser substituída por ano. A partir do banco de dados da empresa de saneamento, com os tubos categorizados de acordo com sua idade, material, diâmetro e qualidade do assentamento. Para cada categoria é obtido o percentil 100, 50 e 25 das idades através de análise ou avaliação de peritos. Estes percentuais são utilizados para obter os três parâmetros da função densidade de probabilidade e a partir disso são definidas probabilidades de sobrevivência. Estas probabilidades de sobrevivência são usadas para obter o valor esperado de sobrevivência para as tubulações ou de seu complemento de não-sobrevivência por ano, definindo então as tubulações que devem ser substituídas. O procedimento é aplicado a um conjunto de tubos com composição similar e comparado com de um tubo individual.

Park (2000) apresenta um estudo para determinar um programa de substituição ideal para sistemas de distribuição de água. O método é baseado na minimização dos custos totais de reparo e no custo total de substituição das tubulações e pela obtenção do ponto limite de ruptura. Esse ponto é determinado pelas relações equivalentes entre o limite de ruptura e a taxa da ocorrência de falha. Funções estatísticas são ajustadas para cada registro de ruptura de tubulação definindo então o tempo ótimo para substituição das tubulações. O método proposto por Park

(2000) consiste na definição do limite de taxa de ruptura da tubulação, usando a equação [3.1] que define o Brk_{th} que é dependente do custo de substituição da rede de água, F ; do comprimento da tubulação, L ; do custo de reparo da tubulação C , do diâmetro nominal da tubulação D , e da taxa anual desejada R , em eventos por ano, sendo considerada uma relação linear entre o custo de substituição e o diâmetro, na forma $C/F=a.D+b$, sendo a e b os coeficientes de regressão.

$$Brk_{th} = \frac{\ln(1+R)}{\ln\left(1+\frac{C}{F \cdot L}\right)} \quad [3.1]$$

Em seu trabalho Park (2000) utiliza o método considerando tubulações de 150mm, 200mm, 250mm e 300mm e traçou curvas com base na equação de limite de taxa de ruptura, mostradas na figura 3.2. A decisão do gestor será então baseada nas curvas obtidas e no limite adotado.

Dandy e Engelhardt (2001) utilizaram algoritmos genéticos para determinar uma estratégia ótima de substituição da tubulação. Esta estratégia foi aplicada à rede de Adelaide (Austrália). Seu modelo inclui um diferencial que é a introdução de uma restrição de orçamento, bem adequada à realidade dos gestores dos sistemas de abastecimento, bem como restrições de pressões mínimas e velocidades máximas de escoamento.

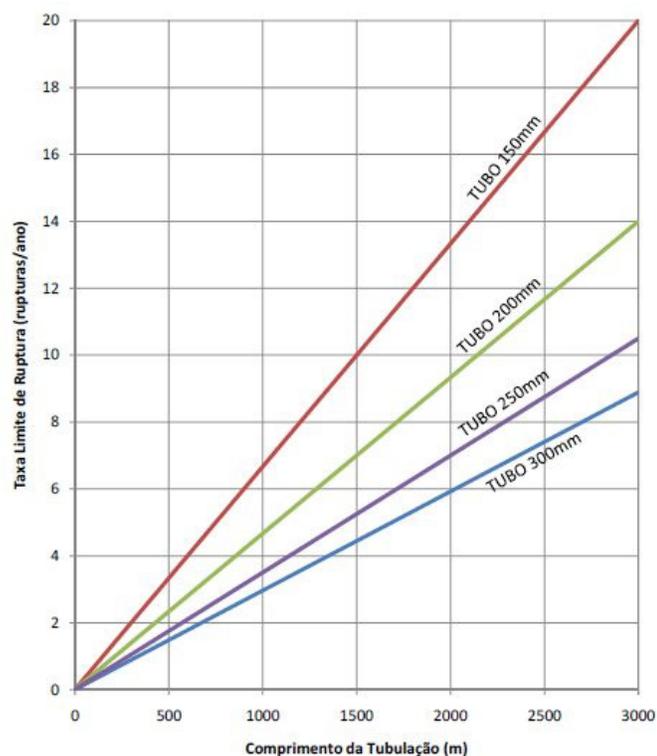


Figura 3.2 – Curvas obtidas pelo método do Limite de taxa de ruptura de rede – Park (2000)

Dridi et. al.(2005) cita que o envelhecimento das redes de água é responsável pelo aumento dos eventos de ruptura das redes de água, além da diminuição na capacidade hidráulica. Ele apresenta uma nova estratégia para determinar o ponto ideal de substituição de tubos de água que integra dois elementos chave envolvidos na deterioração dos serviços de abastecimento de água, ou seja, a integridade estrutural e capacidade hidráulica. A função objetivo utilizada para definir as melhores soluções é composta por dois termos: um relacionado aos custos de reparação e outra nos custos para a substituição. A solução ótima deve minimizar esta função sob a restrição de que todas as demandas dos nós e a pressão estejam satisfeitas. O modelo utilizado para estimar a probabilidade da ocorrência de falha da tubulação considera intervalos de tempo entre sucessivas quebras de tubulação como uma variável aleatória descrita por funções densidade de probabilidade. A abordagem Bayesiana é utilizada para estimar os parâmetros do modelo de valores. As redes hidráulicas são modeladas usando o Epanet2.0, e um algoritmo genético (GA) é usado para buscar a melhor solução. A validação e avaliação do desempenho da estratégia proposta foram realizadas através da geração estocástica de rompimento da tubulação de uma rede de distribuição de água. A vida útil da rede foi subdividida em intervalos de tempo de cinco

anos. O planejamento previsto para os próximos cinco anos é definido no início destes intervalos de tempo (isto é, quais tubos serão substituídos, e quando serão, de acordo com os resultados de otimização). No início de cada um destes períodos, os parâmetros de valores de ruptura da tubulação do modelo são reavaliados de acordo com os dados históricos de ruptura disponíveis naquele momento. Uma vez que a rede de tubulação de água é atualizada, os registros de falha da tubulação são estendidos para os próximos cinco anos. Este processo de identificação das tubulações de água a serem substituídas durante os próximos cinco anos é repetido até o final da vida útil da rede. Os resultados são apresentados para duas redes de água hipotéticas de 100 e 250 tubos, respectivamente. A figura 3.3 mostra a rede hipotética utilizada por Dridi (2005 indicando o número de cada tubo, uma marca com “x” para cada ruptura e o total de rupturas de cada tubo), e a figura 3.4 os resultados obtidos.

A inclusão da capacidade hidráulica já havia sido apresentada por Halhal et al. (1997) que propôs uma abordagem de critérios múltiplos em que o primeiro objetivo está relacionado com os custos e o segundo com a capacidade hidráulica, a integridade física da rede, a flexibilidade da rede e qualidade da água distribuída. E também por Kleiner et al. (1998) que propuseram uma abordagem de planejamento de longo prazo que integra as opções de reabilitação e substituição, e considera a integridade estrutural e capacidade hidráulica de cada tubo simultaneamente.

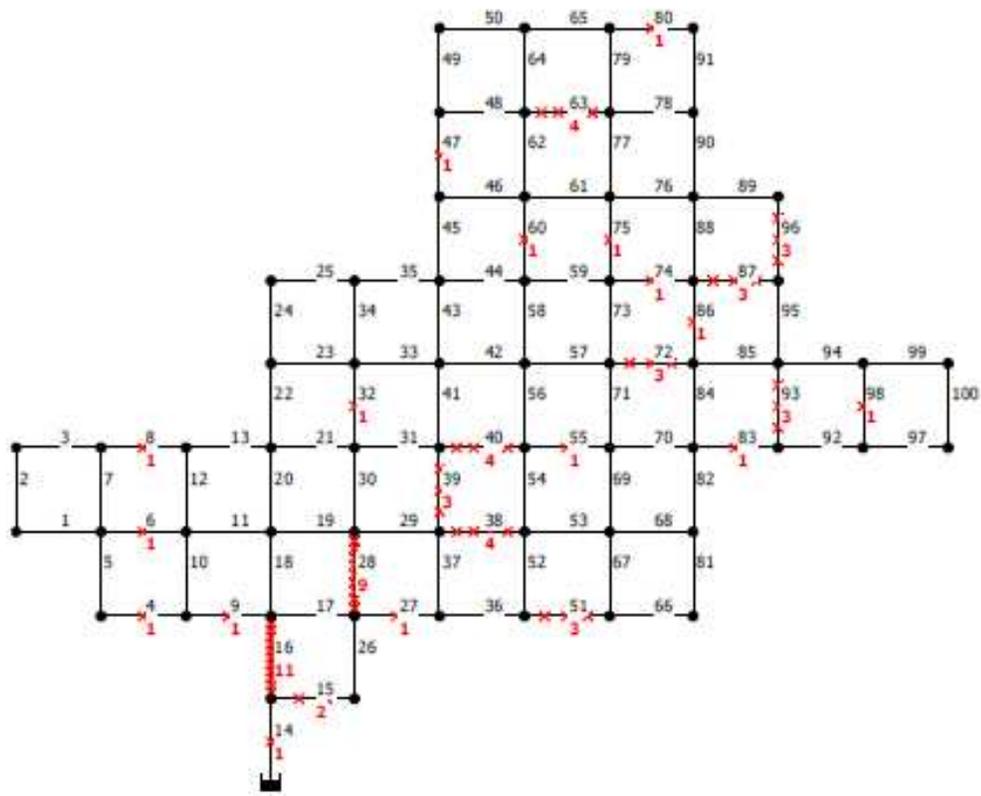


Figura 3.3 - Rede hipotética utilizada por Dridi (2005)

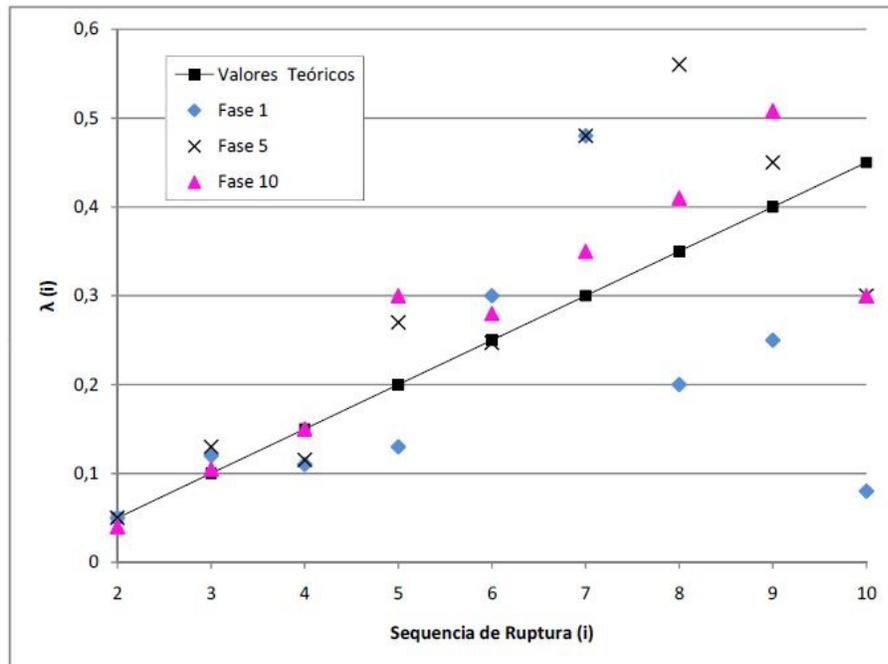


Figura 3.4 - Distribuição nas fases de vida da tubulação - expoente λ .

O trabalho de Dridi (2005) difere de outros estudos em três aspectos: porque utiliza um modelo estatístico para estimar as probabilidades de ruptura da tubulação; porque utiliza o modelo estatístico Bayesiano de ruptura da tubulação e porque a validação do tempo ótimo de substituição é definida em intervalos de tempo fixos (de cinco em cinco anos) com base nos dados disponíveis em cada período. O modelo define que o tempo decorrido da instalação da tubulação até o primeiro rompimento obedece a uma distribuição descrita por Weibull, e que para os próximos eventos de ruptura obedecem a uma distribuição exponencial definida por um parâmetro exponencial. A análise para substituição é calculada em termos de minimização de uma função custo. Esta função considera o custo de reparação de ruptura dos tubos e também custos para substituição da tubulação. Além disso, as soluções necessárias devem atender a restrição de pressão em nós da rede, modelada através do EPANET 2.0. A função de custo para toda a rede é a soma da função de custo para cada tubo. A restrição hidráulica é escrita como uma função que visa maximizar a pressão nos nós da rede de distribuição e que impõe uma perda de rendimento hidráulico baseada na equação de Sharp e Walski (1988) para descrever como os coeficientes de Hazen-Williams evoluem no tempo. A função objetivo utiliza a soma do custo total e a perda de eficiência hidráulica multiplicada por um peso (uma constante) preterindo soluções que não satisfaçam a restrição hidráulica. Então utiliza o EPANET 2.0 para realizar as simulações hidráulicas. Para finalizar a busca de soluções ótimas Dridi (2005) utiliza um algoritmo genético (GA).

O estudo apresenta então a estratégia para a substituição das tubulações que divide a vida útil da tubulação em períodos de igual duração das chamadas fases de planejamento (PP) conforme a figura 3.5, com duração adotada de cinco anos. A lista de tubos a serem substituídos e os anos de substituição é atualizada a cada início de período. Esta análise integra todas as informações disponíveis naquele momento (dados sobre os parâmetros hidráulicos e registros de rupturas dos tubos).

A estratégia de substituição sugerida fica então basicamente composta por três etapas. A primeira etapa visa estimar os valores dos parâmetros do modelo estatístico de ruptura de tubos, com base de dados e informações disponíveis no início do ciclo de planejamento. A segunda etapa consiste em encontrar soluções que minimizem a função de custo e que satisfaçam as restrições hidráulicas. Determina-se então a lista de tubos a serem substituídos durante o período

estabelecido. O terceiro passo consiste na atualização da rede para a fase seguinte. Ou seja, realizar a substituição de tubulação programada, atualizar os registros rupturas da tubulação e atualizar coeficientes de Hazen-Williams.

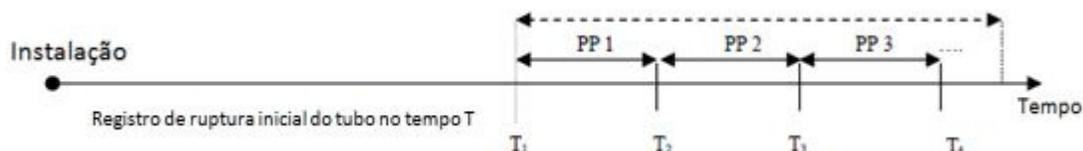


Figura 3.5– Passo a passo do processo. Dridi (2005)

A validação do método foi realizada utilizando registros sintéticos de ruptura da tubulação, gerados aleatoriamente pelo modelo estatístico. Uma vez que os parâmetros de rede e variáveis para o próximo período foram atualizados, a análise para o próximo período pode ser realizada e o cronograma de substituição para este novo período pode ser estabelecido. Segundo Dridi (2005) este processo de validação, embora aplicado a registros hipotéticos, permite a avaliação do desempenho, em longo prazo, da estratégia proposta sobre conjuntos de registros históricos e integra dados disponíveis.

Christoudoulou et. al. em seus trabalhos de 2007 e 2008 apresentam um estudo a partir da premissa de que os dados históricos sobre as rupturas das tubulações, as metodologias de ação do gestor, impactos sociais e financeiros e o custo do ciclo de vida são ingredientes mais importantes no quebra-cabeça da estratégia de priorização de ações para "reparar ou substituir", e propõe um sistema com a integração de todos estes elementos chave na modelagem de um sistema de gestão integrada para ajudar os gestores a gerenciar suas redes de distribuição de modo mais eficiente. A proposta engloba: os dados sobre as características do sistema (como o diâmetro da tubulação, comprimento, material, data de instalação, zonas de pressão, etc); os dados históricos sobre os incidentes de quebra de tubulação (data do incidente, o tempo de resposta e custo da reparação / substituição, o número de rupturas anteriormente observadas, razão e classificação do incidente de ruptura, etc); uma ferramenta de análise estatística para a análise dos incidentes de ruptura de tubos; um componente de rede neural artificial para os dados de identificação padrão; um processador de lógica fuzzy, para o desenvolvimento de regras de

lógica fuzzy que descreve o comportamento da rede; um módulo de avaliação de risco (principalmente um módulo de análise de sobrevivência da tubulação); um sistema de informação geográfica (SIG) para visualização, um Módulo do custo do ciclo de vida para agregar os custos por área e tubulação, a priorização de um módulo de trabalho, e a consulta de dados e relatórios do sistema para a recuperação da informação necessária aos modelos.

O sistema proposto baseia-se em conhecimentos anteriores adquiridos através de operações e manutenção das empresas administradoras do sistema de abastecimento, e dos registros históricos relativos incidentes sobre a rede (principalmente falhas de tubo) com parâmetros internos e externos. Como parâmetros internos considera: materiais das tubulações, diâmetros, pressões de funcionamento, entre outros. E como parâmetros externos: as condições de carga externa, temperatura e condições do solo. A premissa é que as experiências adquiridas através de incidentes anteriores possam melhorar significativamente as futuras operações e práticas de manutenção e, assim, melhorar a renovação das redes e os custos do ciclo de vida. Além disso, uma abordagem integrada e automatizada deve ajudar os gestores do sistema de forma mais eficiente e inteligente, no sentido de enfrentar o dilema de "Reparar ou substituir", priorizar suas ações e recuperar a água não faturada.

A proposta de gestão de ativos, operações e manutenção do sistema depende do acesso ao banco de dados da empresa de saneamento que alimenta um sistema de apoio à decisão (SAD). Esta base de dados inclui o tempo conhecido relacionado a substituição das redes, alimentando os dados relativos a um sistema neuro-fuzzy que então processa as informações para chegar ao risco estimado de ruptura. Se por um lado, os bancos de dados são relacionados e integrados para padronizar a entrada e saída, minimizar o risco de erros na manipulação, e maximizar automação de análise de dados e relatórios; por outro lado, a SAD e o seu neuro-fuzzy permitem a análise numérica dos dados e avaliação dos principais parâmetros do sistema, tais como curvas de sobrevivência e análise de risco de ruptura para cada elemento da rede. Esta análise é a característica chave do sistema proposto por Christoudoulou et. al. (2007), com avaliações numéricas sobre o estado da cidade rede de tubulação. Um "alto risco de ruptura", ou consecutivamente um baixo índice de sobrevivência, alerta o gestor para uma necessidade de substituir um tubo e evitar um maior agravamento do problema, com repetidas rupturas e interrupções do abastecimento, bem como aumento de custos de manutenção.

Christoudoulou et. al. (2007) mostra que os dados históricos são processados por meio de uma combinação de ferramentas de apoio à decisão, tais como análise de sobrevivência, análise estatística, redes neurais artificiais e lógica fuzzy. Esta análise tem por objetivo a identificação de possíveis fatores de risco para rupturas de tubulação e um ranking delas de acordo com sua gravidade e efeito. Christoudoulou et al. (2008) informam sobre a gravidade de uma série de fatores presumidos (como tubos diâmetro, material, tamanho, idade, número de rupturas observado anteriormente, etc) e montaram uma lista dos fatores por meio de um sistema neuro-fuzzy.

Os autores apresentam um estudo de caso na cidade de Lemeso, República de Cyprus, uma ilha no extremo leste do mar Mediterrâneo. O estudo utiliza os dados históricos do gestor e os demais parâmetros internos e externos. A figura 3.6 mostra os histogramas de risco de ruptura espacialmente demarcados na base do cadastro do sistema de abastecimento de água.

Também como resultado do modelo de previsão é mostrado na figura 3.7 um gráfico registrando a taxa de risco de ruptura em função da idade da tubulação avaliando a ação de fatores intervenientes, tais com raízes de árvores, corrosão, deterioração do tubo, e ramais de conexão.

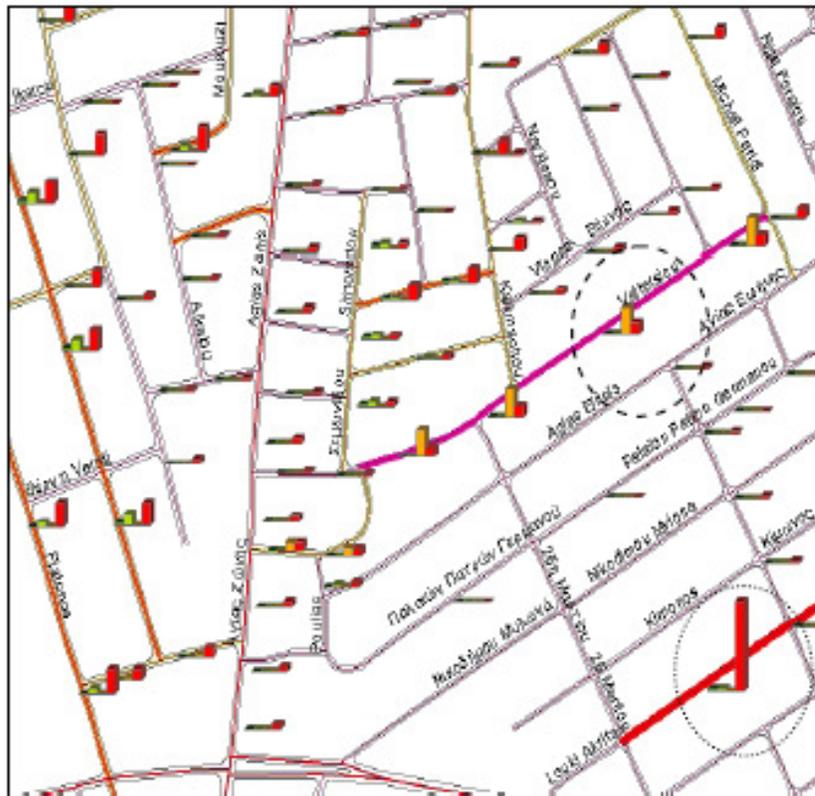


Figura 3.6 – Histograma de eventos de ruptura. Fonte: Christoudoulou (2008)

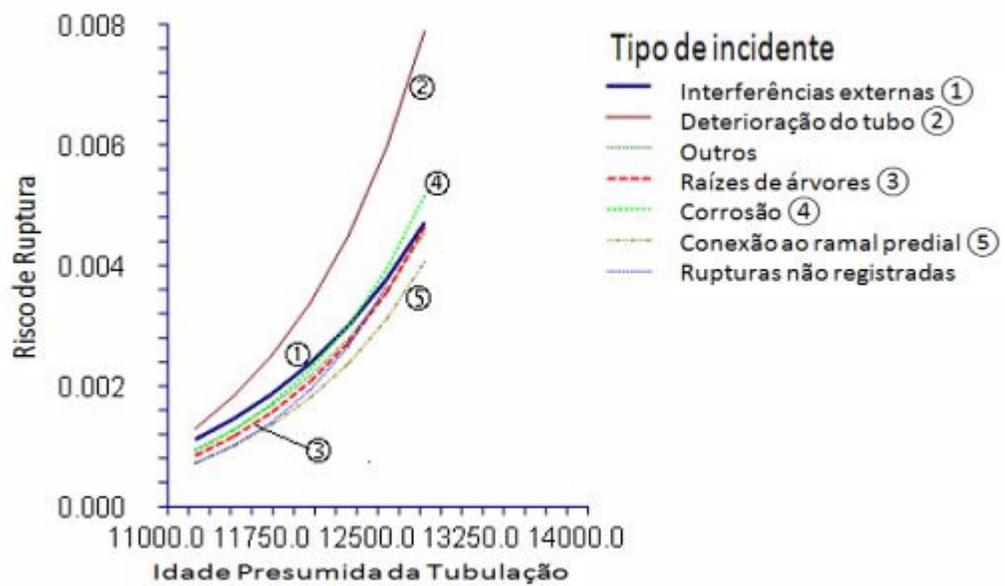


Figura 3.7 – Taxa de risco de ruptura vs. . Fonte: Christoudoulou (2007)

Leal (2008) apresenta um estudo de caso para determinação do tempo ótimo de substituição de tubulações de sistemas de abastecimento de água afirmando que 80% dos custos totais de um sistema de abastecimento de água são oriundos da manutenção nas redes de abastecimento, e que além dos custos totais envolvidos com o reparo das tubulações, em função do processo de deterioração das tubulações ocorrem outras perdas inerentes, tais como o decréscimo da capacidade hidráulica da rede, o aumento da taxa de quebras, o decréscimo da confiabilidade da rede, o aumento de reclamações dos clientes do sistema e por fim a queda da qualidade da água distribuída. O autor afirma ainda que devido à falta de procedimentos e metodologias para escolha das tubulações a serem substituídas, e considerando que as prospecções de campo de todo o sistema de abastecimento são prática e economicamente inviáveis, o processo das companhias de abastecimento para tomada de decisão em relação à substituição da tubulação é baseado na idade do tubo, material, histórico de ocorrências e reclamações dos consumidores, que embora sejam critérios com fatores técnico-operacionais, nem sempre levam a melhor decisão, pois usam abordagens de base ampla e simplificam o processo de deterioração que possui diversas complexidades. Isto pode levar a determinar prematuramente a substituição de uma tubulação que ainda tenha vida útil disponível (que esteja na “fase de queima”) e mantendo tubos que deveriam ser substituídos em operação.

Com objetivo de auxiliar a tomada de decisão das companhias de saneamento, o estudo propõe o uso de um método analítico que usa registros históricos das quebras de tubulações para identificar os padrões de comportamento e formular equações de previsão de ruptura das tubulações. O estudo de caso utilizou dados da SIMAE dos municípios de Capinzal/SC e Ouro/SC. O estudo selecionou uma tubulação de abastecimento do SIMAE citado que possui 1580m de extensão, 150mm de diâmetro em PVC DEFOFO, implantada em 1997, e uma base de dados históricos de ocorrências de 2004 a 2008. O estudo baseia-se na aplicação da regressão linear para determinação da curva de previsão e quebras, proposta por Shamir e Howard (1979) que tem a forma da equação [3.2] mostrada abaixo:

$$N(t) = N(t_0).e^{A.(t-t_0)} \quad [3.2]$$

Onde: $N(t)$ é o número de quebras por unidade de comprimento por ano, com base no ano “t”; t é o tempo em anos; e t_0 é o ano base para a análise (ano inicial da instalação da tubulação ou do

início do histórico de ocorrências). Após a determinação da curva de previsão de quebras do sistema, é definida uma equação para a análise econômica que leva em conta os custos de manutenção e implantação da tubulação, ou seja, são definidos os custos de material e mão de obra para a implantação da adutora nova e o também o custo de cada reparo da tubulação e a taxa de amortização para transformar valores futuros em valores presentes. O estudo considerou 36 eventos de ruptura da tubulação, período de 2004 a 2008 fornecidos pelo SIMAE cujos dados levaram a curva de previsão $N(t) = 2,8109 \cdot e^{0,2064t}$, ou seja com coeficiente de crescimento de 0,2064 e com número de quebras no ano base de 2,8109.

O estudo conclui que o histórico utilizado é pequeno, com muito poucos dados disponíveis, levando a um coeficiente de correlação baixo e deixando a curva de previsão sem muita representatividade. Mesmo assim, o estudo apresenta a análise econômica considerando que a curva de previsão corresponda à realidade. O estudo apresenta como ano ótimo de substituição da tubulação o ano de 2013. Sendo que alterando as variáveis de crescimento (A), de amortização financeira, número de ocorrências no ano base, custo de reparo e custo de implantação chegou a anos de 2008 a 2014, ou seja implicando em uma vida útil da adutora da ordem de 11 a 18 anos. O trabalho de Leal (2008) é uma boa ferramenta para auxiliar a tomada de decisão do gestor e utilizou a teoria do trabalho de Shamir (1979).

Os diversos modelos apresentados são de qualidade apurada e podem servir de apoio à decisão do gestor do sistema de abastecimento, podendo ser utilizados como justificativa para alocação de recursos e obtenção de financiamentos, porém os modelos estão no campo da incerteza e da probabilidade, sendo difícil prever a manutenção da rede, ou definir com precisão a vida útil da rede, sendo assim os modelos de previsão de manutenção podem ser bastante úteis nesse sentido, pois se baseiam em modelagens físicas embasadas em características físicas da rede, do solo e dos dados operacionais.

3.3 Modelos para previsão de manutenção

Kurita e Dalfré (2008) elaboram uma adaptação dos modelos de previsão de manutenção em redes de abastecimento existentes e aplicam dados reais de uma rede de abastecimento em sua

modelagem. Em seu trabalho eles desenvolvem um modelo físico mecânico para analisar as cargas impostas sobre a tubulação de PVC e às resistências estruturais da tubulação, com a finalidade de prever a ruptura. O modelo assume que os efeitos do solo, da temperatura, da carga externa (solo e tráfego) da pressão interna e do tipo de material da tubulação são os fatores intervenientes que compõem o cálculo das tensões. O estudo aplica a modelagem para dois tipos de materiais, que são os materiais mais comumente utilizados e encontrados nos sistemas de abastecimento público: ferro fundido e PVC. O modelo é bastante útil para evidenciar os fatores de maior importância na previsão de falha da tubulação embora existam dificuldades em prever com exatidão em função das incertezas dos dados operacionais de transitórios hidráulicos, defeitos oriundos da execução das redes, eventual falta de suporte do solo na tubulação, variabilidade e heterogeneidade do sistema de distribuição além das dificuldades inerentes em se determinar as características do solo para cada ponto do sistema de abastecimento.

A figura 3.8 mostra alguns dos resultados obtidos por KURITA (2008) em relação à tensão circunferencial dos tubos de PVC e Ferro Fundido.

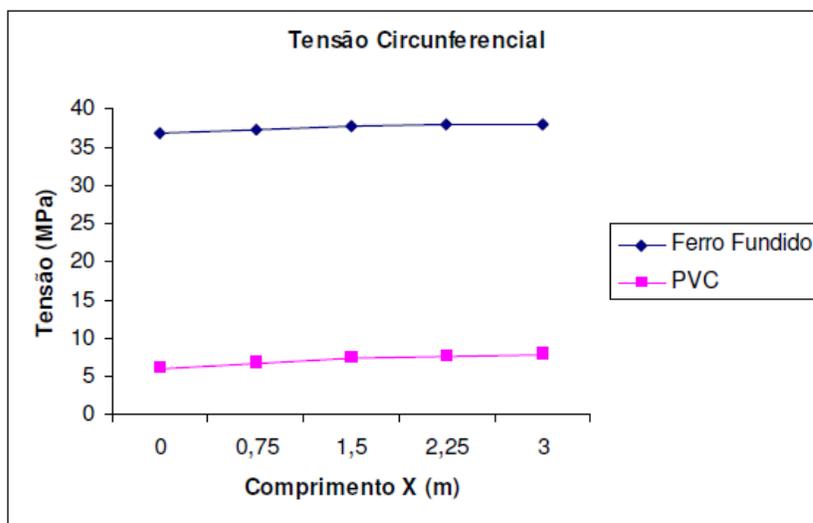


Figura 3.8 – Resultado da modelagem – Fonte: Kurita e Dalfré (2008)

RAJANI (2004) apresenta um trabalho analisando a interação solo-tubo, focando o gerenciamento pró-ativo das tubulações. O estudo utiliza a modelagem de ação do solo de Winkler e avalia o efeito de tensão com variação do tipo de tubo, de material, temperatura, diâmetro, condições de assentamento. O trabalho conclui que tubos plásticos toleram menos a perda de suporte do solo do que tubos metálicos. O autor apresenta um gráfico que representa o

ciclo de vida da tubulação, chamando-o de “curva da banheira”, como apresentado na figura 3.9. A curva mostra a fase inicial, chamada de fase de “queima” em que a tubulação sofre o efeito de problemas no assentamento e execução da rede, e defeitos de fabricação do material. Após esta fase inicia-se a fase de operação, em que a tubulação em geral opera sem problemas, com baixa incidência de falhas, que são resultado de fenômenos aleatórios. A terceira fase, chamada de fase de desgaste, representa a fase em que ocorre um aumento das falhas da tubulação devido à deterioração da tubulação. RAJANI (2004) afirma que nem todos os tubos passam por todas as fases e que a duração das fases pode variar bastante de uma tubulação para outra.

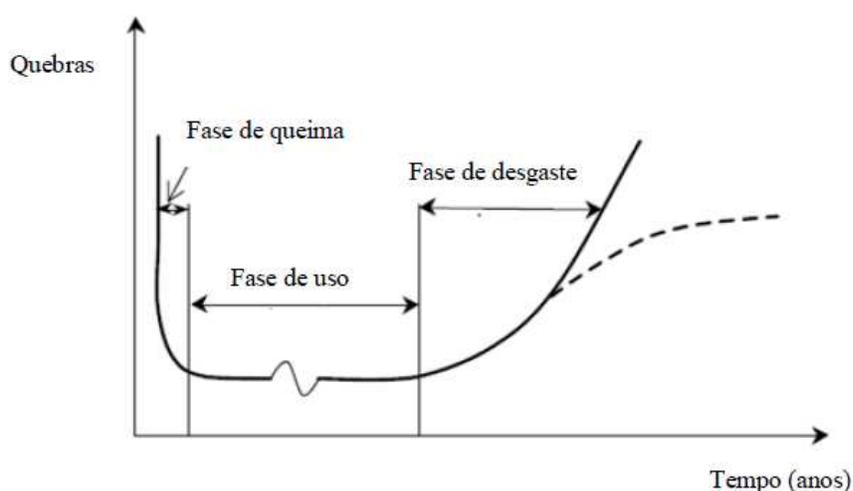


Figura 3.9 – Curva da “Banheira” – Fases da vida da tubulação – Fonte: RAJANI (2004)

Na figura 3.10 apresentada por RAJANI (2004) observam-se as diferentes fases da deterioração estrutural, expressa em termos de um fator de segurança ou fiabilidade, que levam, num último estágio, a falha do sistema de distribuição. Este processo pode ser aplicado aos diferentes materiais dos sistemas de tubulações que estão em processo de envelhecimento. Para as tubulações em ferro fundido considera-se a corrosão, sendo que para as tubulações de ferro dúctil este efeito é menos severo. Os tubos de PVC, por serem de utilização mais recente, ainda não tem exatamente definido o mecanismo de deterioração. Em geral assume que as perdas por vazamentos devem começar tão logo a parede do tubo esteja corroída. Os vazamentos podem carrear as partículas do solo e remover o berço de suporte do tubo, reduzindo ainda mais o fator de segurança do sistema. Além disso, o solo no entorno pode ficar saturado aumentando a carga sobre o tubo. São comportamentos distintos, mas é possível que possam ocorrer simultaneamente.

RAJANI (2004) afirma que três ingredientes principais são necessários para ocorrer o congelamento da área de entorno do tubo, característica que representa um grande acréscimo de tensão sobre o tubo, sendo que a presença de água de um vazamento é um deles e pode agravar a situação de uma tubulação.

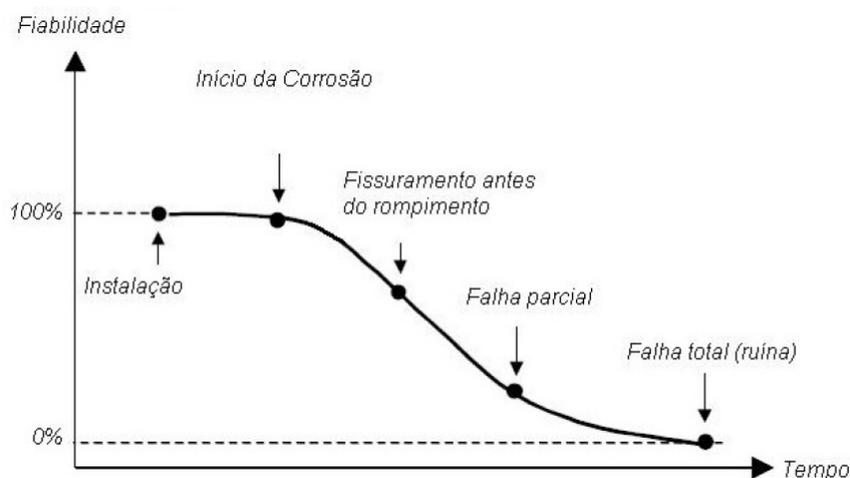


Figura 3.10 – Fases da deterioração de uma tubulação de ferro – Fonte: Rajani (2004)

3.4 Fatores intervenientes e seus efeitos sobre as tubulações

Serão apresentados neste tópico alguns dos principais fatores intervenientes e seus efeitos sobre as tubulações de redes de abastecimento, sendo: o tipo de solo, o material da tubulação, o tráfego de veículos, a pressão hidrostática interna, a fadiga, a temperatura, e o diâmetro. São fatores que apresentam interferência direta nas tensões de solicitação das tubulações, e que são mensuradas nos modelos de previsão de ruptura de redes.

Conforme o estudo de CESTEIRO (2008) em Lisboa, Portugal, no início do ano de 1900 utilizava-se o ferro fundido nos sistemas de distribuição de água. Contudo a partir da década de 70 optou-se pelo uso de tubulações de ferro fundido dúctil, e posteriormente tubulações em PVC. Recentemente os tubos de polietileno de média e alta densidade tornaram-se materiais alternativos para a renovação dos sistemas de água existentes. As tubulações de cimento amianto (mais conhecido por fibrocimento) que apareceram em 1930 já não são utilizadas atualmente conforme RAJANI et al. (1996). Segundo pesquisas de RAJANI et al. (1996) a avaliação do

desempenho dos sistemas adutores de abastecimento de água é definida a partir da frequência de ruptura por km e ano, sendo considerada uma frequência alta e indesejável, quando se verificam pelo menos cinco rupturas por 100 km por ano. Na Figura 3.11, indica-se o total de rupturas e a frequência por material para as cidades Winnipeg, Manitoba. A figura 3.11 mostra ainda rompimentos por ruptura circunferencial, ruptura por furos e uma curva com o total de rupturas.

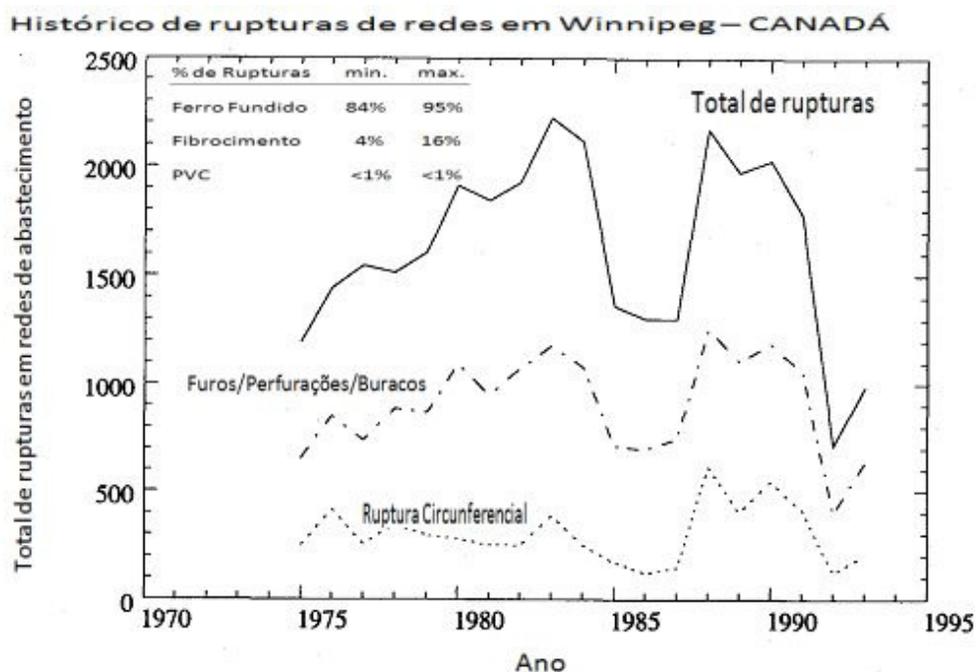


Figura 3.11 – Fonte: RAJANI et al.,(1996).

Análises efetuadas sobre o desempenho dos sistemas de abastecimento de água indicam que estes estão sujeitos às diferenças climáticas, ao diâmetro das tubulações e ao tipo de material utilizado. Um cenário típico de taxa de ruptura por ano em sistemas indica que o pico de frequência de ruptura ocorre durante o período em que a temperatura do solo está abaixo do normal, como mostrado na Figura 3.12.

CESTEIRO (2008) cita que diversos dos estudos sobre as falhas e rupturas dos sistemas de abastecimento de água indicam que a redução das temperaturas sazonais geralmente implica aumento do número de rupturas das tubulações. A intenção de CESTEIRO (2008) é relacionar o aumento de rupturas nas redes com o aumento do diferencial de temperatura entre o solo e o tubo. MORRIS (1967) e CIOTTONI (1983, 1985) defendem que durante o inverno a frequência de

rupturas é pelo menos duas vezes superior à do Verão. A frequência de rupturas por km por ano aumenta com redução do diâmetro da tubulação, como mostra a figura 3.13, retirada do trabalho de RAJANI (1996). O maior número de rupturas ocorrido em pequenos diâmetros de tubulações é usualmente atribuído à fina espessura da parede, revelando uma possível antecipação do início do fenômeno de corrosão da tubulação.

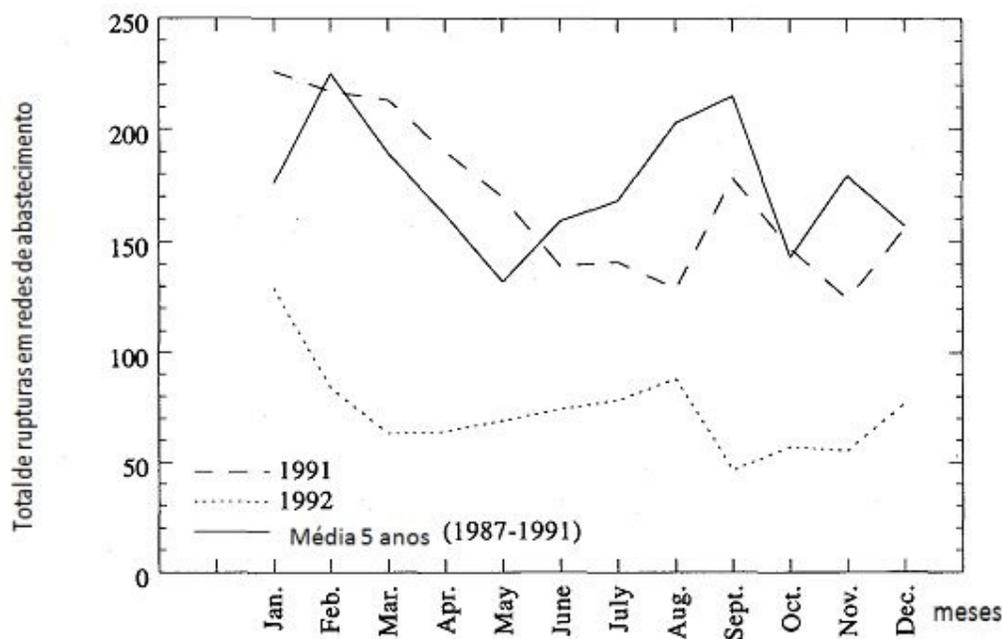


Figura 3.12 – Rompimentos verificados nos sistemas de abastecimento de água nas cidade de Winnipeg e Manitoba. Fonte: RAJANI et al.,1996.

A relação entre o diâmetro do tubo e o número de eventos de rompimento já foi apresentada anteriormente por KETTLER (1985) e mostrou uma relação linear com correlação 0,96. Tal efeito também foi relacionado com a maior espessura da parede dos tubos de diâmetro maior, que teriam maior integridade estrutural e maior resistência à corrosão. KETTLER (1985) considera ainda mais dois fatores como intervenientes nas tubulações: efeito de impactos acidentais e a proximidade com estruturas existentes e interferentes, que é um dos focos deste trabalho.

Nos sistemas de abastecimento de água as rupturas podem aparecer devido a diversos tipos de falhas (como visto anteriormente na Figura 3.13), tais como, falhas circulares ou circunferenciais, longitudinais ou em juntas, buracos devidos à corrosão ou falhas no

desempenho de válvulas. Estas falhas ocorrem quando o sistema está com corrosão avançada e quando está sujeito a ondas de pressão elevadas.

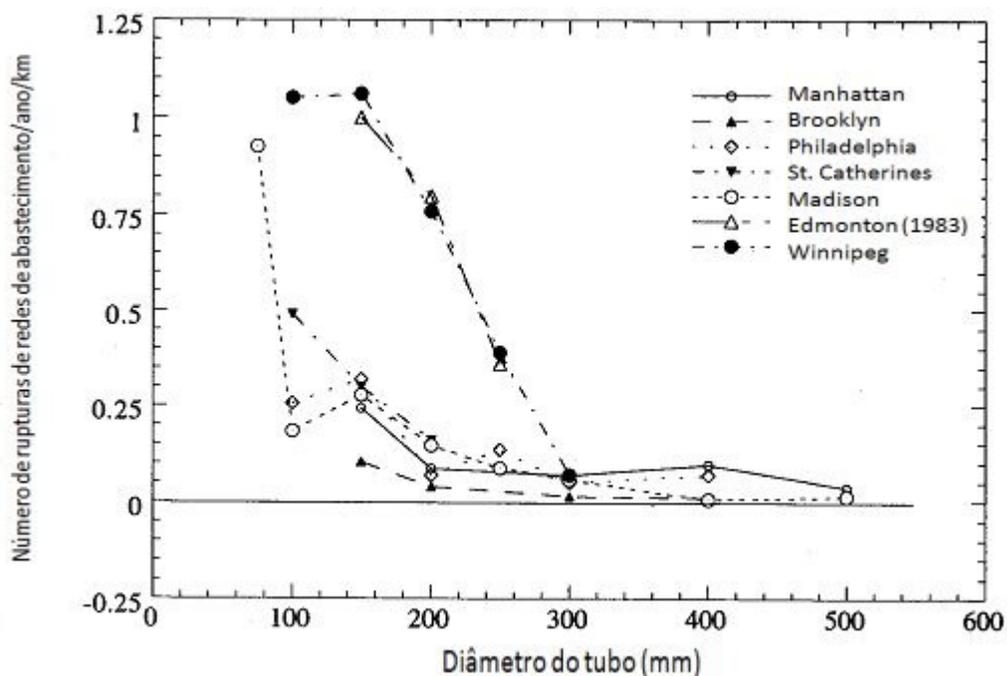


Figura 3.13 – Variação das rupturas nos sistemas de abastecimento de água. Fonte: RAJANI et al.,(1996)

Os rompimentos circunferenciais são causados pela tensão circunferencial e as falhas longitudinais surgem em resultado da tensão longitudinal (RAJANI e KLEINER, 2001; RAJANI et al., 1996). Os rompimentos circunferenciais surgem como o resultado das seguintes situações: contração térmica (devido à redução de temperatura da água na tubulação) atuando numa tubulação assentada; aparecimento de tensão de ruptura por flexão da tubulação devido ao movimento diferencial do solo (especialmente solos argilosos) ou aos vazios dos solos de fundação nas proximidades das tubulações como resultado da ocorrência de vazamentos; execução inadequada de valas para suporte de tubulações, e devido a interferência de agentes externos (por exemplo, acidentes, tráfego). A contribuição da pressão interna da tubulação, embora pequena, na tensão longitudinal pode aumentar o risco de ruptura circunferencial quando surgem simultaneamente com uma ou mais das outras fontes de tensão mencionadas anteriormente. Relativamente às falhas longitudinais, consistem na associação de alguns fatores: tensão circunferencial devido à pressão na tubulação; tensão axial proveniente do carregamento do solo que cobre a tubulação; tensões axiais devido às sobrecargas causadas pelo tráfego, e rupturas resultantes do aumento das cargas axiais quando a penetração do gelo causa a expansão

da mistura congelada dentro do solo (RAJANI e KLEINER, 2001). Esse panorama é mostrado na figura 3.14.

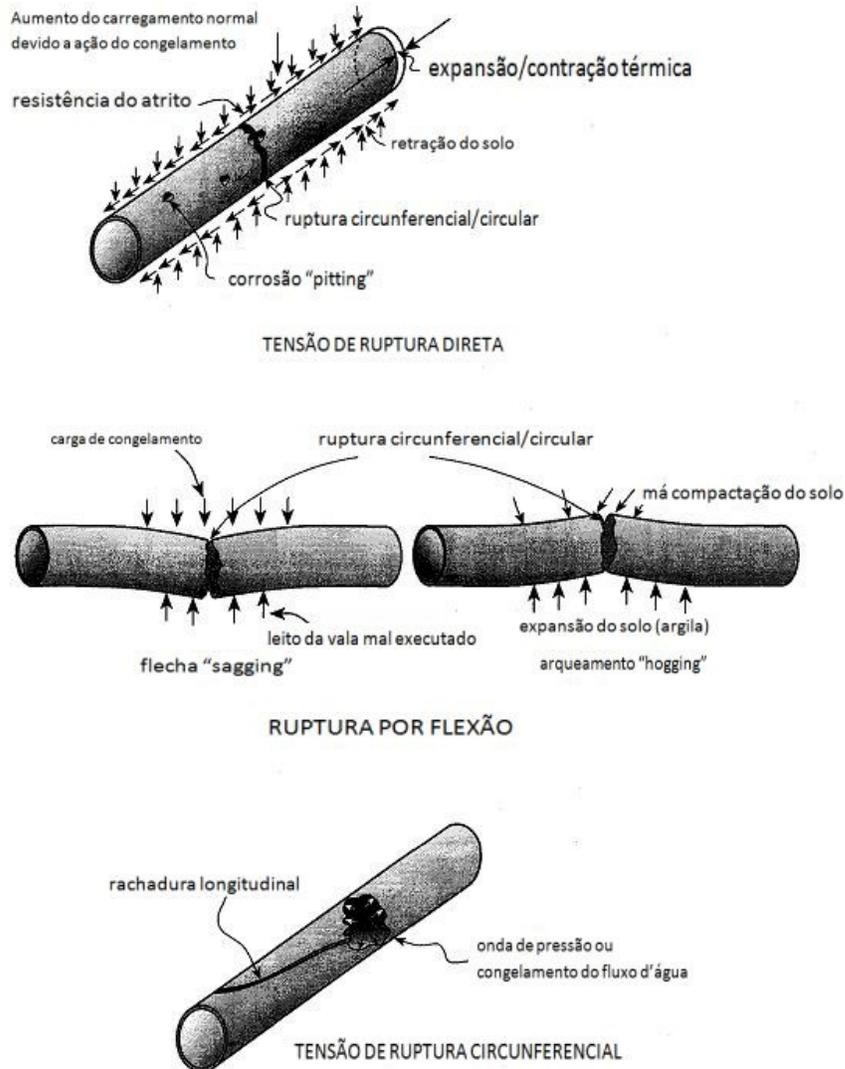


Figura 3.14 - Modos de falhas em sistemas de abastecimento de água. Fonte: RAJANI e KLEINER (2001)

3.4.1 Influência do tipo de solo

RAJANI (1995) apresenta um estudo detalhado sobre as relações do solo com as tubulações e afirma que, como ocorre muitas vezes neste tipo de análise, nem sempre é fácil definir as características do solo com a mesma facilidade que para o material das tubulações. Segundo o autor as características mais importantes para esta análise são: o módulo de reação axial do solo no tubo; O módulo de elasticidade do solo (E) e o coeficiente de Poisson (ν). O módulo para reação axial para solos básicos é sugerido a partir de estudos experimentais.

Varição no módulo de resistência axial solo-tubo (K_s) pode consistir em valores altos, como mostrado na figura 3.15.

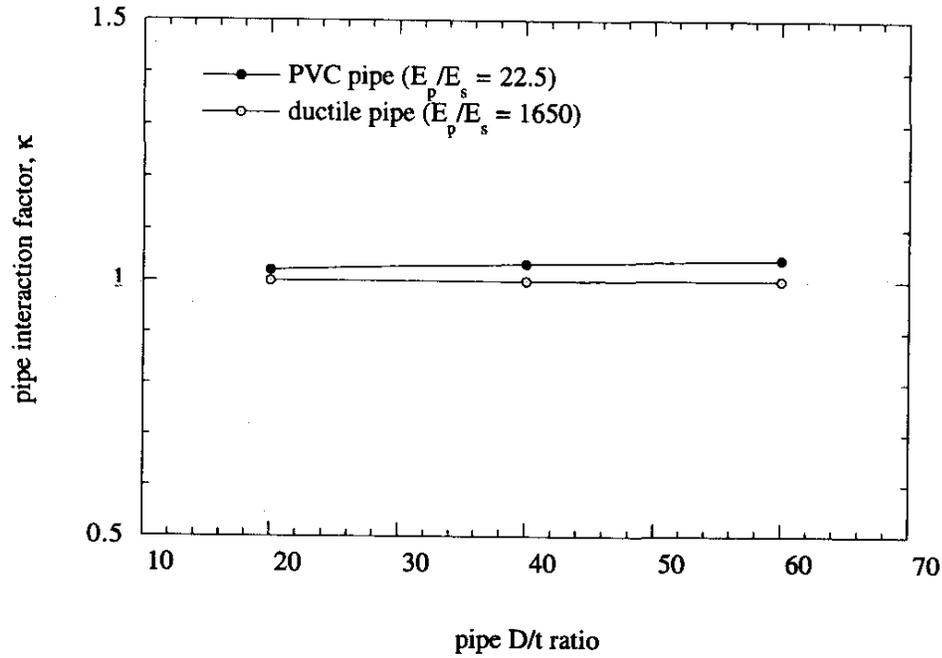


Figura 3.15 – Diferentes modos de interação solo-tubo citado por RAJANI (1995)

3.4.2 Influência do material da tubulação

Materiais com diferentes módulos de elasticidade e diferentes comportamentos sob diferença de temperatura apresentam comportamentos bastante diferentes em instalações hidráulicas para abastecimento público. RAJANI (1995) cita a comparação entre o PVC e o Ferro Dúctil que possuem módulos de elasticidade completamente diferentes, bem como tensão de rupturas diferentes. Embora ambos sejam projetados para serem tubulações flexíveis, o PVC tem um comportamento mais confiável em solos mais firmes, em função da reduzida rigidez circunferencial, entretanto, mesmo que muitos dos rompimentos sejam em tubulações desse tipo, é importante verificar como o comportamento do PVC e do Ferro dúctil podem variar diante de mudanças extremas de temperatura. Para efetuar esse tipo de análise as características do solo não podem variar. Para analisar a interface do PVC com o solo deve ser considerada a diferença entre os módulos de elasticidade e também a espessura da parede dos tubos. O PVC tem paredes mais

finas e o módulo de elasticidade do ferro dúctil é 80 vezes maior do que o PVC. A figura 3.16 mostra a diferença encontrada em relação às tensões axiais máximas considerando o PVC e o Ferro Dúctil.

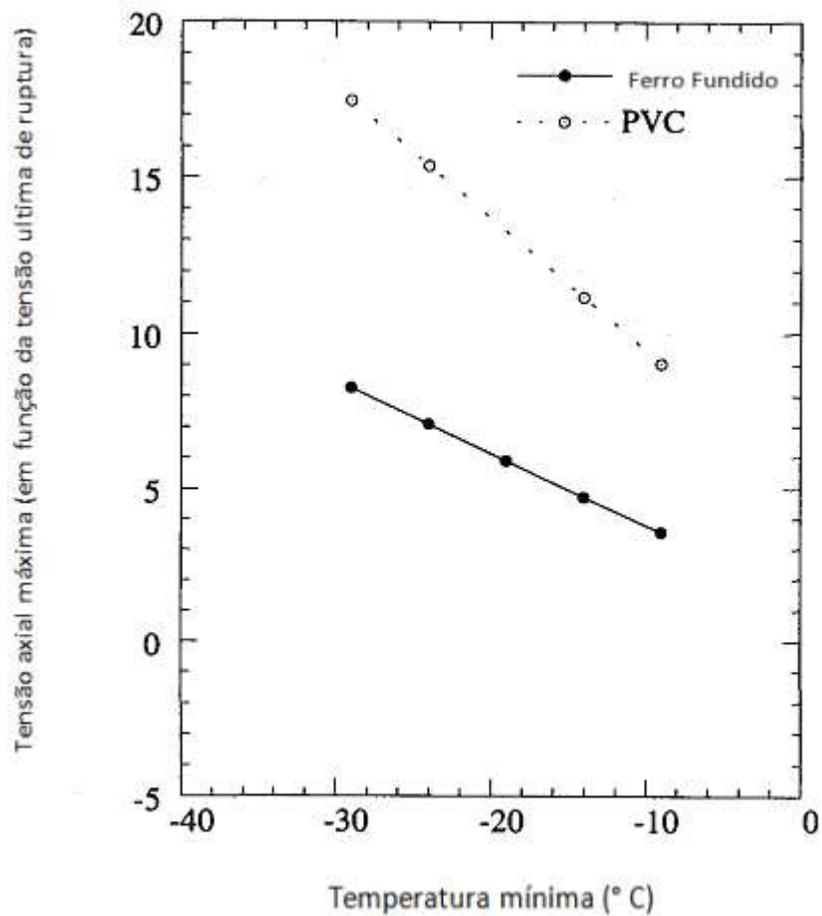


Figura 3.16 – Comportamento de diferentes materiais sob influência da temperatura. Fonte:RAJANI(1995)

KURITA (2008) também apresentou diferenças significativas entre tubos de PVC e Ferro Fundido Dúctil, sendo que a tensão crítica para o Ferro Fundido chega a ser 7 vezes superior aos tubos de PVC, conforme apresentado na figura 3.17.

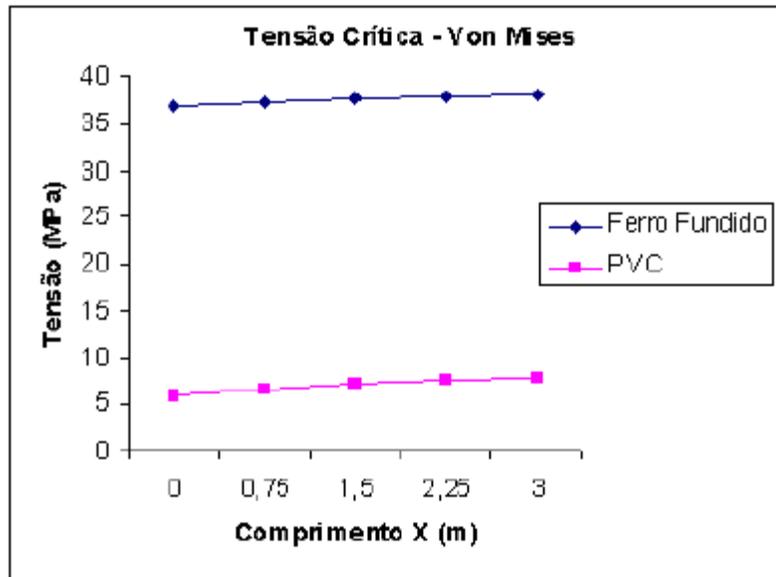


Figura 3.17 – Efeito do Material da Tubulação – Fonte: KURITA (2008)

3.4.3 Influência do tráfego de veículos

A influência do tráfego de veículos no cálculo da tensão máxima da rede de distribuição é, dependendo do caso, do tipo de material, do tipo de solo, e das condições de fluxo e carga dos veículos, significativa e determinante para a estimativa de vida útil da tubulação e determinante nos eventos de ruptura das redes. Embora seja fator previsível e que pode ser estimado, possui aleatoriedade de eventos e carregamentos, e inclui o fator de ciclo de carregamento-descarregamento ao cotidiano da tubulação, levando aos processos de fadiga e de sobrecarga.

A tensão devido à carga do solo leva em consideração o diâmetro da tubulação “ D ”, a espessura do tubo “ t ” e o carregamento do tráfego “ q_{traf} ”, e pode ser obtida pela equação [3.3] conforme representação do carregamento da figura 3.18.

$$\sigma = q_{traf} \left(\frac{3 \cdot D}{\pi \cdot t^2} \right) \quad [3.3]$$

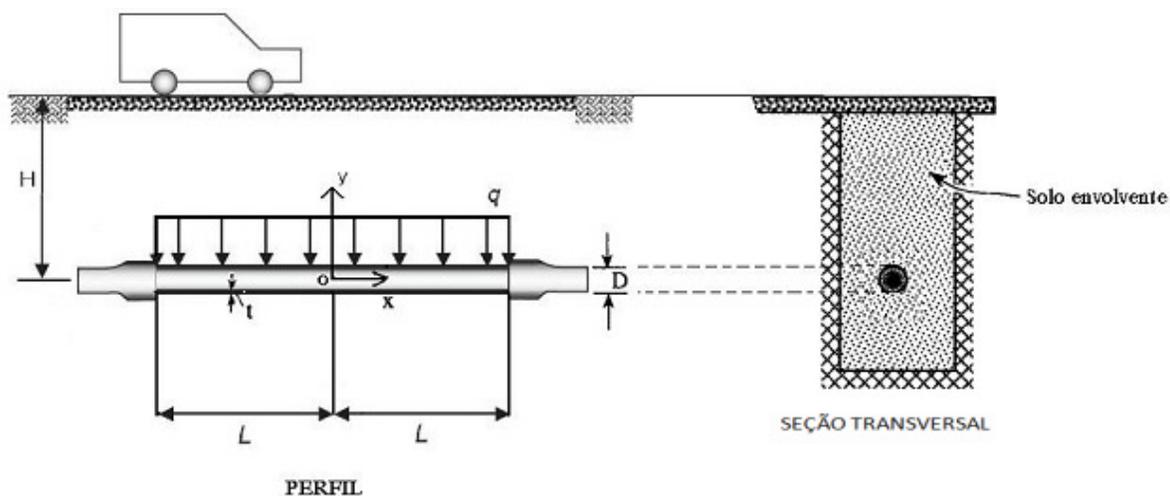


Figura 3.18 - Representação das cargas na tubulação e do carregamento do tráfego Fonte: KURITA(2009)

3.4.4 Influência da pressão hidrostática interna

Na intuição dos operadores do sistema, muitas vezes a pressão interna na tubulação é a única solicitante de uma tubulação, que pode provocar uma ruptura, esta percepção pode alcançar também as manobras das redes, em que existe também intuitivamente uma sobrecarga no sistema. Porém como podemos observar pelos resultados apresentados por KURITA e DALFRÉ (2009) a pressão interna pode ser responsável por somente 12% das tensões totais atuantes numa tubulação, sendo muito mais significativos os efeitos da temperatura e carga externa.

Como mostrado no item 3.4.2, a tensão devido à pressão interna pode ser calculada pela equação de Barlow, onde pressão interna e a tensão circunferencial se inter-relacionam em função do d_{em} diâmetro externo médio e da espessura da parede, em que a influência do diâmetro e da espessura da parede do tubo na tensão circunferencial é evidente.

KURITA (2009) mostra diversos resultados em ensaios similares com mudança do tipo de diâmetro e tipo de manobra das redes de distribuição. Resultados interessantes e bem ilustrativos podem ser vistos na figura 3.19, em que a parcela devido à pressão interna em relação à tensão total, e em relação às outras solicitações da tubulação, como carga externa, temperatura, momento fletor, golpe de aríete e fadiga são apresentados em valores percentuais.

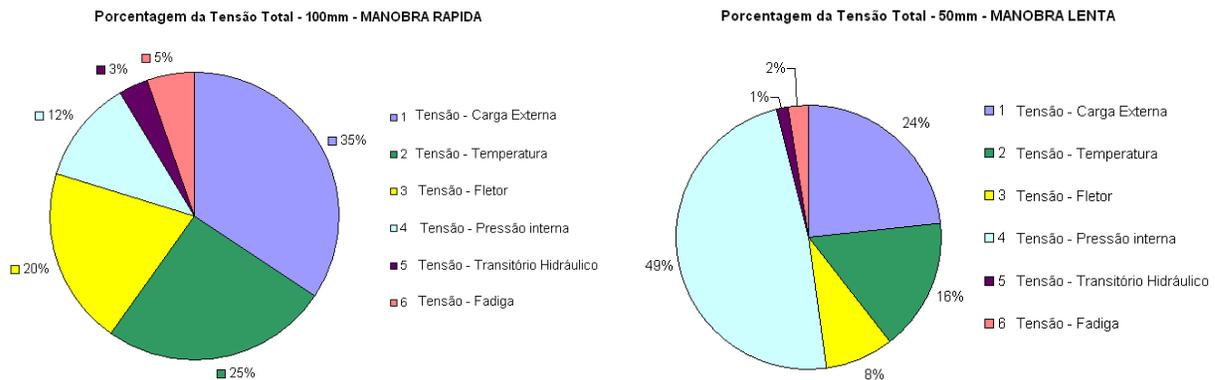


Figura 3.19 – Participação da pressão interna na tensão total do tubo – KURITA (2009)

3.4.5 Influência da Fadiga

Conforme apresentado em KURITA (2008) a fadiga é um processo de degradação estrutural causada pelos ciclos de tensões ou de deformações atuantes. As aberturas de fissuras por fadiga iniciam-se em regiões de tensão máxima onde a deformação é mais severa e intensa. Essas tensões ou deformações são tipicamente concentradas nas regiões que existem descontinuidades estruturais, defeitos geométricos, superfícies irregulares e danos materiais. Não menos importante, as características superficiais são importantes nas regiões que incidem maiores solicitações. A redução das irregularidades superficiais nitidamente aumenta a resistência à fadiga, pois entalhes macroscópicos e irregularidades superficiais microscópicas causam concentração de tensões. A fadiga pode ocorrer em três etapas sequenciais. A primeira é a formação de uma fissura chamada de "inicial", na qual o início da fadiga ocorre através da presença de micro-fissuras em escala local dentro do material. Podem-se citar as ranhuras, as irregularidades na geometria e na espessura e as falhas na fabricação. Na fase seguinte de "propagação" ocorre o alargamento da fissura durante o serviço devido ao acúmulo dos ciclos de carga. A região da superfície da fissura, que é formada nessa etapa, pode ser caracterizada por dois tipos de marcas, chamadas “marcas de praia” e “estrias”, sendo que as marcas de praias são de dimensões macroscópicas e podem ser observadas a olho nu. Por fim, a fase final da fadiga ocorre quando a taxa de crescimento é acelerada a tal ponto que pode ocorrer a falha na próxima carga aplicada no ciclo. Também deve-se considerar os efeitos da tensão residual, das vibrações estruturais e da tensão cíclica nas tubulações de água. As tensões residuais, “TR”, são causadas por diversos mecanismos inerentes ao processo de fabricação de materiais, como descrito por

RUUD (1997) e as origens podem ser vistas como térmicas, químicas ou mecânicas. NOYAN e COHEN (1982) definem TR como sendo as tensões internas em equilíbrio que existem em um corpo, sobre o qual não há forças externas ou restrições agindo em sua superfície externa. Estas tensões chegam como uma resposta elástica do material a uma distribuição de deformações não elásticas, tais como deformações plásticas, precipitação, transformações de fase, deformações por expansão térmica, erros de montagem, etc. As vibrações estruturais da tubulação produzem flexões alternadas longitudinais levando à fadiga da tubulação nas regiões de conexão, juntas, soldagem e trechos de ramificação. O fluxo de fluido no interior dos tubos pode levar a vibração. Normalmente as vazões elevadas, num escoamento turbulento no interior da tubulação, podem causar vibração. Manobras de sistemas automatizados que abrem e fecham válvulas com frequência, válvulas de retenção ou bloqueio defeituosas que trabalhem parcialmente abertas ou fechadas também podem ocasionar vibração na tubulação. Conjuntos de motores e bombas desalinhados também geram consideráveis vibrações nos sistemas, assim como também rotores de bombas desgastados ou quebrados podem gerar vibração. Os efeitos de vibração podem ser mitigados, desde que não interfiram na flexibilidade do material e no seu comportamento estrutural, assim como no controle de vazões excessivas. O comportamento da fadiga de um material é descrito por uma curva "SN", que é um gráfico da amplitude da tensão cíclica, S (amplitude sendo a variação de tensão), em função do número de ciclos, N. As curvas SN são empiricamente derivadas de um grande número de testes em níveis que alcançam o rompimento. A curva SN demonstra que grandes ciclos de tensões resultam em falha com períodos de ciclo menores, ou seja, podem fadigar mais rapidamente, enquanto pequenos ciclos de tensões resultam em falha após um maior número de ciclos periódicos. A figura 3.20 extraída de KURITA (2008) mostra a relação entre o número de ciclos para o rompimento e a variação da tensão em MPa.

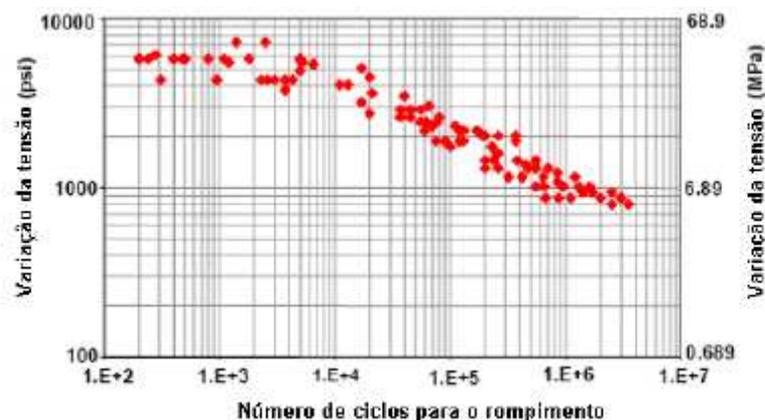


Figura 3.20 – Relação nº de ciclos e tensão – Tzatchkov – Fonte: KURITA (2008)

3.4.6 Influência da Temperatura

RAJANI (1995) comenta que ocorre um aumento na incidência de rupturas nas tubulações nos períodos mais frios do ano. A reação do ferro fundido dúctil pode ser determinada a partir da variação da temperatura do solo através da variação de amplitude A^T . A magnitude desta amplitude está diretamente relacionada com a ocorrência sazonal de temperaturas mais extremas. Como pode-se ver na figura 3.21 a tensão no ferro fundido dúctil muda cerca de 20% para cada 5°C da mudança de amplitude de temperatura. Análises demonstram que temperaturas do solo muito baixas podem levar a um aumento das rupturas circunferenciais nas redes de abastecimento, e a tensão adicional provocada pelo desgaste da água pode ser particularmente perigoso para a tubulação.

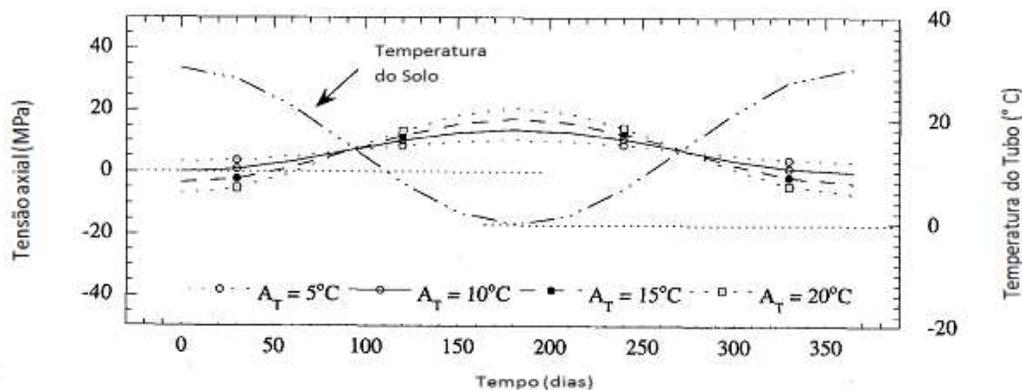


Figura 3.21 – Efeito da temperatura na tensão axial da tubulação – Fonte: RAJANI (1995)

3.4.7 Influência do Diâmetro

O aumento de diâmetro de uma tubulação implica em aumento de espessura, assim como num castelo de cartas que quanto mais alto, mais larga sua base, nos tubos esse princípio intuitivo também se verifica. O aumento de diâmetro aumenta a área interna e para manter a tensão circunferencial numa mesma relação com a espessura, deve-se necessariamente promover um aumento desta. A figura 3.22 mostra uma seção de tubo de fibrocimento de 125 mm de diâmetro e 16mm de espessura da parede externa. RAJANI (1995) apresenta estudos anteriores como CITTONI (1983) e KETTLER e GOUTER (1985) que citam o fato de que existe um maior número de rompimentos em tubulações de diâmetros menores do que em tubulações com diâmetros maiores, atribui este fato à reduzida espessura da parede do tubo em diâmetros

pequenos. RAJANI apresenta alguns resultados obtidos por métodos analíticos usando dados de referência, mostrados na figura 3.23.



Figura 3.22 – Diâmetro e espessura de uma tubulação de Cimento Amianto de 125mm – Fonte: Sabesp

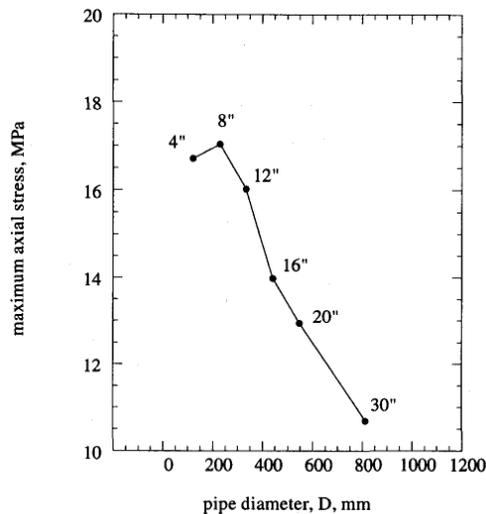


Figura 3.23 – Efeito do diâmetro da tubulação na tensão axial da tubulação – Fonte: RAJANI (1995)

3.5 Considerações gerais sobre os métodos

Em geral os métodos apresentados utilizam uma base de dados históricos da tubulação e ou da rede de abastecimento (dividindo por trechos) e em função dos dados de falhas ocorridas tentam estabelecer um critério para tomada de decisão de substituição ou não da rede de abastecimento. Esse critério pode acrescentar uma comparação entre o custo de manutenção da rede e do custo de substituição de toda a tubulação, ou pode ser em apenas em função da determinação de um ponto ótimo de substituição. Também pode ser em função de variáveis econômicas ou estatísticas com base na frequência de rompimentos, definindo um ponto de inflexão numa curva tipo “abc” para tomada de decisão.

Evidentemente que qualquer método é bem vindo no cenário brasileiro atual, em relação à operação dos sistemas de saneamento, em que atualmente não se utilizam, sistematicamente, de nenhum método para definir quais tubulações substituir e quais tubulações manter. Entretanto os métodos baseados apenas em dados de ocorrências e modelagem estatística podem estar ocultando problemas recorrentes nas tubulações, como por exemplo problemas de tráfego de veículos excessivo, problema de carga do solo excessiva ou problemas de ondas de sobrepressão ou subpressão devido a manobras de operação.

Sendo assim, os gestores de sistemas de abastecimento de água, ganham muito na qualidade das decisões sobre substituição ou não das redes, optando por um modelo que possa calcular as tensões a que a tubulação está submetida, e com base nesses dados determine a vida útil esperada da tubulação, permitindo inclusive efetuar alterações de operação e instalação visando aumentar a vida útil da tubulação.

CAPÍTULO 4

MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Análise Reversa

A análise reversa é um procedimento para promover a validação de modelos matemáticos e deve ser obtida através da comparação dos dados experimentais dos fenômenos modelados, considerando que a precisão das simulações matemático-computacionais depende dos resultados experimentais, como se ilustra na Figura 4.1.

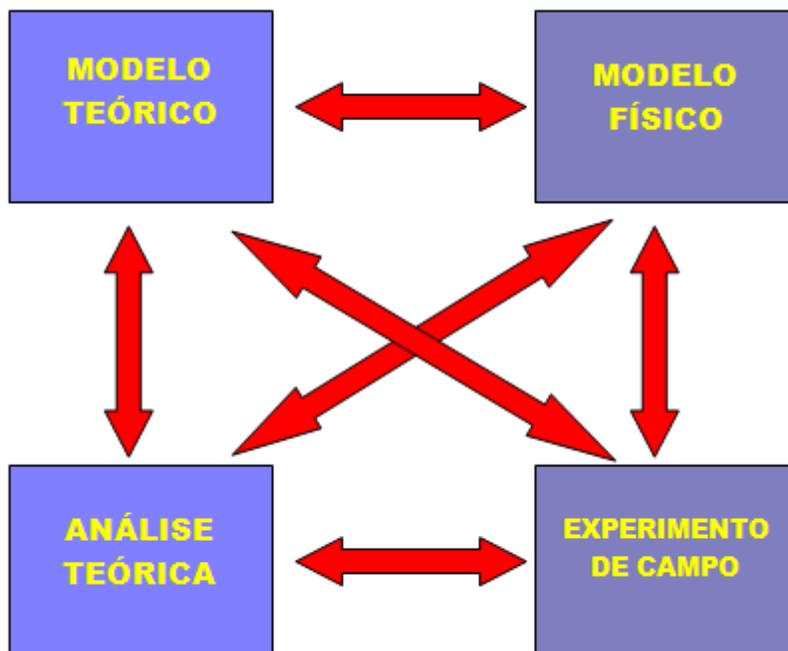


Figura 4.1– Inter-relação entre modelagem matemática e modelagem física.

Dessa maneira, para entender o comportamento das falhas das redes e comprovar os resultados gerados por um modelo matemático para previsão de manutenção nas redes de abastecimento, são necessárias investigações através da comparação dos resultados de simulações com o modelo físico, ou seja, através da análise reversa. Deve-se ressaltar que, em função da complexidade de um sistema de abastecimento de água e do número de variáveis envolvidas, tal validação não é tarefa simples.

4.2 Modelo Matemático Utilizado

Neste trabalho foi aplicado o modelo proposto por KURITA e DALFRÉ (2008) considerando também as variáveis adicionais de KURITA e DALFRÉ (2009) que consideram os fatores de fadiga e transitório hidráulico. Foi utilizada uma bancada de ensaios introduzindo fatores reais de campo, aproximando o modelo dos casos reais. Com base no modelo de previsão de falha, utilizando a bancada de ensaio do laboratório em duas situações distintas, considerando a análise reversa do modelo e a instrumentação da bancada, na qual serão medidas as deformações da tubulação. Estes aspectos conferem a este trabalho uma característica inédita, não encontrada em outros trabalhos.

KURITA e DALFRÉ (2009) apresentam uma proposta de estimativa de vida útil de redes de abastecimento de água, sugerindo um modelo para manutenção preventiva incluindo em relação a seu estudo anterior o efeito da fadiga do material e também o efeito de fenômenos de escoamentos transitórios na rede de abastecimento, equacionados conforme SOUZA (2009). O modelo desenvolvido apresenta a formulação para cálculo da tensão circunferencial através da equação [4.1], considerando o sentido das tensões:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{\theta}^w + \sigma_{\theta}^{pi} + \sigma_{\theta}^T + \sigma_{\theta}^f + \sigma_{\theta}^{TH} + \sigma_{\theta}^{fa} \cdot cS \quad [4.1]$$

Considerando uma parcela para cada interveniente à tensão circunferencial, que é função dos efeitos dos solo e tráfego (σ^w), da pressão interna da tubulação (σ^{pi}), da diferença de temperatura solo-tubo (σ^T), do momento fletor longitudinal (σ^f) e por fim função dos fenômenos transitórios (σ^{TH}) e fadiga (σ^{fa}). O trabalho de Kurita (2009) define um critério de não-

escoamento (do material perfeitamente elástico) que compara a resistência do material à tração com a tensão circunferencial total definida anteriormente.

A equação [4.2] mostra a parcela da carga do solo e/ou tráfego.

$$\sigma_{\theta}^w = q \left(\frac{3D}{\pi \cdot t^2} \right) \quad [4.2]$$

as variáveis são o diâmetro D , a espessura da tubulação t e a carga externa q_{traf} (carregamento do tráfego).

O termo do efeito da pressão interna é dado pela equação de Barlow, já apresentada, e que aqui aparece com a notação “pi”, de pressão interna.

$$\sigma_{\theta}^{Pi} = Pi * \left(\frac{D-t}{2t} \right) \quad [4.3]$$

em que Pi é a pressão interna do tubo. A equação [4.3] é a equação de tensão para um cilindro de parede fina, que é uma simplificação da equação de Lamé, para um cilindro circular de parede espessa, freqüentemente utilizada para cálculo de tensões devido à pressão interna Pi.

Como consequência do efeito do coeficiente de Poisson no sentido longitudinal, haverá um fator devido à flexão afetando a tensão circunferencial, dado pela equação [4.4]:

$$\sigma_{\theta}^f = \nu * \left(\frac{Mx * D}{2Iz} \right) \quad [4.4]$$

em que Mx é o momento fletor e Iz é o momento de inércia da seção do tubo.

A diferença da temperatura entre o solo e o tubo gera tensões circunferenciais como descrito abaixo em [4.5]:

$$\sigma_{\theta}^T = \frac{\alpha_p E_p \Delta T}{2(1-\nu) \ln(r_o / r_i)} \left[1 - \ln(2 * r_o / (r_o + r_i)) - \frac{r_i^2}{(r_o^2 - r_i^2)} \left(1 + \frac{4 * r_o^2}{(r_o + r_i)^2} \right) * \ln \left(\frac{r_o}{r_i} \right) \right] \quad [4.5]$$

em que r_o é a distância entre o centro do tubo até a parede externa do tubo, r_i é a distância entre o centro do tubo até a parede interna do tubo, α_p é o coeficiente de dilatação térmica do tubo, E_p é o módulo de elasticidade do tubo, ΔT é a variação da temperatura e ν é o coeficiente de Poisson do tubo.

A tensão devido ao efeito do transitório hidráulico é obtida pela equação [4.6] e a parcela da fadiga é obtida pela Equação [4.8]

$$\sigma_{\theta}^{TH} = \Delta H \cdot \gamma \cdot \Psi \quad [4.6]$$

Na equação [4.6] o valor máximo do transitório pode ser simplificado por [4.7] obtido de Souza (2009), em que “a” é a celeridade, “g” a aceleração da gravidade e “ V_R ” a velocidade do escoamento.

$$\Delta H_{\max} = \frac{a}{g} V_R \quad [4.7]$$

$$\sigma_{\theta}^{fa} = \frac{\sigma_{\max} \cdot (\sigma_y - \sigma_m)}{(\sigma_y + \sigma_m)} \quad (\text{materiais não-dúcteis}) \quad [4.8]$$

Em que γ é o peso específico da água [N/m^3], ΔH é a variação da carga de pressão do fluido [m], ψ é o coeficiente relacionado ao engastamento, σ_a é a amplitude de tensão [N/m^2] denotando a resistência à fadiga para tensão média não nula, e σ_y é o limite de escoamento.

É importante lembrar que as parcelas complementares, devido ao efeito do transitório hidráulico e da fadiga, serão verificadas com a coleta de dados experimentais e análises feitas sobre os resultados obtidos.

Quando se deseja avaliar a condição de segurança, o coeficiente de segurança referente à fadiga é calculado pela expressão [4.9], de acordo com Domingues (2009):

$$C_s = \frac{\sigma_{\theta}^{fadiga}}{\sigma_a + \frac{\sigma_{\theta}^{fadiga} * \sigma_m}{\sigma_y}} \quad [4.9]$$

onde σ_m é a tensão de tração.

Dessa maneira é possível obter o valor da tensão circunferencial total desenvolvida na tubulação em serviço.

De acordo com BRANCO (1985), o critério de escoamento fornece uma relação matemática para prever sob quais condições o material apresenta deformações plásticas, quando solicitada por qualquer tipo de carregamento. Para um estado uniaxial de tensões, a deformação plástica inicia-se quando a tensão aplicada atinge a tensão de escoamento do material. O estudo de KURITA (2008) verificou que a tensão axial é inferior à tensão circunferencial, podendo ser desprezada para efeito de verificação de resistência. Portanto, o critério de não-escoamento é:

$$\sigma_{\theta} < R \quad [4.10]$$

Em que R representa a resistência do material à tração e σ_{θ} é a tensão circunferencial total.

A estimativa de vida útil remanescente do material em função dos dados experimentais do laboratório, considerando uma taxa “ T ” estimada, que relaciona o número de ciclos realizados em função do tempo e uma vida útil esperada “ t ”, fica:

$$T = \frac{n_{\text{ciclos}}}{t} \quad [4.11]$$

$$t = \frac{n_{\text{ciclos}}}{T} \quad [4.12]$$

A aplicação do modelo matemático, que para este trabalho foi desenvolvido com a utilização de uma planilha de cálculo, consiste basicamente em entrar com os dados da tubulação, da instalação e do fluido, e através das equações de cálculo de cada uma das parcelas obter o resultado das tensões circunferências devidas a cada uma das parcelas do modelo. A soma vetorial das parcelas de tensão fornece a tensão circunferencial resultante. A figura 4.2 mostra um esquema da rotina de cálculo do modelo considerando todas as variáveis e, as figuras 4.3 e 4.4 mostram fluxogramas de cálculo do modelo.

MODELO TEÓRICO
KURITA E DALFRÉ (2009)

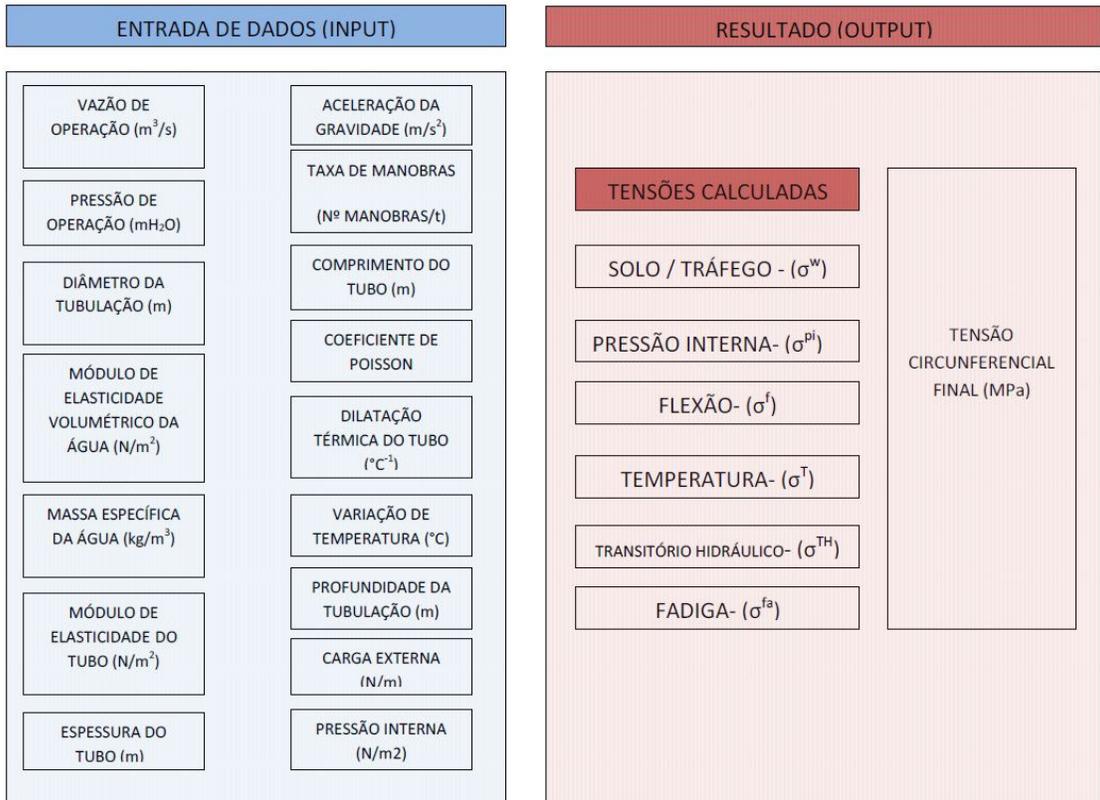


Figura 4.2– Quadro sintético do modelo matemático

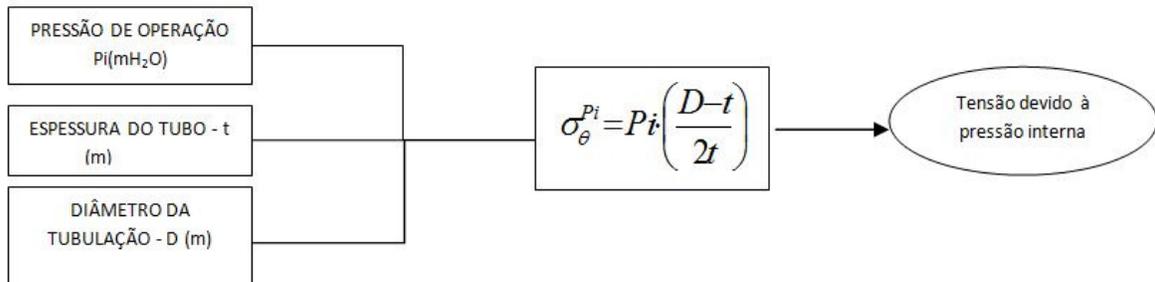


Figura 4.3– Fluxograma do cálculo da tensão devido a pressão interna.

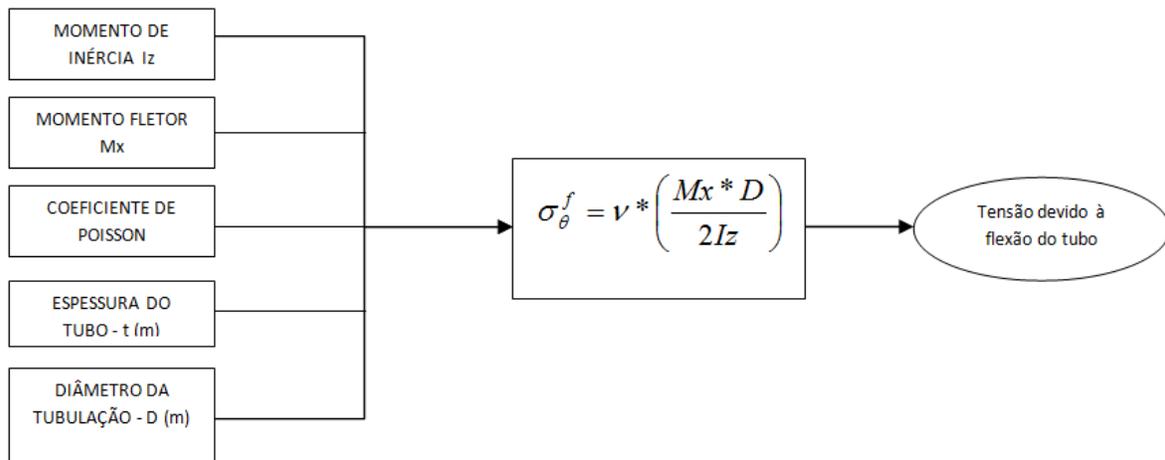


Figura 4.4– Fluxograma do cálculo da tensão devido ao momento fletor

4.3 Trabalhos desenvolvidos

O trabalho desenvolvido neste estudo foi dividido em três partes principais:

1ª Parte - Análise do comportamento do Tubo de PVC utilizado nas tubulações da bancada de testes e da rede estudada, por meio do ensaio de quatro corpos de prova de PVC com diâmetros nominais de 50mm e 100mm;

2ª Parte - Ensaio e análise da Bancada do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – UNICAMP com duas montagens da bancada de ensaios, considerando as condições de campo com vazão e pressão fornecidas por duas bombas centrífugas atuando separadamente;

3ª Parte - Análise Reversa do Modelo de Previsão de Ruptura comparando os resultados da Análise da Bancada do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – UNICAMP com os resultados teóricos do modelo matemático.

A primeira parte consiste na análise do comportamento dos tubos de PVC utilizados em redes de distribuição de água, considerando a avaliação do comportamento dos tubos em função da pressão hidrostática interna, em que foram utilizadas amostras de tubos selecionadas do mesmo material da bancada de ensaio. A segunda parte do trabalho foi composta por ensaios de

laboratório na bancada de testes, coletando os dados reais para serem analisados e que foram comparados na terceira parte do trabalho. A terceira parte do trabalho consistiu em aplicar o modelo de previsão estudado no caso real da tubulação existente no Laboratório, no qual foram levantados os dados de pressão, vazão, diâmetro, material, análise do efeito tensão e deformação sob ação da pressão hidrostática interna. Esses dados obtidos na bancada de testes serão relacionados com os resultados obtidos com o modelo, fechando então a análise reversa proposta.

4.4 Bancada de ensaio

Foram utilizadas nesse trabalho duas montagens da bancada de ensaio do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – UNICAMP, que é formada por um modelo em escala real com materiais e equipamentos idênticos aos normalmente utilizados em sistemas de abastecimento público.

Nas duas montagens a bancada é composta por um sistema de alimentação constituído por um reservatório de regularização e uma bomba centrífuga de pressurização; e por um circuito de rede de água com duas linhas, sendo uma com diâmetro de 50 mm e outra com diâmetro de 100 mm, e uma linha de retorno além das válvulas de manobra da rede. A mudança mais significativa entre as duas montagens é a Bomba centrífuga utilizada, em que foi utilizado um equipamento mais potente na segunda montagem. A figura 4.5 mostra uma vista lateral da bancada de ensaios.



Figura 4.5 – Bancada de Ensaio do Laboratório da FEC – 1ª. Montagem

A tubulação da bancada é de PVC PBA 6,3 conforme NBR 5647 (1994) e os registros são do tipo esfera para PVC rígido. Para a primeira montagem foi utilizada uma bomba de alimentação do tipo centrífuga mono-estágio, marca Somar-Hidroforte, 1,5cv, 220V, 60Hz, 5.00A, 3410rpm, com vazão máxima de 2,0 l/s e vazão mínima de 0,8 L/s, com pressão variando entre 0,25MPa e 0,5MPa. Já para a segunda montagem foi utilizada uma bomba centrífuga multi-estágio, marca IMBIL, modelo BEW-32/4, com potência de 5,0 cv, 220V, 60Hz, com vazão de 2,0L/s, e pressão máxima de 1,0MPa. O reservatório de regularização possui capacidade de reservação de 5.000 litros e tem formato de tronco de cone e é fabricado em plástico reforçado com fibra de vidro (PRFV). Um esquema da rede é apresentado na figura 4.6 e mostra as duas linhas de circulação, o sistema de alimentação, as válvulas de operação, a bomba pressurizadora e o reservatório de regularização.

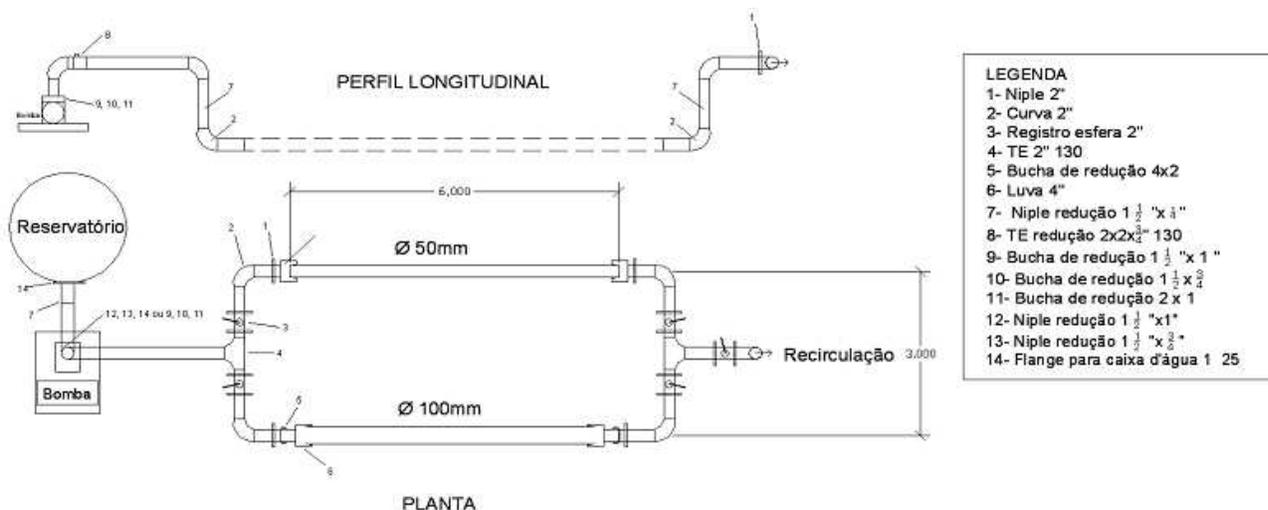


Figura 4.6 – Esquema da bancada de ensaios no Laboratório de Hidráulica e Mec. dos Fluidos - UNICAMP

A figura 4.7 (a) e (b) mostra o momento da execução da bancada, com o assentamento da rede de PVC no pátio externo do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – Unicamp e, as etapas de escavação e montagem das redes no laboratório e o assentamento dos tubos. Os procedimentos para execução e assentamento dos tubos da bancada foram similares aos utilizados na execução das redes de abastecimento público em campo, em que foram executadas as valas de assentamento, regularização do fundo e remoção de pedras e interferências, assentamento dos tubos e conexões com juntas elásticas. A interligação com o sistema de alimentação e a linha de retorno com o reservatório de regularização foram executadas em PVC rígido roscável.



Figura 4.7(a) e (b) – Foto da bancada de ensaios no Laboratório de Hidráulica e Mec. dos Fluidos - UNICAMP

A figura 4.8 apresenta a vista geral da Bancada com a bomba BEW-32/4 instalada em circuito fechado, com alimentação e retorno no reservatório apoiado de 5m³.



Figura 4.8 – Vista geral da Bancada na 2ª montagem – Lab. Hidráulica – FEC - Unicamp

O quadro 4.1 apresenta um resumo das montagens utilizadas neste trabalho, considerando as duas bombas pressurizadoras utilizadas.

Quadro 4.1 - Resumo das montagens da bancada de ensaio – Lab. de Hidráulica – FEC - UNICAMP.

Bancada de Ensaio	Reservatório	Tubulações	Bomba de Alimentação	Pressão Estática Máxima (KPa)	Vazão (m ³ /s) x 10 ⁻³
1ª Montagem	5.000L	PVC 6,3 50mm e 100mm	HIDROFORTE 1,5CV	500	2,0
2ª Montagem			IMBIL BEW 32/4 – 5CV	1000	2,0

4.4.1 Pontos de monitoramento

A bancada de ensaio utilizada na 2ª parte do trabalho possui pontos de monitoramento de deformação do tubo, através de dois extensômetros eletro-resistivos para medir a deformação do tubo de PVC da linha de 50mm e da linha de 100mm, instalados na tubulação através de duas caixas de acesso à tubulação conforme mostra a figura 4.9.



Figura 4.9 – Ponto de monitoramento de deformação (strain gage) do tubo PVC da bancada de ensaios

Além dessas duas caixas de acesso, a bancada de ensaio possui duas tomadas de pressão onde foram instalados equipamentos para medição e registro das pressões. Na figura 4.10 é possível ver os dois pontos de monitoramento de pressão: “Ponto 1” e “Ponto 2”. No “Ponto 1” foi instalado um manômetro de pressão para monitoramento operacional das pressões de ensaio durante os trabalhos. No “Ponto 2” pouco mais a jusante, foi instalado um registrador de pressão eletrônico que tem a capacidade de ler as pressões e registrar os valores de 1 em 1 segundo e que registrou os dados de ensaio utilizados na modelagem.

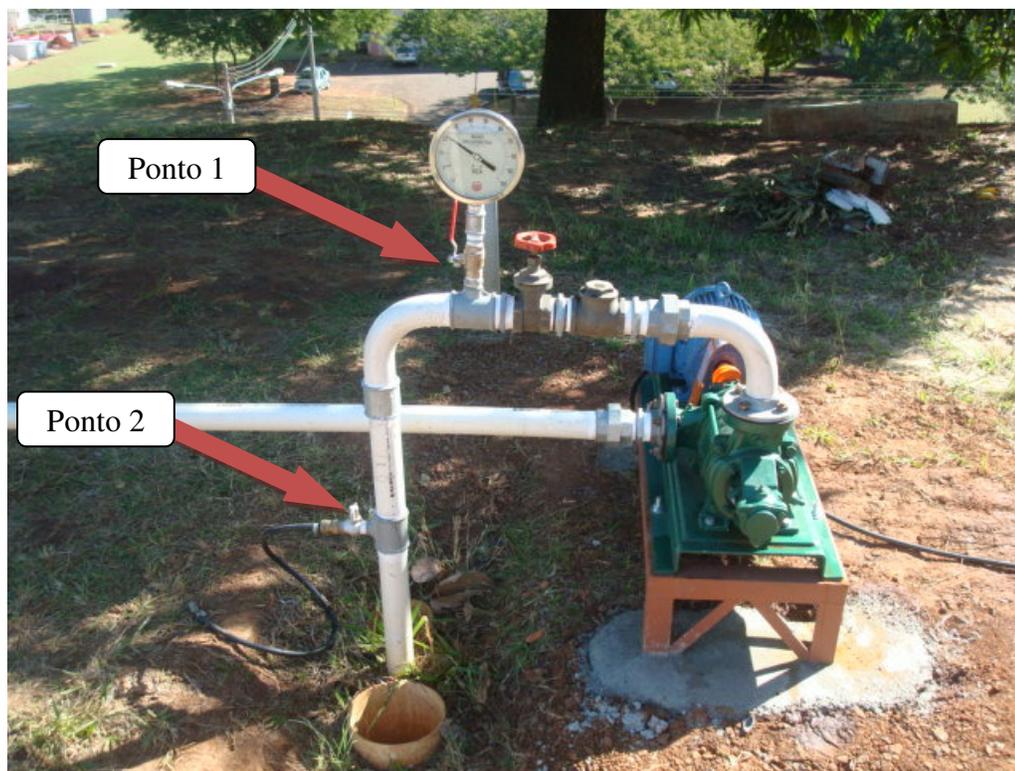


Figura 4.10 – Pontos de monitoramento de pressão – bancada de ensaios

4.4.2 Bancada de ensaio dos corpos de prova

Os tubos de PVC utilizados nos ensaios são do mesmo tipo dos tubos utilizados na confecção da Bancada de Ensaio, ou seja, PVC 6,3 cor marrom, tipo PBA definido pela ABNT NBR 5647 (1994) classe de pressão 15, pressão de operação até 75mH₂O (0,75 MPa), com junta elástica integrada (JE/JEI).

A escolha do material e da classe de pressão a serem estudadas se deve ao fato de ser o material mais comumente utilizado na execução das redes de abastecimento de água.

Foram confeccionados 4 corpos de prova de PVC seguindo como orientação as condições descritas na ABNT NBR 5683 (1999).

Neste estudo foram realizados ensaios similares aos da norma ABNT, com pequenas adequações que não interferem no objetivo final do ensaio. Os ensaios foram aplicados em 4

corpos de prova de tubos de PVC 6,3 – DN 50 mm e DN 100 mm. Cada corpo de prova tem 1m de comprimento e possui extremidades seladas por “caps” de PVC soldados. Cada corpo de prova tem uma tomada de pressão que serve para inserir o líquido bombeado, extrair o ar do corpo de prova e permitir a instalação do manômetro de controle e medição da pressão de ensaio, conforme é mostrado na figura 4.8 e 4.9.

Os corpos de prova destes ensaios também foram instrumentados com extensômetros do tipo “strain-gage” para medir a deformação do tubo nas dimensões axiais e circunferenciais. No item 4.5 estão apresentados detalhadamente os extensômetros utilizados.

Os corpos de prova possuem as dimensões indicadas no quadro 4.2, e a figura 4.11 mostra os corpos de prova na oficina, durante a confecção dos mesmos.

Quadro 4.2 - Dimensões dos corpos de prova

Corpo de Prova	Diâmetro Nominal (m)	Comprimento (m)
CP 01	0,10	1,00
CP 02	0,10	1,00
CP 03	0,05	1,00
CP 04	0,05	1,00

Cada corpo de prova foi submetido à pressão de 700 mH₂O (7 MPa) cerca de 9,3 vezes a pressão máxima operacional para qual o tubo foi dimensionado. A pressão hidrostática interna foi aplicada através de uma bomba hidráulica de pistão, que possui acionamento manual. A pressão de ensaio foi monitorada por um manômetro com escala até 15 MPa. Simultaneamente ao processo de pressurização foi monitorada a deformação dos corpos de prova, através de um banco de leitura montado e interligado a extensômetros elétricos que serão colados nas paredes externas do tubo do corpo de prova.



Figura 4.11 – Corpo de prova de PVC 6,3 – Lab. de Hidráulica e Mec. dos Fluidos

O objetivo desta etapa do trabalho foi de definir um comportamento de tensão-deformação do tubo ensaiado e traçar uma curva desta relação. Também foi possível prever qual a deformação esperada na tubulação do banco de ensaio e também da tubulação do caso de estudo real, bem como utilizar o valor do módulo de elasticidade encontrado na segunda parte do trabalho. O corpo de prova conectado ao manômetro de pressão pode ser visto na figura 4.12.



Figura 4.12 – Corpo de prova com instrumentação – Lab. de Hid. e Mec. dos Fluidos

No primeiro ensaio realizado foram obtidos alguns dados de leitura do extensômetro instalado na parede externa do tubo do corpo de prova. A leitura simultânea da pressão

hidrostática e da deformação permitiu traçar a curva tensão-deformação apresentada na figura 4.10. A relação encontrada, na faixa até 3,92 MPa (400 mH₂O) mostra ainda um estado elástico da relação, sem atingir o patamar de escoamento do material. Neste primeiro ensaio preliminar não foi possível atingir a pressão máxima 7,0 MPa (700mH₂O). A relação tensão-deformação encontrada no primeiro ensaio obtida por regressão é apresentada na equação [4.13]:

$$\sigma = 2905,703 \cdot \varepsilon - 0,249 \quad [4.13]$$

Onde, ε é a deformação da parede do tubo de PVC em m/m, e σ é a respectiva tensão em MPa. Para este primeiro ensaio o valor do módulo de elasticidade encontrado foi de 2.905 MPa.

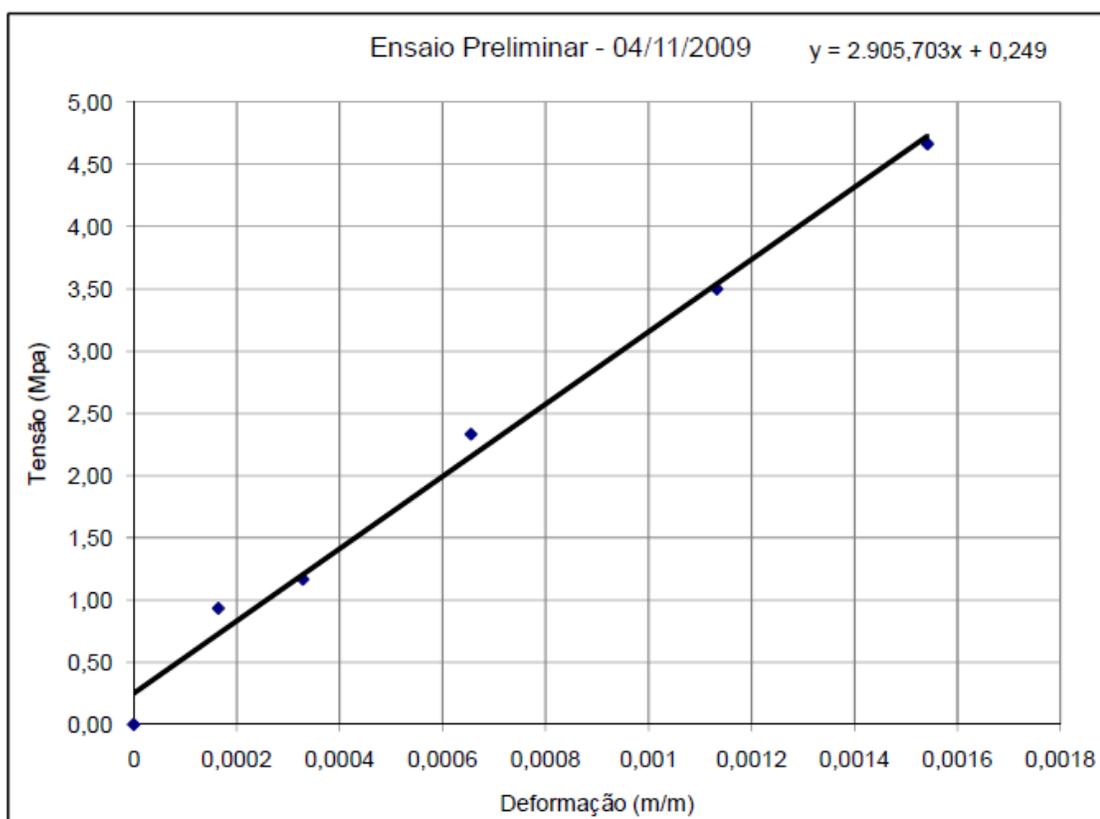


Figura 4.13 – Resultado do Primeiro ensaio (04/11/2009) do Corpo de prova 1 de PVC 6,3 – Lab. de Hidráulica e Mec. dos Fluidos

A bomba pressurizadora utilizada no ensaio dos corpos de prova, está apresentada na figura 4.14, possui acionamento manual e pressão máxima de 7.000kPa (700mH₂O). E opera com fluido depositado no reservatório localizado na base do equipamento, que alimenta o sistema de bombeamento, através de um pistão hidráulico que é acionado através da alavanca manual.



Figura 4.14 – Bomba pressurizadora para ensaio de tensão deformação

4.5 Instrumentos Utilizados

Para monitoramento das deformações das paredes dos tubos de PVC ocorridas em função das diversas solicitações, tais como a pressão hidrostática interna e outros carregamentos, foram utilizados extensômetros resistivos, que são dispositivos elétricos capazes de mensurar a deformação sofrida por determinado material. A determinação da deformação ocorre em função da variação da resistência elétrica do material constituinte do extensômetro e como consequência da tensão elétrica de leitura do dispositivo que é diretamente proporcional à deformação ocorrida no material submetido ao ensaio utilizado.

No caso deste estudo, foram utilizados extensômetros do fabricante Kyowa, modelo KFG-5-120-c1-11, utilizados para uso geral, com atuação unidirecional e comprimento de 5 mm e nível de deformação de $\pm 1500 \times 10^{-6}$.

Os extensômetros foram fixados à parede externa dos corpos de prova de PVC PBA 6,3 e também na parte externa dos tubos da bancada de ensaio. A figura 4.15 mostra um esquema do extensômetro e a figura 4.16 uma foto do extensômetro utilizado.

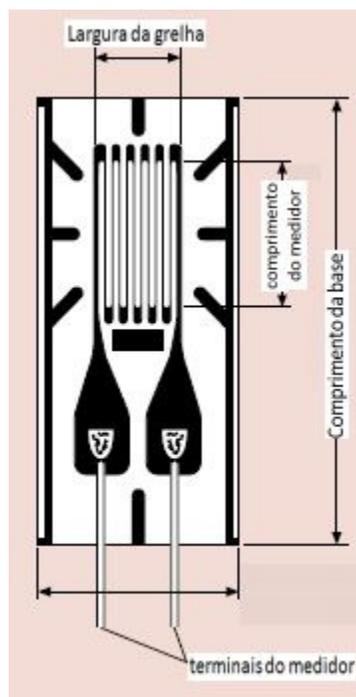


Figura 4.15 – Esquema técnico do extensômetro . Fonte: Pananbra do Brasil

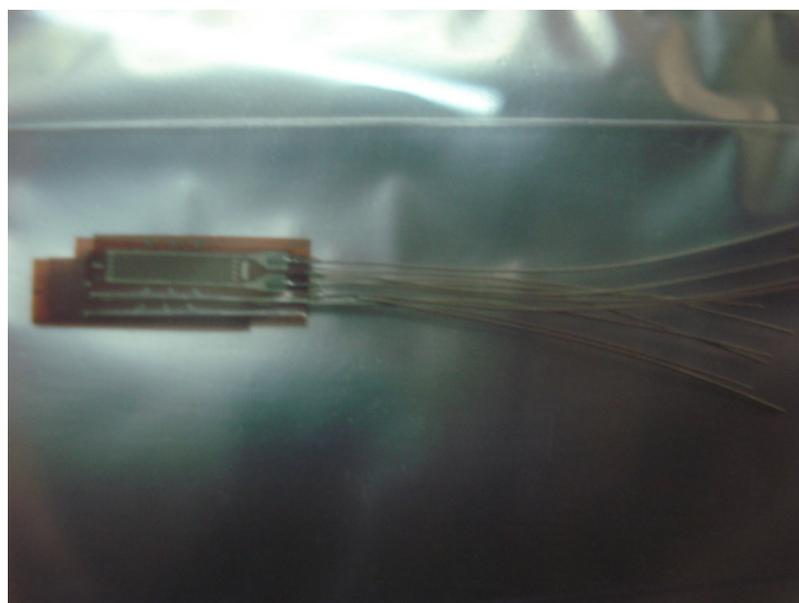


Figura 4.16 – Foto do extensômetro KFG-5-120-c1-11

Na figura 4.17, foto tirada no primeiro ensaio com os corpos de prova é possível ver o extensômetro já fixado a parede externa da tubulação.



Figura 4.17 – Extensômetro fixado na parede externa da tubulação

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados e a análise das três etapas desenvolvidas neste projeto.

5.1 Resultados obtidos com os corpos de prova de PVC

Os corpos de prova foram confeccionados com tubos de PVC PBA 6,3 idênticos aos tubos que foram instalados na rede da bancada de ensaios do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp.

O quadro 5.1 apresenta as características de cada corpo de prova, que foram confeccionados e ensaiados no laboratório. Para cada corpo de prova foram realizados dois ensaios, com exceção do corpo de prova CP #04 em que ocorreu ruptura do CAP da extremidade do corpo de prova. Para cada ensaio foi gerado um gráfico e foi obtido através de regressão linear o coeficiente de relação entre a tensão e deformação do material estudado, ou seja, do módulo de elasticidade do PVC para cada ensaio.

Quadro 5.1 - Dimensões dos corpos de prova ensaiados

Corpo de Prova	Diâmetro Nominal (mm)	Material	Ensaio Realizados	Comprimento L (m)
CP 01	100	PVC PBA 6,3 NBR 5683	02	1,00
CP 02	100		02	1,00
CP 03	50		02	1,00
CP 04	50		01 (*)	1,00

(*) Ocorreu o rompimento do corpo de prova na pressão de 2,2 MPa

5.1.1 Resumo dos Resultados com o Corpo de Prova # 01

O quadro 5.2 apresenta os dados do ensaio com o corpo de prova #01, que foi ensaiado utilizando o sistema de bomba de pistão com acionamento manual e monitoramento de pressão e deformação simultaneamente.

Quadro 5.2 - Corpo de Prova CP #01

Corpo de Prova nº	# 01
Diâmetro (m)	0,0500
Espessura do Tubo (m)	0,0033
Comprimento (m)	1,0000
Material Utilizado	PVC PBA 6,3
Ensaio Realizados	Nº 01 e Nº 02

O quadro 5.3 apresenta os resultados obtidos no ensaio nº 01 com o corpo de prova #01, em que a pressão máxima atingida foi de 440 mH₂O. Embora o sistema de ensaio permitisse obter pressões maiores que este valor, os resultados obtidos na fase preliminar demonstraram que para valores superiores o comportamento do material estava saindo da fase elástica e entrando na fase plástica. Em função dessa observação os ensaios realizados ficaram com pressão máxima em torno de 500 mH₂O.

Quadro 5.3 - Resumo dos resultados com o CP #01 - Ensaio Nº 01

Pressão Interna (kgf/cm²)	Pressão Interna (MPa)	Tensão (MPa)	Deformação (mm)
0,00	0,00	0,00	0
12	1,20	9,40	0,00216
20	2,00	15,67	0,00406
30	3,00	23,50	0,00715
34	3,40	26,63	0,00873
40	4,00	31,33	0,01123
44	4,40	34,47	0,01323

Os resultados obtidos com o segundo ensaio (Ensaio Nº 02) utilizando o corpo de prova CP #01 estão apresentados no quadro 5.4 e foram realizados após o ensaio nº 01.

Quadro 5.4 - Resumo dos resultados com o CP #01 - Ensaio N° 02

Pressão Interna (kgf/cm2)	Pressão Interna (MPa)	Tensão (MPa)	Deformação (m/m)
0	0,00	0,00	0
10	1,00	7,83	0,00265
20	2,00	15,67	0,00563
30	3,00	23,50	0,00997
40	4,00	31,33	0,01417

Com os resultados obtidos nos ensaios n° 01 e n° 02 foram montados os gráficos que estão apresentados nas figuras 5.1 e 5.2, em que foram representados os valores de tensão no eixo “y” em MPa e deformação no eixo “x” em m/m. Com base nos dados foi feita a regressão linear e obtido o coeficiente de relação entre a Tensão e Deformação, ou seja o Módulo de elasticidade, ou módulo de Young “E” do material.

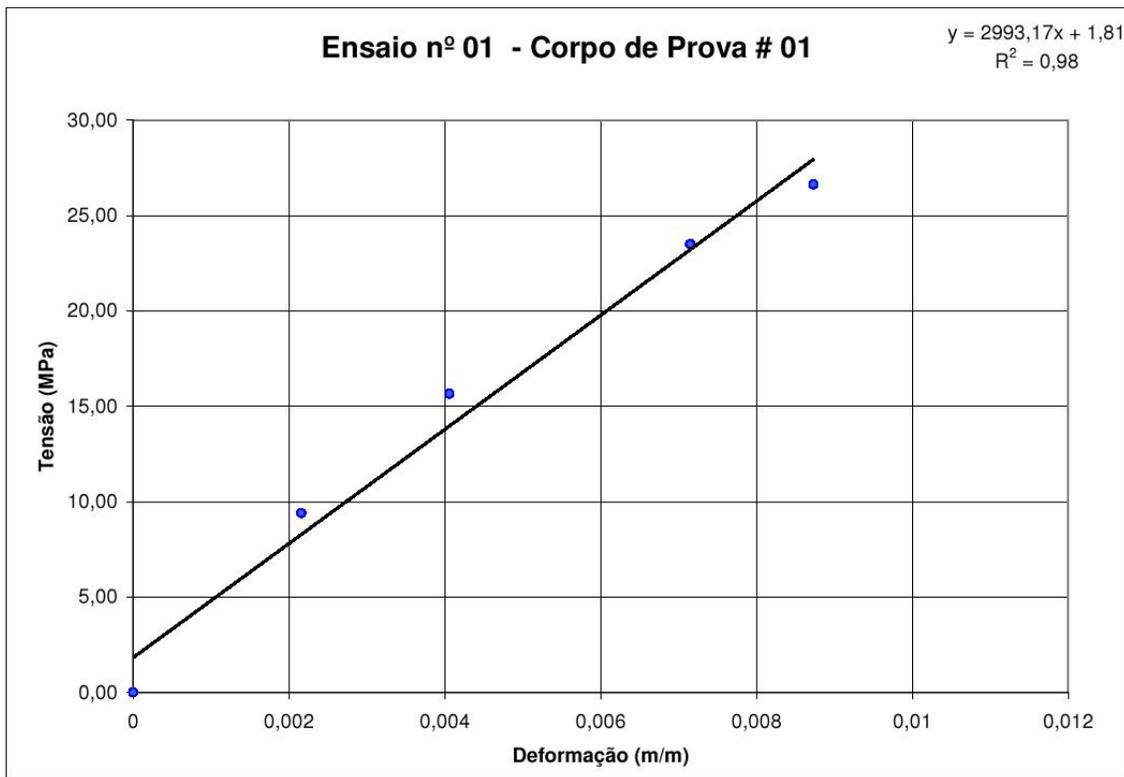


Figura 5.1 – Resultado gráfico do ensaio n° 01 com o corpo de prova #01

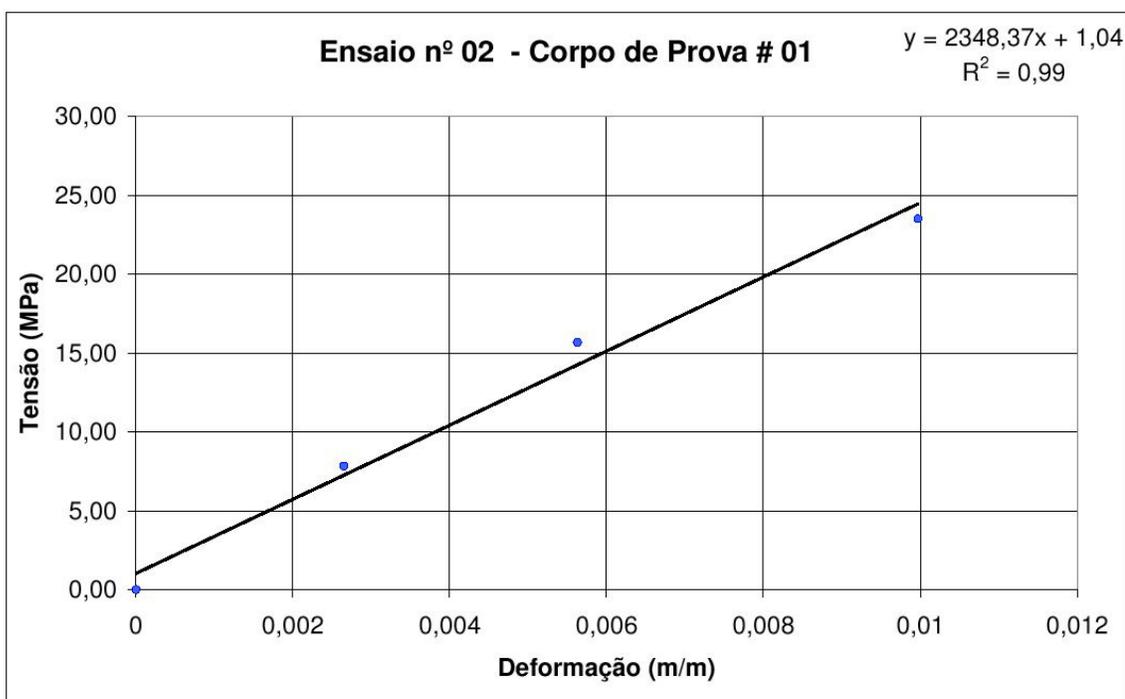


Figura 5.2 – Resultado gráfico do ensaio nº 02 com o corpo de prova #01

5.1.2 Resumo dos Resultados com o Corpo de Prova # 02

O quadro 5.5 apresenta os dados do ensaio com o corpo de prova #01, que foi ensaiado utilizando o sistema de bomba de pistão com acionamento manual e monitoramento de pressão e deformação simultaneamente.

Quadro 5.5 - Corpo de Prova CP #02

Corpo de Prova nº	# 02
Diâmetro (m)	0,0500
Espessura do Tubo (m)	0,0033
Comprimento (m)	1,0000
Material Utilizado	PVC PBA 6,3
Ensaio Realizados	Nº 01 e Nº 02

Os resultados obtidos no ensaio nº 01 com o corpo de prova #02 estão apresentados na quadro 5.6, onde a pressão máxima atingida foi de 400 mH₂O.

Quadro - 5.6 - Resumo dos resultados com o CP #02 - Ensaio N° 01

Pressão Interna (kg/cm²)	Pressão Interna (MPa)	Tensão (MPa)	Deformação (m/m)
0	0,00	0,00	0
10	1,00	8,43	0,00255
20	2,00	16,86	0,00503
30	3,00	25,29	0,00782
34	3,40	28,66	0,00931
40	4,00	33,71	0,01190

Os resultados obtidos com o segundo ensaio (Ensaio N° 02) utilizando o corpo de prova CP #02 estão apresentados no quadro 5.7 e foram realizados após o ensaio n° 01.

Quadro 5.7 - Resumo dos resultados com o CP #02 - Ensaio N° 02

Pressão Interna (kg/cm²)	Pressão Interna (MPa)	Tensão (MPa)	Deformação (m/m)
0	0,00	0,00	0
10	1,00	8,43	0,00275
20	2,00	16,86	0,00523
30	3,00	25,29	0,00794
40	4,00	33,71	0,01132

A partir dos resultados obtidos na leitura dos instrumentos nos ensaios n° 01 e n° 02 com o corpo de prova CP #02 foram montados os gráficos que estão apresentados nas figuras 5.3 e 5.4, em que foram representados os valores de tensão no eixo “y” em MPa e deformação no eixo “x” em mm. Com base nos dados foi obtido o coeficiente de relação entre a tensão e deformação através de regressão linear. O Módulo de elasticidade, ou módulo de Young “E” do material encontrado foi de 2896,78 MPa para o primeiro ensaio e de 2805,76 MPa para o segundo ensaio com o corpo de prova CP #02.

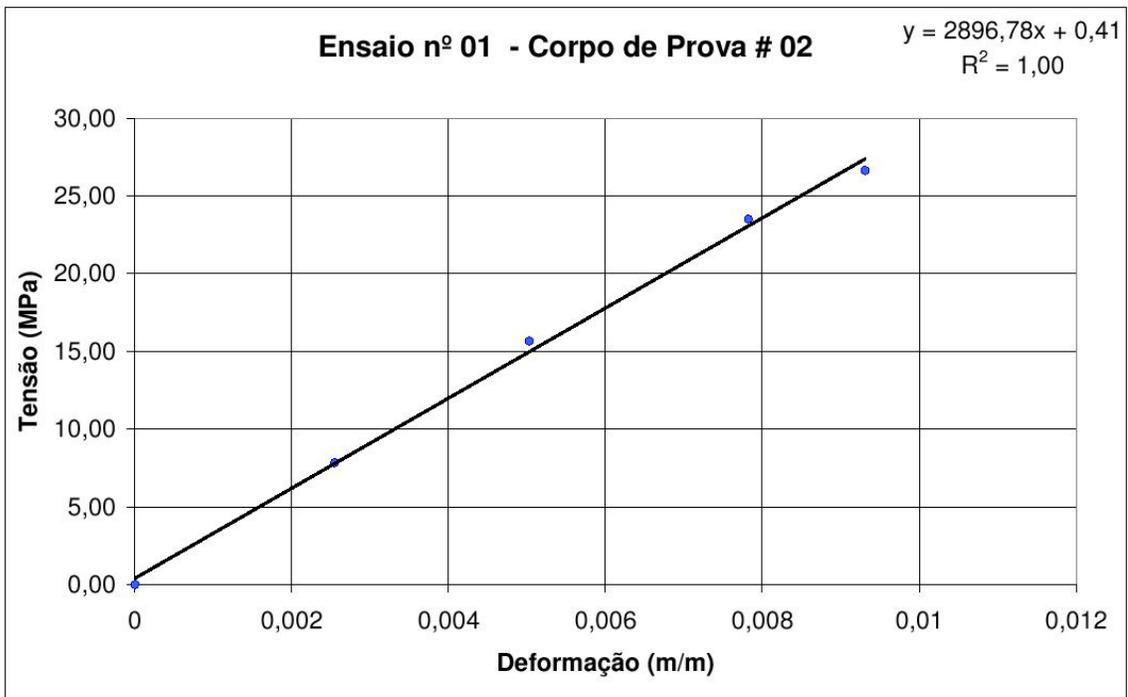


Figura 5.3 – Resultado gráfico do ensaio nº 01 com o corpo de prova #02

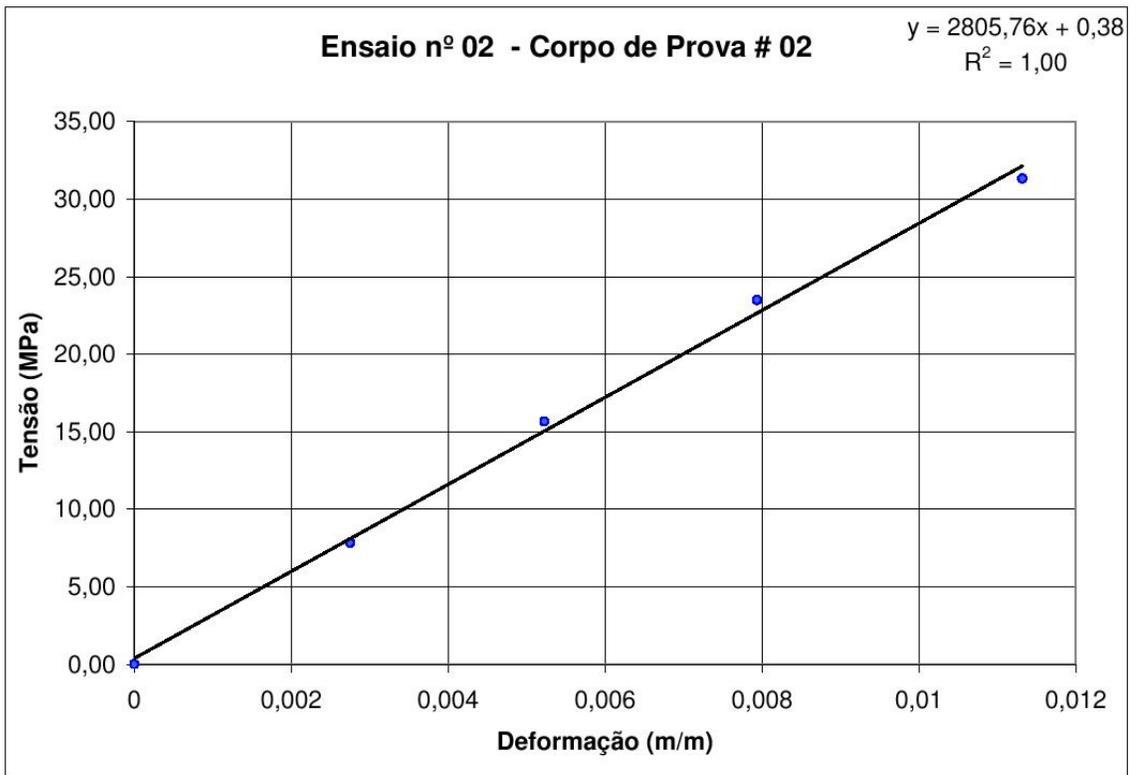


Figura 5.4 – Resultado gráfico do ensaio nº 02 com o corpo de prova #02

5.1.3 Resumo dos Resultados com o Corpo de Prova # 03

Na seqüência foram realizados os ensaios com o corpo de prova de diâmetro 100mm, denominado neste trabalho de CP #03. O quadro 5.8 apresenta os dados do ensaio com o corpo de prova #03, que foi ensaiado utilizando a mesma sistemática dos demais ensaios.

Quadro 5.8 - Corpo de Prova CP #03

Corpo de Prova nº	# 03
Diâmetro (m)	0,1000
Espessura do Tubo (m)	0,0061
Comprimento (m)	1,0000
Material Utilizado	PVC PBA 6,3
Ensaio Realizados	Nº 01 e Nº 02

Os ensaios da primeira etapa, denominado ensaio nº 01, com o corpo de prova #03 estão apresentados no quadro 5.9, onde a pressão máxima atingida foi de 200 mH₂O. Nesta fase ocorreu impedimento de ordem prática para continuar os ensaios onde ocorreu avaria do sistema hidráulico com vazamento de fluido pressurizado pela conexão da bomba pressurizadora com o corpo de prova. Embora o ensaio tenha sido interrompido, o resultado obtido foi suficiente para determinar o módulo de elasticidade do tubo, que se comportou praticamente da mesma forma que nos ensaios anteriores.

Quadro 5.9 - Resumo dos resultados com o CP #03 - Ensaio Nº 01

Pressão Interna (kg/cm²)	Pressão Interna (MPa)	Tensão (MPa)	Deformação
0	0,00	0,00	0
10	1,00	7,70	0,00285
20	2,00	15,39	0,00576

Após serem realizados os devidos reparos no sistema de conexão hidráulico foi realizado o segundo ensaio com o corpo de prova CP#3, cujos resultados estão apresentados no quadro 5.10. Este ensaio obteve a pressão máxima de 390 mH₂O.

Quadro 5.10 - Resumo dos resultados com o CP #03 - Ensaio N° 02

Pressão Interna (kg/cm ²)	Pressão Interna (MPa)	Tensão (MPa)	Deformação
0	0,00	0,00	0
10	1,00	7,70	0,0031
20	2,00	15,39	0,00535
26	2,60	20,01	0,00753
30	3,00	23,09	0,00905
36	3,60	27,71	0,01185
39	3,90	30,02	0,01330

Com os resultados obtidos na leitura dos instrumentos nos ensaios n° 01 e n° 02 com o corpo de prova CP #03 também foram montados gráficos para determinação do módulo de elasticidade, que estão apresentados nas figuras 5.5 e 5.6, em que foram representados os valores de tensão no eixo “y” em MPa e deformação no eixo “x” em mm. Com base nos dados foi feita regressão linear e obtido o coeficiente de relação entre a Tensão e Deformação, ou seja o Módulo de elasticidade, ou módulo de Young “E” do material.

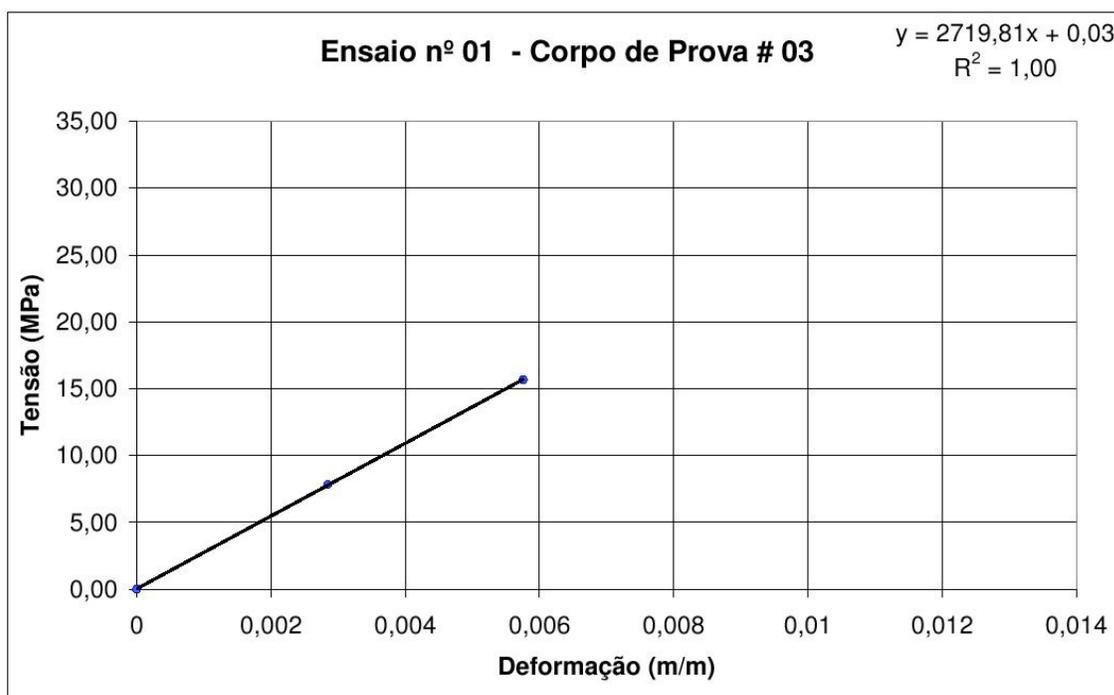


Figura 5.5 – Resultado gráfico do ensaio n° 01 com o corpo de prova #03

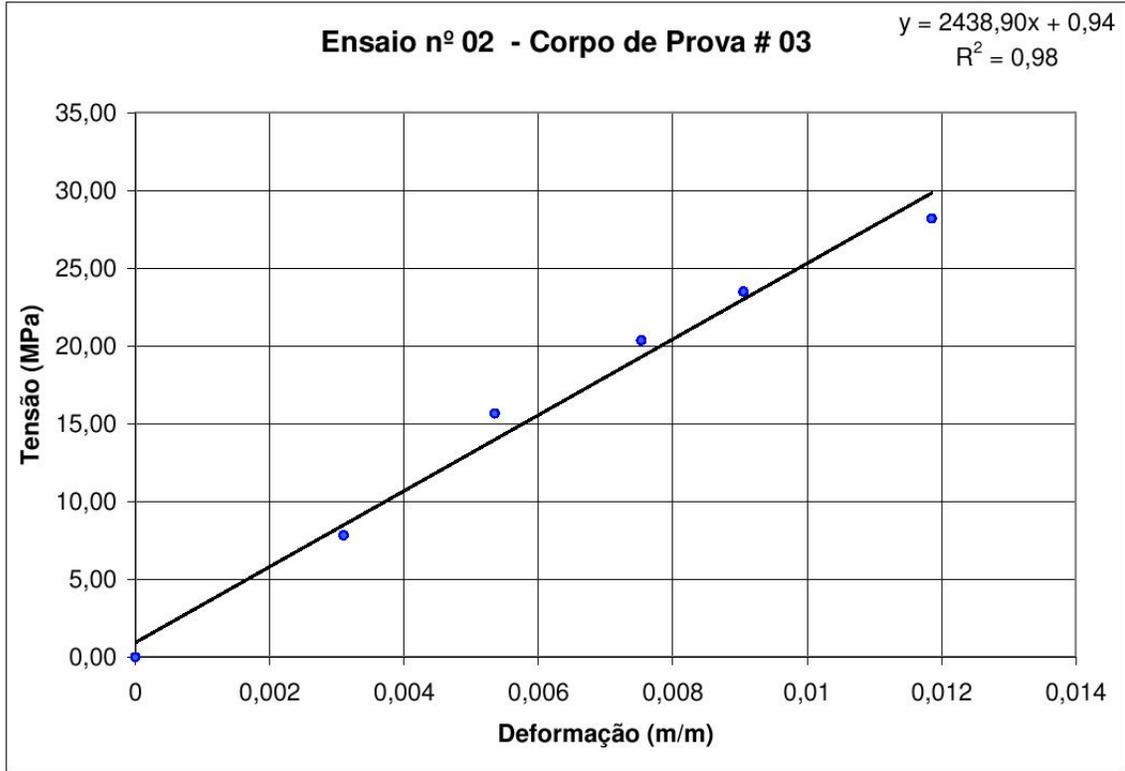


Figura 5.6 – Resultado gráfico do ensaio nº 02 com o corpo de prova #03

5.1.4 Resumo geral dos resultados

O resumo geral de todos os ensaios realizados está apresentado no quadro 5.11 em que estão todos os resultados considerados para a determinação do módulo de elasticidade “E” do PVC utilizado. De forma geral os primeiros ensaios com cada corpo de prova apresentaram os maiores valores do módulo de elasticidade do PVC, sendo que o valor médio encontrado nos primeiros ensaios foi de 2.869,92 MPa. Para os segundos ensaios realizados em cada corpo de prova o valor médio encontrado foi de 2.531,01 MPa. Embora não seja o objetivo deste trabalho estudar as causas dessa alteração, não deixamos de apresentar essa alteração do material em função do carregamento submetido. O ensaio com o corpo de prova CP#04 não pode ser concluído em função do rompimento da extremidade do corpo de prova. Os resultados obtidos foram considerados satisfatórios, e em função disso não foram repetidos os ensaios com o corpo de prova #04. A figura 5.7 apresenta todos os resultados obtidos, em cada etapa com os corpos de prova CP#01, CP#02 e CP#03, e também apresenta a regressão linear de cada etapa ensaiada.

Quadro 5.11 – Resumo geral dos ensaios com os corpos de prova.

Corpo de Prova	Ensaio nº	Módulo de Elasticidade Encontrado (MPa)	Média dos Ensaios	Resultado do Primeiro Ensaio	Média dos Primeiros Resultados	Média dos Segundos Resultados	Média Geral
CP #1	1	2993,17	2670,77	2993,17	2869,92	2531,01	2700,47
	2	2348,37					
CP #2	1	2896,78	2851,27	2896,78			
	2	2805,76					
CP #3	1	2719,81	2579,355	2719,81			
	2	2438,90					
CP #4	1	*	*	*	*	*	*

O valor encontrado para o módulo de elasticidade do PVC utilizado neste trabalho foi a média dos resultados dos primeiros ensaios. Sendo assim o valor utilizado em todas as etapas seguintes foi $E = 2869,92$ MPa. Também é importante considerar que os ensaios da rede de abastecimento instalada no laboratório foram efetuados em pressões bem menores que os ensaios com os corpos de prova, motivo pelo qual entendeu-se que os resultados de módulo de elasticidade obtidos nos primeiros ensaios eram mais adequados para utilização nas demais etapas do trabalho.

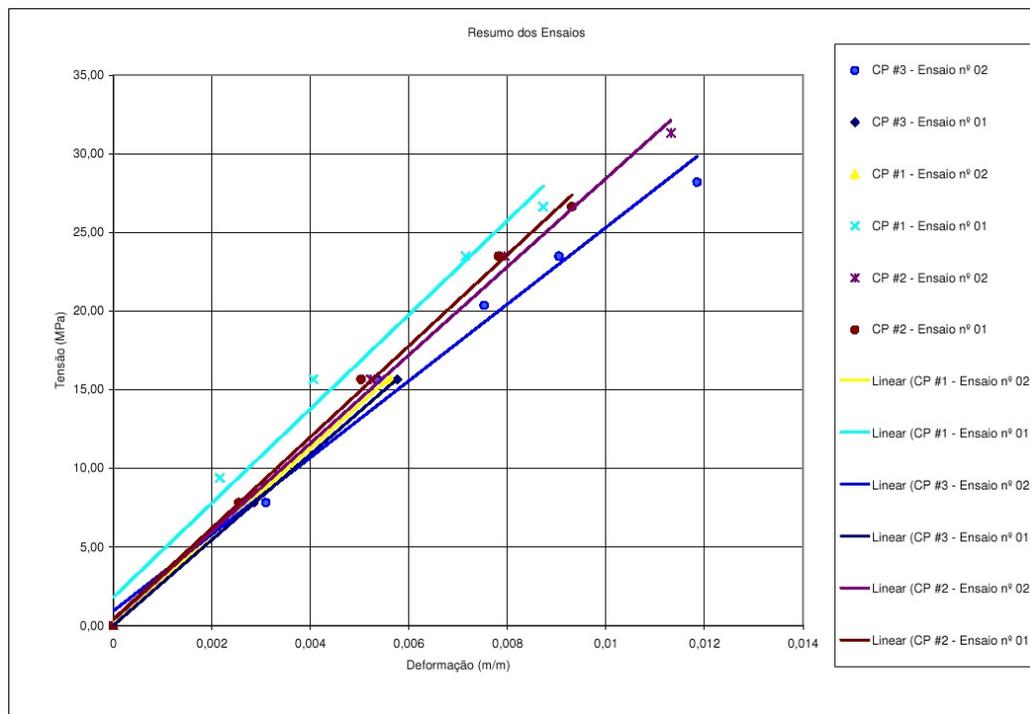


Figura 5.7 – Resultados gráficos dos ensaios com os corpos de prova#01, #02 e #03

5.2 . Resultados dos ensaios com a rede de PVC

5.2.1 Resultados dos ensaios com a 1ª Montagem – Fase 1 – Tubo PVC 50mm

O ensaio com a primeira montagem da bancada, utilizando a linha de PVC de 50mm foi realizado no dia 29/04/2010 entre 15h33 e 16h19, utilizando a bomba Hidroforte, com 500kPa de pressão de operação. Os resultados estão apresentados de forma resumida no quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Resultados médios de referência

Extensômetro	Microstrain E-01	Microstrain E-02
Deformação Mínima	-1,29E-04	-9,08E-05
Deformação Média	6,62E-04	5,05E-04
Deformação Máxima	1,42E-03	1,09E-03
Tensão Máxima (MPa)	4,41E+00	3,38E+00
Tensão Média (MPa)	2,05E+00	1,56E+00
Tensão Mínima (MPa)	-4,00E-01	-2,82E-01
Nº Total de Ciclos	2286	2110

A figura 5.8 mostra o gráfico com o resultado geral do ensaio, apresentando três curvas: uma da tensão em MPa obtida pela leitura dos extensômetros, outra curva de tensão obtida pela aplicação do modelo teórico de KURITA(2009) devido a pressão interna e por último a curva da tensão teórica resultante da pressão interna e também do transitório hidráulico, obtida também da leitura da pressão interna a partir do registrador de pressão.

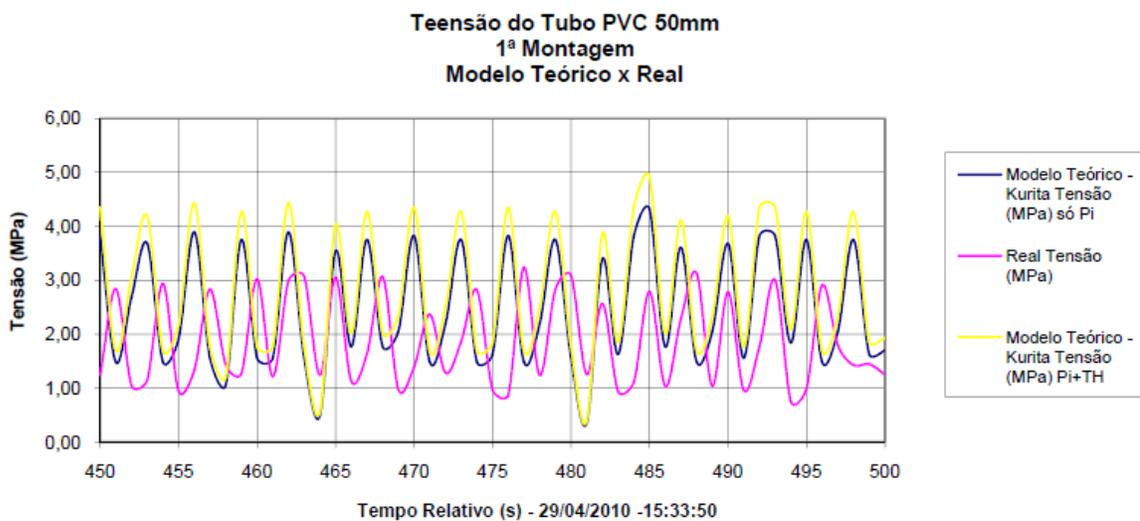


Figura 5.8 - Resultado geral do primeiro ensaio - Tubulação de 50 mm - PVC

O quadro 5.13 mostra a comparação entre os resultados encontrados no ensaio de campo comparado aos resultados obtidos pelo modelo teórico. Os resultados do ensaio se concentraram numa faixa com desvio máximo de 75,0% entre o modelo teórico e os dados reais.

O desvio foi calculado pela equação [5.1]:

$$\bar{D} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{\sigma_r} \cdot 100 \quad [5.1]$$

Onde:

\bar{D} : desvio do modelo em %;
 σ_t : tensão obtida pelo modelo teórico (MPa);
 σ_r : tensão real obtida no ensaio (MPa);

O quadro 5.13 apresenta ainda os valores mínimos, médios e máximos para o ensaio geral e também para a etapa sem transitório hidráulico estão resumidos , e mostra redução de desvio entre o modelo teórico e os dados reais para este caso.

Quadro 5.13– Resumo dos resultados de Tensão obtidos

		Modelo Teórico (MPa)	Resultado Real (MPa)	Desvio (%)
Ensaio Geral	Mín.	0,07	0,04	75,0%
	Méd.	2,09	2,14	-2,3%
	Máx.	5,31	4,41	20,4%
Ensaio	Mín.	0,35	0,75	-53,3%
	Méd.	2,47	1,87	32,1%
	Máx.	4,32	3,24	33,3%

A figura 5.9 mostra o resultado real e os resultados do modelo teórico para a etapa do ensaio com a tubulação de 50mm sem ocorrência de transitório hidráulico. As oscilações de tensão observadas nessa etapa são devidas a outros fatores como carregamento do tráfego, efeitos de temperatura, de carregamento do solo e, de variações de bomba pressurizadora. O importante é que neste intervalo selecionado não foram efetuadas manobras nas válvulas de bloqueio e controle da bancada de ensaio.

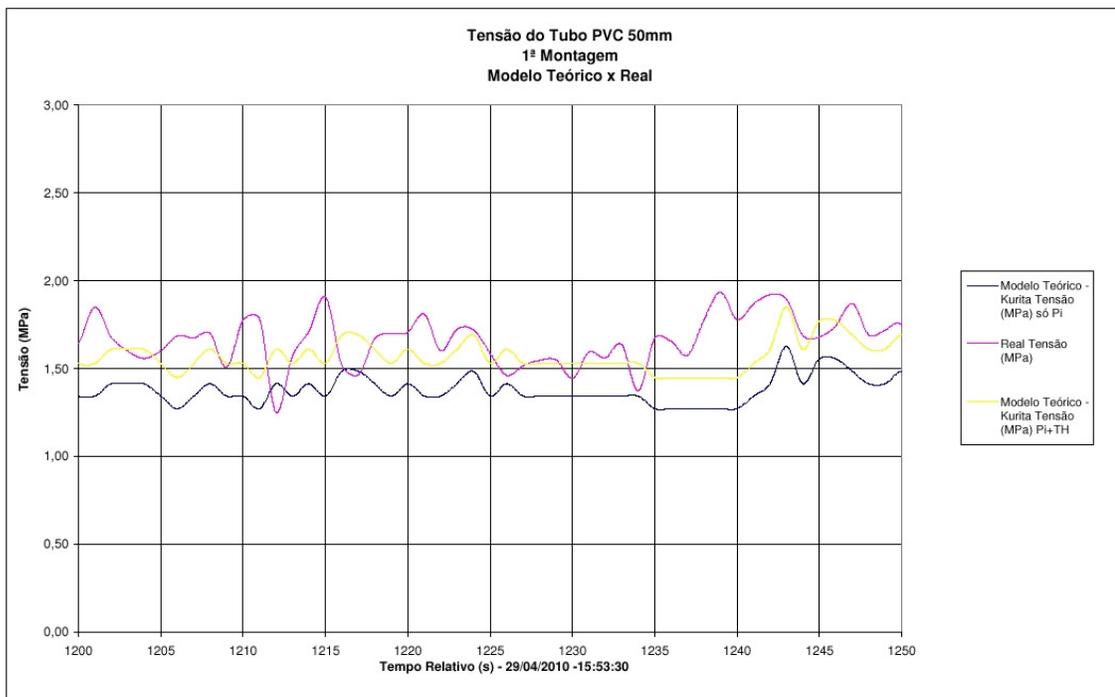


Figura 5.9 – Resultado geral do ensaio sem transitório. Tubulação 50mm - Fase 1.

A figura 5.10 mostra os resultados da etapa em que através de manobras de fechamento e abertura da válvula da rede da bancada do laboratório foram geradas oscilações no escoamento com transitório hidráulico. O gráfico permite observar que não existe mais tanta aderência aos resultados teóricos e reais como no caso anterior, embora seja possível estabelecer uma correlação entre o modelo teórico e os dados reais do ensaio. A diferença entre os resultados em parte se deve aos efeitos transitórios e também em função da diferença entre as posições de monitoramento de pressão interna e deformação do tubo. Essa distância pode criar uma pequena diferença entre os picos de tensão em função da propagação das ondas de pressão no fechamento e abertura da válvula de bloqueio instalada a jusante dos pontos de monitoramento.

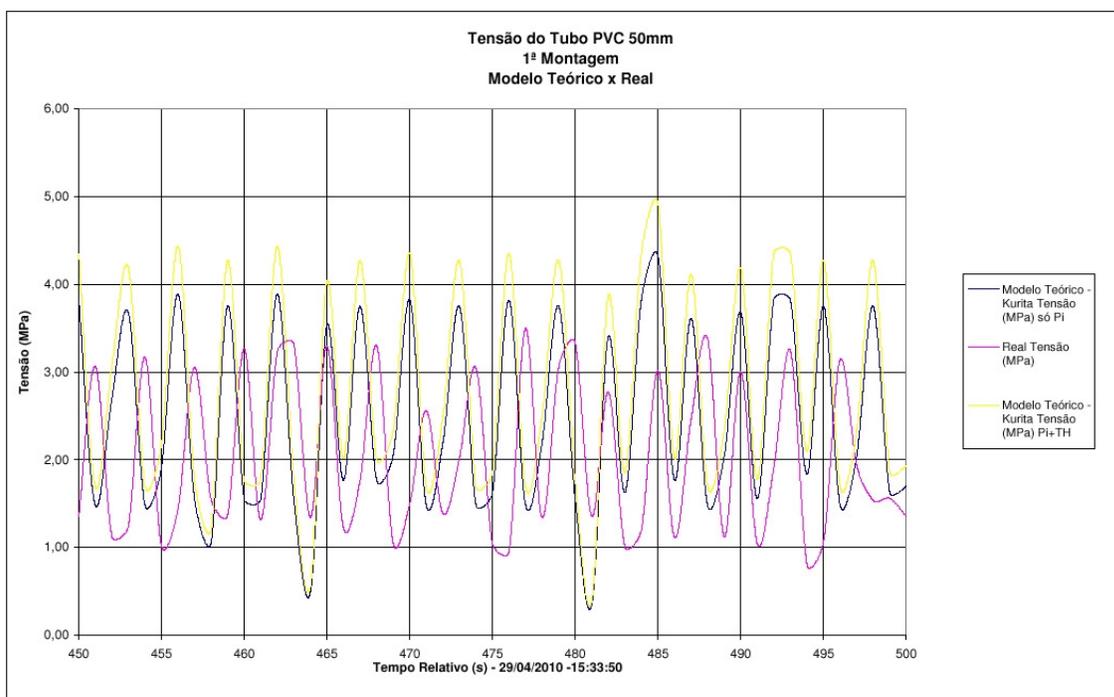


Figura 5.10 – Resultados na etapa com transitório hidráulico

5.2.2 Resultados dos ensaios com a 1ª Montagem – Fase 1 – Tubo PVC 100mm

O ensaio com a primeira montagem da bancada, utilizando a linha de PVC de 100 mm foi realizado no dia 29/04/2010 entre 15h33 e 16h19, utilizando a bomba Hidroforte, com 500kPa de pressão de operação, os dados resumidos estão apresentados no quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Resultados médios de referência

Extensômetro	Microstrain E-01	Microstrain E-02
Deformação Mínima	-2,44E-04	-2,67E-04
Deformação Média	5,00E-04	4,63E-04
Deformação Máxima	1,33E-03	1,25E-03
Tensão Máxima (MPa)	4,12E+00	3,87E+00
Tensão Média (MPa)	1,55E+00	1,44E+00
Tensão Mínima (MPa)	-7,57E-01	-8,28E-01
Nº Total de Ciclos	784	928

A figura 5.11 mostra o gráfico com o resultado geral de todo o ensaio, apresentando três curvas: uma da tensão em MPa obtida pela leitura dos extensômetros, outra curva de tensão

obtida pela aplicação do modelo teórico de Kurita devido a pressão interna e por último a curva da tensão teórica resultante da pressão interna e também do transitório hidráulico, obtida também da leitura da pressão interna a partir do registrador de pressão.

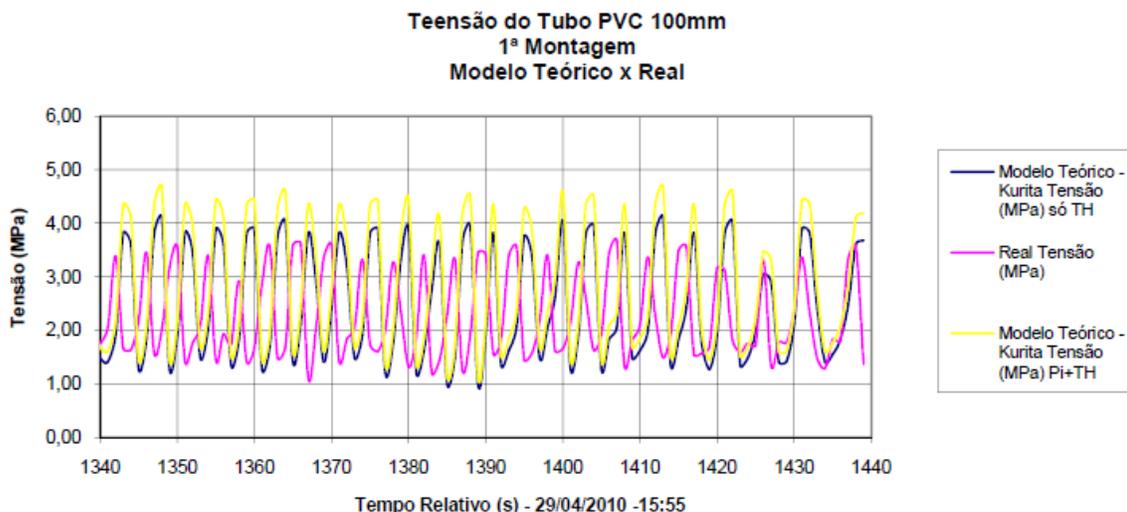


Figura 5.11 – Resultado geral do ensaio PVC 100mm – Modelo Teórico x Dados Reais.

A partir de todo o ensaio realizado nesta montagem, utilizando a tubulação de PVC de 100 mm, foi selecionado o período de melhor aderência entre o resultado real e o resultado teórico obtido pelo modelo de KURITA(2009), resultando no resumo mostrado no quadro 5.15. Os resultados mostram um desvio mínimo de 2,4% entre o modelo teórico e os resultados de campo.

Quadro 5.15 - Resumo dos Resultados de Tensão Obtidos

		Modelo Teórico (MPa)	Resultado Real (MPa)	Desvio (%)
Resultados Gerais	Mín.	-0,07	-0,75652	-90,6%
	Méd.	2,09	1,59759	31,1%
	Máx.	5,31	4,12052	28,8%
Resultado com melhor aderência	Mín.	0,99	1,181131	-16,1%
	Méd.	2,52	2,462617	2,4%
	Máx.	4,10	3,96955	3,4%

A figura 5.12 mostra o resultado do ensaio, considerando as manobras das válvulas de controle e bloqueio com objetivo de provocar o escoamento transitório na tubulação. As curvas representam os resultados reais obtidos pela leitura dos extensômetros, os resultados da

modelagem teórica baseada na pressão interna da tubulação e uma terceira curva que representa os resultados considerando o modelo teórico que considera o transitório hidráulico.

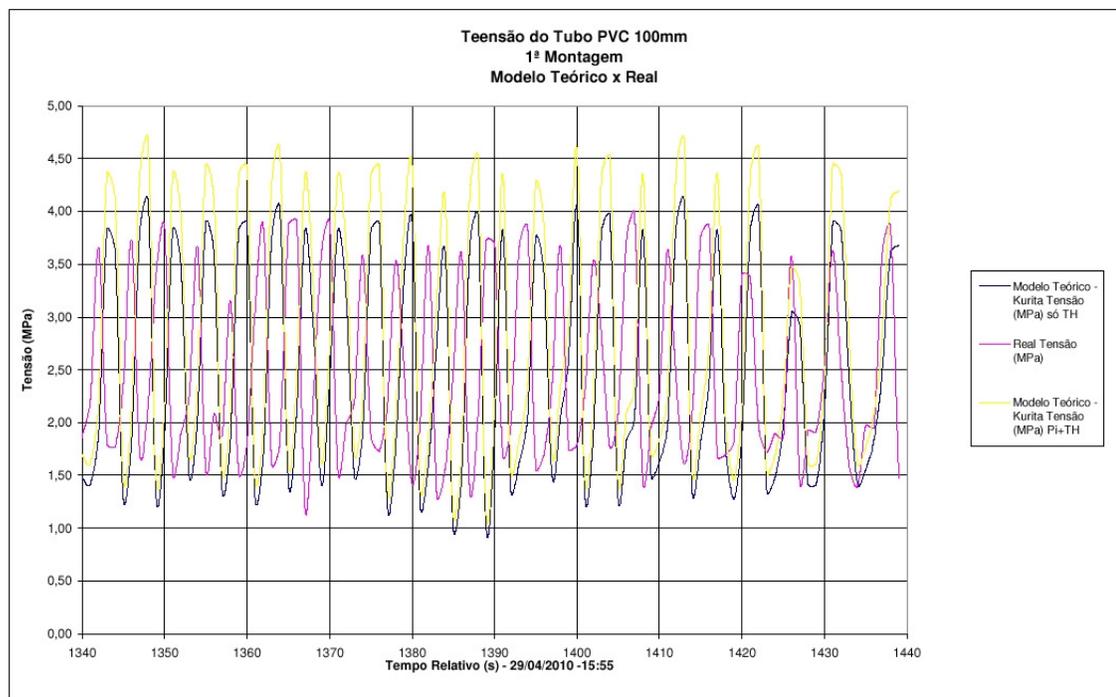


Figura 5.12 – Resultado parcial do ensaio PVC 100mm – Modelo Teórico x Dados Reais.

A figura 5.12 apresenta o comportamento dos resultados deste ensaio, considerando apenas a etapa em que o desvio médio mínimo encontrado foi de 2,4%.

5.2.3 Resultados dos ensaios com a 2ª Montagem – Fase 2 – Tubo PVC 50mm

O ensaio com a segunda montagem da bancada, denominado neste trabalho de “2ª montagem”, com a tubulação de 50mm foi realizado no dia 14/06/2010 entre 15h20 e 15h33, utilizando a bomba a bomba BEW-32/4, com 1.000 kPa de pressão de operação.

Os resultados médios de referência no ensaio estão apresentados no quadro 5.16 abaixo, e mostram uma deformação máxima da tubulação de $2,44 \times 10^{-3}$ mm/mm.

Quadro 5.16 – Resultados médios de referência

Extensômetro	Microstrain E-01	Microstrain E-02
Deformação Mínima	-2,17E-04	-6,40E-06
Deformação Média	4,49E-04	3,41E-04
Deformação Máxima	2,44E-03	1,72E-03
Tensão Máxima (MPa)	7,55E+00	5,32E+00
Tensão Média (MPa)	1,39E+00	1,06E+00
Tensão Mínima (MPa)	-6,72E-01	-1,98E-02

Os resultados do ensaio foram divididos em duas partes, em que os resultados foram agrupados em função da representação. Na primeira parte foram agrupados os resultados que representam a etapa em que foram realizadas as manobras sucessivas de abertura e fechamento da válvula para analisar o efeito do escoamento transitório na tubulação. Na segunda parte foram agrupados os resultados em regime permanente, sem transitórios, e também foram agrupados os resultados de tensões reais mais aderentes aos resultados do modelo teórico proposto por KURITA (2009).

As figuras 5.13 e 5.14 mostram em cada uma delas três curvas: uma da tensão em MPa obtida pela leitura dos extensômetros, outra curva de tensão obtida pela aplicação do modelo teórico de KURITA (2009) devido a pressão interna e por último a curva da tensão teórica resultante da pressão interna e também do transitório hidráulico, obtida também da leitura da pressão interna a partir do registrador de pressão.

Os resultados do ensaio se concentraram numa faixa com desvio máximo de 142% entre o modelo teórico e os dados reais.

O desvio foi calculado pela equação [5.1].

Os valores mínimos, médios e máximos para o ensaio geral e também para a etapa sem transitório hidráulico estão resumidos na quadro 5.17 , e mostra redução de desvio entre o modelo teórico e os dados reais para este caso.

Quadro 5.17 – Resumo dos resultados de Tensão obtidos

		Modelo Teórico (MPa)	Resultado Real (MPa)	Desvio (%)
Ensaio Geral	Mín.	0,92	0,38	142,1%
	Méd.	3,14	2,08	51,0%
	Máx.	7,85	6,99	12,3%
Ensaio sem Transitório Hidráulico	Mín.	1,27	0,97	30,9%
	Méd.	1,37	1,14	20,2%
	Máx.	1,42	1,31	8,4%

A figura 5.13 mostra o resultado real e os resultados do modelo teórico para a etapa do ensaio com a tubulação de 50 mm sem ocorrência de transitório hidráulico.

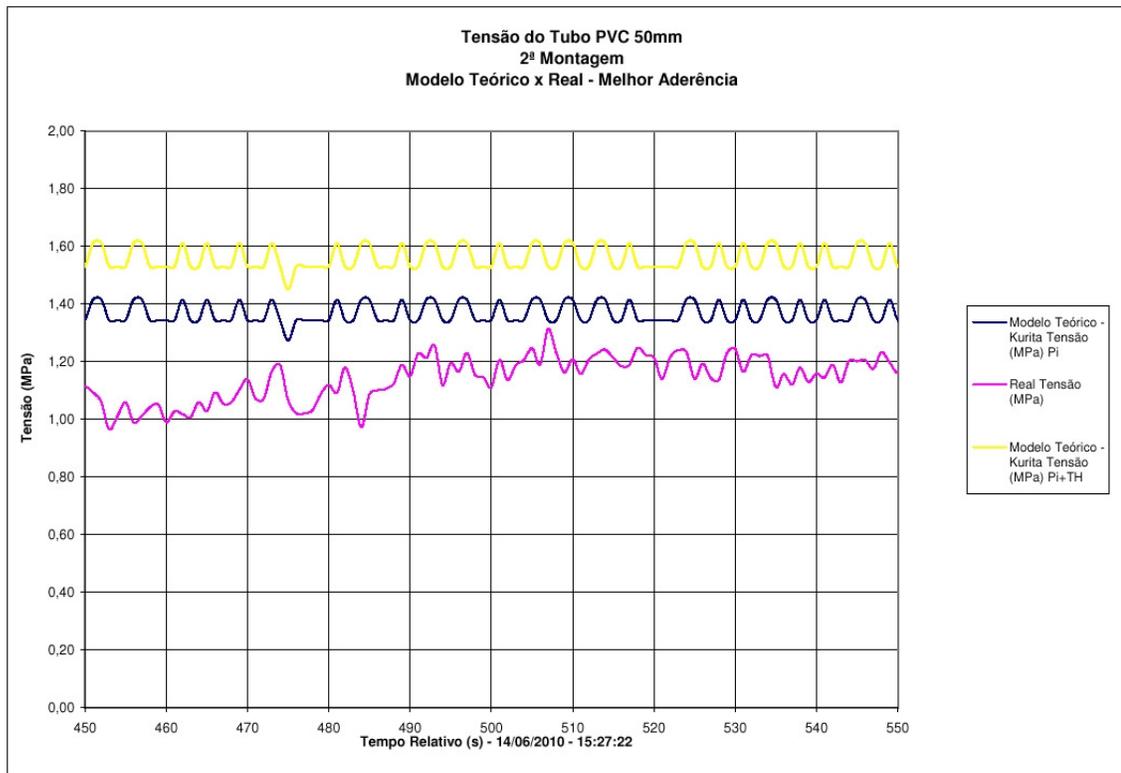


Figura 5.13 – Resultado geral do ensaio sem transitório.

Nesta etapa pode-se observar uma concentração maior dos resultados com um desvio médio de 19,8%, ou seja, mostrando resultados reais mais aderentes ao modelo teórico.

A figura 5.14 mostra os resultados da etapa em que, através de manobras de fechamento e abertura da válvula da rede da bancada do laboratório, foram geradas oscilações no escoamento com transitório hidráulico. O gráfico permite observar que não existe mais tanta aderência aos resultados teóricos e reais como no caso anterior.

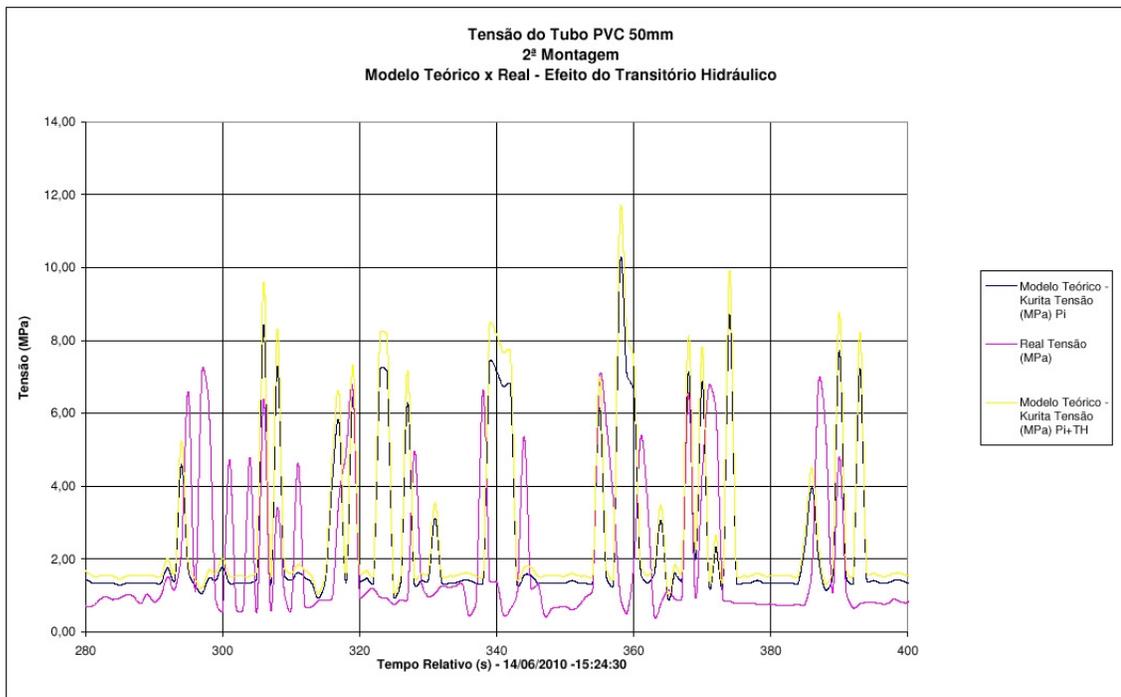


Figura 5.14 – Resultados na etapa com transitório hidráulico.

5.2.4 Resultados dos ensaios com a 2ª Montagem – Fase 2 – Tubo PVC 100mm

O último ensaio realizado com a segunda montagem da bancada, utilizando a tubulação de PVC de 100mm foi realizado no dia 14/06/2010, utilizando a bomba centrífuga BEW-32/4, com pressão de operação de 1.000kPa.

O quadro 5.18 apresenta os resultados médios de referência obtidos nesse ensaio, mostrando uma deformação máxima de $1,95 \times 10^{-3}$ mm/mm.

Quadro 5.18– Resultados médios de referência

Extensômetro	Microstrain E-03	Microstrain E-04
Deformação Mínima	-1,86E-05	-1,61E-05
Deformação Média	3,67E-04	3,46E-04
Deformação Máxima	1,92E-03	1,96E-03
Tensão Máxima (MPa)	5,96E+00	6,09E+00
Tensão Média (MPa)	1,14E+00	1,07E+00
Tensão Mínima (MPa)	-5,76E-02	-5,01E-02
Nº Total de Ciclos	177	173

A figura 5.15 mostra o resultado parcial do ensaio na 2ª Montagem – Fase 2 – Tubo PVC 100mm, em que podemos observar o desvio encontrado entre os resultados reais obtidos

com a leitura da deformação do tubo de 100mm e os valores teóricos obtidos através do modelo teórico de Kurita (2009).

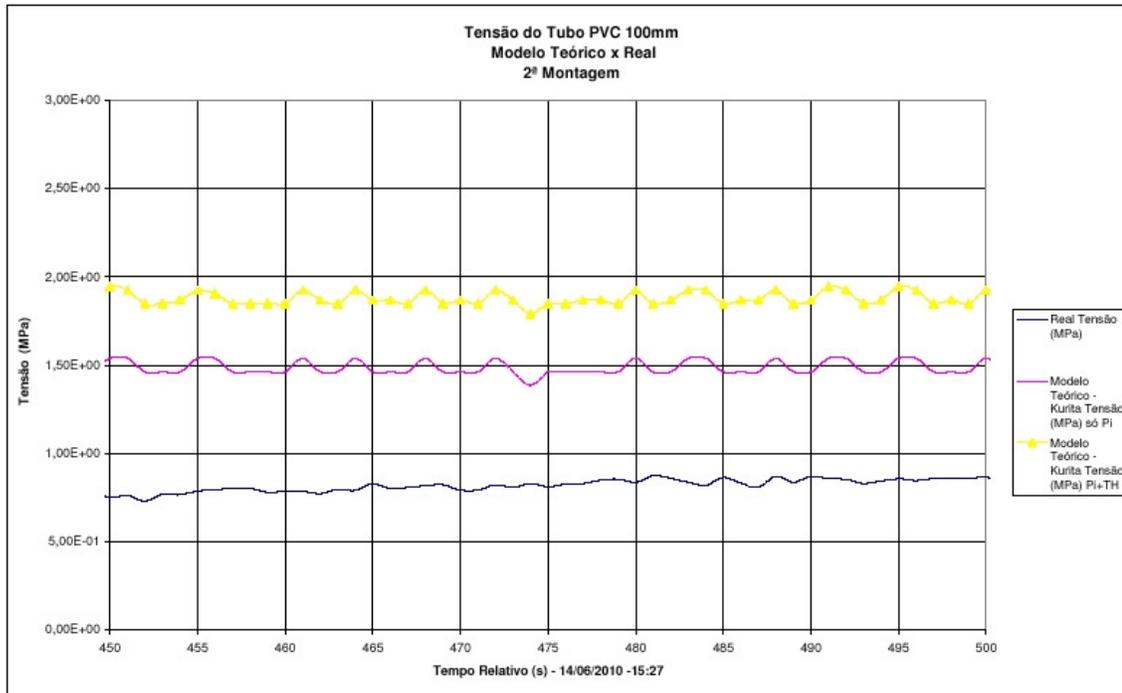


Figura 5.15 Resultado parcial do ensaio - 2ª Montagem – Fase 2 – Tubo PVC 100mm

CAPÍTULO 6

ANÁLISE

O quadro 6.1 apresenta o resumo final dos resultados obtidos em cada ensaio, em que foram considerados os períodos mais estáveis dos resultados. Os dados foram obtidos a partir dos ensaios realizados no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp. Os valores apresentados referem-se aos valores médios obtidos em cada série de ensaios, considerando as etapas para cada uma das redes do laboratório, utilizando os tubos de PVC 6,3 com diâmetros nominais de 50 mm e 100 mm e também as duas bombas centrífugas, que trabalharam em pressões de operação de 500 kPa e 1000 kPa de pressão de operação, ambas com vazão máxima de operação de $2,0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$. Os resultados dos ensaios foram compilados em planilhas de processamento e foram agrupados em períodos de melhor aderência entre o modelo teórico e os resultados reais do ensaio.

Quadro 6.1 – Resumo final dos resultados em cada ensaio

	TR-50 - I	TR-100 - I	TR-50 - II	TR-100 - II
Tensão (MPa) Teórico Kurita	1,40 ± 0,06	1,46 ± 0,15	1,37 ± 0,03	7,21 ± 0,03
Tensão (MPa) Real	1,70 ± 0,13	1,60 ± 0,09	1,31 ± 0,04	5,44 ± 0,01
Desvio Médio	-16,9% ± 8,01%	20,14% ± 9,30%	15,14% ± 5,04%	32,73% ± 4,66%
Pressão Interna (mH ₂ O)	19,83 ± 0,86	17,96 ± 1,69	19,37 ± 0,49	93,80 ± 0,41
Tempo Relativo Inicial – Final (s)	1255-1295	2315-2365	500-550	849-938
Data do Ensaio	29/04/2010	29/04/2010	14/06/2010	14/06/2010

Os resultados obtidos revelam um desvio máximo entre o modelo teórico de Kurita e os dados reais obtidos no ensaio de 32,73% e um desvio mínimo de 15,14%. Entretanto, se forem considerados apenas os melhores ajustes obtidos, desprezando os pontos de oscilação, ou seja, considerando apenas os resultados com melhor ajuste, o desvio máximo obtido encontrado é de

7,75%. Foram encontrados valores de -1,20%, e de -4,08% que podem ser considerados valores de desvio muito pequenos em função das incertezas envolvidas na aquisição e processamentos dos dados. Este cenário é mostrado no quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Resultados médios em cada ensaio e resultados com melhor ajuste

Ensaio	Resultados Médios				Melhor Ajuste			
	50mm FASE I	100 FASE I	50mm FASE II	100 FASE II	50mm FASE I	100 FASE I	50mm FASE II	100 FASE II
Teórico Kurita (MPa)	1,4	1,46	1,37	7,21	3,25	4,03	6,58	5,77
Real (MPa)	1,7	1,6	1,31	5,44	3,41	3,74	6,86	5,84
Desvio Médio (%)	-17,65%	-8,75%	4,58%	32,54%	-4,69%	7,75%	-4,08%	-1,20%

A figura 6.1 mostra o gráfico que representa o melhor ajuste encontrado entre os dados reais e o modelo teórico de Kurita (2009). Para este ajuste foi descartado o resultado obtido com o ensaio da tubulação de 100 mm na FASE II. Esta relação expressa através da equação 6.1:

$$\sigma_r = 1,00034 \cdot \sigma_t + 0,0742 \quad [6.1]$$

Na qual:

σ_r : representa a tensão real em MPa, obtida nos ensaios de campo.

σ_t : representa a tensão teórica em MPa, calculada pelo modelo teórico de Kurita (2009).

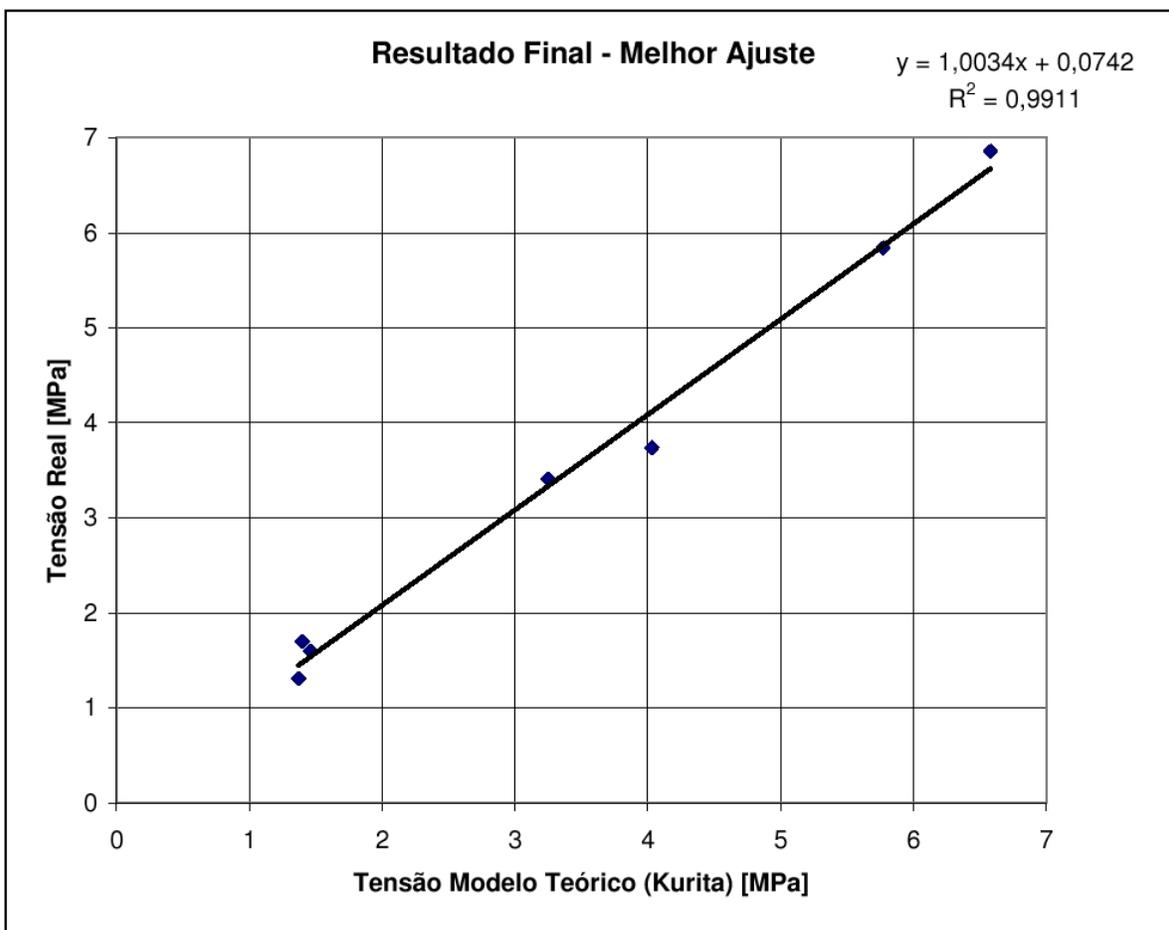


Figura 6.1 – Gráfico com os resultados com o melhor ajuste.

A figura 6.2 apresenta os resultados completos da aplicação do modelo matemático utilizado, e demonstra a participação de cada interferência externa e interna na tensão total a que a tubulação está submetida.

Verificou-se a grande participação na tensão total da parcela devida ao gradiente de temperatura entre o solo e o tubo, e também da parcela devida à flexão da tubulação.

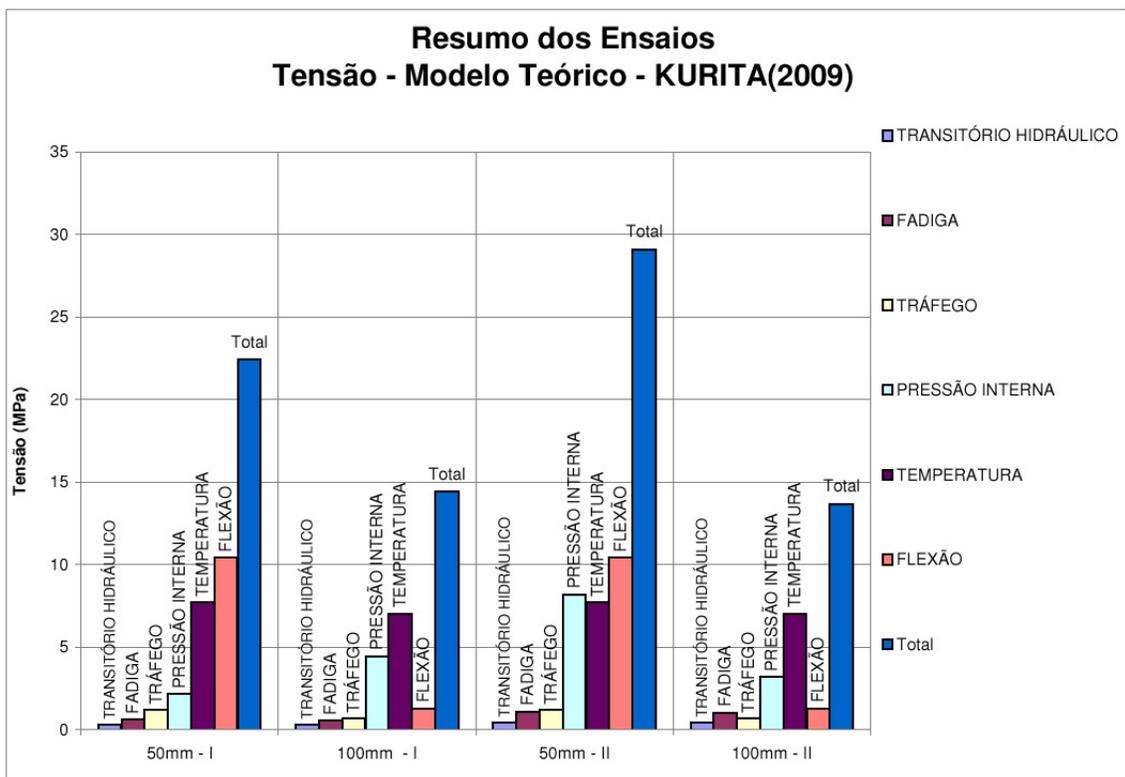


Figura 6.2 – Resultados do modelo teórico aplicados aos dados do ensaio.

Também na figura 6.3 são apresentados os resultados da aplicação do modelo matemático utilizado, sendo que foram desconsideradas para esse caso a interferência da Temperatura, Tráfego, Flexão e Fadiga na tensão total a que a tubulação esta submetida. O gráfico apresenta as tensões teóricas devido a pressão interna e ao transitório hidráulico isoladamente e também somados em uma coluna ao lado. Para cada ensaio também é apresentado o gráfico com o resultado real do ensaio em MPa.

Verificou-se a diferença entre os resultados médios para cada fase do ensaio comparados aos resultados obtidos com a aplicação do modelo teórico desenvolvido por KURITA (2009) desconsiderando as tensões com origem na Temperatura, Tráfego, Flexão e Fadiga. Os resultados apresentam um desvio médio de 8% entre os dados reais e teóricos nessa análise.

Também foi possível estimar a vida útil, ou a sobrevida da tubulação associando a parcela matemática do modelo de KURITA (2009) correspondente à fadiga, conforme mostrado na figura 6.4 Para a tubulação estudada, que teve esforços de tensão da ordem de

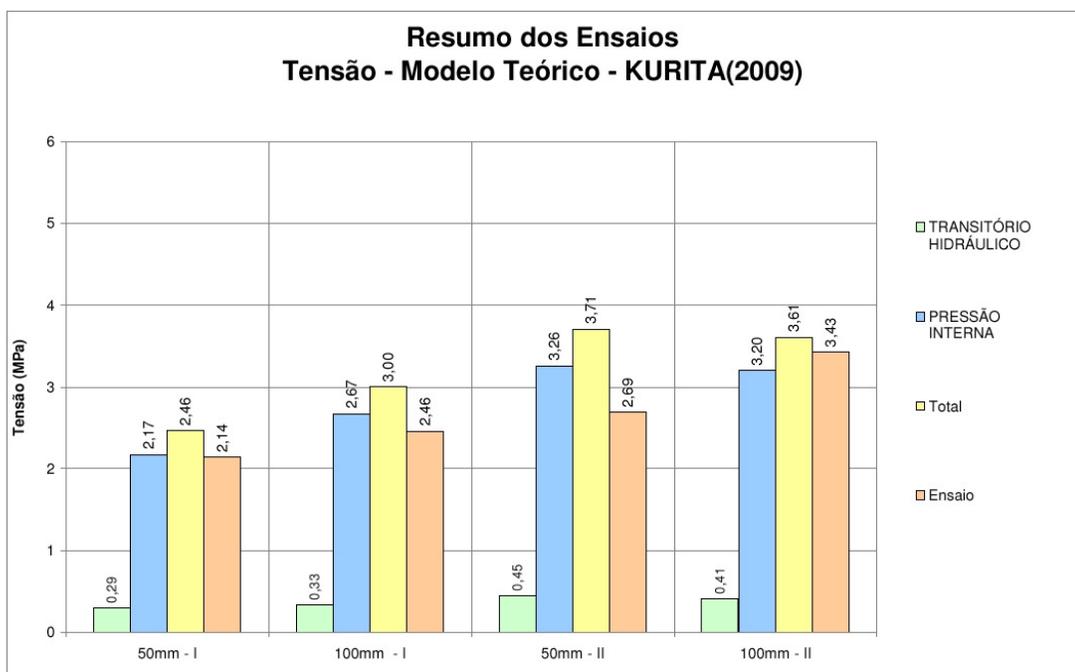


Figura 6.3 – Resultados dos Ensaios comparados ao modelo matemático.

1,50 MPa para a tubulação com diâmetro nominal de 100 mm, podemos esperar uma sobrevida de 231 anos, considerando um ciclo de 5 partidas da bomba por hora. Porém quando consideramos a tensão máxima encontrada considerando as manobras de fechamento e abertura da válvula, com a operação da bomba que fornece 1.000kPa de pressão de operação, associada aos fatores externos como temperatura do solo, carregamento do tráfego de veículos em que encontramos tensões da ordem de 7,21MPa, considerando o mesmo ciclo de manobras, a sobrevida da tubulação cai para 23,1 anos e considerando a pressão de 11,5MPa, chegaria a uma sobrevida de 2,31anos.

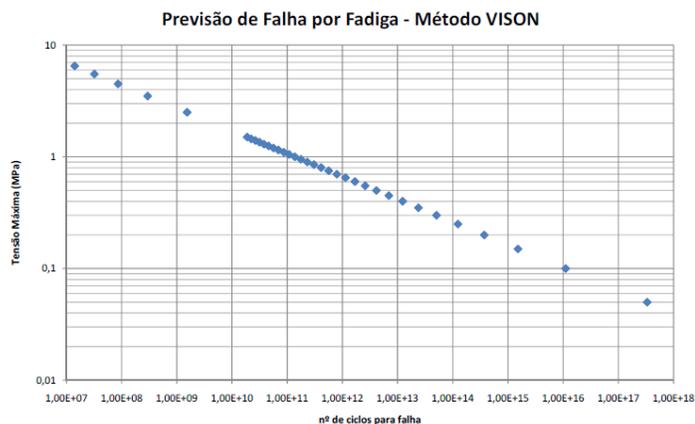


Figura 6.4 - Parcela do Modelo de previsão de falha KURITA (2009) aplicado a fadiga

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

Os modelos matemáticos existentes para prever falhas e estimar o tempo de vida útil das tubulações não são normalmente aplicados em casos práticos reais. Porém, este trabalho aplicou o modelo matemático em um caso real prático, empregando a bancada de ensaios no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da FEC – UNICAMP. Os resultados do modelo matemático para previsão de manutenção de redes de abastecimento de água foram comparados aos resultados obtidos do trabalho experimental. Assim, tendo em vista a associação entre os modelos, matemático e experimental, este tipo de análise pode ser denominada de “reversa”. Cabe destacar que o modelo matemático adotado neste trabalho foi adaptado de KURITA e DALFRE (2009), utilizando os dados de calibração experimental.

Numa primeira etapa do trabalho, foram confeccionados corpos de prova em PVC 6,3. Estes corpos de prova foram submetidos à pressão estática, e foram monitorados através de manômetros de pressão e extensômetros fixados na parede da tubulação. Nesta etapa foi obtida a relação tensão-deformação dos tubos de PVC 6,3 estudados e encontrado o valor do módulo de elasticidade do material (E) de 2869,92 MPa.

Na segunda parte do trabalho, a rede de abastecimento construída foi simultaneamente submetida a ciclos de fechamento e de abertura de uma válvula de bloqueio posicionada a jusante das tubulações de PVC. Os valores da pressão de operação e também dos picos de pressão devido às manobras das válvulas foram adquiridos por registradores eletrônicos de pressão. Os valores da deformação da tubulação também foram registrados em uma bancada de aquisição de dados, interligada aos extensômetros (*strain-gages*) fixados na parede externa da tubulação.

Após a aquisição simultânea de dados de pressão interna da tubulação e de deformação da tubulação, teve início a terceira parte deste trabalho. Nesta etapa, compararam-se os dados obtidos do modelo com os dados obtidos do experimento. A bancada de ensaio forneceu dados de deformação dos tubos de PVC e de pressão interna da tubulação. Estes dados de pressão interna

alimentaram o modelo matemático sugerido que, por sua vez, forneceu os valores teóricos de tensão a que a tubulação estaria submetida. Confrontando os dados reais e teóricos chegou-se a um desvio entre os modelos entre -4,69% e +7,75%, conferindo ao modelo matemático uma margem de erro inferior a 10% no cálculo das tensões de sollicitação das tubulações de PVC.

Também, é possível estimar a vida útil, ou a sobrevida da tubulação associando a parcela matemática do modelo de KURITA e DALFRE (2009) correspondente à fadiga. Para a tubulação com diâmetro nominal de 100 mm, os valores de tensão que foram da ordem de 1,50 MPa, resultam em sobrevida de 231 anos, considerando um ciclo de cinco partidas da bomba por hora. Considerando a tensão máxima verificada para as manobras de fechamento e de abertura da válvula, com a operação da bomba na pressão de 1000,00 kPa, associada aos fatores externos temperatura do solo e carregamento de tráfego de veículos, que geram tensões da ordem de 7,21MPa, para o mesmo ciclo de manobras, a sobrevida da tubulação reduz substancialmente para 23,1 anos e ainda, considerando a pressão de 11,5MPa, chegaria a uma sobrevida de 2,31anos.

Sugere-se a inclusão de uma válvula auto-operada com ciclos de abertura e fechamento pré-determinados e operação por longo período de tempo para aprimoramento do modelo na consideração dos efeitos do transitório hidráulico e conseqüente fadiga. Isto ocorre devido ao ciclo de sobrepressão – subpressão, característico das manobras rápidas de fechamento de válvula e parada-partida de bombas.

Verificou-se que ajustes devem ser realizados nas considerações da temperatura e de carregamento do solo, por meio de ensaios de campo específicos. Estas variáveis apresentaram uma distorção do modelo matemático em relação ao ensaio de campo.

Também, uma modificação na posição de monitoramento de pressão na bancada de ensaio é sugerida. Levando-se em conta que o ponto de medição de pressão pode apresentar uma distorção para a leitura das deformações, devido a instalação do transdutor de pressão, sugere-se que os pontos de medição devem ser mais próximos, porem não exatamente na mesma seção. Desta forma, adequa-se a instalação para a consideração adequada do transitório hidráulico.

A consideração da tensão circunferencial com relação à tensão de flexão da tubulação deve ser ajustada e um meio para mensurá-la em campo instalado, desenvolvido, de forma a permitir uma correlação mais segura. Estes ajustes são sugeridos para trabalhos futuros.

Este trabalho realizou a análise reversa de um modelo de previsão de manutenção de redes de abastecimento de água e auxiliará os gestores destes sistemas. Deve-se ressaltar que o crescimento populacional dos centros urbanos torna cada vez mais complexa a questão da infraestrutura urbana, sobretudo ao que se refere as redes de abastecimento público de água, que passam a ter maiores extensões e diâmetros. Tal crescimento implica numa complexidade maior, tanto na obtenção do recurso água, bem como na operação e controle do sistema. Logo, ferramentas que auxiliem a tomada de decisões do gestor dos sistemas de infra-estruturas urbanas tornam-se primordiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NB 591 (1991) . Projeto de adutora de água para abastecimento público. – Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT NBR 12218 (1994) . Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público.– Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT NBR 5647 (2007)Sistemas para adução e distribuição de água – Tubos e conexões de PVC 6,3 com junta elástica e com diâmetros nominais até DN 100mm. – Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT NBR 5683 (1999) .Tubos de PVC - Verificação da resistência à pressão hidrostática interna – Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- Al-Ghandi, A. S., Gutub, S. A., (2002) Estimation of leakage in the water distribution network of holy city of Makkah. IWA, Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA, 51.6 - 2002, p 343-349.
- Andreou, S. A., D. H. Marks, and R. M. Clark. (1987) A new methodology for modeling break failure patterns in deteriorating water distribution systems: Theory, Adv. Water Resour., 10, 2-10, 1987a.
- Arnould, G. E. (1960) Experience with main breaks in four large cities - Philadelphia. Journal of the Americam Water Works Association, 52 (8), p. 1041-1044., 1960.
- AWWA (1991), Americam Water Works Association, WATER AUDITS AND LOSS CONTROL PROGRAMS, 1991
- BRANCO, A. G. M. (1985) *A mecânica dos materiais*. Lisboa: Orgal – Orlando & Ca. Lda.,
- Borga, A., Ramos, H., Covas, D., Dudlik, A., and Neuhaus, T., (2004) Dynamic effects of transient flows with cavitation in pipe systems, The Practical Application of Surge Analysis for Design and Operation - 9th International Conference on Pressure Surges, Vol. 2, BHR Group Ltd., Bedfordshire, UK, pp. 605-617.
- Cesteiro, A. M. A. (2008), Importância da interação fluido-estrutura no projecto de sistemas de transporte de fluidos em pressão, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa.
- Christodolou, S., Charalambous, C. e Adamou. A.(2007) Water Loss, *Managing the “Repair or Replace” dilemma on Water Leakages*.
- Christodolou, S., Charalambous, C. e Adamou. A., (2008) **Reabilitation and mintenanceof water distribution network assets**. Water Science & Tecnology: Water Supply, p231-237. vol 8-2. 2008.

- Ciottoni, A. S. (1983) Computerized data management in determining causes of water main breaks: The Philadelphia study case. Proceedings of the 1983 International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, University of Kentucky, Lexington, KY, p. 323-329., 1983.
- Clark, E. J. (1960) . Experience with main breaks in four large cities - New York. Journal of the American Water Works Association, 52 (8), p. 1045-1048., 1960.
- Clark, R. M., C. L. Stafford, and J. A. Goodrich, (1982) "Water distribution systems: A spatial and cost evaluation," J. Water Resour. Plann. Manage. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 108, 243-256, 1982.
- Dandy, G.C. and Engelhardt, M., "Optimal scheduling of water pipe replacement using genetic algorithms", *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 127, No 4, 2001, pp. 214-223.
- Dantas, R.R., Carvalho. R. H., Nascimento, J. W. B., e Fonseca, V. M., (2008) Estudo de compósitos (poliéster/tecido de juta) para construção de silos cilíndricos verticais, Revista Eletrônica de Materiais e Processos, v.3.3 (2008) 31-39
- Deb, A.K., Hasit, Y.J., Grablutz, F.M., and Herz, R.K., (1997)"Quantifying Future Rehabilitation and Replacement Needs of Watermains", Report to the American Water Works Association Research Foundation, 1997.
- Dridi, L.; Mailhot, A.; Parizeau, M.; Villeneuve, J.P.(2005) - **A Strategy for optimal replacement of water pipes integrating structural and hydraulic indicators based on a statistical water pipe break model.** Computing and Control in the Water Industry , CCWI, 2005.
- Domingues, J. J.M.S. <http://www.dem.isep.ipp.pt/docentes/jsd/index.htm>, acessado em janeiro de 2009.
- Farley, M. (2003) Losses in water distribution networks: a practitioner's guide to assessment, monitoring and control. Published by IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London SW1H 0QS, INGLATERRA
- Fujimura, K. (2007) **Pipeline management in Tokyo – measures for leakage prevention.** Journal of Water Supply: Research and technology-AQUA.
- Greyvenstein, B. (2007) AN EXPERIMENTAL INVESTIGATION INTO THE PRESSURE LEAKAGE RELATIONSHIP OF SOME FAILED WATER PIPES; Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg.
- Halhal, D., Walters, G.A., Ouazar, D. and Savic, D.A.,(1997) "Water network rehabilitation with structured messy genetic algorithm", *Journal of Water Resources Planning and Management*, 123 (3), 1997, pp. 137-146.
- Kettler, A. J., Goulter, I. C.(1985), An Analysis of pipe breakage in urban water distribution

- networks, Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 12(2) p. 286-293, 1985
- Kleiner, Y; Rajani, B. (2003) Water main assets: from deterioration to renewal.
- Kleiner, Y; Adams, B. J.; Rogers, J. S. (2001) Water distribution network renewal planning. NRC, Canadá.
- Kuraoka, S. Rajani, B. Zhan, C. (1996), Pipe-soil interaction analysis of field tests of buried PVC pipe. ASCE - Journal of Infrastructure Systems - Dezembro-1996.
- Kurita, R. Y., Dalfré, J.G. (2008), Modelo para previsão de manutenção em sistemas de distribuição de água. Relatório PBIC - Unicamp, Campinas.
- Kurita, R. Y., Dalfré, J.G. (2009), Calibração de um modelo para previsão de manutenção em sistemas de distribuição de água. Relatório PBIC - Unicamp, Campinas.
- LEAL, F.G.; CHEUNG, P.B. (2008) – Determinação do tempo ótimo de substituição de tubulações de sistemas de abastecimento de água. Artigo Técnico -RESAN, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil.
- Male, J. W., T. M. Walski, e A. H. Slutski (1990), Analyzing Water Main Replacement Policies, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 116, 363-374, 1990
- Marks, H. D. et. al. (1985) Predicting urban water distribution management strategies: A case study of New Haven Connecticut, US Environmental Protection Agency.
- Mavin, K., (1996) "Predicting the Failure Performance of Individual Water Mains", Research Report No. 114, Urban Water Research Association of Australia, July 1996, ISBN 1876088176.
- Morris, R. E. (1967). Principal causes and remedies of water main breaks. Journal of American Water Works Association, 54(7) p. 782-798., 1967
- Niemeyer, H. W. (1960) Experience with main breaks in four large cities - Indianapolis. Journal of the American Water Works Association, 52 (8), p. 1051-1058., 1960.
- Noyan, I.C.; COHEN, J.B. (1987) Residual Stress - Measurement by Diffraction and Interpretation. New York: Springer-Verlag.
- Park, S. (2000) An Optimal Replacement Scheduling Model for Water Distribution Systems, 4th. International Conference on Hydro-science and Engineering, ICHE, 2000, Seoul, Korea.
- Park, S. (2002) Methodology for economically optimal replacement of pipes in water distribution systems: 1. Theory. KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 6. no. 4 Dezembro/2002 Seoul, Korea.
- Rajani, B., Tesfamariam, S. (2004), Uncoupled axial, flexural, and circumferential pipe-soil interaction analyses of partially supported jointed water mains. NRC, Canada.
- Rajani, B.; Zhan, C.; Kuraoka, S. (1996) Pipe-soil interaction analysis of jointed water

mains. NRC, Canada.

Rebouças, A. C. et al. (2006) AGUAS DOCES NO BRASIL - Capital ecológico, uso e conservação. BRASIL, Ed. Esculturas, 3ª Ed.

Remus, G. J. (1960) Experience with main breaks in four large cities - Detroit. Journal of the American Water Works Association, 52 (8), p. 1048-1051.,1960.

Ruud, C.O.(1992) Residual Stress and Their Measurement. 1th International Conference on Quenching &Control of Distortion, USA, 1992.

SABESP (2009) Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, Comunicações e informações com área técnica.

SABESP (2011) Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. Relatório comparativo de investimentos para produção de água.

SANASA, Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento de Campinas, <http://www.sanasa.com.br>, acessado em setembro de 2009.

SNIS (2007) Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, Ministerio das Cidades, governo Federal. www.snis.gov.br. Relatório 2007.

SNIS (2008) Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, Ministerio das Cidades, governo Federal. www.snis.gov.br. Relatório 2008.

SNIS (2011) Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, Ministerio das Cidades, governo Federal. www.snis.gov.br. Relatório 2011.

Shamir, U. ,Howard D.D. (1979) An analytic approach to scheduling pipe replacement. *Journal of the American Water Works Association (AWWA)*, **71**(5), 248-258.

Sharp, W.W. and Walski, T.M., “Predicting internal roughness in water mains”, *Journal of American Water Works Association*, No 80, 1988, pp.34-40.

Soares, A. K. ; Covas, D. I. C., Ramos, M. H.; Reis, L. F. R.; (2009) Unsteady Flow with Cavitation in Viscoelastic Pipes, *International Journal of Fluid Machinery and Systems* Vol. 2, No. 4, outubro-dezembro 2009..

Souza, P.A., (2009), ESCOAMENTO TRANSITÓRIO EM CONDUTO FORÇADO. GOLPE DE ARÍETE, Engenheiro Civil, Prof. Assistente Doutor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Pesquisador do Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos – CTH (Convênio DAEE-USP); http://apostilas.netsaber.com.br/ver_apostila_c_1225.html; acessado em janeiro de 2009.

Tsutiya, M. T., (2004). ABASTECIMENTO DE ÁGUA. Livro, São Paulo, 1ª Edição. Ed. do Autor.

Thornton, J. (2006) Managing Leakage by Managing Pressure. IWA, Water 21 - outubro 2006, article n° 3.

Van, O.S., A.; Soulsby, R.; Kirkegaard, J. (2004) The future role of experimental methods in European hydraulic research: towards a balanced methodology. Vol 42, n.4, p. 341-356.

Walski, T. M., and A. Pelliccia, (1982) "Economic Analysis of Water Main Breaks." J. American Water Works Assoc., 74(3), 140 – 147, 1982.

ANEXO - A

UTILIZAÇÃO DE EXTENSÔMETROS (STRAIN-GAGES)

A-1 - Introdução

Este anexo pretende apenas esclarecer de modo simplificado o funcionamento dos extensômetros utilizados neste trabalho, de forma a esclarecer as dúvidas iniciais e que permitam o completo entendimento dos trabalhos desenvolvidos com a utilização de extensômetros (“strain-gages”) nas tubulações de PVC do laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Não se pretende neste anexo esgotar o assunto e nem tampouco declinar sobre os comportamentos mecânicos dos materiais quanto a tensão - deformação.

Neste trabalho utilizaremos sempre que possível os termos na língua oficial do país, em português, entretanto alguns termos ou que não encontram tradução adequada ou quando o termo em língua estrangeira é um termo consagrado e de uso comum, este também será utilizado. A denominação em português para o equipamento descrito neste anexo é “extensômetro”, porém o nome em inglês é mais comumente conhecido “strain-gage” e portanto os dois termos serão utilizados neste trabalho sem diferença entre os mesmos.

Quando um determinado material recebe ação de uma força “P”, essa ação produzirá no material uma tensão “ σ ” correspondente à força aplicada. A seção transversal se contrairá e ocorrerá um alongamento longitudinal do material “ ΔL ” conforme mostra a figura A.1.

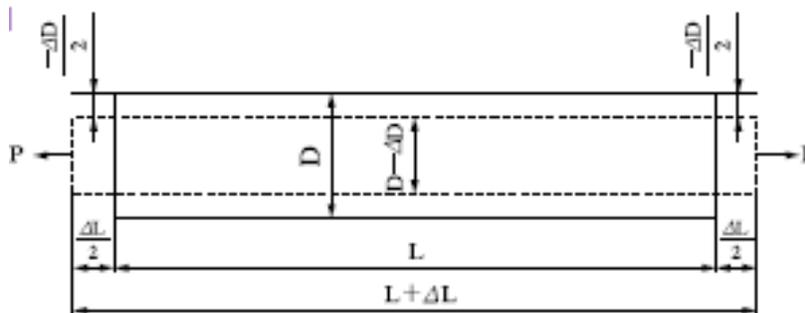


Figura A.1 - Alongamento do material (ΔL) submetido a tração (P)

A razão entre o alongamento “ ΔL ” e o comprimento original do material L é chamado de deformação e é expresso por “ ϵ ” na equação [A.1]:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad [A.1]$$

Por exemplo, se a força aplicada promover um alongamento de 0,01mm em um material com dimensão total de 100mm, a deformação linear ε será de 0,0001 mm/mm, como mostrado na equação [A.2]:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{L} = \frac{0,01}{100} = 0,0001 = 100 \cdot 10^{-6} \quad [A.2]$$

A deformação é um número adimensional e para o extensômetro utilizado é expresso com um valor numérico associado ao exponencial $\times 10^{-6}$ denotado por $\mu\varepsilon$ (“micro strain”) ou simplesmente $\mu\text{m/m}$.

A relação entre a tensão e a deformação linear ocorrida no material devido a ação de uma força é expressa pela equação [A.3], baseada na Lei de Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad [A.3]$$

Em que:

“ σ ” é a tensão em MPa;

“E” é o módulo de elasticidade do material em MPa;

“ ε ” é a deformação linear, adimensional.

A tensão “ σ ” em MPa pode ser obtida a partir do módulo de elasticidade do material “E” e da deformação linear “ ε ” que é adimensional.

A função dos extensômetros, ou “strain-gages” é de medir a deformação linear do material a qual ele está aderido em tempo real, permitindo a determinação da tensão a que o material está submetido.

A.2 Funcionamento dos Extensômetros.

Cada metal tem uma resistência elétrica característica, e tensões externas alteram essa resistência, aumentando ou diminuindo seu valor original em função da contração ou

alongamento da dimensão do material. Supondo a resistência elétrica de determinado metal seja R e que a alteração dessa resistência seja ΔR , então a relação entre ambas, mostrada pela equação [A.4] será chamada de constante de calibração do extensômetro “ K_s ”, (gage factor), que é um coeficiente que expressa a sensibilidade de deformação do extensômetro.

$$\frac{\Delta R}{R} = K_s \cdot \frac{\Delta l}{L} \quad [A.4]$$

Os extensômetros para uso geral, tal como o modelo utilizado neste trabalho, utilizam uma liga de níquel-cobre ou níquel-cromo na confecção do elemento resistivo, e fornecem uma constante de medição K_s com valor próximo a 2,0. Então de forma simplificada é possível escrever a equação geral do extensômetro, dada por [A.5]:

$$\frac{\Delta R}{R} = K_s \cdot \varepsilon \quad [A.5]$$

A figura A.2 mostra um esquema técnico do extensômetro típico utilizado neste trabalho. Na figura é possível ver o comprimento da base, o comprimento da grelha da resistência elétrica que é a parte sensível a deformação, e a base de filme laminado que envolve a lamina da liga metálica que constitui a resistência elétrica. Os terminais de ligação elétrica que são fios de cobre revestidos de prata, com bitola de 0,12 a 0,16mm e comprimento de 25mm.

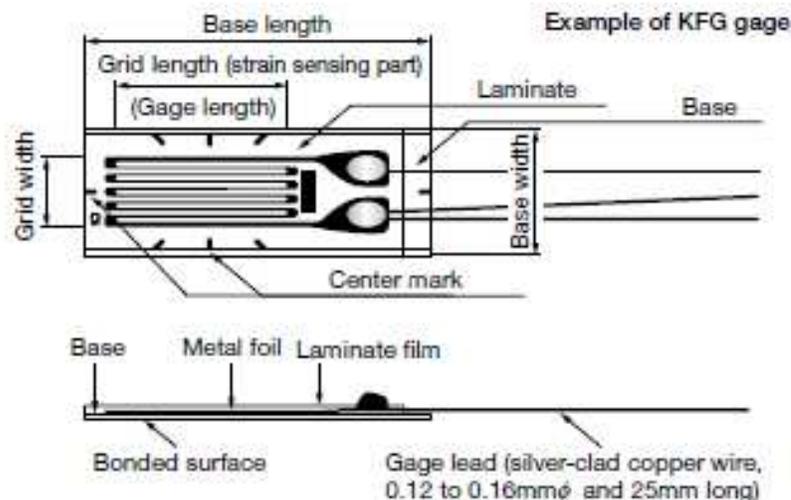


Figura A.2 - Esquema técnico do Extensômetro resistivo.

O resultado de leitura da bancada de extensômetros utilizados neste trabalho tem como matriz de saída os valores da deformação linear dos tubos de PVC, ou seja, do “ ϵ ” dos tubos de PVC submetidos a pressão interna e transitórios hidráulicos, o quadro A.1 mostra uma parte dos resultados obtidos apenas para ilustrar o ordem de grandeza e a forma de leitura dos extensômetros.

Quadro A.1 - Amostra dos resultados obtidos pela bancada de ensaio dos extensômetros.

			E-01 (50)	E-04(50)	E-02(100)	E-03(100)
			Microstrain	Microstrain	Microstrain	Microstrain
Scan ID	Date	Time	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$
1	14/06/2010	15:19:53	5,11E+01	6,89E+00	2,53E+01	3,43E+00
2	14/06/2010	15:19:54	7,20E+01	1,23E+01	8,17E+01	3,91E+00
3	14/06/2010	15:19:55	8,47E+01	8,36E+00	1,03E+02	-2,45E+00
4	14/06/2010	15:19:56	7,44E+01	5,41E+00	4,72E+01	2,45E+00
5	14/06/2010	15:19:57	2,53E+01	7,87E+00	5,69E+01	8,32E+00
6	14/06/2010	15:19:58	8,17E+01	1,38E+01	3,89E+01	4,40E+00
7	14/06/2010	15:19:59	1,03E+02	1,33E+01	7,20E+01	1,47E+00
8	14/06/2010	15:20:00	4,72E+01	-9,84E-01	8,47E+01	-4,89E+00
9	14/06/2010	15:20:01	5,69E+01	7,38E+00	7,20E+01	-4,89E-01
10	14/06/2010	15:20:02	3,89E+01	3,44E+00	-1,03E+01	2,45E+00

Os resultados apresentam os quatro extensômetros utilizados em cada fase dos ensaios, E-01, E-02, E-03 e E-04, bem como os valores de leitura de deformação de cada um dos extensômetros.

A.3 - Instalação dos Extensômetros.

A bancada de ensaios, localizada no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, mostrada na figura A.3, tem duas linhas de tubulação de PVC, em cada uma das linhas de tubulação de PVC foram executadas caixas de acesso a tubulação, como mostrado na figura A.4, e em cada uma delas foram instalados dois extensômetros, como mostra a figura A.5.

Os extensômetros foram colados na tubulação através de cola específica que uniu a superfície de colagem da lamina do extensômetro a parede da tubulação de PVC, para garantir que ambos, parede do tubo e extensômetro, trabalhem solidariamente quanto aos esforços solicitantes, ou seja, para que o extensômetro sofra as mesmas deformações que a parede da tubulação de PVC.



Figura A.3 - Vista da caixa de acesso e bancada de ensaios.



Figura A.4 - Vista da caixa de acesso instalada na linha de PVC - 50mm.



Figura A.5 - Vista dos dois extensômetros fixados na parede externa da tubulação de PVC.

A.4 - Bancada de Aquisição de Dados

Em cada extensômetro, conforme mostrado na figura A.5 foi interligado um cabo elétrico bipolar, conectado a cada uma das extremidades do sensor. Este cabeamento por sua vez, foi levado até a parte interna do Laboratório, onde estava instalado um equipamento aquisitor de dados interligado a um microcomputador convencional (PC). A figura A.6 mostra a bancada de aquisição de dados interligada ao PC, e a figura A.7 mostra a interligação da bancada de ensaios ao sistema de aquisição de dados.

O conceito aplicado no laboratório pode ser adaptado para uma instalação permanente em uma rede de distribuição de água de um município, podendo ser instalado em pontos críticos da tubulação e também em adutoras, podendo ser interligado remotamente a uma central de monitoramento de deformações das tubulações, que recebe e processa os dados. Essa central pode avaliar os ciclos de solicitação (frequência de ocorrência de golpes, por exemplo) e também registrar os valores mais altos emitindo alertas para valores que estejam acima de um valor limite determinado tecnicamente, permitindo inclusive a atualização contínua da sobrevida da tubulação.



Figura A.6 - Vista dos switches de aquisição de dados interligados ao PC.



Figura A.7 - Vista do sistema de dados switch-PC interligado a parte externa do Laboratório nos extensômetros das tubulação de PVC.

Durante os ensaios, além de armazenar os dados de deformação fornecidos pelos extensômetros, pelo monitor do PC foi possível acompanhar em tempo real as deformações sofridas pela tubulação em função da pressão interna de água e devido as manobras de abertura e fechamento das válvulas da rede do laboratório. A figura A.8 mostra o monitor do PC que apresentava os dados de deformação em tempo real de cada extensômetro.

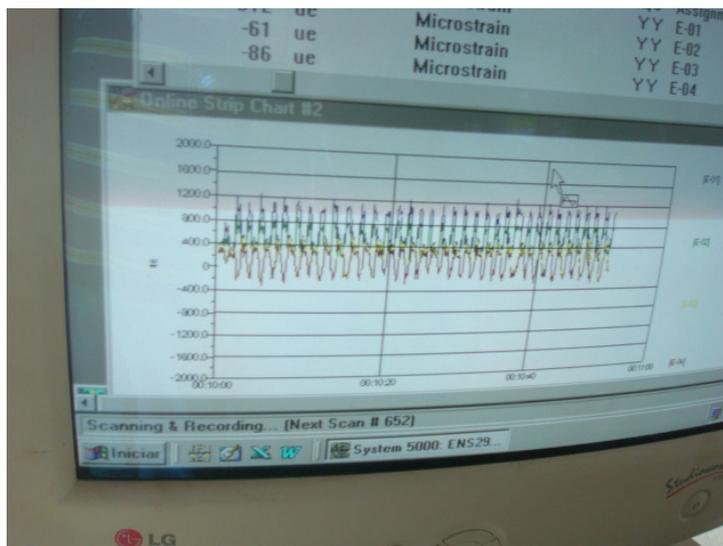


Figura A.8 - Vista do monitor do PC com os dados em tempo real das deformações dos tubos de PVC.

Os dados aqusitados pelo switch da bancada posteriormente foram baixados em formato “txt” e puderam ser trabalhados em planilhas de processamento de dados convencionais,

permitindo a elaboração de gráficos como o mostrado na figura A.9, que apresenta a deformação das paredes do tubo de PVC 100mm ao longo do tempo, para os dois extensômetros E-03 e E-04.

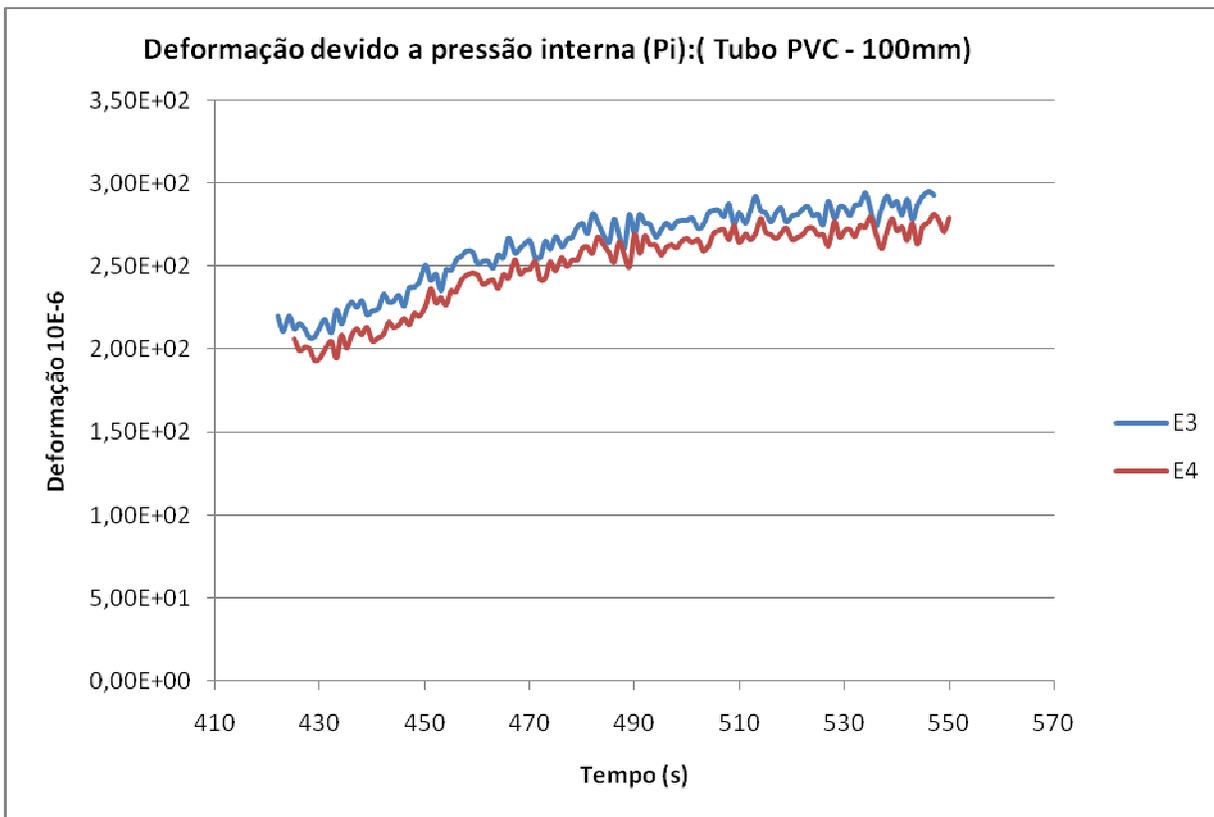


Figura A.9 - Gráfico obtido pelo desenvolvimento dos dados obtidos pelos extensômetros.

ANEXO - B

UTILIZAÇÃO DE REGISTRADORES DE PRESSÃO (DATA LOGGERS)

B-1 - Introdução

Este anexo pretende apenas esclarecer de modo simplificado o funcionamento dos registradores de pressão utilizados neste trabalho, de forma a esclarecer as dúvidas iniciais e que permitam o completo entendimento dos trabalhos desenvolvidos com a utilização destes equipamentos interligados nas tubulações de PVC do laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Não se pretende neste anexo esgotar o assunto e nem tampouco declinar sobre os comportamentos eletro-eletrônico e mecânicos dos equipamentos.

Neste trabalho utilizaremos sempre que possível os termos na língua oficial do país, em português, entretanto alguns termos ou que não encontram tradução completa ou quando o termo em língua estrangeira é um termo consagrado e de uso comum, este também será utilizado. O nome em português para o equipamento descrito neste anexo é “registrador eletrônico de pressão”, porém o nome em inglês é mais comumente conhecido “data logger”. Entretanto como o nome em inglês é mais genérico, se estendendo a todo equipamento que registre e armazene dados, neste trabalho utilizaremos o termo “registrador de pressão”, onde entende-se que se trata de equipamento eletrônico e não mecânico, e que registra os dados que são posteriormente transferidos para um computador.

B.2 - Registrador de pressão utilizado

O registrador de pressão utilizado no monitoramento das pressões neste trabalho foi do tipo eletrônico com bateria autônoma e resolução de 0,2% do fundo de escala que é de 200 mH₂O, que fornece uma resolução de 0,4 mH₂O. A exatidão do registrador de pressão é de 0,1% do fundo de escala, o que corresponde a 0,2 mH₂O.

O registrador de pressão está apresentado na figura B.1, onde é possível observar a tomada de pressão do registrador e também o display de informações instantâneas de pressão.

O equipamento foi programado para registrar a pressão com intervalo de 1s, ou seja, os dados de saída do registrador apresentaram as pressões da rede de PVC do laboratório a cada

segundo. A memória total do equipamento permitia a execução de 13.728s por ensaio, o que corresponde a praticamente 3,81 horas de ensaio ininterruptas.



Figura B.1 - registrador de pressão utilizado nos ensaios de laboratório.

B.3 - Instalação do registrador de pressão

O registrador de pressão foi instalado em uma tomada de derivação da tubulação principal do sistema de alimentação, onde foi instalada uma derivação de 20mm de diâmetro na rede principal de 50mm. Neste local foi instalada uma válvula de controle para permitir a instalação e retirada do registrador sem paralisar o bombeamento do sistema. Anexo a válvula uma mangueira de conexão foi conectada ao terminal de entrada de pressão do registrador. O ponto de instalação pode ser visto na figura B.2. A figura B.3 mostra um manômetro de controle operacional, que foi instalado na mesma tubulação do registrador de pressão e foi utilizado apenas para controle operacional de pressão da bomba, para garantir que a bomba estava trabalhando na condição desejada sem a necessidade de acessar os dados de leitura dos equipamentos.

Os registradores de pressão são equipamentos comumente utilizados pelas companhias de saneamento e abastecimento público de água justamente para monitorar a condição e regularidade do abastecimento, para monitorar sistemas distantes, e identificar problemas de desabastecimento ou setores com excesso de pressão na rede de abastecimento. Os equipamentos utilizados nos ensaios do laboratório são idênticos aos utilizados em campo e foram instalados obedecendo as mesmas condições de instalação.



Figura B.2 - Registrador de pressão instalado na rede do laboratório.



Figura B.3 - Manômetro para monitoramento operacional de pressão utilizado nos ensaios de laboratório.

Para o ensaio na 2ª montagem as condições de instalação se mantiveram as mesmas, e o arranjo de montagem podem ser visto na figura B-4



Figura B.4 - Manômetro utilizado nos ensaios de laboratório no segundo arranjo de montagem.

ANEXO - C

BOMBAS CENTRÍFUGAS DE PRESSURIZAÇÃO

C-1 - Introdução

Este anexo pretende apenas esclarecer de modo simplificado sobre as bombas centrífugas utilizadas neste trabalho, para permitir o completo entendimento dos trabalhos desenvolvidos com a utilização destas bombas interligadas nas tubulações de PVC do laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Não se pretende neste anexo esgotar o assunto e nem tampouco declinar sobre os comportamentos hidro-mecânicos das bombas.

C-2 - Equipamentos Utilizados

Para a primeira montagem foi utilizada uma bomba de alimentação do tipo centrífuga mono-estágio, marca Somar-Hidroforte, 1,5cv, 220V, 60Hz, 5.00A, 3410rpm, com vazão máxima de 2,0 l/s e vazão mínima de 0,8 L/s, com pressão variando entre 0,25MPa e 0,5MPa. Os dados da bomba da primeira montagem estão apresentados no quadro C.1.

Quadro C.1 - Dados da bomba utilizada na 1ª montagem

Bomba	Modelo	Potência (CV)	Tensão (V)	Corrente Nominal (A)	Rotação	Vazão ($\text{m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$)	Pressão (kPa)
SC3	n/d	1,5	220	5,00	3410	2,0	500

A figura C.1 mostra a curva da bomba utilizada, considerando a vazão em m^3/h no eixo das abscissas e a altura manométrica total em mH_2O no eixo das ordenadas.

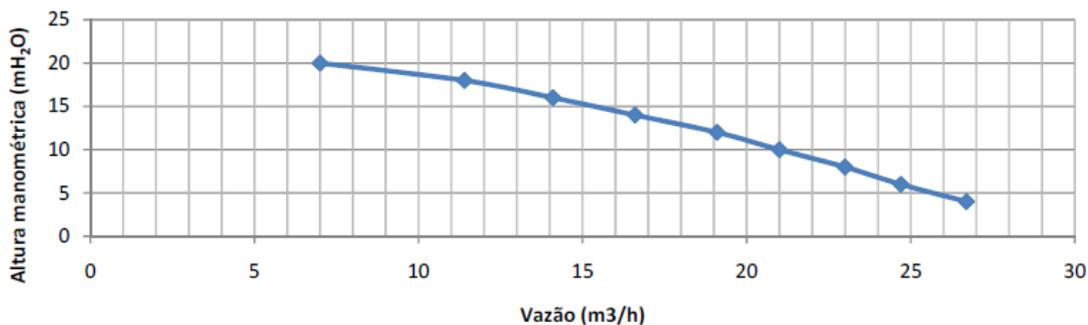


Figura C.1 - curva da bomba somar-hidroforte-SC3

A figura C.2 é uma foto da bomba utilizada, instalada na bancada de ensaios do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.



Figura C.2 - Conjunto motor-bomba somar-hidroforte-SC3

Já para a segunda montagem foi utilizada uma bomba centrífuga multi-estágio, marca IMBIL, modelo BEW-32/4, com potência de 5,0 cv, 220V, 60Hz, com vazão de 2,0L/s, e pressão máxima de 1,0MPa, obtida com quatro estágios. O quadro C.2 apresenta os dados da bomba.

Quadro C.2 - Dados da bomba utilizada na 2ª montagem

Bomba Modelo	Diâmetro do Rotor (m x 10 ⁻³)	Potência (CV)	Tensão (V)	Corrente Nominal (A)	Rotação	Vazão (m ³ /s x 10 ⁻³)	Pressão (KPa)
BEW32/4	118	5,0	220	15,9	3500	2,0	1000

A figura C.3 mostra a curva da bomba utilizada, considerando a vazão em m³/h no eixo das abscissas e a altura manométrica total em mH₂O no eixo das ordenadas. Neste ensaio foi utilizado o rotor com 118 X 10⁻³m.

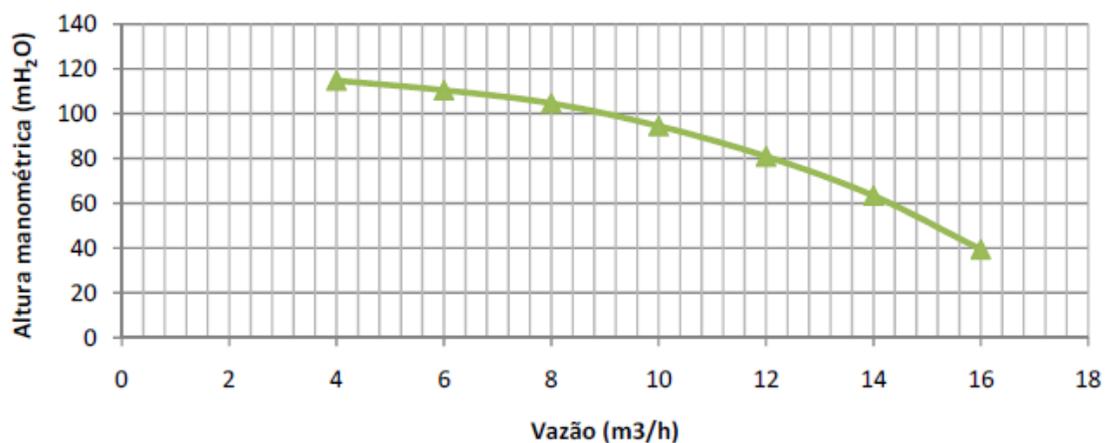


Figura C.3 - Curva da bomba BEW-32/4

A figura C.3 é uma foto da bomba utilizada na segunda montagem da bancada, instalada no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.



Figura C.4 - Conjunto motor-bomba BEW-32/4