

LUCIA HELENA DE OLIVEIRA

Eng. Civil, Escola de Engenharia da UFG, 1981

ESTUDO DO ESCOAMENTO EM CONDUTORES HORIZONTAIS
DE SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTOS SANITARIOS
DE EDIFICIOS RESIDENCIAIS

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da USP
para obtenção do título
de Mestre em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Dr. Orestes M. Gonçalves, Depto. Eng. Civil

CONSULTA
FD-1238

São Paulo, 1991

FD-1238

Aos meus pais,

Oliveiro Mendes de Oliveira

e Ivanil Gomes Mendes.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos sinceramente, a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, e em especial:

Ao Professor Orestes Marracini Gonçalves, pela orientação, apoio e estímulo;

Ao Professor Moacyr E. A. da Graça, pela sugestão do tema;

Ao Professor Podalyro A. de Souza, pela atenção, esclarecimentos e colaboração;

Ao Professor Yukio Kavassaki, pelas sugestões e apoio, principalmente, na parte laboratorial;

Ao Professor Luís B. de Mello Laterza, pelo apoio na parte computacional;

Ao Professor John A. Swaffield, pela colaboração e esclarecimentos;

Ao Laboratório de Instalações Prediais da Escola Politécnica da USP, por ter propiciado a realização deste trabalho;

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT, pelo fornecimento da cópia do programa computacional NB86;

Aos colegas do Laboratório de Instalações Prediais e à amiga Silvana Susko, pelo apoio e sugestões;

À Secretaria de Obras de Goiânia e ao CNPQ, pelo apoio financeiro.

RESUMO

Os condutores horizontais dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários, no Brasil e em quase todos os países do mundo, têm sido dimensionados considerando-se o escoamento em regime permanente, o que na realidade não ocorre. Sabe-se que o escoamento no interior destes condutores acontece em regime não permanente, caracterizado pelo movimento de ondas, devido à aleatoriedade de utilização dos aparelhos.

Neste trabalho, apresentamos o estudo do escoamento não permanente, verificado nos ramais e coletores dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários de Edifícios Residenciais. As equações diferenciais da Continuidade e da Quantidade de Movimento, que regem este escoamento, são resolvidas pelo método das características.

Apresentamos, também, os resultados e análise de várias simulações do programa de computador desenvolvido com base no método das características pelo Prof. Swaffield, da Universidade Heriot-Watt, Escócia. Os dados de entrada para estas simulações foram obtidos a partir de ensaios laboratoriais de algumas configurações de ambientes sanitários brasileiros, também apresentados neste trabalho.

Os resultados destas simulações mostram que a consideração do escoamento em regime não permanente, possibilita a redução dos diâmetros dos ramais e coletores, e conseqüentemente, a redução dos custos destes sistemas.

ABSTRACT

Usually horizontal waste pipes of Building Drainage Systems, in Brazil and almost all of countries in the world, are dimensioned considering a steady flow, that does not exist. The random use of the sanitary appliances connected to the Drainage Systems of the building is the responsible for the unsteady flow.

We present a study of unsteady partially filled pipeflow for drains and sewers. The differential equations of continuity and motion are solved via the method of characteristics.

We present, also, the results and analysis of several simulations using a computational program developed by Prof. Swaffield - Heriot-Watt University, Scotland. The data entry were obtained through laboratorial tests which considered brazilian bathroom configurations, presented in this work.

The results show us that the consideration of unsteady flow conduct to the reductions of horizontal waste pipes diameters, consequently to the reduction of the Building Drainage Systems costs.

INDICE

ITEM	PAGINA
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	9
3 DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO EM REGIME PERMANENTE DE RAMAIS E COLETORES	
3.1 Ramais de Descarga e Ramais de Esgoto	12
3.2 Subcoletores e Coletores	15
4 DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO EM REGIME NÃO PERMANENTE PELO METODO DAS CARACTERISTICAS	
4.1 A Atenuação de Ondas e sua Implicação no Projeto de Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários	23
4.1.1 Equação da Celeridade	24
4.1.2 Fatores que Influenciam a Atenuação de Ondas	27
4.2 As Equações do Movimento	37
4.2.1 Equação da Continuidade	39
4.2.2 Equação da Quantidade de Movimento	42
4.3 O Método das Características	45
4.3.1 Conceito da Característica	49
4.3.2 Equações Características	53
4.3.3 Equações de Diferenças Finitas	60
4.3.4 Determinação do Regime de escoamento em Condutos Livres	67
4.3.5 Determinação da Velocidade, da Celeridade e da Profundidade do escoamento para os Regimes Subcrítico e Supercrítico	78
4.3.6 Roteiro para Aplicação do Método das Características em escoamento de Esgotos Sanitários	83

4.4	Desenvolvimento de Condições de Contorno para a Determinação das Condições de Escoamento nos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários.....	81
5	APLICAÇÃO DE PROGRAMA PARA ANÁLISE DO ESCOAMENTO EM REGIME NÃO PERMANENTE - ESTUDO DE CASOS	
5.1	Determinação da Curva de Vazão para Caixa Sifonada	119
5.2	Atenuação de Ondas	126
5.2.1	Configuração 1	126
5.2.2	Configuração 2	130
5.3	Dimensionamento de Ramais e Coletores	136
5.3.1	Configuração 3	136
5.3.1.1	Caso 1: Vaso Sanitário, Lavatório e Chuveiro	136
5.3.1.2	Caso 2: Dois Vasos Sanitários	143
5.3.1.3	Caso 3: Dois Chuveiros e um Lavatório	146
5.3.2	Configuração 4	149
5.3.2.1	Caso 1	154
5.3.2.2	Caso 2	174
5.4	Análise dos Resultados	193
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	205
7	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	208
	ANEXO I	213
	ANEXO II	238
	ANEXO III	277

NOMENCLATURA

- a - área da seção transversal do tubo.
- a - constante empírica.
- A - área da seção transversal do escoamento.
- Ac - área crítica do escoamento.
- b - constante empírica.
- Bd - bidê.
- c - celeridade ou velocidade de propagação da onda.
- cr, cs - celeridade da onda nos pontos R e S.
- C - fator de resistências do escoamento.
- Ch - chuveiro.
- CS - caixa sifonada.
- C₁, C₂ - fatores de correção, que são unitários para as regiões de escoamento permanente uniforme.
- C⁺ - característica positiva.
- C⁻ - característica negativa.
- de - diâmetro do tubo de descarga.
- D - diâmetro do tubo.
- Dc - diâmetro do coletor.
- Dsub - diâmetro do subcoletor.
- D1 - diâmetro do subcoletor 1.
- D2 - diâmetro do subcoletor 2.
- D3 - diâmetro do coletor 3.
- Dr - diâmetro do ranal de descarga.
- e - espessura do escoamento anular.
- Ec - energia cinética do escoamento disponível na entrada do subcoletor.
- f - fator de atrito, que depende do número de Reynolds e da rugosidade relativa do tubo.
- fc - fator de confiabilidade.

- fr - fator de correção da vazão de projeto do subcoletor ou coletor.
- F - número de Froude.
- F - força resultante.
- F1 - empuxo a montante do volume de controle.
- F2 - empuxo a jusante do volume de controle.
- F3 - força devido ao atrito.
- F4 - componente do peso na direção x.
- g - aceleração gravitacional.
- h - profundidade do escoamento.
- \bar{h} - altura do centro de gravidade da área da seção transversal.
- hc - profundidade crítica do escoamento.
- hcm - profundidade crítica a montante do escoamento.
- hcj - profundidade crítica a jusante do escoamento.
- he - incremento de energia específica.
- hf - perda de energia ou perda de carga.
- hj - profundidade do escoamento na junção.
- hn - profundidade normal do escoamento.
- hn - profundidade requerida a jusante.
- hp, hr, hs - profundidade do escoamento nos pontos P, R e S.
- ho - profundidade de controle.
- h1, h2 - profundidade do escoamento nas seções 1 e 2.
- H - altura piezométrica.
- Ha - energia específica anular.
- He - energia por unidade de peso da água em qualquer seção, medida em relação ao fundo do conduto.
- i - declividade do tubo.
- k - coeficiente de perda de energia.
- K - rugosidade efetiva do tubo.

- L - comprimento do tubo.
- L - distância entre as duas profundidades conhecidas h_0 e h_1 .
- L - trecho do tubo de queda.
- L_c - comprimento do subcoletor ou coletor.
- L_{sub} - comprimento do subcoletor.
- L_v - lavatório.
- L_{v1} - lavatório de 3 litros.
- L_{v2} - lavatório de 6.15 litros.
- L_1 - comprimento do subcoletor 1.
- L_2 - comprimento do subcoletor 2.
- L_3 - comprimento do coletor 3.
- L_1, L_2 - equações diferenciais de derivadas parciais.
- m - expoente do raio hidráulico, R_H , na fórmula geral do escoamento permanente uniforme.
- \dot{m}_e - vazão em massa que entra no volume de controle.
- \dot{m}_s - vazão em massa que sai do volume de controle.
- n_1 - número de aparelhos sanitários do tipo 1 que devem ser considerados em uso simultâneo.
- M - vazão efetiva em massa.
- M_e - momento na entrada do volume de controle.
- \dot{M}_e - momento da vazão efetiva em massa.
- M_s - momento na saída do volume de controle.
- n - coeficiente de Manning.
- n_1 - número de aparelhos do tipo 1.
- N - número de seções do tubo, de comprimento x .
- p_1 - probabilidade de que um aparelho do tipo 1 esteja em funcionamento.
- P - perímetro molhado.
- P_1 - pia de 24 litros.
- P_2 - pia de 44 litros.

q	- vazão de aparelho sanitário.
qc	- vazão de projeto do subcoletor ou coletor.
qp	- vazão de projeto.
Q	- vazão do escoamento.
Qc	- vazão de entrada no subcoletor ou coletor.
Q	- vazão combinada na junção.
Qcj	- vazão a jusante do subcoletor ou coletor.
Qcm	- vazão a montante do subcoletor ou coletor.
Qcp	- capacidade do subcoletor ou coletor em regime permanente.
Qcnp	- capacidade do subcoletor ou coletor em regime não permanente.
Q _{máx.}	- vazão máxima.
Q _{méd.}	- vazão média.
Q _{mín.}	- vazão mínima.
Q _r	- vazão de água no ramal de descarga.
Q _o	- vazão inicial do escoamento.
Q ₁ , Q ₂ , Q ₆	- vazão do escoamento nas seções 1, 2 e 6.
Re	- número de Reynolds.
R _H	- raio hidráulico.
S	- declividade da linha de energia.
SGF	- sifão tipo garrafa.
SPF	- sifão tipo P.
SSF	- sifão tipo S.
S _R , S _s	- declividade do escoamento nos pontos R E S.
S _o	- declividade do fundo do canal ou do tubo.
S _o	- declividade do ramal de descarga.
S ₁ , S ₂	- seções nas posições 1 e 2.
t	- tempo de duração do escoamento.
t	- tempo.

t_0	- tempo inicial.
T	- largura da seção transversal do escoamento.
T_c	- largura crítica da seção transversal do escoamento.
TQ	- tubo de queda.
T_R	- distância entre as profundidades máxima e mínima da onda.
UHC	- Unidade de Hunter de Contribuição.
V	- velocidade média do escoamento.
V_c	- volume de controle.
V	- número de Verdenikov.
V_P, V_R, V_S	- velocidade do escoamento nos pontos P, R e S.
V_s	- velocidade do sólido.
VS	- vaso sanitário.
V_t	- velocidade média anular terminal.
V_w	- velocidade absoluta da onda.
V_1, V_2	- velocidades nas posições 1 e 2.
x	- distância.
x_P, x_R, x_S	- posição do escoamento nos pontos P, R e S.
y	- profundidade normal do escoamento.
z	- altura da onda acima da profundidade normal.
α	- coeficiente de energia ou de Coriolis.
γ	- peso específico da água.
δ	- espessura da subcamada viscosa.
ΔL	- trecho do tubo de comprimento L.
Δt	- variação do tempo.
Δx	- comprimento entre os nós escolhidos.
Δx	- variação do espaço.
θ	- ângulo do fundo do canal.
λ	- raiz da equação de derivadas parciais.

- μ - fator de forma da seção do canal.
- τ_0 - tensão de cisalhamento.
- ν - viscosidade cinemática do fluido.
- ρ - massa específica da água.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA Nº	TITULO	PAG.
3.1	Relações geométricas e trigonométricas de um tubo de seção circular	18
4.1	Geração de uma onda solitária, escoamento permanente. CHOW [14]	25
4.2	Escoamento permanente para um observador que acompanha o movimento da onda. CHOW [14]	26
4.3	Dependência da atenuação da onda com a profundidade local determinada pela velocidade de propagação da onda. SWAFFIELD [4]	29
4.4	Parâmetros do tubo e do escoamento que influenciam a atenuação de ondas. SWAFFIELD [4], [18]	32
4.5	Esquema de elemento de escoamento não permanente para dedução da Equação da Continuidade	38
4.6	Esquema de elemento de escoamento não permanente para dedução da Equação da Quantidade de Movimento ..	42
4.7	Um sistema viário como um sistema de caminhos de propagação. ABBOTT [23]	50
4.8	Características dos veículos - caminhos de propagação no tempo de algo com forma geométrica. ABBOTT [23]	51
4.9	Linhas características obtidas para duas colunas de veículos projetadas no plano x-t. ABBOTT [23]	52
4.10	Linhas características no plano x-t	58
4.11	Características C ⁺ e C ⁻ em uma malha do plano x-t, utilizadas em intervalos de tempo especificados pelo método das características. SWAFFIELD [4]	61
4.12	Solução dos nós de entrada, saída e internos para regimes de escoamento subcrítico e supercrítico. SWAFFIELD [9]	66
4.13	Variação do coeficiente de Manning "n" com a vazão de descarga para um valor fixo de rugosidade. SWAFFIELD [26]	69
4.14	Esquema de um sistema de coleta de esgotos sanitários ilustrando as condições de contorno, [4] .	92
4.15	Escoamento anular completamente desenvolvido. SWAFFIELD [16], [17]	94

4.16	Curva de Vazão de descarga x Tempo para um tubo de queda com as respectivas curvas de Espessura anular x Tempo e Energia x Tempo. SWAFFIELD [17] ...	98
4.17	Contorno a montante reproduzido por uma equação de energia na entrada do subcoletor. SWAFFIELD, [17] ...	103
4.18	Mudança do escoamento do tubo de queda para o subcoletor. SWAFFIELD [15], [18]	105
4.19	Parâmetros para determinação de $Q = f(t)$ do tanque de descarga. SWAFFIELD [15], [18]	106
4.20	Descarga de vaso sanitário. SWAFFIELD [15], [18] ...	107
4.21	Entrada do escoamento a partir de uma junção horizontal. SWAFFIELD [15], [18]	108
4.22	Escoamento em tubo de queda de laboratório. SWAFFIELD [15], [18].....	109
4.23	Saída de uma junção horizontal. SWAFFIELD [15], [18]	110
4.24	Saída do escoamento para um tubo de queda. SWAFFIELD [15], [18]	111
4.25	Ressalto hidráulico. SWAFFIELD [15], [18]	112
4.26	Movimento de sólido. SWAFFIELD [15], [18].....	113
4.27	Junção vertical. SWAFFIELD [15], [18].....	114
4.28	Mudança de diâmetro SWAFFIELD [15], [18].....	115
4.29	Nós internos. SWAFFIELD [15], [18]	116
5.1	Montagem da Configuração 4 em laboratório	120
5.2	Curva de vazão de descarga da caixa de sifonada de 150mm x 150mm x 50mm, considerando somente a descarga do lavatório.....	122
5.3	Curva de vazão de descarga da caixa de sifonada de 150mm x 150mm x 40mm, considerando somente a descarga do lavatório	122
5.4	Curva de vazão de descarga da caixa de sifonada de 150mm x 150mm x 50mm, considerando as descargas do do chuveiro e do lavatório.....	124
5.5	Curva de vazão de descarga da caixa de sifonada de 150mm x 150mm x 40mm, considerando as descargas do do chuveiro e do lavatório.....	124
5.6	Transbordamento da caixa sifonada quando das descargas simultâneas do chuveiro e do lavatório.....	125

5.7	Configuração 1 - vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros, para análise da atenuação de vazões no ramal de descarga	126
5.8	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%	128
5.9	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%	128
5.10	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 4%	129
5.11	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 4%	129
5.12	Configuração 2 - 1 vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros, para análise da atenuação de ondas no subcoletor	130
5.13	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%	132
5.14	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%	132
5.15	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 10%	133
5.16	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 10%	133
5.17	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do ramal de descarga da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 2%	135
5.18	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do ramal de descarga da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 2%	135
5.19	Detalhe dos banheiros da Configuração 3	137
5.20	Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 1	139
5.21	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%	141

5.22	Profundidade de escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%	141
5.23	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%	142
5.24	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%	142
5.25	Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 2	143
5.26	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 100mm com declividade de 2%	144
5.27	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 100mm e declividade de 2%	144
5.28	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 75mm com declividade de 2%	145
5.29	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 75mm e declividade de 2%	145
5.30	Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 3	146
5.31	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	147
5.32	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	147
5.33	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%	148
5.34	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%	148
5.35	Detalhe dos banheiros da Configuração 4	150
5.36	Detalhe de entrada dos ramais de esgoto no tubo de queda	151

5.37	Dimensionamento dos subcoletores e coletor, pela NBR-8160, da Configuração 4, que recebem os efluentes de 2 tubos de queda de um edifício de 12 andares	153
5.38	Esquema do sistema simplificado para a Configuração 4 - Caso 1	157
5.39	Esquema dos ramais do 6º andar da Configuração 4 - Caso 1, com indicação das seções analisadas	158
5.40	Vazão de descarga x Tempo nas seções da Configuração 4 - Caso 1, para ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%	159
5.41	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 4 - Caso 1, para ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%	159
5.42	Vazão de descarga x Tempo nas seções da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%	160
5.43	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%	160
5.44	Esquema do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, com indicação das seções analisadas	161
5.45	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%	163
5.46	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%	163
5.47	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%	164
5.48	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%	164
5.49	Esquema dos subcoletores e coletor da Configuração 4 - Casos 1 e 2, para as diversas simulações em regime não permanente	166
5.50	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Caso 1-D	170
5.51	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-D	170
5.52	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-E	171

5.53	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-E	171
5.54	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-I	172
5.55	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-I	172
5.56	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-J	173
5.57	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-J	173
5.58	Esquema do sistema simplificado para o Sistema 1, da Configuração 4 - Caso 2	176
5.59	Esquema do sistema simplificado para o Sistema 2, da Configuração 4 - Caso 2	177
5.60	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%	179
5.61	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%	179
5.62	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 2 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%	180
5.63	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 2 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%	180
5.64	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 75mm e 50mm e declividade de 2%	182
5.65	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 75mm e 50mm e declividade de 2%	182
5.66	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 2 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 75mm e 50mm e declividade de 2%	183
5.67	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 2 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 75mm e 50mm e declividade de 2%	183
5.68	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-E	187
5.69	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-E	187
5.70	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-F	188

5.71	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-F	188
5.72	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-G	189
5.73	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-G	189
5.74	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-I	190
5.75	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-I	190
5.76	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-K	191
5.77	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-K	191
5.78	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-O	192
5.79	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-O	192
I.1	Esquema de uma rede genérica a ser simulada	215
I.2	Curva de vazão de descarga do vaso sanitário com caixa acoplada e volume de descarga de 7.5 litros. IPT [40]	219
I.3	Curva de vazão de descarga do vaso sanitário com caixa acoplada e volume de descarga de 11.2 litros IPT [40]	219
I.4	Curva de vazão de descarga do vaso sanitário com caixa acoplada e volume de descarga de 13 litros. IPT [40]	220
I.5	Curva de vazão de descarga do lavatório Lv1. IPT [41]	224
I.6	Curva de vazão de descarga do lavatório Lv2. IPT [41]	226
I.7	Curva de vazão de descarga do bidê. IPT [41]	228
I.8	Curva de vazão de descarga da banheira com ramal de descarga de 40mm IPT [41]	231
I.9	Curva de vazão de descarga da banheira com ramal de descarga de 3/4". IPT [41]	231
I.10	Curva de vazão de descarga da cuba de pia P1. IPT [41]	233
II.1	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 2%	239

II.2	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 2%	239
II.3	Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 10%	240
II.4	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 10%	240
II.5	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 2%	241
II.6	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, com diâmetro de 100mm e declividade de 2%	241
II.7	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 4%	242
II.8	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, com diâmetro de 100mm e declividade de 4%	242
II.9	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 6%	243
II.10	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, com diâmetro de 100mm e declividade de 6%	243
II.11	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 2%	244
II.12	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, com diâmetro de 75mm e declividade de 2%	244
II.13	Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 4%	245
II.14	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, com diâmetro de 75mm e declividade de 4%	245
II.15	Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 4	246

II.16	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	247
II.17	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	247
II.18	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%	248
II.19	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%	248
II.20	Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 5	249
II.21	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	250
II.22	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	250
II.23	Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%	251
II.24	Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%	251
II.25	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 1-A	252
II.26	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-A	252
II.27	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 1-B	253
II.28	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-B	253
II.29	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 1-C	254
II.30	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-C	254
II.31	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 1-F	255

II.32	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-F	255
II.33	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 1-G	256
II.34	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-G	256
II.35	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 1-H	257
II.36	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-H	257
II.37	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-A	258
II.38	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-A	258
II.39	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-B	259
II.40	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-B	259
II.41	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-C	260
II.42	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-C	260
II.43	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-D	261
II.44	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-D	261
II.45	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-H	262
II.46	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-H	262
II.47	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-J	263
II.48	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-J	263
II.49	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-L	264
II.50	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-L	264

II.51	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-M	265
II.52	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-M	265
II.53	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-N	266
II.54	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-N	266
II.55	Vazão de descarga x Tempo, para as seções de Caso 2-P	267
II.56	Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-P	267
II.57	Esquema da Configuração 5	269
II.58	Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 15º andar	270
II.59	Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 15º andar	270
II.60	Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 10º andar	271
II.61	Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 10º andar	271
II.62	Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 5º andar	272
II.63	Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 5º andar	272
II.64	Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 2%	274
II.65	Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 2%	274
II.66	Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 4%	275
II.67	Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 4%	275
II.68	Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 6%	276
II.69	Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 6%	276
III.1	Escoamento em conduto forçado	278

III.2	Escoamento em conduto livre	280
III.3	Escoamento permanente uniforme	284
III.4	Escoamento não permanente uniforme	284
III.5	Escoamento permanente variado	286
III.6	Rugosidade das paredes dos tubos em relação à espessura. PINTO [46]	293
III.7	Transição do escoamento do tubo de queda para o subcoletor	295
III.8	Regimes de escoamento verificados em junções verticais. SWAFFIELD [10]	297
III.9	Tipos de junções estudadas no NBS. SWAFFIELD [10] ..	298

LISTA DE TABELAS

TABELA Nº	TITULO	PAG.
4.1	Valores de k para tubo com D = 100mm. SWAFFIELD, [17]	101
5.1	Configuração 1 - Atenuação de vazões em ramal de descarga de 15m de comprimento de um vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros	193
5.2	Configuração 2 - Atenuação de vazões em subcoletor de 10m de comprimento para descarga de um vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros	194
5.3	Configuração 3 - Caso 1: Ramais	195
5.4	Configuração 3 - Caso 2: Ramais	195
5.5	Configuração 4 - Caso 1: Ramais	196
5.6	Configuração 4 - Caso 1: Sistema 1 = Sistema 2	197
5.7	Configuração 4 - Caso 1: Coletor	198
5.8	Configuração 4 - Caso 1: Coletor	199
5.9	Configuração 4 - Caso 2: Sistema 1	200
5.10	Configuração 4 - Caso 2: Sistema 2	201
5.11	Configuração 4 - Caso 2: Coletor	202
5.12	Configuração 4 - Caso 2: Coletor	203
I.1	Determinação da vazão de descarga do lavatório Lv1. IPT [41]	223
I.2	Determinação da vazão de descarga do lavatório Lv2. IPT [41]	225
I.3	Determinação da curva de descarga do bidê. IPT [41]	227
I.4	Determinação da curva de descarga da banheira. IPT [41]	230
I.5	Determinação da vazão de descarga da cuba de pia P1. IPT [41]	233
I.6	Determinação da vazão de descarga da cuba de pia P2. IPT [41]	234

1 - INTRODUÇÃO

Os primeiros Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários surgiram em meados do século passado e eram projetados com a finalidade única de conduzir os esgotos para fora do edifício. Desta forma, apresentavam um único tubo de queda sem ventilação, e ainda eram desprovidos de dispositivos para evitar o retorno de odores para os ambientes sanitários.

A evolução destes sistemas tem sido lenta e controvertida, talvez devido ao pequeno percentual no custo total do "sistema edifício". Supõe-se que os sistemas americanos evoluíram mais rapidamente do que os sistemas ingleses, em consequência do processo acelerado de urbanização, ocorrido nas grandes cidades dos Estados Unidos, trazendo consigo os problemas inerentes às instalações sanitárias, e conseqüentemente, a busca de alternativas para a solução destes problemas.

Conforme Graça [1], a evolução dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, neste século, tendo como referência os sistemas ingleses, pode ser assim apresentada:

- Sistema de Quedas Separadas, cuja principal característica era a separação dos efluentes de vasos sanitários, através do tubo de queda primário, das demais descargas dos outros aparelhos sanitários e efluentes pluviais, que descarregavam no tubo de queda secundário. O tubo de queda primário era ventilado em sua parte superior e o secundário não apresentava nenhuma ventilação

específica, porém era ventilado através dos receptáculos de águas pluviais. Este sistema foi utilizado até o início de 1900.

- Sistema de Quedas Separadas com Ventilação dos Vasos Sanitários, com as mesmas características do sistema mencionado anteriormente, porém o tubo de queda primário, que recebia os efluentes dos vasos sanitários, passou a ter os ramais ventilados interligados a uma coluna geral de ventilação.
- Sistema de Quedas Separadas Totalmente Ventilado, surgiu em decorrência dos problemas apresentados pelo sistema anterior, como por exemplo, o ruído excessivo. Desta forma, este sistema era somente de esgotos sanitários, dotado de uma coluna de ventilação para o tubo de queda primário, e outra, para o tubo de queda secundário.
- Sistema de Quedas Separadas por Tipo de Aparelho Sanitário, surgiu como alternativa de redução dos custos gerados pelo sistema anterior, devido à grande quantidade de tubos utilizados. Neste sistema, havia um tubo de queda próximo a cada tipo de aparelho sanitário, sem necessidade de colunas de ventilação.
- Sistema de Queda Única Totalmente Ventilado, surgiu com a finalidade de reduzir, ainda mais, os custos. Na mesma concepção dos sistemas dos meados do século XIX, porém com ventilação, este sistema constituía-se de um único tubo de queda, que recebia os efluentes de todos os aparelhos sanitários, e uma coluna de ventilação que se interligava aos ramais de descarga dos aparelhos, através de ramais de ventilação.

- Sistema de Queda Única, surgiu como resultado de pesquisas realizadas pelo Building Research Station - BRS, na tentativa de melhorar a qualidade e reduzir os custos dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários. Neste sistema, os ramais e colunas de ventilação foram eliminados, permanecendo somente a ventilação primária obtida pelo prolongamento do tubo de queda.

- Sistema de Queda Única Modificado, resultou da necessidade de atender, adequadamente, aos edifícios altos. Este sistema foi proposto em três alternativas: com ventilação do ramal de descarga do vaso sanitário, com ventilação do tubo de queda e com ventilação complementar dos ramais longos. Este é o sistema sugerido pela NBR-8160, [2].

Outros sistemas têm surgido em decorrência da necessidade de sistemas mais econômicos, porém todos concebidos com base no Sistema de Queda única. Entre eles, podem ser citados:

- Sistema SOVENT - ("SOil stack and VENT system"), desenvolvido na Suíça em 1959, caracterizando-se essencialmente por dois dispositivos especiais, ou seja: aerador e deaerador, com as funções, entre outras, de controlar as pressões hidrostáticas e pneumáticas no tubo de queda e no coletor.

- Sistema Gustavsberg, lançado no mercado, no início da década de 1980 e caracteriza-se pelo tratamento sistêmico dado ao conjunto Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários e Sistema de Equipamento Sanitário, com a finalidade de reduzir o consumo de água e os custos de implantação do sistema propriamente dito.

Os esquemas dos sistemas anteriormente apresentados encontram-se no trabalho de Graça [1]. Desta forma, apresentamos as várias concepções dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários e sua lenta evolução ao longo de, aproximadamente, 100 anos.

Com relação ao dimensionamento, sabe-se que no Brasil e em vários outros países, estes sistemas têm sido dimensionados com base nos critérios e normalizações estabelecidos a partir das pesquisas realizadas por Hunter [3], durante a primeira metade deste século, no National Bureau of Standards - NBS, Estados Unidos.

Pode-se afirmar que três fatores principais influenciam o dimensionamento destes sistemas, que são: a simultaneidade de utilização dos aparelhos sanitários, o regime de escoamento considerado e a ventilação do sistema. O estabelecimento das vazões de projeto está intimamente relacionado ao primeiro fator mencionado.

Hunter [3], em seu trabalho, apresenta um método com base na função de probabilidade binomial para a determinação do número de aparelhos em utilização simultânea. Com a finalidade de determinar a vazão de projeto, Hunter introduziu a idéia de "pesos" para os aparelhos, através do conceito de Unidade de Contribuição ("drainage fixture unit") [3], conhecida por Unidade de Hunter de Contribuição - UHC. Hunter estabeleceu, através deste fator, a "importância hidráulica" do aparelho, expressando a sua vazão de descarga e da sua probabilidade de utilização.

O método proposto por Hunter, para a determinação das vazões de projeto é limitado no que diz respeito ao padrão de utilização e à

dependência dos usuários dos diversos modelos de um mesmo tipo de aparelho. Portanto, esta abordagem falha nos limites admitidos no desenvolvimento do método, pois os aparelhos e os edifícios utilizados para o estabelecimento desta técnica de projeto foram os mesmos durante as observações.

Vários outros estudos foram realizados com o mesmo objetivo, como por exemplo, as pesquisas realizadas por Burberry e Griffiths, em 1962, apud Swaffield [4]; pelo Centre Scientifique et Technique de la Construction - CSTC, da Bélgica, em 1977; e pelo Building Research Establishment - BRE, 1978, apud Landi [5].

Quanto ao regime de escoamento, no interior de um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários, ele caracteriza-se pelo movimento de ondas, provocado pelas descargas aleatórias dos diversos aparelhos do sistema. Assim o regime é eminentemente não permanente e à superfície livre.

De uma forma geral, o dimensionamento de ramais e coletores, utilizando-se o método proposto por Hunter, ou seja, distribuição binomial e escoamento em regime permanente, conduz a um superdimensionamento o que, em alguns casos, prejudica as velocidades de autolimpeza, e conseqüentemente, o desempenho do sistema.

A consideração do regime de escoamento permanente foi questionada por Wyly [6], em 1964, durante as pesquisas realizadas no NBS, através da proposta de fator de correção da vazão de projeto de coletores, obtida pela fórmula de Chezy-Manning. Propôs, também,

fórmula empírica para a determinação da capacidade dos subcoletores e coletores, para o escoamento em regime não permanente.

No que diz respeito à ventilação do sistema, Graça [1] concluiu que:

- a necessidade de ventilação é determinada pelas características do sistema de coleta e seus componentes, em particular os desconectores;
- a ventilação secundária não é um elemento necessariamente constituinte de todos os Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, e sim, uma consequência natural da análise técnica e econômica.

Após esta colocação geral sobre os fatores intervenientes no dimensionamento dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, gostaríamos de ressaltar que neste trabalho estudaremos somente o que diz respeito ao escoamento, e em particular, nos condutores horizontais do sistema.

O regime de escoamento não permanente, que também inclui os transitórios de pressão, oscilações de massa ou onda, cujas técnicas de análise dependem do tempo, vem sendo pesquisado desde a metade do século XIX [4]. Isto é confirmado pelos trabalhos de Laplace e Lagrange, sendo que o primeiro resultado deste estudo foi o desenvolvimento da fórmula da celeridade para pequenas ondas, proposta por Lagrange.

Contudo, o tratamento matemático avançado do regime de escoamento não permanente em condutos livres, teve início com o desenvolvimento das equações diferenciais parciais da continuidade e da quantidade de movimento, conhecidas como equações de Saint-Venant. Uma das técnicas utilizadas na solução destas equações é o método das características, que será apresentado neste trabalho. Esta técnica foi colocada em prática com o advento dos computadores digitais, pois até então, estes cálculos eram inadmissíveis [7], devido aos inúmeros passos de cálculo, e conseqüentemente, a grande disponibilidade de tempo para a análise de um sistema.

Com as facilidades decorrentes dos recursos computacionais, Swaffield [8], tem desenvolvido um programa de computador, na Universidade de Heriot-Watt, na Escócia. Este programa simula todo o escoamento de esgotos sanitários, em regime não permanente, no interior de um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários.

O trabalho preliminar para o desenvolvimento deste modelo para Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, considerando escoamento não permanente, foi empreendido inicialmente no NBS - National Bureau of Standards - Washington, no período de 1980 a 1985, e continua sendo desenvolvido, em conjunto, pelo NBS e pela Universidade Heriot - Watt, Escócia [9], [10].

O desenvolvimento acelerado da área computacional, permite-nos prever, para um futuro próximo, o desenvolvimento de novos softwares, envolvendo a teoria do escoamento não permanente. E ainda, com a vazão de projeto do sistema podendo ser determinada através de métodos probabilísticos avançados, considerando-se o tipo do

edifício, as atividades nele exercidas, bem como, as características dos usuários, conforme trabalho desenvolvido por Gonçalves [11].

Assim sendo, a consideração do escoamento não permanente no dimensionamento dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, poderá ser utilizado pela grande maioria dos projetistas, ficando para o passado, a confiança nos modelos empíricos, limitados a sistemas pré-estabelecidos para o desenvolvimento do método utilizado atualmente. Com isto, os custos destes sistemas serão menores, e certamente, com a garantia de um bom nível de desempenho.

2 - OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é estudar as condições de escoamento no interior de um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários, visando sobretudo, a redução dos diâmetros de ramais e coletores destes sistemas ou o aumento de suas capacidades de escoamento. Como consequência teremos a redução dos custos de implantação e manutenção destas instalações no "Sistema Edifício".

Assim sendo, pretendemos com o desenvolvimento deste trabalho:

- identificar os vários tipos de escoamento, possíveis em condutos livres, ressaltando os que ocorrem nos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários;
- estudar os diversos trabalhos que deram origem aos procedimentos, até então, utilizados no Brasil, para a determinação das vazões de projeto em Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários de edifícios residenciais;
- formular matematicamente o problema da análise do escoamento que ocorre no interior destes sistemas, ou seja, do escoamento não permanente;
- apresentar alguns métodos existentes para a resolução do problema e estudar o método utilizado por Swaffield;
- apresentar as curvas de vazão descarga de alguns aparelhos sanitários nacionais, obtidas através de ensaios realizados no

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo; e determinar, no LIP - Laboratório de Instalações Prediais da EPUSP, a curva de vazão de descarga de uma caixa sifonada, também de fabricação brasileira. Estas, curvas são necessárias como dados de entrada do programa computacional a ser utilizado para determinação das condições de escoamento de alguns sistemas;

- simular, em computador, algumas configurações típicas de ambientes sanitários nacionais, e analisar os resultados obtidos, em função da variação de alguns parâmetros do dimensionamento, tais como: declividades, comprimentos e diâmetros dos tubos, nos diversos trechos das configurações propostas;
- fornecer aos projetistas, subsídios resultantes das diversas simulações realizadas, os quais poderão ser utilizados como parâmetros de análise das condições do escoamento, nas várias situações dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários de edifícios residenciais.

3 - DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO EM REGIME PERMANENTE DE RAMAIS E COLETORES

Conforme já foi colocado, no capítulo 1, há vários fatores intervenientes no dimensionamento dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários. entre eles, a simultaneidade de utilização dos aparelhos, o regime de escoamento e a ventilação para o controle das pressões pneumáticas no interior do sistema.

Devido à complexidade que envolve o cálculo em regime não permanente, o dimensionamento dos componentes horizontais dos sistemas em estudo vem sendo realizados considerando-se o escoamento em regime permanente.

Vários fatores intervêm na determinação das vazões de projeto para o dimensionamento dos condutores horizontais dos sistemas em estudo, tais como: a simultaneidade de utilização dos aparelhos sanitários, o comportamento dos usuários com relação ao uso destes aparelhos, as suas condições de descarga, a configuração geométrica da instalação, e ainda, o regime de utilização dos aparelhos.

Graça [1], descreve, detalhadamente, estes fatores e apresenta métodos para a determinação das vazões de projeto dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários de Edifícios Residenciais.

Atualmente, o estabelecimento das vazões de projeto nos elementos dos sistemas é feito em função das vazões de cada aparelho e da quantidade de aparelhos em utilização simultânea, com base na

distribuição binomial, proposta por Hunter [3], em 1940, e por ele simplificada através da Unidade de Contribuição de Hunter - UHC.

Neste capítulo apresentaremos, inicialmente, a determinação de diâmetros de ramais e coletores a partir de uma vazão de projeto, utilizando-se a equação de Chezy-Manning, empregada por Hunter [3] em 1940, e também, recomendada pela Norma Brasileira de Instalações Prediais de Esgotos Sanitários, NBR-8160 [2].

Em seguida, a abordagem feita por Wyly [6], em 1964, mostrando grande preocupação e percepção, da consideração do regime de escoamento não permanente no dimensionamento de ramais e coletores dos Sistemas de Esgotos Sanitários, no sentido de reduzir os diâmetros ou de aumentar-lhes as suas capacidades, e com isso, obter sistemas de menores custos.

Caso os sistemas atuais fossem dimensionados utilizando-se os resultados empíricos obtidos por Wyly [6], teríamos sistemas bem mais econômicos, conforme apresentaremos a seguir.

3.1 Ramais de Descarga e Ramais de Esgoto

Denomina-se ramal de descarga, o trecho de tubulação que recebe os efluentes de um aparelho sanitário; e ramal de esgoto, o trecho de tubulação que recebe os efluentes de ramais de descarga.

Conforme Graça [1], o dimensionamento do ramal de descarga fica condicionado ao critério de projeto adotado, podendo ser admitidas duas possibilidades:

- seção de controle a montante do ramal de descarga;
- seção de controle a jusante do ramal de descarga.

Quando a seção de controle é considerada a jusante do ramal de descarga, as características geométricas deste influenciam a vazão do aparelho sanitário, ou seja, a determinação do diâmetro do ramal depende da vazão que se estabelece e vice-versa. Neste caso, o escoamento poderá ocorrer a conduto forçado e o projetista poderá optar por este critério, quando houver necessidade de controlar a vazão do aparelho sanitário.

Graça [1], recomenda, para efeitos de projeto, a aplicação do critério que considera a seção de controle a montante do ramal de descarga, ou seja, a "conduto livre". Desta forma, apresentaremos somente este critério.

Quando a seção de controle é considerada a montante do ramal de descarga supõe-se que o escoamento ocorra livremente, ou seja, à superfície livre com pressão constante, no interior do ramal de descarga.

Desta forma, o ramal de descarga deve ser projetado, de modo a garantir a ocorrência do escoamento a conduto livre, para a máxima vazão do aparelho sanitário.

De posse da vazão de projeto, da declividade e do material do ramal de descarga, o dimensionamento pode ser feito através da fórmula de Chezy-Manning, expressa da seguinte maneira:

$$Q_r = \frac{1}{n} \frac{\pi D_r^2}{4} R_H^{2/3} (\text{tg } \theta)^{1/2} \quad (3.1)$$

onde:

$$\text{tg } \theta = S_o \quad (3.2)$$

$$R_H = D_r/4 \quad (3.3)$$

Substituindo-se (3.2) e (3.3) em (3.1) e após algumas transformações, tem-se para seção plena a seguinte expressão:

$$D_r = \frac{n^{3/8}}{0.646} Q_r^{3/8} S_o^{-3/16} \quad (3.4)$$

onde:

D_r = diâmetro do ramal de descarga, m;

n = coeficiente que representa a rugosidade do tubo (fórmula de Manning);

Q_r = vazão de água no ramal de descarga, m³/s;

S_o = declividade do ramal de descarga.

Para escoamento a meia seção, adotando-se o mesmo procedimento, tem-se:

$$D_r = \frac{n^{3/8}}{0.498} Q_r^{3/8} S_o^{-3/16} \quad (3.5)$$

O dimensionamento dos ramais de esgoto, após a obtenção das vazões de projeto, é feito através das expressões (3.4) e (3.5).

Gostaríamos de ressaltar que as equações de Chezy-Manning (3.4) e (3.5), são adequadas para escoamento turbulento hidraulicamente

rugoso. Em se tratando do escoamento hidráulicamente liso ou de transição, que é o caso, o coeficiente de Manning "n" não retratará apenas o efeito da rugosidade, mas também, da viscosidade.

Desta forma, o coeficiente de Manning torna-se um pseudo "n" por englobar efeito outro que não só o da rugosidade.

3.2 Subcoletores e Coletores

Os trechos de tubulação que recebem os efluentes dos tubos de queda são denominados subcoletores, e os trechos de tubulação que recebem os efluentes dos subcoletores são designados coletores.

Vários aspectos devem ser considerados na determinação da capacidade de escoamento destes elementos, entre eles, a mudança do escoamento de vertical para horizontal, a influência do tipo de mudança de direção de escoamento nas flutuações de pressão na base do tubo de queda. No entanto, a determinação da capacidade de escoamento em regime permanente, para os subcoletores e coletores, pode ser através da fórmula de Chezy-Manning (3.1), conforme apresentado para ramais.

A vazão de projeto para o subcoletor pode ser considerada igual à vazão do tubo de queda, porém no caso do coletor que recebe contribuição de alguns subcoletores, a vazão de projeto deve ser determinada considerando-se a simultaneidade de utilização dos aparelhos sanitários, abordada por Gonçalves [11] e Graça [1], e não a soma das vazões de projeto dos subcoletores.

Um dos resultados das pesquisas de Wyly [6], realizadas no National Bureau of Standards, Estados Unidos, foi a proposta de uma fórmula empírica para o cálculo do fator de correção dos valores de vazão de projeto, obtidos pela equação de Chezy-Manning (3.1). Wyly, verificou a necessidade deste fator de correção, devido à ocorrência de restrições do escoamento livre, o qual transcrevemos a seguir a seguir:

$$fr = 1 + e^{-0.21\beta} \quad (3.6)$$

sendo $\beta = \sqrt{S_0^{1/2} L_c/D_c}$,

onde:

fr = fator de correção da vazão de projeto do subcoletor ou coletor;

S₀ = declividade do subcoletor ou coletor;

L_c = comprimento do subcoletor ou coletor, m;

D_c = diâmetro do subcoletor ou coletor, m;

e = espessura da coroa anular, m.

Portanto, as vazões de projeto dos subcoletores e coletores devem ser corrigidas pela seguinte expressão:

$$Q_c = fr q_c,$$

onde:

Q_c = vazão de entrada no subcoletor ou coletor, m³/s;

q_c = vazão de projeto do subcoletor ou coletor, m³/s.

Com o objetivo de possibilitar maior flexibilidade na definição da altura da lâmina d'água, Machado e Gachido [12], desenvolveram

fórmula explícita com base na equação de Chezy-Manning. Assim sendo, esta fórmula permite o cálculo direto da altura da lâmina d'água, sem a utilização de tabelas ou de métodos iterativos, conforme apresentamos a seguir.

Da fórmula de Chezy-Manning, tem-se:

$$Q = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} S_0^{1/2}, \quad (3.7)$$

sendo $R_H = A/P$, vem:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} S_0^{1/2} \quad (3.8)$$

onde:

Q = vazão do escoamento, m^3/s ;

A = área da seção transversal do escoamento, m^2 ;

n = coeficiente de Manning;

S_0 = declividade do tubo;

P = perímetro molhado, m .

A figura 3.1 ilustra o escoamento a conduto livre de um tubo de seção circular genérico.

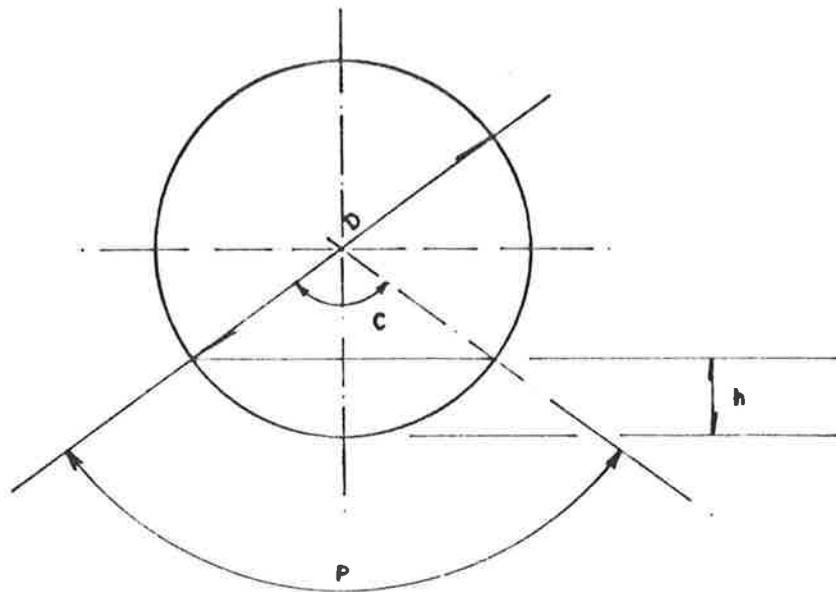


Figura 3.1 Relações geométricas e trigonométricas de um tubo de seção circular.

Aplicando-se as relações geométricas e trigonométricas numa seção circular, conforme ilustra a figura 3.10, obtém-se:

$$A = 0.5 \text{ arc cos}(1 - 2h/D) - 0.25D^2(1 - 2h/D) \quad 4h/D - (2h/D)^2 \quad (3.9)$$

$$P = D [2 \text{ arc cos}(1 - 2h/D)] \quad (3.10)$$

onde:

h = altura da lâmina d'água, m;

D = diâmetro do tubo, m;

A e P , definidos anteriormente;

e arc cos expresso em radianos.

Substituindo-se (3.9) e (3.10) em (3.8), vem:

$$F(h/D) = \frac{Q n}{S_0^{1/2} D^{5/3}} \quad (3.11)$$

sendo:

$$F(h/D) = \frac{[0.5 \arccos(1 - 2h/D) - 0.25(1 - 2h/D) \sqrt{4h/D - (2h/D)^2}]^{5/3}}{[2 \arccos(1 - 2h/D)]^{2/3}}$$

Calculando-se a função "F" e realizando-se ajustes com outra função mais simples, Machado e Gachido [12], obtiveram as expressões transcritas a seguir:

- para $h/D < 0.3$:

$$h = 1.14 \frac{(Q_n)^{0.482}}{D^{0.285} S_o^{0.241}} \quad (3.12)$$

- para $0.3 < h/D < 0.86$:

$$h = 1.97107 \frac{Q_n}{D^{5/3} S_o^{1/2}} + 0.19066 D \quad (3.13)$$

Desta forma, pode-se determinar, rapidamente, o diâmetro de um ramal ou coletor, a partir da altura da lâmina d'água desejada.

Wyly [6], determinou, empiricamente, a seguinte expressão para o cálculo da capacidade dos subcoletores e coletores com escoamento em regime não permanente:

$$\frac{Q_{cnp}}{Q_{cp}} = 1 + \frac{K_c}{t} \sqrt{\frac{D_c}{g}} \frac{\sqrt{f}}{S_o} \quad (3.14)$$

sendo:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D_c}{K} + 1.14 \text{ (Regime Hidraulicamente Rugoso)} \quad (3.15)$$

$K_c = 9.86$, para escoamento anular no tubo de queda.

onde:

Q_{cnp} = capacidade do subcoletor ou coletor em regime não permanente, m^3/s ;

Q_{cp} = capacidade do subcoletor ou coletor em regime permanente, m^3/s ;

t = duração do escoamento, s;

K = rugosidade das paredes do tubo, m.

Como exemplo, determinemos a capacidade de um subcoletor de PVC com diâmetro de 100mm, a uma declividade de 2% e um escoamento de 15 segundos. Assim temos:

$$D_c = 100\text{mm}$$

$$K = 0.015\text{mm}$$

$$t = 8\text{s}$$

$$S_o = 2\%$$

Substituindo-se estes dados nas expressões (3.14) e (3.15), vem:

$$\frac{Q_{cnp}}{Q_{cp}} = 1.7,$$

ou seja, a capacidade de um coletor de 100mm, em PVC, para escoamento em regime não permanente é, aproximadamente, 1.7 vezes maior do que a capacidade em regime permanente, para as condições propostas.

Wyly [6], também observou a atenuação da vazão do escoamento em coletores longos, determinando, empiricamente, a seguinte expressão:

$$Q_{cj} = (1 - \delta) Q_{cm} \quad (3.16)$$

sendo:

$$\delta = e^{-Kc2}$$

e

$$Kc2 = 53 \frac{\sqrt{S_0}}{Lc} \quad (3.17)$$

onde:

Q_{cj} = vazão a jusante do subcoletor ou coletor, m^3/s ;

Q_{cm} = vazão a montante do subcoletor ou coletor, m^3/s .

Ilustrando numericamente, a atenuação de vazão para o exemplo anterior, considerando-se o comprimento do subcoletor de $Lc = 10m$ e recebendo a descarga de um vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros, com vazão de 2.6 l/s, tem-se, aproximadamente, uma atenuação de 47%, ou seja, a vazão que atingiria o final do coletor é de 1.37 l/s. Estes resultados serão confirmados pelo método das características a ser apresentado no capítulo 4.

Vimos, então, neste capítulo, a determinação das condições de escoamento em regime permanente de ramais e coletores, como também, fórmulas empíricas que procuram adequar condições de escoamento não permanente, nas formulações de regime permanente.

No capítulo 4 serão apresentadas as equações que regem o escoamento em regime não permanente e a solução destas, através do método das características.

4 - DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ESCOAMENTO EM REGIME NÃO PERMANENTE PELO MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS

Neste capítulo, apresentaremos os procedimentos necessários à análise do escoamento de ramais e coletores, tratando este como realmente ocorre no interior do sistema, isto é, em regime não permanente, à superfície livre e caracterizado pela ação de ondas, provenientes de descargas dos diversos aparelhos em utilização. Apresentaremos no ANEXO III, revisão da hidráulica do escoamento em condutos livres com o intuito de apoiar na compreensão deste capítulo.

Assim sendo, abordaremos inicialmente a conceituação de onda, sendo demonstrada a equação da celeridade. Abordaremos, também, os fatores que influenciam a atenuação de ondas em um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários.

Em seguida, apresentaremos as equações diferenciais parciais que governam o escoamento não permanente, denominadas Equações de Saint-Venant.

Posteriormente, será exposto o método das características, que transforma as equações diferenciais parciais da Continuidade e da Quantidade de Movimento em equações diferenciais totais. Estas, através de integração, fornecem as equações de diferenças finitas, cuja solução produz os parâmetros necessários à análise do escoamento nos ramais e coletores, possibilitando o dimensionamento destes componentes.

E finalmente, apresentaremos as condições de contorno típicas dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, necessárias a aplicação do Método das Características.

4.1 A Atenuação de Ondas e sua Implicação no Projeto de Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários

As condições de escoamento em um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários variam muito rapidamente, em relação ao tempo, pois dependem da aleatoriedade das descargas dos aparelhos. Por esta razão, este tipo de escoamento deve ser tratado como movimento de ondas.

Segundo Chaudrhy [13], uma onda pode ser definida como uma variação temporal (em relação ao tempo) ou espacial (em relação a distância) do escoamento ou da superfície da água. E celeridade é a velocidade de uma onda, em relação à velocidade do escoamento.

A celeridade é diferente da velocidade do escoamento, com a qual as partículas do fluido se movem, como consequência da propagação da onda. A velocidade absoluta da onda, é matematicamente expressa como a soma vetorial da celeridade da onda com a velocidade do escoamento, ou seja:

$$\overline{V_w} = \overline{V} + \overline{c} \quad (4.1)$$

onde:

V_w = velocidade absoluta da onda;

V = velocidade do escoamento;

c = celeridade da onda.

No escoamento unidimensional há somente uma direção, pois desprezam-se as variações da velocidade, vazão, etc. transversalmente à direção principal do escoamento. Neste caso, a celeridade da onda está na direção do escoamento, a jusante, ou na direção oposta, a montante.

Considerando-se a direção a jusante positiva e a direção a montante negativa, a equação (4.1) pode ser expressa da seguinte maneira:

$$V_w = V \pm c \quad (4.2)$$

Os sinais positivo e negativo da equação (4.2), são utilizados quando a onda propaga-se a jusante e montante, respectivamente.

4.1.1 Equação da Celeridade

A equação da celeridade será desenvolvida com base na onda solitária. Conceitua-se onda solitária como a forma mais simples de onda, a qual consiste somente de uma elevação, sem qualquer depressão, conforme ilustram as figuras 4.1 e 4.2.

A onda solitária, foi inicialmente observada e investigada por Russel, em 1834. Ela permanece totalmente acima da superfície normal da água e se move suavemente, calmamente, sem turbulência, em qualquer local, ao longo de seu perfil, [14].

Para um conduto sem atrito, a onda pode deslocar-se a uma distância infinita sem mudar de forma ou velocidade, porém, para um conduto real, a altura da onda é gradualmente reduzida, devido aos efeitos de atrito. Tal onda, pode ser gerada em um laboratório pelo deslocamento horizontal, repentino, da comporta do canal, conforme mostra a figura 4.1.

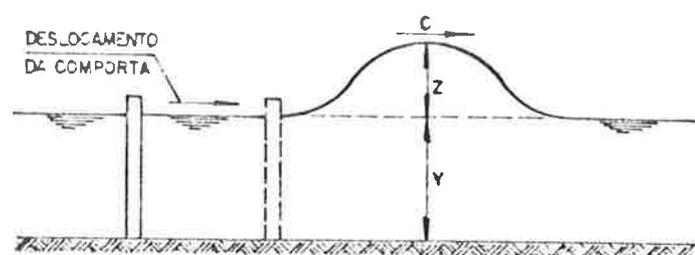


Figura 4.1 Geração de uma onda solitária, escoamento permanente. CHOW [14].

Seja uma onda solitária deslocando-se para a direita, em um canal retangular, com celeridade c , conforme ilustra a figura 4.2. Um observador correndo ao longo do canal, verá a velocidade da onda em uma velocidade igual à celeridade. Temos, portanto, uma situação de escoamento permanente, para o observador, conforme mostra a figura 4.2. Neste caso, a onda parece estacionar, enquanto o fluido se move a uma velocidade igual a c , em magnitude.

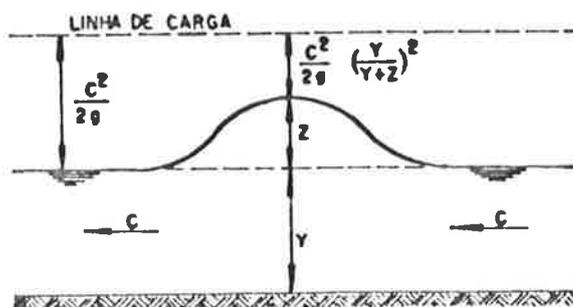


Figura 4.2 Escoamento permanente para um observador que acompanha o movimento da onda. CHOW [14].

Desprezando-se o atrito, considerando-se uma pequena declividade e o coeficiente de energia ou de Coriolis $\alpha = 1$, a equação da energia entre a seção normal do escoamento e a seção na crista da onda, pode ser assim expressa:

$$y + \frac{c^2}{2g} = y + z + \frac{c^2}{2g} \left(\frac{y}{y+z} \right)^2 \quad (4.3)$$

onde:

y = profundidade normal do escoamento, m;

z = altura da onda acima da superfície normal, m;

g = aceleração gravitacional, m/s²;

c , definido anteriormente.

Determinando-se o valor de c , vem:

$$c = \sqrt{\frac{2g (y+z)^2}{2y+z}} \quad (4.4)$$

Para ondas de pequena amplitude z pode ser desprezado. Então,

$$c = \sqrt{g y} \quad , \quad (4.5)$$

que é a equação utilizada para expressar a propagação de pequenas ondas em canais retangulares. Ela é conhecida como a equação da celeridade de Lagrange.

Para canais não retangulares, a equação (4.5) é expressa assim:

$$c = \sqrt{g h} \quad ,$$

sendo:

h = profundidade do escoamento, definida por A/T ;

então,

$$c = \sqrt{\frac{g A}{T}} \quad ,$$

onde:

A = área da seção transversal do escoamento, m^2 ;

T = largura da superfície, m .

4.1.2 Fatores que Influenciam a Atenuação de Ondas

O escoamento não permanente em condutos livres, caracteriza-se pela modificação da forma das ondas, a medida que elas se propagam pelo sistema.

A formação de onda em ramais e coletores, pode ser considerada composta de dois mecanismos separados, porém superpostos. A medida

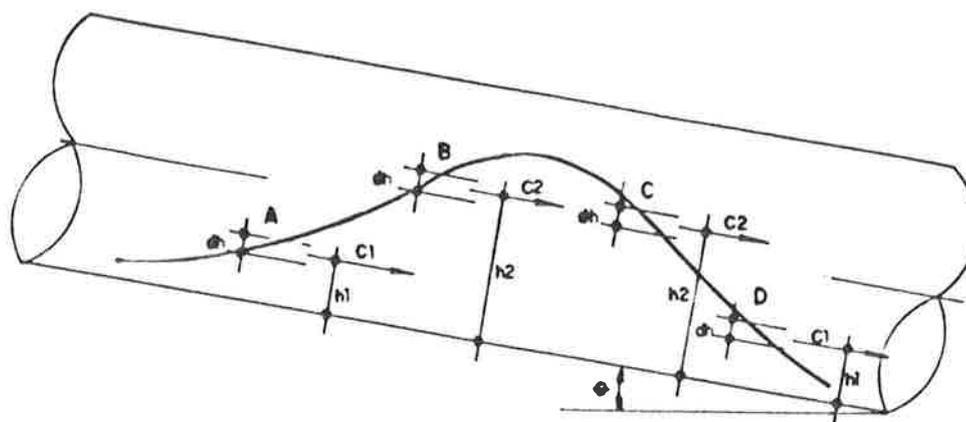


Figura 4.3 Dependência da atenuação da onda com a profundidade local, determinada pela velocidade de propagação da onda. Como $h_1 < h_2$ e $c_1 < c_2$, C sobrepõe D, enquanto B se distancia de A, alterando a forma da onda. SWAFFIELD [4].

Estes dois efeitos são observados à medida que a descarga de um aparelho é acionada, sendo verificada no sistema a redução da profundidade de pico, associada à onda, a medida que ela se propaga a jusante, com o conseqüente aumento do seu comprimento. Este fenômeno é denominado atenuação da onda, e evidentemente, influencia as profundidades e velocidades do escoamento através do sistema. Assim sendo, o efeito de encadeamento, atenuação de todas as ondas, depende da magnitude e da forma da curva de descarga do aparelho em utilização.

Observações feitas por Swaffield & Galowin [15], [16], constata-se que um escoamento com curva de vazão de descarga "triangular" (de um vaso sanitário), atenua mais rapidamente em relação a uma curva "trapezoidal" (de uma banheira), pois o achatamento da extremidade traseira da onda, abate a extremidade dianteira, limitando a sua tendência de tornar-se íngreme.

As curvas de vazão de descarga "trapezoidais" apresentam estes dois efeitos separados, o que torna possível a formação das ondas dianteiras íngremes no trecho dos tubos em análise. Em consequência do crescimento da declividade da parte dianteira da onda, a vazão em alguns locais ao longo do tubo, pode aumentar 20 a 30%, acima da vazão de descarga máxima do aparelho, [15].

Portanto, os aparelhos com curva de vazão de descarga, aproximadamente, "triangular", proporcionam maior capacidade de escoamento aos ramais e coletores.

Em ensaios realizados por Swaffield & Galowin [16], [17] para verificar as condições de entrada do escoamento, de um tubo de queda em um subcoletor, verificou-se também, que as vazões de pico do escoamento são maiores do que as vazões máximas de entrada. A explicação para esta aparente anomalia é a seguinte: "o crescimento das ondas da vazão de entrada, geram ondas que se movem com velocidade maior do que a velocidade média do escoamento. As ondas "ultrapassam" o escoamento anterior, e portanto, geram profundidades e vazões maiores do que aquelas previstas (incorretamente), pela análise do escoamento em regime permanente".

Além dos parâmetros do escoamento, como a forma de utilização e as curvas de descarga dos aparelhos, a atenuação da onda depende dos parâmetros do tubo: diâmetro, declividade e rugosidade, conforme ilustra a figura 4.4.

Em verificações experimentais realizadas por Swaffield & Galowin [9] notou-se que a atenuação da onda cresce com o aumento do

diâmetro e da rugosidade do tubo e decresce com a redução da vazão permanente, declividade do tubo e comprimento da onda, conforme ilustra o gráfico da figura 4.4.

No entanto, analisando-se a fórmula universal de perda de carga, chegamos a uma outra conclusão, que explicaremos a seguir. A fórmula universal é assim expressa:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.6)$$

Substituindo-se V por Q/A e expressando-se A em função de D , tem-se:

$$hf = \frac{8 f L Q^2}{\pi^2 D^5 g} \quad (4.7)$$

onde:

L = comprimento do tubo, m;

D = diâmetro do tubo, m;

V = velocidade média do escoamento, m/s;

g = aceleração gravitacional, m/s²;

f = fator de atrito, que depende do número de Reynolds (Re) e da rugosidade relativa do tubo (k/D), ou seja:
 $f = f(Re, K/D)$.

De acordo com a equação (4.7), a perda de carga aumenta com a redução do diâmetro e com o acréscimo da vazão, do fator de atrito e do comprimento do tubo. Assim sendo, se há um aumento da perda de

carga, obviamente, haverá maior atenuação de ondas. Então sugerimos a alteração do gráfico, proposto por Swaffield [4], [18], através da troca de posição entre Q_0 e D .

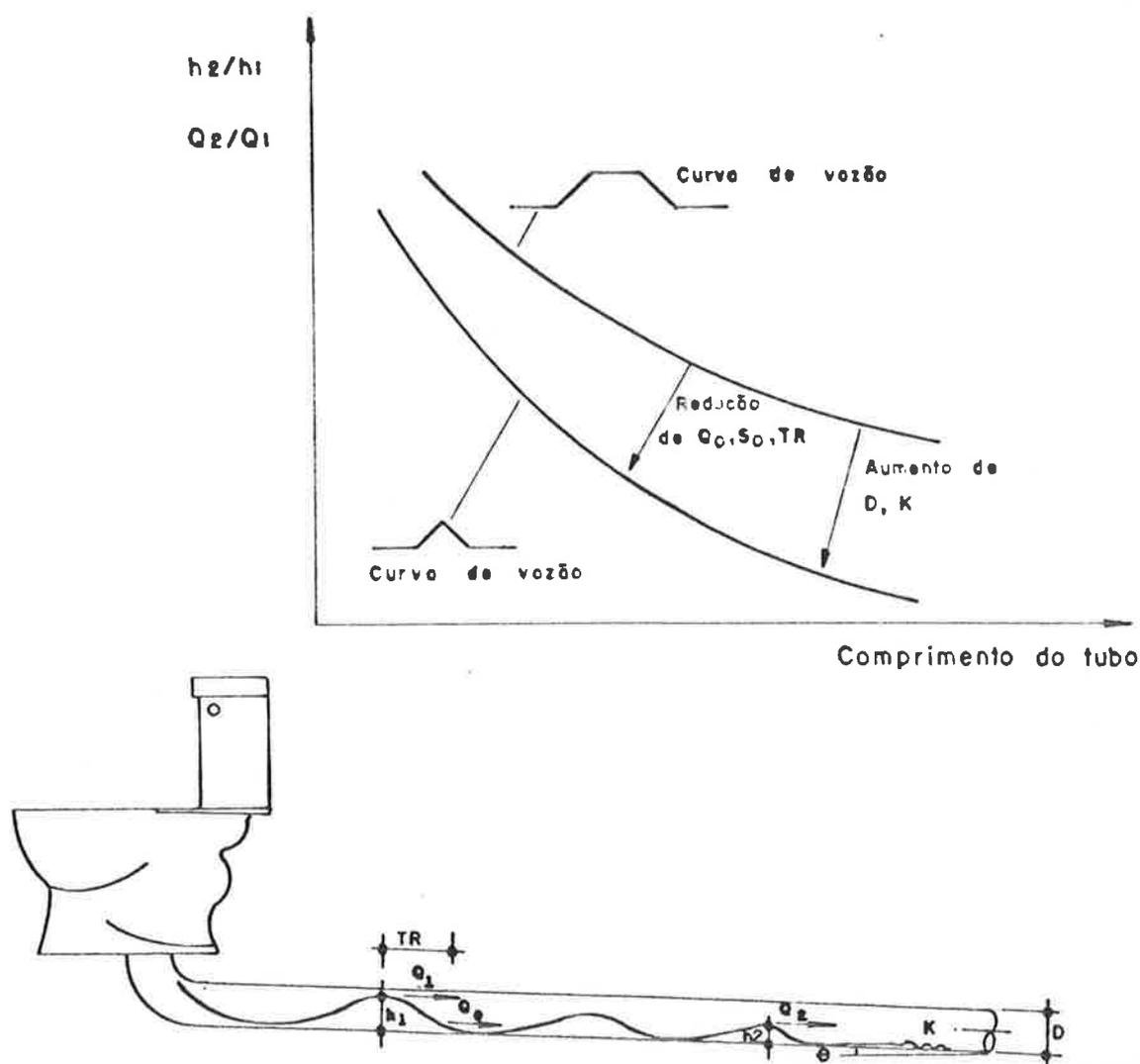


Figura 4.4 Parâmetros do tubo e do escoamento que influenciam a atenuação de ondas. SWAFFIELD [4], [18].

Ao contrário, o aumento da declividade do tubo induz velocidades locais maiores para um dado escoamento. Então, neste caso, os efeitos de atenuação da onda requerem um tubo de maior comprimento para que eles sejam observáveis. Dessa forma, a atenuação da onda decresce com o aumento da declividade.

As condições de entrada do escoamento [15], também influenciam a propagação da onda. As descargas com grande energia, por exemplo de um tubo de queda ou de um vaso sanitário em um ramal de descarga, produzem ondas bastante diferentes do que uma descarga, mais tranquila, de uma banheira ou de um chuveiro.

Assim sendo, pode-se afirmar que o comprimento do tubo necessário para que haja atenuação de uma onda depende da energia de entrada do escoamento, da curva de vazão de descarga e dos parâmetros do tubo, citados anteriormente.

As diretrizes de projeto, baseadas na velocidade ou profundidade prevista em um ponto do sistema, são potencialmente dependentes da atenuação das ondas. Desse modo, a profundidade do escoamento em um coletor que recebe os efluentes de ramais de esgoto depende da atenuação das ondas nos ramais.

O movimento do material sólido depende da forma pela qual a onda o atinge. Deste modo, a atenuação das ondas atua, também, na autolimpeza do sistema. Da mesma maneira, o transporte de material sólido flutuante é afetado pela atenuação da extremidade traseira da onda.

Estes efeitos, são particularmente importantes, quando se trata do superdimensionamento de coletores ou da readaptação de sistemas, como por exemplo, a substituição de vasos sanitários convencionais por vasos sanitários com baixo consumo de água, mantendo os diâmetros destes componentes.

Conforme foi mencionado, as descargas provenientes de um tubo de queda, entram no coletor com energia específica considerável, produzindo um escoamento relativamente raso e de alta velocidade (escoamento supercrítico). A medida que o escoamento se move a jusante, a sua profundidade cresce, devido à resistência ao atrito. Neste caso, a onda gerada pela descarga de um aparelho atua reduzindo a profundidade de pico obtida a jusante.

4.1.2.1 Instabilidade do Escoamento Uniforme

Conforme foi exposto no tem 4.1.2, o aumento da declividade do tubo, faz com que o escoamento atinja altas velocidades, e conseqüentemente, haja menor atenuação das ondas. Nos casos em que a declividade é muito alta, nota-se o fenômeno oposto à atenuação, isto é, o empolamento.

Segundo Chow [14], o aumento da declividade do tubo ou da velocidade, pode gerar uma instabilidade do escoamento. Quando isto ocorre, a instabilidade da superfície livre é caracterizada pela formação de "trem de ondas".

Este fenômeno, conforme Chow [14], foi verificado pela primeira vez em 1910, por Cornish, quando ele fez observações em canais abertos, nos Alpes. O "trem de ondas", ou empolamento, é um fenômeno de escoamento não permanente, onde há um aumento da profundidade de pico da onda.

Em 1945, segundo Chow [14], Verdenikov, utilizando certas aproximações de Saint-Venant, desenvolveu um critério de análise da

instabilidade do escoamento uniforme, denominado número de Verdenikov, V .

O número de Verdenikov é expresso por:

$$V = \frac{n \mu V}{V_w - V}, \quad (4.8)$$

sendo:

$$V = C R_H^m S_0^{1/2} \quad (\text{Fórmula Geral do Escoamento Uniforme})$$

e

$$\mu = 1 - R_H \frac{dP}{dA},$$

onde:

μ = fator de forma da seção do canal, sendo que:

para canais muito largos, $\mu = 1$;

para canais muito estreitos, $\mu = 0$.

m = expoente do raio hidráulico, R_H , na fórmula geral do escoamento permanente uniforme, de tal forma que:

- para escoamento turbulento, $m = 1/2$, se a fórmula de Chezy é usada;

- para escoamento turbulento, $m = 2/3$, se a fórmula de Chezy com o coeficiente de Manning é empregada.

C = fator de resistência do escoamento;

S_0 = declividade do fundo do canal ou do tubo;

V = velocidade média do escoamento, m/s;

R_H = raio hidráulico ($R_H = P/A$), m;

P = perímetro molhado, m;

A = área da seção transversal do escoamento, m².

Conforme vimos no item 4.1, $V_w - V$ é igual à celeridade da onda, c . Sendo o número de Froude expresso por $F = V/c$, a equação (4.8) pode ser reduzida a:

$$V = m \mu F \quad (4.9)$$

Quando o número de Verdenikov V , é menor do que a unidade, qualquer onda pode ser reduzida, e o escoamento torna-se estável. Porém, quando $V > 1$, as ondas se amplificam e aumentam de tal forma, que a estabilidade do escoamento torna-se impossível, predominando o escoamento não permanente, com a presença do "trem de ondas", e conseqüentemente, com um aumento da altura da lâmina d'água e da vazão numa dada seção.

Considerando-se que a declividade do canal é usualmente alta, quando a instabilidade do escoamento se desenvolve, o número de Froude deve ser calculado pela expressão (4.10), que considera o efeito da declividade:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g D \cos\theta / \alpha}}, \quad (4.10)$$

onde:

V , g e D , definidos anteriormente;

θ = ângulo do fundo do canal;

α = coeficiente de Coriolis, considerado unitário.

No capítulo 5, apresentaremos resultados de simulações, onde verificaremos o empolamento, ocasionado pela alta declividade, abordado neste item.

Vimos, então, que uma análise caracterizando a previsão da atenuação de ondas pode determinar, com maior rigor, a capacidade de transporte proporcionada pelo movimento de ondas nos ramais e coletores.

4.2 As Equações do Movimento

As equações que regem o escoamento não permanente em canais ou tubos parcialmente cheios, são as equações diferenciais parciais da continuidade e da quantidade de movimento, que serão apresentadas a seguir.

Estas equações foram mantidas intactas, durante muitos anos, sem que ninguém tentasse alterá-las ou melhorá-las. Coube, no entanto, a Barré de Saint-Venant o desenvolvimento destas equações, sem contudo, desprezar as contribuições de seus antecessores e contemporâneos (Partiot, Russel, Bazin e Bussinesq), que muito contribuíram para o desenvolvimento do estudo do escoamento não permanente.

As equações diferenciais parciais da continuidade e da quantidade de movimento ou equações de Saint-Venant, são definidas para condutos livres em termos de profundidade e velocidade do escoamento.

As hipóteses fundamentais [13], para o desenvolvimento das equações de Saint-Venant, são:

- A superfície da onda varia gradualmente, então pode-se afirmar que a distribuição de pressão em uma seção é hidrostática, ou que a aceleração vertical é pequena;
- As perdas por atrito no escoamento não permanente são muito próximas das obtidas no escoamento permanente;
- A distribuição da velocidade através da seção transversal de um canal é uniforme;
- O movimento da onda pode ser considerado bidimensional, com os eventuais efeitos de diferença de níveis, nas seções transversais desprezíveis;
- A declividade do fundo do canal é tão pequena que $\sin \theta = \text{tg } \theta$ e $\cos \theta = 1$, onde θ é o ângulo entre o fundo do canal e a horizontal.

4.2.1 Equação da Continuidade

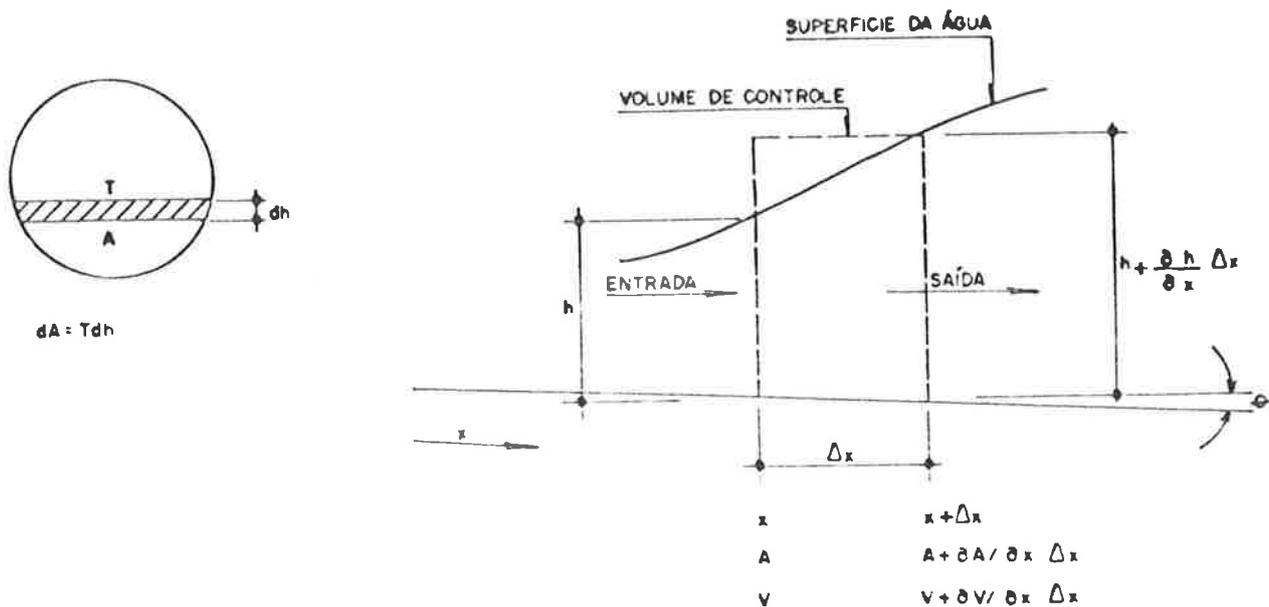


Figura 4.5 Esquema de elemento de escoamento não permanente para dedução da Equação da Continuidade.

Conforme a figura 4.5, a vazão em massa que entra no volume de controle é expressa por:

$$\dot{m}_e = \frac{\gamma}{g} AV \quad (4.11)$$

onde:

A = área da seção transversal, m^2 ;

V = velocidade média do escoamento, m/s ;

γ = peso específico da água, N/m^3 ;

g = aceleração gravitacional, m/s^2 .

A vazão em massa que sai do volume de controle é expressa por:

$$\dot{m}_e = \frac{\gamma}{g} \left(A + \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x \right) \left(V + \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x \right) \quad (4.12)$$

Então, a vazão efetiva em massa do volume de controle é dada por:

$$\dot{M} = \frac{\gamma}{g} AV - \frac{\gamma}{g} \left(A + \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x \right) \left(V + \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x \right)$$

$$\dot{M} = \frac{\gamma}{g} AV - \frac{\gamma}{g} \left(AV + A \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x + V \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial A}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x^2 \right)$$

$$\dot{M} = \frac{\gamma}{g} AV - \frac{\gamma}{g} AV - \frac{\gamma}{g} A \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x - \frac{\gamma}{g} V \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x - \frac{\gamma}{g} \frac{\partial A}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x^2$$

Desprezando-se os termos de segunda ordem, temos:

$$\dot{M} = - \frac{\gamma}{g} A \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x - \frac{\gamma}{g} V \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x \quad (4.13)$$

A taxa de crescimento do volume de controle é:

$$\frac{dV_c}{dt} = \frac{\gamma}{g} \frac{\partial A}{\partial t} \Delta x \quad (4.14)$$

Como a taxa de crescimento do volume de controle em relação ao tempo deve ser igual a vazão real em massa, na entrada do volume de controle, tem-se a partir das equações (4.13) e (4.14) que:

$$\frac{\gamma}{g} \frac{\partial A}{\partial t} \Delta x = - \frac{\gamma}{g} V \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x - \frac{\gamma}{g} A \frac{\partial V}{\partial x} \Delta x \quad (4.15)$$

Dividindo-se ambos os membros por $(\gamma/g)\Delta x$, temos:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = - V \frac{\partial A}{\partial x} - A \frac{\partial V}{\partial x}$$

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (4.16)$$

Da figura 4.5 temos que $\partial A = \partial h T$. Substituindo-se na equação (4.16), obtém-se a Equação da Continuidade:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + VT \frac{\partial h}{\partial x} + T \frac{\partial h}{\partial t} = 0, \quad (4.17)$$

onde:

T = largura da seção transversal do escoamento, m;

A e **V**, definidos anteriormente.

4.2.2 Equação da Quantidade de Movimento

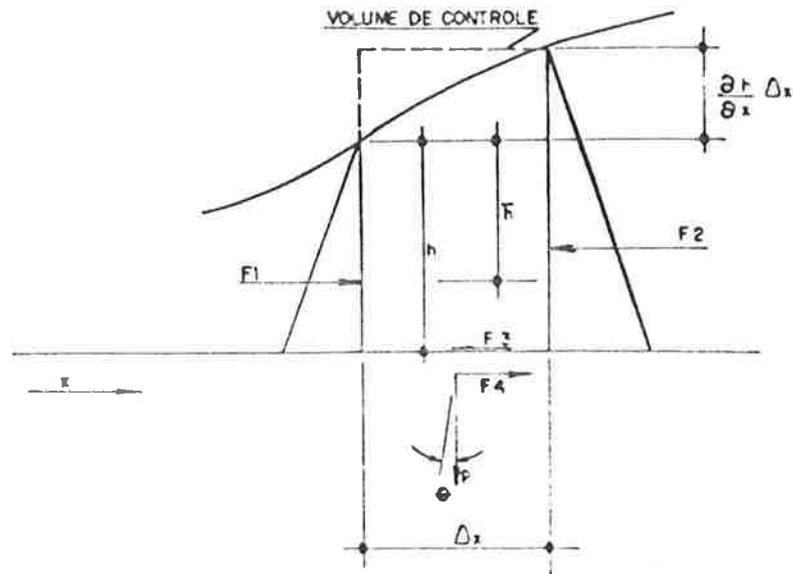


Figura 4.6 Esquema de elemento de escoamento não permanente para dedução da Equação da Quantidade de Movimento.

De acordo com a figura 4.6 as seguintes forças estão agindo no volume de controle:

$$F1 = \gamma A \bar{h} \quad (4.18)$$

$$F2 = \gamma A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x + \gamma A \bar{h} \quad (4.19)$$

$$F3 = \gamma A S \Delta x \quad (4.20)$$

$$F4 = \gamma A S_0 \Delta x \quad (4.21)$$

onde:

F_1 = empuxo a montante, N;

F_2 = empuxo a jusante, N;

F_3 = força devido ao atrito, N;

F_4 = componente do peso na direção x, N;

S_0 = declividade da linha do fundo do canal;

S = declividade da linha de energia;

A = área da seção transversal, m^2 ;

γ = peso específico do fluido. N/m^3 ;

\bar{h} = altura do centro de gravidade da área da seção transversal, m.

O valor de S pode ser calculado, através de qualquer fórmula para escoamento permanente, tais como as fórmulas de Chezy ou de Manning. Sendo que foi assumido um pequeno valor para θ , $\text{sen}\theta = 0 = S_0$.

A força resultante, que atua no volume de controle da figura 4.6, é então, assim determinada:

$$F = \Sigma F$$

$$F = F_1 - F_2 - F_3 + F_4$$

Substituindo-se as expressões de F_1 a F_4 , a partir das equações (4.18) a (4.21), vem:

$$F = -\gamma A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \gamma A S \Delta x + \gamma A S_0 \Delta x \quad (4.22)$$

O momento na entrada do volume de controle é:

$$M_e = \frac{\gamma}{g} A V^2 \quad (4.23)$$

O momento na saída do volume de controle é:

$$M_s = \frac{\gamma}{g} \left[AV^2 + \frac{\partial}{\partial x} (AV^2) \Delta x \right] \quad (4.24)$$

Portanto, o momento da vazão efetiva em massa, no volume de controle é:

$$\dot{M}_e = \frac{\gamma}{g} AV^2 - \frac{\gamma}{g} \left[AV^2 + \frac{\partial}{\partial x} (AV^2) \Delta x \right]$$

$$\dot{M}_e = \frac{\gamma}{g} AV^2 - \frac{\gamma}{g} AV^2 - \frac{\gamma}{g} \frac{\partial}{\partial x} (AV^2) \Delta x$$

$$\dot{M}_e = - \frac{\gamma}{g} \frac{\partial}{\partial x} (AV^2) \Delta x \quad (4.25)$$

A taxa de crescimento do momento em relação ao tempo é:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\gamma}{g} AV \Delta x \right) \quad (4.26)$$

De acordo com a lei da conservação do momento, a taxa de crescimento do momento, em relação ao tempo, é igual à taxa do momento da vazão real, em massa, mais as forças atuando sobre a água no volume de controle. Então,

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\gamma}{g} AV \Delta x \right) = - \frac{\gamma}{g} \frac{\partial}{\partial x} (AV^2) \Delta x - \gamma A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x + \gamma AS_0 \Delta x - \gamma AS \Delta x \quad (4.27)$$

Dividindo-se todos os termos por $(\gamma/g) \Delta x$ e simplificando, a equação (4.27) transforma-se em:

$$\frac{\partial}{\partial t} (AV) + \frac{\partial}{\partial x} (AV^2) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(S_0 - S) \quad (4.28)$$

Desenvolvendo-se os dois primeiros termos, do primeiro membro da equação e dividindo-se por A, temos:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{A} \left(\frac{\partial A}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} \right) = g(S_0 - S) \quad (4.29)$$

O quarto termo do primeiro membro da equação (4.29), é a equação da continuidade e tem valor zero. Então, a equação (4.29) torna-se a seguinte:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = g(S_0 - S), \quad (4.30)$$

que é a Equação da Quantidade de Movimento.

4.3 O Método das Características

As dificuldades encontradas na solução imediata das equações diferenciais parciais (4.17) e (4.30), desenvolvidas no item anterior, faz com que os profissionais ligados a área da Engenharia

Hidráulica e Sanitária, bem como das Instalações Prediais, relutam em utilizar a teoria do escoamento não permanente no dimensionamento dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários. Este procedimento é inevitável, apesar dos ótimos resultados obtidos com relação à redução dos diâmetros, ou aumento da capacidade de escoamento, e até mesmo, com relação ao desempenho do sistema.

No entanto, com a difusão do uso de computadores, atualmente presentes, inclusive, nos pequenos escritórios, esta situação tende a mudar. A rapidez do processamento de cálculos viabiliza a busca de alternativas de projetos mais eficientes, tanto do ponto de vista econômico, como de atendimento aos requisitos de desempenho do sistema.

Existem vários métodos numéricos, adequados a análise computacional, que podem ser utilizados na solução das equações da continuidade e da quantidade de movimento, que descrevem o escoamento a superfície livre. Entre eles, podem ser citados:

- Método de Diferenças Finitas;
- Método dos Elementos Finitos;
- Método das Características.

No método de diferenças finitas [13], as derivadas parciais são substituídas pelos quocientes das diferenças finitas, e então, as equações algébricas são resolvidas para determinar as condições transitórias.

No método dos elementos finitos [13], o sistema é dividido em um número de elementos, e então, as equações diferenciais parciais são integradas nos pontos nodais dos elementos.

Embora existam vários métodos para resolver as equações de escoamento não permanente, a técnica abordada neste trabalho é baseada no método das características, que é uma maneira de converter a resolução de duas equações diferenciais parciais hiperbólicas em quatro equações diferenciais totais [19]. Estas equações, definidas em termos de profundidade do escoamento, velocidade e celeridade, são desenvolvidas e resolvidas pelo esquema de diferença finita. Este método tem sido, também, amplamente empregado no estudo de transitórios de pressão, para escoamento em conduto forçado.

Várias razões justificam esta opção, entre elas, enumera Swaffield [9]:

- capacidade de conduzir eficientemente os problemas móveis de contorno, como por exemplo, um sólido em movimento;
- desenvolvimento das equações de contorno, que descrevem as características do sistema em pontos particulares deste, como por exemplo, o desenvolvimento de equações, que descrevem as condições de escoamento, na ligação do tubo de queda com o subcoletor.

Outras justificativas, para a ampla difusão do método [20], são devidas aos seguintes fatores:

- os métodos com base nas equações características são de fácil execução, ou seja, as equações diferenciais parciais fornecem equações diferenciais totais de simples solução;
- o processo matemático do método das características enfatiza o comportamento físico da onda, pois as direções características são caminhos de informação do escoamento no sistema espaço-tempo.

Abordando o mesmo problema, Yamamoto et alii [21], também estão desenvolvendo um modelo numérico para o cálculo das condições do escoamento em Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários.

Este modelo utiliza o método explícito de diferença finita, denominado esquema em dois passos de cálculo de Lax-Wandroff ou método LW, para resolver as equações de Saint-Venant. Este método tem sido comprovado, conforme mostram os resultados experimentais em sistemas simples de esgotos sanitários, com diferentes diâmetros e formas dos tubos, pois parte dos autores pesquisaram, também, o escoamento em tubos com forma oval (Egg Shaped Pipe - EGP), [22].

As condições de contorno foram desenvolvidas para entrada e saída do escoamento, curvas e junções, tanto experimental como matematicamente, e aplicadas em sistemas sanitários, confirmando a capacidade de análise do método nos sistemas reais.

4.3.1 Conceito de Característica

Inicialmente, faremos uma breve explicação do que seja característica, abordando somente as noções físicas e matemáticas mais elementares.

Segundo Abbott [23], pode-se conceituar característica, preliminarmente, como sendo um caminho de propagação, ou seja, um caminho percorrido por algum ser, tal como, algo de forma geométrica ou na forma de uma perturbação física. Exemplificando, ele apresenta um sistema viário, conforme ilustra a figura 4.7. Este sistema pode ser considerado composto de duas famílias de caminhos de propagação, sendo que, ao longo dos quais os veículos se "propagam".

Em se tratando de duas famílias, elas terão caminhos diferentes, de tal modo, que todos os membros de uma família de caminhos de propagação, estejam associados às ruas e avenidas, orientadas em uma direção, enquanto que todos os membros da outra família, estejam associados à outra direção.

Com esta noção bastante simples e intuitiva de característica, pode se dizer, que as duas famílias de linhas correspondem a duas famílias de características.

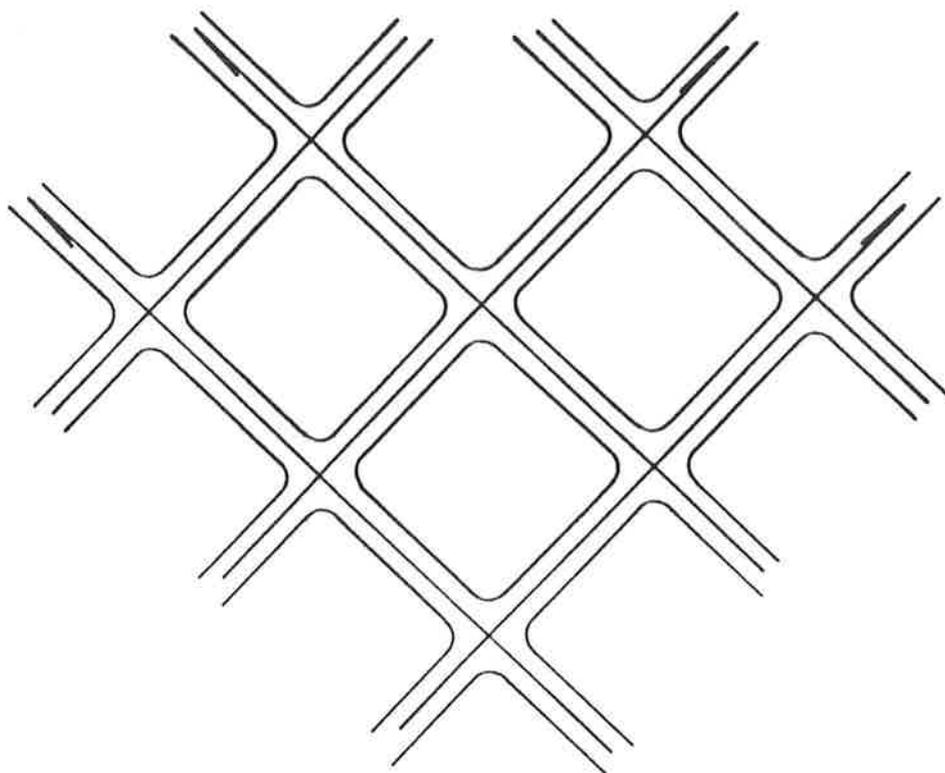


Figura 4.7 Um sistema viário como um sistema de caminhos de propagação. ABBOTT [23].

No exemplo citado, o caminho de propagação pode ser representado por linhas no plano $x-y$. Em muitos casos, entretanto, não somente as distâncias, mas também o tempo, entra como uma dimensão, de tal forma, que podemos considerar os processos de propagação através das duas coordenadas: espaço e tempo.

Para mostrar como as características surgem, Abbott [23] apresenta uma coluna de veículos, que se move da esquerda para a direita ao longo de uma rodovia. Ele supõe que esta coluna seja fotografada em intervalos de tempo sucessivos, e que as fotografias sejam organizadas verticalmente, de tal modo que a distância entre as fotografias sucessivas seja proporcional ao intervalo de tempo entre elas, conforme ilustra a figura 4.8.

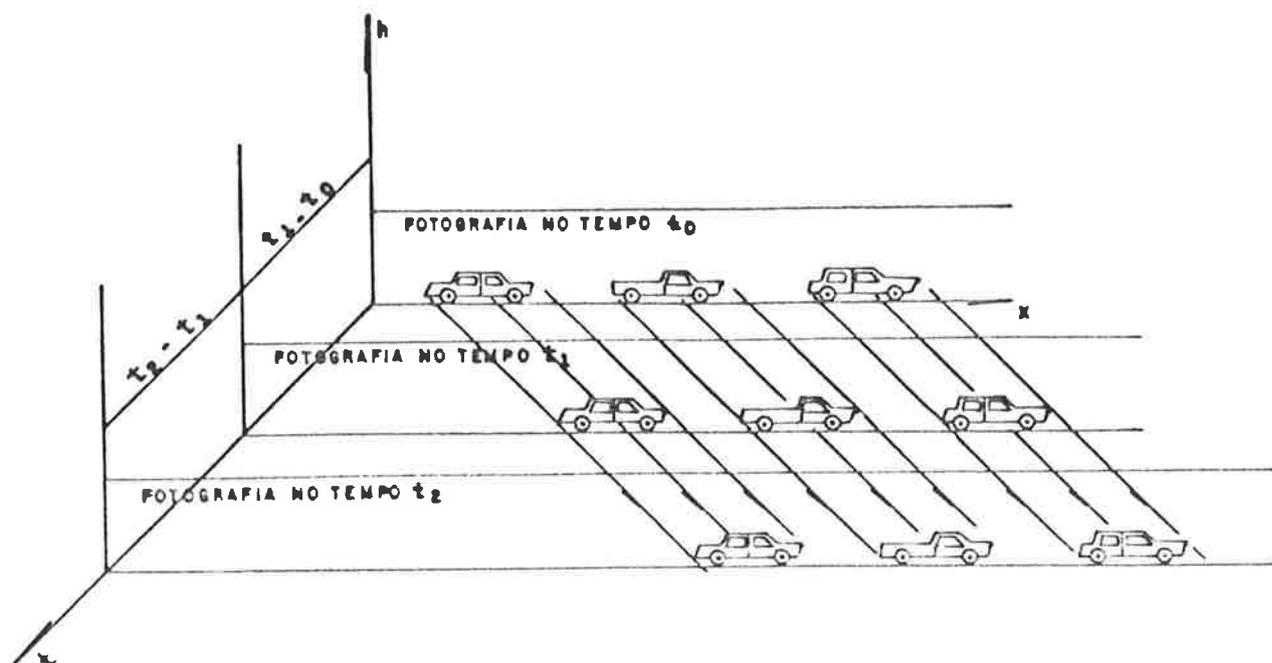


Figura 4.8 Características dos veículos - caminhos de propagação no tempo, de algo com forma geométrica. ABBOTT [23].

E apresentada, então, uma fotografia de deslocamento dos veículos, como se eles se movessem ao longo das linhas, em um espaço, formado pelo plano das fotografias e tempo. Estas linhas unem as posições sucessivas de cada veículo, e portanto, representam os caminhos de propagação no espaço, os quais atuam como características físicas e matemáticas.

No caso de uma única coluna de veículos, há somente uma família de características, correspondendo ao conjunto de linhas que representam os movimentos dos veículos individuais.

Numa rodovia de pista dupla, onde há duas colunas de veículos que se movem em direções opostas, temos então, duas famílias de características. A figura 4.9 mostra o plano espaço-tempo ou plano $x-t$.

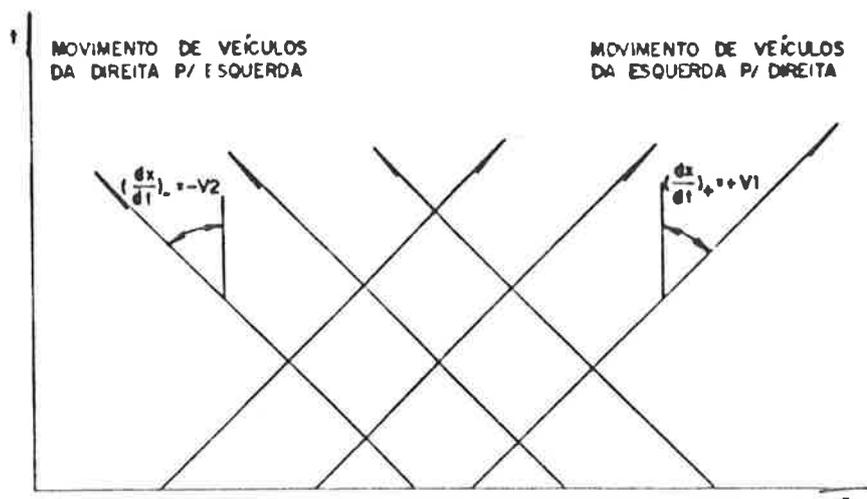


Figura 4.9 Linhas características obtidas para duas colunas de veículos projetadas no plano $x-t$. ABBOTT [23].

Se as velocidades das colunas, são V_1 e V_2 , e a direção da esquerda para direita, é considerada positiva e a direção da direita para esquerda é considerada negativa, então as declividades das características são dadas por:

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_+ = V_1$$

e

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_- = -V_2.$$

O sinal (+), indica características de propagação a jusante, enquanto que o sinal (-), indica características de propagação a montante. Tem-se, então, as características C^+ e as características C^- .

De acordo com Abbott [23] o exemplo das colunas de veículos pode ser considerado como "colunas de energia" ou "trens de energia".

Assim sendo, conceitua-se características como linhas, que ao longo das quais, a energia é propagada.

Transferindo-se estes conceitos para o caso de canal ou tubos parcialmente cheios, qualquer perturbação física, em um ponto e num dado instante, propaga-se com o decorrer do tempo, ao longo do escoamento em duas direções: jusante e montante, ou seja, os caminhos percorridos por esta perturbação representam as linhas características a montante e a jusante de uma dada seção.

Segundo Souza [24], define-se matematicamente uma perturbação como sendo uma descontinuidade nas derivadas de primeira ordem e de ordem superior das variáveis dependentes.

As equações diferenciais parciais não dispõem de uma solução geral, entretanto, elas podem ser transformadas, pelo método das características em equações diferenciais totais. Estas equações, podem então ser integradas para fornecer as equações de diferenças finitas, as quais apresentam solução numérica mais simples. É o que apresentaremos a seguir.

4.3.2 Equações Características

As equações da continuidade (4.15) e da quantidade de movimento (4.28) formam um par de equações diferenciais parciais hiperbólicas quase lineares que aqui rerepresentamos:

$$L_1 = A \frac{\partial V}{\partial x} + VT \frac{\partial h}{\partial x} + T \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (\text{Equação da Continuidade})$$

$$L_2 = g \frac{\partial h}{\partial x} + g(S - S_0) + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (\text{Eq. Quant. de Movimento})$$

L_1 e L_2 são duas equações diferenciais de derivadas parciais, sendo que as variáveis dependentes são a velocidade média do escoamento, V , e a profundidade, h , numa seção transversal dada. As variáveis independentes são a distância, x , medida ao longo do tubo desde a extremidade de montante e o tempo, t . Portanto, $V = V(x,t)$ e $h = h(x,t)$.

As equações L_1 e L_2 , contêm então, duas incógnitas, V e h . Elas podem ser combinadas linearmente por meio de um multiplicador desconhecido, da seguinte maneira:

$$L = \lambda L_1 + L_2 = 0$$

Quaisquer dois valores reais de λ fornecem duas equações em termos de V e h , que representam o mesmo fenômeno físico que as duas equações originais, L_1 e L_2 , e que podem substituí-las em qualquer solução.

Substituindo-se L_1 e L_2 na expressão de L , temos:

$$L = \lambda T \left[\frac{\partial h}{\partial t} + \left(V + \frac{g}{\lambda T} \right) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \left[\frac{\partial V}{\partial t} + (\lambda A + V) \frac{\partial V}{\partial x} \right] + g(S - S_0) = 0 \quad (4.31)$$

O método das características [28], consiste em escolher um par de valores de λ que transformem as equações (4.17) e (4.30) em um par de

equações diferenciais totais, possíveis de solução numérica. Vamos então, determinar os valores de λ , raízes da equação (4.31).

O primeiro termo entre colchetes é a derivada total dh/dt , se $V + g/\lambda t = dx/dt$, pois:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (4.32)$$

Analogamente, o segundo termo entre colchetes é a derivada total dV/dt , se $\lambda A + V = dx/dt$, pois:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial V}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (4.33)$$

As derivadas parciais da equação (4.31) podem ser substituídas pelas derivadas totais. A condição essencial é que:

$$\frac{dx}{dt} = V + \frac{g}{\lambda T} = V + \lambda A \quad (4.34)$$

ou

$$V + \frac{g}{\lambda T} = V + \lambda A$$

$$g = \lambda^2 T A$$

$$\lambda = \pm \sqrt{\frac{g}{TA}} \frac{A}{A}$$

$$\lambda = \pm \sqrt{\frac{gA^2}{TA}} \frac{1}{A}$$

$$\lambda = \pm \sqrt{\frac{gA}{T}} \frac{1}{A} \quad (4.35)$$

Substituindo-se (4.35) em (4.34), temos:

$$\frac{dx}{dt} = V + \lambda A$$

$$\frac{dx}{dt} = V \pm \left(\sqrt{\frac{g A}{T}} \right) \frac{1}{A} A,$$

então,

$$\frac{dx}{dt} = V \pm \left(\sqrt{\frac{g A}{T}} \right) \tag{4.36}$$

O termo, entre parênteses, é a fórmula simplificada da celeridade ou velocidade de propagação da onda c , em uma seção genérica de um tubo. Então,

$$c = \sqrt{\frac{g A}{T}} \tag{4.37}$$

No escoamento em condutos livres, A e T são funções da profundidade. Reescrevendo a equação (4.36), vem:

$$\frac{dx}{dt} = V \pm c, \tag{4.38}$$

onde:

V = velocidade média do escoamento, m/s;

c = velocidade de propagação da onda, m/s;

A = área da seção transversal do escoamento, m^2 ;

T = largura da superfície do escoamento, m ;

g = aceleração gravitacional, m/s^2 .

Substituindo-se as equações (4.32), (4.33) e (4.34) em (4.31), obtemos dois pares de equações, que são identificadas como equações características positivas C^+ e equações características negativas C^- .

$$\lambda T \left[\frac{\partial h}{\partial t} + \left(V + \frac{g}{\lambda T} \right) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \left[\frac{\partial V}{\partial t} + (\lambda A + V) \frac{\partial V}{\partial x} \right] + g (S - S_0) = 0$$

$$\sqrt{\frac{g A}{T}} \frac{1}{A} T \frac{g}{g} \frac{dh}{dt} + \frac{dV}{dt} + g (S - S_0) = 0$$

$$\sqrt{\frac{T}{g A}} g \frac{dh}{dt} + \frac{dV}{dt} + g (S - S_0) = 0$$

$$\frac{1}{c} g \frac{dh}{dt} + \frac{dV}{dt} + g (S - S_0) = 0$$

Reorganizando, vem:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dV}{dt} + \frac{g}{c} \frac{dh}{dt} + g (S - S_0) = 0 \end{aligned} \right\} C^+ \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{dt} = V + c \end{aligned} \right\} \quad (4.40)$$

$$\frac{dV}{dt} - \frac{g}{c} \frac{dh}{dt} + g(S - S_0) = 0 \quad \left. \vphantom{\frac{dV}{dt}} \right\} C^- \quad (4.41)$$

$$\frac{dx}{dt} = V - c \quad (4.42)$$

onde:

V = velocidade média do escoamento, m/s;

c = velocidade de propagação da onda, m/s;

h = profundidade do escoamento, m;

S_0 = declividade do tubo;

S = declividade da linha de energia;

g = aceleração gravitacional, m/s².

Portanto, os dois valores reais de λ foram usados para converter as duas equações diferenciais parciais em duas equações diferenciais totais (4.39) e (4.41), condicionadas pelas equações (4.40) e (4.42).

Vamos analisar o significado destas quatro equações e para isto, consideremos a obtenção da solução num gráfico no plano $x-t$, conforme mostra a figura 4.10.

Suponhamos que V e h sejam conhecidos em dois pontos dados R e S , da figura 4.10. A equação (4.39), é válida somente sobre a característica C^+ , representada pela equação (4.40) e a equação (4.41), é válida somente sobre a característica C^- , representada pela equação (4.42).

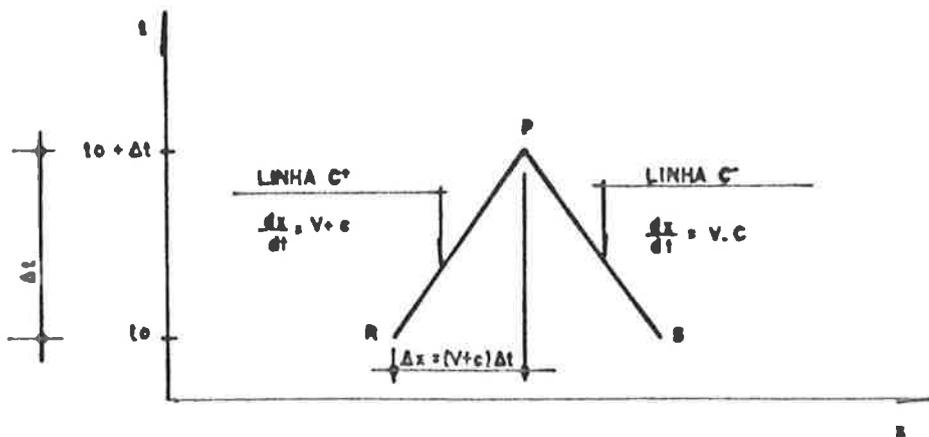


Figura 4.10 Linhas características no plano x-t.

As equações (4.39) e (4.41) são denominadas equações de compatibilidade, pois são válidas somente sobre a linha característica própria.

Matematicamente [13] estas linhas dividem o plano x-t em duas regiões, as quais, podem ser dominadas por dois tipos diferentes de solução, ou seja, a solução pode ser contínua ou descontínua ao longo destas linhas. Fisicamente, elas representam o caminho percorrido por uma perturbação. Por exemplo, uma perturbação no ponto R no tempo t_0 , alcança o ponto P após um intervalo de tempo Δt .

Cada uma das equações (4.39) e (4.41), contém duas incógnitas para um ponto conhecido de sua linha característica. No ponto P, intersecção de C^+ e C^- , as duas equações podem ser resolvidas para a determinação de V e h . Neste ponto, as equações (4.40) e (4.42), também, podem ser resolvidas para a obtenção de x e t .

Portanto, a solução é procurada sobre as linhas características [28] partindo de condições conhecidas e obtendo novas intersecções para a determinação de V e h , posteriores.

De posse das equações características, uma aproximação de primeira ordem simplificará a solução destas. É o que pretendemos mostrar no próximo item.

4.3.3 Equações de Diferenças Finitas

Seja um tubo dividido em "n" partes equidistantes Δx , conforme mostra a figura 4.11. Uma limitação [7], importante, deve ser feita na escolha das dimensões da malha. O intervalo Δt deve ser limitado para garantir a condição de estabilidade de Courant, que restringe os parâmetros de tempo e espaço da malha. Ele é expresso por:

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{(V + c)} \quad (4.43)$$

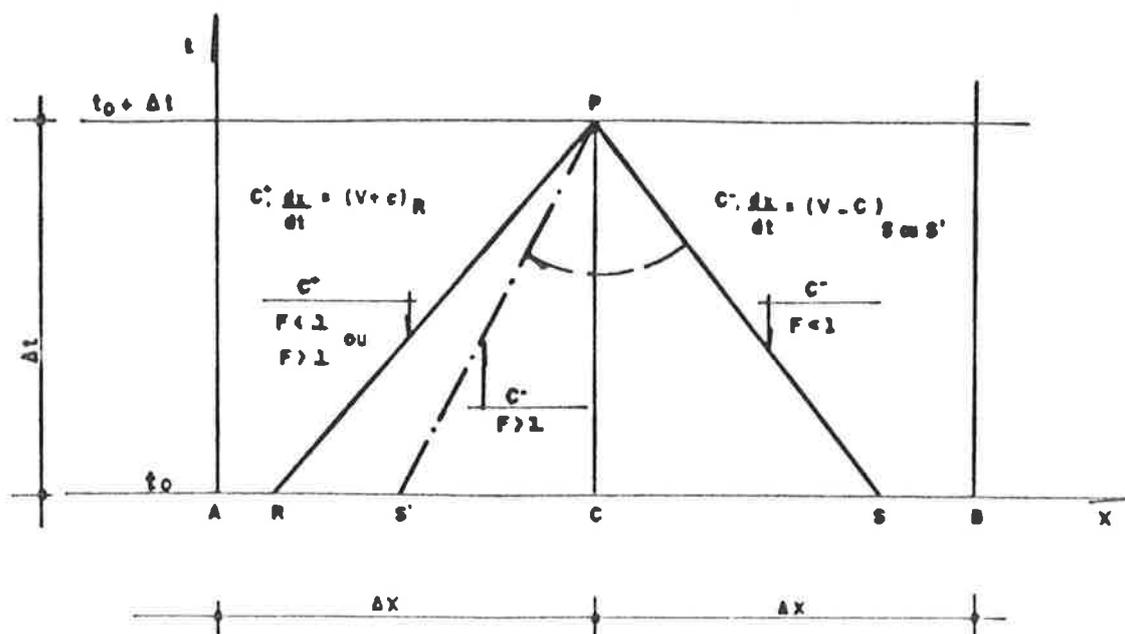
onde:

Δx = comprimento entre nós escolhidos, m;

V = velocidade média do escoamento, m/s;

c = velocidade de propagação da onda, m/s.

A condição de Courant deve ser considerada, pois é necessário que o intervalo de tempo Δt seja suficientemente pequeno para que R e S , pontos do plano $x-t$, estejam dentro do intervalo $\pm \Delta x$ do ponto P , como ilustrado na figura 4.11. Caso contrário, a solução será instável.



$$F = V/(gA/T)^{1/2} \quad - \quad (\text{Número de Froude});$$

$F < 1$ - Escoamento subcrítico, S permanece a jusante da seção BC;

$F > 1$ - Escoamento supercrítico, S é transferido para a montante da seção AC como S'.

Figura 4.11 Características C^+ e C^- em uma malha do plano $x-t$, utilizadas em intervalos de tempo especificados pelo método das características. SWAFFIELD [4].

Segundo Swaffield [4], estes parâmetros para um Sistema Predial de Coleta de Esgotos Sanitários, assumem os seguintes valores:

$$\Delta x \approx 0.30 \text{ m}$$

$$V < 3.0 \text{ m/s}$$

$$c < 1.5 \text{ m/s}$$

Então, o intervalo de tempo de um passo de cálculo é, aproximadamente, de 0.1 segundo. Por esta razão, a análise do Sistema

de Coleta de Esgotos Sanitários de um pequeno edifício pode envolver milhares de passos de cálculo.

Consideremos também, que a equação (4.39) seja satisfeita pela diagonal da malha, com declividade positiva, representada pela linha RP, da figura 4.11. Se as variáveis dependentes, V e h, são conhecidas em R, então a equação (4.39), válida ao longo da linha C⁺, pode ser integrada, entre os limites R e P e escrita em termos das incógnitas V e h no ponto P. E ainda, que a equação (4.41), seja satisfeita pela diagonal da malha, com declividade negativa, representada pela linha SP. A integração da equação de compatibilidade ao longo de SP, tendo as condições conhecidas em S e desconhecidas em P, conduz a uma segunda equação em termos das mesmas duas incógnitas em P. Uma solução simultânea fornece os valores de V e h, naquele tempo e posição do plano x-t, determinados pelo ponto P.

Uma aproximação de diferença finita de primeira ordem às equações (4.39) a (4.42) da forma:

$$\int_{x_0}^{x_1} f(x) dx = f(x_0)(x_1 - x_0),$$

fornece as seguintes expressões, que são as equações de diferenças finitas.

$$V_P - V_R + \frac{g}{CR} (h_P - h_R) + g(S_R - S_0) \Delta t = 0 \quad (4.44)$$

$$x_P - x_R = (V_R + CR) \Delta t \quad (4.45)$$

$$V_P - V_S - \frac{g}{c_S} (h_P - h_S) + g(S_S - S_0) \Delta t = 0 \quad (4.46)$$

$$x_P - x_S = (V_S - c_S) \Delta t \quad (4.47)$$

Estas expressões possibilitam a resolução das equações (4.39) e (4.41), determinando a velocidade e profundidade do escoamento em qualquer posição da malha e em qualquer tempo. Elas facilitam bastante o processo de cálculo, desde que a condição de estabilidade de Courant, exposta anteriormente, seja atendida.

Ressaltamos, mais uma vez, que estas equações são formadas de pares, e que as equações (4.44) e (4.46) somente se aplicam se as equações (4.45) e (4.47) são satisfeitas.

Os valores da velocidade da onda em R e S ou S' foram utilizados para aproximá-las em P. Nota-se que, a medida que a vazão varia ao longo do tubo a declividade da linha característica variará, de tal forma que R e S ou S' possam permanecer em qualquer lugar, dentro do intervalo Δx , e em qualquer um dos lados de P.

Portanto, os valores de profundidade e velocidade do escoamento, utilizados na solução das equações (4.44) e (4.46), dependem dos valores interpolados entre os nós A e C e os nós B e C. No caso de escoamento permanente, o qual pode ser assumido como uma condição inicial antes da chegada de uma onda, as integrais das equações (4.44) e (4.46), assumem valor zero. Para o escoamento em regime uniforme isto não apresenta nenhuma dificuldade, entretanto em uma região de escoamento variado podem surgir problemas.

Bridge, apud Swaffield [4], verificou a necessidade da inclusão de um fator de correção para o tempo igual a zero nas equações (4.44) e (4.46), a fim de garantir a estabilidade de uma região de escoamento variável. Isto pode ocorrer, por exemplo, num trecho do tubo com remanso, ocasionado pela presença de uma conexão, ou em pontos de descarga livre, verificado na transição do escoamento do ramal de esgoto para o tubo de queda. Nestes casos, notou-se que a interpolação poderia gerar uma série de erros, e conseqüentemente, conduzir as curvas de profundidade do escoamento a um fracasso progressivo.

Este problema será maior ou menor dependendo da duração do escoamento permanente variado e da precisão do computador empregado.

Os fatores de correção, C_1 e C_2 , multiplicam o termo $g(S_1 - S_0)$, nas equações (4.44) e (4.46), e foram calculados para o tempo zero. São expressos da seguinte maneira:

$$C_1 = \left[\frac{V_P - V_R + g/c_R (h_P - h_R)}{g(S_R - S_0) \Delta t} \right], \quad \text{para } t = 0 \quad (4.48)$$

$$C_2 = \left[\frac{V_P - V_S - g/c_S (h_P - h_S)}{g(S_S - S_0) \Delta t} \right], \quad \text{para } t = 0 \quad (4.49)$$

Os valores destes fatores de correção, naturalmente, são unitários para as regiões de escoamento uniforme, e somente afetam os valores de $g(S_i - S_0)$ nos trechos com remanso.

Ao analisar C_1 e C_2 , junto às equações (4.44) e (4.46), nota-se que estes fatores de correção deveriam ser negativos para satisfazer às equações, e não positivos.

Portanto, uma resolução sistemática das equações características (4.44) e (4.46), com a condição inicial de vazão conhecida no tempo zero normalmente considerada como escoamento base, fornecerá a profundidade e a velocidade ao longo do tubo em qualquer faixa de tempo.

Então, para possibilitar que o modelo considere a passagem de uma série de ondas através do sistema em estudo, devemos preparar as suas condições de contorno. Elas são representadas pelas condições de entrada e saída (montante e jusante), como também pelos contornos estacionários internos, tais como as junções. As condições de contorno móveis, tais como os ressaltos hidráulicos e os sólidos, também podem ser fornecidos ao modelo.

Ao iniciarmos o processo de cálculo, utilizando o método das características, devemos estabelecer as condições iniciais, as condições de contorno a montante e as condições de contorno a jusante, conforme ilustra a figura 4.12. Esta figura representa um ramal de esgoto descarregando em um tubo de queda. O escoamento poderá ocorrer sob os dois tipos de regime: supercrítico e subcrítico, implicando em diferentes condições de contorno.

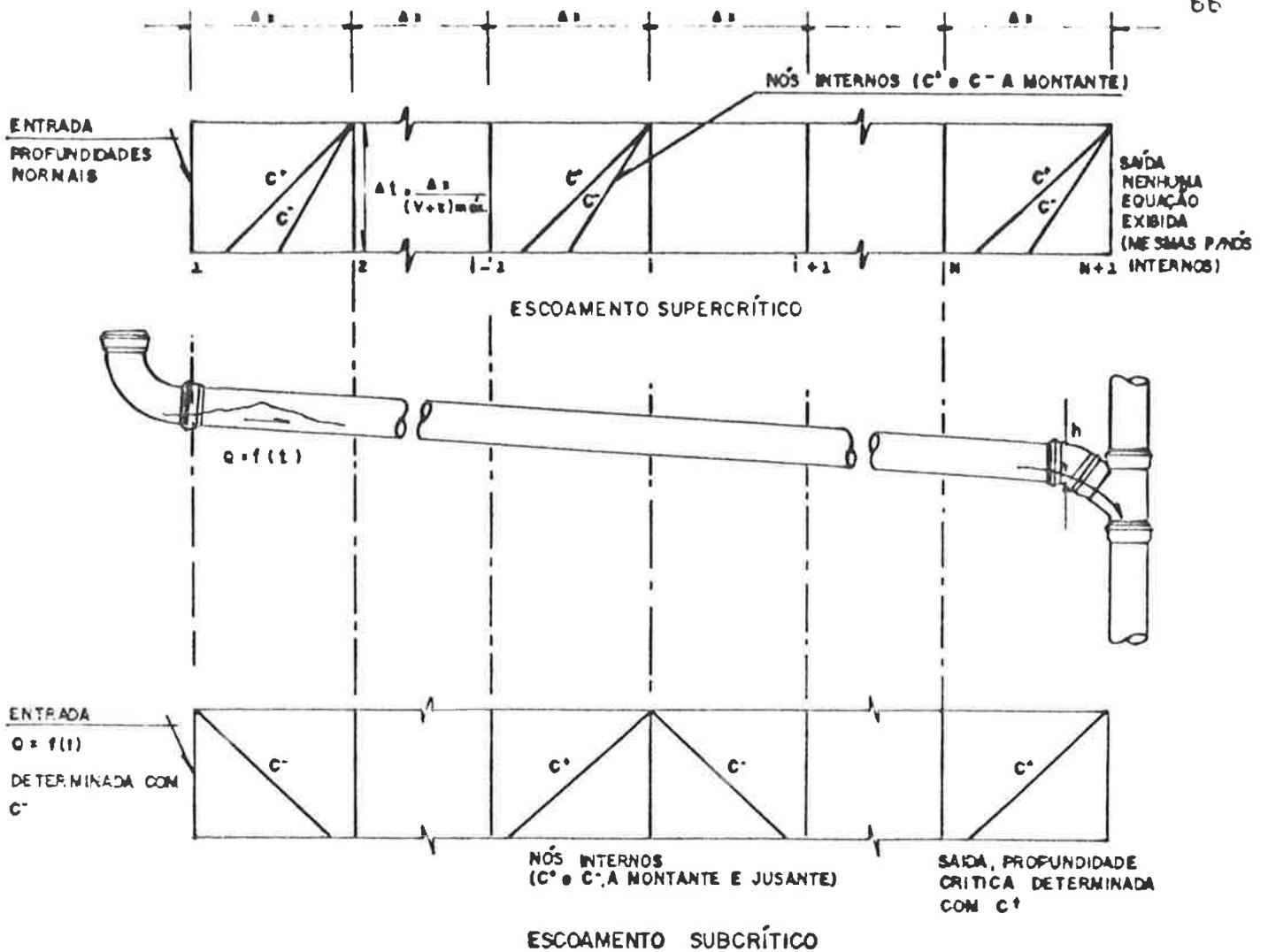


Figura 4.12 Solução dos nós de entrada, saída e internos para regimes de escoamento subcrítico e supercrítico. SWAFFIELD [9].

A figura 4.12 mostra que a partir do instante em que as equações de contorno, que regem as condições nas extremidades do sistema, são conhecidas, uma solução sistemática fornecerá a profundidade e velocidade do escoamento em cada seção do tubo e a cada intervalo de tempo.

As declividades das linhas características PR e PS, conforme ilustra a figura 4.11, dependem da velocidade média do escoamento e

da velocidade da onda, e portanto, do regime de escoamento predominante.

Para a definição das condições de contorno é necessário conhecer o regime de escoamento. Assim sendo, estudaremos este assunto, antes de apresentarmos as diretrizes para a determinação das condições de contorno do sistema.

4.3.4 Determinação do Regime de Escoamento em Condutos Livres

A determinação do regime de escoamento, verificado em condutos livres, pode ser feita comparando-se as profundidades normal e crítica.

Sob quaisquer condições de regime de escoamento, defendemos somente a aplicação da fórmula universal de perda de carga (4.6), que aqui reapresentamos:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g},$$

O número de Reynolds é expresso por:

$$Re = \frac{V D}{\nu}$$

onde:

V, D = definidos anteriormente;

ν = viscosidade cinemática do fluido, m²/s.

E a rugosidade relativa do tubo é expressa por:

$$K/D,$$

onde:

K = rugosidade efetiva da parede do tubo, m;

D = diâmetro do tubo, m.

A fórmula de Chezy-Manning (3.7), é a mais simples das equações para canais abertos, porém ela se mostra adequada, apenas para o regime de escoamento turbulento rugoso. E esta é uma faixa de escoamento muito pouco presente, nos casos dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, onde a velocidade do escoamento e a rugosidade apresentam pequenos valores.

Vários testes, para escoamento permanente, foram realizados no Laboratório de Brunel [26], e mostraram que o valor do coeficiente de rugosidade "n", da fórmula de Chezy-Manning, varia com a declividade. Ensaio realizado por Camp (1946), apud Swaffield [26], também apresentaram estes resultados e ainda, que existe uma variação com a vazão de descarga, conforme ilustra a figura 4.13, para canais de seção circular.

Gostaríamos de comentar que há um equívoco na interpretação deste gráfico, pois o coeficiente de Manning só pode ser definido para escoamento turbulento hidraulicamente rugoso; ele deve ser constante quando a aspereza também o for. Na figura 4.13, como $K = 0$, o escoamento é hidraulicamente liso e, logicamente, o fator de atrito depende da vazão.

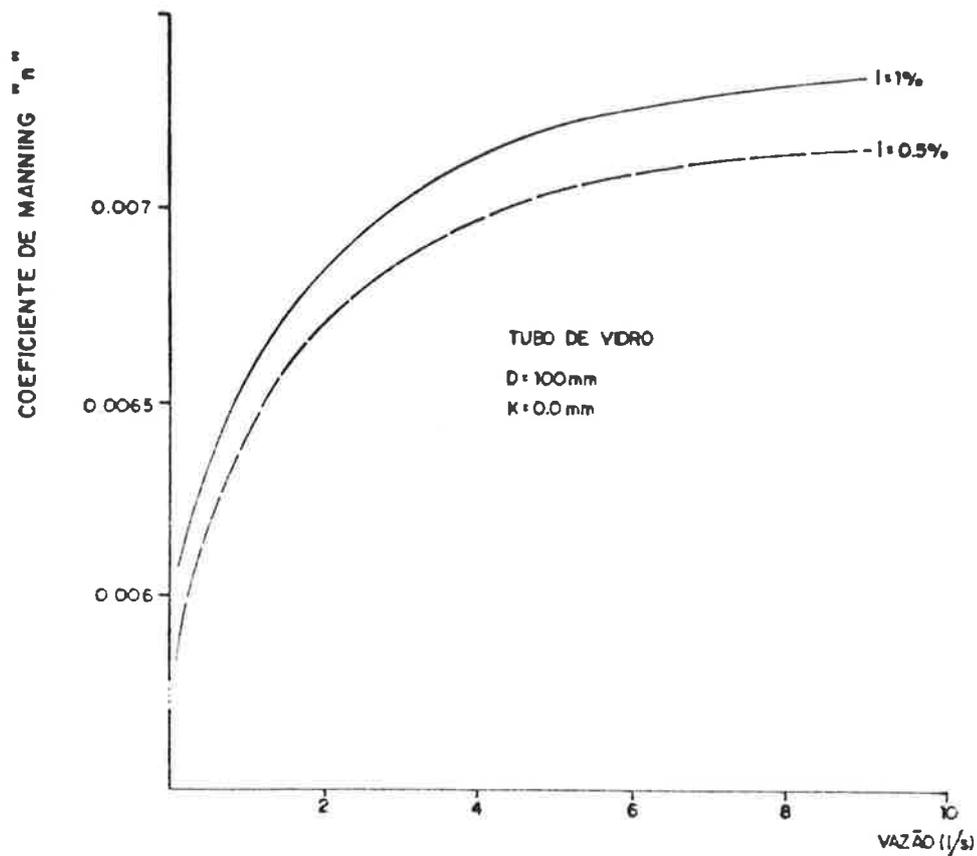


Figura 4.13 Variação do coeficiente de Manning "n" com a vazão de descarga para um valor fixo de rugosidade. SWAFFIELD [26].

Um comitê da ASCE, American Society of Civil Engineers, em 1963 [27], estudou a questão dos fatores de atrito em canais abertos, concluindo que a equação de Colebrook-White apresenta resultados de maior precisão do que a equação de Chezy-Manning.

O problema verificado, quando da utilização da fórmula universal, consiste na determinação do fator de atrito, f (adimensional necessário à equação, a fim de se obter valores corretos, para as perdas).

Contudo, existem várias fórmulas válidas para a determinação do fator de atrito para os cinco regimes de escoamento, apresentados no ANEXO III.

Souza [28], [29] propôs equações explícitas para o cálculo do fator de atrito, facilitando dessa forma, a utilização da fórmula universal de perda de carga.

Os sistemas de esgotos sanitários apresentam regime turbulento, e por isso, mostraremos as equações para a determinação do coeficiente de atrito, somente para as três últimas condições.

a) Regime Turbulento Hidraulicamente Liso

Nesta condição o valor de f é função somente do número de Reynolds, não dependendo portanto, da rugosidade relativa, ou seja:

$$f = f(Re)$$

Neste caso, o fator de atrito f , é calculado pela fórmula de Prandtl:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{2.52}{Re \sqrt{f}}, \quad (4.50)$$

válida para $\frac{Re \sqrt{f}}{D/K} < 14$

b) Regime Turbulento Hidraulicamente Misto

Nesta condição, o fator de atrito, depende tanto do número de Reynolds, como da rugosidade relativa. Então:

$$f = f(\text{Re}, K/D),$$

e é determinado pela expressão de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 D} + \frac{2.52}{\text{Re} \sqrt{f}} \right), \quad (4.51)$$

válida para $14 \ll \frac{\text{Re} \sqrt{f}}{D/K} \ll 200$

c) Regime Turbulento Hidraulicamente Rugoso

Neste caso, o fator de atrito depende somente da rugosidade relativa, assim:

$$f = f(K/D);$$

e pode ser calculado, através da expressão de Von-Kármán:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{K}{3.71 D}, \quad (4.52)$$

válida para $\frac{\text{Re} \sqrt{f}}{D/K} > 200$

Para justificar a não aplicação da fórmula de Manning nos dimensionamentos dos Sistemas Prediais de Esgotos Sanitários, vamos determinar o regime de escoamento para uma situação, em condições severas, ou seja, altos valores de velocidade, V , e rugosidade, K .

Tomemos, por exemplo, uma descarga escoando a uma velocidade $V = 3.0\text{m/s}$, em um tubo de ferro fundido com rugosidade $K = 0.263\text{mm}$, diâmetro $D = 100\text{mm}$ e viscosidade cinemática $\nu = 1.011 \times 10^{-6}$ (água a 20°C).

Calculando o valor de $\frac{Re\sqrt{f}}{D/K}$, temos:

$$Re = 296735.91$$

$$f = 0.026$$

$$D/K = 380.23$$

$$\text{Então, } \frac{Re\sqrt{f}}{D/K} = 125,84$$

Este valor está no intervalo correspondente ao regime turbulento hidraulicamente misto, pois $14 \ll (Re\sqrt{f})/(D/K) \ll 200$. Desta forma, verificamos que numa condição crítica o escoamento ainda permanece nesta região. Isto mostra que praticamente será impossível ocorrer em ramais e coletores destes sistemas escoamento em regime hidraulicamente rugoso, região válida para a aplicação da fórmula de Chezy-Manning (3.7). Portanto, não se justifica a sua utilização nas instalações prediais de esgotos sanitários.

A partir da expressão (4.46) e considerando o diâmetro, D , equivalente a $4 R_H$, temos:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$V = \sqrt{\frac{8 g hf R_H}{f L}}$$

$$V = \sqrt{\frac{8 g R_H S_o}{f}}, \quad (4.53)$$

onde:

S_o = declividade do tubo;

R_H = raio hidráulico, razão entre a área, A , da seção e o perímetro molhado, P , ou seja, $R_H = A/P$, m;

hf , L , D , V e g , definidos anteriormente.

O número de Reynolds pode ser expresso da seguinte maneira:

$$Re = \frac{4 Q R_H}{A \nu} \quad (4.54)$$

pois, $D = 4 R_H$ e $V = Q/A$,

onde:

V , D , ν , Q , R_H , e A , já apresentados.

Para obtermos as equações para o cálculo da velocidade média e da vazão, determinaremos, inicialmente, o valor do fator de atrito, a partir da expressão (4.53), ou seja:

$$f = \frac{8 g R_H S_o}{v^2} \quad (4.55)$$

Substituindo-se (4.54) e (4.55), na expressão de Colebrook-White (4.51), pois consideraremos, neste trabalho, o escoamento em regime turbulento hidraulicamente misto, e sendo $D = 4 R_H$, temos:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 D} + \frac{2.52}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{8 g R_H S_o}{v^2}}} = -2 \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52}{\frac{4 Q R_H}{A v} \sqrt{\frac{8 g R_H S_o}{v^2}}} \right)$$

$$\frac{v}{\sqrt{8 g R_H S_o}} = -2 \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 v}{Q R_H \sqrt{\frac{128 g R_H S_o}{A^2 v^2}}} \right)$$

$$v = -\sqrt{8 g R_H S_o} \cdot 2 \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 v}{R_H \sqrt{128 g R_H S_o}} \right) \quad (4.56)$$

$$Q = v A$$

$$Q = -\sqrt{32 g R_H S_o} A \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 v}{R_H \sqrt{128 g R_H S_o}} \right) \quad (4.57)$$

que embora, mais complexas, em relação a equação de Manning, não são significantes para o cálculo computacional.

A equação (4.56) fornece meios para a determinação da profundidade do escoamento em regime permanente uniforme. Por definição, esta profundidade é constante a jusante, então:

$$dh/dx = 0,$$

e portanto, ela deve ser também a profundidade terminal do escoamento, naquela declividade. Esta profundidade, é comumente referida, como profundidade normal, h_n .

Para a determinação da profundidade crítica, ou seja, aquela que corresponde à mínima energia, parte-se da equação da energia específica do escoamento, descrita abaixo:

$$H_e = h + \frac{V^2}{2g}, \quad (4.58)$$

onde:

H_e = energia por unidade de peso de água em qualquer seção, medida em relação ao fundo do conduto;

h = profundidade do escoamento, m;

V = velocidade média, m/s;

g = aceleração gravitacional, m/s².

Em geral, para as seções transversais não retangulares, a equação da energia específica, assume a forma:

$$H_e = h + \frac{Q^2}{2g A^2} ,$$

então a profundidade crítica, é obtida da seguinte maneira:

$$\frac{dH_e}{dh} = 0 = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} \quad (4.59)$$

A relação entre dA e dh , conforme figura 4.5, exprime-se por:

$$dA = T dh, \quad (4.60)$$

onde:

T = largura da superfície em qualquer profundidade h , m.

A partir das equações (4.59) e (4.60) o valor mínimo de H_e ocorrerá na profundidade que satisfaz a expressão:

$$1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} = 0, \quad (4.61)$$

onde T e A são $f(h)$. Este valor de "h" é a profundidade crítica do escoamento, h_c .

De posse dos dois valores de h_n e h_c as comparações são realizadas. Se a profundidade normal é maior do que a profundidade crítica, então o escoamento é denominado subcrítico ou tranquilo. Se a profundidade normal é menor do que a profundidade crítica, o escoamento é denominado supercrítico ou rápido.

Observando-se as expressões (4.57) e (4.61) nota-se que a profundidade normal, h_n , depende da declividade e da rugosidade, ao passo que a profundidade crítica independe de ambos. Assim sendo, a mesma vazão, em massa, para um tubo, pode ser rápida ou tranquila, dependendo da declividade, e similarmente, a mesma vazão em um conjunto de tubos, de diâmetros constantes, poderá ser rápida ou tranquila dependendo da rugosidade.

A importância do conhecimento destes dois regimes de escoamento, na solução das equações (4.44) a (4.47), é ilustrada pela figura 4.11.

Se $c > V$, o escoamento está em regime subcrítico, as linhas características C^+ e C^- , permanecem nas malhas anterior e posterior ao ponto considerado, e as condições em P, determinadas pela intersecção destas duas linhas desenhadas a partir de P, dentro das seções AC e BC.

Se $c < V$, o escoamento é supercrítico e as linhas características C^+ e C^- , permanecem na malha situada a montante do ponto de interesse; e as condições na seção BC não podem afetar este ponto, ou seja, o ponto P. A declividade da linha característica C^- , PS, torna-se positiva e R e S permanecem na seção AC, como mostrado na figura 4.12.

O regime de escoamento supercrítico é o que normalmente ocorre nos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários.

O regime de escoamento subcrítico ocorre em tubos com pequenas declividades, muito rugosos ou imediatamente a montante de restrições do escoamento, tais como as conexões dos tubos. Neste último caso, a região subcrítica forçada termina em um ressalto hidráulico, cuja posição no tubo depende do tipo de conexão, da geometria do traçado da rede e da vazão de entrada.

Os regimes de escoamento supercrítico e subcrítico, conforme verificamos, estão presentes nos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários.

4.3.5 Determinação da Velocidade, da Celeridade e da Profundidade do Escoamento para os Regimes Subcrítico e Supercrítico

Determinaremos de acordo com a figura 4.12, os valores de V_R , c_R e h_R e V_s , c_s e h_s , para o escoamento subcrítico; e V_R , c_R e h_R e V_s , c_s e h_s , para o escoamento supercrítico, pois encontrados estes valores, podemos determinar as incógnitas do ponto P, ou seja: V , h e c .

Conhecidos os valores de V , c e h em A, B e C, determinaremos, através de interpolação linear, V , c e h em R, S' e S para os dois regimes de escoamento, ou seja, subcrítico e supercrítico, com base na figura 4.11.

a) Determinação de V_R , c_R e h_R para Escoamento Subcrítico

$$\frac{V_C - V_R}{V_C - V_A} = \frac{x_C - x_R}{x_C - x_A} = (V_R + c_R) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

pois, $x_P = x_C$ e $x_P - x_R = (V_R + c_R) \frac{\Delta t}{\Delta x}$,

onde:

$$\theta = \Delta t / \Delta x$$

V_R :

$$\frac{V_C - V_R}{V_C - V_A} = (V_R + c_R)\theta$$

$$V_C - V_R = V_C V_R \theta + V_C c_R \theta - V_A V_R \theta - V_A c_R \theta$$

$$V_R + V_C V_R \theta - V_A V_R \theta = V_C - V_C c_R \theta + V_A c_R \theta$$

Substituindo o valor de c_R , temos:

$$V_R = \frac{V_C + \theta(-V_C c_A + V_A c_C)}{1 + \theta(V_C - V_A + c_C - c_A)} \quad (4.62)$$

c_R :

$$\frac{c_C - c_R}{c_C - c_A} = \frac{x_C - x_R}{x_C - x_A} = (V_R + c_R) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$(c_C - c_R) / (c_C - c_A) = (V_R + c_R)\theta$$

$$c_C - c_R = c_C V_R \theta + c_C c_R \theta - c_A V_R \theta - c_A c_R \theta$$

$$c_R + c_C c_R \theta - c_A c_R \theta = c_C - c_C V_R \theta + c_A V_R \theta$$

$$c_R(1 + c_C \theta - c_A \theta) = c_C(1 - V_R \theta) + c_A V_R \theta$$

$$c_R = \frac{c_C(1 - V_R \theta) + c_A V_R \theta}{1 + \theta(c_C - c_A)} \quad (4.63)$$

h_R :

$$\frac{h_C - h_R}{h_C - h_A} = (V_R + c_R) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$(h_c - h_R)/(h_c - h_A) = (V_R + c_R)\theta$$

$$h_c - h_R = h_c V_R \theta + h_c c_R \theta - h_A V_R \theta - h_A c_R \theta$$

$$h_R = h_c - (h_c - h_A) (\theta(V_R + c_R)) \quad (4.64)$$

b) Determinação de V_s , c_s e h_s para Escoamento Subcrítico

$$\frac{V_s - V_c}{V_B - V_c} = \frac{x_s - x_c}{x_B - x_c} = (V_s - c_s) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

pois, $x_P = x_c$ e $x_P - x_s = (V_s - c_s) \frac{\Delta t}{\Delta x}$,

onde:

$$\theta = \Delta t / \Delta x$$

V_s :

$$\frac{V_s - V_c}{V_B - V_c} = (V_s - c_s) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$V_s - V_c = V_B V_s \theta - V_B c_s \theta - V_c V_s \theta + V_c c_s \theta$$

$$V_s - V_B V_s \theta + V_c V_s \theta = V_c - V_B c_s \theta + V_c c_s \theta$$

Substituindo o valor de c_s , temos:

$$V_s = \frac{V_c - \theta(V_B c_c - V_c c_B)}{1 - \theta(V_B - V_c + c_c - c_B)} \quad (4.65)$$

c_s :

$$\frac{c_s - c_c}{c_B - c_c} = \frac{x_s - x_c}{x_B - x_c} = (V_s - c_s) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$(c_s - c_c) / (c_B - c_c) = (V_s - c_s) \theta$$

$$c_s - c_c = c_B V_s \theta - c_B c_s \theta - c_c V_s \theta + c_c c_s \theta$$

$$c_s + c_B c_s \theta - c_c c_s \theta = c_c + c_B V_s \theta - c_c V_s \theta$$

$$c_s(1 + \theta(c_B - c_c)) = c_c + V_s \theta(c_B - c_c)$$

$$c_s = \frac{c_c + V_s \theta(c_B - c_c)}{1 + \theta(c_B - c_c)} \quad (4.66)$$

h_s :

$$\frac{h_s - h_c}{h_B - h_c} = (V_s - c_s) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$(h_s - h_c)/(h_B - h_c) = (V_s - c_s)\theta$$

$$h_s - h_c = h_B V_s \theta - h_B c_s \theta - h_c V_s \theta + h_c c_s \theta$$

$$h_s = h_c + h_B V_s \theta - h_B c_s \theta - h_c V_s \theta + h_c c_s \theta$$

$$h_s = h_c + \theta(-V_s + c_s)(h_c - h_B) \quad (4.67)$$

Para o regime de escoamento supercrítico, as equações determinando R , na figura 4.12, permanecem inalteradas, ou seja, os valores de V_R , c_R e h_R são calculados por (4.62), (4.63) e (4.64).

A interpolação das equações para a posição S' , na figura 4.12, é determinada utilizando-se a mesma técnica, ou seja:

$V_{s'}$:

$$\frac{V_c - V_{s'}}{V_c - V_A} = (V_{s'} - c_{s'})\theta$$

$$V_c - V_{s'} = V_c V_{s'} \theta - V_c c_{s'} \theta - V_A V_{s'} \theta + V_A c_{s'} \theta$$

$$V_{s'} + V_c V_{s'} \theta - V_A V_{s'} \theta = V_c + V_c c_{s'} \theta - V_A c_{s'} \theta$$

Substituindo o valor de $c_{s'}$, temos:

$$V_s' = \frac{V_c(1 + c_A\theta) - V_{acc}\theta}{1 + \theta(V_c - V_A + c_A - c_c)} \quad (4.68)$$

c_s' :

$$\frac{c_c - c_s'}{c_c - c_A} = (V_s' - c_s')\theta$$

$$c_c - c_s' = V_s'c_c\theta - c_c c_s'\theta - V_s'c_A\theta + c_A c_s'\theta$$

$$c_s' - c_c c_s'\theta + c_A c_s'\theta = c_c - V_s'c_c\theta + V_s'c_A\theta$$

$$c_s'(1 - \theta(c_c - c_A)) = c_c + V_s'\theta(c_A - c_c)$$

$$c_s' = \frac{c_c + V_s'\theta(c_A - c_c)}{1 - \theta(c_c - c_A)} \quad (4.69)$$

h_s' :

$$\frac{h_c - h_s'}{h_c - h_A} = (V_s' - c_s')\theta$$

$$h_c - h_s' = h_c V_s'\theta - h_c c_s'\theta + h_A V_s'\theta + h_A c_s'\theta$$

$$h_s' = h_c - h_c V_s'\theta + h_c c_s'\theta + h_A V_s'\theta - h_A c_s'\theta$$

$$h_s' = h_c + \theta(h_c - h_A)(-V_s' + c_s') \quad (4.70)$$

Determinados os valores de V , h e c no tempo t , vamos então, calcular estes valores no ponto P , para o tempo $t + \Delta t$ e nos regimes de escoamento supercrítico e subcrítico.

Swaffield [28] fornece um roteiro, passo a passo, para a obtenção destes valores, o qual apresentamos a seguir:

1. Sejam conhecidos os valores de V , h e c , no tempo t , para os pontos nodais A , B , C , etc., conforme figura 4.11.

2. Obter os valores de V , h e c , através de interpolação, nos pontos R , S , ou S' calculados a partir das equações (4.62) a (4.70);
3. Usando estes valores de V , h e c , calcular as condições no ponto P , ou seja, a velocidade V e a profundidade h , no tempo $t + \Delta t$ são obtidas através das equações (4.44) e (4.46).
4. O valor da velocidade da onda c , no ponto P e no tempo $t + \Delta t$, é calculado através da equação (4.37). Os valores da largura da superfície de escoamento T , e da área da seção transversal A , são determinados a partir da profundidade do escoamento h , e das relações de forma do canal, em nosso caso, do tubo;
5. Repetir a sequência em cada intervalo de tempo.

4.3.6 Roteiro para Aplicação do Método das Características em Escoamento de Esgotos Sanitários

Conforme explicamos no sub-item 4.3.3, o método das características requer informações das condições de contorno, como também, das seções intermediárias do tubo, onde se aplicam as equações características.

Estas duas situações devem ser analisadas de acordo com o regime de escoamento, ou seja, subcrítico ou supercrítico.

As equações (4.44) a (4.47) podem ser reescritas do seguinte modo:

$$\left. \begin{aligned} V_P &= X_2 - X_1 h_P \\ X_P - X_R &= (V_R + c_R) \Delta t \end{aligned} \right\} C+ \quad (4.71)$$

$$\left. \begin{aligned} V_P &= X_4 + X_3 h_P \\ x_P - x_S &= (V_S - c_S) \Delta t \end{aligned} \right\} C- \quad (4.72)$$

onde:

$$X_1 = g/c_R;$$

$$X_3 = g/c_S;$$

$$X_2 = V_R + gh_R/c_R - g(S_R - S_0) \Delta t;$$

$$X_4 = V_S - gh_S/c_S - g(S_S - S_0) \Delta t.$$

Estas equações se aplicam em escoamentos subcrítico ou supercrítico, sendo que os valores interpolados de V , h e c , em S e S' , são suficientes para definir o regime de escoamento, conforme mostra a figura 4.11.

4.3.6.1 Condições Iniciais

As condições iniciais ao longo de todo comprimento do tubo, no tempo $t = 0$, devem ser conhecidas a fim de que a solução seja procedida, conforme ilustra a figura 4.12. Isto implica a presença de um pequeno escoamento inicial. É portanto, necessário calcular a velocidade e a profundidade no regime permanente para todo o comprimento do tubo.

Swaffield [30] conduz o processo através do seguinte roteiro:

1. Determinar o regime de escoamento, isto é, supercrítico ou subcrítico, através do cálculo das profundidades crítica e normal, conforme exposto no sub-item 4.3.4.

2. Se o escoamento estiver em regime supercrítico, a profundidade normal é calculada ao longo de todo o comprimento do tubo. Isto é devido ao fato da velocidade do escoamento ser maior do que a velocidade da onda, e portanto não há propagação da onda a montante a partir do ponto de descarga do tubo. Isto significa que o escoamento deixa o tubo com profundidade normal. Então, para uma vazão e diâmetro conhecidos, calculam-se as velocidades do escoamento e da onda em todos os nós ao longo do tubo.

3. Se o escoamento estiver no regime subcrítico, o perfil inicial da superfície da água torna-se complicado a medida que uma onda, provocada por uma descarga, propaga-se a montante. No regime subcrítico, a profundidade crítica é atingida no ponto de saída ou jusante, sendo que a profundidade da água vai crescendo a montante até que a altura normal do escoamento permanente seja alcançada. Neste caso, o cálculo do perfil de profundidade, é calculado considerando o escoamento em regime gradualmente variado.

Conforme vimos no sub-item 3.1.1.3, o escoamento gradualmente variado está sob o regime permanente variado, e pertence a uma classe especial. Os parâmetros deste escoamento variam lentamente, quando variam ao longo do canal.

O cálculo do escoamento gradualmente variado, pode ser desenvolvido pelo método de diferenças finitas ou por integração numérica.

A fórmula adotada para a previsão do perfil de profundidade, ou seja, para o cálculo da distância entre as duas seções com profundidade h_0 e h_1 , será a obtida pelo método de integração numérica, e é expressa da seguinte maneira:

$$L = \int_{h_0}^{h_1} \frac{1 - Q^2 T / (g A^3)}{Q + \sqrt{32g R_H S_0} A \log \frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 \nu}{R_H \sqrt{128g R_H S_0}}} dh \quad (4.73)$$

onde:

L = distância entre as duas profundidades conhecidas h_0 e h_1 ;

Q, T, g, A, K, R_H, S_0 e ν , definidos anteriormente.

A profundidade inicial nas seções equidistantes, Δx , ao longo do tubo, pode ser calculada a partir do perfil obtido pela equação (4.73). A velocidade do escoamento é, então, calculada com base na vazão constante, através do tubo, e similarmente, a velocidade da onda é determinada, a partir da profundidade do escoamento e das características geométricas do tubo.

Determinados os valores da profundidade do escoamento local, h , da velocidade do escoamento, V , e da velocidade da onda, c , o cálculo do escoamento em regime não permanente, pode ser iniciado.

4.3.6.2 Pontos Internos ou Nodais

A solução simultânea das equações (4.71) e (4.72), em todos os pontos distantes, Δx , entre $x = \Delta x$ e $x = L - \Delta x$, fornece os valores

da profundidade e da velocidade do escoamento, no final de cada intervalo de tempo. A velocidade da onda pode, então, ser determinada a partir da equação (4.37).

Este processo se aplica às condições de escoamento subcrítico ou supercrítico, conforme cada regime esteja representado nas interpolações, necessárias para determinar os pontos R, S ou S' da figura 4.11.

4.3.6.3 Condições de Contorno a Montante para o Escoamento no Regime Supercrítico

Neste caso, é necessário somente o perfil do escoamento de entrada para determinar a sua profundidade, tanto a montante, quanto a jusante. Este perfil de escoamento foi representado pela característica C- no escoamento subcrítico. Aqui, as condições de escoamento a jusante, não afetam as condições de escoamento a montante, conforme a definição, onde a velocidade de escoamento é maior do que a velocidade da onda. Portanto, a condição de contorno é obtida a partir da curva de vazão $Q = f(t)$, resolvida através da expressão abaixo:

$$Q = - \sqrt{32 g R_H S_o} A \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 \nu}{R_H \sqrt{128 g R_H S_o}} \right),$$

onde:

A e R_H são funções $f(h)$.

Esta equação pode ser reescrita na forma:

$$Q + \sqrt{32 g R_H S_o} A \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 \nu}{R_H \sqrt{128 g R_H S_o}} \right) = 0, \quad (4.74)$$

que é uma condição de contorno, e pode ser calculada pelo método da bisseção, em cada intervalo de tempo com a vazão, Q , conhecida.

4.3.6.4 Condições de Contorno a Montante para o escoamento no Regime Subcrítico

No regime de escoamento subcrítico, as condições a jusante, efetivamente, contribuem para a determinação da velocidade e profundidade do escoamento de entrada. Neste caso, o perfil da vazão de entrada, $Q = f(t)$, é resolvido com a característica C^- ,

$$Q = f(t) = V_1 A_1$$

Da equação (4.72), temos:

$$V_1 = X_4 + X_3 h_1$$

$$Q(t) = A_1 (X_4 + X_3 h_1) \quad (4.75)$$

Sendo que:

- o índice 1, refere-se ao local do contorno a montante;
- $A = f(h)$, e depende das características geométricas da seção transversal do tubo.

Então, a condição de contorno expressa na forma,

$$Q(t) - f(h_1)(X_4 + X_3)h_1 = 0, \quad (4.76)$$

pode ser resolvida através do método da bissecção.

4.3.6.5 Condições de Contorno a Jusante para o Escoamento no Regime Supercrítico

Devido a velocidade do escoamento ser maior do que a velocidade da onda no regime supercrítico, as condições de contorno a jusante podem ser determinadas do mesmo modo que os pontos nodais a montante, ou seja, pelo cálculo simultâneo das características C^+ e C^- . A figura 4.11, mostra que os pontos R e S' permanecem a montante da saída do tubo.

Portanto, a condição de contorno a jusante, para o caso de regime supercrítico, pode ser incluída nos cálculos dos pontos nodais, sendo suficientes as equações (4.71) e (4.72).

4.3.6.6 Condições de Contorno a Jusante para o Escoamento no Regime Subcrítico

A profundidade do escoamento na saída do tubo, para o regime subcrítico, aproxima-se do valor da profundidade crítica obtida pelo valor zero da equação (4.60), ou seja:

$$\frac{Q^2}{g(A_c)^3} T_c = 1, \quad (4.77)$$

onde:

A_c e T_c são $f(h)$.

Esta condição pode ser resolvida através da característica C+,

$$V_{N+1} = X_2 - X_1 h_{N+1}, \quad (4.78)$$

onde:

N = número de seções do tubo, de comprimento Δx .

A condição de contorno, torna-se, então:

$$Q = V_{N+1} \times A_{N+1} \quad (4.79)$$

Substituindo-se (4.78) em (4.79) e depois em (4.77), tem-se:

$$[(X_2 - X_1 h_{N+1}) A_{N+1}]^2 \frac{T_{N+1}}{g(A_{N+1})^3} - 1 = 0 \quad (4.80)$$

A solução pode ser obtida, também, através do método da bisseção, com a utilização da relação da área e profundidade do canal ou tubo.

Swaffield et alii [15], [17], [31] determinaram várias condições de contorno dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, com base em resultados laboratoriais, os quais têm sido confirmados por outros laboratórios de renome internacional. No próximo item, apresentaremos o resumo destas condições de contorno.

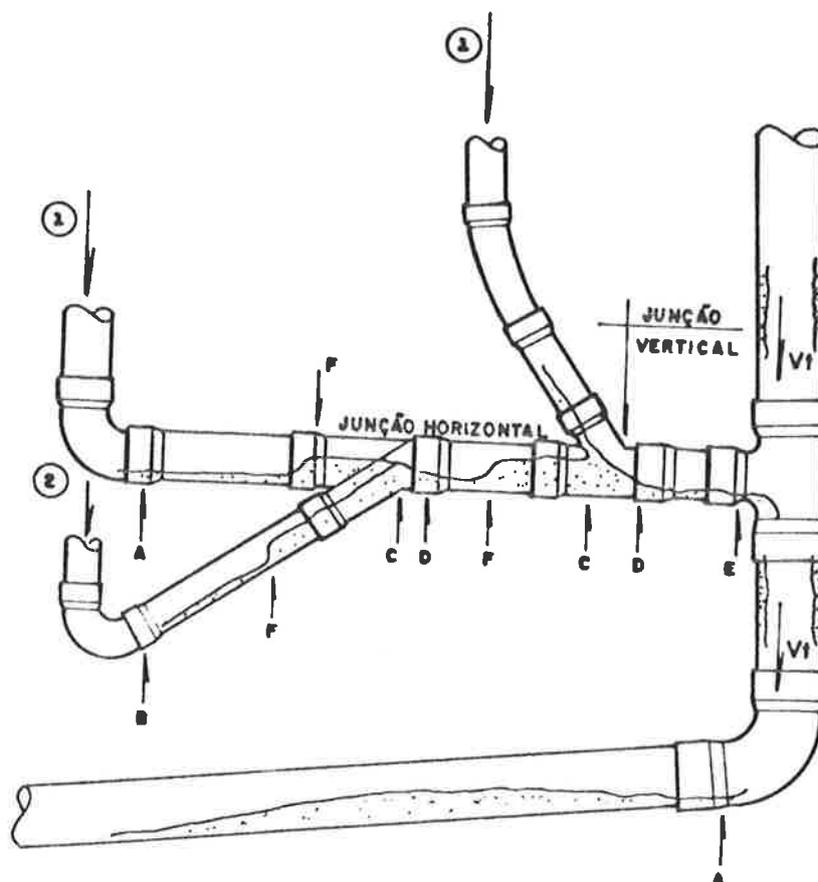
4.4 Desenvolvimento de Condições de Contorno para a Determinação das Condições de Escoamento nos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários

As condições de escoamento, h e Q , em um trecho do Sistema Predial de Coleta de Esgotos Sanitários podem ser facilmente determinadas, após o estabelecimento das condições de contorno, ou seja, das condições de entrada e saída do escoamento, das condições estacionárias internas, no caso de junções, e ainda, das condições móveis, representadas pelos ressaltos hidráulicos e pelo transporte de sólidos.

Em geral, uma fronteira ou um contorno é reproduzido para resolver as equações disponíveis C^+ e C^- através de um escoamento apropriado, que possibilita descrever as equações no contorno. Frequentemente, uma característica é dada, particularmente se o contorno é localizado em uma região de escoamento subcrítico.

Apresentaremos neste item, algumas destas condições de contorno, desenvolvidas por Swaffield [16], [17].

A figura 4.14 ilustra uma série de condições de contorno para um sistema simples, desenvolvidas por Swaffield [4], [18], [32].



1. Descarga de um vaso sanitário ou de um tubo de queda, $Q = f(t)$.
 2. Descarga de um lavatório, chuveiro ou uma banheira, $Q = f(t)$.
- A. A profundidade do escoamento é determinada com base na equação da energia do escoamento anular, conforme expressão (4.93).
 - B. A profundidade normal é determinada com base na curva de descarga, $Q = f(t)$, e na expressão (4.57).
 - C. A profundidade na junção é obtida pelas relações empíricas de forma, $h_c = f(\Sigma Q, \text{características geométricas da junção})$.
 - D. Escoamento supercrítico, a jusante de uma junção. Neste local, a profundidade é definida pela profundidade crítica, ou seja, $0 = 1 - \Sigma Q^2 T / g A^3$, sendo que A e T são $f(h_c)$.
 - E. Descarga livre a partir de uma região de escoamento supercrítico.
 - F. Ressalto hidráulico forçado por uma junção.

Figura 4.14 Esquema de um sistema de coleta de esgotos sanitários ilustrando as condições de contorno, [4].

4.4.1 Condição de Contorno na Ligação Tubo de Queda - Subcoletor para Escoamento não Permanente

A condição de contorno, a montante do subcoletor, depende da vazão resultante do escoamento anular do tubo de queda, na entrada do subcoletor. Assume-se neste local, que a velocidade de escoamento seja igual à velocidade terminal, desenvolvida no tubo de queda. Denomina-se velocidade terminal, a velocidade constante que o escoamento atinge em um tubo de queda, devido ao equilíbrio da força de atrito com a força gravitacional. Isto ocorre após o escoamento percorrer um trecho suficiente para tal.

A determinação das curvas de profundidade do escoamento, em função do tempo, no subcoletor baseia-se na energia do escoamento de entrada com um coeficiente de perda de carga para a curva de transição do escoamento de vertical para horizontal.

A figura 4.15 ilustra o escoamento em um tubo de queda sob condições de escoamento permanente e completamente desenvolvido, ou seja, após ter atingido a velocidade terminal, V_t .

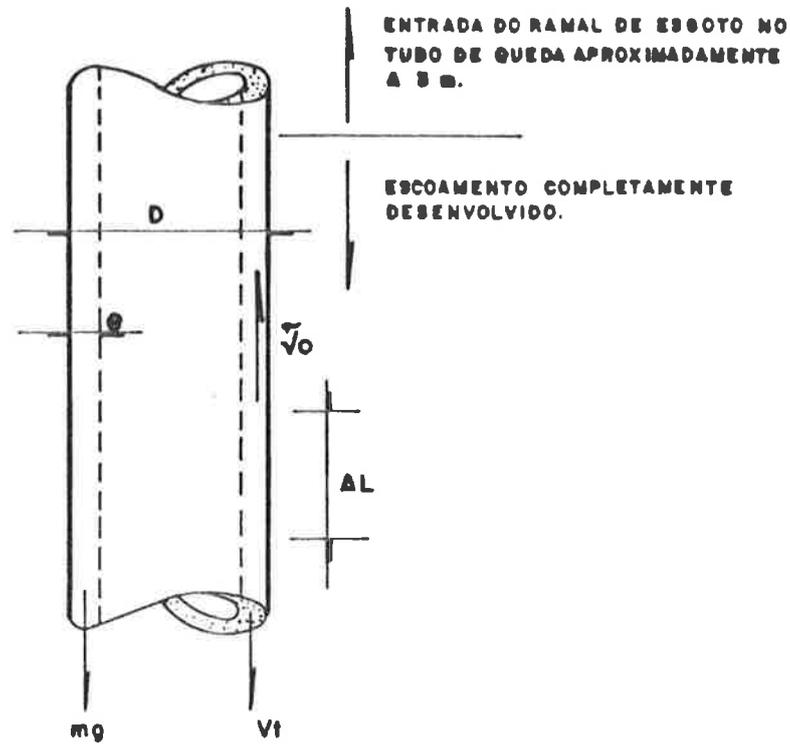


Figura 4.15 Escoamento anular completamente desenvolvido. SWAFFIELD [16], [17].

A equação de equilíbrio das forças atuantes no escoamento de um trecho ΔL , do tubo de queda da figura 4.15, pode ser expressa, desprezando-se o atrito na interface ar-água. Desta forma, tem-se:

$$\pi D \tau_0 (\Delta L) = \rho \pi D e (\Delta L) g \quad (4.81)$$

onde:

D = diâmetro do tubo de queda, m;

e = espessura do escoamento anular, m;

τ_0 = tensão de cisalhamento, Kg/m²;

ΔL = trecho do tubo de queda, m;

ρ = massa específica da água, Kg/m³;

g = aceleração gravitacional, m/s².

Simplificando a equação (4.81), tem-se:

$$\mathcal{J}_0 = \rho e g \quad (4.82)$$

A força de atrito, segundo Colebrook-White, pode ser expressa, para tubo a seção plena, através da seguinte equação:

$$\sqrt{\frac{\rho V^2}{8 \mathcal{J}_0}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71 D} + \frac{2.52}{Re} \sqrt{\frac{\rho V^2}{8 \mathcal{J}_0}} \right) \quad (4.83)$$

onde:

- V = velocidade média do escoamento, m/s;
- K = rugosidade efetiva das paredes do tubo, m;
- D = diâmetro do subcoletor, m;
- Re, ρ , \mathcal{J}_0 , definidos anteriormente.

Conforme já apresentamos no sub-item 4.3.4, a equação (4.83) pode ser aplicada a escoamento em conduto livre, com a substituição do diâmetro D pelo raio hidráulico R_H , expresso da seguinte forma:

$$R_H = D/4.$$

Tem-se que o número de Reynolds, $Re = (V D)/\nu$. Então, substituindo-se D em função de R_H , ou seja:

$$D = 4 R_H, \quad (4.84)$$

vem:

$$Re = \frac{4 V R_H}{\nu} \quad (4.85)$$

Substituindo-se (4.84) e (4.85) em (4.83), vem:

$$\sqrt{\frac{\rho V^2}{8 \mathcal{J}_0}} = -2 \log \left(\frac{k}{14.8 R_H} + \frac{2.52 \nu}{4 V R_H} \sqrt{\frac{\rho V^2}{8 \mathcal{J}_0}} \right) \quad (4.86)$$

Para a condição de escoamento anular em tubo de queda, foi mostrado que:

$$\mathcal{J}_0 = \rho e g,$$

sabe-se, também, que para $e \ll D$, temos:

$$R_H = \frac{\pi D e}{\pi D} = e \quad (4.87)$$

Para este caso, a vazão Q , é dada por:

$$Q = \pi D e V,$$

então, a velocidade média do escoamento é:

$$V = \frac{Q}{\pi D e} \quad (4.88)$$

onde V , e , Q , e D , definidos anteriormente.

Desta forma, substituindo-se (4.82), (4.87) e (4.88) em (4.86), tem-se:

$$\frac{Q}{4 \pi D e} \sqrt{\frac{1}{2 g e}} = -\log \left(\frac{k}{14.8 e} + \frac{0.314 \nu}{e} \sqrt{\frac{1}{2 g e}} \right) \quad (4.89)$$

Esta expressão fornece "e", para uma dada vazão Q, e portanto, a velocidade média V, do escoamento anular.

A energia cinética, em um escoamento anular, na parte final do tubo de queda, é dada por:

$$E_c = \frac{V^2}{2g}, \text{ sendo } V = V_t$$

As expressões acima só se aplicam a escoamento completamente desenvolvido. Trabalhos realizados por Wyly e Eaton, apud Swaffield [17], mostram que o comprimento do tubo de queda necessário para atingir esta condição é, em muitos casos, inferior a 3m, ou seja, aproximadamente um pé direito de edifício residencial. Portanto, em tais casos, o resultado acima pode ser aplicado.

A influência da rugosidade das paredes do tubo de queda na tensão de cisalhamento τ_0 , para uma dada vazão Q, é fornecida a partir das expressões (4.89) e (4.82), ou seja: através da expressão (4.89), determina-se a espessura anular "e" para uma dada vazão, Q, e então, aplicando-se o resultado em (4.82), obtém-se o valor de τ_0 .

A vazão do tubo de queda varia com o tempo, em função da descarga proveniente do ramal de esgoto, conforme mostra a figura 4.16. Para a análise baseada nos pequenos intervalos de tempo assume-se que a vazão seja composta de um número infinito de seções de escoamento completamente desenvolvido, permitindo desta forma, a obtenção das curvas espessura anular x tempo e energia x tempo.

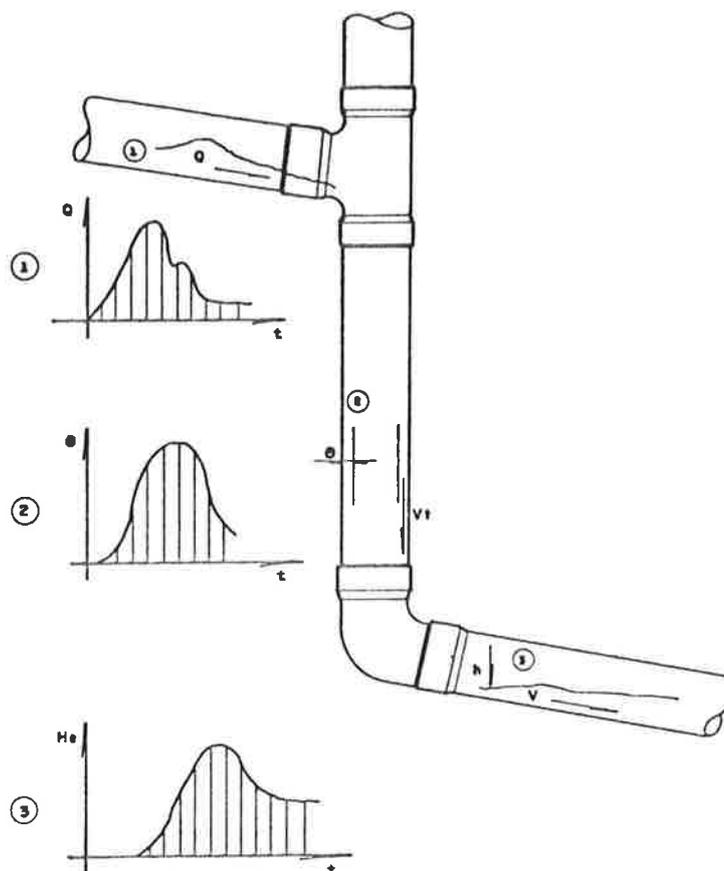


Figura 4.16 Curva de Vazão de descarga x Tempo para um tubo de queda com as respectivas curvas de Espessura anular x Tempo e Energia x Tempo. SWAFFIELD [17].

A curva do escoamento final, na ligação tubo de queda/subcoletor, pode ser determinada após a obtenção dos coeficientes de perda da conexão de ligação dos dois componentes, com o desenvolvimento da condição de contorno a montante do subcoletor.

4.4.1.1 Determinação do Coeficiente de Perda de Carga na Entrada do Subcoletor

Assume-se no escoamento anular que o incremento de energia específica, h_e , ao longo das "linhas de fluxo", seja representado pela energia cinética na condição de velocidade terminal.

A dissipação de energia verificada na curva de ligação do tubo de queda com o subcoletor é resultante da turbulência, ocasionada pela mudança de direção do escoamento da vertical para horizontal.

A equação para o incremento de energia específica é expressa da seguinte forma:

$$h_e = \frac{V_t^2}{2g} \left(\text{sen}^2 \frac{\theta}{2} \right) \quad (4.90)$$

onde:

V_t = velocidade média anular terminal, m/s.

Analisando-se a equação (4.90), tem-se as seguintes condições:

$\theta = 0$, indica que o escoamento perde todo o seu conteúdo de energia e somente acrescenta massa na entrada do subcoletor;

$\theta = \pi$, indica que a energia total do escoamento é conservada.

Então, a relação para a quantidade de energia específica da massa do escoamento anular pode ser obtida da seguinte maneira:

$$\int_0^{2\pi} h_e \left(\frac{D}{2} - e \right) e \, d\theta = H_a \frac{\pi}{4} [D^2 - (D - 2e)^2] \quad (4.91)$$

onde:

h_e = incremento de energia específica;

H_a = energia específica anular;

D e " e ", definidos anteriormente.

Swaffield [16], [17], comenta que o termo $D/2 - e$, da equação (4.91), inclui outras perdas para o escoamento anular, além das obtidas pelo contato com as paredes do tubo e que o uso do termo $(D - e)/2$, para o cálculo da área da seção transversal média conduz a uma perda constante de 50% de energia.

Substituindo-se a expressão (4.90) em (4.91), tem-se:

$$Ha = \frac{D/2 - e}{D - e} \frac{Vt^2}{2g}, \quad (4.92)$$

sendo $k = (D/2 - e)/(D - e)$.

Para $e \ll D$, tem-se que $Ha = \frac{1}{2} \frac{Vt^2}{2g}$

Este modelo não se aplica a escoamento a seção plena, ou seja, $e \rightarrow D/2$, devido ao fato das perdas nas curvas (mudanças de direção) no caso de escoamento a seção plena, não serem influenciadas pelo fenômeno da turbulência.

A tabela 4.1 apresenta alguns valores do fator k , obtidos de ensaios realizados por Swaffield et alii [16], [17].

Tabela 4.1 Valores do fator k para tubo com D = 100mm. SWAFFIELD [17].

Diâmetro do Tubo (mm)	Espessura Anular (mm)	Fator k (D/2 - e)(D - e)
100	25.0	0.33
	12.5	0.43
	2.5	0.49

Os valores de espessura anular, medidos através de ensaios, são difíceis de serem obtidos, entretanto, são na maioria, menores que 20% do diâmetro e são função da vazão, do diâmetro e da rugosidade do tubo de queda.

Para "e", de pequeno valor, em relação a D, tem-se:

$$(D/2 - e)/(D - e) \rightarrow 0.5,$$

ou seja, $k = 0.5$, é um valor que pode ser utilizado para uma estimativa do coeficiente de perda de energia.

Determinado então, um coeficiente de perda de carga adequado, a energia cinética do escoamento disponível na entrada do subcoletor é considerada igual à energia específica do escoamento anular do tubo de queda. Desta forma, tem-se:

$$E_c = k \frac{V_t^2}{2g} = h + \frac{V^2}{2g} \quad (4.93)$$

Da expressão (4.88), vem:

$$V_t = \frac{Q}{\pi D e},$$

a qual substituída em (4.93), tem-se:

$$k \frac{Q^2}{2g(\pi D e)^2} = h + \frac{V^2}{2g},$$

sendo, $k = f(e, D)$ e $0 < k < 1$

$$V = Q(t)/A(h)$$

então, a profundidade limite do escoamento a montante é dada por:

$$h = k \frac{Q^2}{2g(\pi D e)^2} - \frac{V^2}{2g}, \quad (4.94)$$

onde:

h = profundidade do escoamento no subcoletor, m;

k , Q , V , " e ", g e D , definidos anteriormente.

A figura 4.17, mostra as condições para a obtenção da perda de energia na entrada do subcoletor.

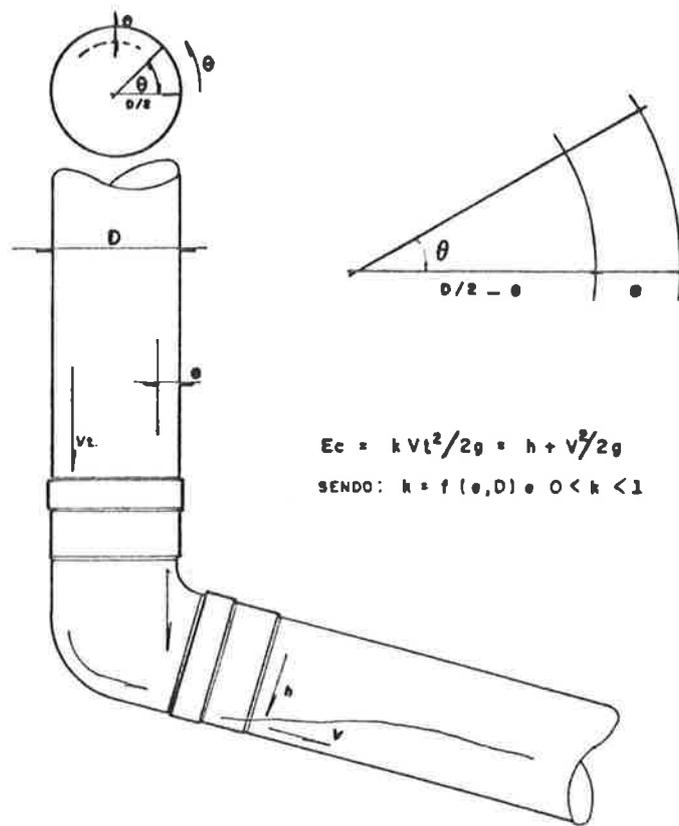


Figura 4.17 Contorno a montante reproduzido por uma equação de energia na entrada do subcoletor. SWAFFIELD [17].

A profundidade limite, a jusante, pode ser considerada como a profundidade normal do escoamento, h_n , na distância a jusante a ser determinada a partir da expressão (4.73), que aqui reescrevemos:

$$L = \int_{h_0}^{h_1} \frac{1 - Q^2 T / (g A^3)}{Q + \sqrt{32g K_H S_0} \quad A \log \left(\frac{K}{14.8 R_H} + \frac{2.52 v}{R_H \sqrt{128g R_H S_0}} \right)} dh$$

Como o escoamento é supercrítico, a profundidade pode crescer gradualmente para este valor sem nenhuma descontinuidade, tal como um ressalto hidráulico.

O critério de escolha dos valores de dh na integração numérica baseia-se na diferença entre a profundidade de controle h_0 e a profundidade requerida a jusante, h_n . Segundo Swaffield [17], um intervalo razoável de integração é dado por:

$$dh = (h_n - h_0)/30$$

Uma vez que a profundidade atinge h_n , o trecho da curva, a jusante, é considerado com profundidade constante.

Para tubos de pequenos comprimentos, ou para escoamentos iniciais com grande quantidade de energia, poderá ocorrer que a profundidade h_n não seja alcançada no comprimento disponível do tubo. Neste caso, o processo de integração é finalizado quando $\Sigma \Delta L$ é maior do que o comprimento do tubo, ou seja, $\Sigma \Delta L < L$.

Conforme apresentamos, o valor da velocidade terminal no tubo de queda é de grande importância na determinação desta condição de contorno. Cuomo et alii [32], apresentam os últimos resultados de investigações modelísticas e analíticas, relativas ao arrastamento de ar induzido pelo escoamento livre de água num poço vertical.

Apresentaremos a seguir o resumo das condições de contorno, desenvolvidas por Swaffield et alii [15], [18], [34], [35], [36], [37], as quais são utilizadas no programa por ele desenvolvido, [8].

4.4.2 Resumo de Equações e Condições de Contorno Típicas dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários

4.4.2.1 Tubo de Queda para o Subcoletor

A energia cinética (E_c) em 1, vezes um coeficiente de perda de carga adequado = energia específica em 2, conforme ilustra a figura 4.18.

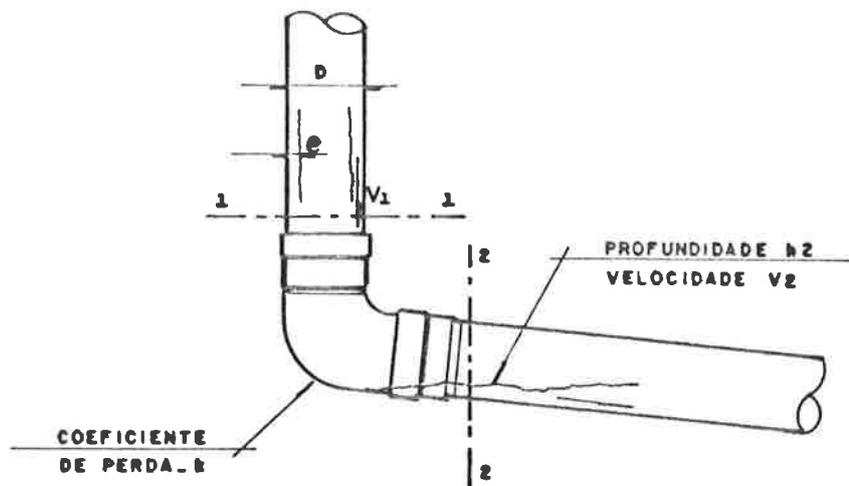


Figura 4.18 Mudança do escoamento do tubo de queda para o subcoletor. SWAFFIELD [15], [18].

Considerar $Q = f(t)$, conhecido no tubo de queda, portanto, calcular a espessura anular terminal "e" como $f(t)$, V_t como $f(t)$ e E_c como $f(t)$.

Determinar e, a partir da equação de Colebrook-White:

$$\frac{Q}{4\pi D e} \sqrt{\frac{1}{2ge}} = -\log \left(\frac{k}{14.8 e} + \frac{0.314}{e} \sqrt{\frac{1}{2ge}} \right)$$

Portanto, $V_t = Q/\pi D e$ e $E_c = k V_t^2/2g$ em cada intervalo de tempo.

Resolver para h_2 em cada intervalo de tempo da seguinte maneira:

$$k \frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + h_2,$$

onde, $V_2 = \frac{Q(t)}{A(h_2)}$.

4.4.2.2 Tanque de Descarga

Considerar $Q = f(t)$ do tanque de descarga, conforme ilustra a figura 4.19.

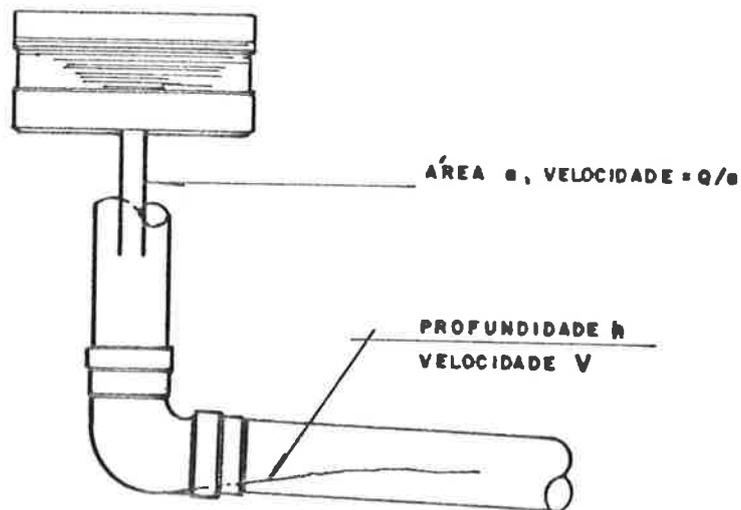


Figura 4.19 Parâmetros para determinação de $Q = f(t)$ do tanque de descarga. SWAFFIELD [15], [18].

Calcular E_c no tubo de descarga a partir da seguinte equação:

$$E_c = \frac{Q^2}{2 g a^2}$$

Igualar à energia específica $h + V^2/2g$, na entrada do subcoletor,

$$\frac{Q^2}{2 g a^2} = \frac{Q^2}{2 g a^2} + h$$

e resolver para h em cada intervalo de tempo.

4.4.2.3 Descarga de Vaso Sanitário

As condições de escoamento em A, conforme ilustra a figura 4.20, são fornecidas pela curva de vazão de descarga do vaso sanitário, $Q = f(t)$, e $E_c = f(t)$ com base no diâmetro do tubo de descarga de $d = 45.72\text{mm}$. O desenvolvimento desta condição de contorno é idêntico ao anterior.

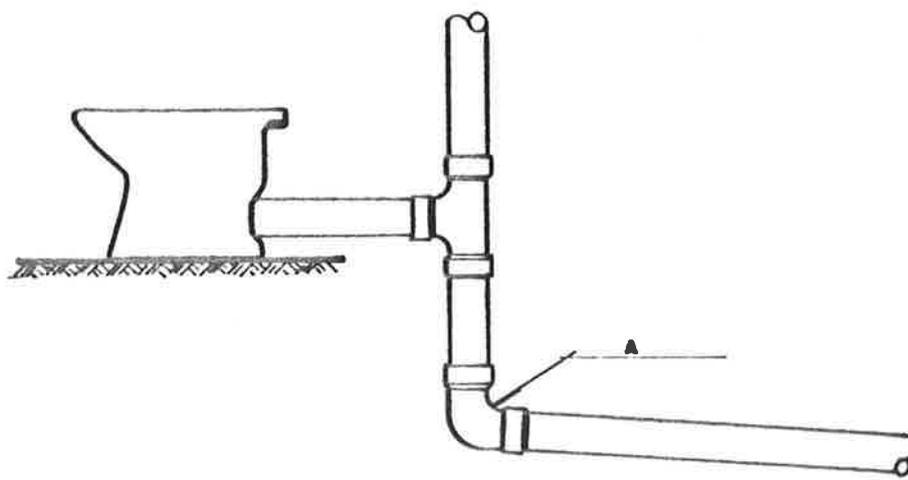


Figura 4.20 Descarga de vaso sanitário. SWAFFIELD [15], [18].

4.4.2.4 Entrada do Escoamento de uma Junção Horizontal

A profundidade do escoamento, h , na junção é a mesma na saída de todos os ramais. A restrição do escoamento na junção impõe as condições de escoamento subcrítico a montante. Para retornar ao escoamento supercrítico a jusante, o escoamento combinado passa através da profundidade crítica adequada, imediatamente a jusante da junção, conforme ilustra a figura 4.21.

Se Q_j é o escoamento combinado em qualquer intervalo de tempo, h_c é dado por $f(h_c) = 0 = 1 - \Sigma Q_j^2 T_c / g A_c^3$.

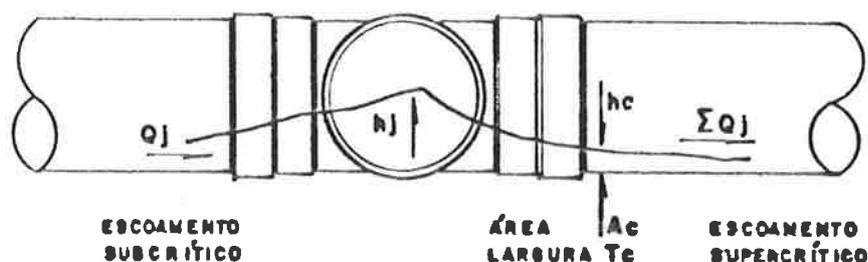


Figura 4.21 Entrada do escoamento a partir de uma junção horizontal. SWAFFIELD [15], [18].

4.4.2.5 Entrada do Escoamento em Tubo de Queda de Laboratório

Considerar $Q = f(t)$, conhecido e que $h = f(Q)$ seja pré-calibrado com escoamento permanente, conforme ilustra a figura 4.22. Portanto, h pode ser calculado em cada intervalo de tempo.

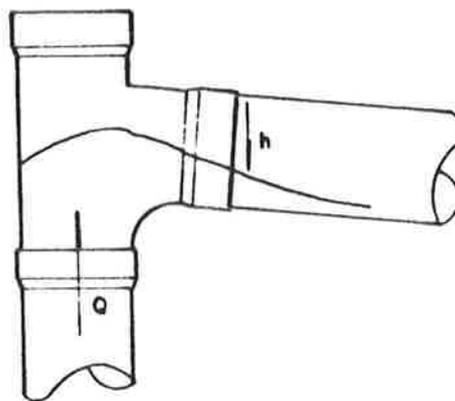


Figura 4.22 Escoamento em tubo de queda de laboratório. SWAFFIELD [15], [18].

Alternativamente, h pode ser considerado com valores críticos ou normais, dependentes de Q :

$$f(h_n) = 0 = 1 - nQ / (A R_h^{2/3} S_o^{1/2})$$

$$f(h_c) = 0 = 1 - Q^2 T / g A^3$$

4.4.2.6 Saída de uma Junção Horizontal

A profundidade h_j em uma junção depende da combinação do escoamento proveniente dos dois ramos, conforme ilustra a figura 4.23.

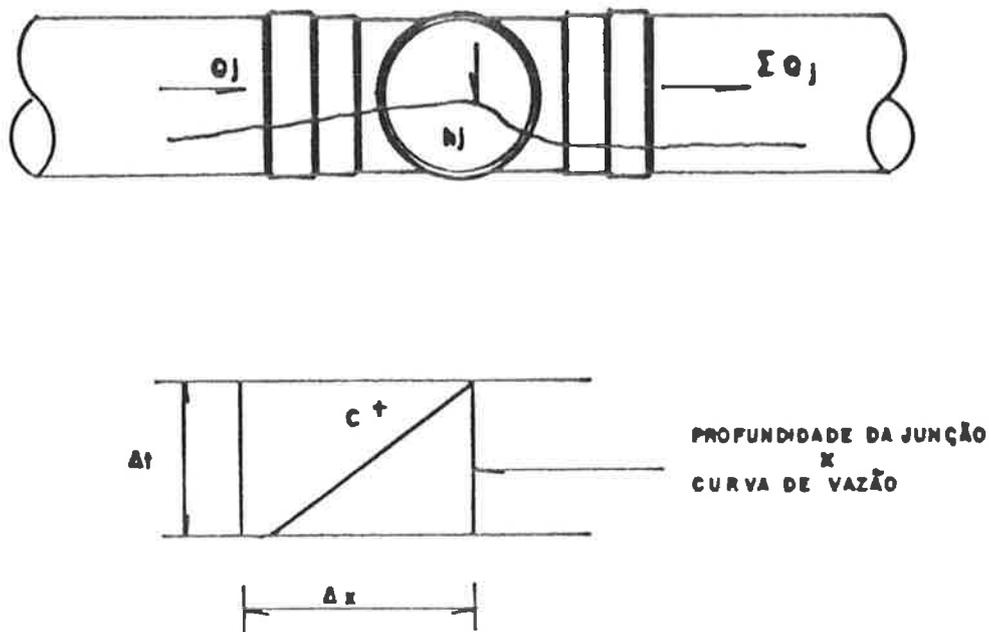


Figura 4.23 Saída de uma junção horizontal. SWAFFIELD [15], [18].

A calibração do escoamento permanente fornece $h_j = a \Sigma Q_j^b$. O escoamento a montante é subcrítico forçado pela junção. A profundidade na saída de cada ramal é dada pela solução de cada equação característica C^+ com $h_j = a \Sigma Q_j^b$, onde $\Sigma Q_j = \Sigma V_j A_j$, $A_j = f(h_j)$, sendo que a e b são constantes empíricas.

4.4.2.7 Saída do Escoamento para um Tubo de Queda

O escoamento é "inesperadamente" supercrítico na presença de um tubo de queda. Resolver para profundidade e velocidade na saída do tubo, a partir das equações características C^+ , C^- para o Δx no final do tubo, conforme ilustra a figura 4.24.

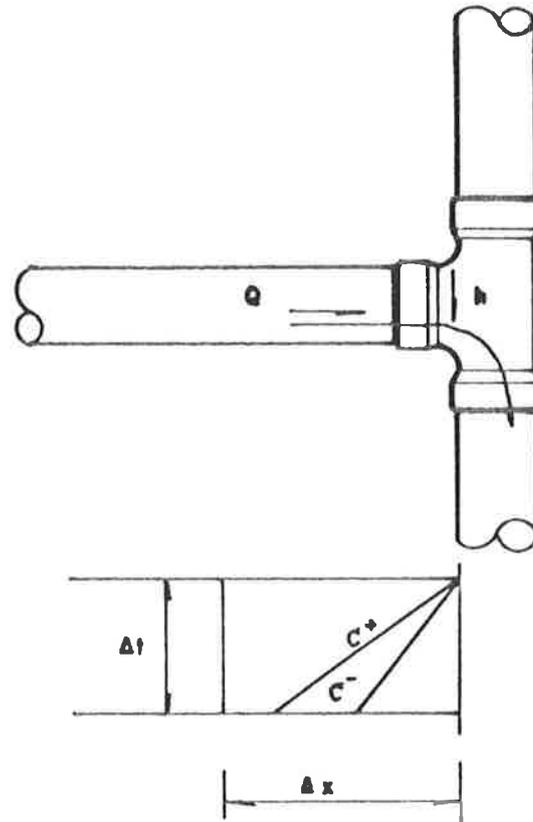


Figura 4.24 Saída do escoamento para um tubo de queda. SWAFFIELD [15], [18].

4.4.2.8 Ressalto Hidráulico

O escoamento supercrítico ao aproximar-se de uma junção torna-se subcrítico, através do mecanismo de um ressalto hidráulico. A posição relativa do ressalto em uma junção depende das características geométricas da junção, da declividade do tubo e da vazão do escoamento. O movimento do ressalto hidráulico a montante e a jusante depende das condições de escoamento, conforme mostra a figura 4.25.

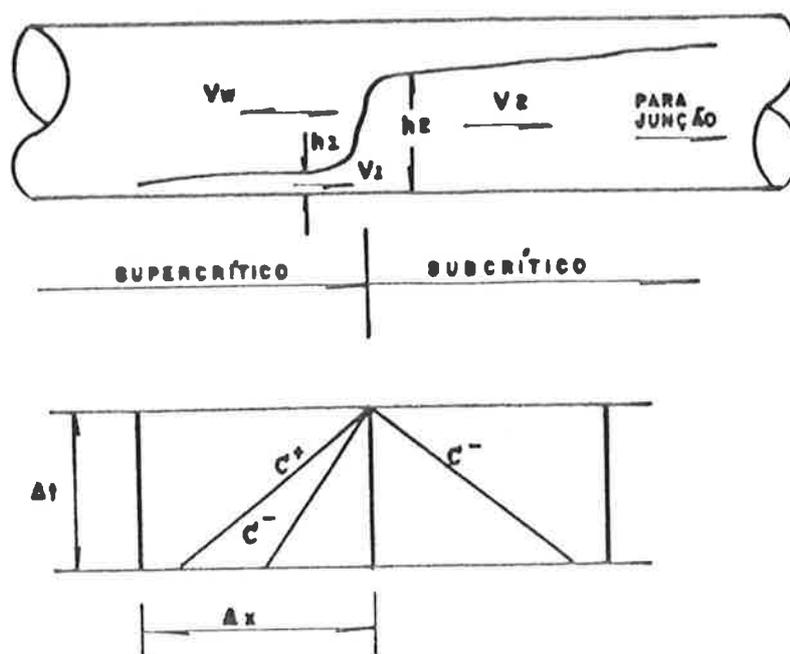


Figura 4.25 Ressalto hidráulico. SWAFFIELD [15], [18].

As incógnitas do ressalto incluindo a velocidade da onda, a velocidade do ressalto hidráulico, a partir das equações características C^+ e C^- , e as equações da continuidade e quantidade de movimento:

$$(V_1 - V_w) A_1 = (V_2 - V_w) A_2$$

$$\rho g (A_1 \bar{h}_1 - A_2 \bar{h}_2) = \rho A_2 (V_2 - V_w)^2 - \rho A_1 (V_1 - V_w)^2,$$

onde \bar{h} é a altura do centro de gravidade.

4.4.2.8 Movimento de Sólido

Esta condição de contorno é similar à do ressalto hidráulico, ou seja, cinco incógnitas, incluindo a velocidade do sólido V_s ,

resolvidas através das características C^+ , C^- mais a equação da continuidade,

$$A_1(V_1 - V_s) = A_2(V_2 - V_s),$$

na relação de vazão,

$$Q = f(V_1, V_s, \text{diâmetro do sólido, diâmetro do tubo}),$$

e na equação de força,

Empuxo - forças de atrito + componente da força peso = dV_s/dt (Lei do movimento de Newton). As forças atuantes estão ilustradas na figura 4.26.

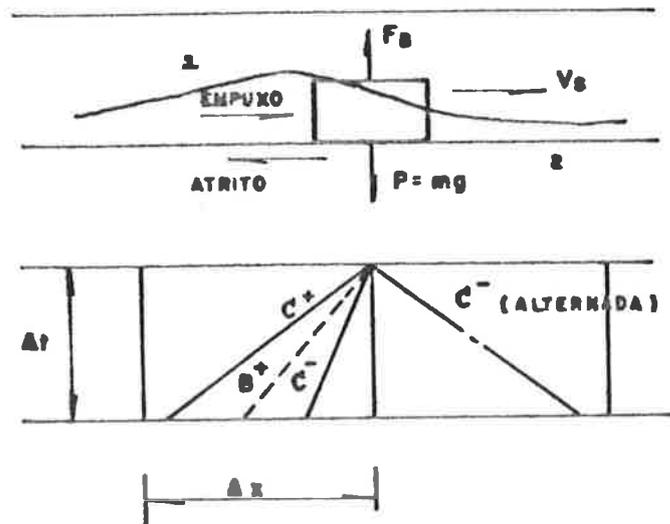


Figura 4.26 Movimento de sólido. SWAFFIELD [15], [18].

A solução com a equação subcrítica a montante C^+ , devido a região subcrítica forçada a montante, fornece h_j e V_m . Note que a relação praticamente não depende do diâmetro do ramal, o qual é governado somente pela combinação relativa dos escoamentos.

4.4.2.11 Mudança de Diâmetro

Segundo Swaffield [18], [34], as mudanças no diâmetro do tubo, conforme ilustra a figura 4.28, parecem não produzir uma região subcrítica a montante. Desta forma, pode-se considerar para a saída a montante a condição de uma descarga livre supercrítica, conforme sub-item 4.4.2.7, e para a entrada a jusante considerar as condições críticas do sub-item 4.4.2.5.

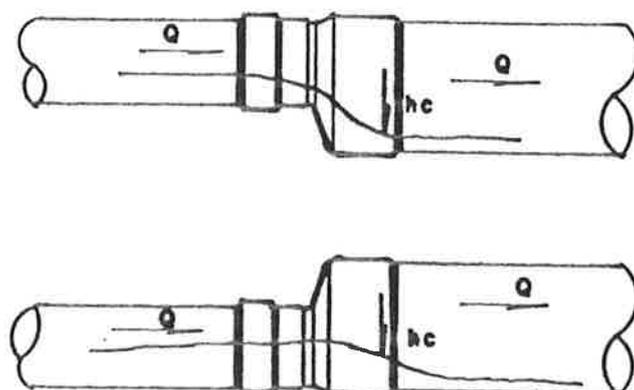


Figura 4.28 Mudança de diâmetro. SWAFFIELD [15], [18].

4.4.2.12 Nós Internos

Os nós internos são resolvidos pela aplicação das equações C^+ e C^- disponíveis. Para escoamento subcrítico, estas características permanecem nos dois lados do nó considerado. Para o escoamento

supercrítico, ambas permanecem a montante, como mostrado na figura 4.28.

A combinação no tratamento dos nós internos com as condições de contorno apresentadas nos sub-itens 4.4.2.1 a 4.4.2.11, permite a simulação da rede.

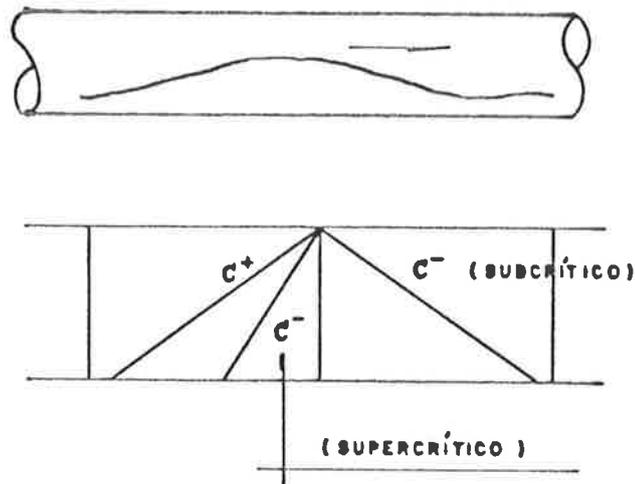


Figura 4.29 Nós internos. SWAFFIELD [15], [18].

Estas são as condições de contorno típicas para um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários de Edifícios Residenciais, desenvolvidas e testadas em laboratório por Swaffield e Galwin, [15].

No próximo capítulo, apresentaremos os resultados de simulações realizadas para algumas configurações usuais dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários de Edifícios Residenciais.

5 - APLICAÇÃO DE PROGRAMA PARA ANÁLISE DO ESCOAMENTO NÃO PERMANENTE - ESTUDO DE CASOS

Conforme apresentamos no capítulo 4, a aplicação da teoria do escoamento não permanente, para a determinação das condições de escoamento em ramais e coletores, é bastante complexa e envolve grande quantidade de passos de cálculo.

Para agilizar o processo de dimensionamento de tais componentes, Swaffield desenvolveu um programa de computador [8], que simula todo o escoamento de esgotos sanitários, no interior de um edifício. Este programa foi elaborado com base no modelo matemático apresentado no capítulo 4. Seu objetivo é possibilitar, iterativamente, a análise do escoamento não permanente verificado nos ramais e coletores dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários.

Sabe-se também que o referido programa não considera ventilação para o sistema, pois esta, ainda está em fase de pesquisa. Na proposta desta pesquisa consta, além da inclusão da propagação transitória do ar ao escoamento não permanente em condutos livres, o estudo da influência do escoamento anular dos tubos de queda nos efluentes dos ramais, [38].

Neste capítulo, apresentaremos os resultados e respectivas análises de algumas simulações realizadas com a finalidade de se obter dados técnicos, para serem utilizados no desenvolvimento de Projetos de Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários.

Nas configurações simuladas procuramos investigar pontos críticos dos ramais de descarga e de esgoto e dos subcoletores e coletores, uma vez que o programa utilizado [8] permite a escolha de seis seções a serem analisadas e fornece como resultados as vazões e as profundidades do escoamento, para estas seções, durante o tempo de simulação escolhido.

Para a entrada dos dados do programa pode-se considerar qualquer uma das duas opções para aparelhos desligados: vazão nula ou rede simplificada. Considera-se, neste trabalho, rede simplificada aquela em que os tubos com aparelhos desligados são desconsiderados. Optamos pela rede simplificada devido à redução dos dados de entrada, o que agiliza o processamento dos cálculos.

Este programa apresenta as curvas de vazão de descarga para três vasos sanitários nacionais. Após a análise de algumas simulações consideramos sob o ponto de vista de atenuação de vazões, o vaso sanitário com volume de descarga de 13 litros, representativo da condição mais desfavorável, entre os três componentes. Por esta razão, todas as configurações foram simuladas com este vaso sanitário. Esta opção baseou-se na análise, descrita abaixo.

Foram simuladas as descargas dos três aparelhos em um ramal de 100mm de diâmetro, 15m de comprimento e declividade de 2%. A atenuação da vazão foi analisada numa seção a 12.5m, em relação ao vaso sanitário. Os resultados foram os seguintes:

Componente	Atenuação da vazão de descarga
Vaso sanitário de 13 litros	10.97%
Vaso sanitário de 11.2 litros	21.92%
Vaso sanitário de 7.5 litros	40.45%

Simulamos todas as configurações utilizando tubos de PVC, com rugosidade $K = 0.015\text{mm}$, pois este material é o mais empregado na execução destes sistemas.

É costume, aqui no Brasil, a utilização da caixa sifonada para receber os efluentes de lavatórios, bidês, chuveiros e em alguns casos da banheira. Então, a fim de retratar com maior fidelidade as configurações dos banheiros brasileiros, e com isto, obter resultados mais precisos das simulações, determinamos algumas curvas de vazões de descarga para uma caixa sifonada.

5.1 Determinação da Curva de Vazão de Descarga para Caixa Sifonada

Consideramos inicialmente a descarga de somente um lavatório com capacidade de 5.8 litros e em uma segunda etapa, as descargas simultâneas de um chuveiro e um lavatório.

Foram determinadas duas curvas para cada situação, sendo a primeira, com os raios de descarga com diâmetro de 40mm e a saída da caixa sifonada de 50mm. A segunda, com os raios de descarga de 32mm e a saída da caixa sifonada com diâmetro de 40mm.

Estas curvas de vazão de descarga para a caixa sifonada, foram determinadas com o objetivo de simular a configuração 4, apresentada na figura 5.35, cuja montagem em laboratório é ilustrada na figura 5.1.

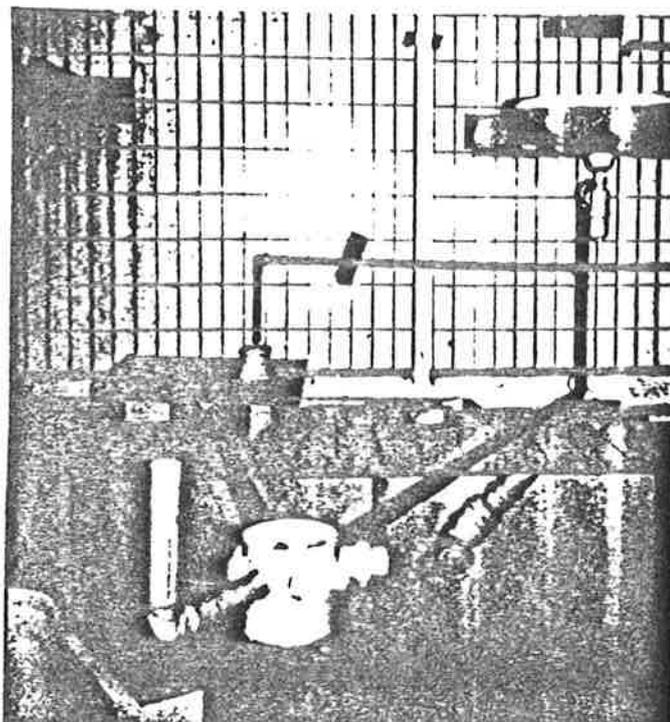


Figura 5.1 Montagem da configuração 4 em laboratório.

As características dos componentes da configuração para determinar as vazões de descarga da caixa sifonada são:

Lavatório DECA:

- Dimensões: 560mm x 420mm x 90mm;
- Válvula: 1 x 1 1/4";
- Sifão PVC tipo "garrafa" de 1 x 1 1/4";

- Ramal de descarga: . PVC;
 - . Diâmetros nominais: 40mm e 32mm;
 - . Ramal vertical: 0.4m;
 - . Ramal horizontal: 1.6m.

Chuveiro:

- Ralo sifonado PVC de 100mm x 40mm;
- Ramal de descarga : . PVC, diâmetros nominais de 40mm e 32mm;
 - . Comprimento: 1.2m.

5.1.1 Determinação da Curva de Vazão de Descarga da Caixa Sifonada com apenas o Efluente do Lavatório

O lavatório foi preenchido até ao nível máximo (extravasor) e em seguida liberada a sua descarga. O intervalo de tempo entre o início da descarga e a chegada do escoamento à caixa sifonada foi cronometrado. E em seguida, os vários intervalos de tempo para a coleta do máximo número de frascos cerca de 6 a 8, até ao final da descarga. Estes frascos foram pesados, descontadas as taras, e determinadas as vazões médias. Foram realizados cinco ensaios para a determinação de cada curva.

A curva de vazão de descarga para a caixa sifonada com entrada de 40mm e saída de 50mm com escoamento apenas do lavatório é apresentada na figura 5.2. E para a caixa sifonada com entrada de 32mm e saída de 40mm na figura 5.3.

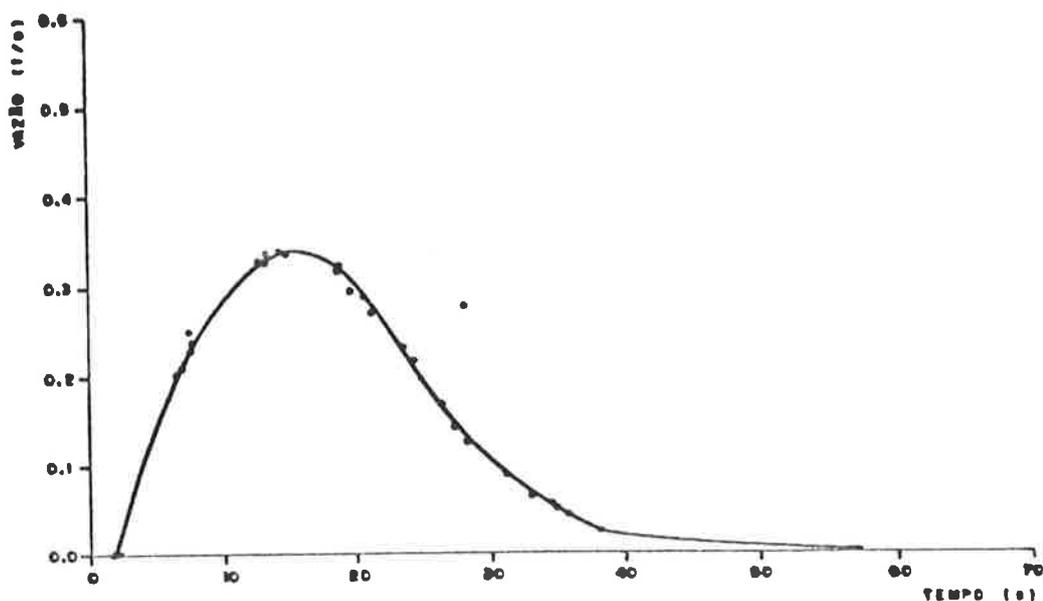


Figura 5.2 Curva de vazão de descarga da caixa sifonada de 150mm x 150mm x 50mm, considerando somente a descarga do lavatório.

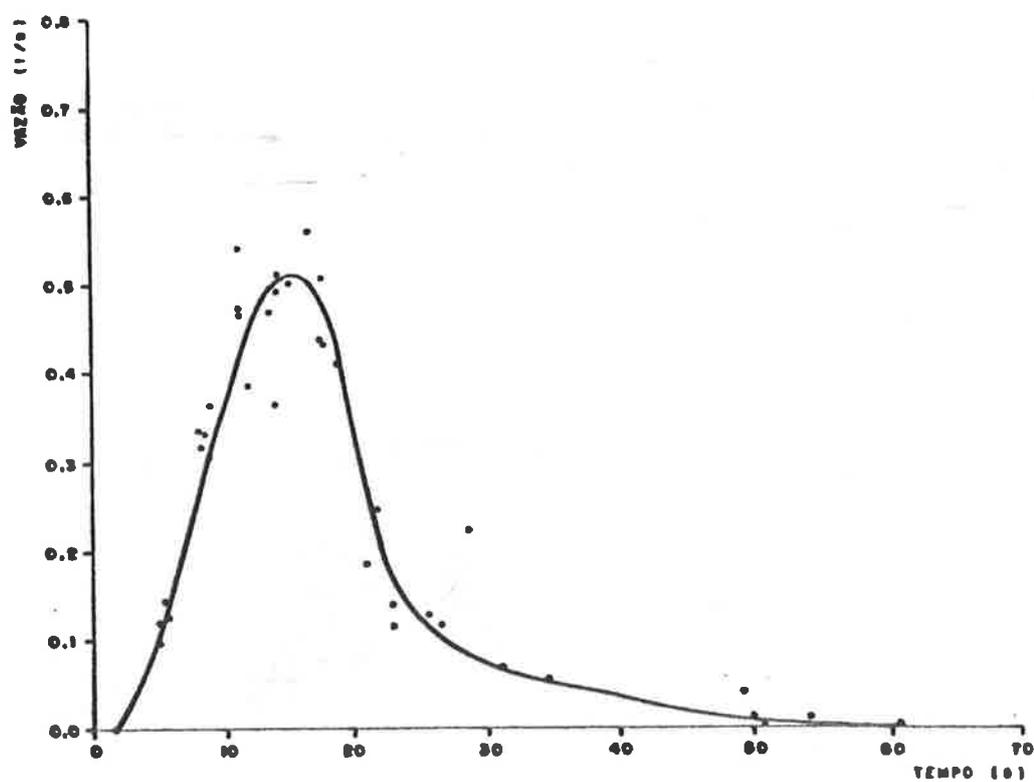


Figura 5.3 Curva de vazão de descarga da caixa sifonada de 150mm x 150mm x 40mm, considerando somente a descarga do lavatório.

5.1.2 Determinação da Curva de Vazão de Descarga da Caixa Sifonada considerando as descargas simultâneas do Chuveiro e Lavatório.

Inicialmente, a vazão do chuveiro foi calibrada, utilizando-se o método gravimétrico, a uma vazão constante de 0.2 l/s, que é a vazão de projeto, recomendada pela NBR-5626 [39].

Após a obtenção da vazão constante do chuveiro, na caixa sifonada, a descarga do lavatório, preenchido até ao nível máximo, foi liberada.

O intervalo de tempo, entre o início da descarga e a chegada do escoamento à caixa sifonada foi cronometrado; e a partir de então, os vários intervalos de tempo, para a coleta do maior número de frascos, cerca de 7 a 9, até ao final da descarga do lavatório.

O momento da descarga final do lavatório na caixa sifonada foi cronometrado, e após este tempo, foi coletado mais um frasco para conferir o valor inicial da vazão do chuveiro, ou seja, 0.2 l/s.

Todos os frascos foram pesados, descontadas as taras e determinadas as vazões médias. Aqui, também, foram realizados 5 ensaios para a determinação da curva de vazão de descarga.

A curva de vazão de descarga, para a caixa sifonada de 150mm x 150mm x 50mm, é apresentada na figura 5.4; e para a caixa sifonada de 150mm x 150mm x 40mm (entrada de 32mm e saída de 40mm), na figura 5.5.

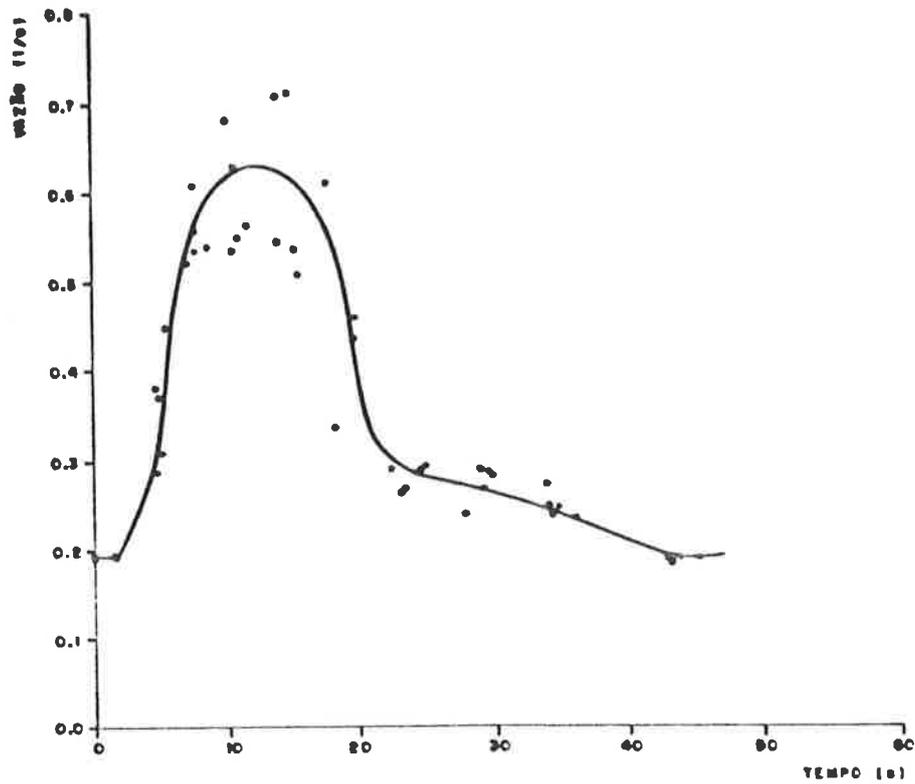


Figura 5.4 Curva de vazão de descarga da caixa sifonada de 150mm x 150mm x 50mm, considerando as descargas do chuveiro e do lavatório.

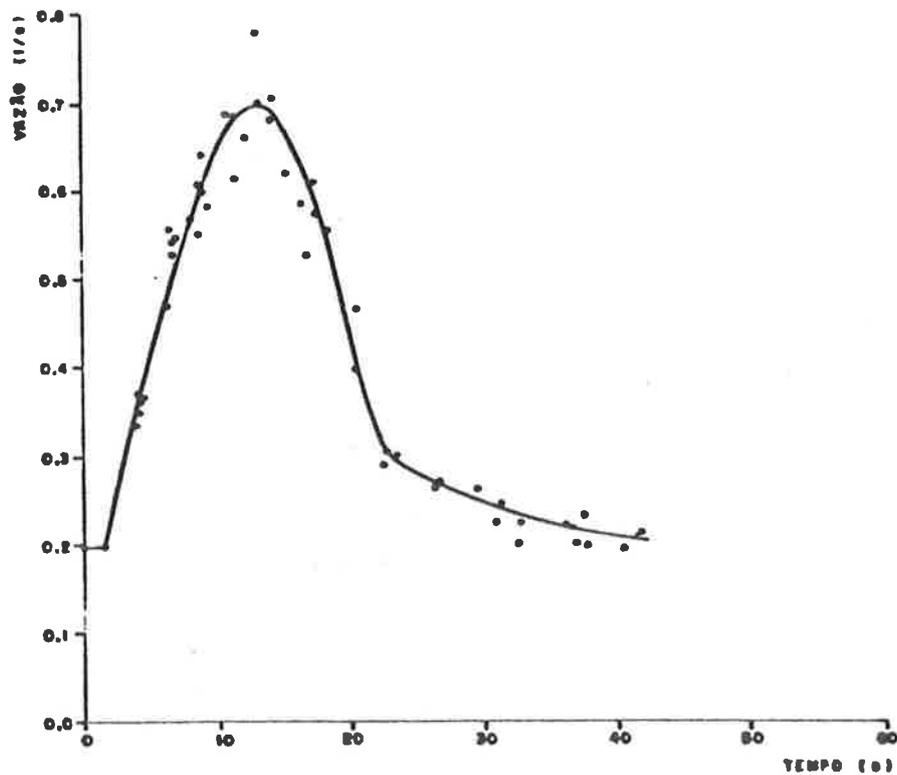


Figura 5.5 Curva de vazão de descarga da caixa sifonada com 150mm x 150mm x 40mm, considerando as descargas do chuveiro e do lavatório.

Na determinação destas curvas, foi observado que as vazões máximas, ocorreram para a caixa sifonada de 150mm x 150mm x 40mm, em substituição à tradicional de 150mm x 150mm x 50mm. Este fato, provavelmente, é devido à obstrução da passagem de ar na conexão (joelho de 90°), entre os trechos vertical e horizontal do ramal, provocando escoamento a seção plena.

Outro fato verificado, foi o transbordamento da caixa sifonada, quando das descargas simultâneas, do chuveiro e do lavatório, conforme ilustra a figura 5.6. Neste caso, a vazão máxima foi para os dois casos, superior ao valor de 0.5 l/s. Isto comprova os resultados obtidos nos ensaios realizados no IPT [43], onde a vazão máxima de utilização, para a caixa sifonada de 150mm x 150mm x 50mm, foi sugerida com o valor de 0.5 l/s.

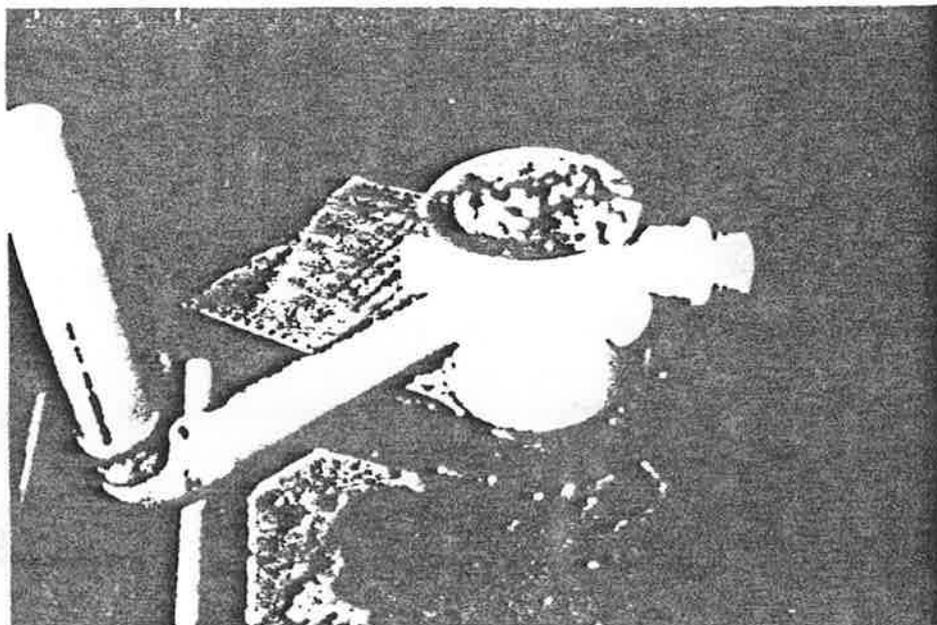


Figura 5.6 Transbordamento da caixa sifonada para descargas simultâneas do chuveiro e do lavatório.

Em todas as simulações realizadas e apresentadas nos itens 5.2 e 5.3, utilizamos estas curvas de vazão de descarga.

5.2 Atenuação de Ondas

Investigamos a influência da declividade e do diâmetro na atenuação das ondas, para o escoamento da descarga de um vaso sanitário. As simulações foram feitas para ramais e coletores.

5.2.1 Configuração 1

Simulamos a descarga do vaso sanitário, com caixa acoplada de 13 litros, em um ramal de 15m de comprimento e diâmetros de 75mm e 100mm. A configuração foi simulada para as seguintes declividades: 0.5%, 2%, 4%, 8% e 10%. As seções escolhidas, em relação ao vaso sanitário são: 0m, 1m, 2m, 6m, 12m e 15m, enumeradas respectivamente, conforme ilustra a figura 5.7.

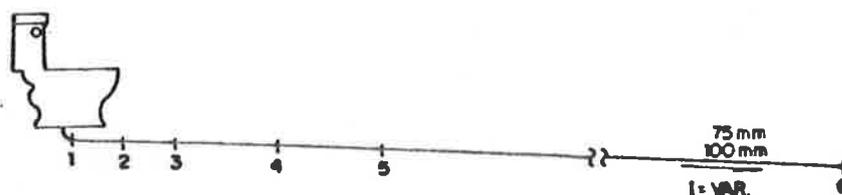


Figura 5.7 Configuração 1 - vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros, para análise da atenuação de vazões no ramal de descarga.

Os resultados para o diâmetro de 100mm e declividades de 0.5% e 4% são ilustrados nas figuras 5.8 a 5.11. Eles mostram que, ao contrário

do que esperávamos a partir de uma certa declividade, neste caso 4%, não ocorre atenuação e sim empolamento, ou seja, o aumento crescente da vazão, conforme explicado no sub-item 4.1.2.1.

Observa-se através dos resultados, ilustrados na figura 5.10, a ocorrência de empolamento, aproximadamente 30%, para a declividade de 4%. Os resultados para as declividades de 2% e 10% estão ilustrados nas figuras II.1 a II.4 do ANEXO II.

A atenuação da altura da lâmina d'água se mostra de forma desordenada para os dois diâmetros investigados, conforme mostram as figuras 5.9 e 5.11.

Através destes resultados, observa-se que a atenuação das vazões é crescente com a redução da declividade, de acordo com o gráfico elaborado por Swaffield [4], e apresentado na figura 4.4. Conforme ilustra a figura 5.6, a atenuação da vazão para o ranal de descarga de 0.5% é de 71%.

Estes resultados, também, estão apresentados nas tabelas 5.1 e 5.2, do item 5.4.

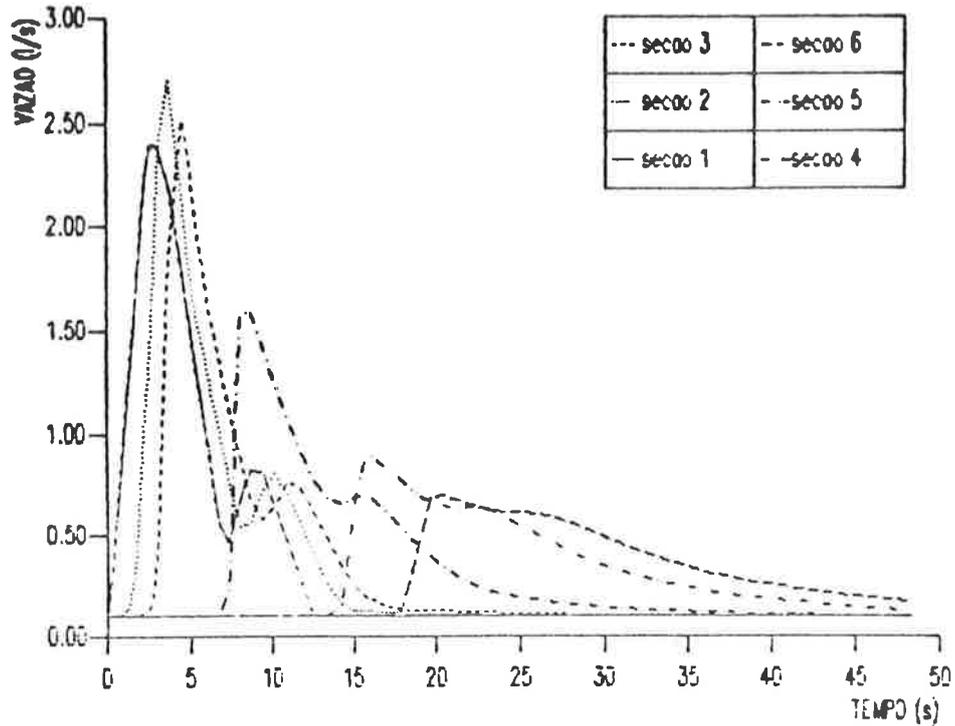


Figura 5.8 Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%.

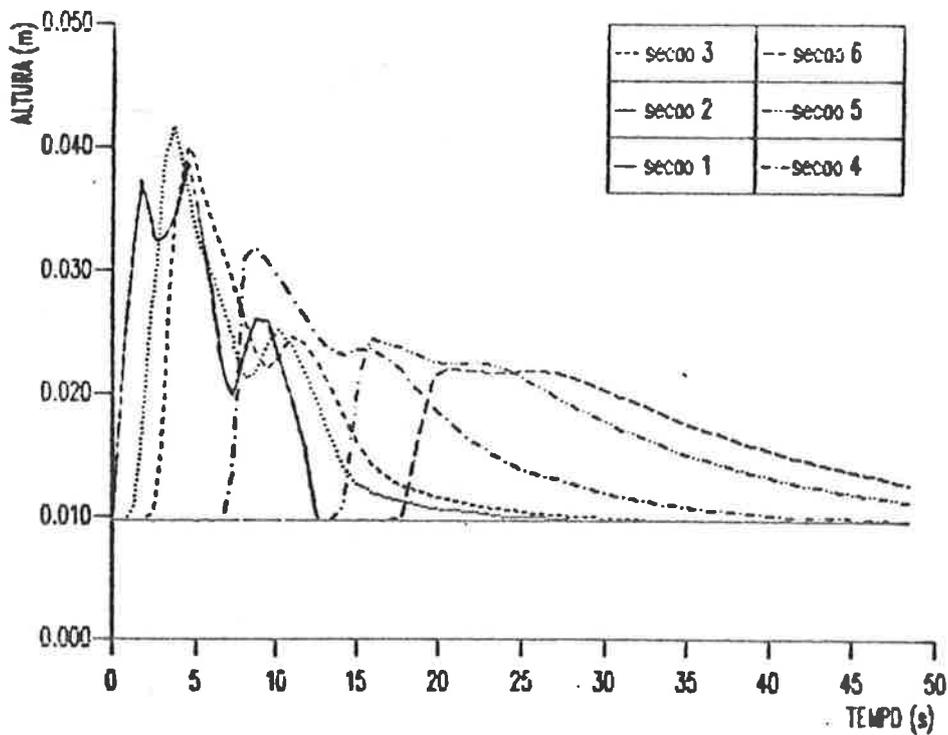


Figura 5.9 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%.

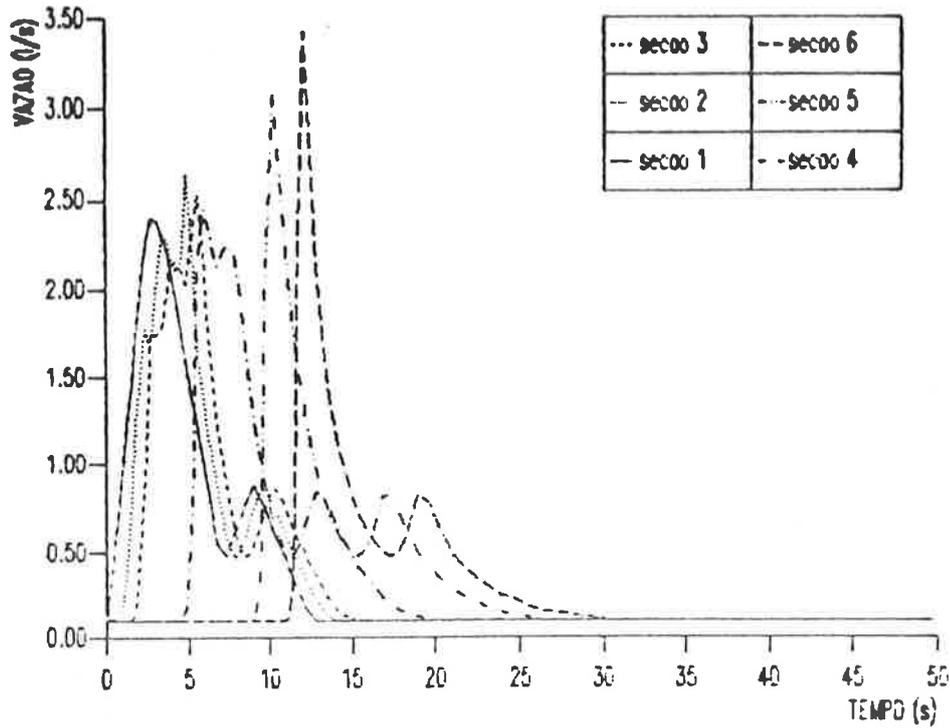


Figura 5.10 Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 4%.

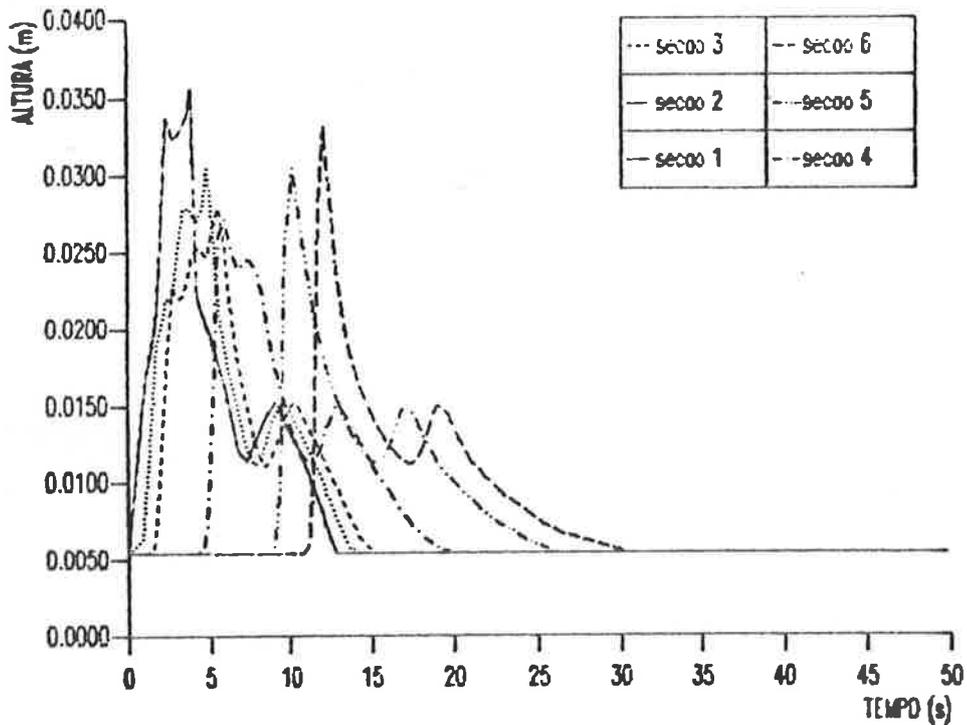


Figura 5.11 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 4%.

5.2.2 Configuração 2

Verificamos, também, a atenuação das vazões para a descarga do mesmo vaso sanitário da Configuração 1, ou seja, com caixa de descarga de 13 litros, em um subcoletor de 10m de comprimento. Esta análise é feita para o mesmo sistema, porém, variando os diâmetros, conforme ilustra a figura 5.12.

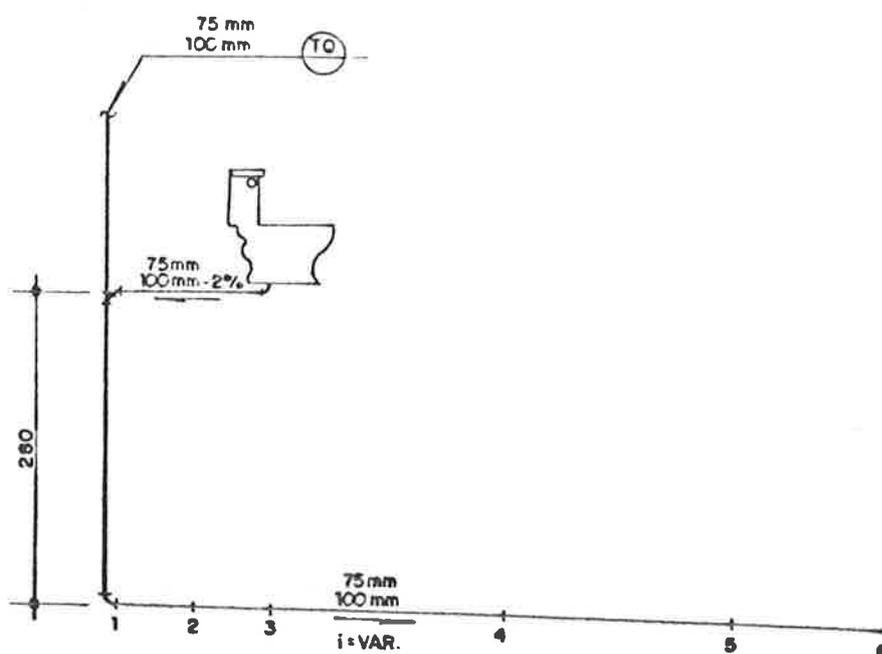


Figura 5.12 Configuração 2 - 1 Vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros, para análise da atenuação de ondas no subcoletor.

Iniciamos o estudo da configuração simulando o sistema com diâmetro de 100mm para o ramal de descarga, tubo de queda e subcoletor. A declividade do subcoletor tem as seguintes variações: 0.5%, 2%, 4%, 6% e 10%.

Em seguida, o sistema é simulado tendo ramal de descarga, tubo de queda e subcoletor com diâmetro de 75mm. A declividade do subcoletor é considerada de 2% e 4% e a declividade do ramal de descarga é de 2%, para os dois diâmetros.

As posições das seções em relação ao vaso sanitário são: 0m, 0.2m, 0.6m, 0.8m e 1m. As seções analisadas no subcoletor, em relação ao tubo de queda, são: 0m, 1m, 2m, 5m, 8m e 10m, conforme ilustra a figura 5.12.

Os resultados obtidos, tendo-se em vista a análise da atenuação de vazões, são semelhantes aos da Configuração 1, conforme ilustram as figuras 5.13 a 5.16, porém observa-se que o empolamento no subcoletor requer maiores declividades. Isto, confirma-se através dos resultados, onde o empolamento para a declividade de 10% é apenas de 24.3%, ou seja, aproximadamente 35% do valor que se obtém para o ramal de descarga com a mesma declividade da Configuração 1. Os resultados para as outras declividades e diâmetro de 75mm estão ilustrados nas figuras II.5 a II.14, do ANEXO II.

No caso do sistema com ramal de descarga, tubo de queda e subcoletor de 75mm, observa-se o mesmo comportamento, conforme mostram as figuras II.11 a II.14, ilustradas no ANEXO II. De acordo com os resultados obtidos para o diâmetro de 100mm, espera-se também, a ocorrência de empolamento para o subcoletor de 75mm com declividades maiores.

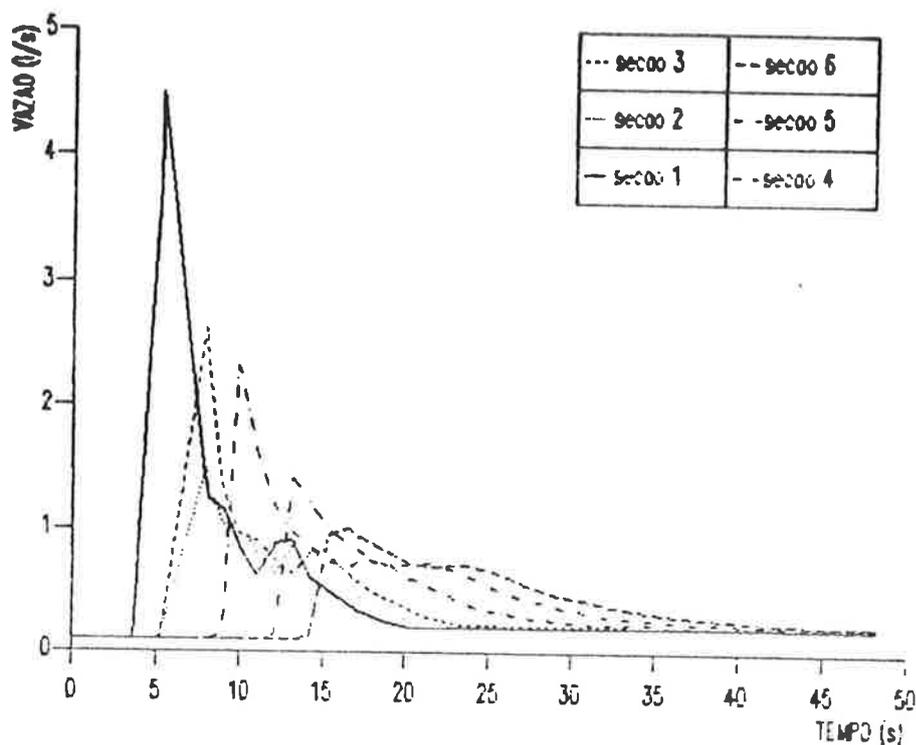


Figura 5.13 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%.

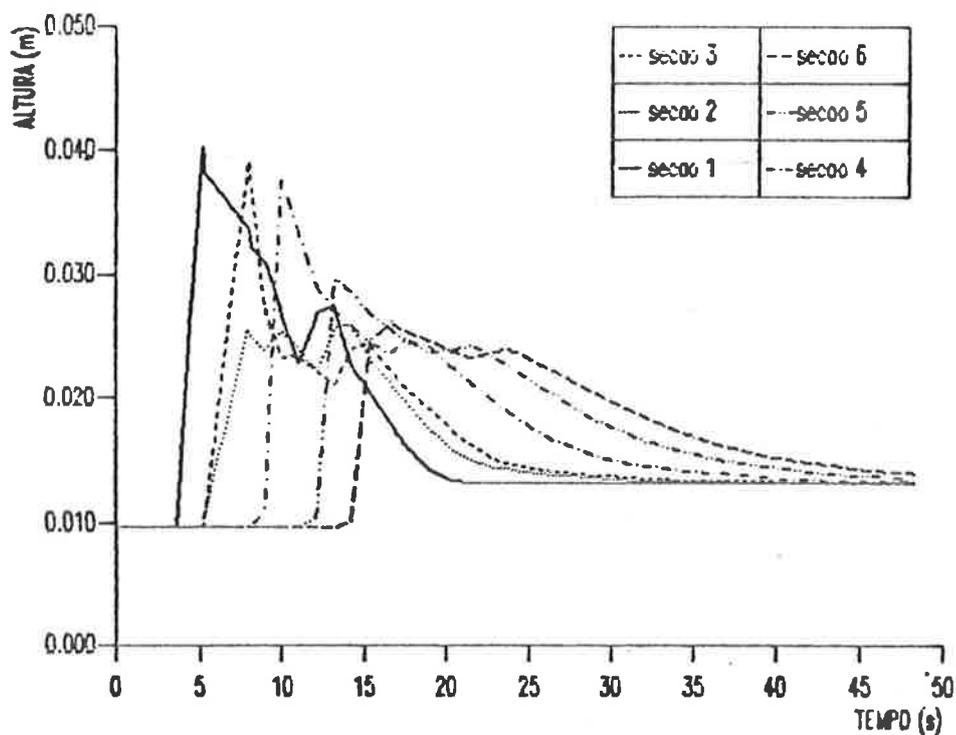


Figura 5.14 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 0.5%.

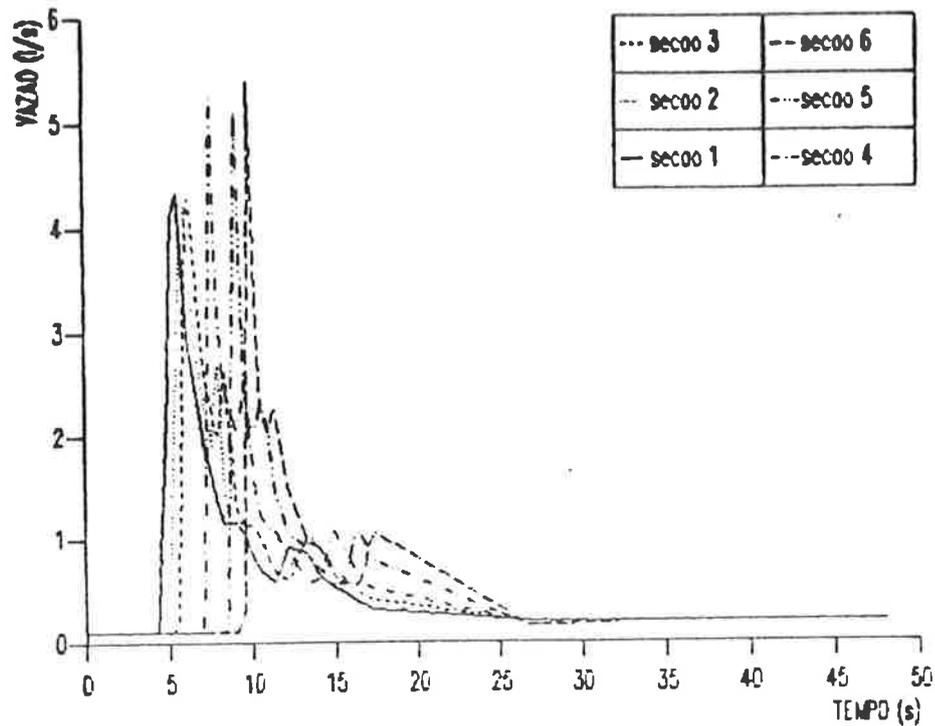


Figura 5.15 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 10%.

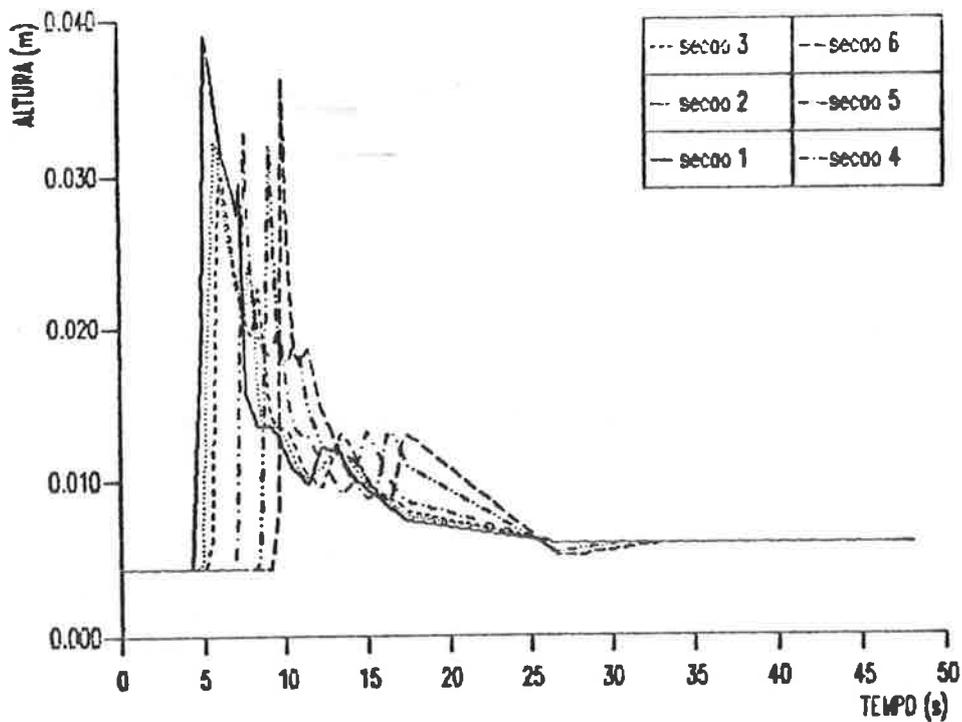


Figura 5.16 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 10%.

Outro fato verificado é o grande aumento da vazão ao entrar no subcoletor. No ramal de descarga, conforme mostram as figuras 5.17 e 5.18, a vazão coincide com a vazão de pico do aparelho, ou seja, 2.4 l/s. Contudo, o escoamento ao entrar no subcoletor de 100mm de diâmetro e 0.5% de declividade, seção 1, apresenta a menor vazão, ou seja, de 4.5 l/s, dentre todas as declividades simuladas, conforme figura 5.13. Este valor, representa um acréscimo, de aproximadamente, 87%.

Segundo Swaffield e Galowin [16], [17] isto é devido à grande quantidade de energia específica anular, acumulada no escoamento vertical. Cerca de 50% desta energia é perdida na mudança de direção do escoamento, nas proximidades do tubo de queda, contribuindo para a formação de um ressalto hidráulico. Nas proximidades das seções 2 e 3, verifica-se que a vazão assume o valor médio de 2.0 l/s e profundidade média de 30mm, aproximadamente. Na seção 3, atinge o valor de 2.4 l/s e inicia o processo de atenuação, chegando ao final do tubo com apenas 1.01 l/s, aproximadamente, 77% de atenuação.

Os resultados desta configuração, também são apresentados na tabela 5.2, do item 5.4.

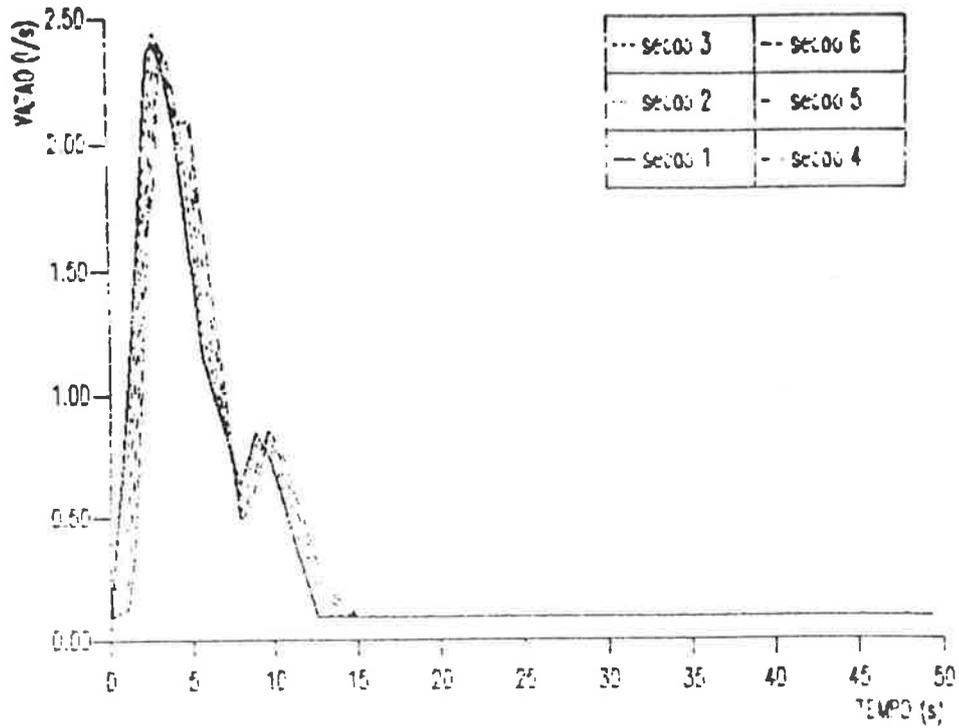


Figura 5.17 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do ramal de descarga da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 2%.

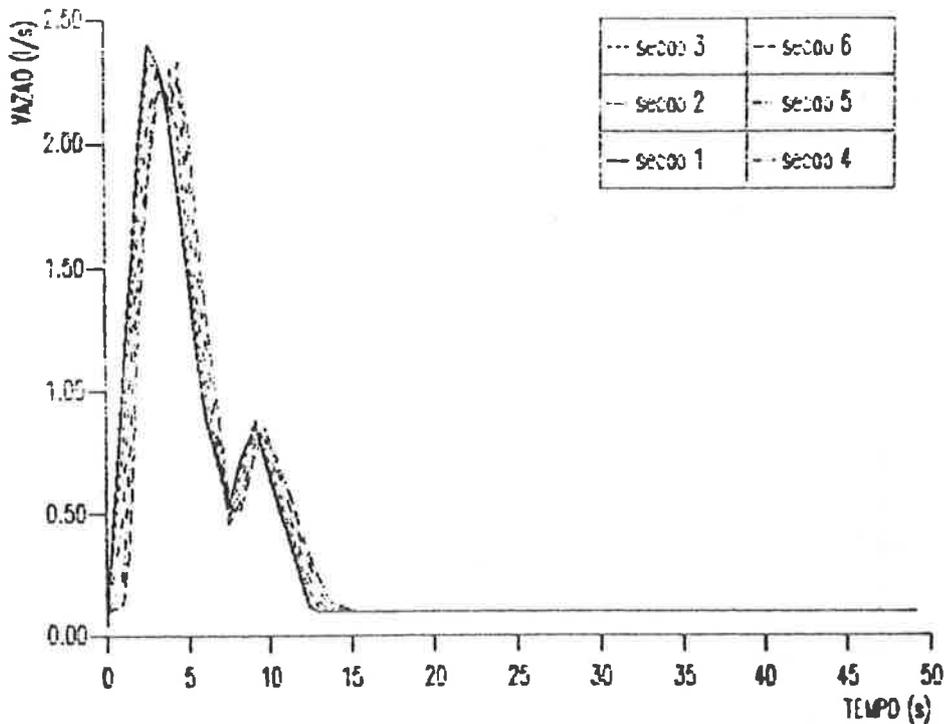


Figura 5.18 Vazão de descarga x Tempo para as seções do ramal de descarga da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 2%.

5.3 Dimensionamento de Ramais e Coletores

O dimensionamento dos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários, com a utilização do programa NB86 [8], é feita de modo iterativo. Inicialmente, predimensiona-se o sistema, e em seguida entram-se com estes dados. Através dos resultados, pode-se manter o dimensionamento inicial ou alterá-lo, de forma adequada.

Nesta parte do trabalho, utilizaremos as seguintes convenções:

- CS (Lv e Ch) = caixa sifonada, cuja curva de vazão refere-se à descarga do lavatório e chuveiro;
- CS (Ch) = caixa sifonada, cuja curva de vazão refere-se à descarga de somente 1 chuveiro;
- VS = vaso sanitário;
- Lv = lavatório;
- Bd = bidê;
- TQ = tubo de queda.

Analisaremos, a seguir, duas configurações típicas de banheiros residenciais. Em nossa análise, a expressão, "ramais", engloba ramal de descarga e ramal de esgoto.

5.3.1 Configuração 3

Esta configuração, apresentada na figura 5.19, foi elaborada com o objetivo de reduzir, os custos destes sistemas, principalmente, para edifícios residenciais, destinados à população de baixa renda.

Nesta configuração, consideram-se todos os tubos com 1m de comprimento.

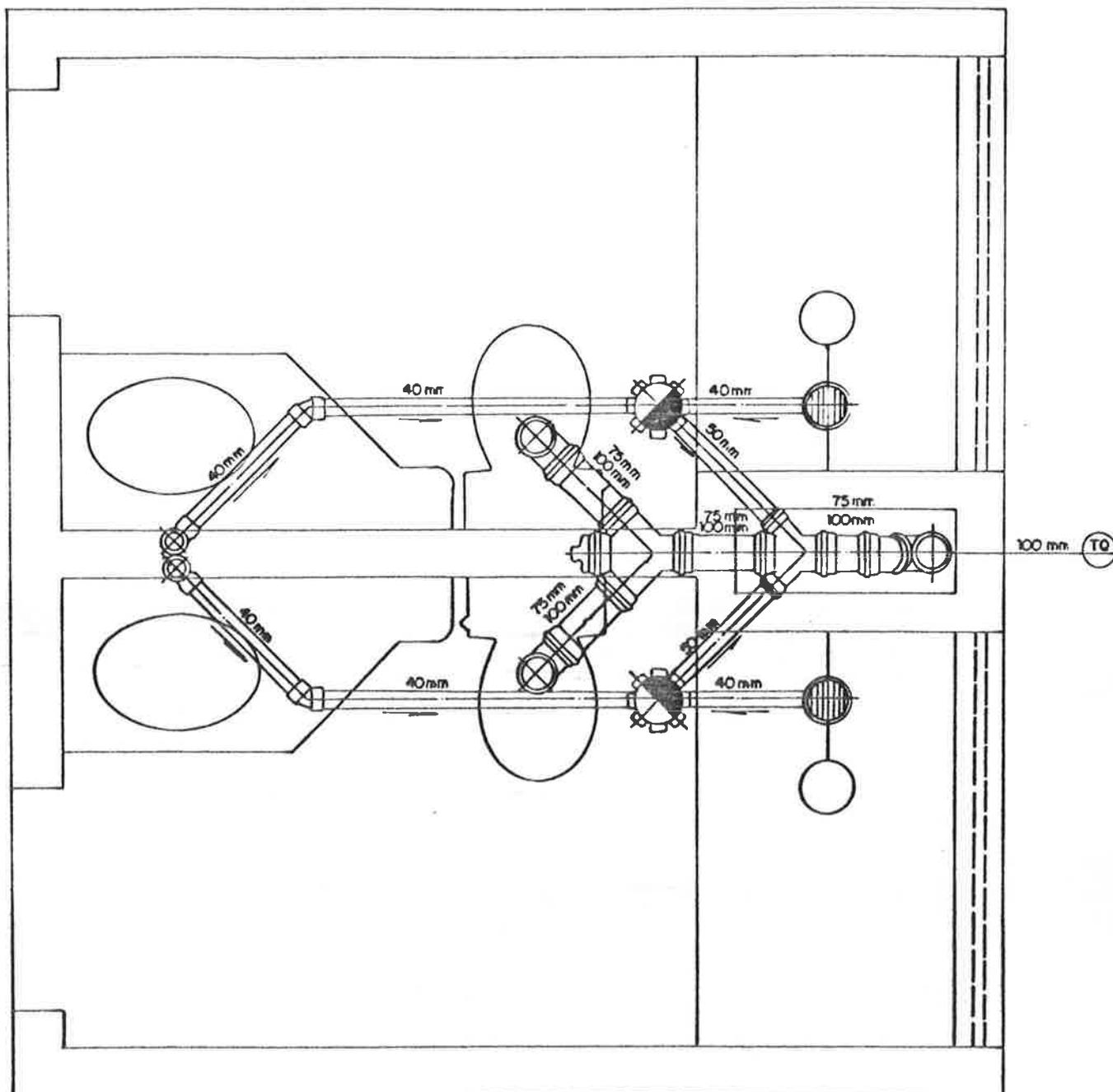


Figura 5.19 Detalhe dos banheiros da Configuração 3.

Várias simulações foram realizadas com a finalidade de investigar somente os ramais. Consideram-se para esta configuração, ramais de descarga do vaso sanitário, com diâmetros de 100mm e 75mm e do chuveiro e lavatório de 40mm. Os diâmetros dos ramais de esgoto são de 50mm, para o trecho a jusante da caixa sifonada, e 75mm e 100mm, para o ramal de esgoto, que recebe os efluentes da caixa sifonada e do ramal de descarga do vaso sanitário.

Foram analisados 4 casos, todos com declividade de 2%, para os ramais, e conforme já dissemos, utilizando-se tubo de PVC. Para o escoamento do lavatório e chuveiro, considerou-se a curva de vazão de descarga da caixa sifonada, ilustrada na figura 5.4.

5.3.1.1 Caso 1: Vaso Sanitário, Lavatório e Chuveiro

Consideramos para este caso, que a descarga do vaso sanitário de um banheiro, tenha sido acionada ao mesmo tempo que a do lavatório e o chuveiro do banheiro, do lado oposto.

As seções analisadas são representadas, esquematicamente, na rede simplificada, ilustrada figura 5.20.

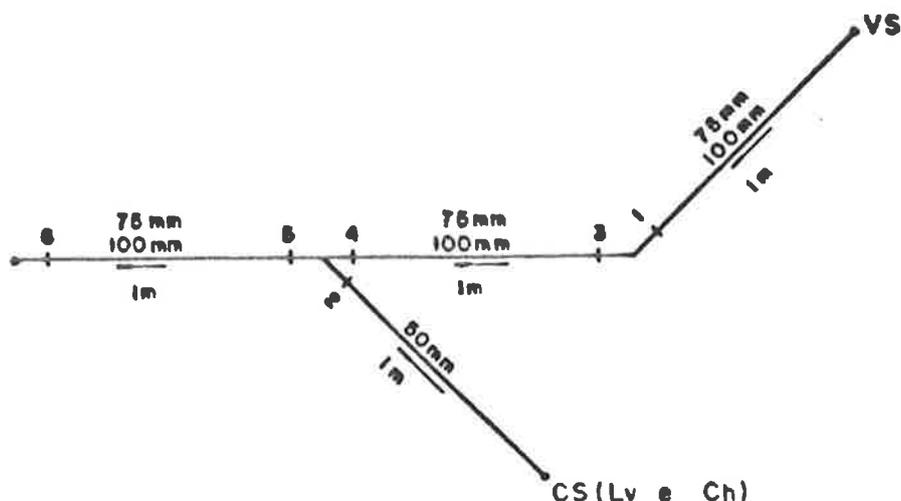


Figura 5.20 Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 1.

Os ramais provenientes dos outros aparelhos foram desprezados, uma vez que a vazão de cada um deles é nula, pois os aparelhos estão desligados.

Sabe-se que a pior condição de escoamento é quando há coincidência das vazões de pico. Isto foi verificado, inicialmente, através de uma simulação considerando-se somente a descarga do vaso sanitário. Observou-se que a vazão máxima de escoamento do vaso sanitário, na seção 4, proximidades da junção do ramal de esgoto, proveniente da caixa sifonada, ocorre após, aproximadamente, 10 segundos do acionamento da descarga. A vazão de pico da caixa sifonada, na seção 2, ocorre também, após este intervalo de tempo. Isto assegura uma situação crítica para a configuração.

Inicialmente, foi simulado o Caso 1, considerando-se os ramais com diâmetros de 100mm e 50mm, e em seguida, substituindo-se os ramais de 100mm por 75mm.

Nota-se que as condições críticas ocorrem nas seções 5 e 6, ou seja, após o encontro dos dois efluentes. Comparando-se os resultados em função dos diâmetros, observa-se, através das figuras 5.21 a 5.24, que os ramais de 100mm apresentam vazão de pico 65% maior do que os ramais de 75mm. Isto é devido às menores perdas de carga para o ramal de 100mm, durante o percurso do escoamento.

A profundidade máxima do escoamento, no ramal de 75mm atinge cerca de 67.6mm, enquanto que o ramal de 100mm chega a 82.9mm. Analisando-se este caso, os ramais de 75mm proporcionam condições satisfatórias de escoamento.

Estes resultados estão apresentados na tabela 5.3.

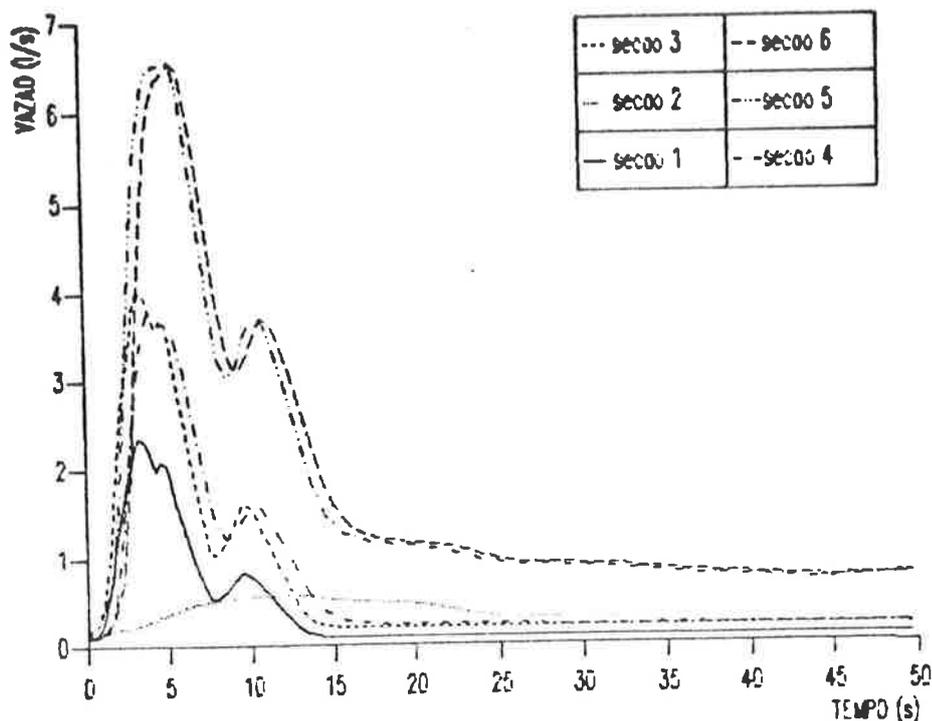


Figura 5.21 Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramaís de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

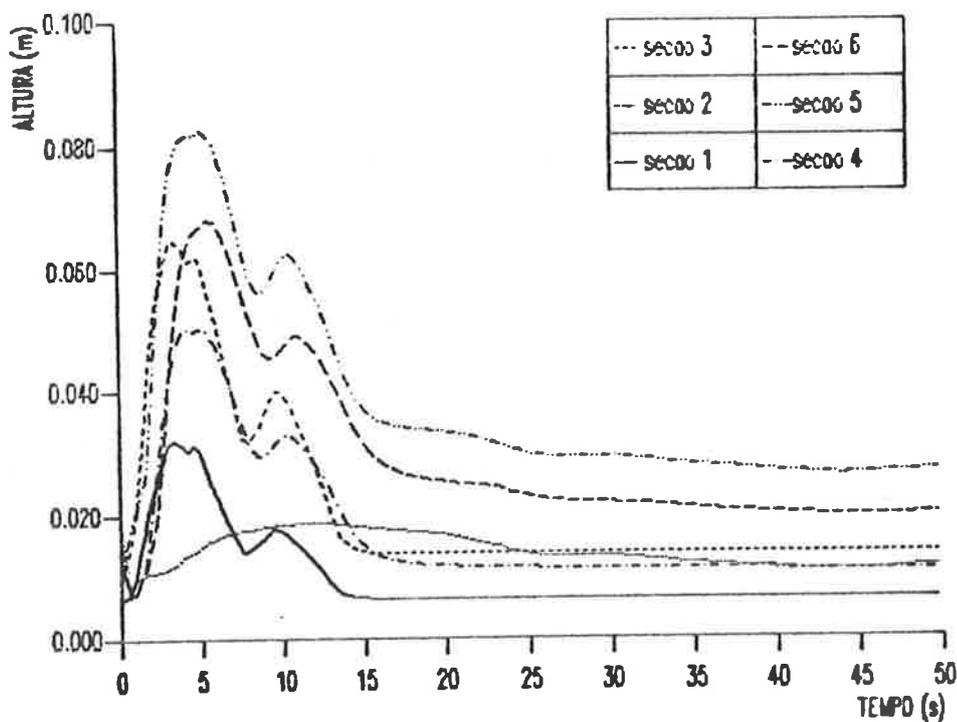


Figura 5.22 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramaís de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

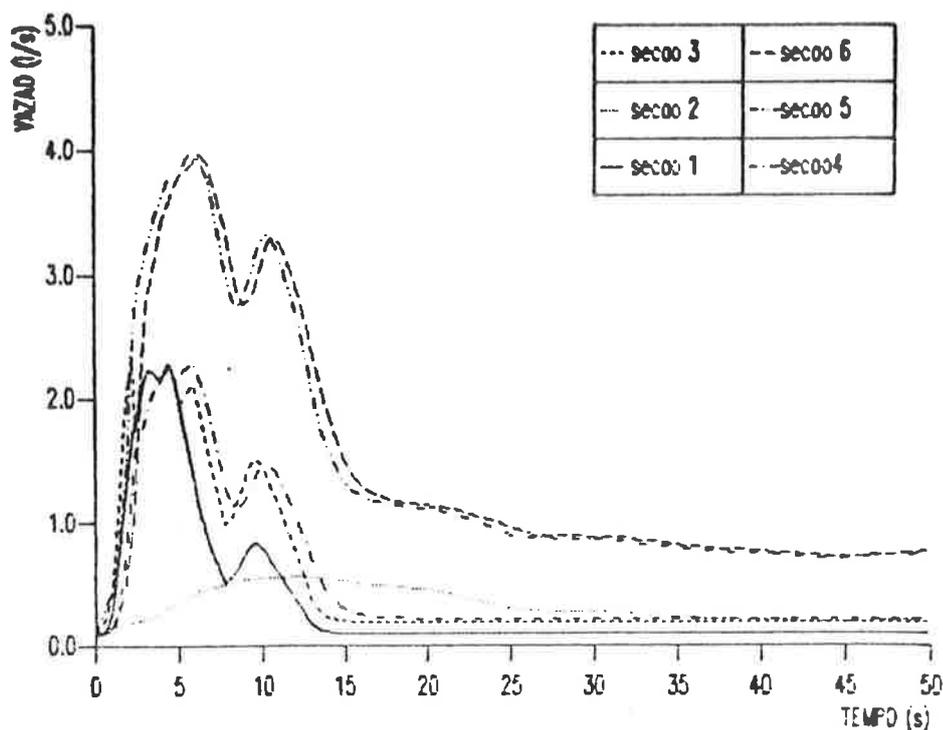


Figura 5.23 Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

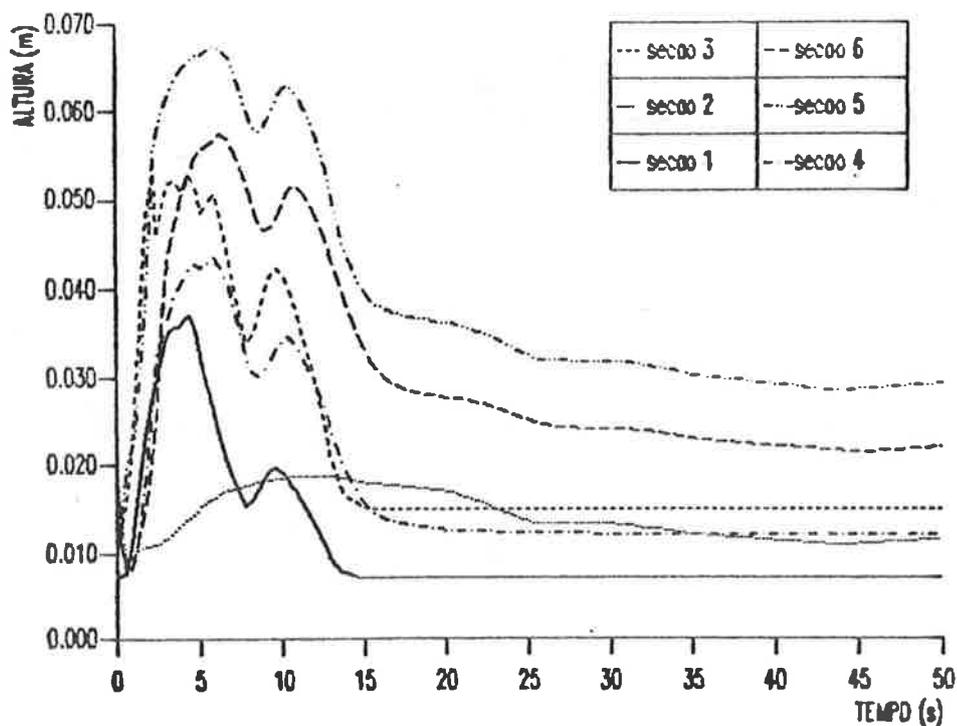


Figura 5.24 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 3 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

5.3.1.2 Caso 2: Dois Vasos Sanitários

Este caso simula as descargas simultâneas, dos vasos sanitários dos dois banheiros, acionadas ao mesmo tempo, ou seja, no tempo 0.0 segundo. Esta é, sem dúvida, a condição mais desfavorável, pois os ramais apresentam o mesmo comprimento, 1m. Entretanto, para confirmar, simulamos as descargas com defasagem de 3 e 5 segundos, prevalecendo o maior valor de vazão de pico, na seção 5, para as descargas simultâneas.

Os ramais foram considerados de 75mm e 100mm. A figura 5.25 ilustra a rede simplificada, com as posições das seções analisadas.

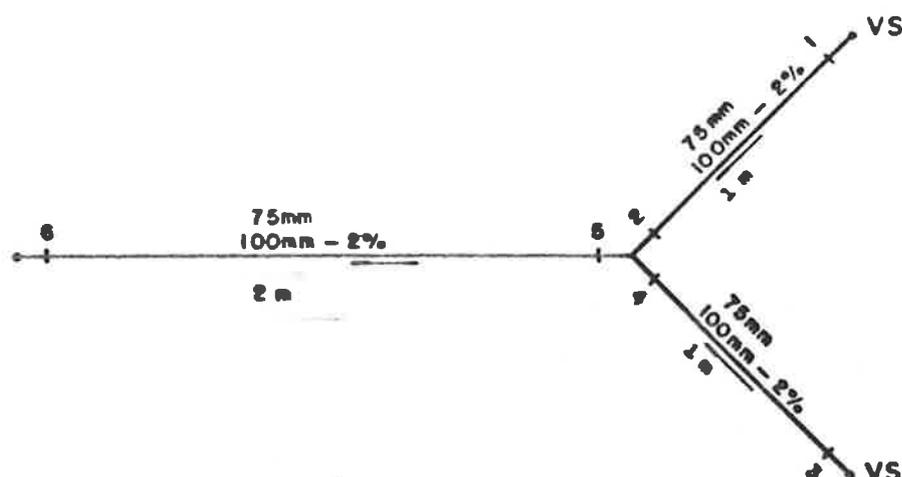


Figura 5.25 Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 2.

As figuras 5.26 a 5.29, ilustram as condições de escoamento para este caso. Observa-se que para os ramais de 75mm de diâmetro não ocorre seção plena na pior condição de escoamento, ou seja, para descargas simultâneas. Sabe-se que probabilisticamente é muito raro acontecer este caso. Então, estes resultados confirmam a viabilidade da redução dos diâmetros de 100mm para 75mm, para esta configuração.

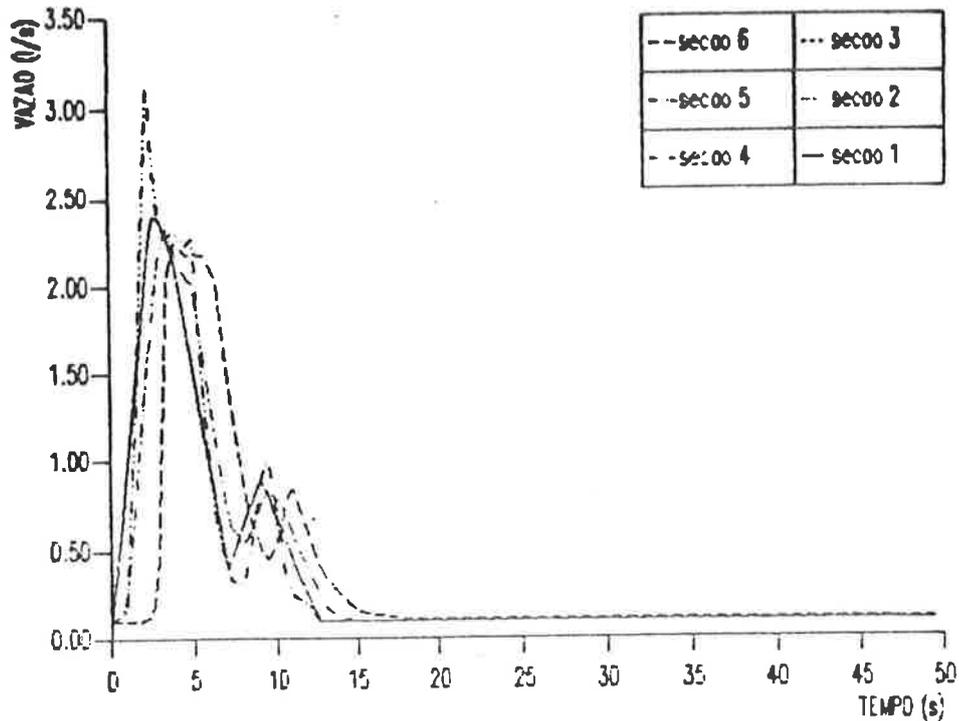


Figura 5.26 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 100mm com declividade de 2%.

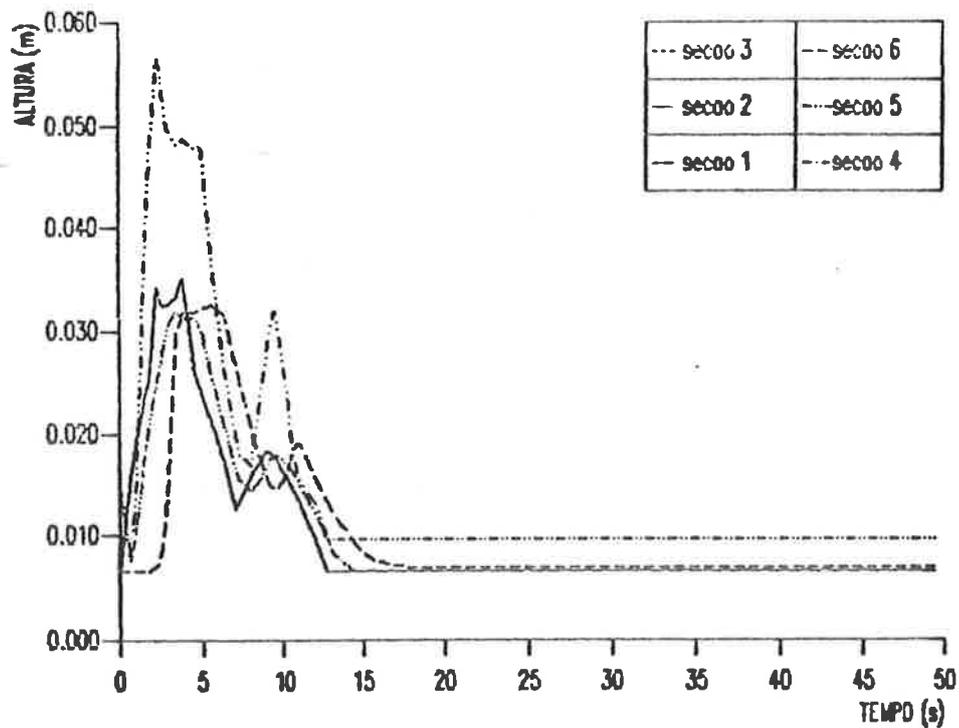


Figura 5.27 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 100mm e declividade de 2%.

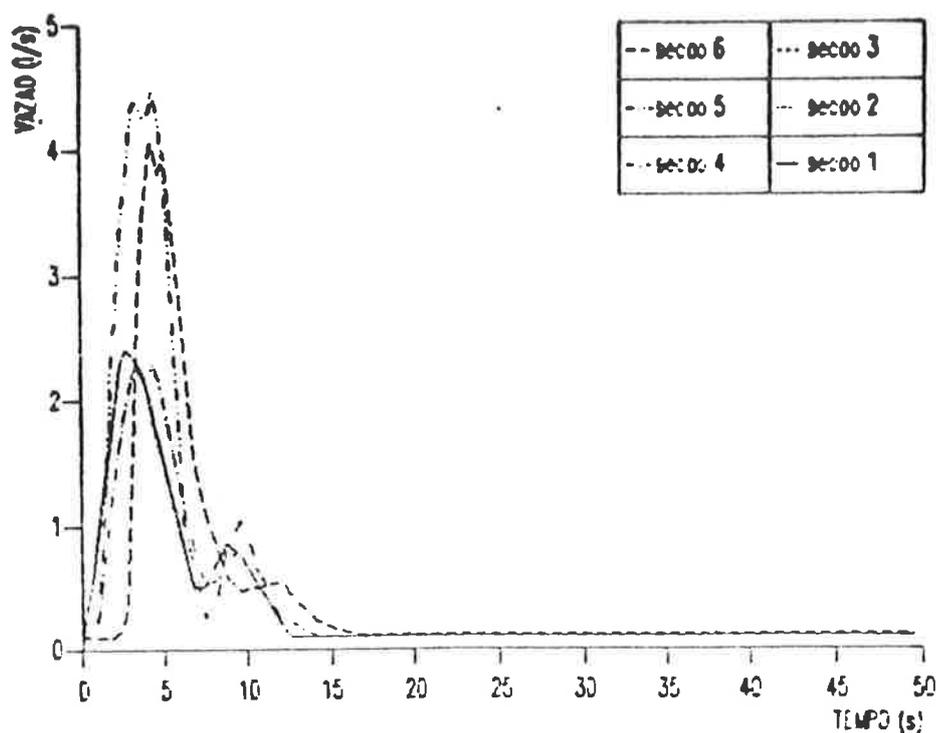


Figura 5.28 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 75mm com declividade de 2%.

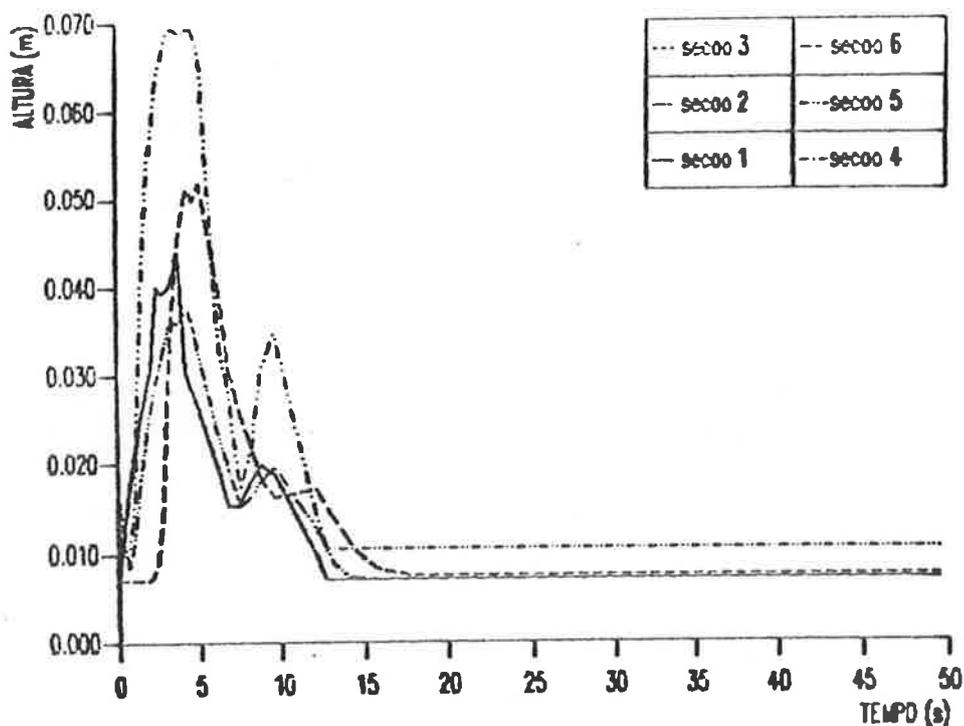


Figura 5.29 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 2, tendo ramais de 75mm e declividade de 2%.

5.3.1.3 Caso 3: Dois Chuveiros e um Lavatório

Neste caso consideramos que um dos chuveiros estava escoando a uma vazão constante de 0.2 l/s, quando foi liberada a descarga do lavatório do mesmo banheiro; e após 5 segundos, o chuveiro do outro banheiro foi ligado à mesma vazão do anterior. A rede simplificada, com indicação das seções analisadas é apresentada na figura 5.30.

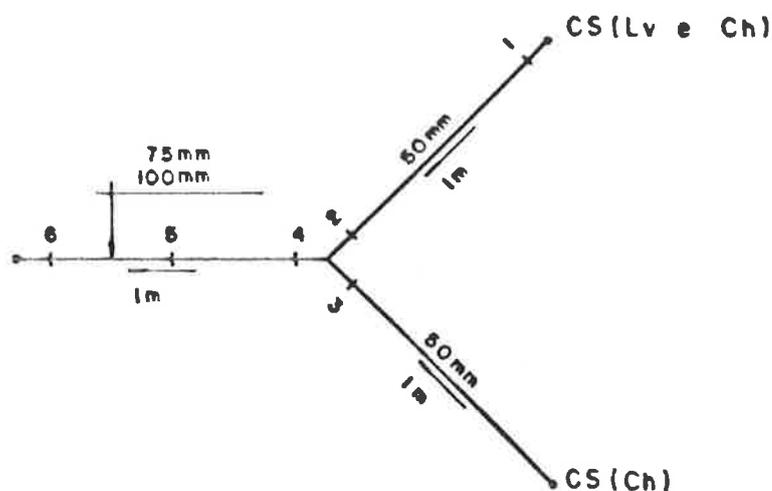


Figura 5.30 Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 3.

Os resultados, obtidos para este caso, são ilustrados nas figuras 5.31 a 5.34, e mostram que, praticamente, não há alteração do escoamento, com relação aos diâmetros de 100mm e 75mm.

O ponto crítico, para este caso, ocorre na seção 4, onde o escoamento atinge profundidades máximas de 24.2mm e 26.2mm, aproximadamente, para 100mm e 75mm, respectivamente.

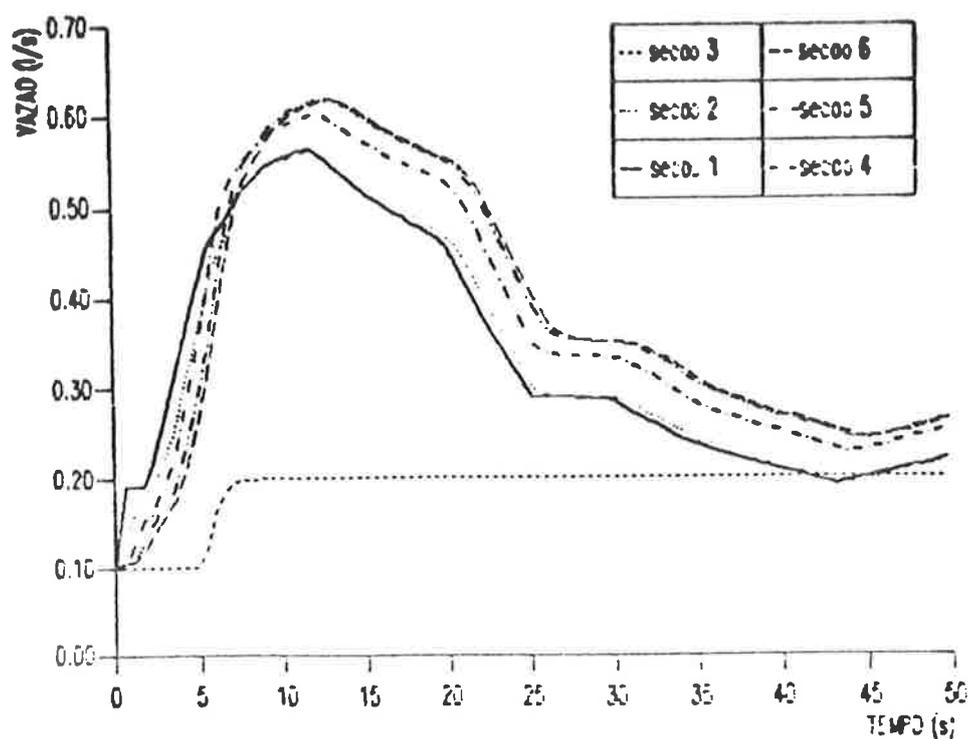


Figura 5.31 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ranaís de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

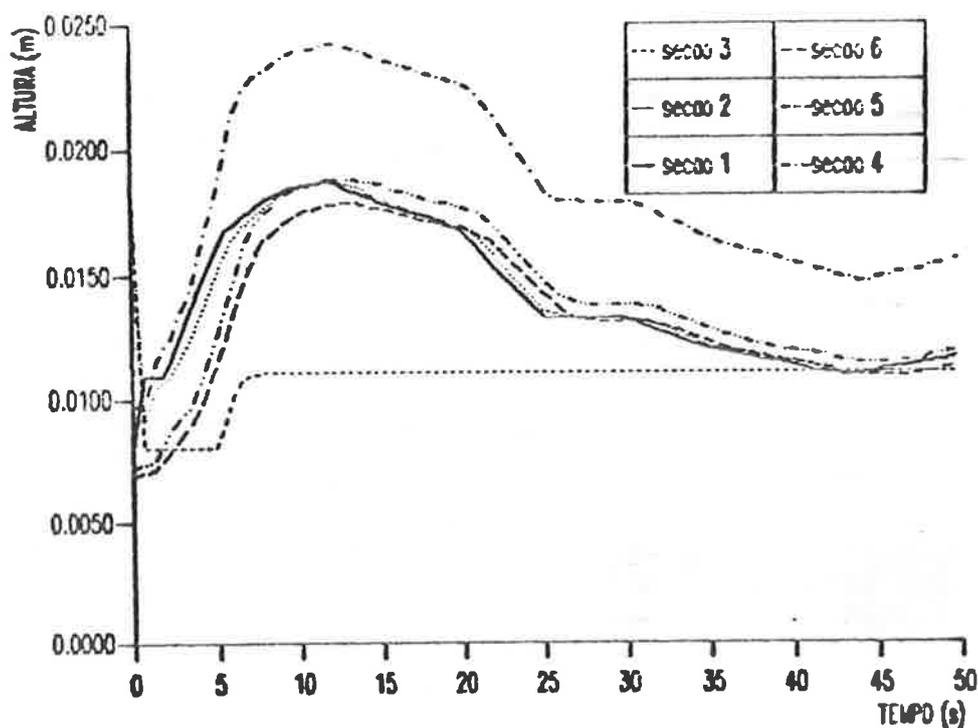


Figura 5.32 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ranaís de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

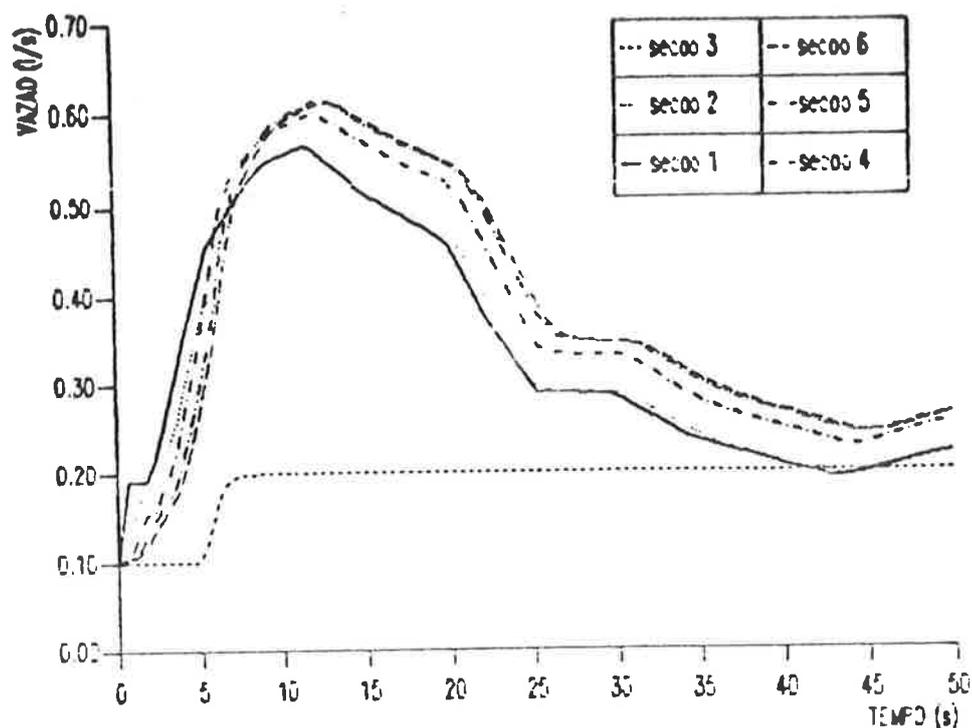


Figura 5.33 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

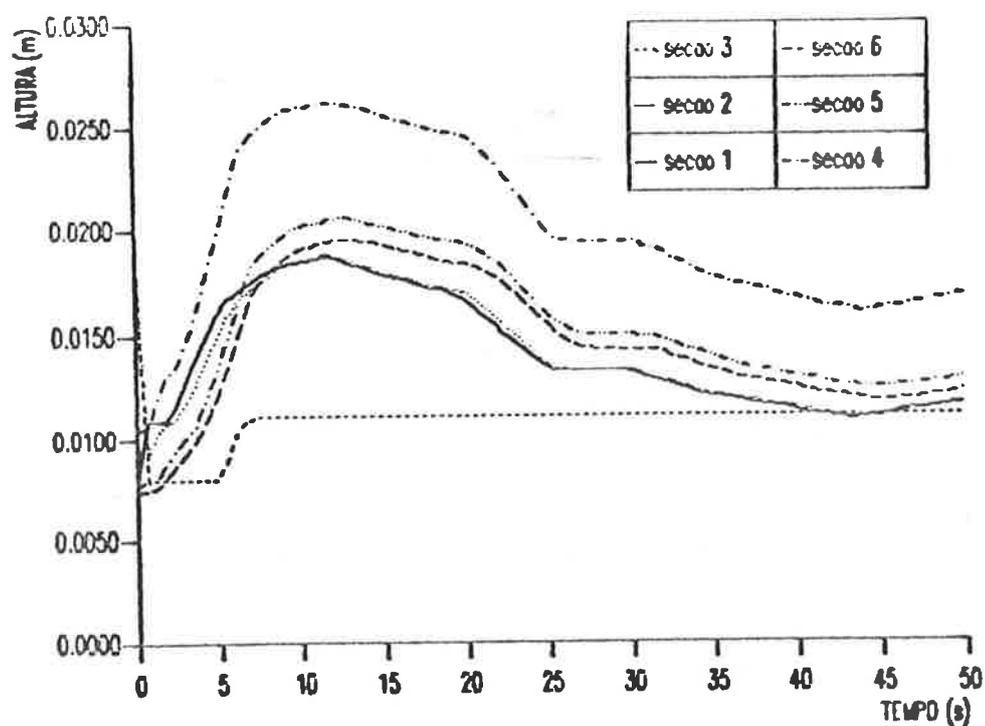


Figura 5.34 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 3, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

5.3.2 Configuração 4

Esta configuração, conforme ilustra a figura 5.35, representa banheiros, normalmente encontrados em apartamentos destinados à população de nível médio. Estes apartamentos, em sua maioria, são de 3 dormitórios e 2 banheiros.

Os ramais de descarga apresentam comprimentos de 1.2m, 1.6m e 1.7m, para o chuveiro, lavatório e vaso sanitário, respectivamente. E os ramais de esgoto de 1.1m, no trecho entre a caixa sifonada e a junção simples e de 1.2m, no trecho entre a junção simples e o tubo de queda.

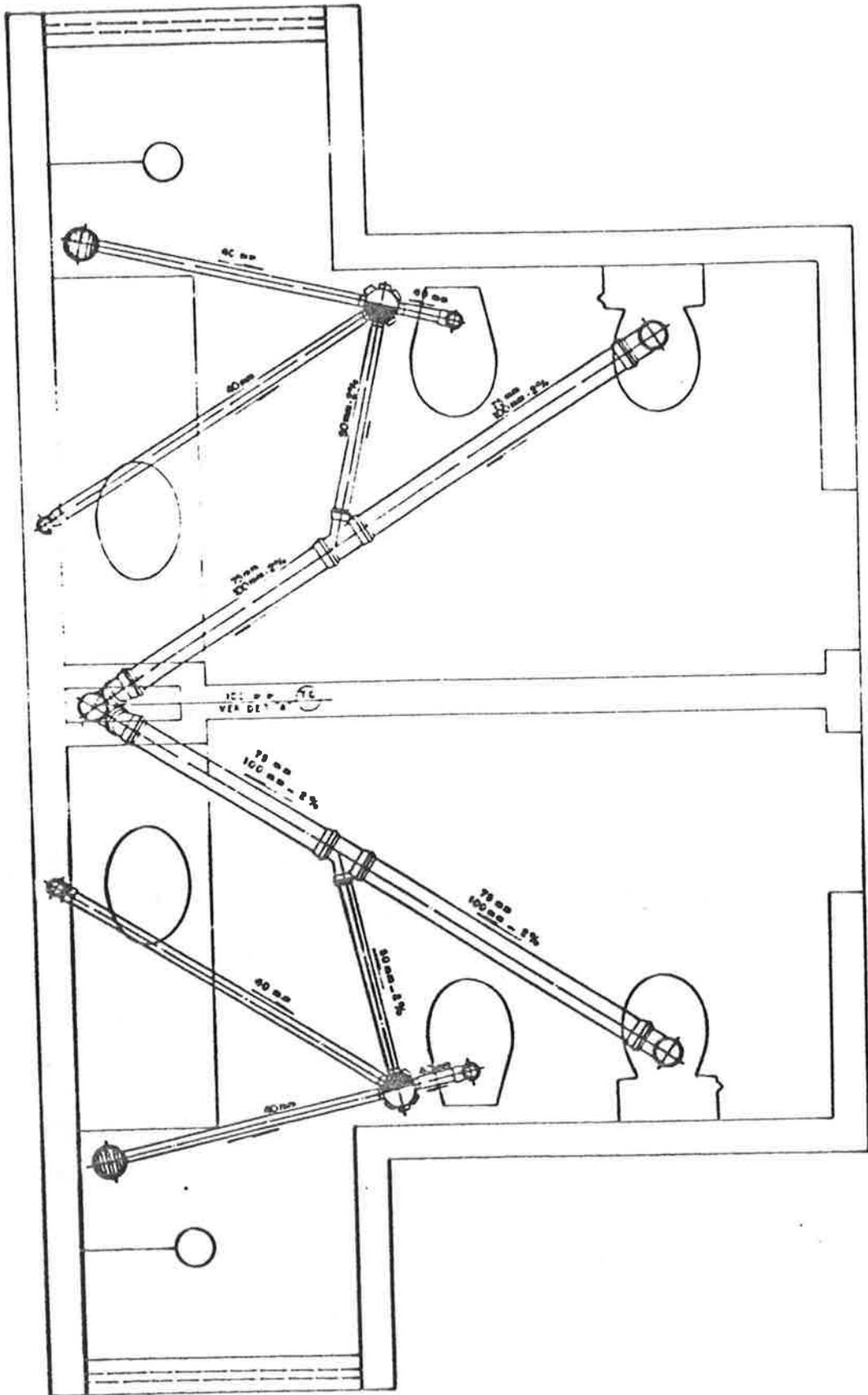


Figura 5.35 Detalhe dos banheiros da Configuração 4.

Como o tubo de queda recebe os efluentes dos dois banheiros, Swaffield et alii [18], considera os ramais de esgoto entrando no tubo de queda, com desnível de 30cm, conforme detalhe "A", da figura 5.36. Isto é para evitar "afogamento" no tubo de queda.

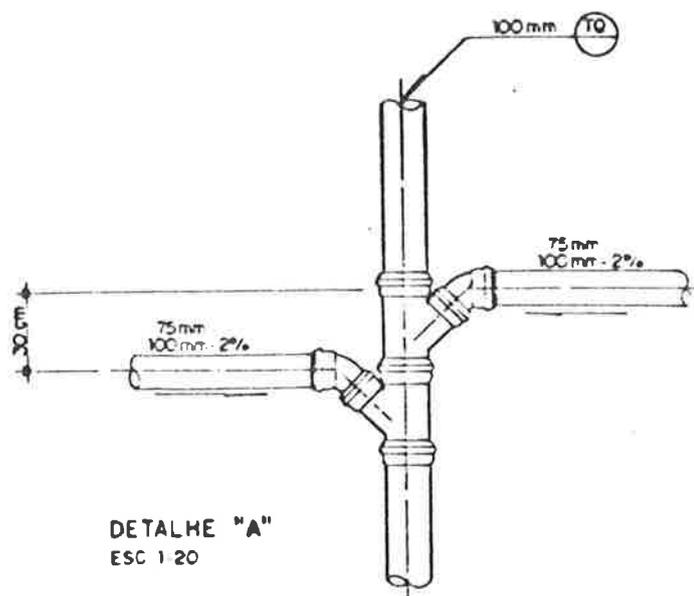


Figura 5.36 Detalhe de entrada dos ramais de esgoto no tubo de queda.

Investigamos, para esta configuração, as condições de escoamento nos ramais, subcoletores e coletor de um edifício de 12 andares, considerando os diâmetros dos ramais de esgoto de 100mm e 75mm. Numa segunda etapa, analisamos o coletor recebendo os efluentes de 2 subcoletores.

O nosso principal objetivo é comparar os resultados obtidos, tratando o escoamento em regime não permanente, através da utilização do programa NB86 [8], com os resultados provenientes do dimensionamento, recomendado pela NBR-8160 [2], onde o escoamento é considerado em regime permanente.

Desta forma, dimensionamos, inicialmente o Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários do edifício em questão, segundo a NBR-8160 [2]. Sendo, então, um edifício de 12 andares e 2 banheiros por apartamento, cujos efluentes escoam para o mesmo tubo de queda, o dimensionamento dos ramais de esgotos e subcoletor e coletor é feito da seguinte maneira:

Ramais de Esgoto

Aparelho	UHC	Diâmetro mínimo
1 VS	6	100mm
CS = 1 Ch + 1 Lv + 1 Ed	5	50mm
1 VS + CS	11	100mm

Subcoletor e Coletor

Para o dimensionamento de subcoletores e coletores, a NBR-8160 [2] recomenda, para edifícios residenciais, que se considere somente o aparelho de maior descarga de cada banheiro, para o cálculo do número de Unidades de Hunter de Contribuição (UHC) [2], então:

Aparelho	UHC	Diâmetro mínimo
24 VS	144	100mm

Dimensionamos um coletor, conforme ilustra a figura 5.37, recebendo os efluentes de 2 tubos de queda, ou seja, para o efluente de 48 banheiros.

Trecho	Aparelho	UHC	Diâmetro mínimo
1 - 3	24 VS	144	100mm
2 - 3	24 VS	144	100mm
3 - 4	48 VS	286	150mm

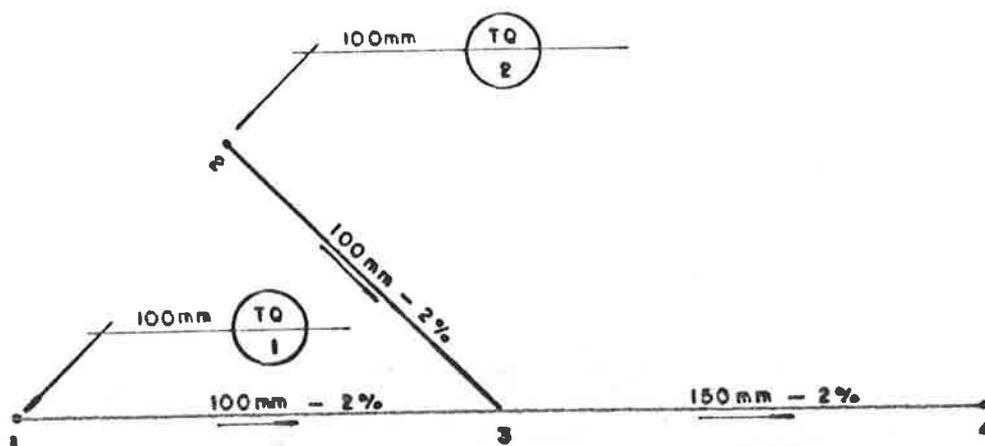


Figura 5.37 Dimensionamento dos subcoletores e coletor, pela NBR-8160, da Configuração 4, que recebem os efluentes de 2 tubos de queda de um edifício de 12 andares.

Simulamos, então, a mesma configuração utilizando o programa NB86 [8]. Neste caso, determina-se inicialmente o número provável de aparelhos em utilização. No dimensionamento, segundo a NBR-8160 [2], a probabilidade de aparelhos em uso simultâneo é determinada de forma semelhante ao procedimento de cálculo, denominado por Graça [1] de Binomial/Normal.

O número de aparelhos em utilização foi determinado através do mesmo método de cálculo, ou seja Binomial/Normal. A investigação foi realizada estabelecendo-se dois casos.

Um dos problemas encontrados na simulação, foi determinar o início da descarga de um determinado aparelho para que haja sobreposição dos picos de descarga no subcoletor. Porém, muitas horas de processamento seriam necessárias. Então, com base em outras simulações, iniciamos as descargas no tempo 0.0 segundo, do 12º andar ao 7º andar, e no tempo 5 segundos, do 6º andar ao 1º andar.

A curva da vazão de descarga do bidê, utilizada nestas configurações, é a fornecida pelo programa NB86 [8] e ilustrada na figura I.7, do ANEXO I.

5.3.2.1 Caso 1

Inicialmente, simulamos o sistema representando uma condição de escoamento severa para o coletor. Calculamos o número de aparelhos sanitários em utilização, somente para 1 tubo de queda, que recebe os efluentes de 24 banheiros. Então, estes mesmos aparelhos são considerados no tubo de queda 2. Probabilisticamente o coletor representado pelo trecho 3-4, da figura 5.37, é dimensionado para uma vazão de projeto superior.

O número provável de aparelhos sanitários, em utilização, é determinado através da expressão obtida por Graça [1], que aqui transcrevemos:

$$n1 \geq n1 p1 + fc \sqrt{n1 p1 (1 - p1)}, \quad (5.1)$$

onde:

$n1$ = número de aparelhos sanitários do tipo 1 que devem ser considerados em uso simultâneo;

$n1$ = número de aparelhos do tipo 1;

$p1$ = probabilidade de que um aparelho do tipo 1 esteja em funcionamento;

fc = fator de confiabilidade.

Aplicando-se a expressão (5.1), determinamos o número provável de aparelhos em utilização e a vazão de projeto, q_p , para o subcoletor do sistema em questão. Para o cálculo, consideramos:

$fc = 2.326$ (correspondente ao fator de falha de 0.01)

$n1 = 24$

$p1 = 0.0058$ (vaso sanitário)

$p1 = 0.25$ (chuveiro)

$p1 = 0.0083$ (lavatório de cuba cheia)

$p1 = 0.0111$ (bidê)

Os valores de fc e $p1$, foram relacionados por Graça [1]. Utilizando-se os valores das vazões de descarga dos aparelhos sanitários, q , determinados no IPT [39], [40] e no LIP, tem-se:

nl	nl	q	qp
24 vasos sanitários	2	2.4	= 4.8
24 chuveiros	11	0.2	= 2.2
24 lavatórios (cuba cheia)	2	0.6	= 1.2
24 bidês	2	0.5	= 1.0
			<hr/>
			9.2 l/s

Desta forma, o valor da vazão de projeto, q_p , calculada pela Binomial/Normal é de 9.2 l/s.

Determinado o número de aparelhos sanitários em utilização, apresentamos o esquema da figura 5.38, que ilustra a distribuição destes aparelhos, no sistema simplificado, com os respectivos diâmetros.

Neste caso, conforme mostra a figura 5.39, o sistema é simulado, considerando-se ramais de esgoto com diâmetro de 100mm e 50mm, e posteriormente, com 75mm e 50mm. O diâmetro do subcoletor é de 100mm, para as duas simulações. A declividade adotada para os ramais e subcoletor é de 2%.

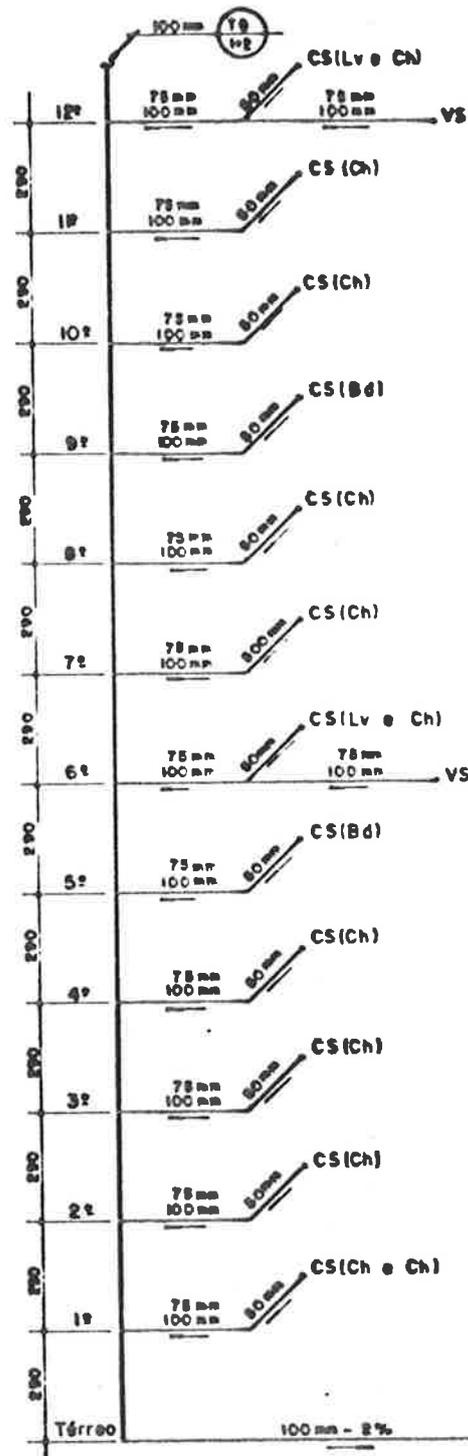


Figura 5.38 Esquema do sistema simplificado para a Configuração 4 - Caso 1.

Apresentaremos, inicialmente, os resultados obtidos para os ramos do 6º andar, conforme ilustra a figura 5.39. Este andar é o que

apresenta as condições mais severas de escoamento, pois para um mesmo banheiro, considera-se a descarga do lavatório com cuba cheia, em conjunto com a do chuveiro; e após 5 segundos, a descarga do vaso sanitário. As posições das seções são as seguintes:

seção 1 - a 0.3m do nó 1;

seção 2 - a 1.4m do nó 1;

seção 3 - a 0.3m do nó 2;

seção 4 - a 0.8m do nó 2;

seção 5 - a 0.3m do nó 3;

seção 6 a 0.9m do nó 3.

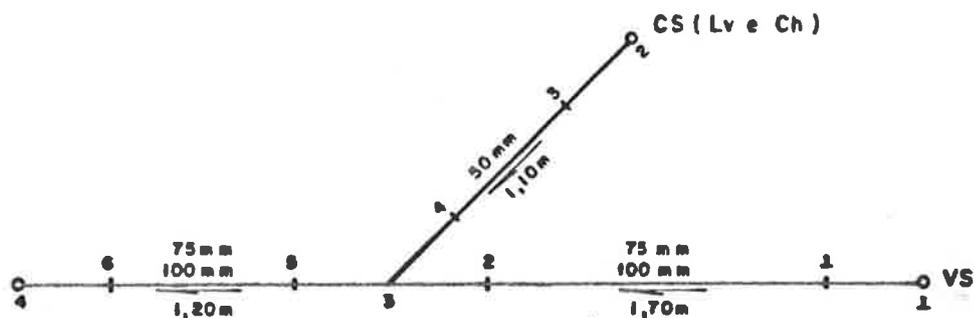


Figura 5.39 Esquema dos ramais do 6º andar da Configuração 4 - Caso 1, com indicação das seções analisadas.

Os resultados, são apresentados nas figuras 5.40 a 5.43 e tabela 5.4. Nota-se que a seção 2 é a seção crítica, onde observa-se a presença de remanso, representado pelas vazões negativas, para os dois diâmetros: 75mm e 100mm, porém com maior intensidade, para o ramal de 100mm.

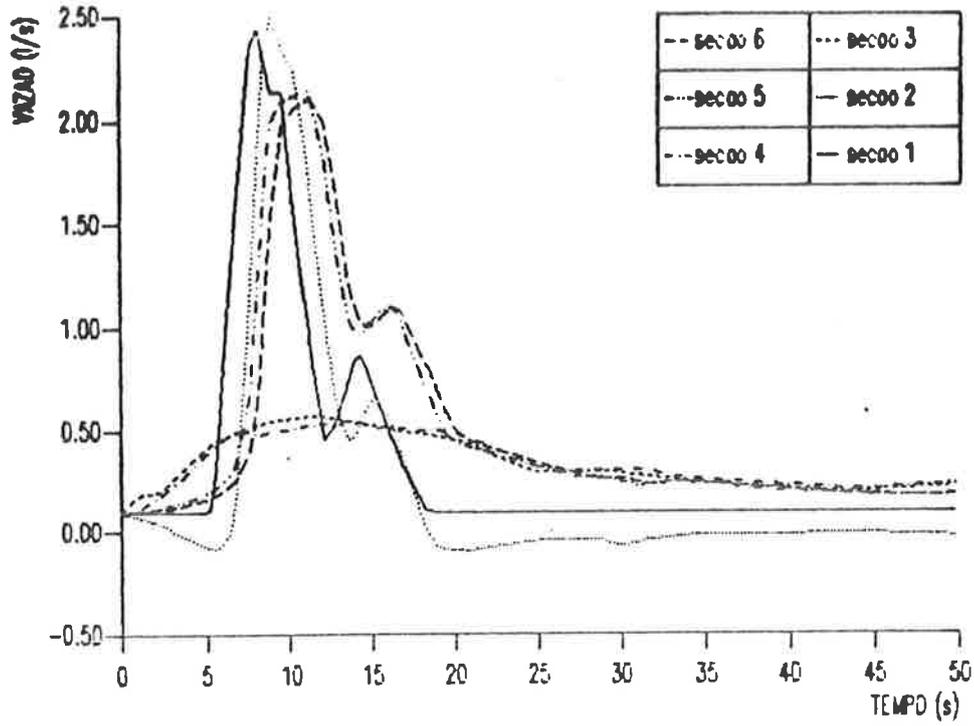


Figura 5.40 Vazão de descarga x Tempo nas seções da Configuração 4 - Caso 1, para ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

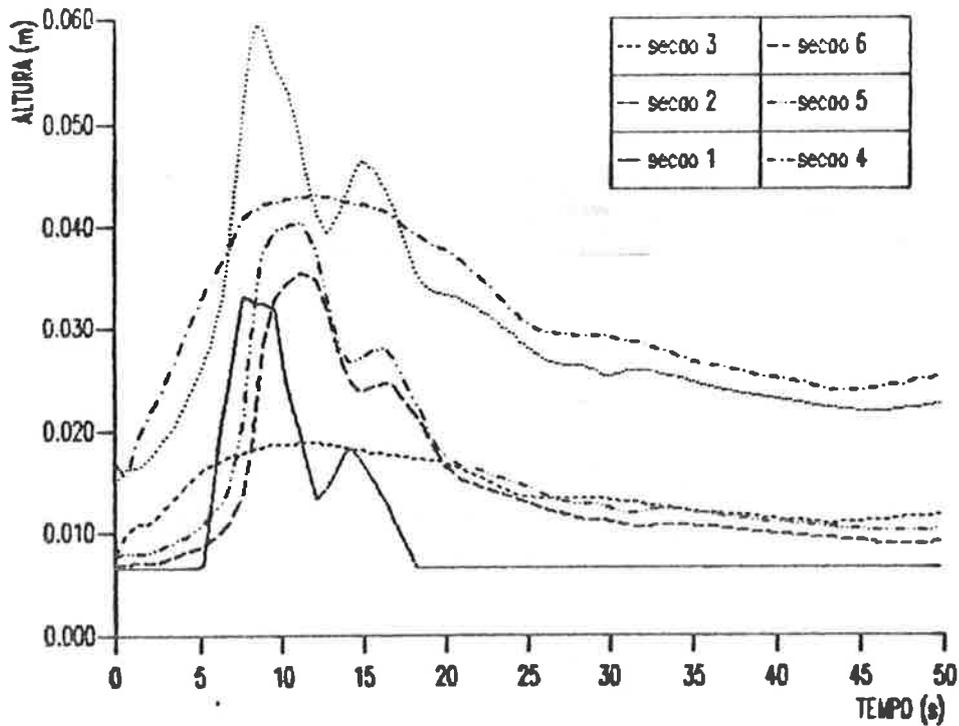


Figura 5.41 Profundidade do escoamento x Tempo nas seções da Configuração 4 - Caso 1, para ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

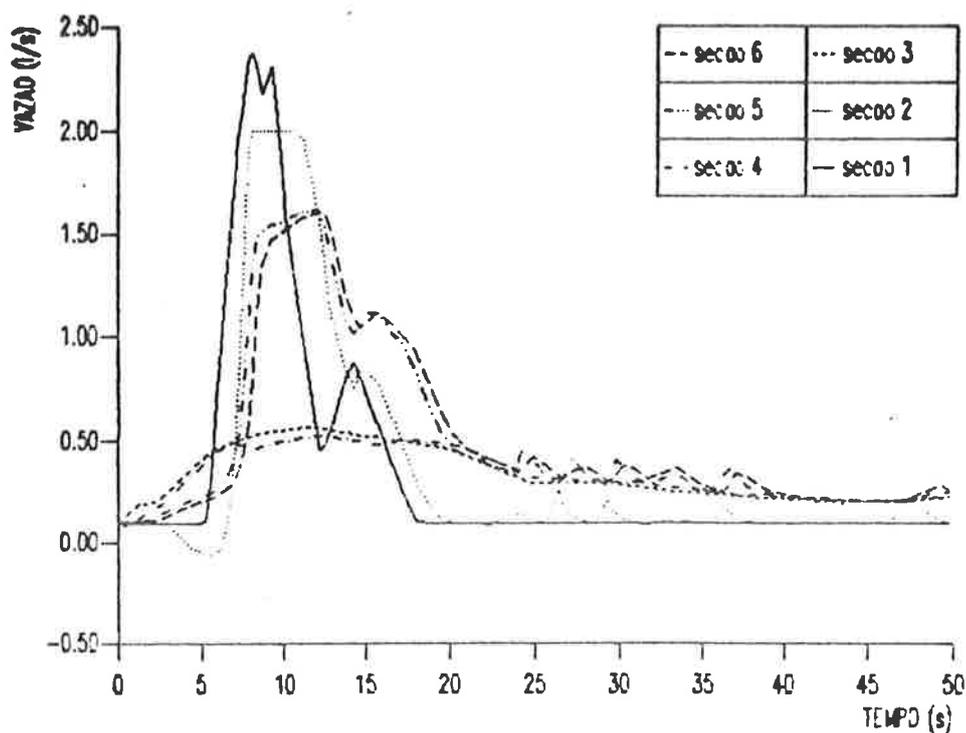


Figura 5.42 Vazão de descarga x Tempo nas seções da Configuração 4 - Caso 1, para ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

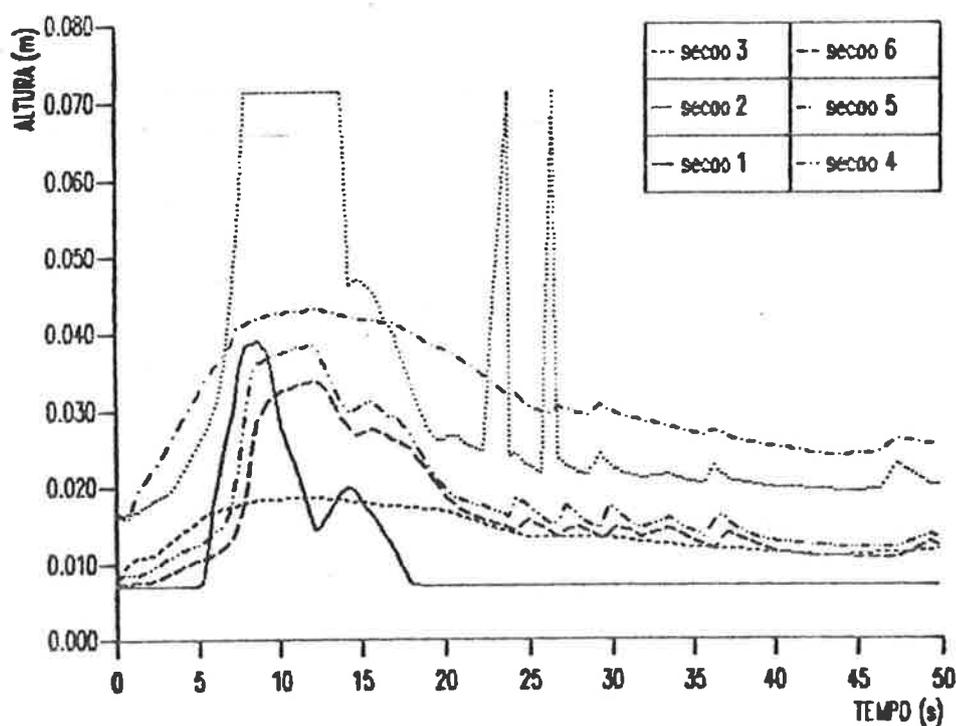


Figura 5.43 Profundidade do escoamento x Tempo nas seções da Configuração 4 - Caso 1, para ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

A profundidade máxima do escoamento no ranal de 75mm é de, aproximadamente, 71.3mm, e com duração de somente 6 segundos, conforme mostra a figura 5.43. Este resultado mostra-se bastante favorável, e tudo indica que poderá ser utilizado, com êxito, nestes sistemas, considerando-se que, dificilmente, estes aparelhos sanitários serão utilizados com intervalo, entre descargas, bem próximos.

Analisemos, agora, o subcoletor, o qual é simulado com o comprimento de 10m, diâmetro de 100mm, declividade de 2% e as 6 seções posicionadas, respectivamente, em relação ao tubo de queda a: 0m, 2m, 4m, 6m, 8m e 10m, conforme ilustra a figura 5.44.

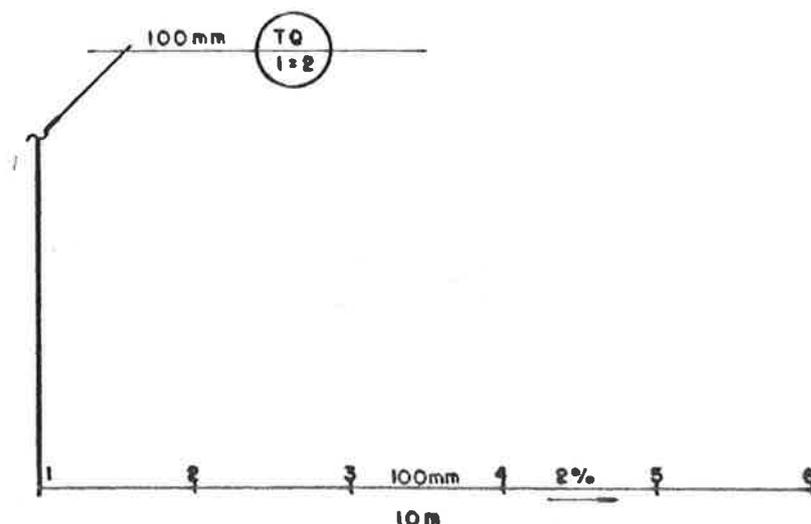


Figura 5.44 Esquema do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, com indicação das seções analisadas.

O escoamento no subcoletor, para os ranais diâmetro de 100mm e 50mm, apresenta um valor de vazão de pico 82% superior à verificada para os ranais de 75mm e 50mm, conforme mostram as figuras 5.45 a 5.48. Este fato, verifica-se devido às perdas por atrito, durante o

percurso do escoamento pelo sistema, como também, devido às perdas de carga nas conexões, dos ramais de 100mm, serem menores do que as verificadas para os ramais de 75mm.

Observa-se, também, a ocorrência de um retardo do escoamento no subcoletor, de aproximadamente 12 segundos, para os ramais de esgoto de 75mm e 50mm. A vazão de pico ocorre na seção 2, a 2m do tubo de queda, para os diâmetros de 75mm e 100mm.

Com relação à profundidade do escoamento, nota-se o mesmo comportamento verificado para as vazões, ou seja, para o subcoletor com ramais de esgoto de 100mm e 50mm de diâmetro, a profundidade máxima ocorre na seção 2 e é, aproximadamente, 54% maior do que a verificada para o subcoletor, cujos ramais de esgoto são de 75mm e 50mm, conforme ilustram as figuras 5.46 e 5.48.

Comparando-se a vazão de pico obtida para o subcoletor com ramais de 100mm e 50mm, nota-se que esta é cerca de 39% superior à vazão de projeto determinada pela Binomial/Normal, enquanto que a vazão de pico para o subcoletor com ramais de 75mm e 50mm é aproximadamente, 21.7% menor. Este resultado sugere uma maior aproximação do valor previsto pela Binomial/Normal, ou seja, 9.2 l/s.

Estes resultados estão apresentados na tabela 5.5.

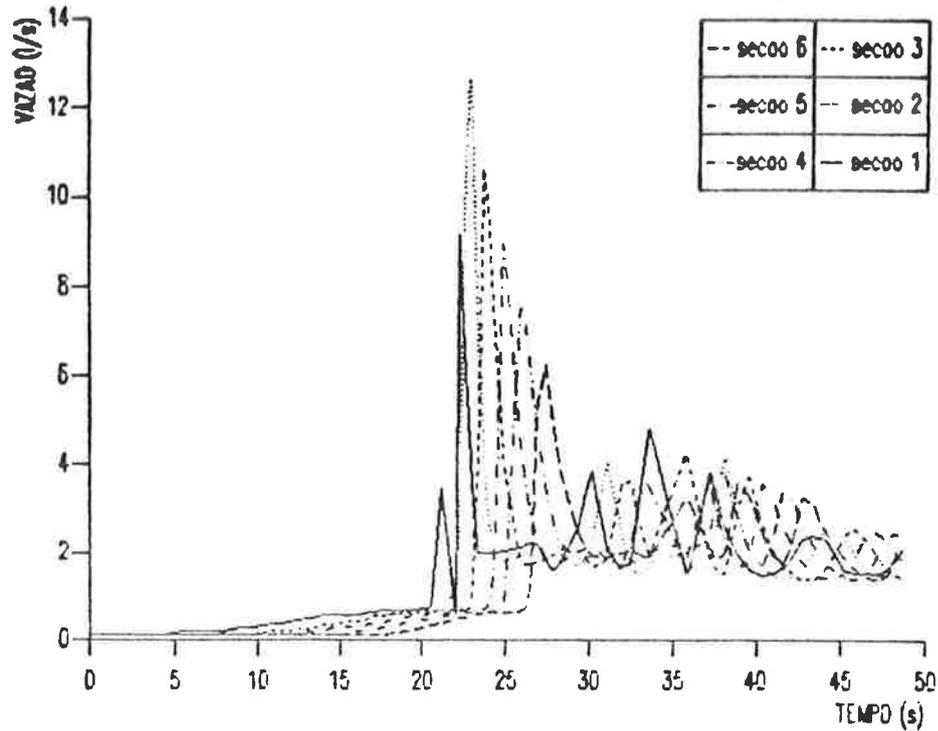


Figura 5.45 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

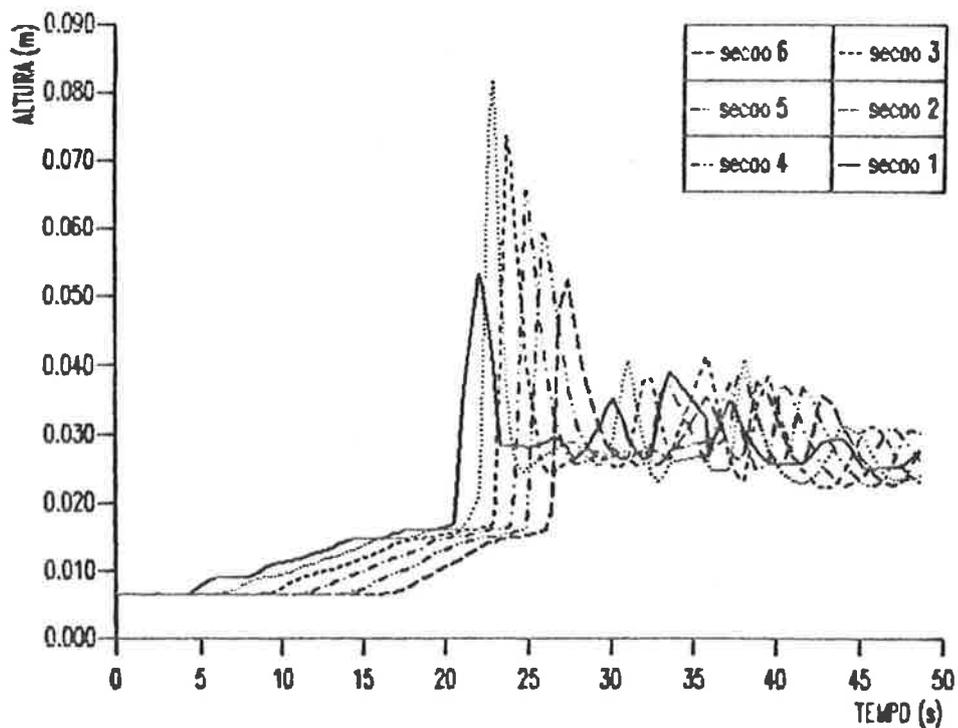


Figura 5.46 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

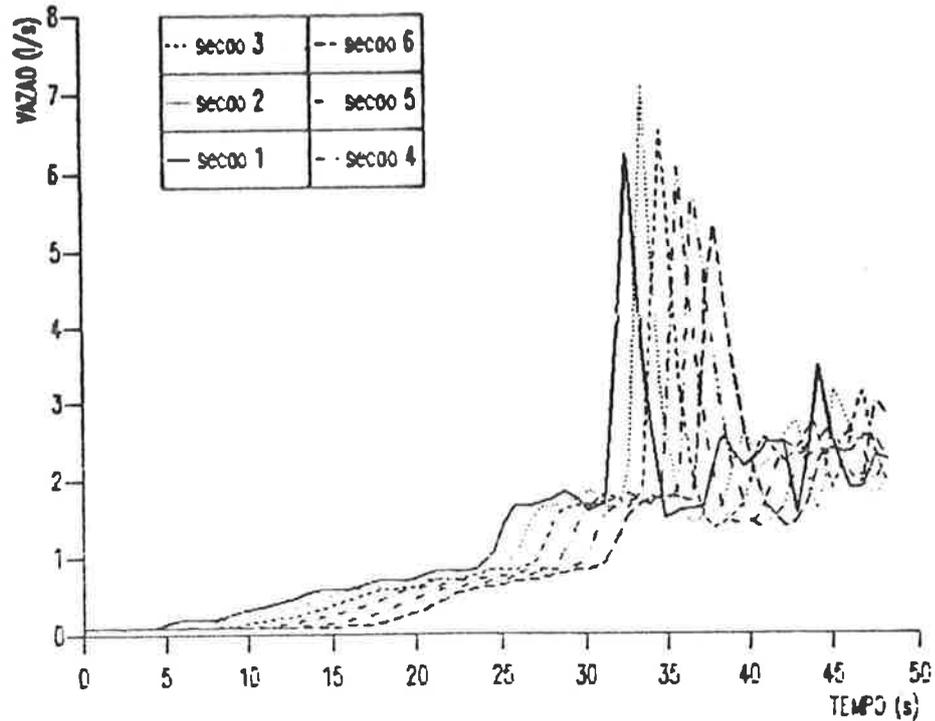


Figura 5.47 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

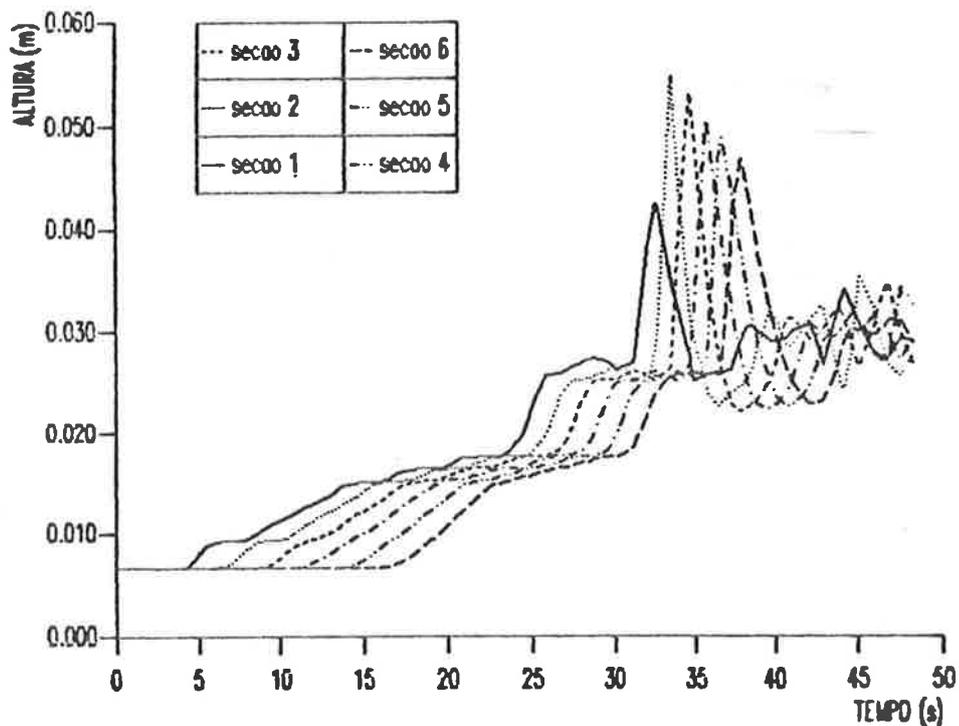


Figura 5.48 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 4 - Caso 1, tendo ramais de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

Consideramos os resultados obtidos, utilizando-se ramais de 75mm e 50mm, bastante satisfatórios, uma vez que o retardo do escoamento verificado não afeta o desempenho do sistema, tendo-se em vista o curto intervalo de tempo. Outro fato, é que a máxima altura da lâmina d'água obtida, neste caso, é bem mais favorável do que a verificada quando se utiliza ramais de 100mm e 50mm de diâmetro. Como podemos observar é grande a influência dos ramais dos andares tipo no dimensionamento do coletor, que apresentaremos a seguir.

O coletor, trecho 3-4, esquematizado na figura 5.49, é simulado considerando-se diâmetro de 100mm, e posteriormente, com diâmetro de 150mm, para comparar com os resultados obtidos quando o sistema é dimensionado segundo a NBR-8160, [2].

Sabe-se que o comprimento, o diâmetro, a rugosidade e declividade do tubo são parâmetros que afetam a atenuação das ondas. Então, simulamos o escoamento no coletor, recebendo os efluentes dos dois subcoletores, variando somente os comprimentos destes e as declividades, conforme tabela 5.1. Neste caso, a rugosidade é constante, pois todas as simulações foram feitas para tubos de PVC. Os diâmetros dos subcoletores, também, não foram variados, tendo-se em vista que não seria vantajoso, uma vez que não poderiam ser menores do que os obtidos pelo dimensionamento, para o escoamento em regime permanente.

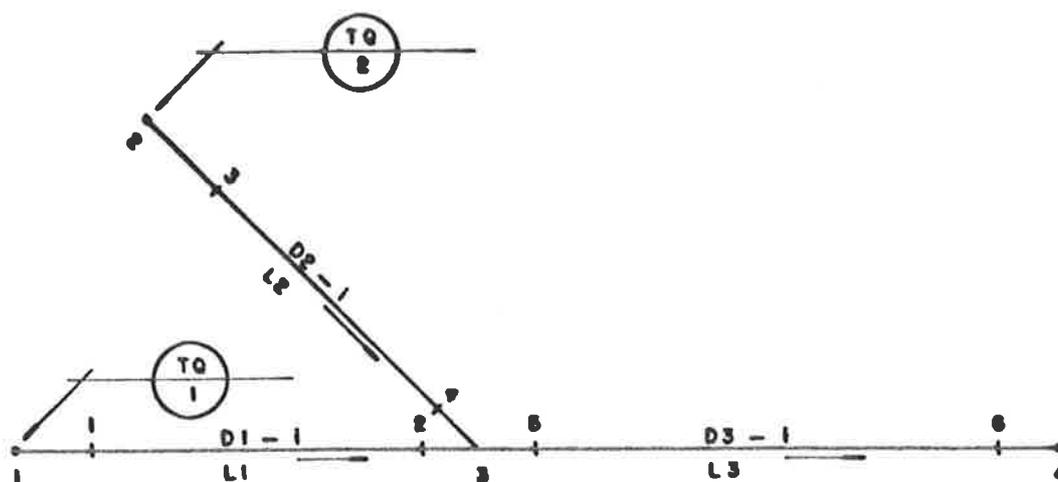


Figura 5.49 Esquema dos subcoletores e coletor da Configuração 4 - Casos 1 e 2, para as diversas simulações em regime não permanente.

Tabela 5.1 Casos simulados para o dimensionamento do coletor que recebe os efluentes dos subcoletores de um edifício residencial de 12 andares.

RAMAIS	CASO	L1(m)	L2(m)	L3(m)	D1(mm)	D2(mm)	D3(mm)	i(%)
Ramais de 100mm e 50mm	1-A	5	5	10	100	100	100	2
	1-B	10	10	10	100	100	100	6
	1-C	10	10	10	100	100	100	4
	1-D	10	10	10	100	100	100	2
	1-E	5	5	10	100	100	150	2
Ramais de 75mm e 50mm	1-F	5	5	10	100	100	100	2
	1-G	10	10	10	100	100	100	4
	1-H	10	10	10	100	100	100	2
	1-I	15	15	15	100	100	100	2
	1-J	5	5	10	100	100	150	2

As seções analisadas, em todos os casos, para os subcoletores e coletor, estão representadas na figura 5.48, e suas posições são relacionadas a seguir:

seção 1 - a 1.0m do nó 1;

seção 2 - a 0.2m do nó 3;

seção 3 - a 1.5m do nó 2;

seção 4 - a 0.2m do nó 3;

seção 5 - a 0.2m do nó 3;

seção 6 - a 0.2m do nó 4.

O escoamento, para todos os casos simulados, apresenta-se em condições críticas nas seções 2, 4 e 5, próximas da conexão (junção simples). Conforme mostra a tabela 5.1, iniciamos as simulações para as condições mais desfavoráveis, isto é, menores comprimentos dos subcoletores e maiores declividades.

Em todos os casos, conforme mostram figuras 5.50 a 5.57, até mesmo para o que traria maior atenuação das ondas, Caso 1-1, e conseqüentemente, melhores condições nas seções próximas da conexão, observa-se que a profundidade do escoamento atinge, aproximadamente, 95mm, quase seção plena, nas seções 2 e 4.

Segundo Swaffield [18], as condições de escoamento são favoráveis, se a seção plena não tiver duração de tempo superior a 90 segundos. Em nenhum destes casos ocorre seção plena porém atinge valores muito próximos do diâmetro, ou seja, quase seção plena. Nota-se, também, que a profundidade se mantém constante até ao final do tempo de simulação requerido, 50 segundos, não informando exatamente o tempo de duração desta profundidade.

Considerando-se que o sistema é dimensionado sem ventilação, e que o coletor está recebendo uma vazão de projeto, probabilisticamente maior, conforme foi explicado anteriormente, ainda admitimos boas as condições de escoamento.

Contudo é necessária melhor verificação através de simulações com tempo superior a 50 segundos. Observa-se, no entanto, que a seção 5 apresenta uma melhora nas condições do escoamento em todos os casos simulados. Isto mostra que o problema realmente ocorre nos arredores da conexão, devido a ocorrência de ressalto hidráulico, conforme foi abordado no item 3.2.

Chama-se a atenção, para o caso 1-E, ilustrado nas figuras 5.52 e 5.53, onde o coletor é simulado com o mesmo diâmetro, 150mm, que se obteve para o dimensionamento feito segundo a NBR-8160 [2], ou seja, em regime permanente.

Observa-se, que mesmo em regime não permanente as condições de escoamento praticamente não são alteradas. Isto é, as seções 2 e 4 continuam apresentando escoamento quase a seção plena. Isto implica, que o aumento do diâmetro, recomendado pela NBR-8160 [2], não melhora em nada as condições de escoamento para o coletor. No entanto, quando os ramais foram considerados de 75mm e os subcoletores de 15m de comprimento, os resultados obtidos, conforme mostram as figuras 5.56 e 5.57, são pouco melhores tanto em termos de vazões como em termos de profundidade do escoamento.

Verifica-se, então, a possibilidade de redução do diâmetro de 150mm do coletor, dimensionado segundo a NBR-8160 [2], para 100mm.

Os outros casos estão ilustrados nas figuras II.25 a II.36, do ANEXO II.

Os resultados para todos estes casos, estão apresentados nas tabelas 5.6 e 5.7.

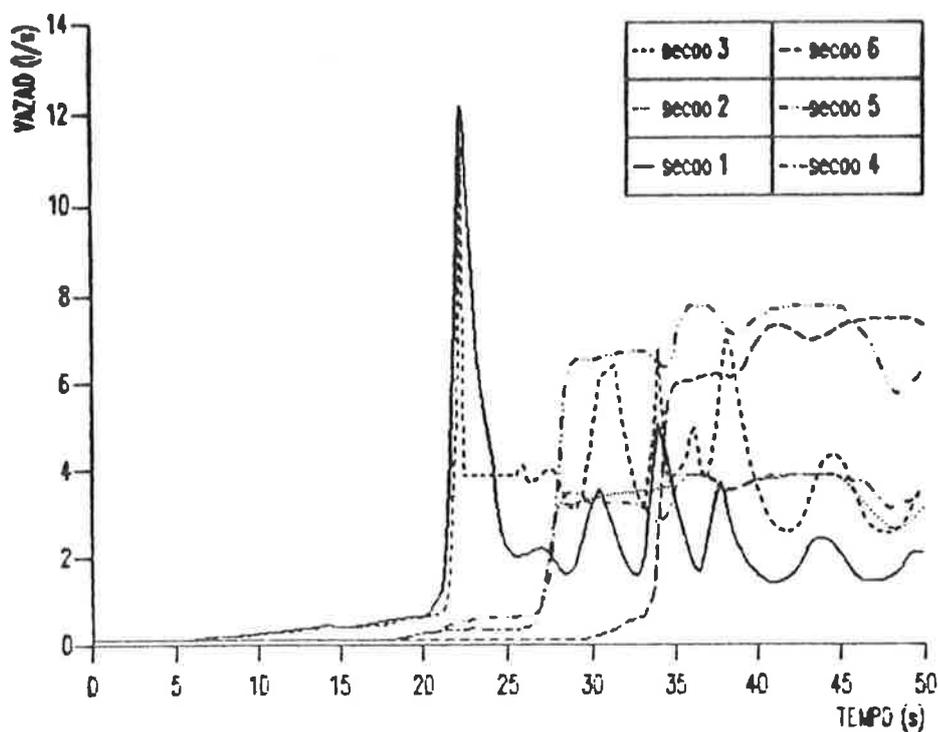


Figura 5.50 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-D.

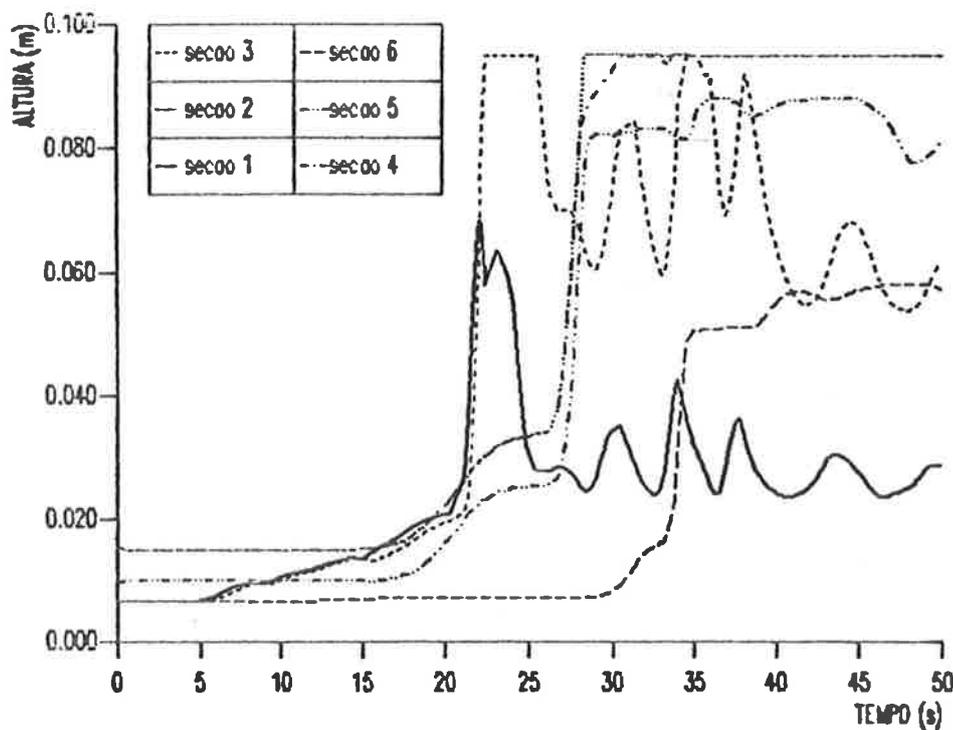


Figura 5.51 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-D.

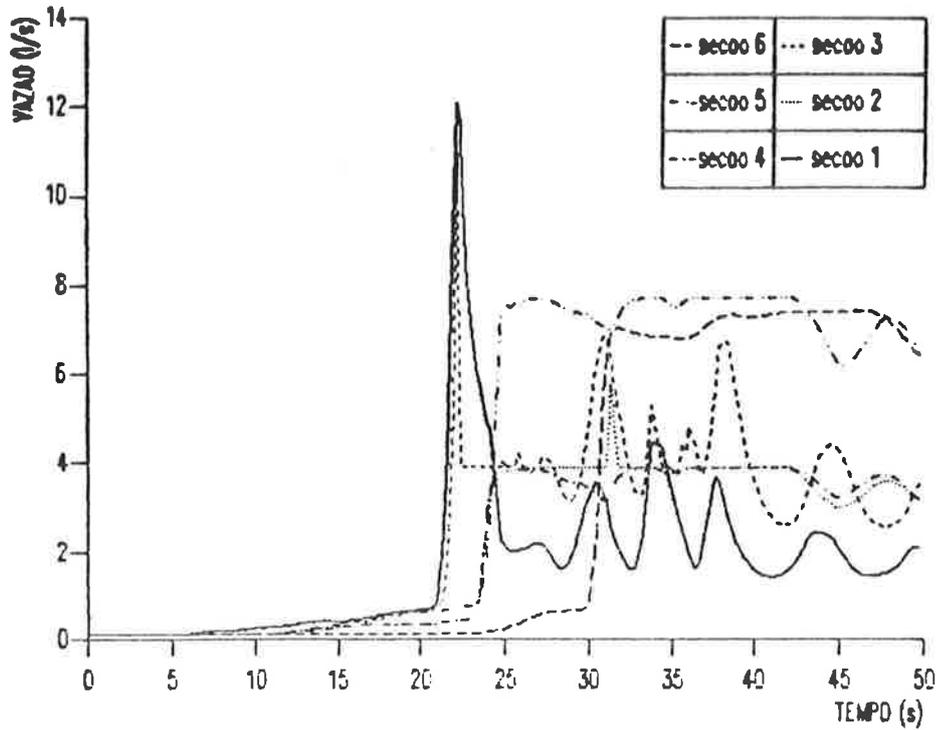


Figura 5.52 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-E.

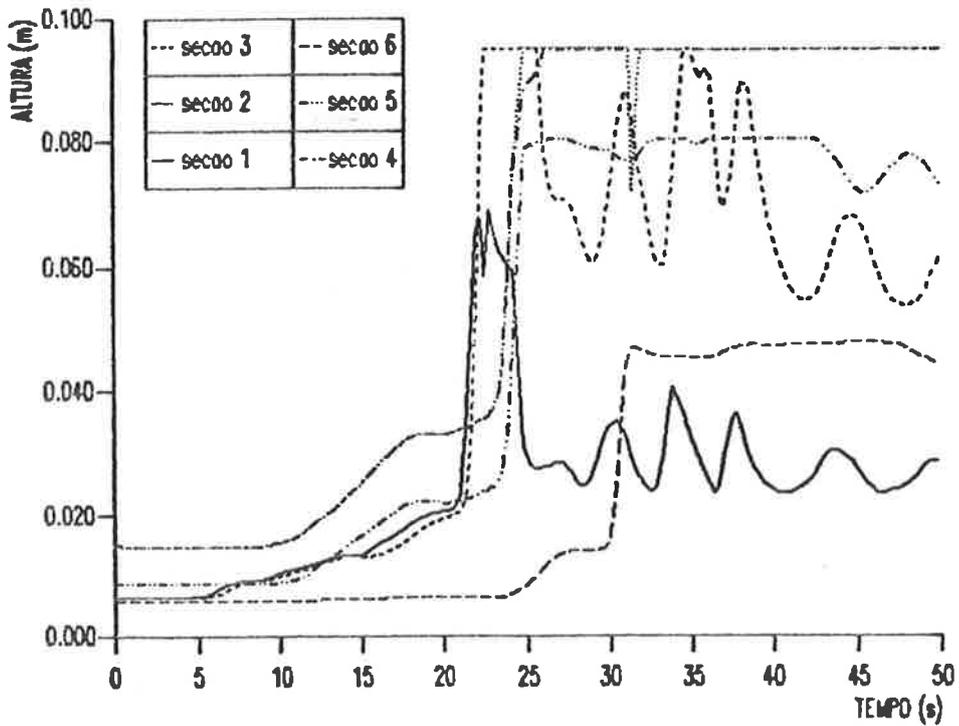


Figura 5.53 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-E.

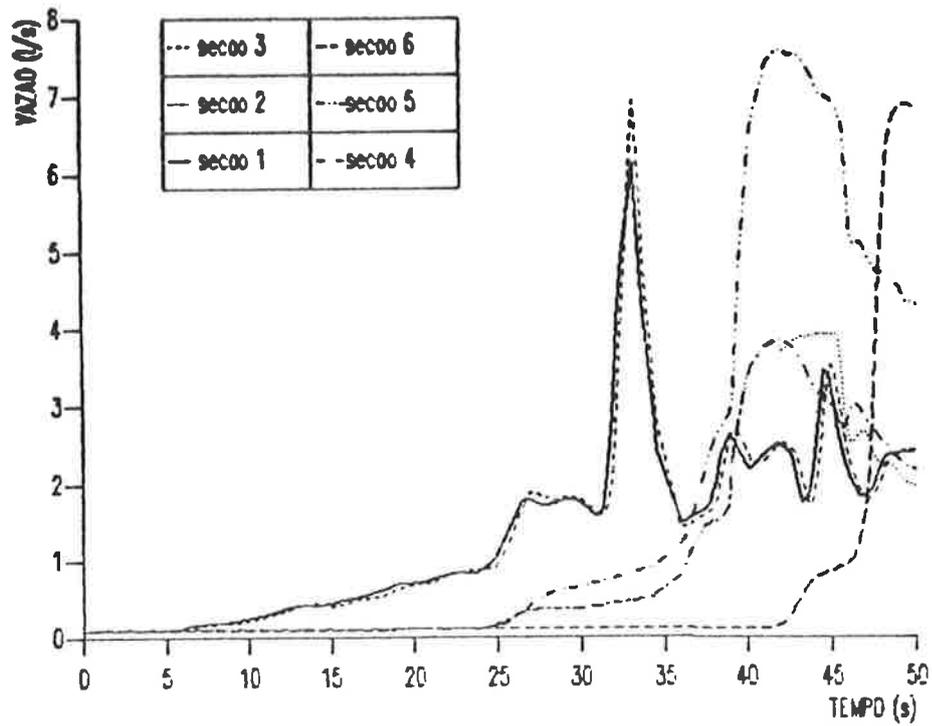


Figura 5.54 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-I.

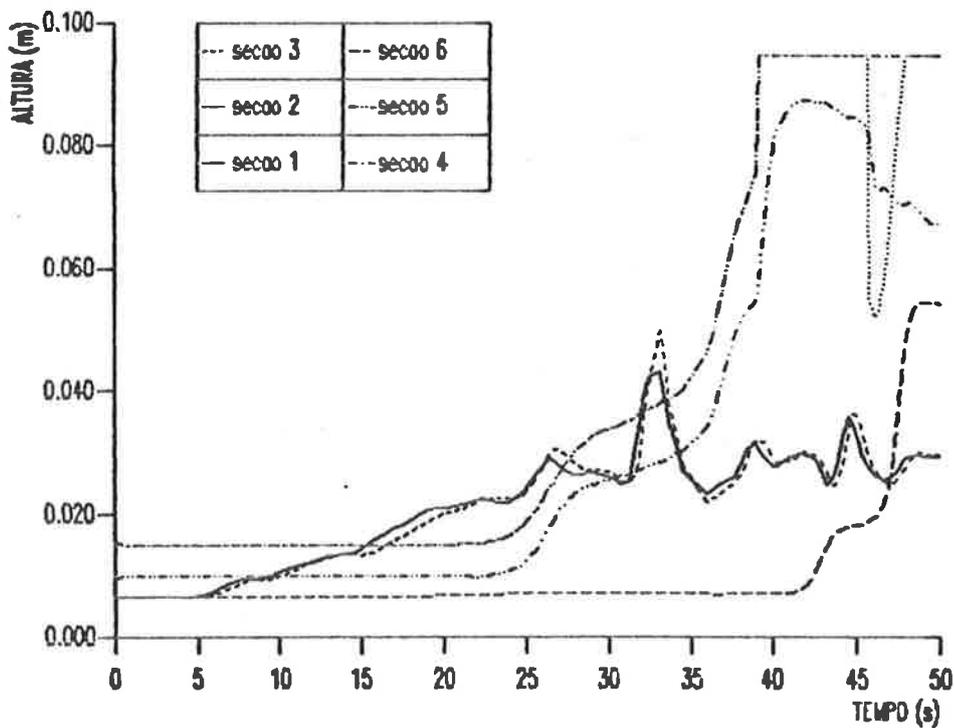


Figura 5.55 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-I.

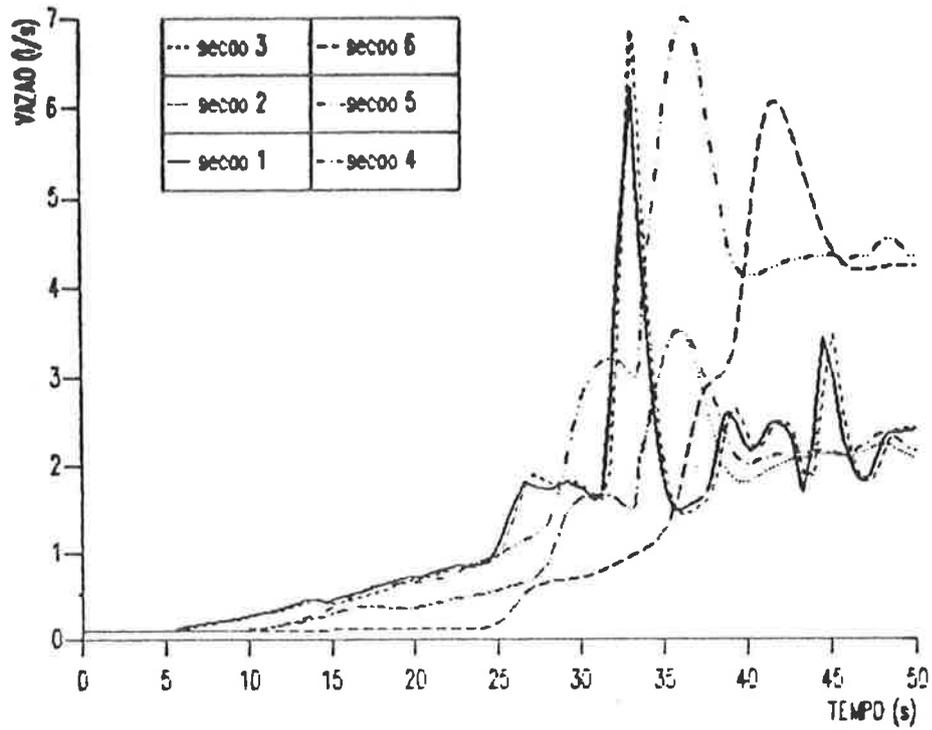


Figura 5.56 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-J.

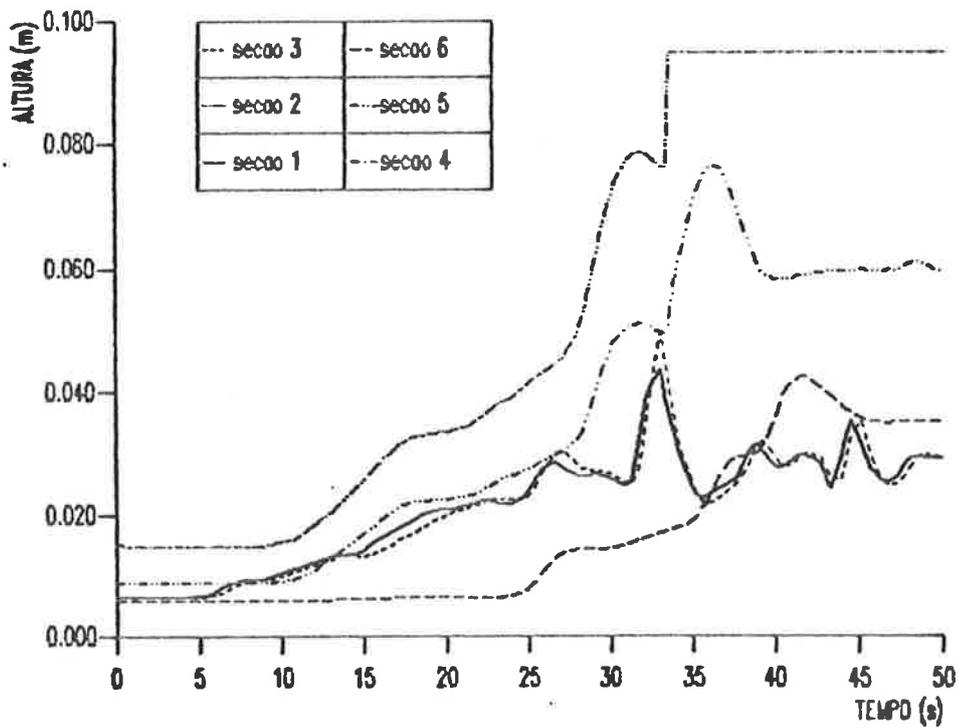


Figura 5.57 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-J.

5.3.2.2 Caso 2

Neste caso, a vazão de projeto para o dimensionamento do coletor é calculada considerando-se todos os aparelhos, cujas descargas alimentam os dois tubos de queda, em funcionamento simultâneo. Nota-se que, somente, o número de aparelhos sanitários é calculado funcionando simultaneamente, pois quando a configuração é simulada, considera-se a defasagem das descargas, com a finalidade de coincidir as vazões de pico no subcoletor.

Dessa maneira, determina-se o número de aparelhos em utilização, bem como, a vazão de projeto para o dimensionamento do coletor, através da expressão (5.1). Os valores p_1 , q e f_c , definidos para o Caso 1, são também, considerados para o Caso 2. Então, tem-se:

n_1	m_1	q	q_p
48 vasos sanitários	2	2.4	$= 4.8$
48 chuveiros	19	0.2	$= 3.8$
48 lavatórios (cuba cheia)	2	0.6	$= 1.2$
48 bidês	3	0.5	$= 1.5$
			<hr style="width: 10%; margin: 0 auto;"/> 11.3 l/s

Observa-se, que a vazão de projeto para o dimensionamento do coletor foi reduzida de 18.4 l/s para 11.3 l/s, ou seja, aproximadamente, 39%. As figuras 5.58 e 5.59, ilustram a distribuição destes aparelhos nos dois sistemas simplificados.

Após esta distribuição, o Sistema 1, correspondente ao tubo de queda 1, apresenta, vazão de projeto de 5.6 l/s e o sistema 2, correspondente ao tubo de queda 2, uma vazão de projeto de 5.5 l/s. Neste caso, também, os sistemas simplificados foram simulados considerando-se ramais de 100mm e 50mm de diâmetro, e em seguida, de 75mm e 50mm.

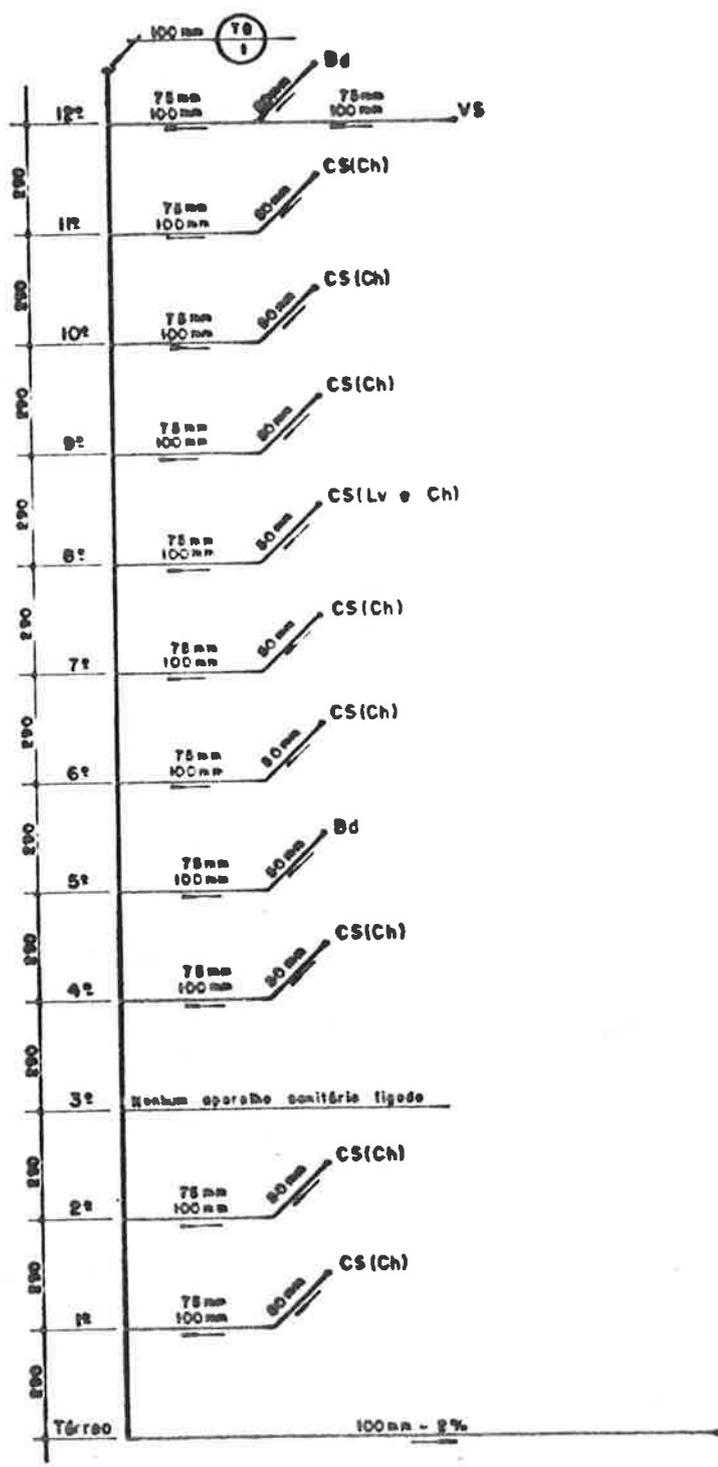


Figura 5.58 Esquema do sistema simplificado para o Sistema 1, da Configuração 4 - Caso 2.

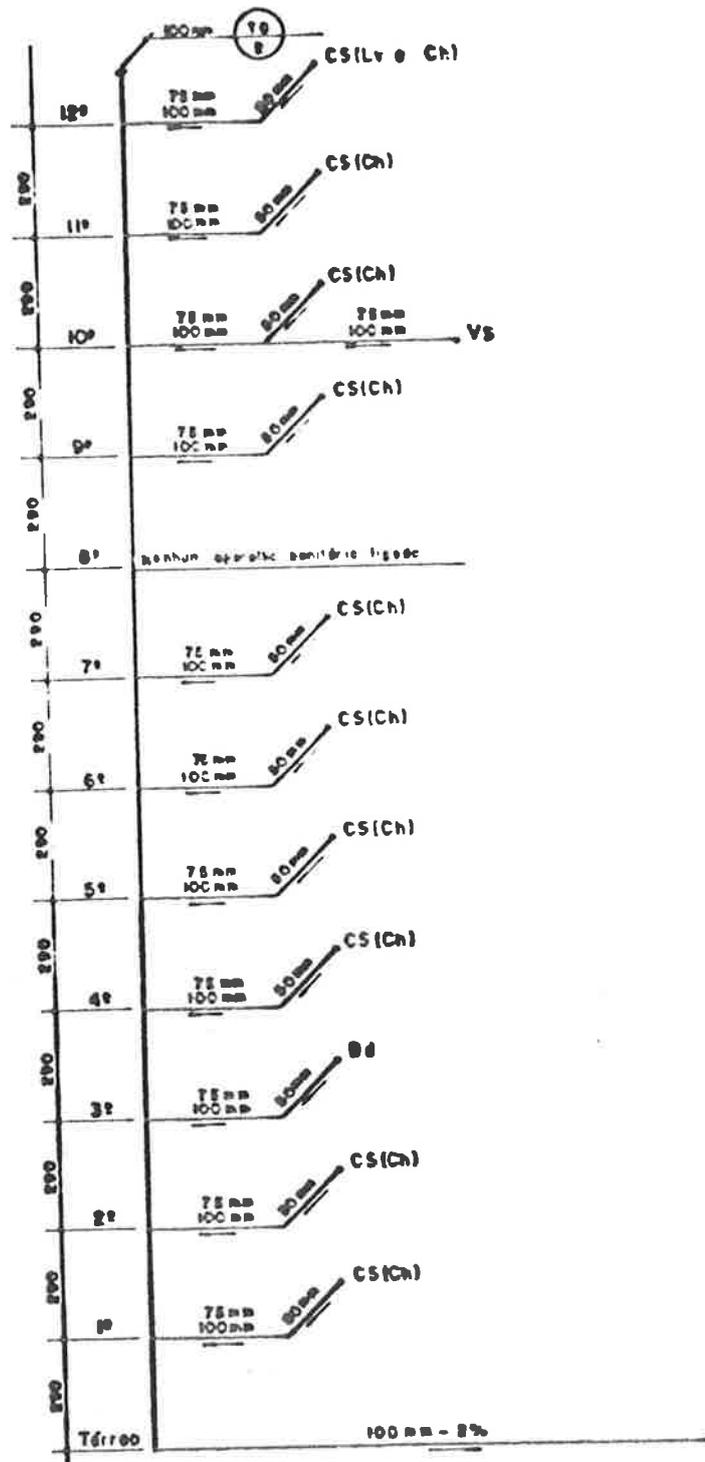


Figura 5.59 Esquema do sistema simplificado para o Sistema 2, da Configuração 4 - Caso 2.

As descargas dos aparelhos sanitários são acionadas no tempo 0.0 segundo, do 12º andar ao 6º andar, e no tempo 5 segundos, do 5º andar ao 1º andar.

Analisemos, inicialmente, os resultados obtidos para os subcoletores, correspondentes aos tubos de queda 1 e 2, respectivamente, conforme mostram as figuras 5.60 a 5.63.

Observa-se que a vazão máxima, obtida para o Sistema 1, é aproximadamente, 20% maior do que a vazão para o Sistema 2. Isto deve-se ao fato de que a vazão de projeto, q_p , calculada em função das vazões dos aparelhos sanitários, q , do Sistema 1, é cerca de 6%, maior que a vazão de projeto do Sistema 2.

As profundidades do escoamento acompanham o mesmo comportamento das vazões, ou seja, aproximadamente 19% maiores, para o Sistema 1, em relação ao Sistema 2, conforme ilustram as figuras 5.61 e 5.63.

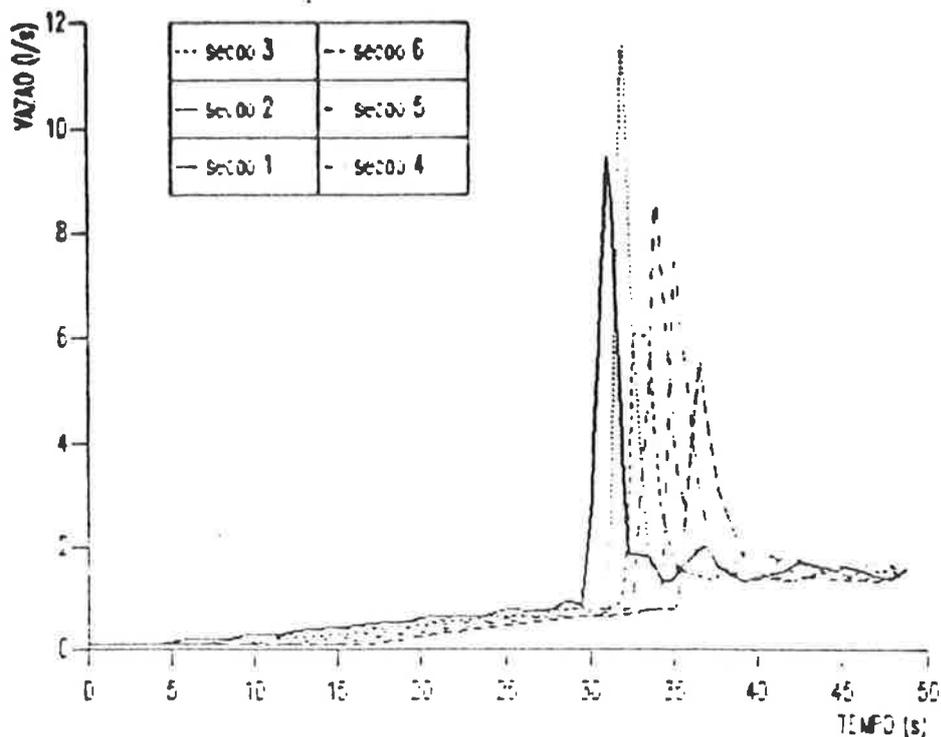


Figura 5.60 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%.

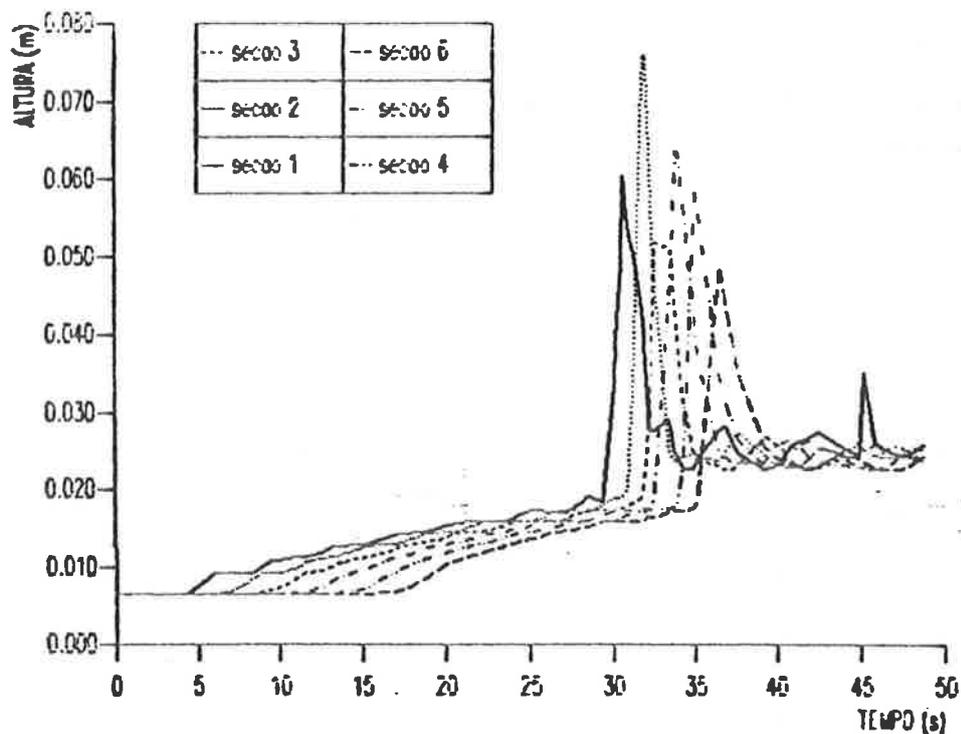


Figura 5.61 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%.

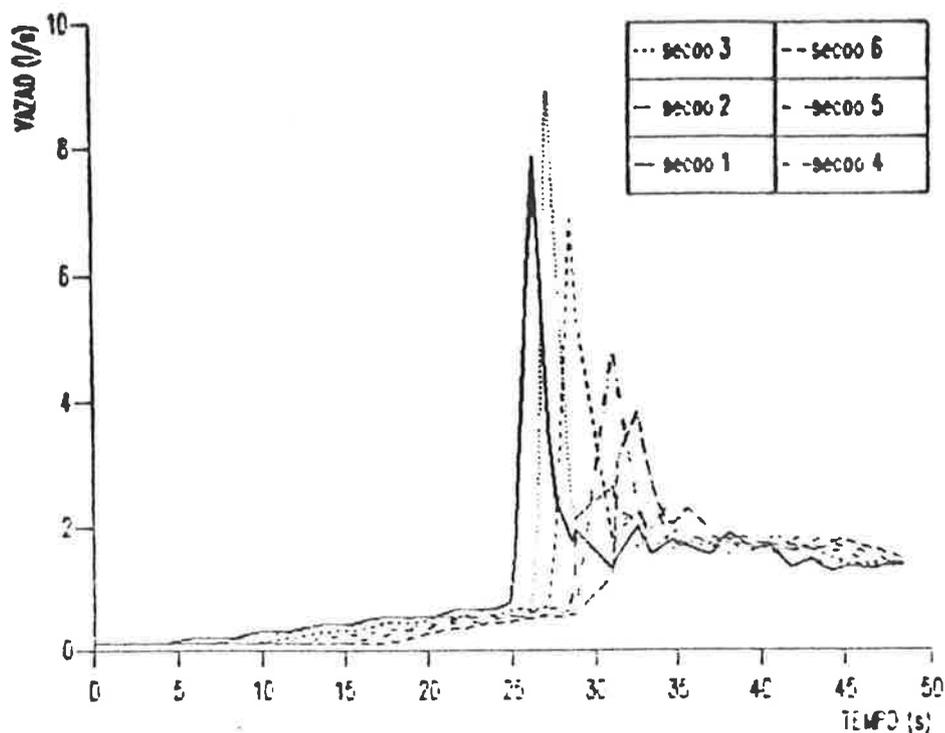


Figura 5.62 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 2 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%.

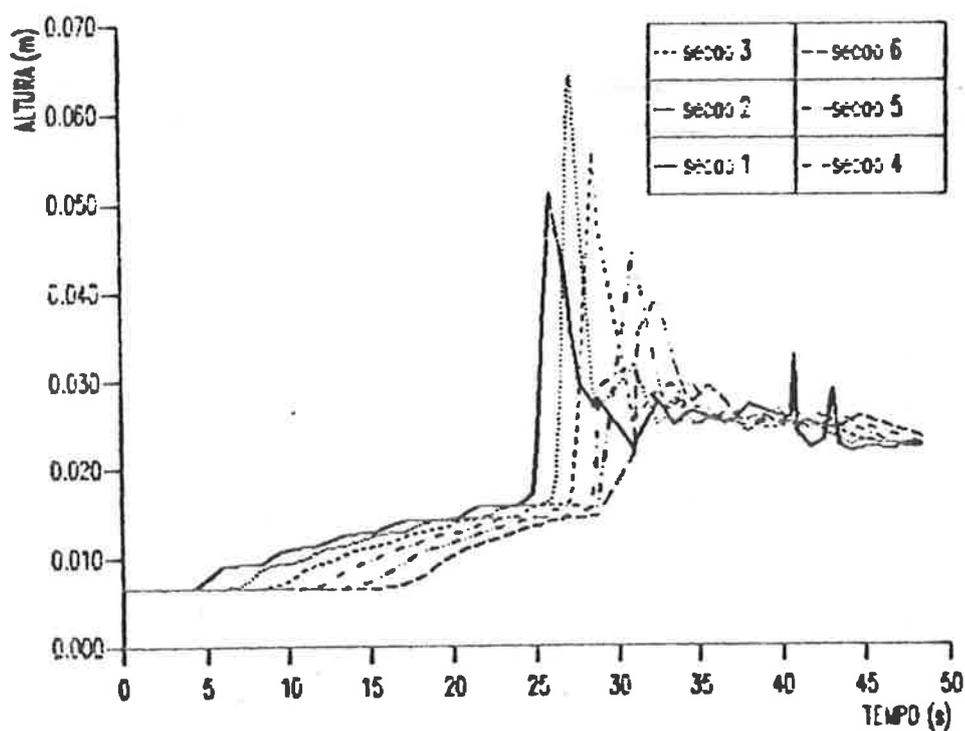


Figura 5.63 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 2 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 100mm e 50mm e declividade de 2%.

Quando os Sistemas 1 e 2 são simulados com os raneis de 75mm e 50mm de diâmetro, observa-se, conforme ilustram as figuras 5.64 a 5.67, uma redução, de aproximadamente, 71% da vazão de pico para o Sistema 1, e de 62% para o Sistema 2. Quanto às profundidades máximas, elas apresentam uma redução, de aproximadamente, 49% e 43%, para os Sistemas 1 e 2, respectivamente.

Mais uma vez, os resultados mostram-se favoráveis para a redução dos diâmetros dos raneis de 100mm para 75mm, apesar do retardo do escoamento, que para este caso, é de somente 6 segundos para o Sistema 1, e de 7 segundos, para o Sistema 2, aproximadamente.

Os resultados para os Sistemas 1 e 2, estão apresentados nas tabelas 5.8 e 5.9, respectivamente.

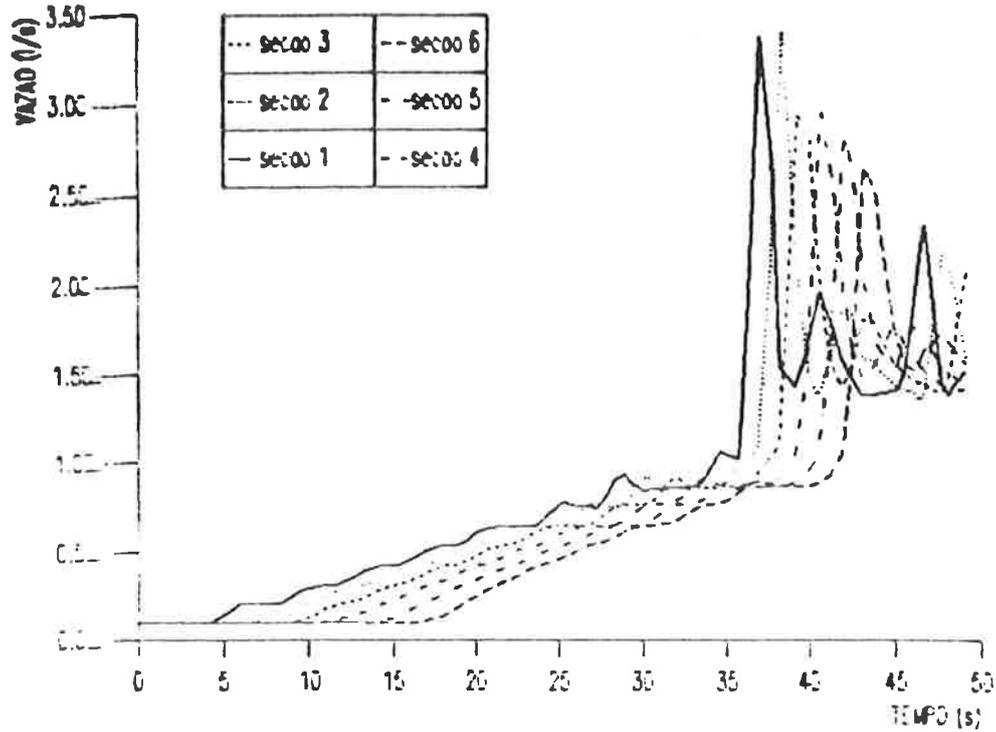


Figura 5.64 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, com ramais de 75mm e 50mm e declividade de 2%.

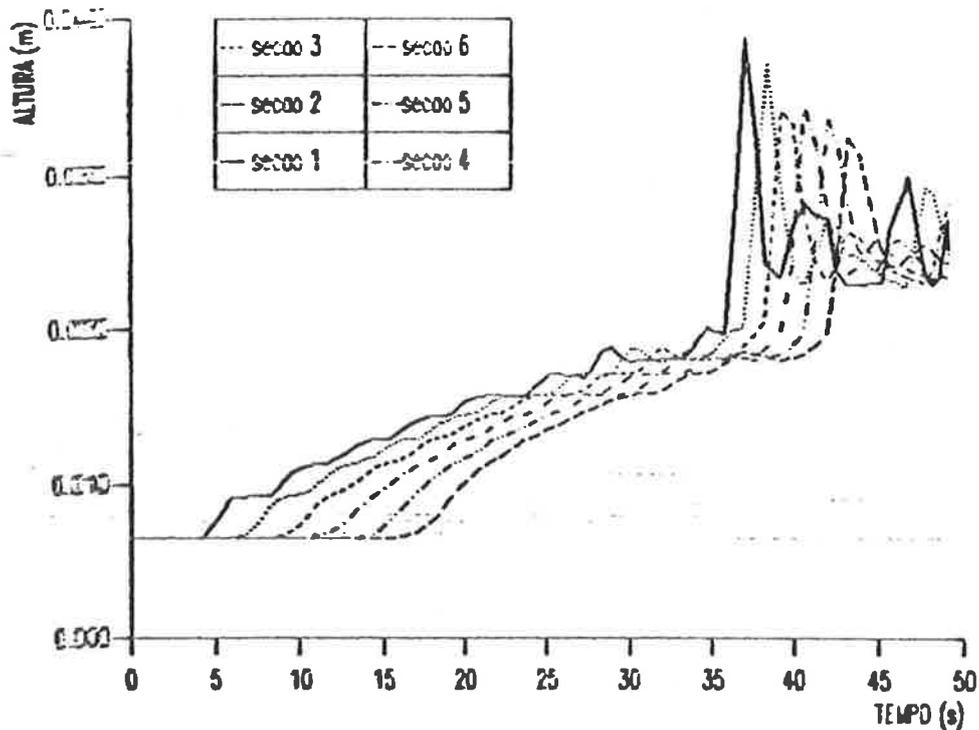


Figura 5.65 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor do Sistema 1 da Configuração 4 - Caso 2, ramais de 75mm e 50mm e declividade de 2%.

Para a análise do conjunto: coletor (trecho 3-4) e subcoletores (trechos 1-3 e 2-3), ilustrado na figura 5.49, simulamos vários casos variando comprimentos e declividades dos subcoletores; e diâmetro, comprimento e declividade do coletor, conforme tabela 5.2. As simulações são feitas, partindo-se da condição mais desfavorável de escoamento.

Tabela 5.2 Casos simulados para o dimensionamento do coletor que recebe os efluentes de subcoletores de um edifício residencial de 12 andares.

RAMAIS	CASO	L1(m)	L2(m)	L3(m)	D1(mm)	D2(mm)	D3(mm)	i(%)
Ramais de 100mm e 50mm	2-A	5	5	10	100	100	100	2
	2-B	10	10	10	100	100	100	6
	2-C	10	10	10	100	100	100	4
	2-D	10	10	10	100	100	100	2
	2-E	15	15	15	100	100	100	2
	2-F	5	5	10	100	100	150	2
Ramais de 75mm e 50mm	2-G	3	3	10	100	100	100	6
	2-H	3	3	10	100	100	100	4
	2-I	3	3	10	100	100	100	2
	2-J	5	5	10	100	100	100	4
	2-K	5	5	10	100	100	100	2
	2-L	5	5	10	100	100	100	1
	2-M	10	10	10	100	100	100	6
	2-N	10	10	10	100	100	100	4
	2-O	10	10	10	100	100	100	2
	2-P	15	15	15	100	100	100	2

As seções analisadas, em todos os casos, nos subcoletores e coletor, estão representadas na figura 5.49, e suas posições são as mesmas do Caso 1, para possibilitar comparações entre os dois casos. Então, aqui as transcrevemos:

seção 1 - a 1.0m do nó 1;

seção 2 - a 0.2m do nó 3;

seção 3 - a 1.5m do nó 2;

seção 4 - a 0.2m do nó 3;

seção 5 - a 0.2m do nó 3;

seção 6 - a 0.2m do nó 4.

Os resultados mostram-se bem mais favoráveis do que os do Caso 1, pois apesar de atingir profundidade máxima de 95mm, nas seções críticas, 2 e 4, o escoamento permanece a esta profundidade por um intervalo de tempo muito pequeno, cerca de 10 segundos, conforme ilustram as figuras 5.68 a 5.78.

A condição mais severa é representada pelo Caso 2-A, onde a profundidade nas seções 2 e 4, se mostram intermitentes, em torno do valor de 95mm, no período de 25 a 45 segundos, porém, ao final dos 50 segundos, nota-se a tendência em reduzir este valor. Este caso está ilustrado nas figuras II.37 e II.38, do ANEXO II.

Com relação aos casos 2-G a 2-P, que se referem aos raios de 75mm e 50mm, as condições de escoamento se mostram ainda melhores.

Devido aos bons resultados, obtidos para raios de esgoto de 75mm e 50mm, simulamos casos para subcoletores de 3m de comprimento, ou

seja, aumentando-lhes o grau de severidade. As declividades tiveram as seguintes variações: 2%, 4% e 6%, conforme a tabela 5.2.

Somente, para o Caso 2-G, as condições de escoamento mostram-se críticas para seção 2, onde a profundidade atinge, aproximadamente, 95mm, a partir dos 35 segundos, permanecendo com este valor, até ao final dos 50 segundos. Este resultado, não nos possibilita uma avaliação criteriosa desta seção, no entanto, poderá ser analisada de forma mais exata, através de outra simulação, com maior tempo de escoamento.

De um modo geral, confirma-se através destes resultados a influência dos parâmetros dos tubos, ou seja, da declividade do diâmetro e do comprimento, na capacidade de escoamento destes componentes, conforme estudamos no sub-item 4.1.2.

Os resultados para todos os casos encontram-se nas tabelas 5.10 e 5.11.

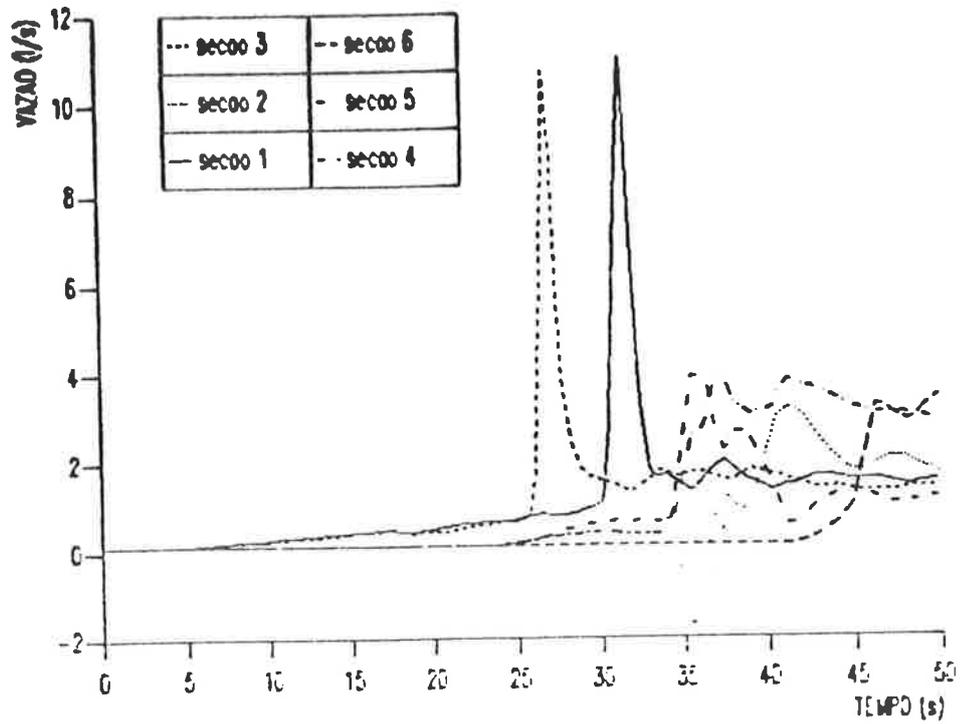


Figura 5.68 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-E.

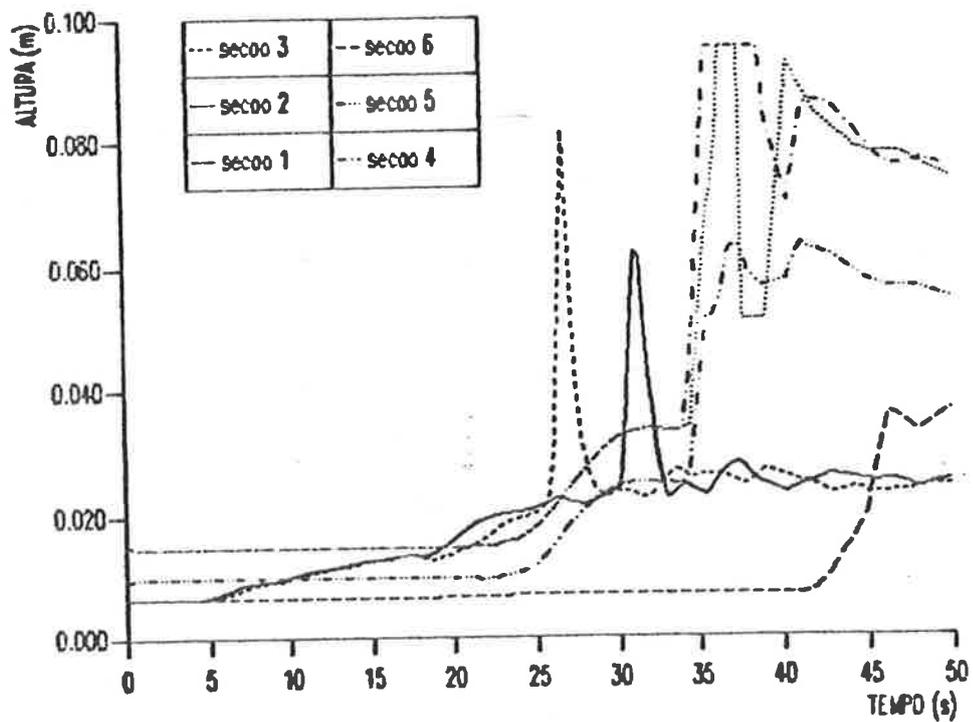


Figura 5.69 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-E.

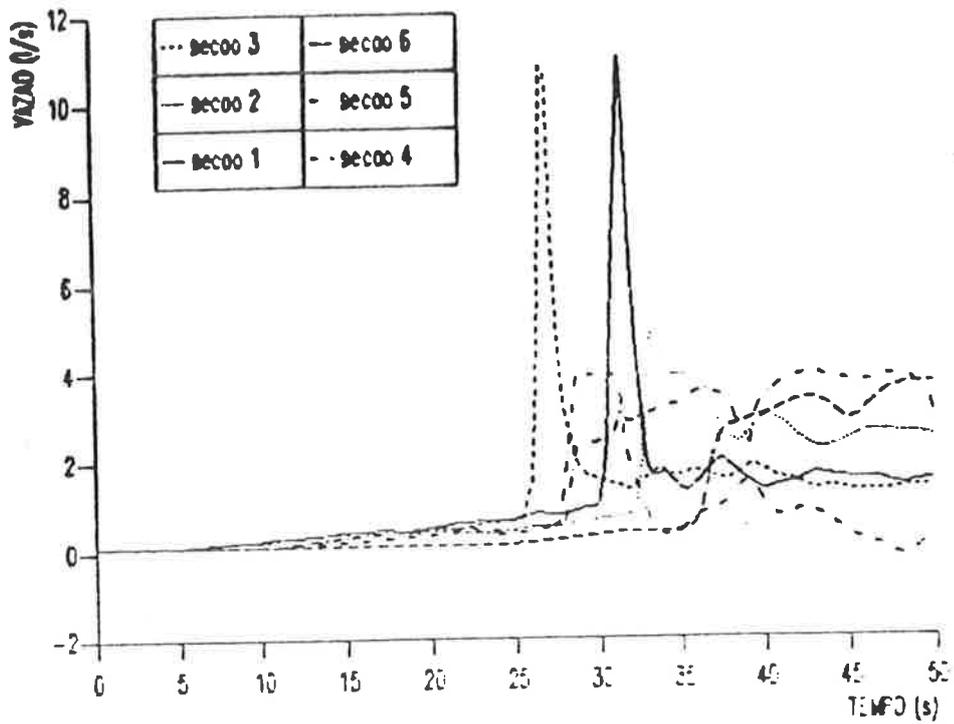


Figura 5.70 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-F.

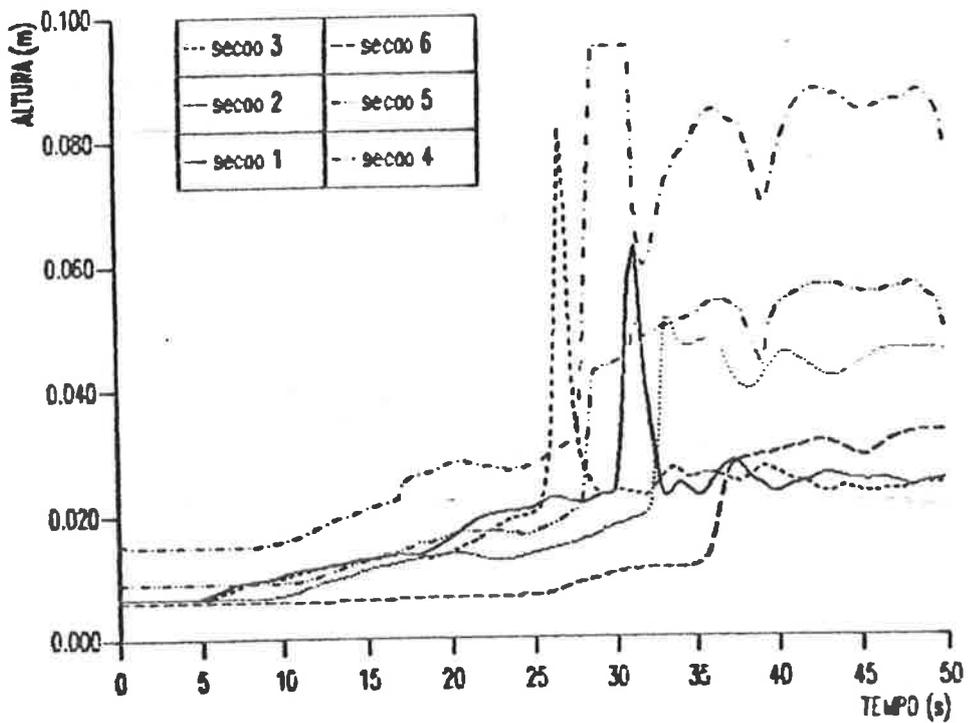


Figura 5.71 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-F.

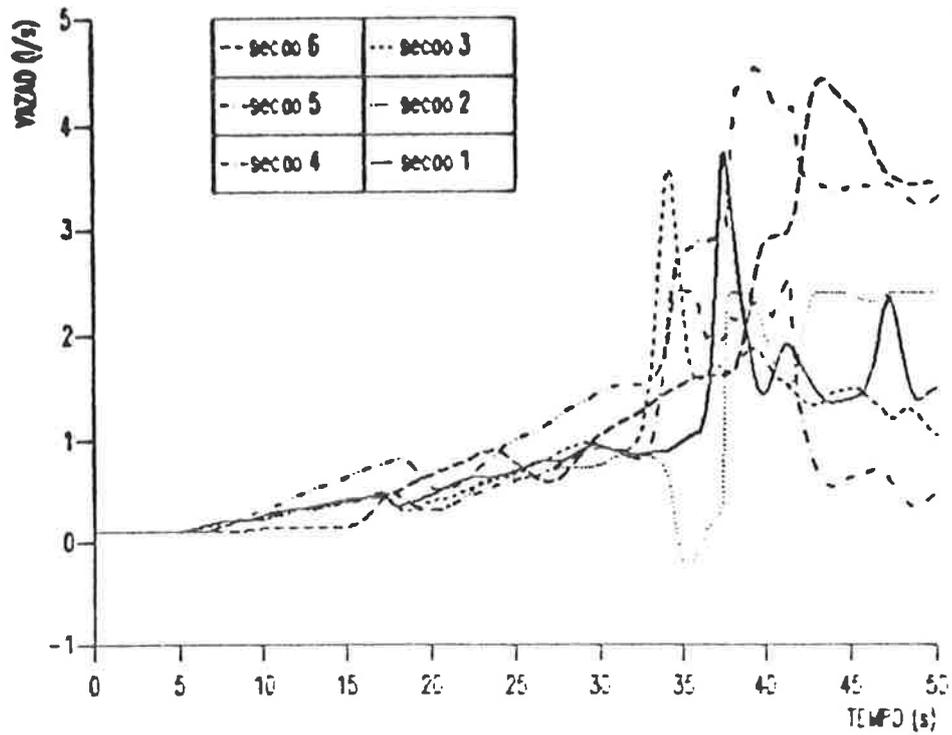


Figura 5.72 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-G.

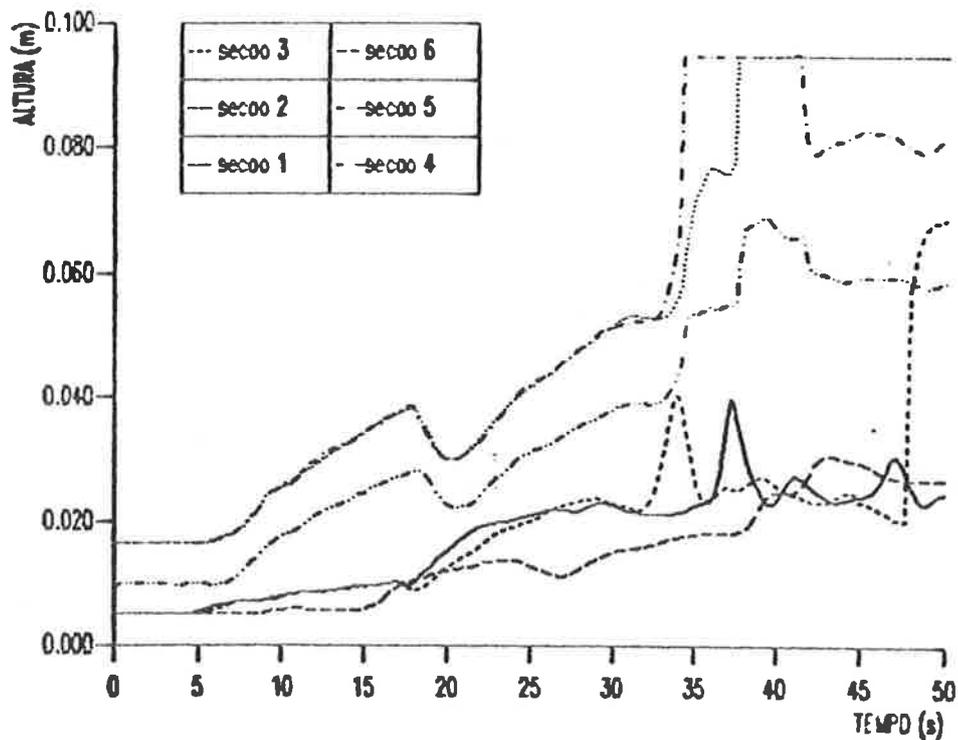


Figura 5.73 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-G.

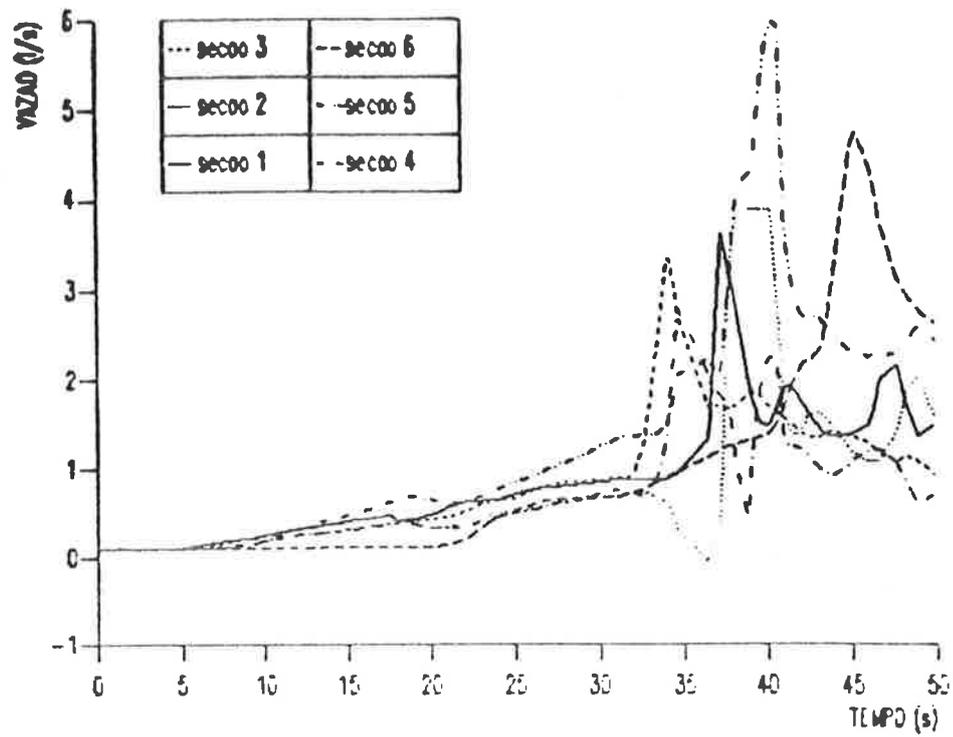


Figura 5.74 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-I.

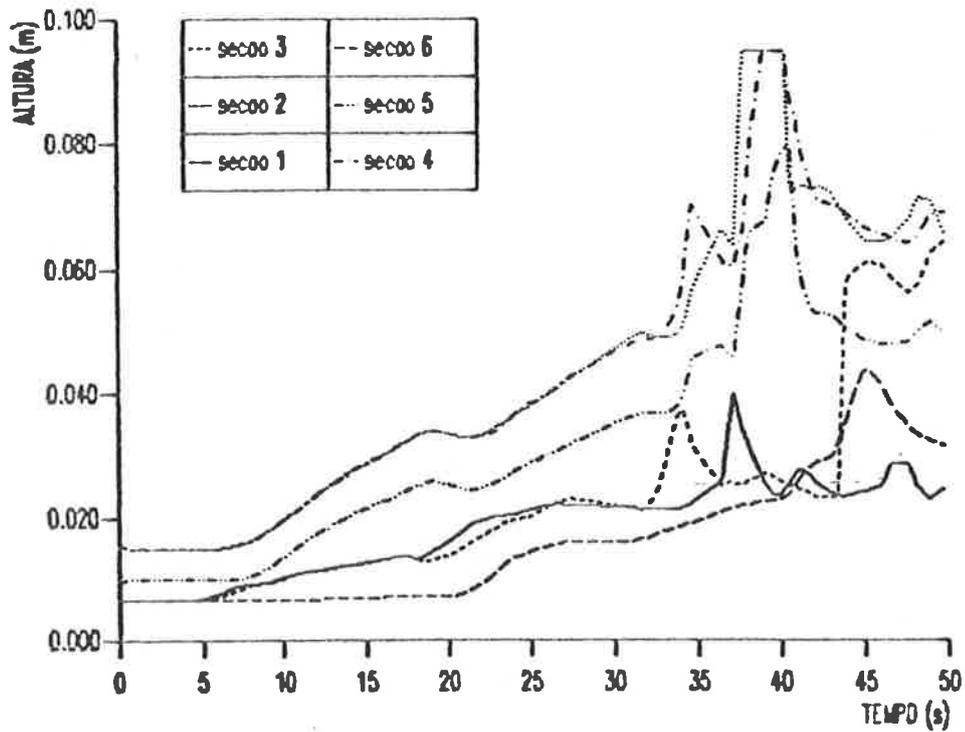


Figura 5.75 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-I.

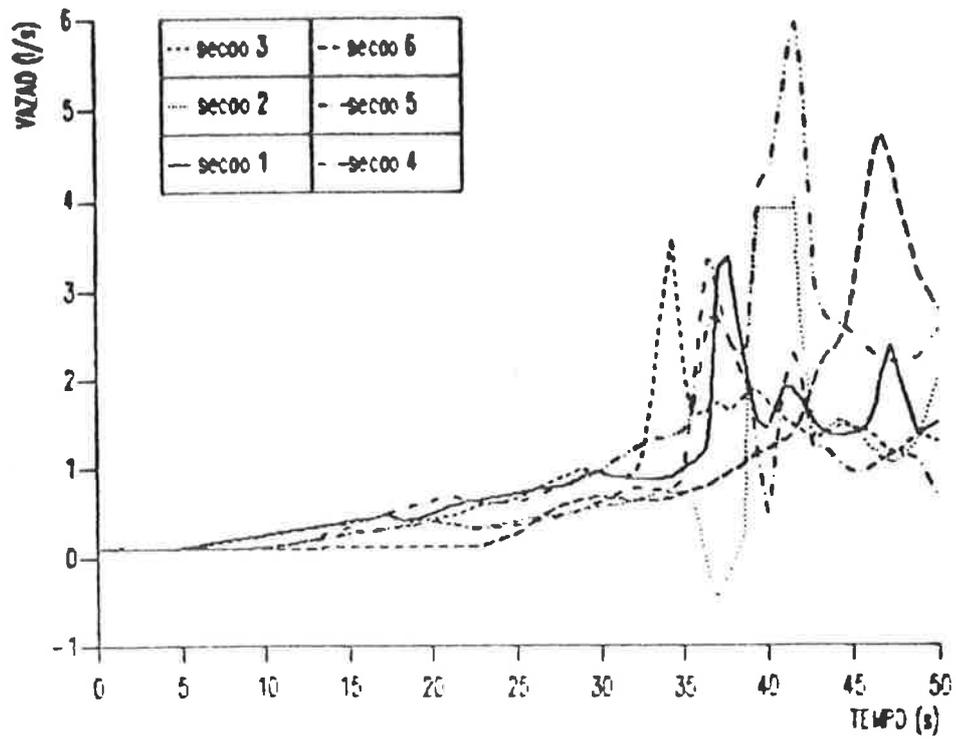


Figura 5.76 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-K.

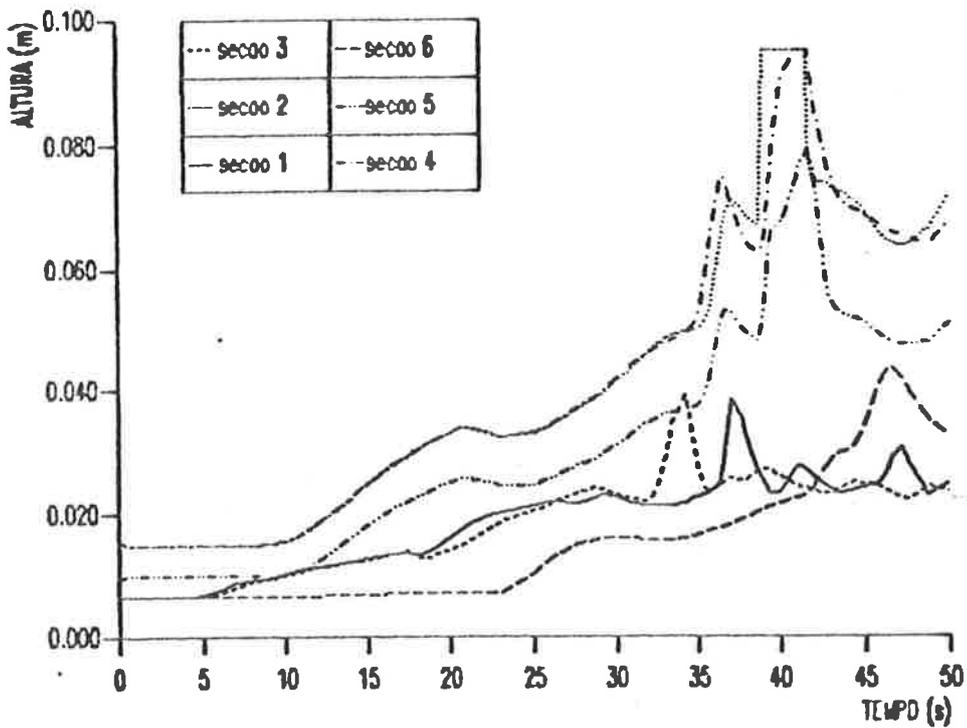


Figura 5.77 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-K.

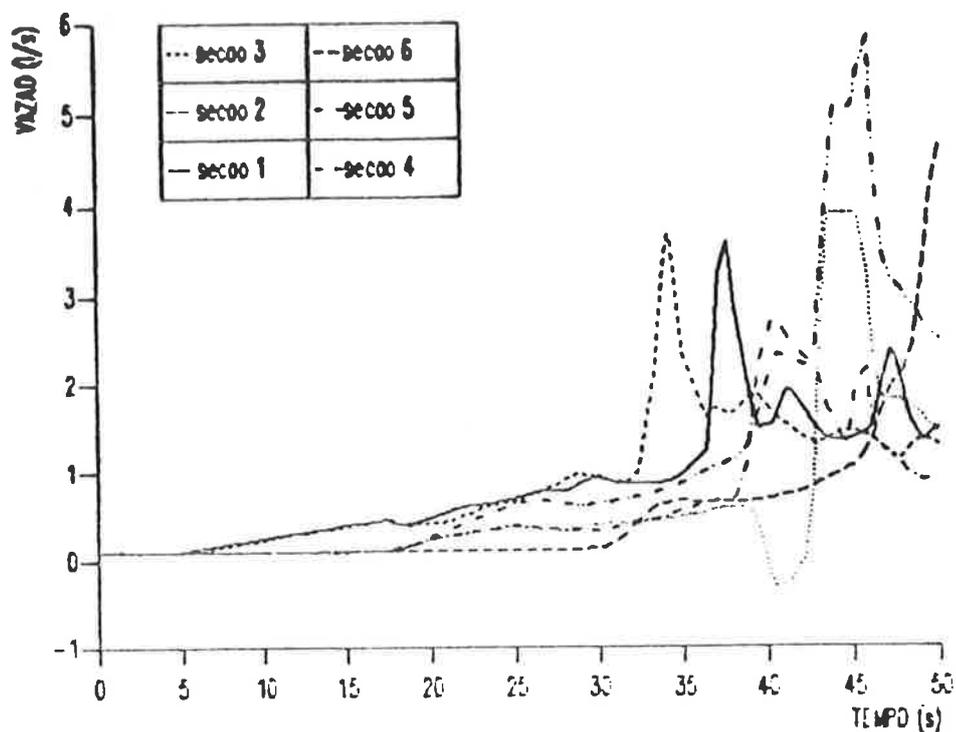


Figura 5.78 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-0.

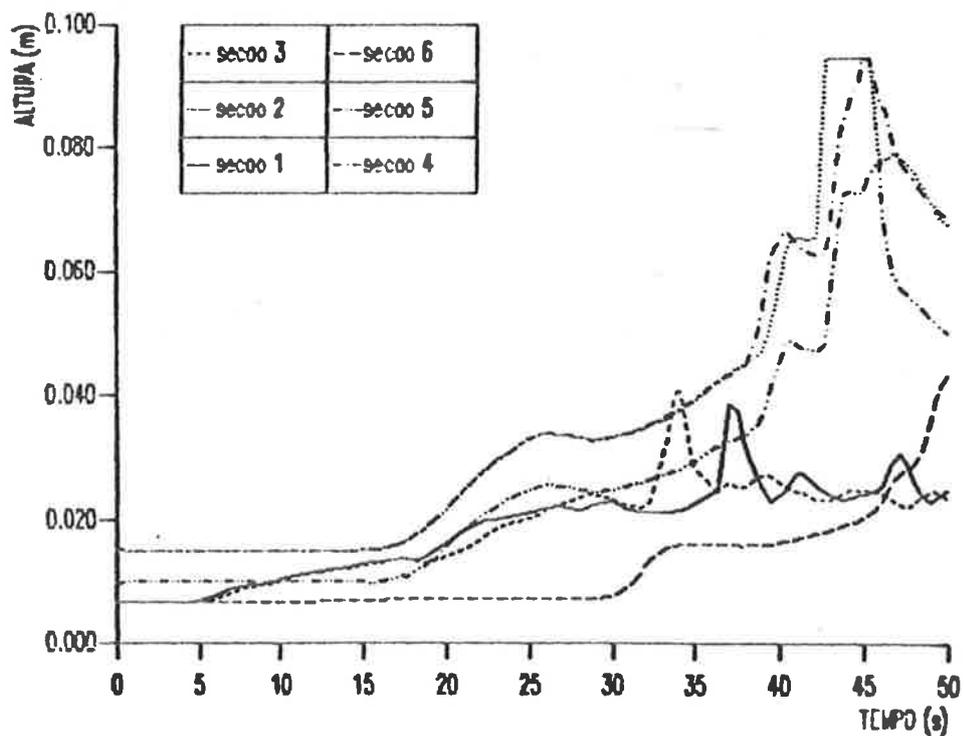


Figura 5.79 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-0.

5.4 Análise dos Resultados

Nos itens anteriores deste capítulo, simulamos algumas configurações, cujos resultados foram apresentados graficamente, seguidos de análise descritiva.

Com o objetivo de fornecer os resultados de forma mais sintética, apresentamos algumas tabelas que permitem a análise das condições de escoamento de sistemas, dotados das mesmas características dos casos aqui estudados.

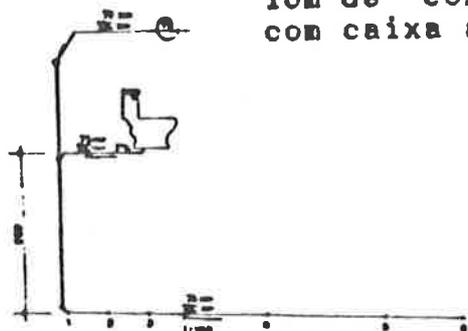
O fenômeno da atenuação foi verificado em ramais e coletores para as configurações 1 e 2, ilustradas, respectivamente, nas figuras 5.7 e 5.12, cujos resultados foram apresentados graficamente pelas figuras 5.8 a 5.11 e 5.13 a 5.16 e que agora são fornecidos pelas tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 Configuração 1 - Atenuação de vazões em ramal de descarga de 15m de comprimento de um vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros.



Dr (mm)	i (%)	Q ₁ (l/s)	Q _e (l/s)	Atenuação (%)
100	0.5	2.4	0.7	- 71.0
100	2	2.4	1.99	- 17.0
100	4	2.4	3.42	+ 42.5
100	10	2.4	4.07	+ 69.8

Tabela 5.2 Configuração 2 - Atenuação de vazões em subcoletor de 10m de comprimento para descarga de um vaso sanitário com caixa acoplada de 13 litros.



Dr (mm)	Dsub (mm)	i (%)	Q ₁ (l/s)	Q _e (l/s)	Atenuação (%)
100	100	0.5	4.50	1.01	- 77.5
100	100	2	4.74	2.21	- 53.4
100	100	4	4.71	3.49	- 25.9
100	100	6	4.78	4.41	- 7.74
100	100	10	4.35	5.41	+ 24.3
75	75	2	5.23	2.42	- 53.7
75	75	4	5.24	3.56	- 32.1

Conforme pode-se observar nas tabelas 5.1 e 5.2 a atenuação de vazões cresce com a redução da declividade e que o empolamento acontece mais rápido, ou seja, para declividades menores, para os raios do que para os coletores.

Assim sendo, pode-se afirmar que a atenuação de vazões é diretamente proporcional à redução da declividade e à redução do diâmetro, pois em ambos os casos, há uma perda de carga maior, influenciando maiores atenuações.

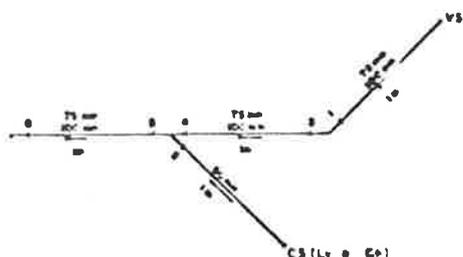
Quando se trata de subcoletor, a atenuação é ainda mais representativa, devido à maior perda de quantidade de energia na

mudança de direção do escoamento, verificado na transição tubo de queda/subcoletor.

O escoamento nos ramais foi verificado nas configurações 3 e 4, conforme ilustram as figuras 5.19 e 5.35, respectivamente. Vários casos foram simulados para estas configurações, cujos resultados estão apresentados nas tabelas 5.3 a 5.5.

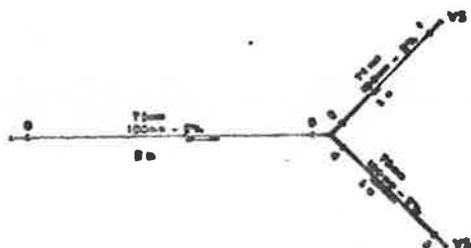
Tabela 5.3 Configuração 3 - Caso 1: Ramais

1VS + 1 CS(1 Lv + 1 Ch)



D (mm)	i (%)	qp (l/s)	Q _{máx.} (l/s)	h _{máx.} (mm)	Local (h _{máx.})
100 e 50	2	3.2	6.6	82.9	junção - seção 5
75 e 50	2	3.2	4.0	67.6	junção - seção 5

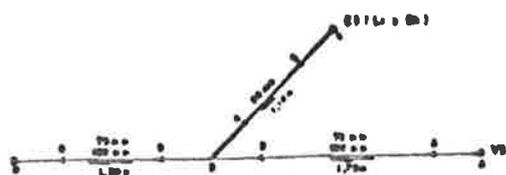
Tabela 5.4 Configuração 3 - Caso 2: Ramais - 2VS



D (mm)	i (%)	qp (l/s)	Q _{máx.} (l/s)	h _{máx.} (mm)	Local (h _{máx.})
100 e 50	2	4.8	3.2	57	junção - seção 5
75 e 50	2	4.8	4.5	69	junção - seção 5

Tabela 5.5 Configuração 4 - Caso 1: Ranais

1VS + 1 CS(1 Lv + 1 Ch)



Dr (mm)	i (%)	qp (l/s)	Qn _{ax} . (l/s)	hn _{ax} . (mm)	Local (hn _{ax} .)
100 e 50	2	3.2	2.4	59.0	junção - seção 2
75 e 50	2	3.2	2.4	71.3	junção - seção 2

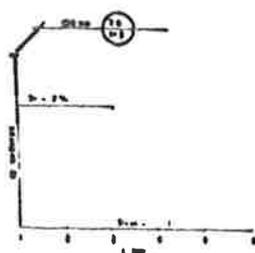
Analisando-se estes resultados, pode-se notar a influência do traçado geométrico dos sistemas nas condições de escoamento, ilustrada pelos resultados destas duas configurações. Nota-se que os pontos críticos ocorrem sempre nas proximidades das junções, conforme tabelas 5.3 a 5.4. Na Configuração 4 - Caso 1, verifica-se a presença de remanso na seção 2, e maior tempo de escoamento, ou seja um retardo de 5 segundos, conforme ilustra a figura 5.40 e 5.42.

Outro fato, que nos chama a atenção, é a confirmação da influência das curvas de vazões de descargas triangulares, neste caso dos vasos sanitários, na atenuação de vazões. Isto é verificado pela comparação dos casos 1 e 2, para ranais de 100mm e 50mm, da Configuração 3. No Caso 2, a vazão máxima é cerca de 51% menor que a vazão máxima ocorrida no caso 1. Isto reflete, também na redução da profundidade do escoamento, que neste caso é de, aproximadamente, 31%, para ranais de 100mm e 50mm.

Com relação aos ranais de 75mm e 50mm, não podemos fazer uma análise segura, devido às distorções ocorridas.

O escoamento nos subcoletores e coletores foi verificado somente na Configuração 4, porém em dois casos. A tabela 5.6 apresenta os resultados para o subcoletor do Caso 1, esquematizado nas figuras 5.38 e 5.44, e com os resultados gráficos nas figuras 5.45 a 5.48.

Tabela 5.6 Configuração 4 - Caso 1: Sistema 1 = Sistema 2



Subcoletor - 24 Vs + 24 Ch + 24 Lv + 24 Bd

$$q_p = 9.2 \text{ l/s}$$

Lsub (m)	Dr (mm)	Dsub (mm)	i (%)	Qmáx. (l/s)	hmáx. (mm)	Local (hmáx.)
10	100 e 50	100	2	12.8	82	seção 2 (2m do TQ)
10	75 e 50	100	2	7.2	55	seção 2 (2m do TQ)

Observando-se a tabela 5.6, percebe-se, com clareza, a influência da perda de carga, ocorrida nas conexões e tubulações, na atenuação das vazões, e conseqüentemente, possibilitando um aumento do valor da vazão de projeto para os raios de 100mm e 50mm, ou a redução do diâmetro dos raios de 100mm para 75mm, conforme apresentado.

Observa-se que, tanto a vazão máxima, quanto a profundidade máxima, ocorrem na seção 2, proximidades do tubo de queda, onde há uma grande perda de quantidade de energia, provocada pela mudança de direção do escoamento.

O escoamento nos coletores foi verificado na Configuração 4, sendo analisados 2 casos, variando-se as vazões de projeto, o comprimento dos subcoletores e coletor, como também, a declividade e diâmetro. Os resultados do Caso 1 para ramais dos andares "tipo" de 100mm e 50mm estão apresentados na tabela 5.7 e para ramais de 75mm e 50mm na tabela 5.8.

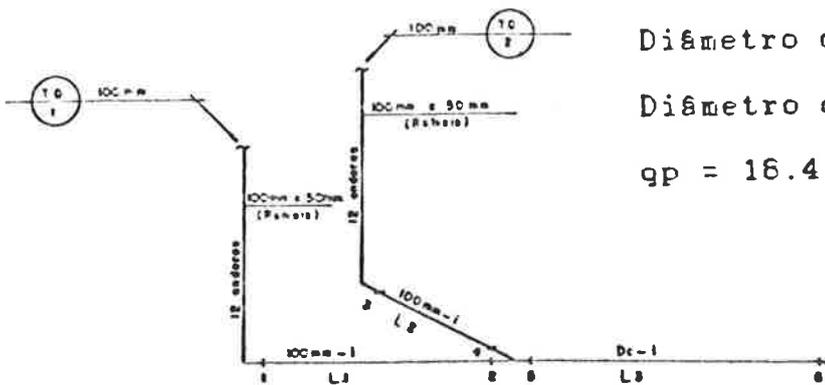
Tabela 5.7 Configuração 4 - Caso 1: Coletor

48 VS + 48 Ch + 48 Lv + 48 Bd

Diâmetro dos subcoletores: 100mm

Diâmetro dos ramais: 100mm e 50mm

qp = 16.4 l/s



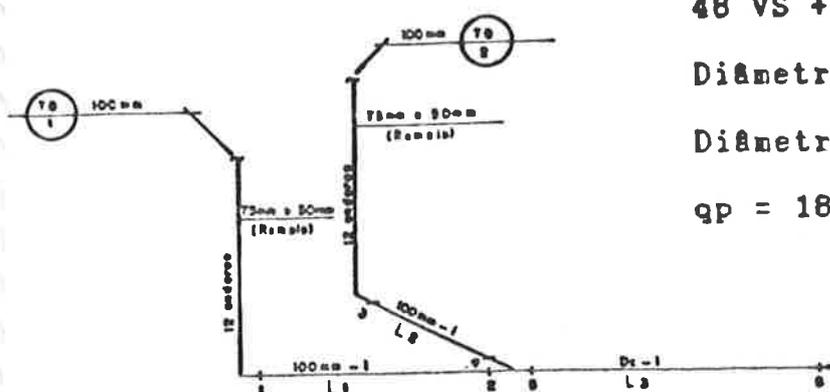
L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	Dc (mm)	i (%)	Q _n (l/s)	h _n (mm)	Local (h _n)	Δt (s)
5	5	10	100	2	12	95	junção seção 2 seção 4	> 25
10	10	10	100	6	13	95	junção seções 1, 2, 3, e 4	> 28
10	10	10	100	4	12	95	junção seções 1, 2, 3, e 4	> 28
10	10	10	100	2	12	95	junção seção 2 seção 4	> 22
5	5	10	150	2	12	95	junção seção 2 seção 4	> 28

Tabela 5.8 Configuração 4 - Caso 1: Coletor

48 VS + 48 Ch + 48 Lv + 48 Bd

Diâmetro dos subcoletores: 100mm

Diâmetro dos ranaís: 75mm e 50mm

 $q_p = 18.4 \text{ l/s}$ 

L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	Dc (mm)	i (%)	Q _{máx.} (l/s)	h _{máx.} (m.c.)	Local (h _{máx.})	Δt (s)
5	5	10	100	2	7.0	95	junção seção 2 seção 4	> 17
10	10	10	100	4	6.8	95	junção seção 2 seção 4	> 14
10	10	10	100	2	7.5	95	junção seção 2 seção 4	> 14
15	15	15	100	2	7.5	95	junção seção 2 seção 4	> 11
5	5	10	150	2	7.0	95	junção seção 2 seção 4	> 17

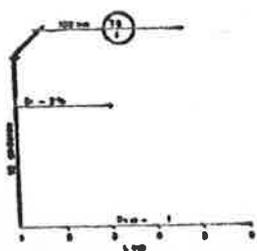
Neste caso, como não houve um estudo probabilístico adequado, pois o coletor está com uma vazão de projeto elevada, conforme explicamos no sub-item 5.3.2.1, consideramos as condições de escoamento favoráveis, pois não houve seção plena. Contudo, é necessária melhor verificação, devido à indeterminação do intervalo de tempo em que o escoamento permaneceu com 95mm de profundidade.

Nota-se que, nem mesmo, o caso dimensionado pela NBR-8160 [2], com $D_c = 150\text{mm}$, apresenta condições muito satisfatórias, apesar do aumento do diâmetro de 100mm para 150mm . Assim sendo, pode-se afirmar que não é o aumento do diâmetro que proporciona as melhores condições de escoamento, e sim, um conjunto de parâmetros do tubo e escoamento.

Observando-se os resultados nas tabelas 5.7 e 5.8, nota-se que com a redução dos diâmetros dos ramais de 100mm para 75mm , houve uma melhora das condições de escoamento, ocasionada pela atenuação das vazões, como também, pela redução do tempo de profundidade máxima. Isto confirma a influência do diâmetro dos ramais dos andares "tipo" no dimensionamento dos subcoletores e coletores.

Os resultados para o subcoletor da Configuração 4 - Caso 2, para os sistemas 1 e 2 estão apresentados nas tabelas 5.9 e 5.10.

Tabela 5.9 Configuração 4 - Caso 2: Sistema 1



Subcoletor - 24 VS + 24 Ch + 24 Lv + 24 Bd

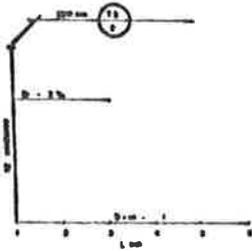
$$q_p = 5.5 \text{ l/s}$$

Lsub (m)	Dr (mm)	Dsub (mm)	i (%)	Qmáx. (l/s)	hmáx. (mm)	Local (hmáx.)
10	100 ^e 50	100	2	11.5	75	seção 2 (2m do TQ)
10	75 ^e 50	100	2	3.4	38	seção 1 (1m do TQ)

Tabela 5.10 Configuração 4 - Caso 2: Sistema 2

Subcoletor - 24 Vs + 24 Ch + 24 Lv + 24 Bd

$$q_p = 5.8 \text{ l/s}$$



Lsub (m)	Dr (mm)	Dsub (mm)	i (%)	Qmáx. (l/s)	hmáx. (mm)	Local (hmáx.)
10	100 ^e 50	100	2	9.0	65	seção 2 (2m do TQ)
10	75 ^e 50	100	2	3.4	37	seção 2 (2m do TQ)

Observando-se as tabelas 5.9 e 5.10, destaca-se a melhoria das condições de escoamento, verificada quando os ramais de 100mm foram substituídos por 75mm, e ainda, que a seção crítica no subcoletor está nas proximidades da seção 2, ou seja, a 2m do tubo de queda, onde ocorrem as profundidades máximas. Nota-se que as vazões máximas tiveram uma redução de aproximadamente de 60%, e ainda, que a profundidade do escoamento uma redução acima de 40%.

Desta forma, verifica-se a influência bastante positiva da redução dos diâmetros dos ramais no dimensionamento dos subcoletores e coletores.

As tabelas 5.11 e 5.12 apresentam os resultados das simulações realizadas para o coletor da Configuração 4 - Caso 2, cuja vazão de

descarga é proveniente de ramais de 100mm e 75mm, respectivamente. A configuração foi simulada variando-se os comprimentos, as declividades e diâmetros.

Tabela 5.11 Configuração 4 - Caso 2: Coletor

48 VS + 48 Ch + 48 Lv + 48 Bd

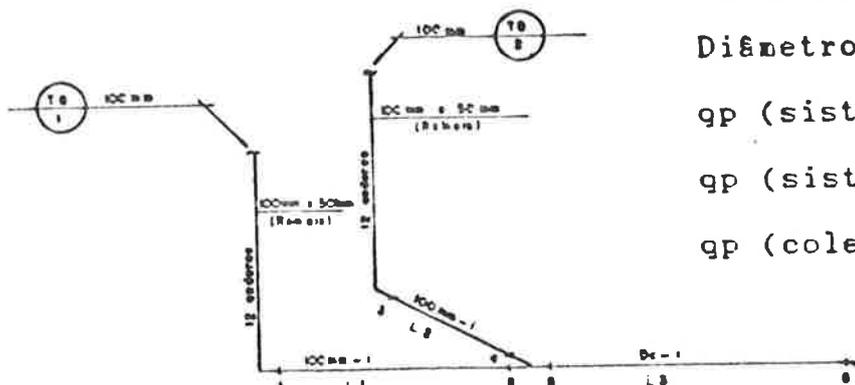
Diâmetro dos subcoletores: 100mm

Diâmetro dos ramais: 100mm e 50mm

q_p (sistema 1) = 5.8 l/s

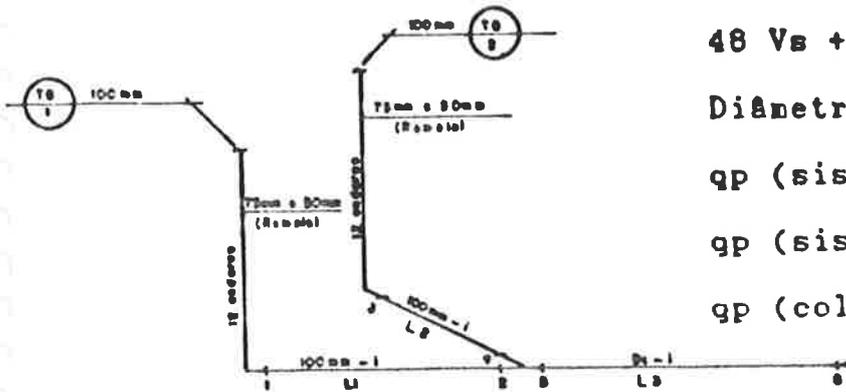
q_p (sistema 2) = 5.5 l/s

q_p (coletor) = 11.3 l/s



L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	Dc (mm)	i (%)	Q _{máx.} (l/s)	h _{máx.} (mm)	Local (h _{máx.})	Δt (s)
5	5	10	100	2	11.6	95	junção seção 2 seção 4	> 23
10	10	10	100	6	11.5	95	junção seção 2 seção 4	7
10	10	10	100	4	11.2	95	junção seção 2 seção 4	11
10	10	10	100	2	11.5	95	junção seção 2 seção 4	9
15	15	15	100	2	11.0	95	junção seção 2 seção 4	4
5	5	10	150	2	11.0	95	junção seção 2 seção 4	3

Tabela 5.12 Configuração 4 Caso 2: Coletor



48 Vs + 48 Ch + 48 Lv + 48 Bd

Diâmetro dos raios: 75mm e 50mm

qp (sistema 1) = 5.8 l/s

qp (sistema 2) = 5.5 l/s

qp (coletor) = 11.3 l/s

L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	Dc (mm)	i (%)	Q _{máx.} (l/s)	h _{máx.} (mm)	Local (h _{máx.})	Δt (s)
3	3	10	100	6	4.7	95	junção seção 2 seção 4	> 16
3	3	10	100	4	5.7	95	junção seção 2 seção 4	12
3	3	10	100	2	6.0	95	junção seção 2 seção 4	2
5	5	10	100	4	4.0	95	junção seção 2 seção 4	9
5	5	10	100	2	5.8	95	junção seção 2 seção 4	3
5	5	10	100	1	5.5	95	junção seção 2 seção 4	1
10	10	10	100	6	4.1	95	junção seção 2 seção 4	> 6
10	10	10	100	4	4.4	95	junção seção 2 seção 4	> 7
10	10	10	100	2	5.8	95	junção seção 2 seção 4	3
15	15	15	100	2	3.8	84	junção seção 2 seção 4	3

Neste caso, com um estudo probabilístico mais adequado, obtendo uma redução da vazão de projeto de 18.4 l/s para 11.3 l/s, verifica-se a melhoria das condições de escoamento, quando se compara com o Caso 1, apresentado nas tabelas 5.7 e 5.8.

Observando-se os resultados nas tabelas 5.11 e 5.12, nota-se que apesar da profundidade do escoamento atingir 95mm, isto ocorre em um curto intervalo de tempo, não afetando o desempenho do sistema. Verifica-se, também, que as condições de escoamento são ainda melhores quando os ramais são reduzidos de 100mm para 75mm. Isto é observado pela redução das vazões máximas e pela redução dos intervalos de tempo para a profundidade máxima.

Nota-se, ainda, que a profundidade máxima sempre ocorre em uma seção nas proximidades de uma junção. Isto mostra a importância da definição do traçado geométrico do sistema no seu desempenho.

Gostaríamos de ressaltar, que a análise destas configurações é dirigida, somente, a estes casos estudados, não devendo ser generalizadas. Necessita-se, também, de uma verificação destes casos, com relação aos fenômenos inerentes ao sistema de ventilação, tais como a auto-sifonagem e sifonagem induzida.

6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar este trabalho, gostaríamos de sintetizar as principais conclusões, obtidas com o desenvolvimento do estudo do escoamento nos condutores horizontais dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários de Edifícios Residenciais, bem como, sugerir algumas propostas para a continuação deste trabalho.

6.1 Conclusões

- O fenômeno da atenuação de ondas é fundamental quando se trata do superdimensionamento de coletores ou da readaptação de sistemas, tal como a substituição de vasos sanitários convencionais por vasos sanitários de baixo consumo de água, mantendo os diâmetros desses componentes;
- Os resultados obtidos utilizando-se ramais de 75mm foram bastante satisfatórios, apesar de retardar o escoamento, o que não afeta o desempenho do sistema, tendo-se em vista o curto intervalo de tempo. Neste caso, a altura da lâmina d'água atingida no subcoletor é bem mais favorável do que a verificada quando se utiliza ramais de 100mm. Assim sendo, observa-se a influência do dimensionamento dos ramais dos andares "tipo" no dimensionamento dos subcoletores e coletores;
- O método de dimensionamento para ramais e coletores, recomendado pela NBR-8160 [2], seria mais vantajoso, se além da utilização do estudo probabilístico na determinação do número de aparelhos em uso

simultâneo, o que resulta numa vazão de projeto menor, considerasse o escoamento em regime não permanente;

- A consideração do escoamento em regime não permanente, no dimensionamento de ramais e coletores, só produz resultados compensadores, quando se utiliza, paralelamente, um método probabilístico adequado, para o estudo da simultaneidade;
- O aumento da declividade de ramais e coletores produz condições favoráveis de escoamento, através da atenuação de ondas, até um certo limite, para cada tipo de configuração adotada. Acima deste limite, poderá ocorrer um efeito oposto, denominado empolamento.

6.2 Propostas para a Continuidade do Trabalho

- Adaptação do programa computacional [8], utilizado neste trabalho, para microcomputador, pois:
 - . o microcomputador está muito mais ao alcance dos usuários do que os computadores de grande porte;
 - . o dimensionamento de ramais e coletores para escoamento em regime não permanente, através de simulações em computador, permite aos projetistas ajustar as declividades e diâmetros dos tubos, assegurando as velocidades de autolimpeza, como também evitando o escoamento a seção plena, e portanto, também a possibilidade de rompimento dos fechos hidricos;

- . a capacidade do Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários poderia ser facilmente determinada, quando do acréscimo do número de aparelhos (ampliação e reforma), como também, os efeitos produzidos sobre a operação do sistema, no caso de alteração das curvas de vazão dos aparelhos sanitários (novos aparelhos no sistema).
- Determinar curvas de vazões de descarga para caixa sifonada, considerando os efluentes de banheira, bidê e tanque de lavar roupa, para posteriormente, simular outras configurações;
 - Testar no laboratório vertical de instalações prediais da USP, as mesmas configurações, apresentadas neste trabalho, com e sem ventilação secundária, para análise comparativa;
 - Estudar o método de Lax-Wandroff, mencionado no item 4.3, para análise comparativa com o método das características, apresentado neste trabalho.

Sabe-se que o dimensionamento dos condutos horizontais dos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários de Edifícios Residenciais envolve o escoamento, a ventilação do sistema e a simultaneidade de utilização dos aparelhos sanitários.

Desta forma, esperamos ter contribuído, cientificamente, para o desenvolvimento da parte que se refere ao escoamento dos sistemas em estudo, como também, possibilitado aos nossos colegas projetistas, melhores condições de análise do escoamento nos pontos críticos destes sistemas.

7 - REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1) GRAÇA, Moacyr E. Alves da Graça. **Formulação de Modelo para Avaliação das Condições Determinantes da Necessidade de Ventilação Secundária em Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários.** Tese apresentada à EPUSP para obtenção do título de Doutor em Engenharia. São Paulo, 1985.
- 2) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **Instalações Prediais de Esgotos Sanitários.** Rio de Janeiro, 1983. (NB-19/NBR 8160).
- 3) HUNTER, Roy B. **Methods of Estimating Loads Plumbing Systems.** National Bureau of Standards, Building Materials and Structures Report, BMS65, 1940.
- 4) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, L. S. **Multistorey Building Drainage Network Design - An Application of Computer Based Unsteady Partially Filled Pipeflow Analysis.** Building and Environment, 24(1):99-110, 1989.
- 5) LANDI, Francisco R. **Instalações Prediais de Esgotos Sanitários.** São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. (Apostila).
- 6) WYLY, Robert S. **Investigation of the Hydraulics of Horizontal Drains in Plumbing Systems.** National Bureau of Standards, Monograph 86, 1964.
- 7) WYLIE, E. Benjamin & STREETER, Victor L. **Fluid Transients.** United States of America. McGraw-Hill, 1978.
- 8) SWAFFIELD, J. A. & BRIDGE, Sarah. **Multistorey Building Drainage Network Analysis Program.** Heriot-Watt University, Scotland.
- 9) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, Lawrence S. **Wave Attenuation in Long Drainage Pipes. A Numerical Solution to the Unsteady Partially Filled Pipe Flow Equations.** In: Proceedings of the CIB Commission W82 Symposium. Berlin, Sept. 1981. 20p.
- 10) SWAFFIELD, J. A. **A Study of Flow Characteristics of Top Entry Pipe Fittings at Drain Junctions.** Journal of Engineered Plumbing, ASPE, USA, 2(1):244-290, Mar. 1986.
- 11) GONÇALVES, Orestes Marracini. **Formulação de Modelo para o Estabelecimento de Vazões de Projeto em Sistemas Prediais de**

Distribuição de Água Fria. Tese apresentada à EPUSP para obtenção do título de Doutor em Engenharia. São Paulo, 1986.

- 12) MACHADO, Ludovico Ivanissevich & GACHIDO, José Antônio. Cálculo direto de lâmina de água em tubos circulares. Revista Construção Pesada. São Paulo, jul. 1979. p.106-107.
- 14) CHOW, Ven Te. Open Channel Hydraulics. 22nd print. McGraw-Hill Book Company, 1986. 680p.
- 13) CHAUDRHY, M. Hanif. Applied Hydraulic Transients. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1979. 503p.
- 15) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, Lawrence S. Development of a Computer Based Analysis of Multistorey Building Drainage Network Flow. In: Proceedings of the CIB Commission W62, Symposium. Copenhagen, May, 1986. 18p.
- 16) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, Lawrence S. Hydraulics of Horizontal Pitched Drains Based on Vertical Stack to Drain Entry Condition. In: Proceedings of the CIB Commission W62, Symposium. Tokio, Apr. 1985. 29p.
- 17) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, S. Lawrence. A Preliminary Study of Vertical Stack to Horizontal Drain Entry Condition as an Extension to the Modeling of Unsteady Partially Filled Pipe Flow. NBS, Feb. 1985. 43p.
- 18) SWAFFIELD, J.A. Computer aided analysis of unsteady partially filled pipe flow in multistorey building drainage networks. Final Report under NBS Grant 60NANB5D0581. Sept. 1986. 216p.
- 19) RAJU, K. G. Ranga. Flow Through Open Channels. New Delhi. Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited. 1981.
- 20) GOLDBERG, David E. & WYLIE, Benjamin E. Characteristics Method Using Time-Line Interpolations. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, USA, 109(5):670-683, May, 1989.
- 21) YAHAMOTO, Yuuji et alli. Numerical Prediction Method of the Flow in the Horizontal Drainage Systems. In: Proceeding of the CIB Commission W62 Symposium. Stockholm, 1989.
- 22) KAMATA, Motoyas et alii. Studies on Flow and Transport of Feces in Horizontal Waste Pipes. In: Proceedings of the CIB Commission W62, Symposium. França, Nov. 1979. 16p.

- 23) ABBOTT, Michael B. An Introduction to the Method of Characteristics. New York, American Elsevier Publishing Company, 1966. 243p.
- 24) SOUZA, Podalyro Anaral. Canais de Adução. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, jul. 1981. 13p. (Notas de Aula).
- 25) DOUGLAS, J.F. GASIOREK, J.M. & SWAFFIELD J.A. Fluid Mechanics. 1 ed. London, Pitman Publishing Limited, 1979. 721p.
- 26) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, Lawrence S. Numerical Analyses of Wave Attenuation in Building Drainage Systems. In: Proceedings of the CIB Commission W62, Zurich, Aug. 1982. 21p.
- 27) HENDERSON, F. M. Open Channel Flow. The Macmillan Co., New York, 1966.
- 28) SOUZA, P. A. Quatro Formulações Unificadas e Explícitas para o Cálculo do Fator de Atrito (f) de Escoamento Forçado. In: Anais do XII Congresso Latino-americano de Hidráulica, São Paulo, 1986, 1:67-74.
- 29) SOUZA, P. A. Nova Formulação Explícita para o Cálculo do Fator de Atrito (f) de Escoamento Forçado. In: Anais do XII Congresso Latino-americano de Hidráulica, São Paulo, 1986, 1:75-81.
- 30) SWAFFIELD, J. A. et alii. Application of Method of Characteristics to Model the Transport of Discret Solids in Partially Filled Pipe Flow. NBS Building Science Series 139. Feb. 1982. 87p.
- 31) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, Lawrence S. Computer Aided Analysis of Unsteady Flow in Multistorey Building Drainage Networks. In: Proceedings of the CIB Commission W62 Symposium. Tokio, Apr. 1985. 17p.
- 32) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, L.S. Multistorey building drainage network analysis: a computer aided approach to drainage design. p. 205-14. s.n.t.
- 33) CUOMO, A. R. et alii. Arrastamento de Ar en Vertedores Circulares com Poço Vertical. p.1-17. s.n.t.

- 34) SWAFFIELD, J. A. & GALOWIN, L. S. Unsteady Flow Analysis for Building Drainage Networks. In: Proceedings of the CIB Commission W62 Symposium. São Paulo, Sept. 1987. 15p.
- 35) GALOWIN, L. S. et alii. A Computational Method for Unsteady Partially Filled Pipe Flow and Finite Solid Velocity Transport. p.1-8. s.n.t.
- 36) SWAFFIELD, J. A. et alii. Solid Transport Interaction in Unsteady Partially Filled Pipeflow. In: Proceedings of the CIB Commission W62 Symposium. Scotland, Sept. 1988. 26p.
- 37) SWAFFIELD, John A. & GALOWIN, Lawrence S. Computer design for plumbing drain systems. Heating/ Piping/ Air Conditioning. July, 1985. p. 97-106.
- 38) SWAFFIELD, J. A. Air Pressure Transient Propagation in Building Drainage Vent Systems. In: Proceedings of the CIB Commission W62 Symposium. Stockholm, 1989. 10p.
- 39) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Instalações Prediais de Água Fria. NBR 5626, 1982.
- 40) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Racionalização das Instalações Prediais de Esgoto. São Paulo, jun. 1985. (Relatório n. 23.673).
- 41) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Racionalização das Instalações Prediais de Esgoto. São Paulo, jun. 1985. (Relatório n. 23.037).
- 42) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Racionalização das Instalações Prediais de Esgoto. São Paulo, jun. 1985. (Relatório n. 22.153).
- 43) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Racionalização das Instalações Prediais de Esgoto. São Paulo, jun. 1985. (Relatório n. 24.025).
- 44) INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Racionalização das Instalações Prediais de Esgoto. São Paulo, jun. 1985. (Relatório n. 24.357).
- 45) MAHAJAN, Bal M. Analysis of Liquid Flow Motion of a Discret Solid in a Partially Filled Pipe. Journal of Research of the

National Bureau of Standards, Washington, 68(4):261-88,
July/Aug. 1983.

- 46) PINTO, Nelson Luiz de Souza et alii. *Noções Básicas de Mecânica dos Fluidos e Hidráulica*. 2ed. Curitiba, nov. 1984, 1v. (Notas de aula).
- 47) VENNARD, John K. & STREET, Robert L. *Elemento de Mecânica dos Fluidos*. Traduzido por Adir M. Luiz. 5 ed. Editora Guanabara Dois S.A. Rio de Janeiro, 1978.

ANEXO I

DESCRIÇÃO GERAL DO PROGRAMA

Este programa computacional, foi escrito em linguagem FORTRAN V e instalado, inicialmente, em um computador Burroughs da Universidade Heriot-Watt, Escócia.

A sua versão original é denominada NBSNET e consta de um subprograma chamado DATAPREP, que constrói os arquivos de entrada, necessários à execução do programa principal, NBSNET.

Swaffield trouxe o programa ao Brasil em 1987, sendo este implantado em um computador CYBER do IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, e agora também, no CCE - Centro de Computação Eletrônica da USP, em um CYBER 170/730.

Para a execução do programa, utilizando dados relativos a aparelhos sanitários brasileiros, Swaffield ampliou uma das subrotinas, com a inclusão de curvas de vazão de descarga de dez aparelhos nacionais [40], [41]. Esta nova versão denomina-se NB86 [8].

Contudo, para melhor representar um banheiro brasileiro, determinamos, também, a curva de vazão de descarga de uma caixa sifonada, conforme descrito no item 5.1. Estes ensaios foram realizados no LIP - Laboratório de Instalações Prediais da EPUSP.

I.1 Entrada dos Dados

Antes de fornecer os dados de entrada é necessário que se faça um esquema da rede, conforme ilustra a figura I.1, da seguinte maneira:

- Enumerar os pontos ou nós de entrada do escoamento, a partir de 1;
- Enumerar os tubos, utilizando o número do seu nó de entrada;
- Enumerar os nós de saída, sendo que o último nó de saída da rede será igual ao número de tubos + 1.

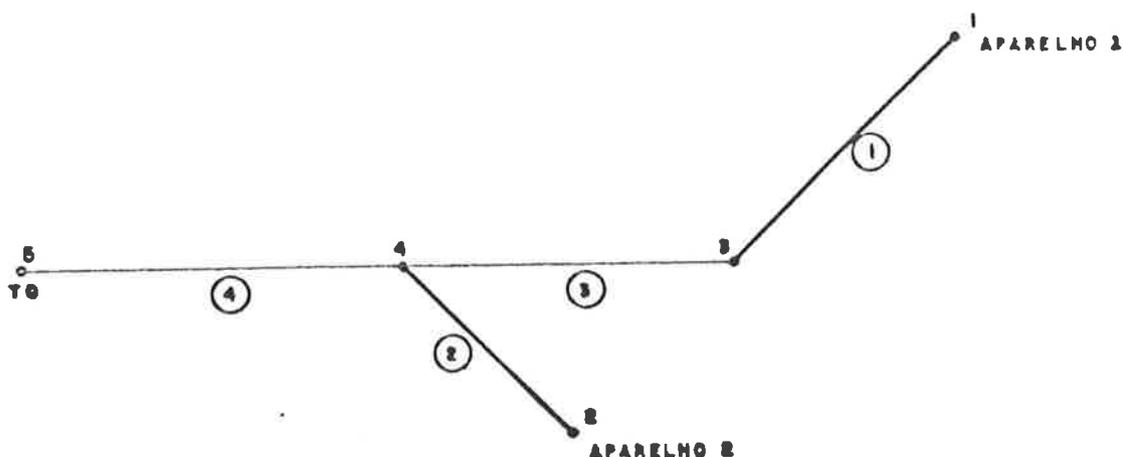


Figura I.1 Esquema de uma rede genérica a ser simulada.

A execução do programa, exige as seguintes informações a respeito do sistema. Elas podem ser apresentadas em seis grupos, apresentados a seguir.

I.1.1 Dados Relativos aos Tubos

As características de cada um dos tubos, a descrição da configuração da rede e a escolha das seções, para as quais serão

fornecidos os resultados, fazem parte deste grupo. Assim, deve-se fornecer para cada tubo:

- Número do nó de entrada;
- Número do nó de saída;
- Comprimento (em metros);
- Diâmetro (em metros);
- Rugosidade (em milímetros ou polegadas);
- Declividade;
- Posição da seção a ser analisada, em relação ao nó de entrada (em metros).

O programa analisa as condições de escoamento em seis seções da rede, previamente escolhidas.

Estes dados serão fornecidos para cada um dos pavimentos. Se tivermos, então, um edifício de quatro andares, com um tubo de queda e um subcoletor, teremos que fornecer os dados de entrada para os quatro andares, e inclusive, para o subcoletor.

I.1.2 Dados Relativos às Conexões

Neste grupo, encontram-se as características das conexões. Elas são fornecidas no final de cada tubo (nó de saída), em forma de ângulos, do seguinte modo:

- 0.0° para junção em linha de dois tubos (luva simples ou dupla);
- 45° para junção de dois tubos a 45° (junção simples);

- 90° para junção de dois tubos a 90° (tê sanitário);
- 180° para junção de dois tubos de planos diferentes, ou seja, um na vertical e outro na horizontal.

As demais características, relativas às conexões, tais como material, diâmetro e rugosidade são assumidas, idênticas, às características dos tubos.

1.1.3 Dados Relativos às Curvas de Vazão de Descarga dos Aparelhos

Fazem parte deste grupo, as curvas de vazão de descarga, para cada aparelho, e o seu tempo de ocorrência, iniciando e partindo de um tempo zero, comum a todos os pontos, ou nós de entrada, do sistema.

Encontram-se armazenadas, em uma subrotina do programa, denominada **FIXTURE**, curvas de vazões de descarga de vários aparelhos sanitários, sendo que algumas, são de aparelhos britânicos e as demais, para alguns aparelhos brasileiros.

Estas curvas de vazões de descargas, dos aparelhos brasileiros, foram determinadas durante a pesquisa "Racionalização das Instalações Prediais de Esgoto" [40], [41], [42], [43], [44], realizada pela Divisão de Edificações do IPT e pelo Departamento de Construção Civil da EPUSP.

O programa permite, também, a entrada de até 99 pares de vazão x tempo, para o estabelecimento de uma curva de vazão de descarga, de

um determinado componente do sistema que não esteja armazenada na subrotina FIXTURE.

Assim sendo, foram realizados vários ensaios no LIP, para o estabelecimento de curvas de vazão de descarga em caixa sifonada, conforme apresentamos no item 5.1.

Apresentaremos, então, nesta parte do trabalho as curvas de vazão de descarga, obtidas dos ensaios realizados no IPT.

I.1.3.1 Vaso Sanitário com Caixa Acoplada

O método de ensaio, bem como os equipamentos utilizados na determinação das curvas de vazão de descarga, não serão descritos aqui, mas são apresentados na bibliografia, já referenciada.

Foram ensaiados dois vasos sanitários com caixa acoplada. Um deles, da marca DECA, modelo CP-13 e o outro, da marca CELITE, modelo Módulo II, com volume de descarga de 7.5 litros. Para o vaso sanitário da DECA, foram realizados dois ensaios com volume de descarga diferentes, 11.2 e 13 litros, portanto, determinadas duas curvas de vazão de descarga para este componente.

Os gráficos, que representam estas curvas, estão ilustrados nas figuras I.2, I.3 e I.4. Ressaltamos, que estas curvas de vazão de descarga x tempo, que estão inclusas no programa NB86 [8], são de forma simplificada.

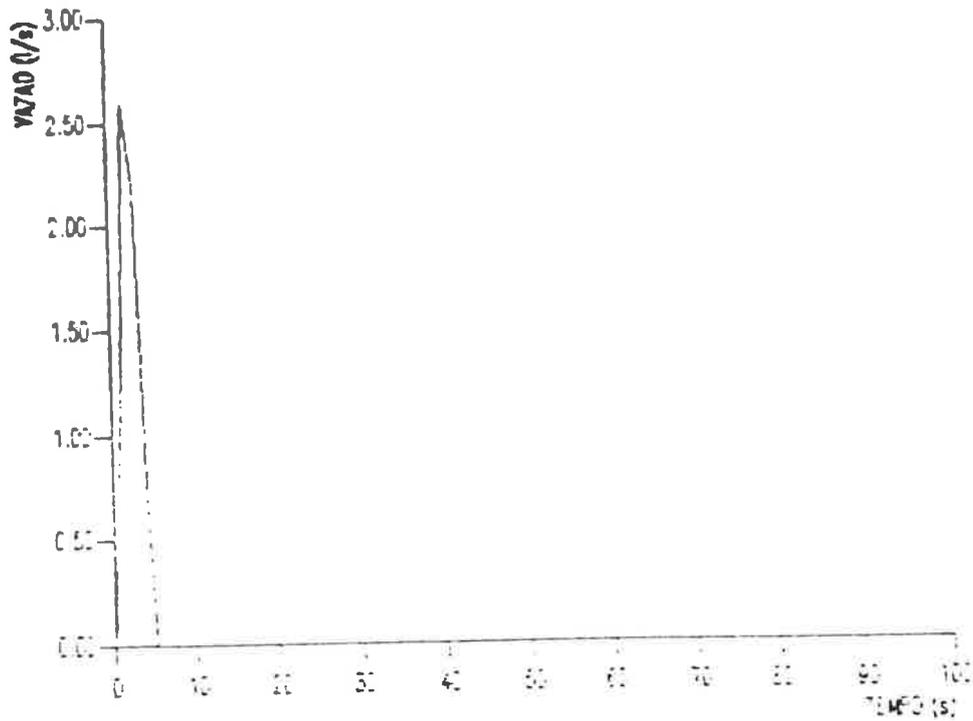


Figura 1.2 Curva de vazão de descarga do vaso sanitário com caixa acoplada e volume de descarga de 7.5 litros. IPT [40].

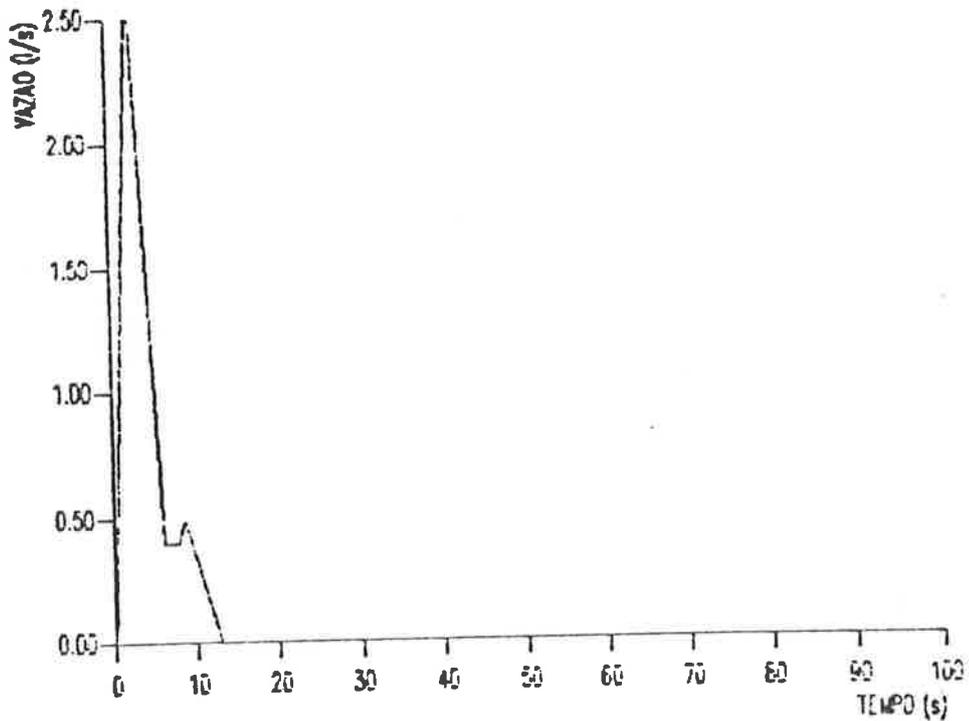


Figura 1.3 Curva de vazão de descarga do vaso sanitário com caixa acoplada e volume de descarga de 11.2 litros. IPT [40].

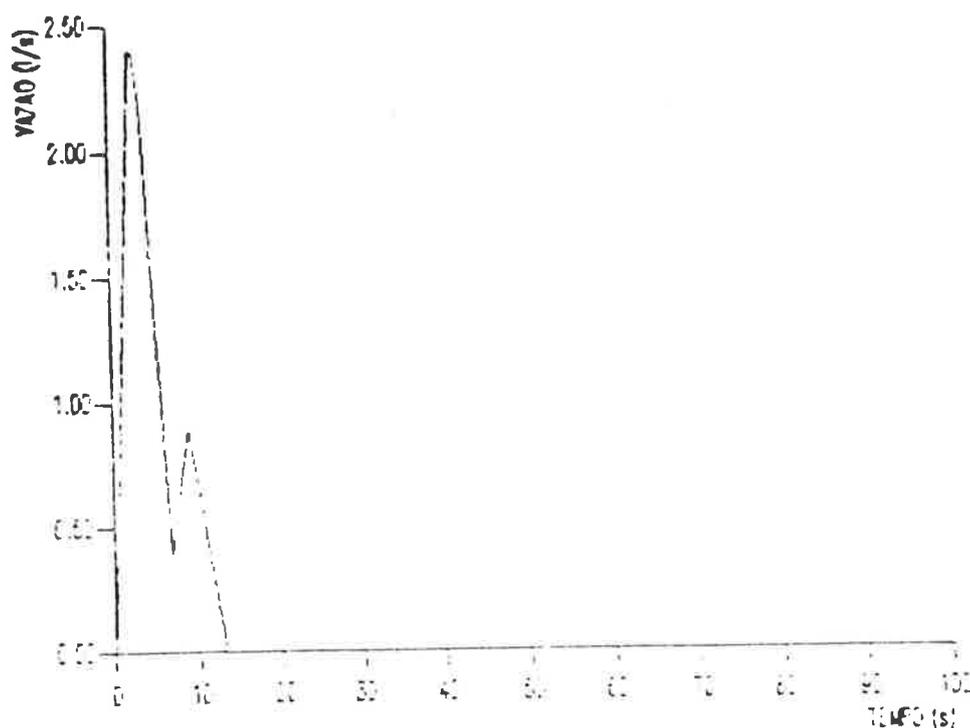


Figura I.4 Curva de vazão de descarga do vaso sanitário com caixa acoplada e volume de descarga de 13 litros. IPT [40].

I.1.3.2 Lavatórios, Bidê, Banheira e Cubas de Pias

Não foram determinadas curvas de vazão de descarga para estes aparelhos, mas somente as vazões máximas e médias em cada configuração de interesse.

a) Lavatórios

Suas características de descarga foram determinadas para lavatórios de dois tamanhos, cujas dimensões internas são: 235mm x 370mm x 90mm, para o menor (Lv1) e 235mm x 420mm x 110mm, para o maior (Lv2). A última dimensão, corresponde à profundidade, medida

entre a soleira da válvula e a borda inferior do extravasor dos lavatórios.

A vazão máxima ($Q_{\text{máx.}}$), foi determinada, mantendo-se o nível da água logo abaixo do extravasor, através da alimentação do lavatório, com vazão constante. A determinação do valor desta vazão, foi feita com a utilização de vaso volumétrico e cronômetro.

A vazão média ($Q_{\text{méd.}}$), foi determinada pela descarga do lavatório, cheio até ao nível do extravasor, medindo-se o volume descarregado e o tempo de descarga.

Foram determinados 6 conjuntos de vazões, correspondentes à 6 configurações para cada um dos lavatórios, conforme ilustram as tabelas I.1 e I.2.

As características dos componentes da configuração, para determinar as vazões de descarga, do lavatório Lvl, são:

- Dimensões do lavatório Lvl: 235mm x 370mm x 90mm;
- Diâmetro interno da válvula: 25.10mm;
- Ramal de descarga: . PVC;
 - . Diâmetro nominal: 40mm;
 - . Ramal vertical: 0.6m;
 - . Ramal horizontal: 1.15m.

Nas tabelas I.1 e I.2, que apresentam os resultados das vazões de descarga dos lavatórios, são utilizadas as seguintes convenções:

- SSF-1 sifão tipo S, cuja razão entre as áreas das seções das câmaras de saída e entrada é 1;
- SPF-1 sifão tipo P, cuja razão entre as áreas das seções das câmaras de saída e entrada é 1;
- SGF-1 sifão tipo garrafa, cuja razão entre as áreas das seções das câmaras de saída e entrada é 1;
- SGF-4 sifão tipo garrafa, cuja razão entre as áreas das seções das câmaras de saída e entrada é 4.

Tabela I.1 Determinação da vazão de descarga do lavatório Lvl. IPT [41].

Sifão	Montagem	Q _{máx.} (l/s)	Q _{méd.} (l/s)	Volume (litro)	Duração (s)
sem sifão	só válvula	0.56	0.38	3.0	8
	válvula e adaptador	0.35	0.28		11
	válvula/ adaptador/ ramal vertical	0.35	0.33		9
	válvula/ adaptador ramais vert. e hor.	0.56	0.50		6
SSF-1 tipo S	só sifão	0.34	0.28		11
	sifão com ramal vertical	0.34	0.30		10
adapta- dor	sifão com ramais vert. e horizontal	0.33	0.31		10
SPF-1 tipo P	só sifão	0.44	0.40		7
	sifão com ramal vertical	0.42	0.36		8
	sifão com ramais vert. e horizontal	0.42	0.38		3
SGF-1 Garrafa	sem ramal	0.34	0.31		10
	ramal vertical	0.33	0.30		10
	ramal vertical e horizontal	0.33	0.30	10	
SGF-4 Garrafa	só sifão	0.50	0.44	7	
	sifão com ramal vertical	0.45	0.43	7	
	sifão com ramais vert. e horizontal	0.51	0.42	7	
SGF-4 Garrafa c/ ex- trava- sor obs truído	só sifão	0.50	0.42	7	
	sifão com ramal vertical	0.49	0.46	7	
	sifão com ramais vert. e horizontal	0.61	0.43	7	

A curva de vazão de descarga, armazenada no programa NB86 [8], aproxima-se dos valores encontrados para a configuração, montada sem sifão com válvula, adaptador, ramais vertical e horizontal, cuja vazão máxima é de 0.58 l/s, com duração de 6 segundos. Ela foi extraída do programa NB86 [8], e é ilustrada na figura 1.5.

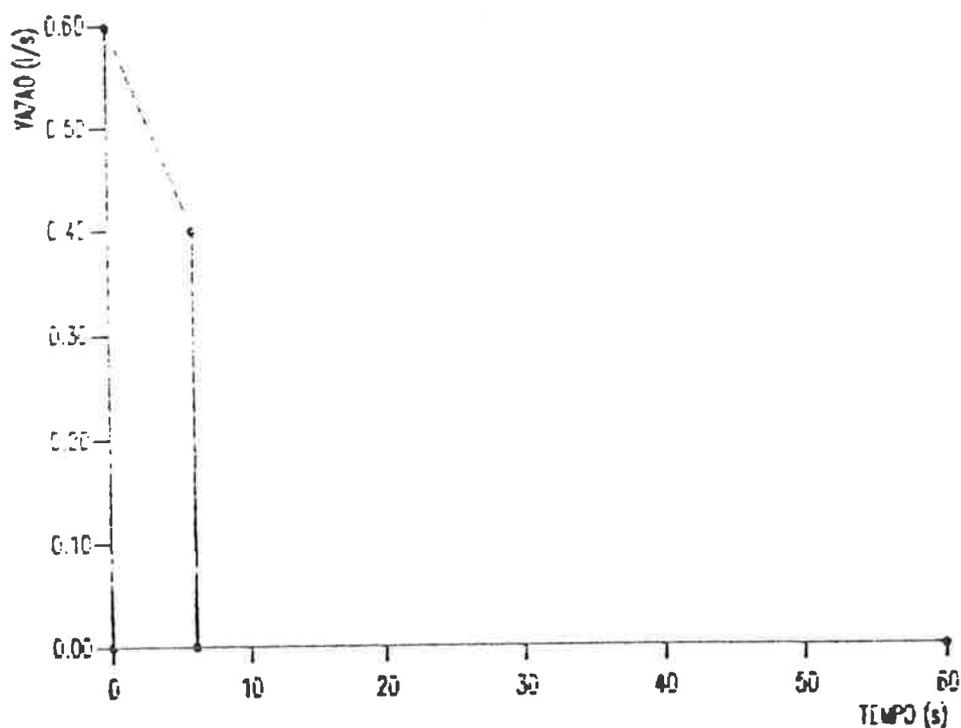


Figura 1.5 Curva de vazão de descarga do lavatório Lvl. IPT, [41].

As características, dos componentes da configuração, para determinar as vazões de descarga do lavatório Lv2, são as mesmas para o lavatório Lvl, exceto as suas dimensões, que são: 235mm x 420mm x 110mm.

Tabela I.2 Determinação da vazão de descarga do lavatório Lv2. IPT [41].

Sifão	Montagem	Q _{máx.} (l/s)	Q _{méd.} (l/s)	Volume (litro)	Duração (s)
sem sifão	só válvula	0.55	0.42	6.15	15
	válvula e adaptador;	0.37	0.27		23
	válvula/ adaptador/ ramal vertical	0.37	0.26		24
	válvula/adaptador/ ramais vert. e hor.	0.62	0.50		12
SSF-1 tipo S com	só sifão	0.35	0.31		20
	sifão com ramal vertical	0.35	0.31		20
adapta- dor	sifão com ramais vert. e horizontal	0.55	0.32		19
SPF-1 tipo P com	só sifão	0.43	0.40		15
	sifão com ramal vertical	0.43	0.39		16
adapta- dor	sifão com ramais vert. e horizontal	0.42	0.39		16
SGF-1 Garrafa	só sifão	0.35	0.32		19
	sifão com ramal vertical	0.35	0.33		20
	sifão com ramais vert. e horizontal	0.60	0.34	18	
SGF-4 Garrafa c/ ex- trava- sor obs truído	só sifão	0.54	0.45	14	
	sifão com ramal vertical	0.53	0.46	13	
	sifão com ramais vert. e horizontal	0.63	0.50	12	

A curva da vazão de descarga, armazenada no programa, aproxima-se dos valores, encontrados para a configuração sem sifão, com válvula,

adaptador, ramais vertical e horizontal, cuja vazão máxima é de 0.62 l/s, com duração de 12 segundos. Ela foi extraída do programa NB86 [8] e é ilustrada na figura I.6.

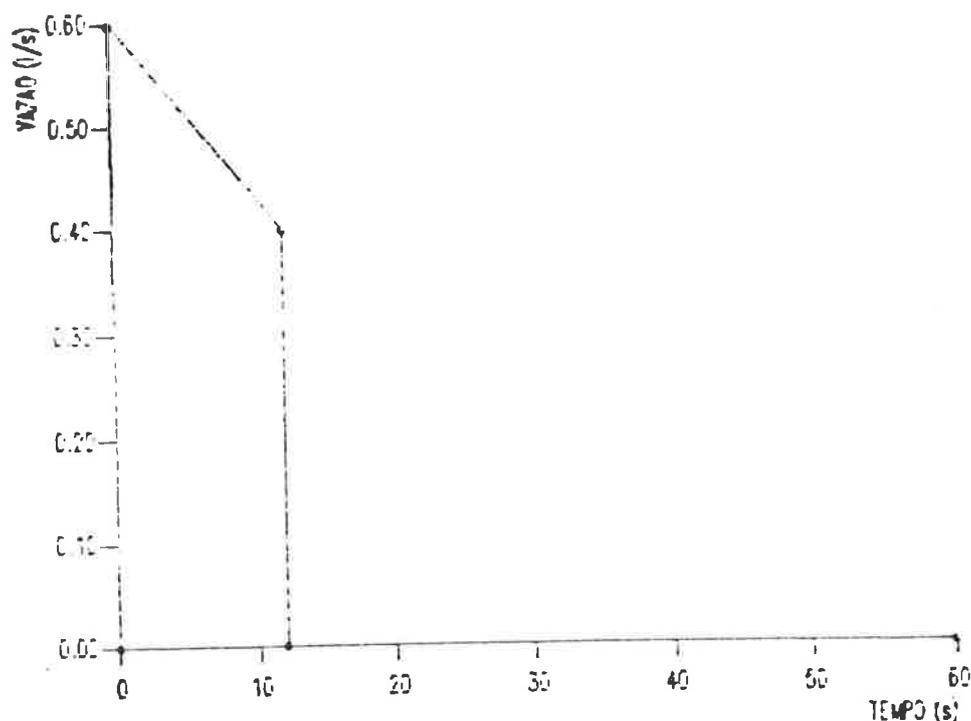


Figura I.6 Curva de vazão de descarga do lavatório Lv2. IPT [41].

b) Bidê

Foram determinadas as vazões de descarga para um bidê, com válvula, descarregando em ramal de descarga de 40mm.

O bidê, normalmente, é instalado sem sifão, pois o seu efluente é conduzido à caixa sifonada. Assim sendo, esta foi a configuração estabelecida.

A vazão máxima, foi determinada considerando-se o nível do extravasor, correspondente a um volume de 9.3 litros.

A vazão média foi determinada para o mesmo nível considerando-se um volume residual de 1 litro. A tabela I.3 apresenta os resultados.

As características dos componentes da configuração, para determinar as vazões de descarga do bidê, são:

- Diâmetro interno da válvula: 22.78 mm;
- Ramal de descarga: . PVC;
 - . Diâmetro nominal: 40mm;
 - . Ramal vertical: 0.15m;
 - . Ramal horizontal: 1.21m;
 - . Declividade: 1%.

Tabela I.3 Determinação da curva de vazão de descarga do bidê. IPT [41].

Montagem	Q _{máx.} (l/s)	Q _{méd.} (l/s)	Volume (litro)	Duração (s)
só válvula	0.40	0.33	8.3	25
válvula e adaptador	0.32	0.29		29
válvula/ adaptador/ ramal vertical	0.33	0.29		29
válvula/ adaptador/ ramais vertical e horizontal	0.47	0.44		18.88
só válvula (extravasor fechado)	0.41	0.30		28
válvula / adaptador (extravasor fechado)	0.33	0.27		31
válvula/ adaptador/ ramal vert. (extravasor fechado)	0.33	0.26		32
válvula/ adaptador/ ramais vert. e horizontal (extravasor fechado)	0.48	0.38		22

Foi sugerido [44] adotar os valores de 0.5 l/s para vazão máxima e 0.4 l/s para vazão média, volume de 8 litros e duração da descarga de 20 segundos. A curva de vazão de descarga foi retirada do programa NB88 [8] e é apresentada na figura I.7.

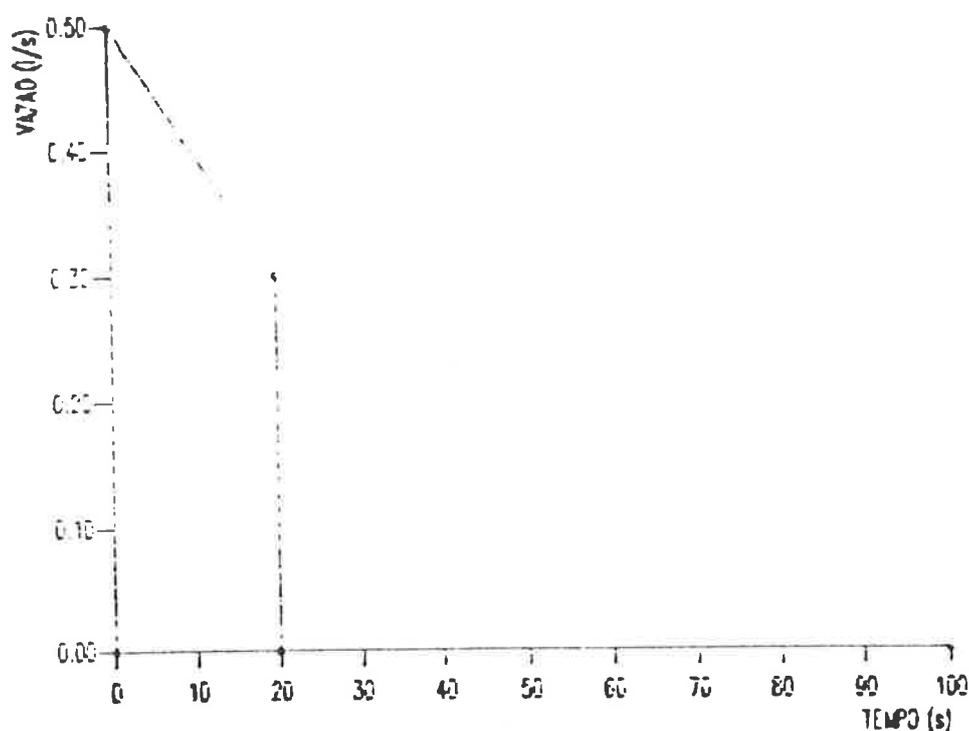


Figura I.7 Curva de vazão de descarga do bidê. IPT [41].

c) Banheira

As vazões de descarga foram determinadas para uma banheira, com capacidade de 150 litros, tendo dimensões internas de 380mm x 1180mm x 250mm, sendo que a última dimensão, corresponde à profundidade até ao nível do extravasor.

O ramal de descarga foi considerado sem sifão descarregando na caixa sifonada, conforme, normalmente, é utilizado na prática. Foram considerados dois diâmetros para o ramal de descarga: 40mm e 3/4"

(21.20mm de diâmetro interno), pois o ranal de 3/4" tem sido adotado para evitar o transbordamento da caixa sifonada.

As vazões foram determinadas com a banheira em sua capacidade máxima (150 litros), correspondente a uma altura de lâmina de água de 250mm; capacidade média (130 litros), correspondente a uma altura da água de 210mm e capacidade normal (100 litros), com altura da água de 170mm.

Ao determinar as vazões médias considerou-se um volume de 10 litros no final da descarga. Os resultados são apresentados na tabela I.4.

As características dos componentes da configuração para determinar as vazões de descarga da banheira, são:

- Diâmetro interno da válvula: 33.74mm;
- Ranal de descarga: . PVC;
 - . Diâmetro nominal = 40mm;
 - . Comprimento: 1.20m.

Tabela I.4 Determinação da vazão de descarga da banheira. IPT [41].

Montagem	Q _{máx.} (l/s)	Q _{méd.} (l/s)	Volume (litro)	Duração (s)
só válvula	1.53	1.17	140	120
	1.45	1.10	120	109
	1.30	0.94	90	96
válvula/ adaptador/ ramal vertical, 40mm	1.37	1.15	140	122
	1.31	1.09	120	110
	1.24	0.91	90	99
válvula/ adaptador/ ramal horizontal, 3/4"	0.45	0.37	140	378
	0.42	0.35	120	343
	0.39	0.33	90	273

Os valores adotados para vazão máxima e vazão média são considerados para uma banheira com volume de 100 litros. Isto é para evitar a extravasão, pois o volume de um corpo adulto é cerca de 50 a 80 litros.

Assim sendo, os valores representativos para vazões máxima e média, são de 1.25 l/s e de 0.9 l/s, respectivamente. A duração da descarga é de 100 segundos, para o ramal de descarga de 40mm.

Para o ramal de 3/4", os valores estabelecidos são: vazão máxima de 0.4 l/s, vazão média de 0.3 l/s e duração de 270 segundos. Estas curvas da vazão de descarga foram extraídas do programa e são ilustradas nas figuras I.8 e I.9.

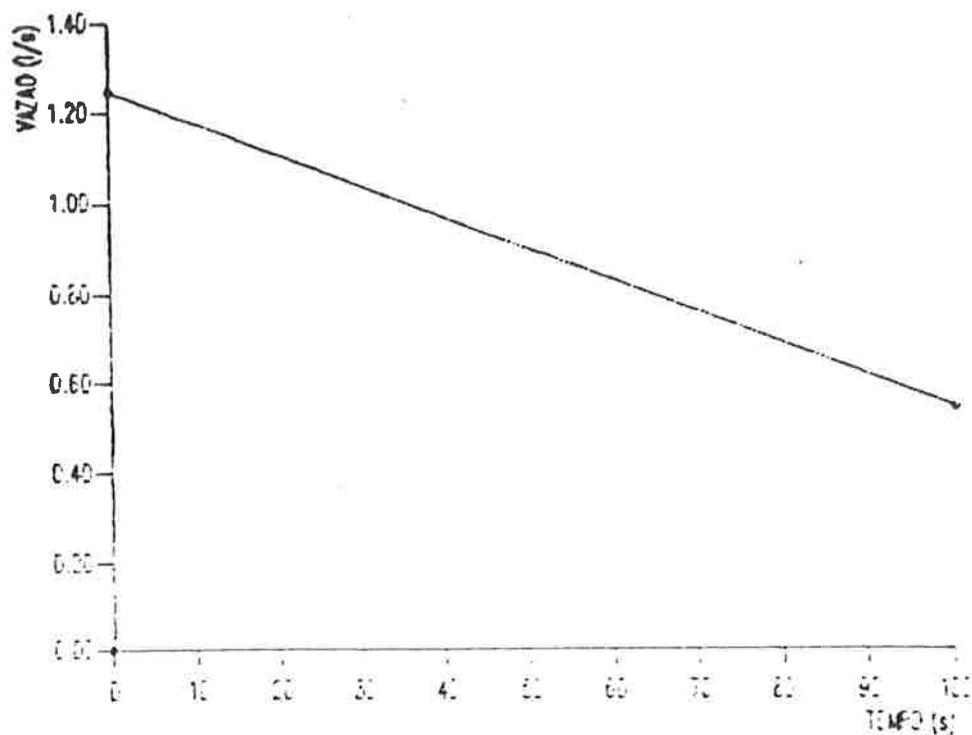


Figura I.8 Curva de vazão de descarga da banheira com ramal de descarga de 40mm. IPT [41].

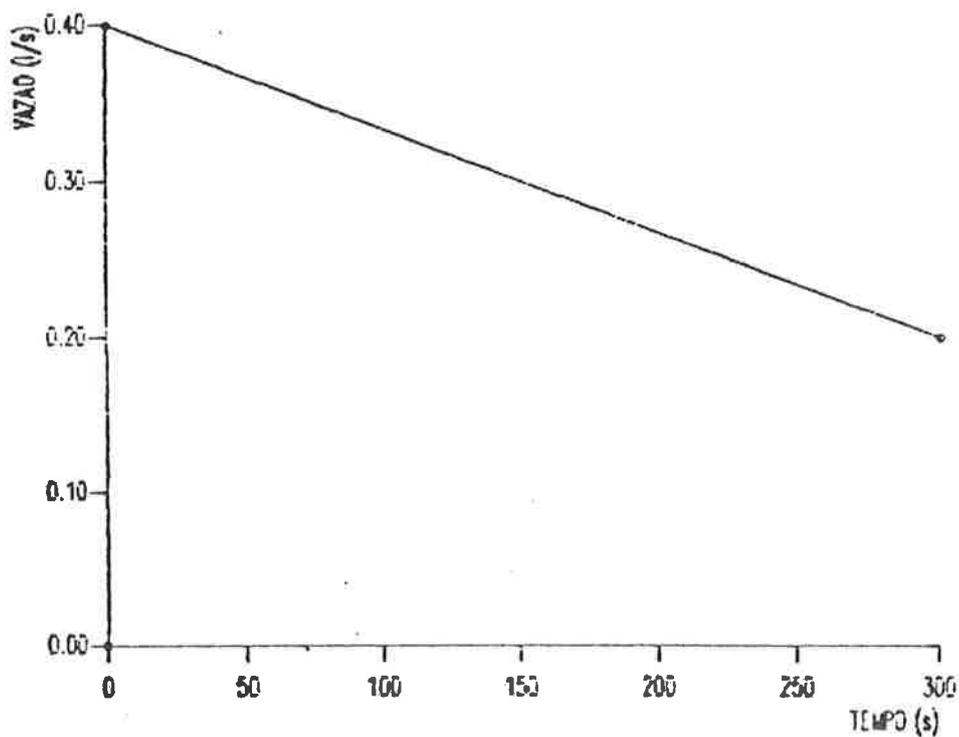


Figura I.9 Curva de Vazão de descarga da banheira com ramal de descarga de 3/4\" IPT [41].

d) Cubas de Pia

Foram determinadas as vazões de descarga para duas pias, com as seguintes dimensões: 560mm x 330mm x 150mm, para a menor, P1, e 500mm x 400mm x 240mm, para a maior, P2. A última dimensão, corresponde à profundidade da cuba, medida entre a borda e a superfície do fundo, junto à válvula. As capacidades das pias são: 24 litros, para P1 e 44 litros, para P2.

Para cada pia, foram determinados dois conjuntos de vazões, conforme as configurações descritas nas tabelas I.5 e I.6.

Os valores da vazão máxima foram determinados para a pia P1, considerando-se o nível da água, 20mm abaixo do nível de transbordamento, o que corresponde a um volume de 20 litros. Para a pia P2, foram determinados dois valores de vazão máxima, considerando-se os níveis máximos, a uma altura de 40mm e 140mm, abaixo do nível de transbordamento e correspondendo aos volumes de 37.7 e 17.7 litros, respectivamente.

Os valores da vazão média, foram determinados considerando-se os mesmos níveis para vazão máxima, porém com um volume morto de 3 litros no fundo da cuba, para os dois casos.

As características dos componentes da configuração, para determinar as vazões de descarga da pia P1, são:

- Dimensões da cuba: 560mm x 330mm x 150mm;
- Diâmetro interno da válvula: 24.66mm;

- Altura inicial da água na cuba: 130mm;
- Diâmetro nominal de saída do sifão garrafa: 40mm.

Tabela I.5 Determinação da vazão de descarga da cuba de pia P1. IPT [41].

Sifão	Montagem	Q _{máx.} (l/s)	Q _{méd.} (l/s)	Volume (litro)	Duração (s)
sem sifão	só válvula	0.34	0.30	17	57
SGF-4	válvula e sifão	0.41	0.37	17	46

A curva da vazão de descarga para a cuba de pia P1, armazenada no programa NB86 [8], refere-se à configuração montada sem sifão, e é apresentada na figura I.10.

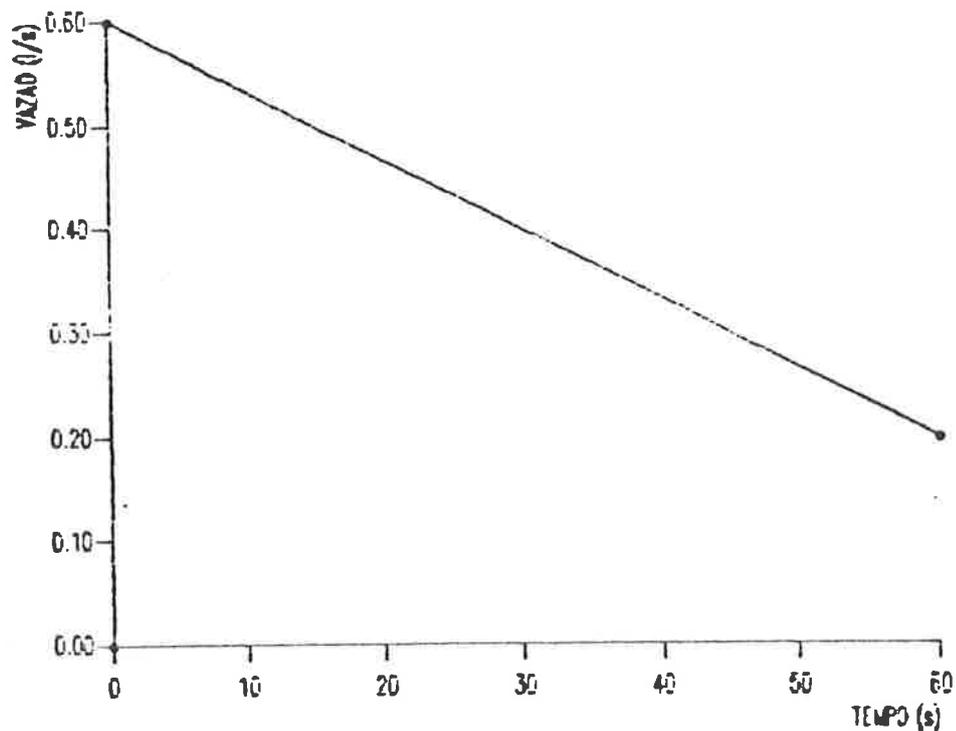


Figura I.10 Curva de vazão de descarga da cuba de pia P1. IPT [41].

As características dos componentes da configuração para determinar as vazões de descarga da cuba de pia P2 são:

- Dimensões da cuba: 500mm x 400mm x 240mm;
- Válvula americana;
- Altura inicial da água na cuba: 196mm e 97mm;
- Diâmetro nominal de saída do sifão garrafa: 40mm.

Tabela I.6 Determinação da curva de vazão de descarga da cuba de pia P2. IPT [41].

Sifão	Montagem	Q _{máx.} (l/s)	Q _{méd.} (l/s)	Volume (litro)	Duração (s)
sem sifão	só válvula (com obturador aberto)	0.20	0.17	14.7	86
		0.26	0.20	34.7	173
	só válvula (com obturador removido)	0.30	0.26	14.7	57
		0.39	0.31	34.7	112
SGF-2 (garrafa)	válvula e sifão (com obturador aberto)	0.25	0.18	14.7	82
		0.30	0.22	34.7	158
	válvula e sifão (com obturador)	0.38	0.27	14.7	54
		0.44	0.34	34.7	102

A curva de vazão de descarga, para esta cuba de pia, não consta no arquivo de curva de vazões do programa NB86 [8].

8.1.4 Condições de Entrada do Escoamento no Sistema

Neste grupo, figuram as diversas condições de entrada do escoamento, fornecidas pelo programa, através da variável DIAIN (diameter of input pipe for entry boundary conditions). Os valores disponíveis para DIAIN, são:

- 0.0 para escoamento com entrada a profundidade normal (considera-se neste caso que o escoamento seja permanente);
- 0.04 para entrada de descarga de vaso sanitário;
- 0.09 D para entrada do efluente de um tubo de queda, sendo D = diâmetro do subcoletor.

1.1.5 Detalhes das Condições de Saída

Este grupo descreve as condições de saída de cada tubo do sistema. Elas são fornecidas pela variável ANGLE, com as seguintes opções:

- 0.0 para o último tubo da rede em análise;
- 0.0 se a conexão do final do tubo é uma luva, ou seja, terminar na junção de dois tubos;
- 0.0 se a conexão final do tubo é uma junção vertical (junção simples ou tê sanitário, com a entrada do escoamento secundário em plano diferente do escoamento principal);
- 45° se a ligação de dois tubos é feita por uma junção simples a 45°;
- 90° se a ligação de dois tubos é feita por um tê sanitário a 90°;
- 180° se a conexão do final do tubo é uma junção vertical (junção simples ou tê sanitário).

I.1.8 Escolha do Incremento Δx para a Rede e o Tempo de Simulação Total

Este incremento Δx , representa o espaço entre as seções em 1 metro de tubo. Este valor é necessário para o estabelecimento da dimensão horizontal da malha, utilizada no método das características, conforme figura (4.12). Swaffield [8] recomenda 4 seções por metro, ou seja, a cada 0.25m.

O tempo de simulação total, requerido no início do programa, deve ser fornecido em segundos. Tendo-se em vista que a descarga de um vaso sanitário, se processa no tempo máximo de 15 segundos, sugerimos um tempo médio para a simulação do escoamento no sistema de 40 a 60 segundos.

I.2 Resultados

O programa NB88 [8] fornece como resultados as vazões e as profundidades do escoamento, nas seis seções, previamente escolhidas e, durante o intervalo de tempo solicitado.

Para a simulação de um edifício de 3 andares, por exemplo, teremos estes resultados, para os 3 andares, e inclusive, para o subcoletor. Dessa forma, para este caso, pode-se analisar o escoamento em 24 seções deste sistema.

Os resultados podem ser apresentados graficamente, em forma de curvas de vazão x tempo e profundidade do escoamento x tempo, para as seções analisadas.

No capítulo 5, apresentamos os resultados de algumas simulações, através de gráficos. Eles foram elaborados utilizando-se o aplicativo, denominado GDDM/graphIGS - Graphical Data Display Manager/Programmer's Hierarchical Interactive Graphics Standard do sistema IBM 4381, disponível no CCE-USP.

ANEXO II

II.1 Configuração 1

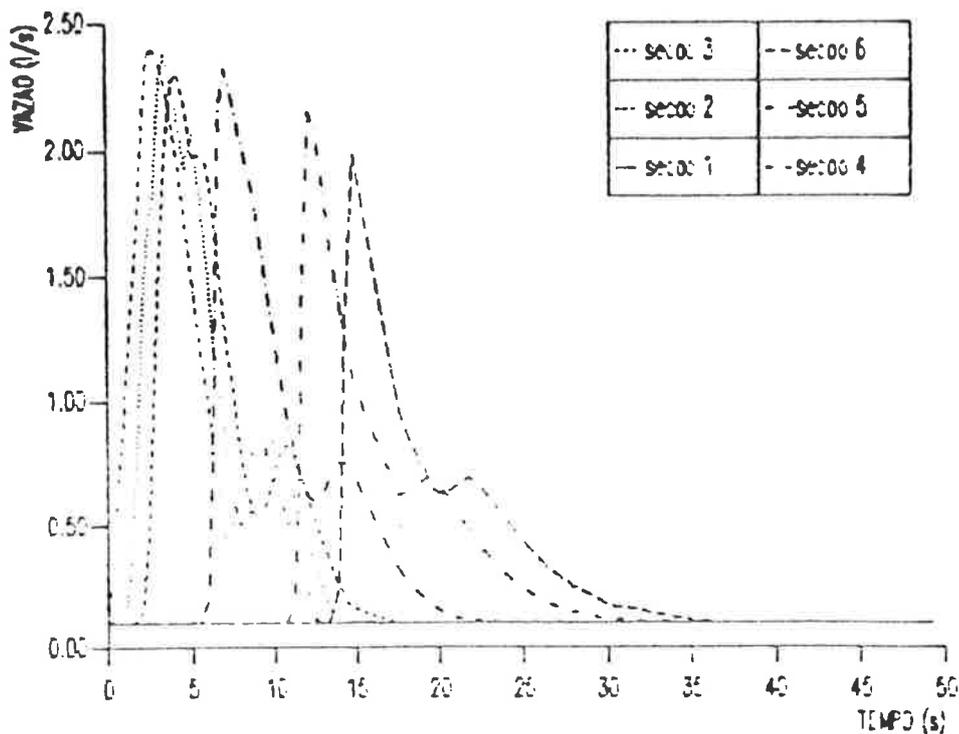


Figura II.1 Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 2%.

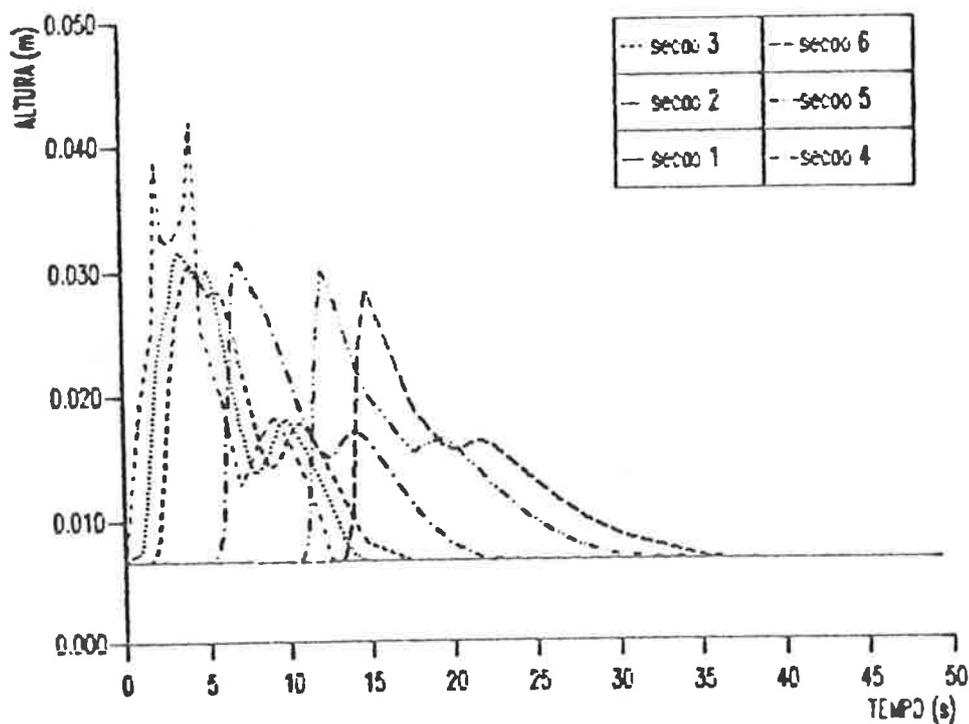


Figura II.2 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 2%.

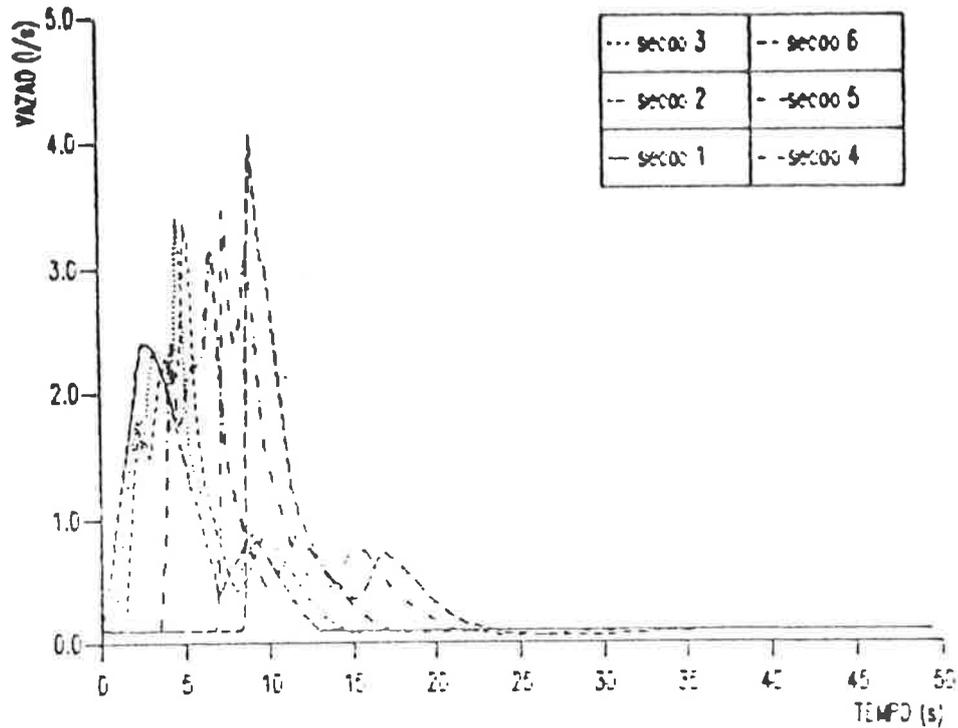


Figura II.3 Vazão de descarga x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 10%.

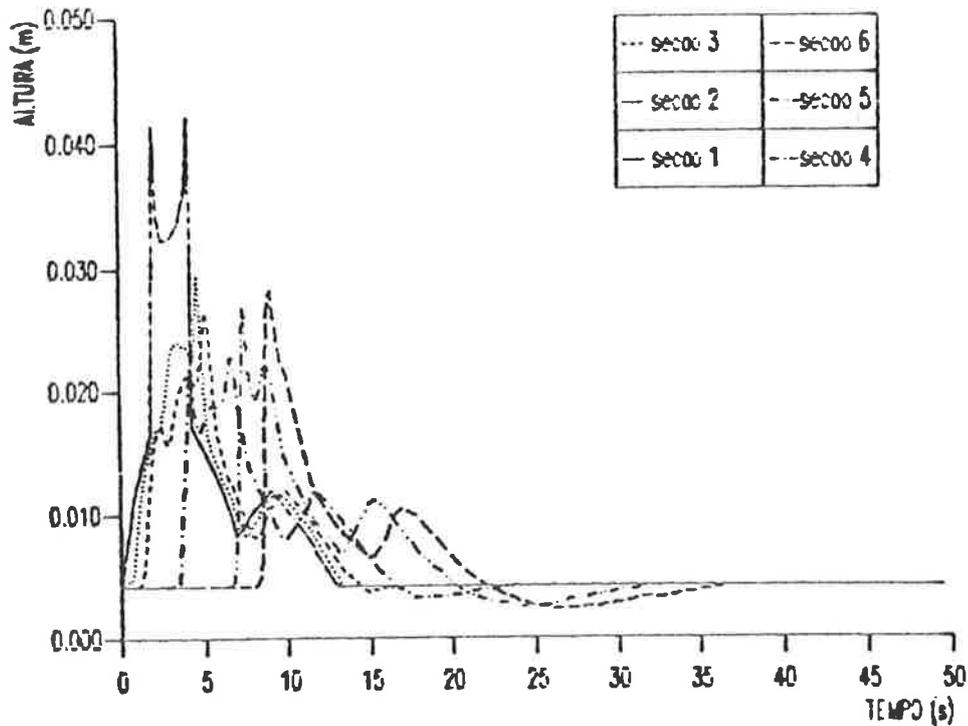


Figura II.4 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções da Configuração 1, com diâmetro de 100mm e declividade de 10%.

II.2 Configuração 2

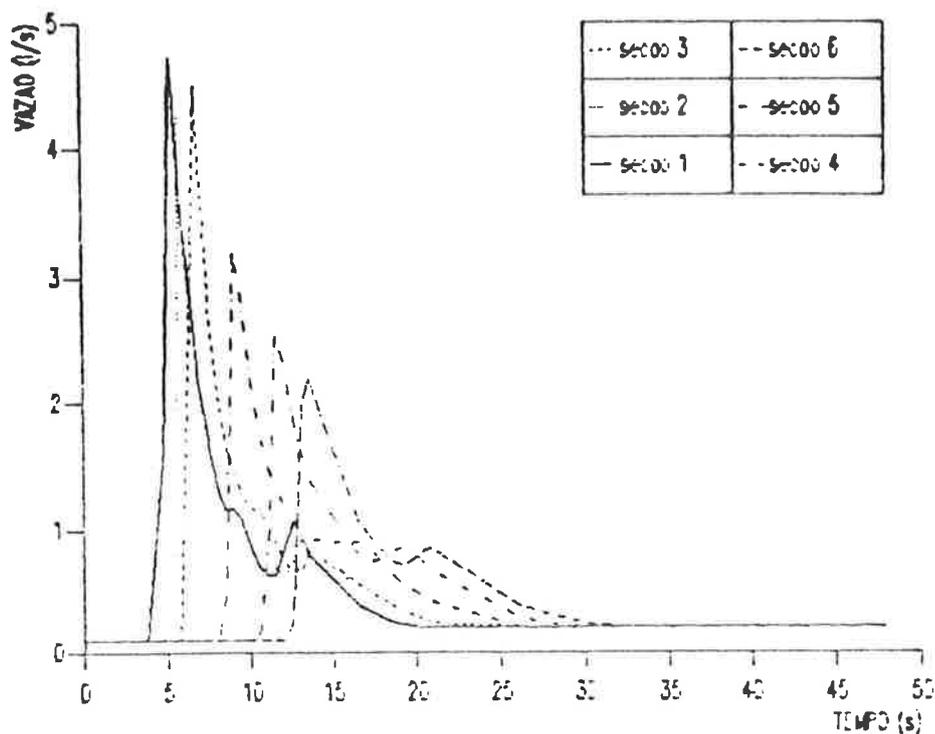


Figura II.5 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 2%.

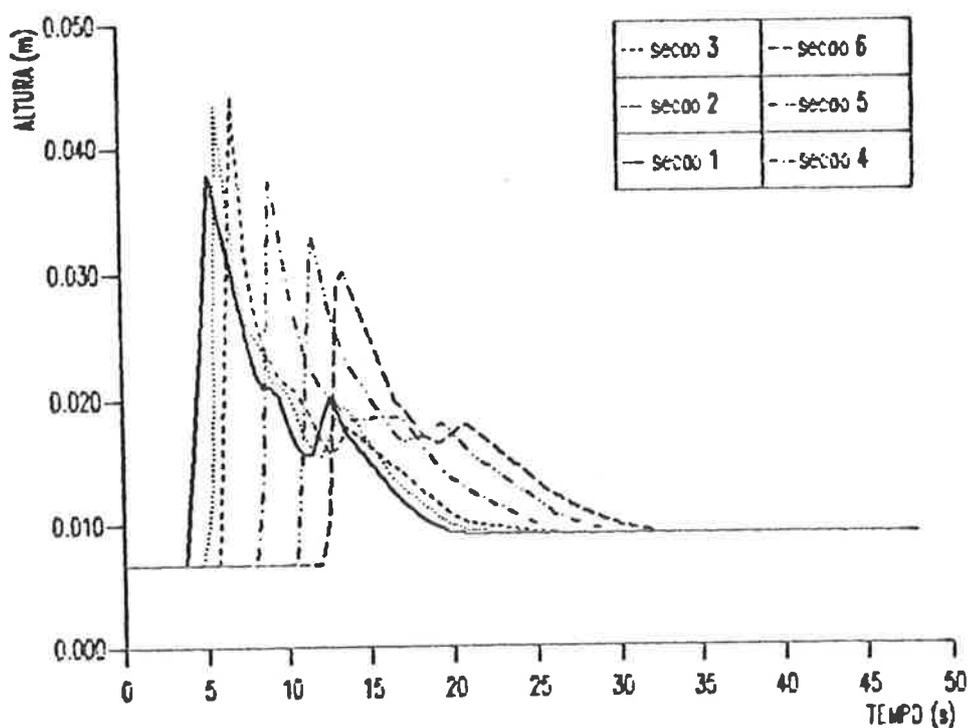


Figura II.6 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 2%.

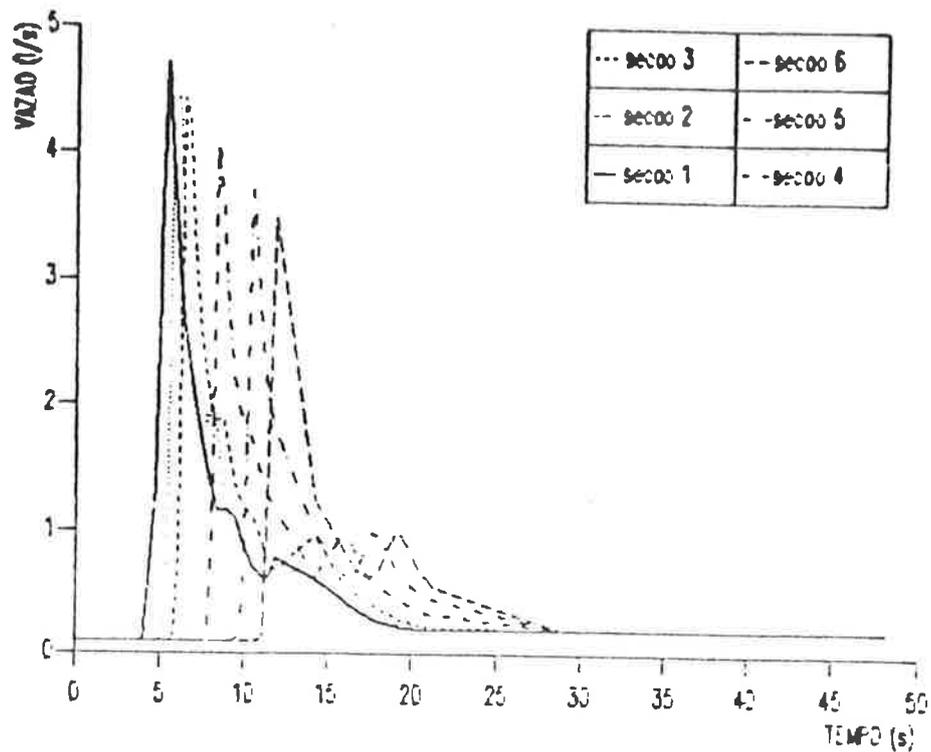


Figura II.7 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 4%.

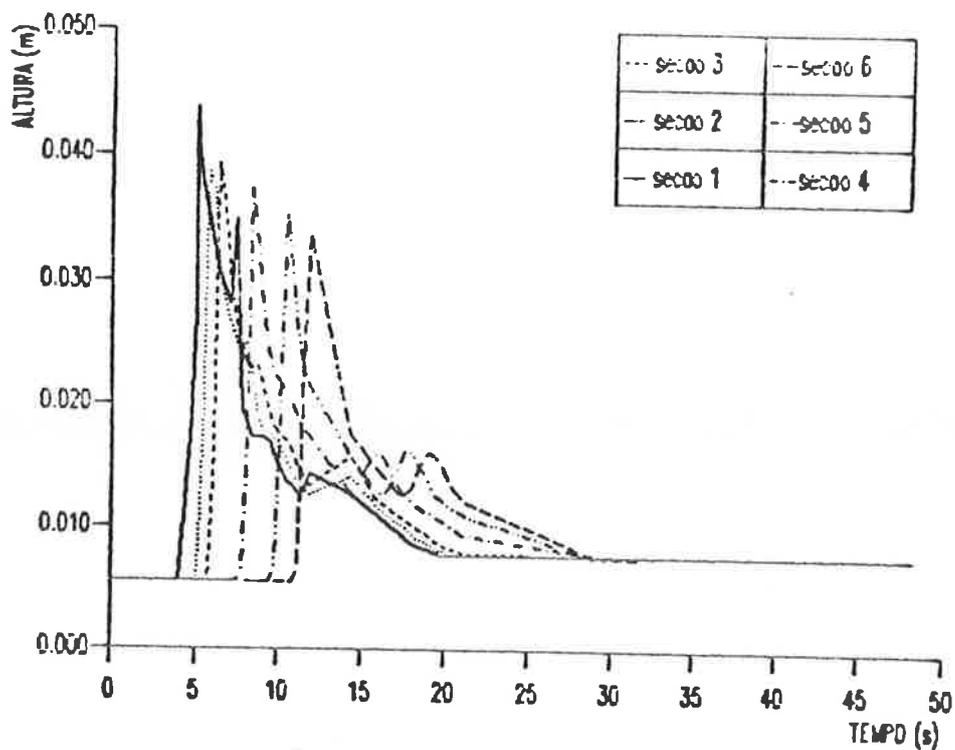


Figura II.8 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 4%.

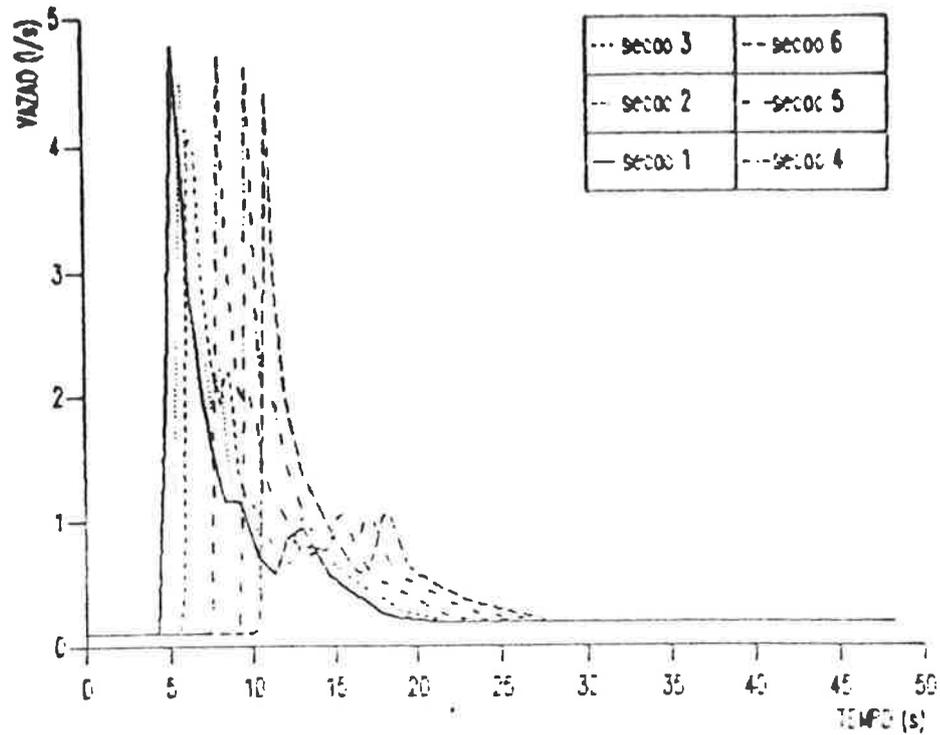


Figura II.9 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 6%.

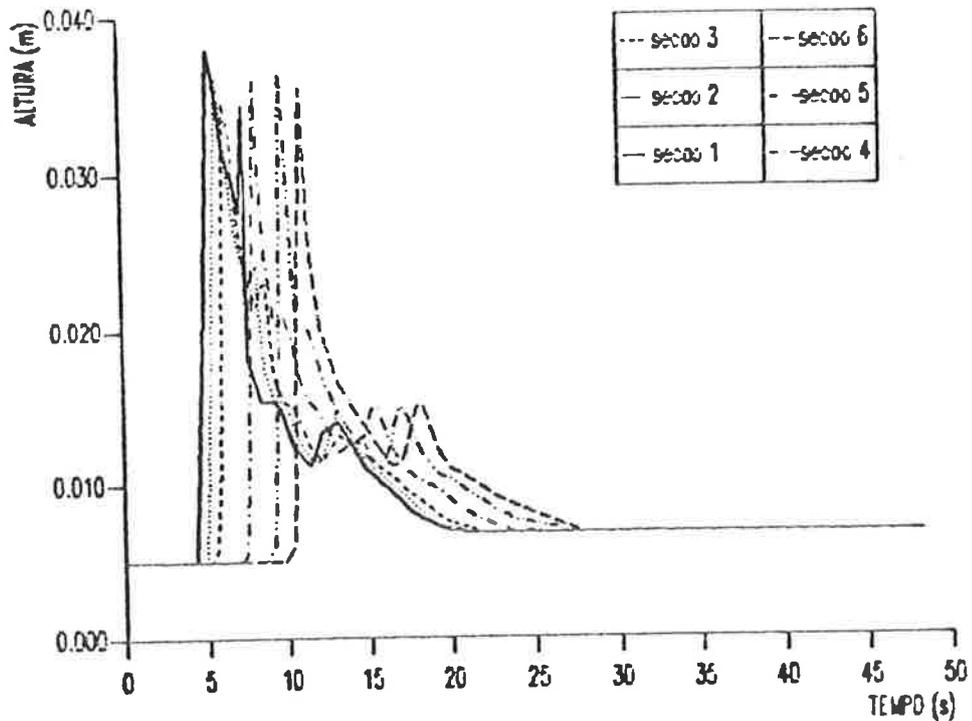


Figura II.10 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 100mm e declividade de 6%.

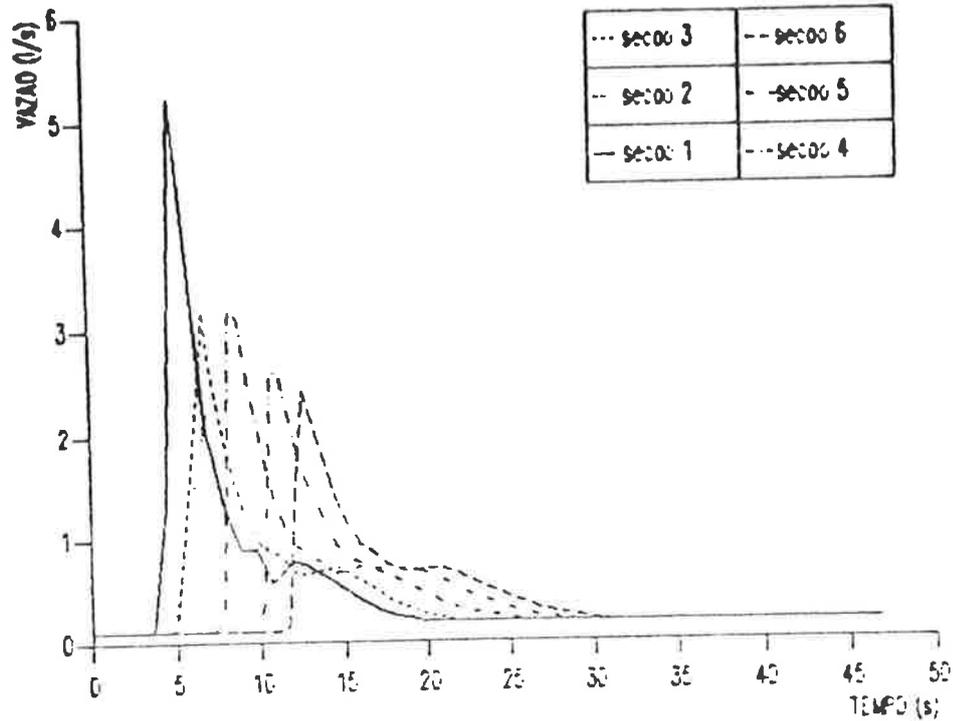


Figura II.11 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 2%.

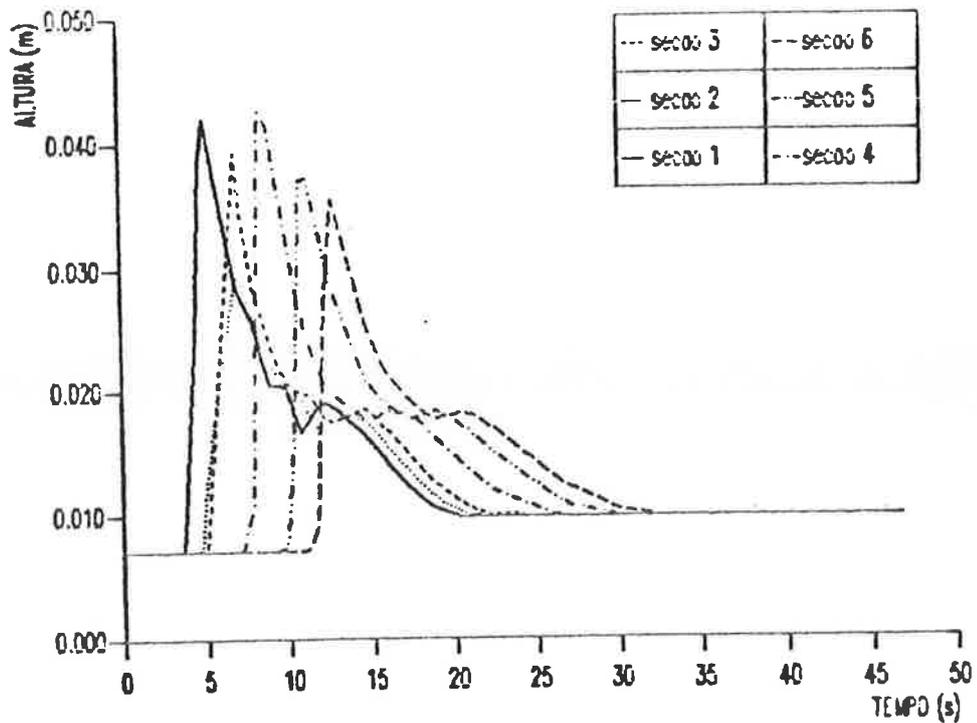


Figura II.12 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 2%.

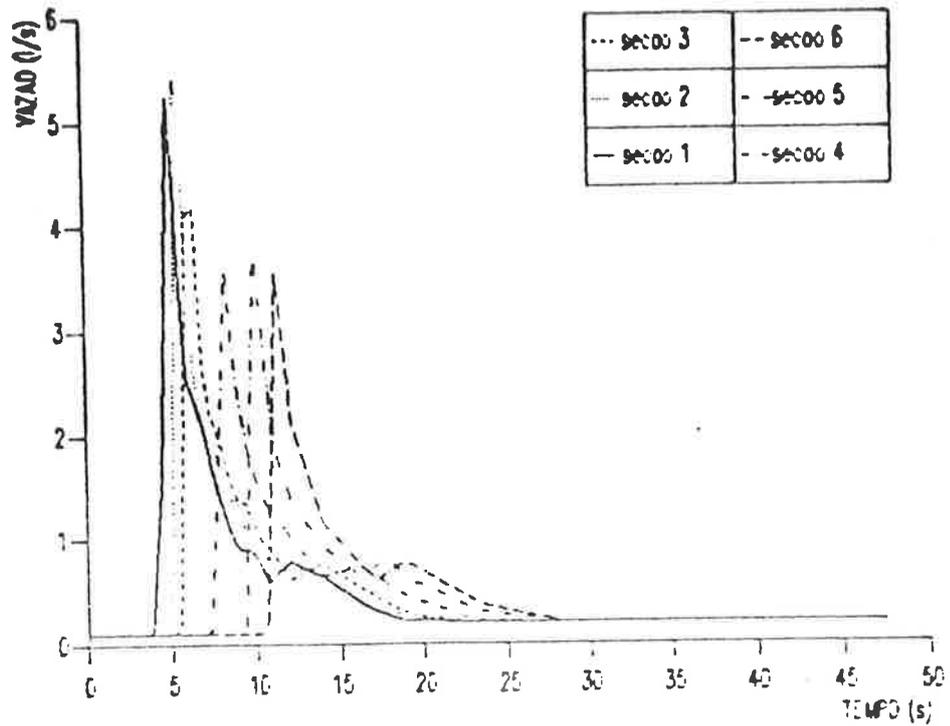


Figura II.13 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 4%.

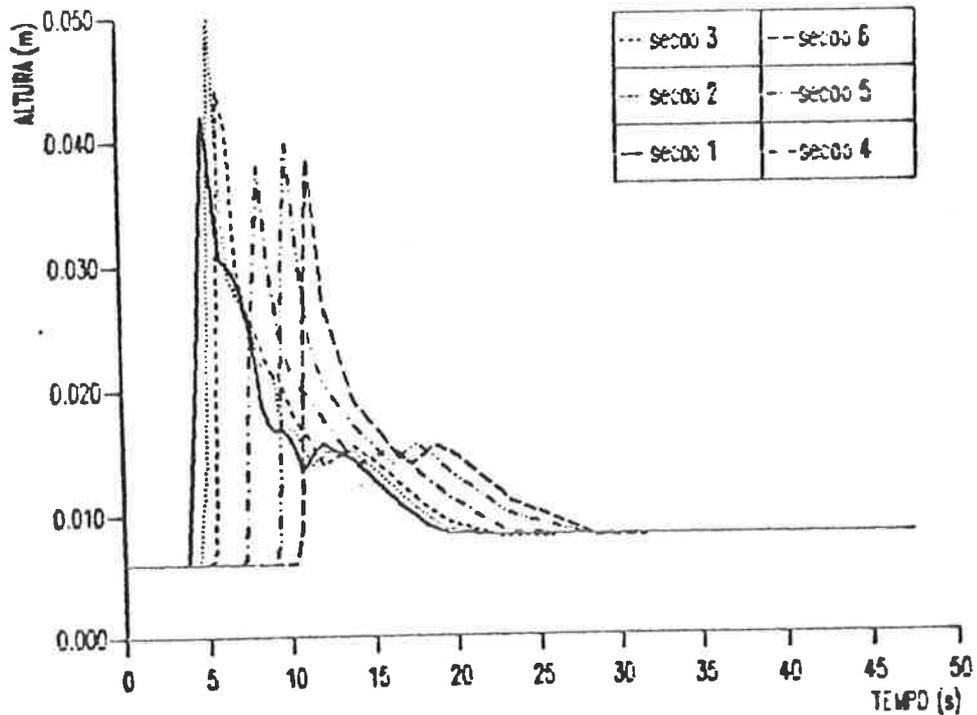


Figura II.14 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do subcoletor da Configuração 2, tendo diâmetro de 75mm e declividade de 4%.

II.3 Configuração 3 - Caso 4: Dois Chuveiros Escoando Simultaneamente

Apenas a título de ilustração, apresentaremos as condições de escoamento para os chuveiros, dos dois banheiros, ligados ao mesmo tempo, ou seja, aos 10 segundos. Sabe-se que se trata de uma condição bem favorável, uma vez que a vazão de utilização deste componente é bem pequena, e além disso, constante, com o valor de 0.2 l/s. A figura II.15, ilustra o esquema dos ramais e as posições das seções, considerando-se a rede simplificada.

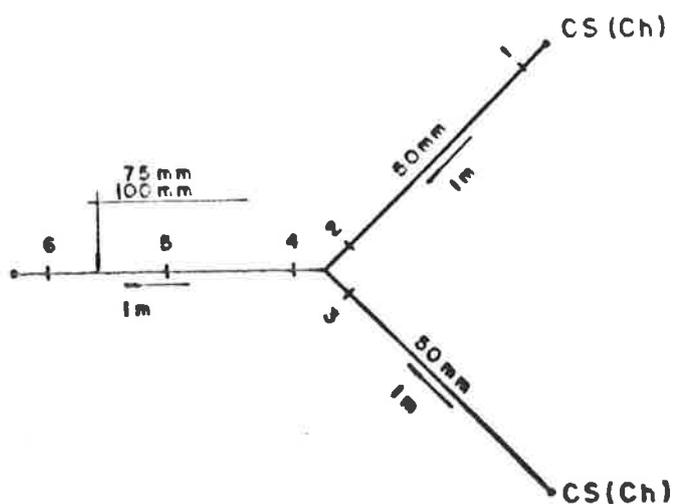


Figura II.15 Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 4.

De acordo com os resultados, apresentados nas figuras II.16 a II.19, observa-se que os valores das vazões máximas e das profundidades são bem próximos, para os dois diâmetros: 100mm e 75mm. Na seção 3, arredores da junção dos dois ramais, ocorre a profundidade máxima do escoamento, sendo, aproximadamente, de 15mm para o ramal de 100mm e 16.2mm para o ramal de 75mm, representando uma diferença de, somente, 8%.

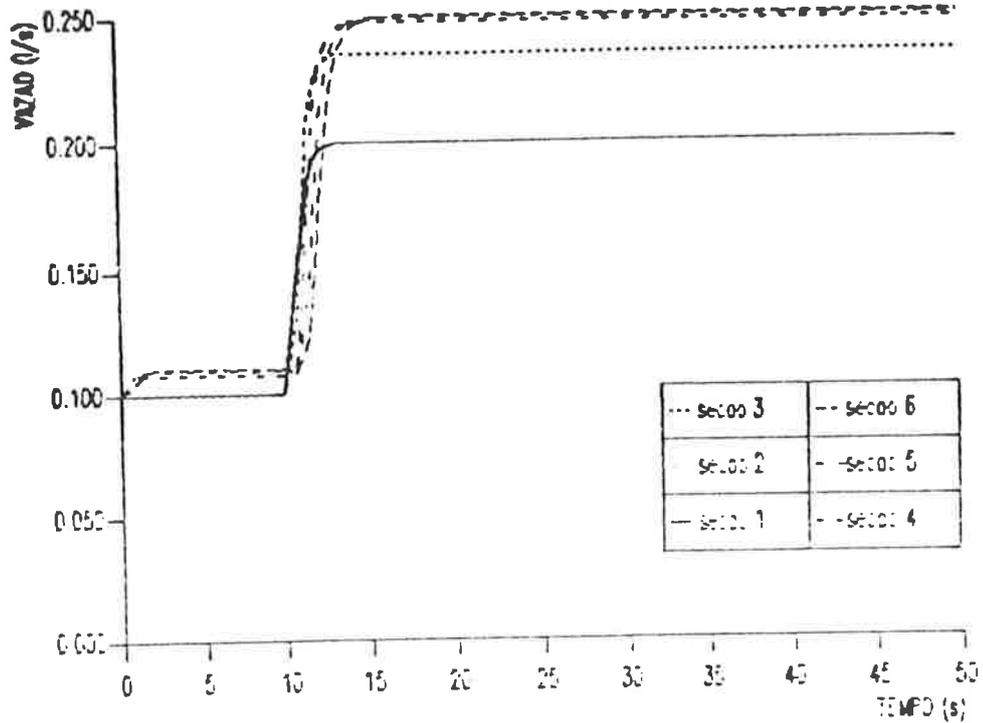


Figura II.16 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

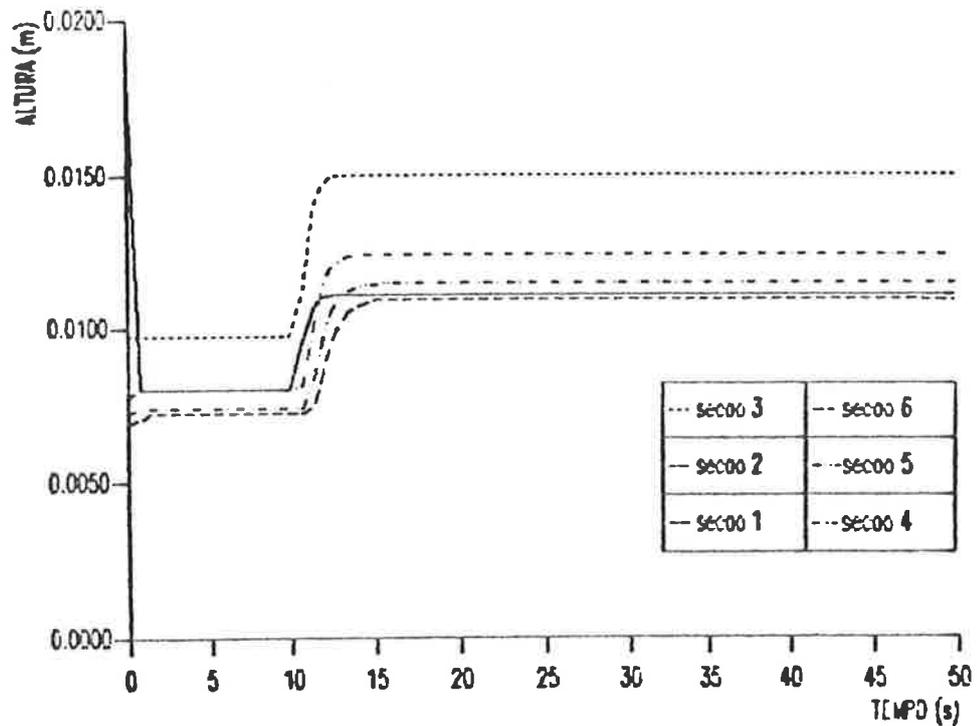


Figura II.17 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

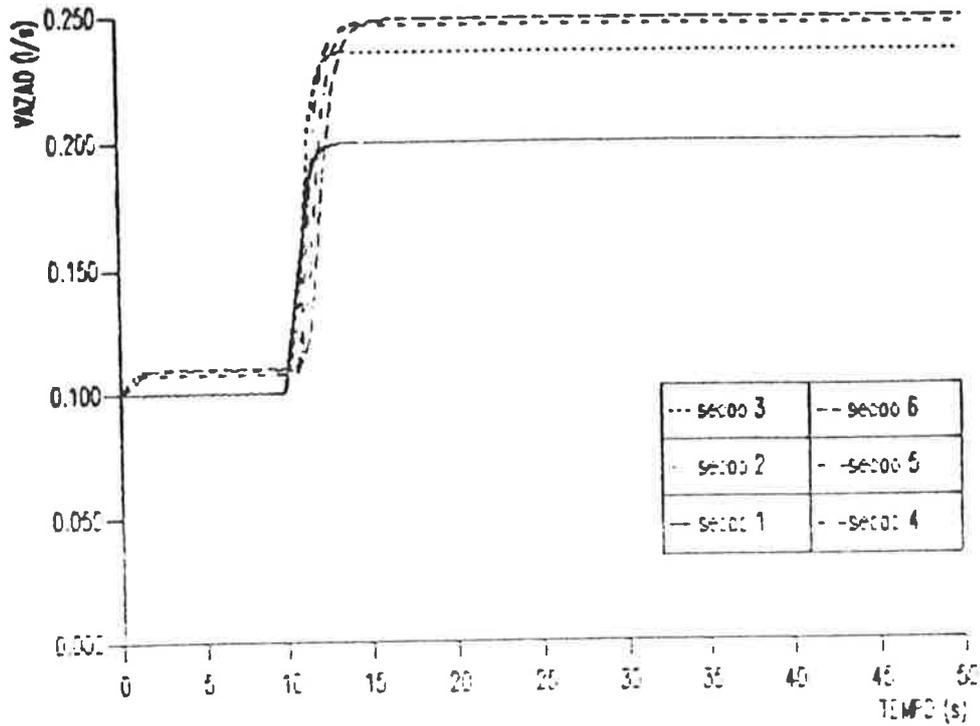


Figura II.18 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

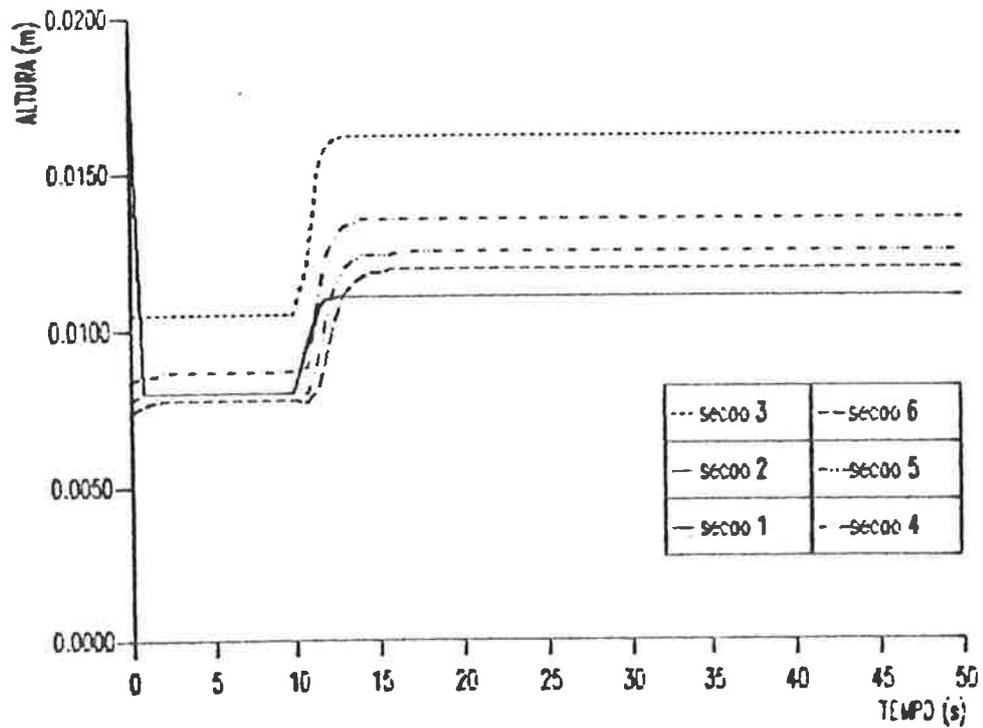


Figura II.19 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 4, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

II.4 Caso 5: Dois Chuveiros Escoando Consecutivamente

Neste caso simulamos, também, o escoamento dos chuveiros, porém sendo ligados com defasagem de 5 segundos. Sabe-se que haverá sobreposição de ondas, e conseqüentemente, espera-se maiores profundidades do escoamento.

A figura II.20 ilustra o esquema da rede e as posições das seções. O chuveiro de um banheiro foi ligado no tempo 0.0 segundo, e o outro, 5 segundos após. As seções 1, 2, 3 e 6, deste caso, coincidem com as seções 2, 3, 4 e 6, do caso 4, conforme ilustram as figuras II.20 e II.15, respectivamente. Os resultados são apresentados nas figuras II.21 a II.24.

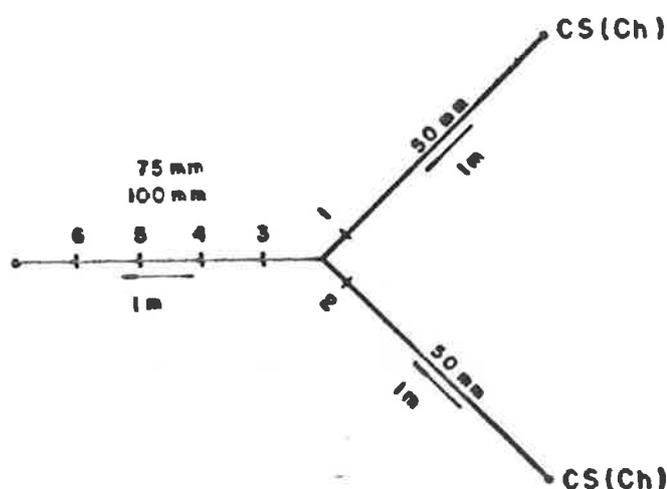


Figura II.20 Esquema dos ramais analisados na Configuração 3 - Caso 5.

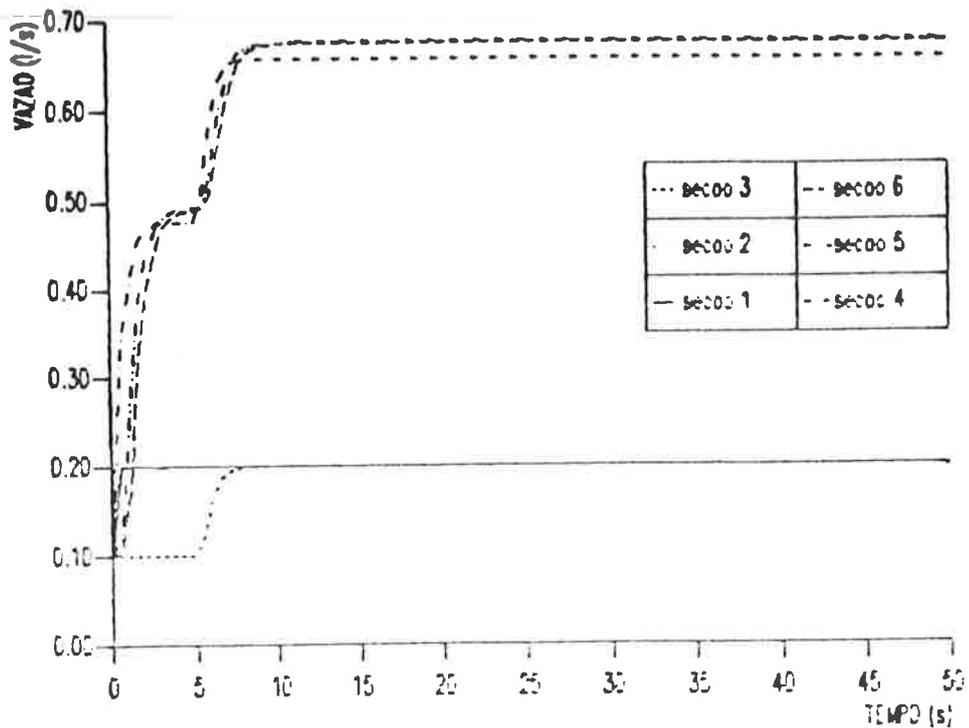


Figura II.21 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

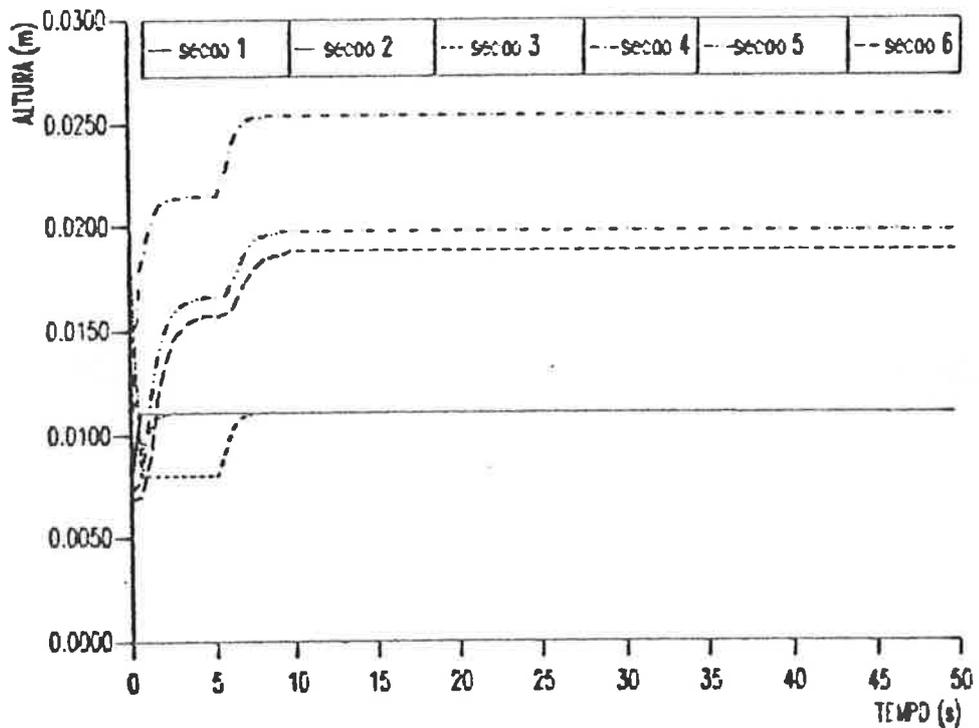


Figura II.22 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 100mm e 50mm com declividade de 2%.

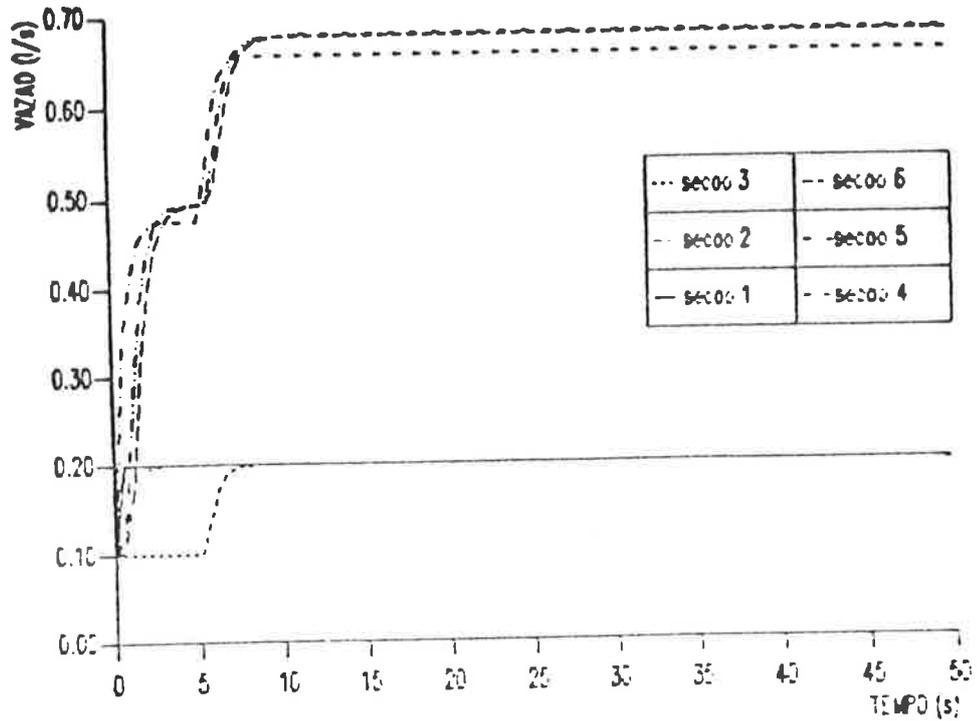


Figura II.23 Vazão de descarga x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

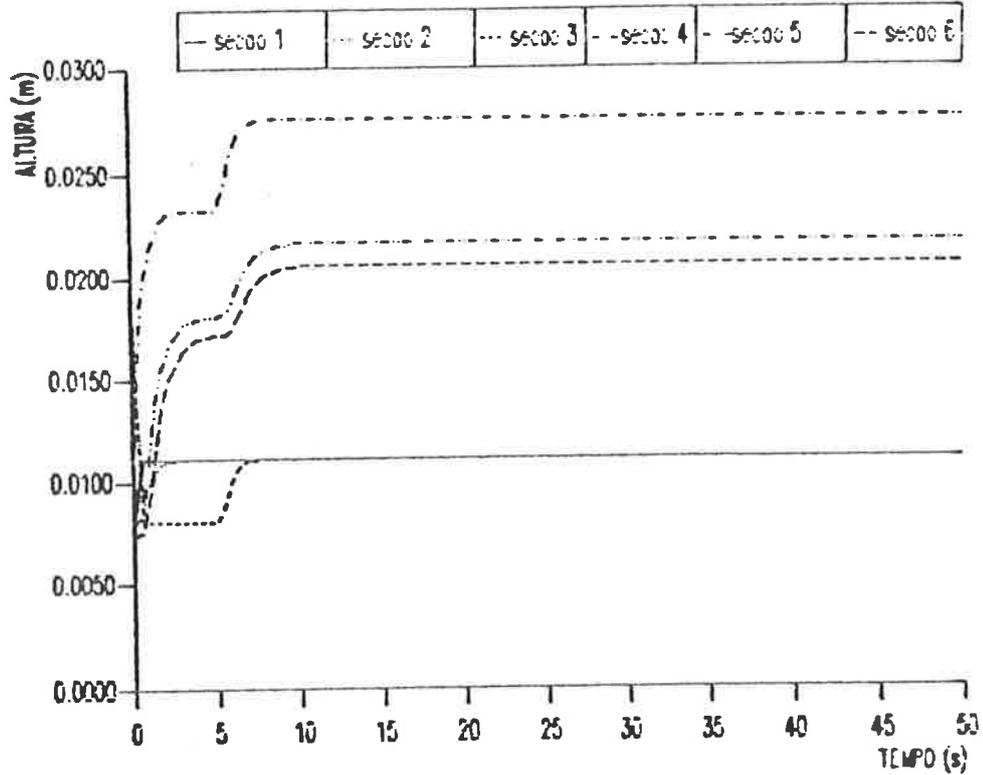


Figura II.24 Profundidade do escoamento x Tempo, nas seções da Configuração 3 - Caso 5, tendo ramais de esgoto de 75mm e 50mm com declividade de 2%.

II.8 Configuração 4 - Casos 1 e 2

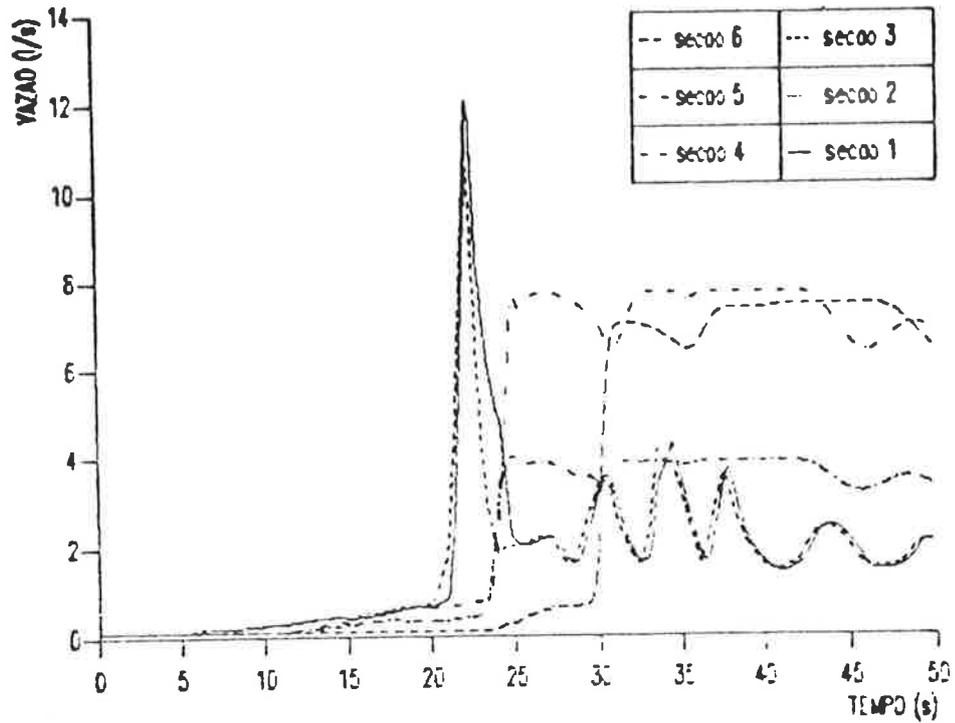


Figura II.25 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-A.

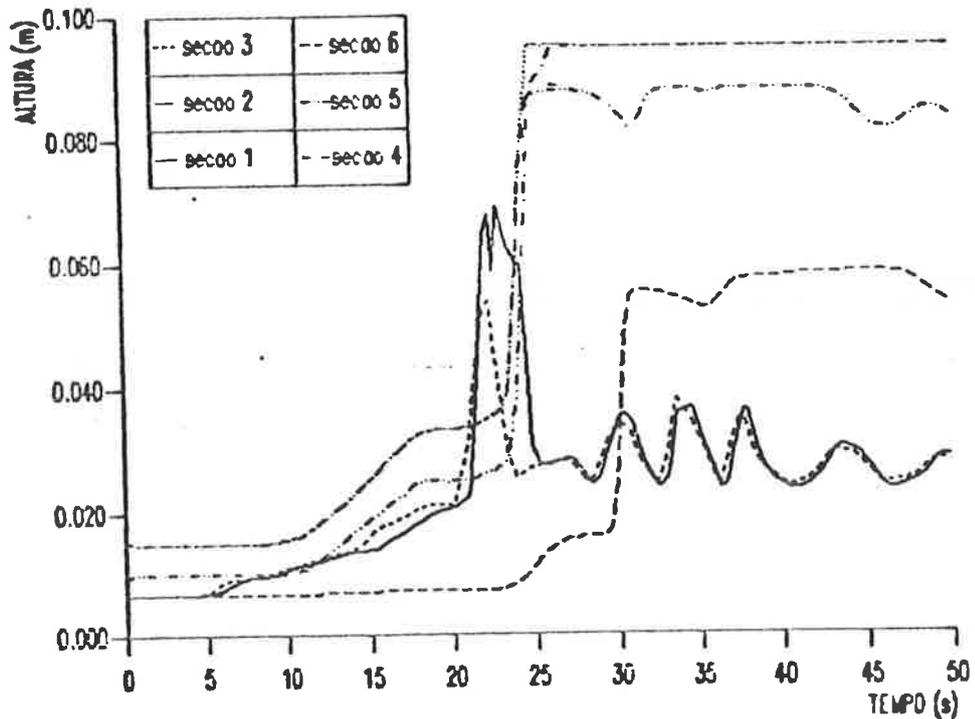


Figura II.26 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-A.

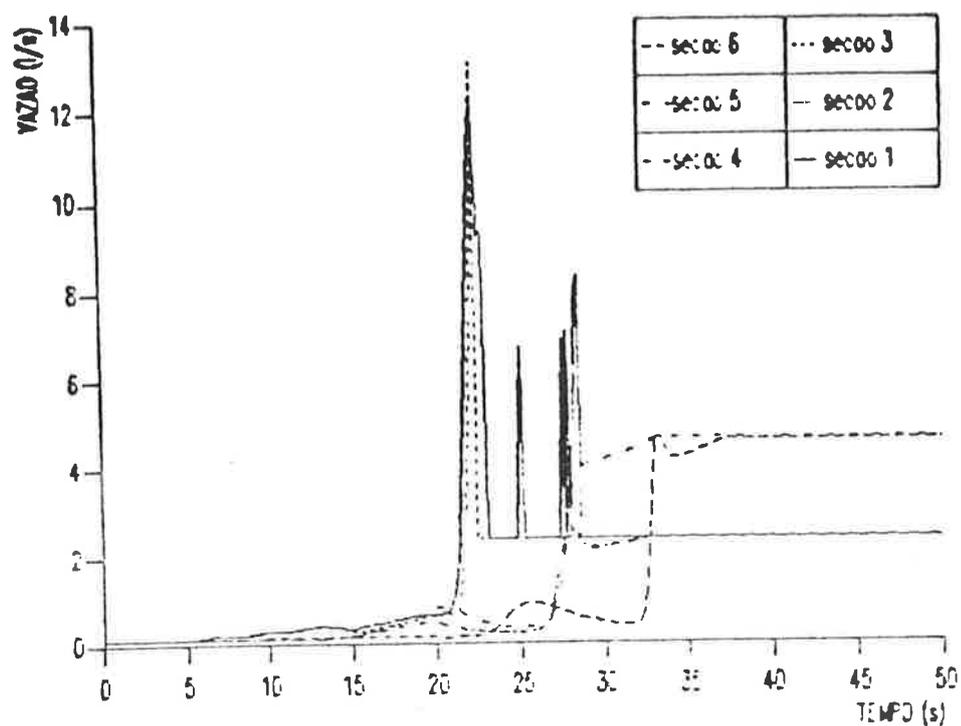


Figura II.27 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-B.

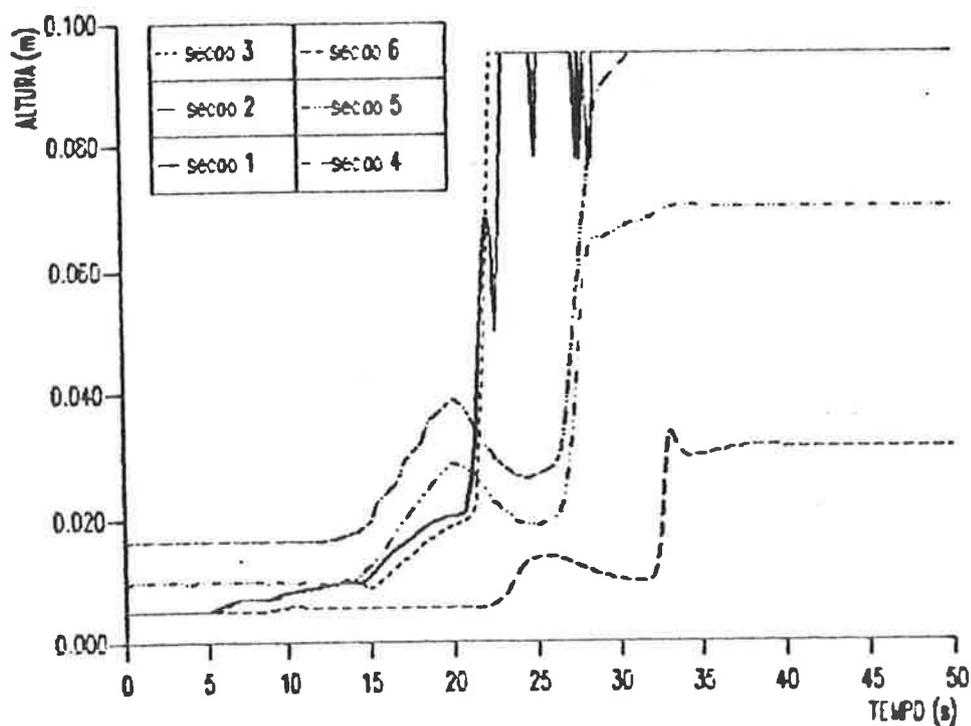


Figura II.28 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-B.

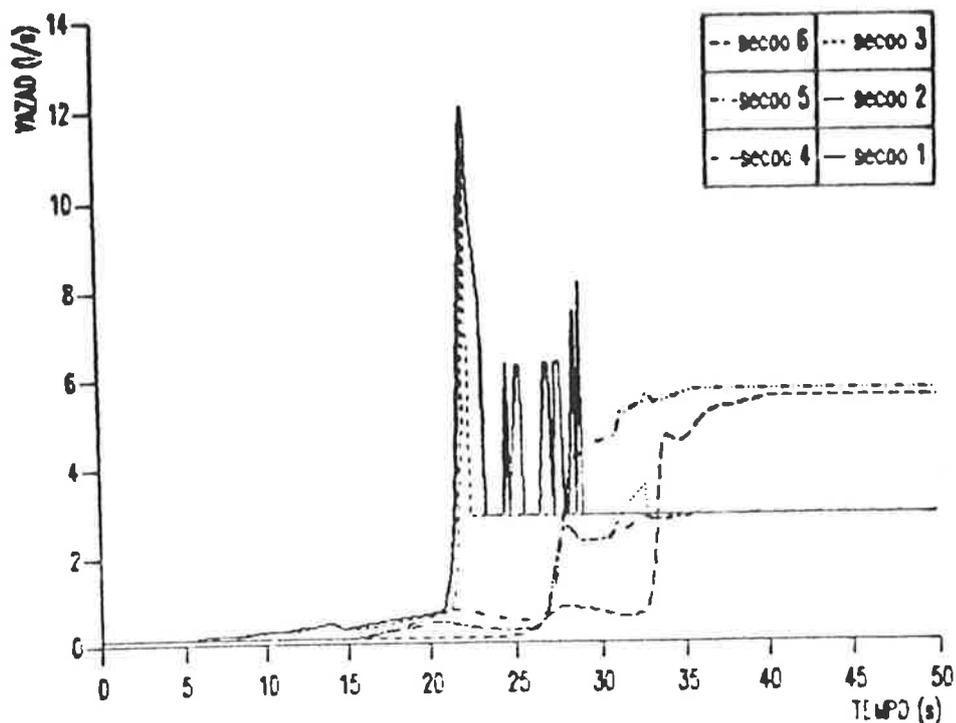


Figura II.29 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-C.

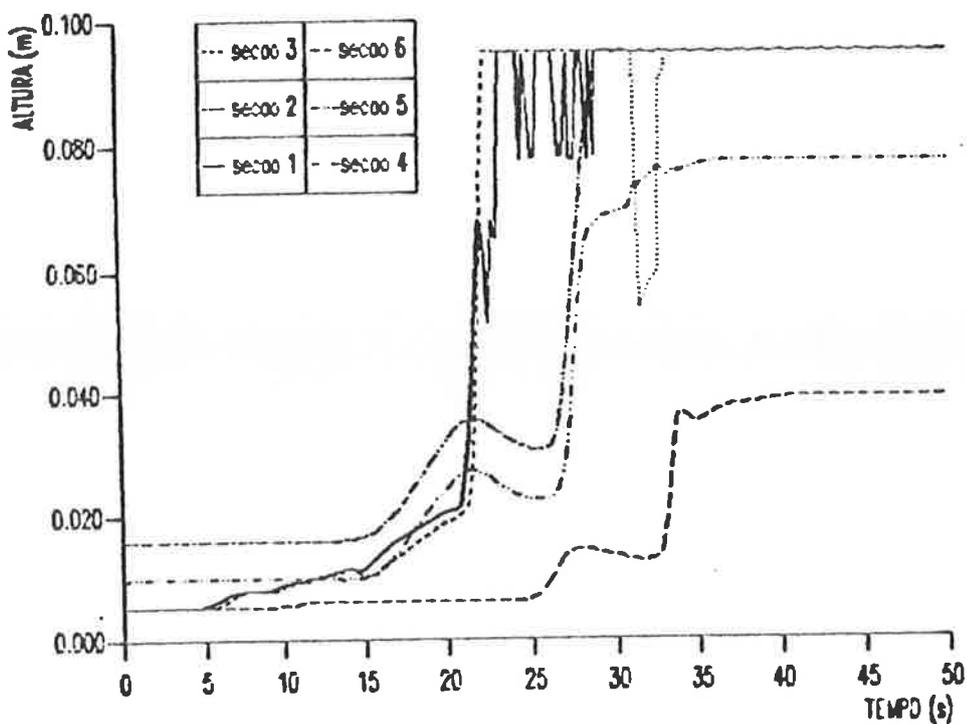


Figura II.30 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-C.

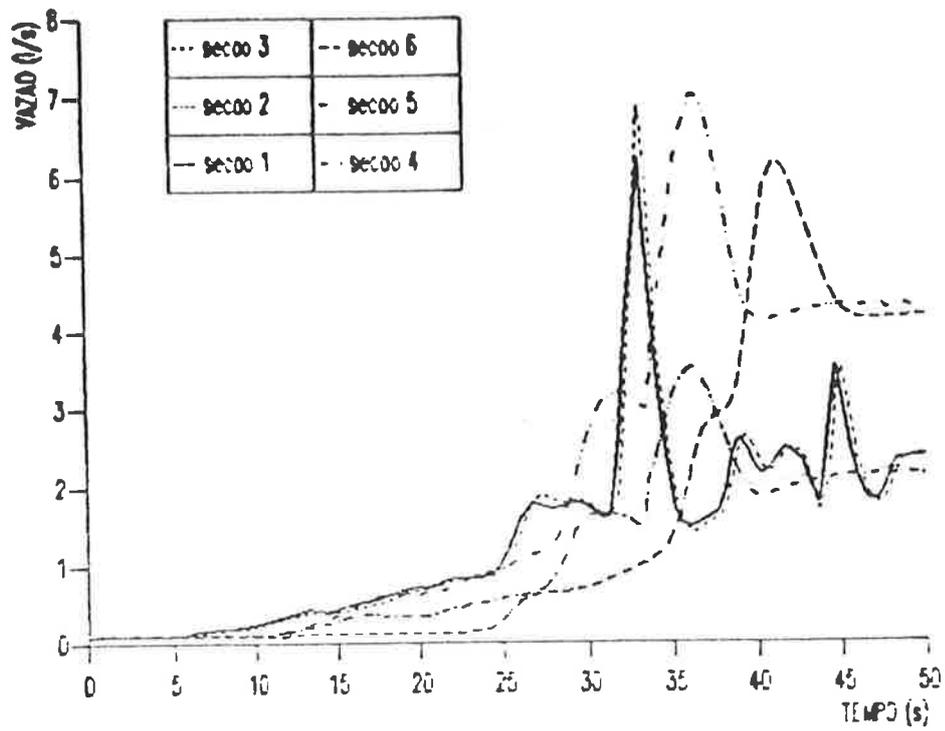


Figura II.31 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-F.

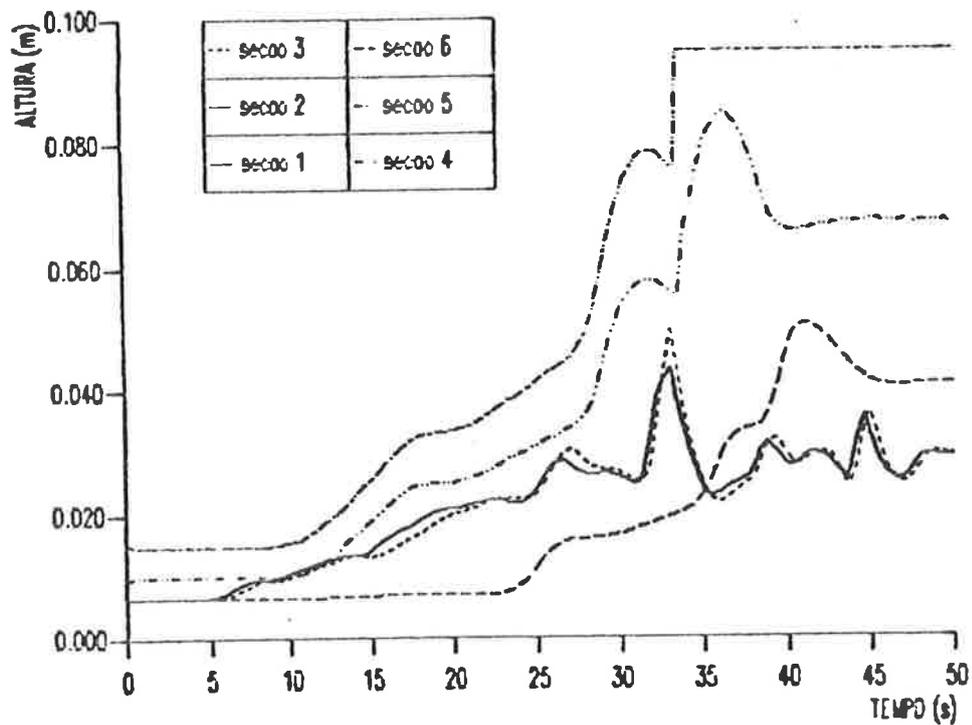


Figura II.32 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-F.

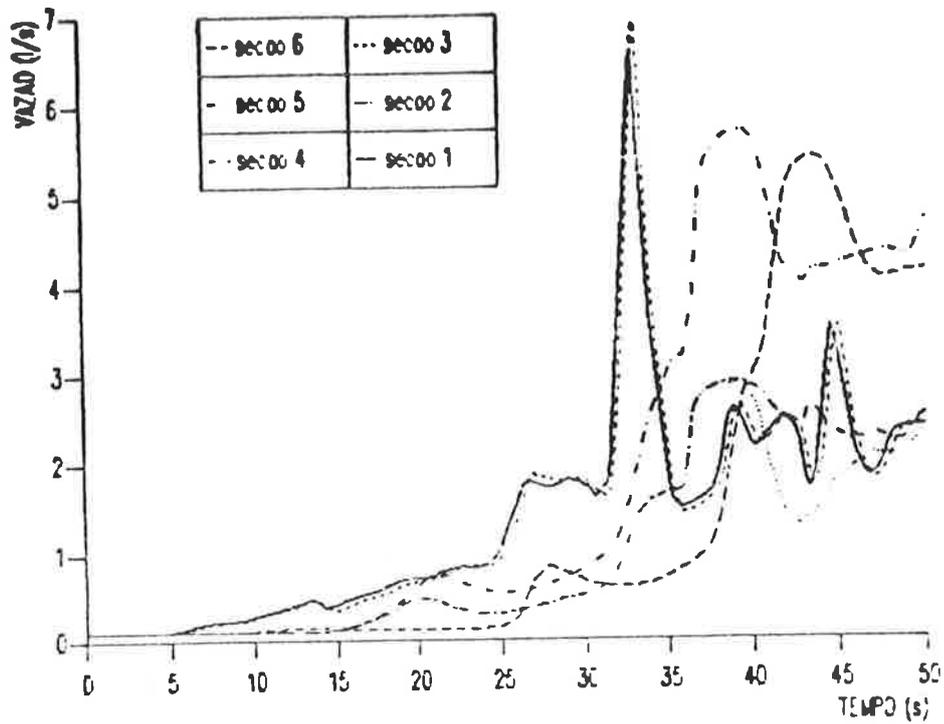


Figura II.33 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-G.

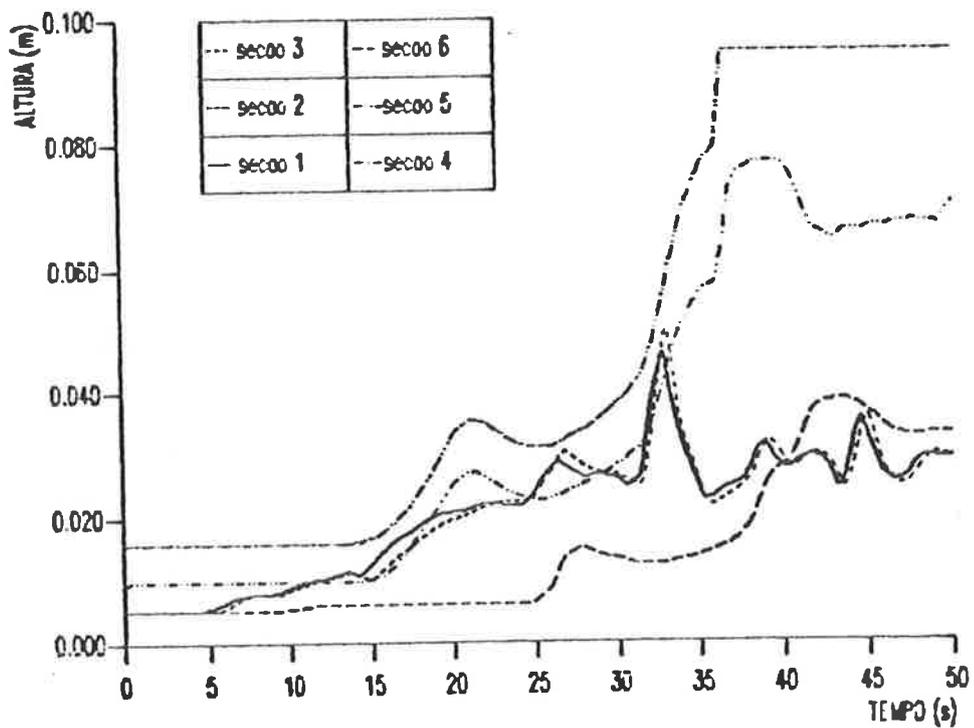


Figura II.34 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-G.

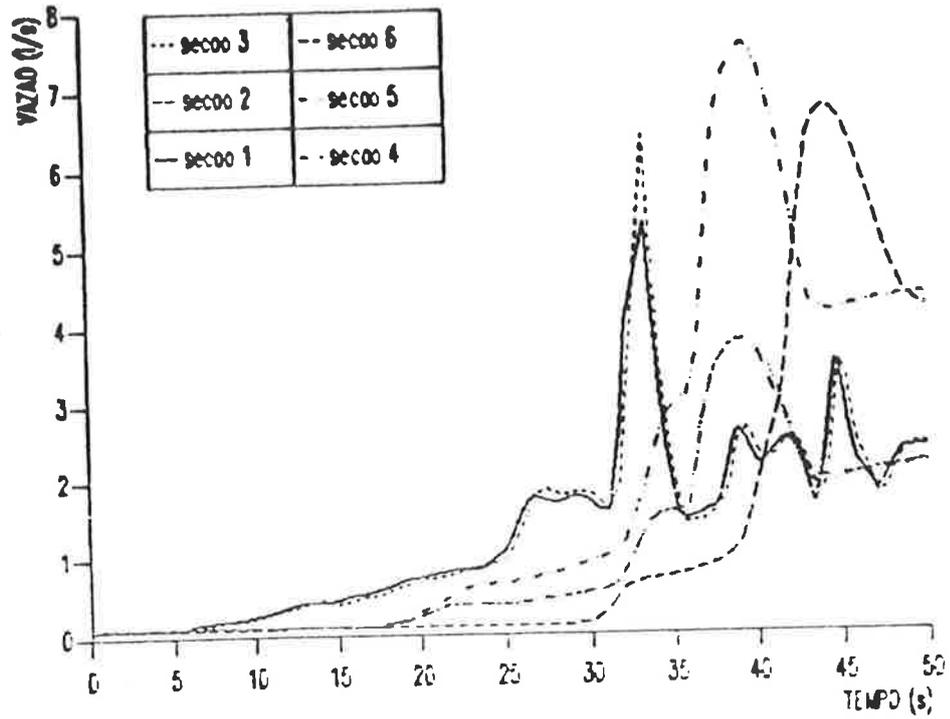


Figura II.35 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 1-H.

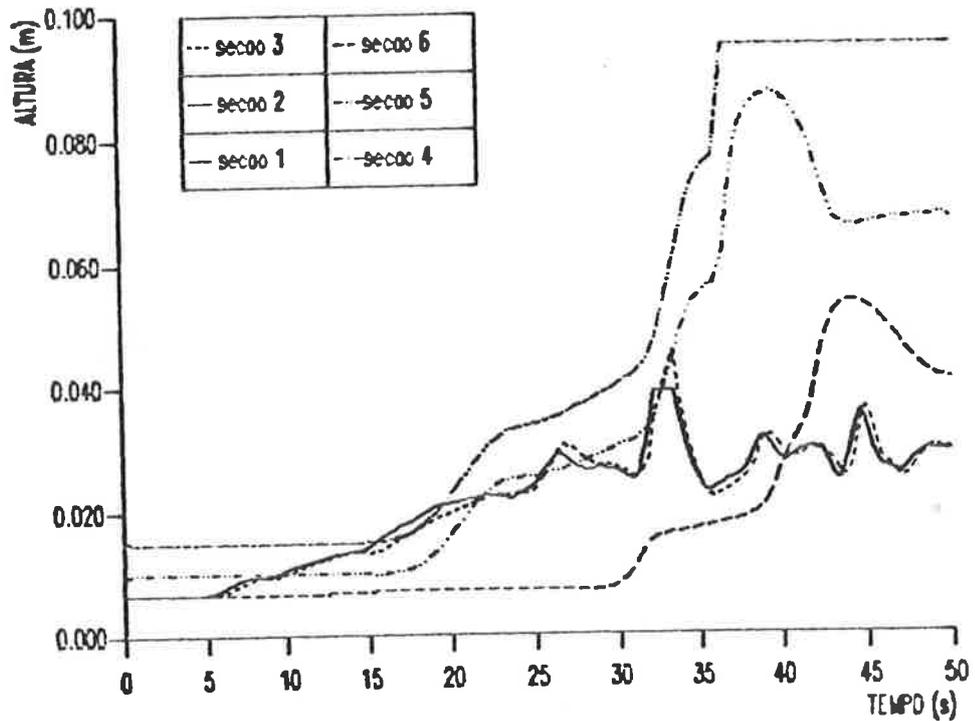


Figura II.36 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 1-H.

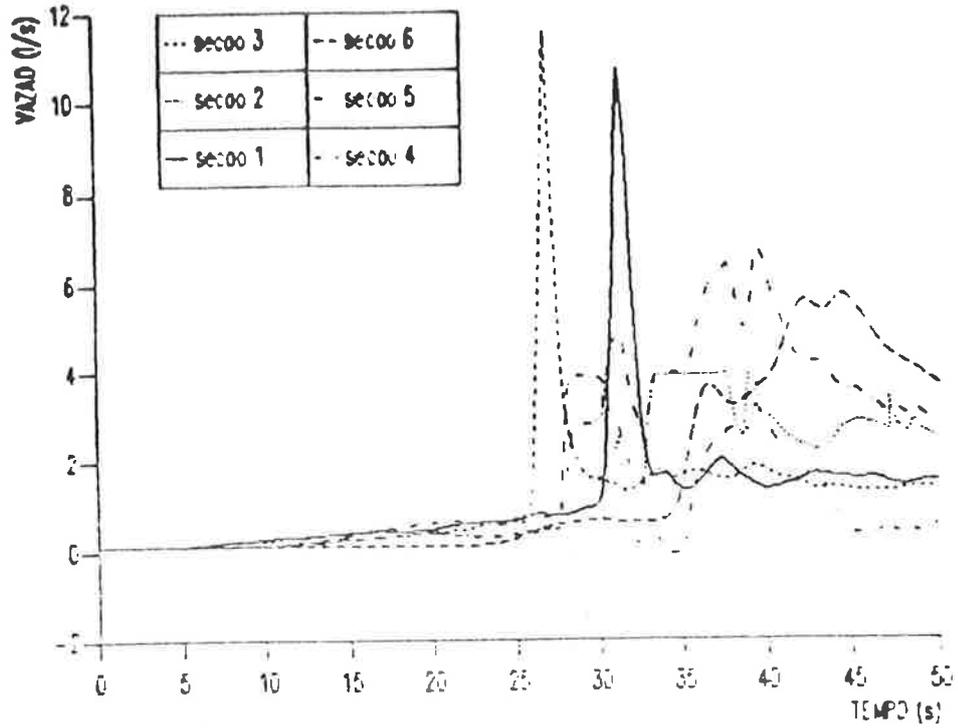


Figura II.37 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-A.

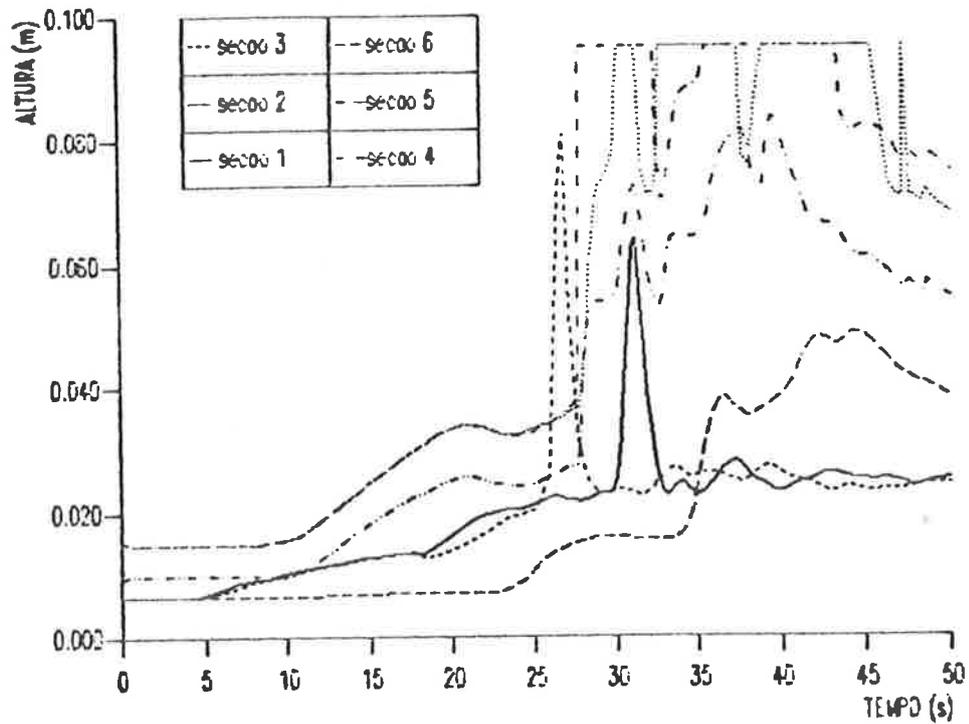


Figura II.38 Profundidade do escosamento x Tempo, para as seções do Caso 2-A.

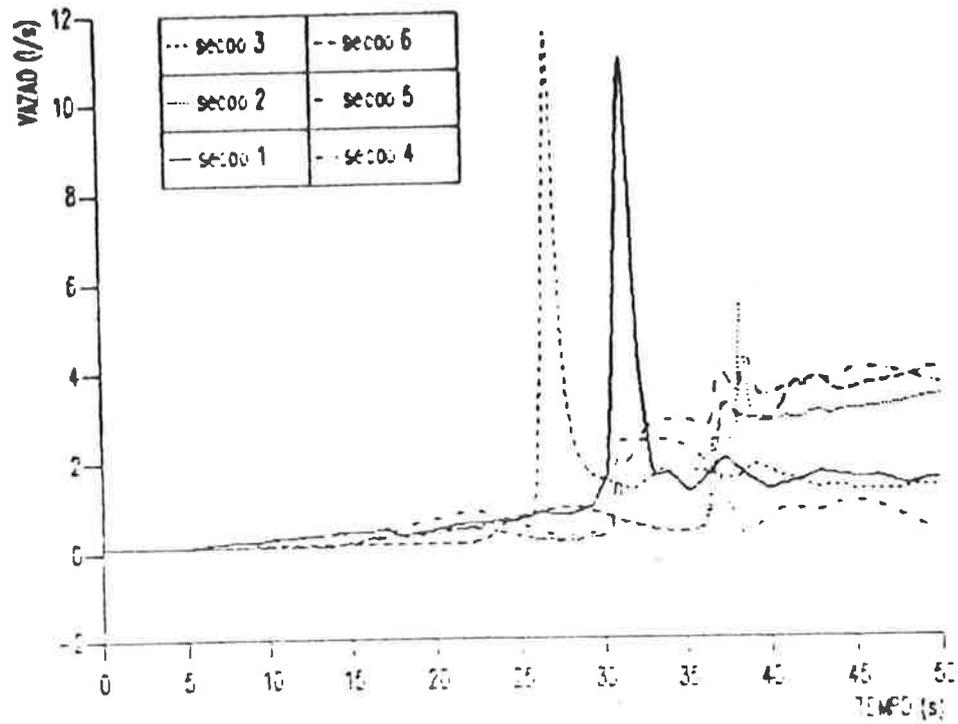


Figura II.39 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-B.

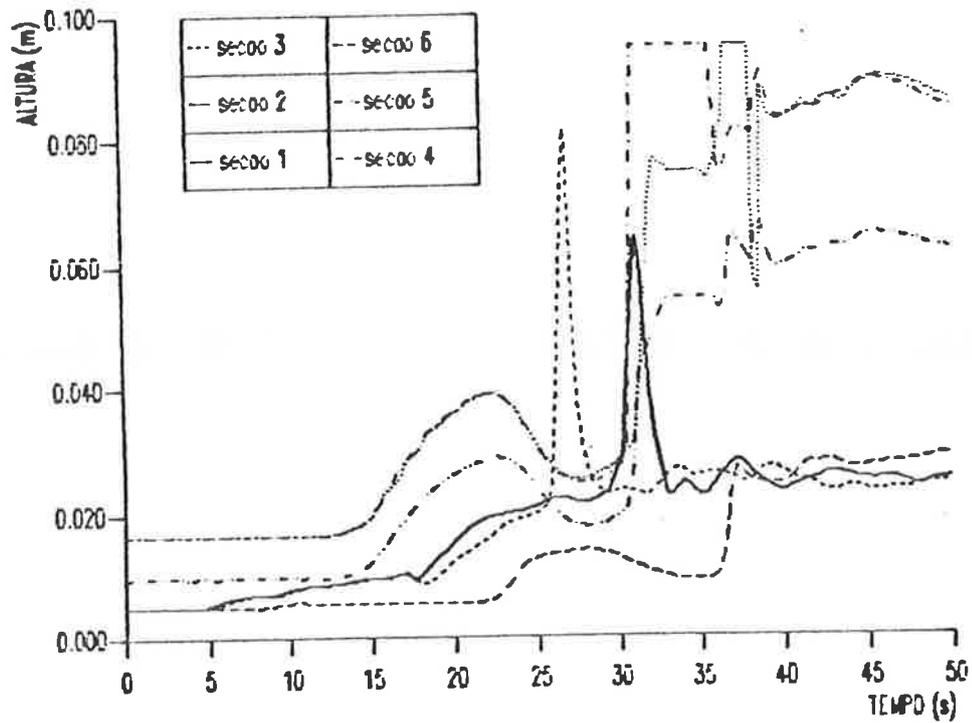


Figura II.40 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-B.

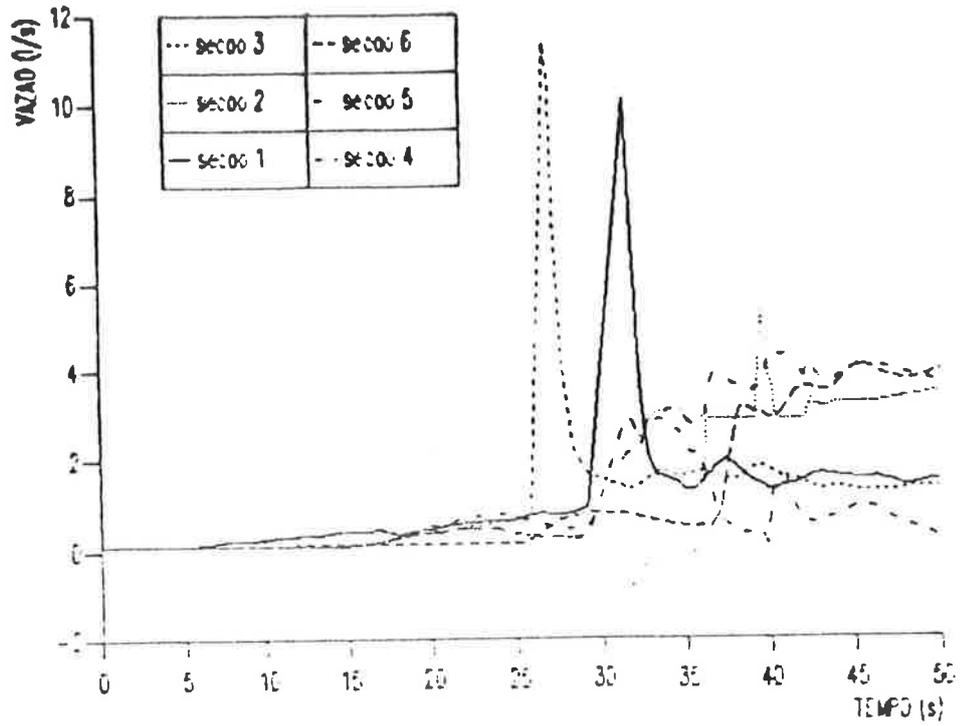


Figura II.41 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-C.

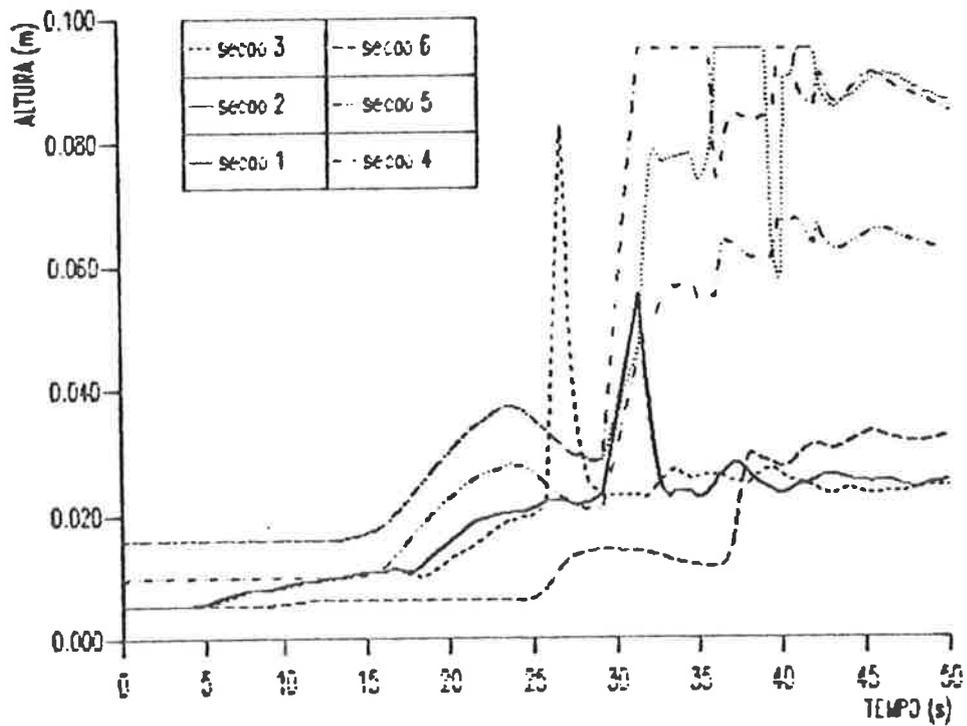


Figura II.42 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-C.

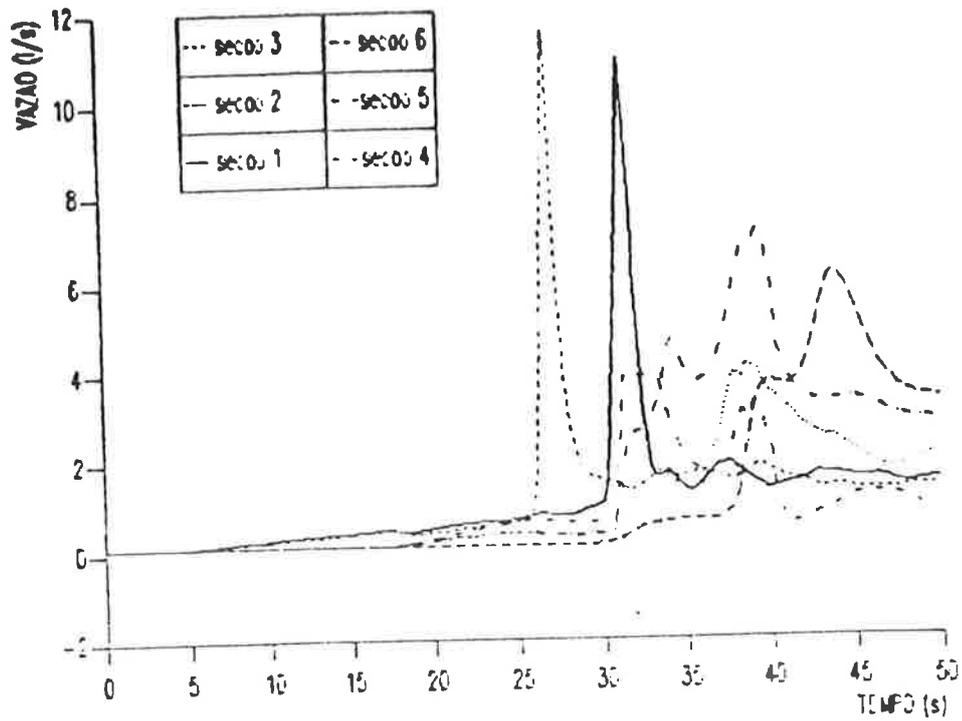


Figura II.43 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-D.

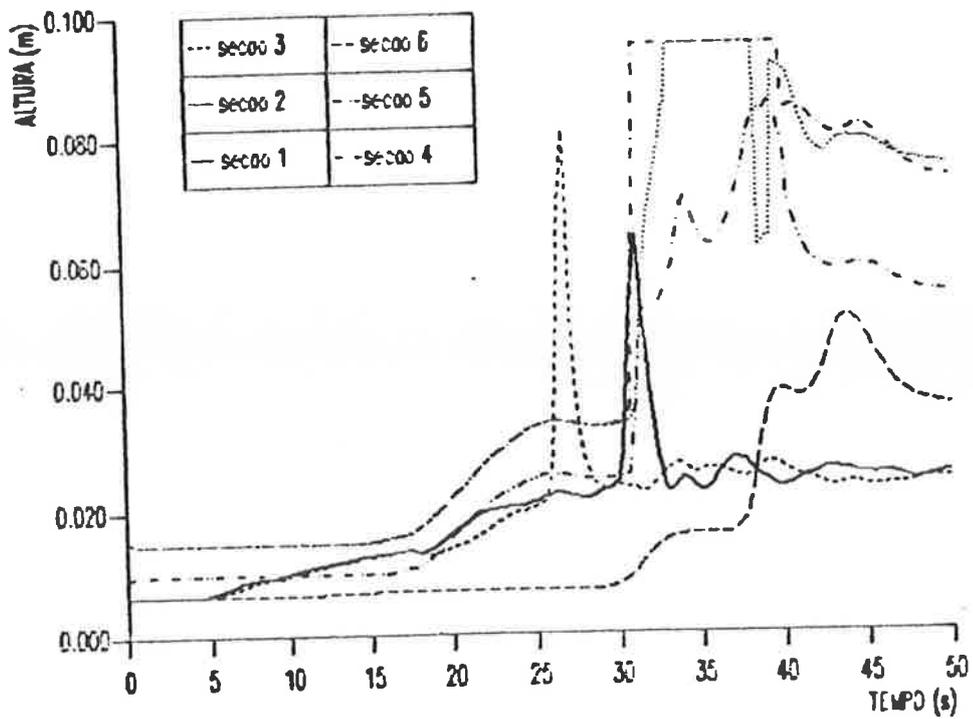


Figura II.44 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-D.

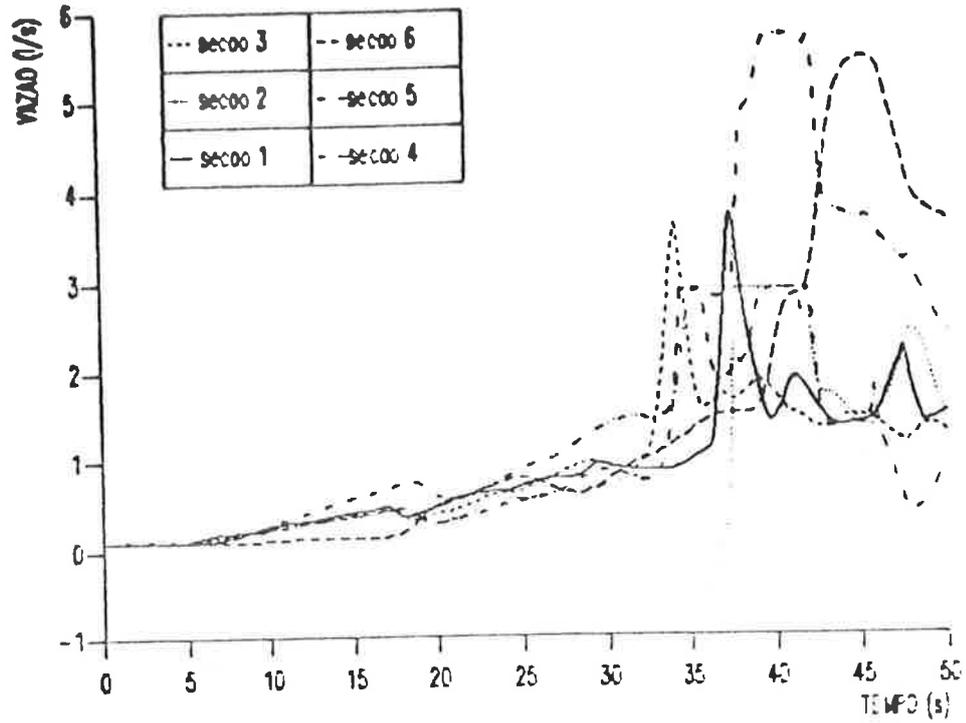


Figura II.45 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-H.

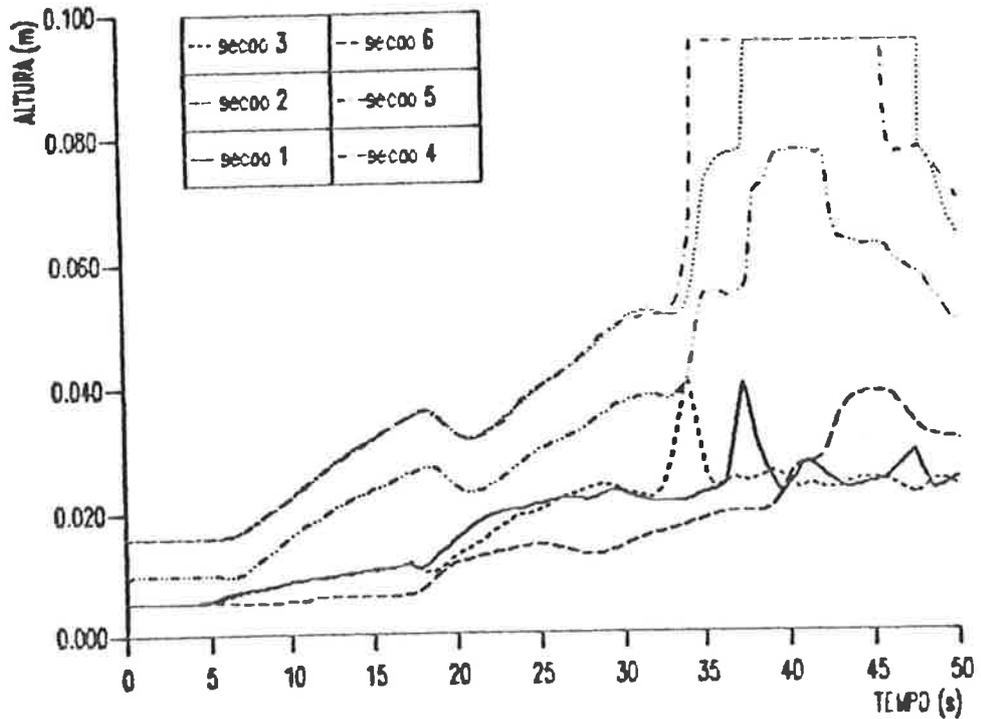


Figura II.46 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-H.

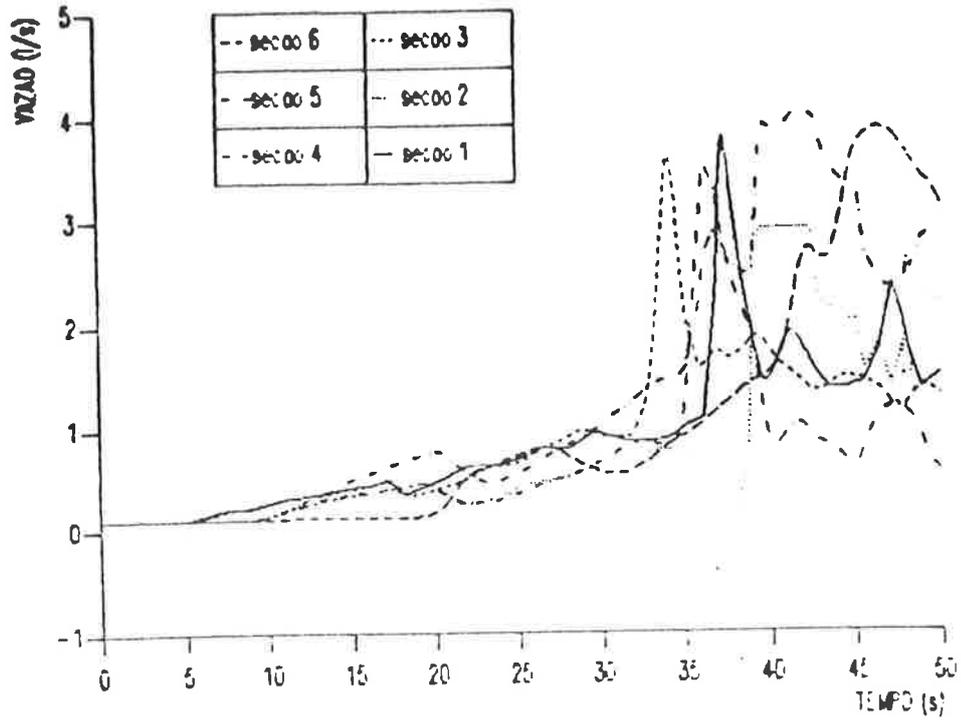


Figura II.47 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-J.

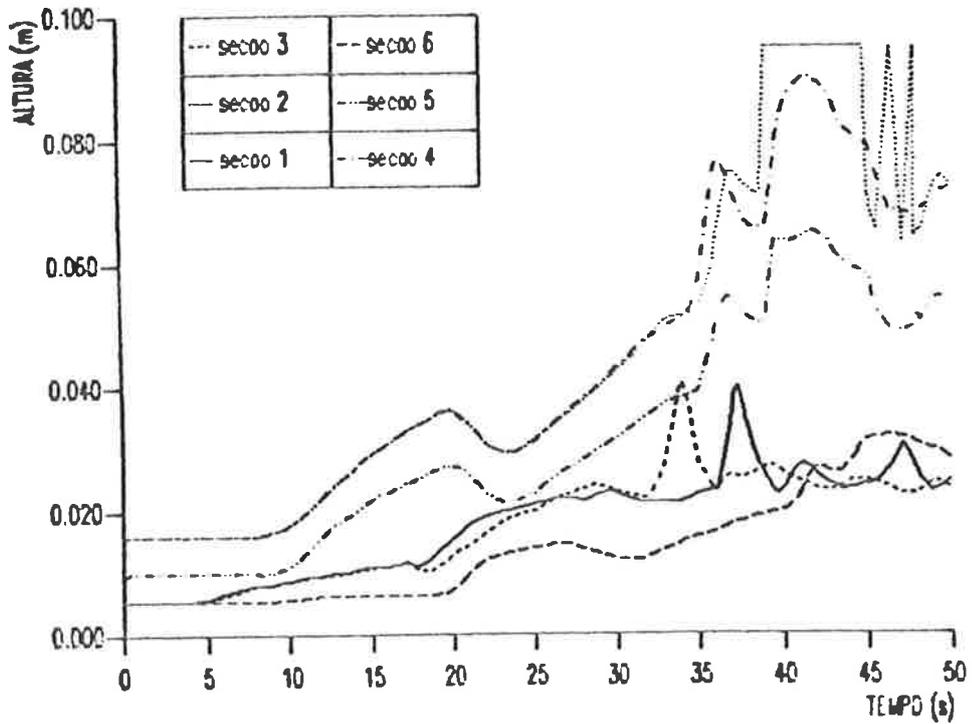


Figura II.48 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-J.

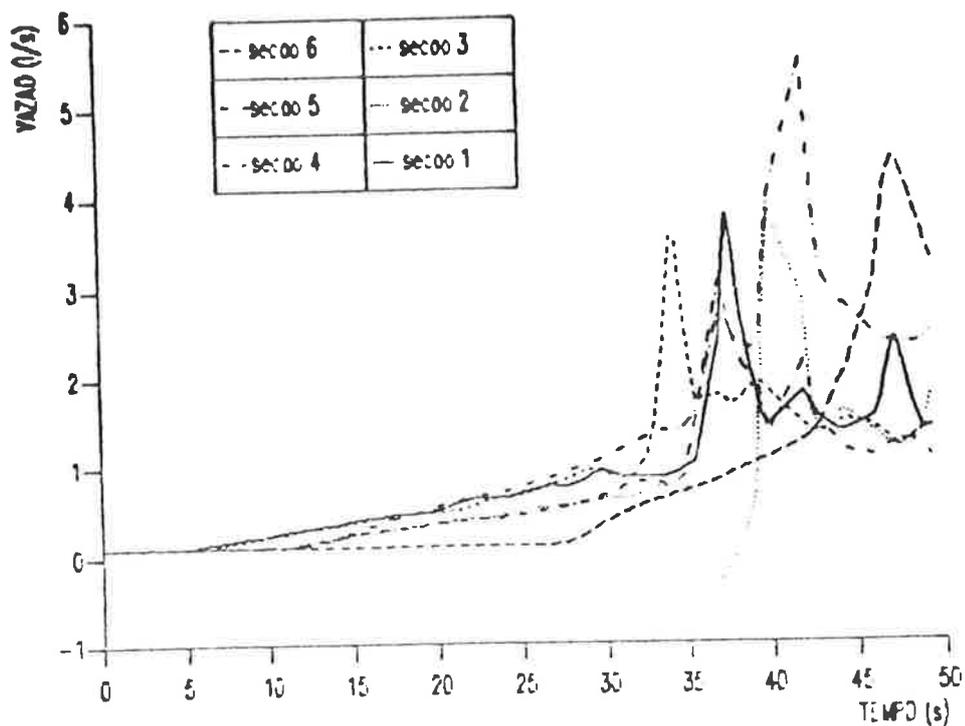


Figura II.48 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-L.

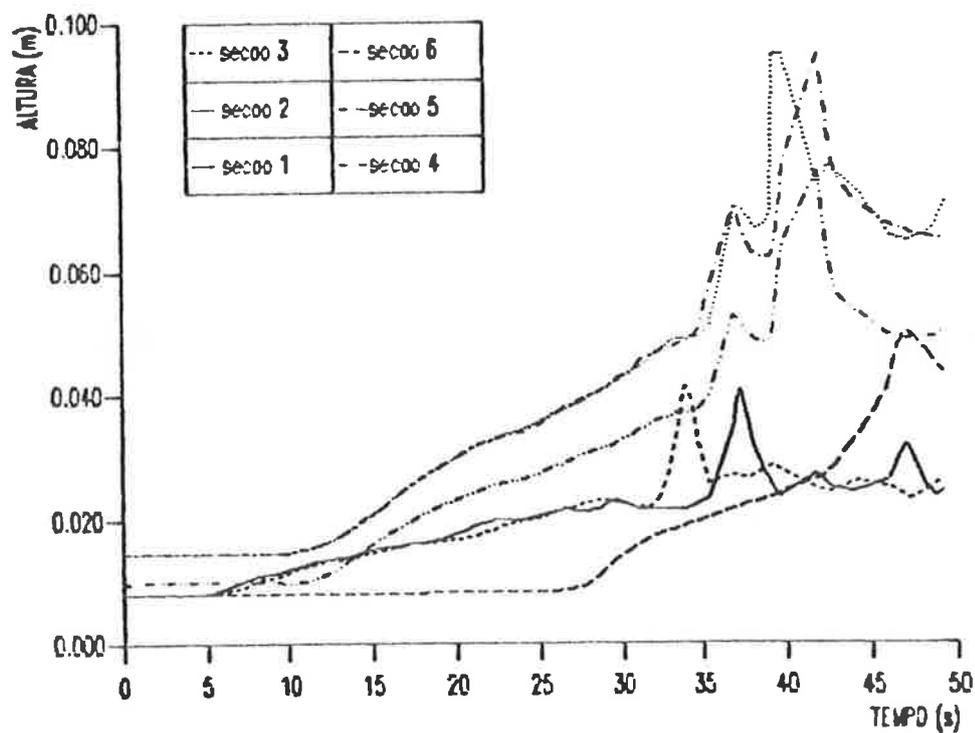


Figura II.50 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-L.

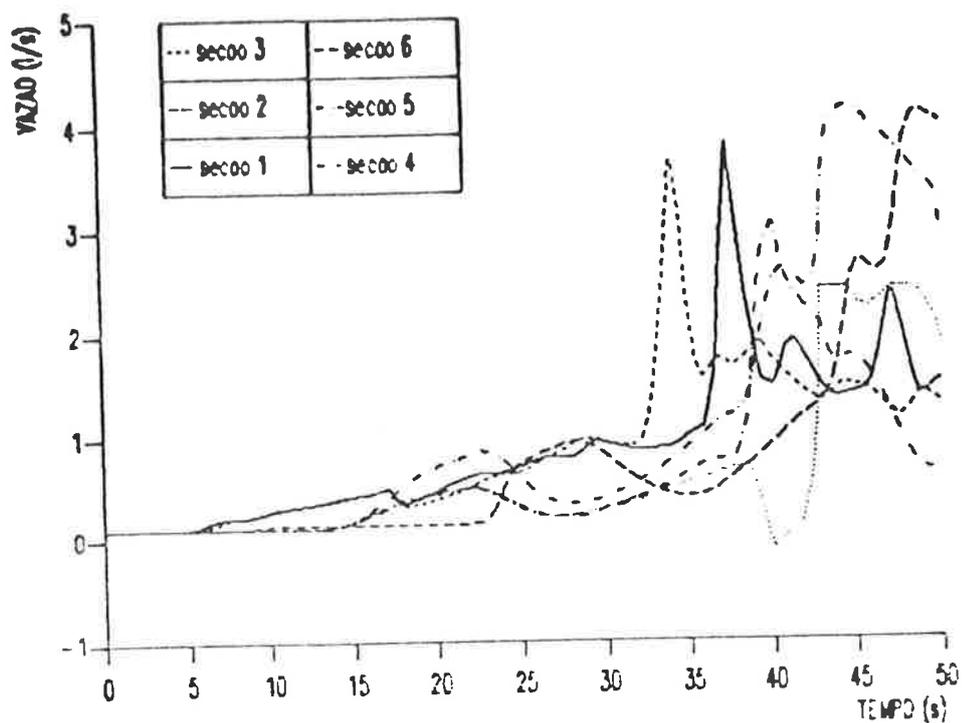


Figura II.51 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-M.

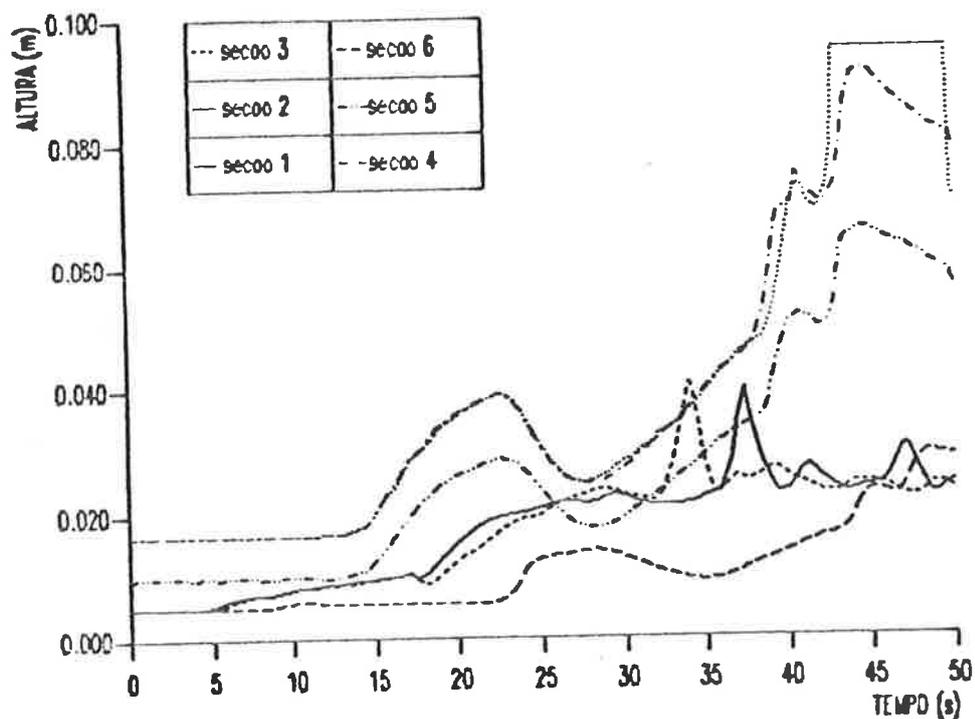


Figura II.52 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-M.

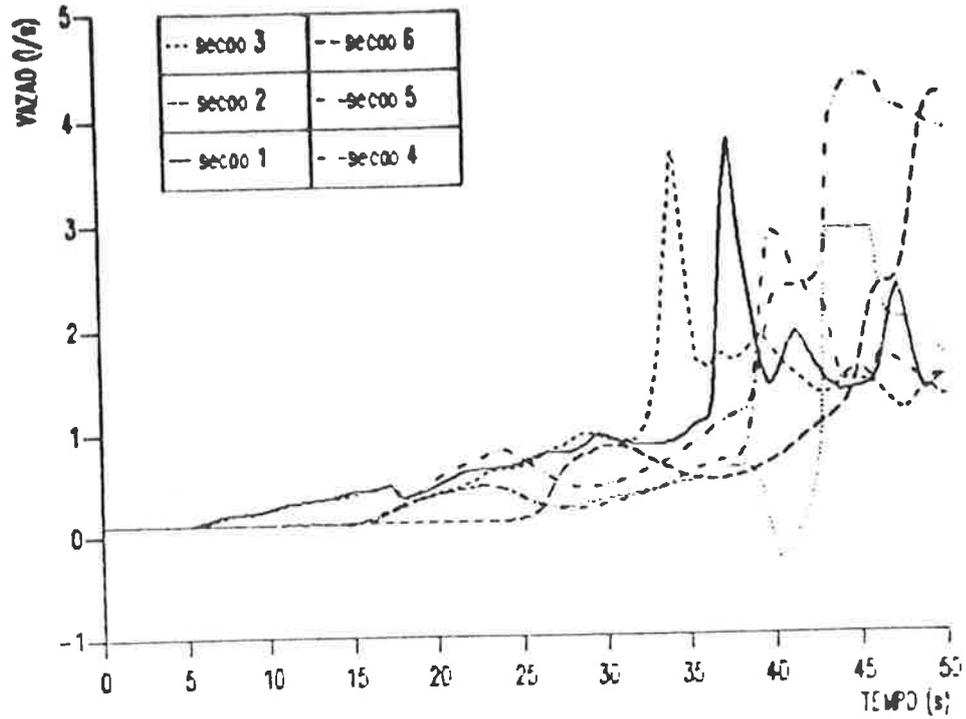


Figura II.53 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-N.

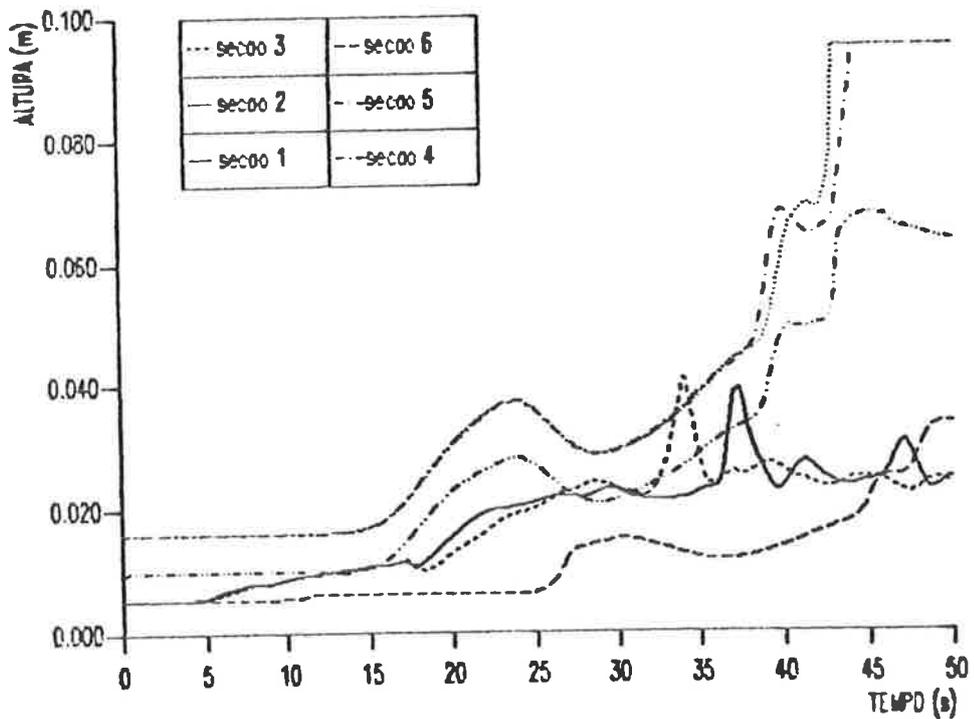


Figura II.54 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-N.

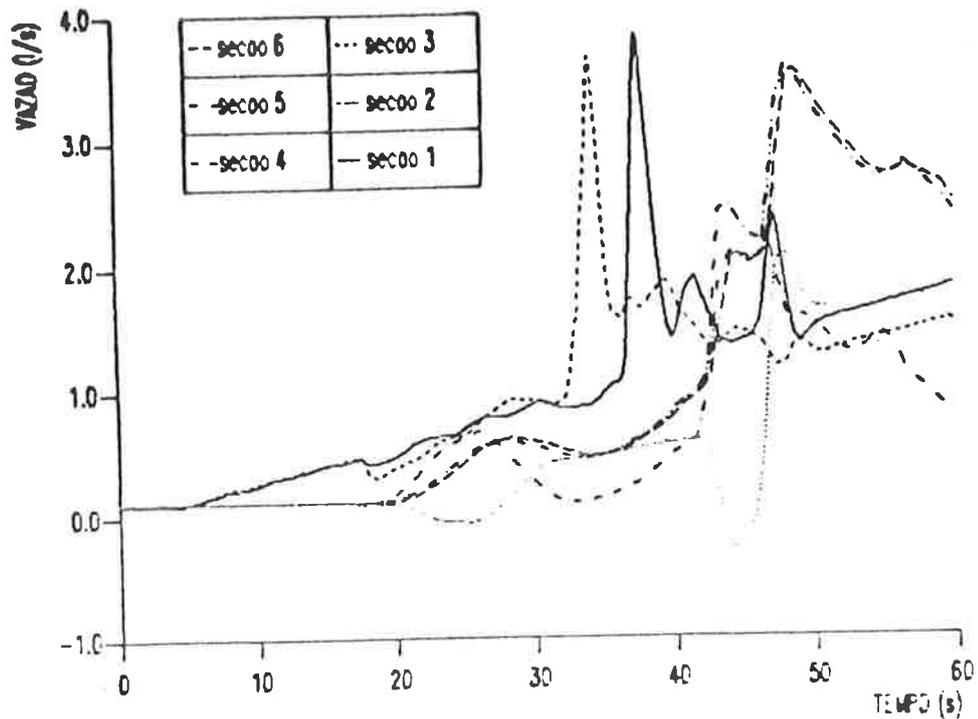


Figura II.55 Vazão de descarga x Tempo, para as seções do Caso 2-P.

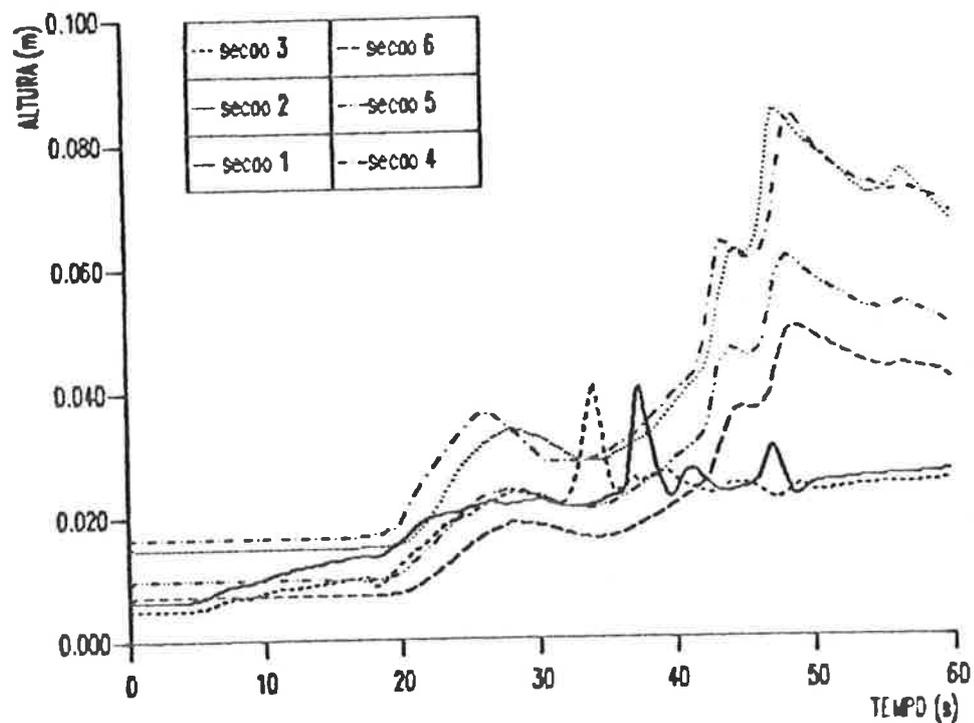


Figura II.56 Profundidade do escoamento x Tempo, para as seções do Caso 2-P.

II.7 Configuração 5

Tenta-se, nesta configuração, estabelecer a capacidade de escoamento dos subcoletores, utilizando-se somente as descargas dos vasos sanitários.

Tem-se um edifício de 15 andares, com apartamentos tendo o mesmo banheiro, representado pela configuração 4, ilustrado na figura 5.35. Para um edifício, com este número de andares, partimos do princípio de que 3 descargas são suficientes, pois a vazão de projeto, considerando-se somente as descargas dos 3 vasos sanitários é de 7.2 l/s. Este valor, aproxima-se dos resultados encontrados, para os dois casos da Configuração 4, estudados no sub-item 5.3.2.

O ramal de descarga é de 2.9m de comprimento, 100mm de diâmetro e 2% de declividade. O subcoletor é considerado de 10m de comprimento, 100mm de diâmetro e com as seguintes variações de declividade: 2%, 4% e 6%. As seções analisadas, em relação ao tubo de queda, são: 0m, 1.5m, 3m, 6m, 8m e 10m.

O problema, consiste em posicionar os vasos sanitários, nos andares mais desfavoráveis, e determinar os intervalos de tempo, entre as descargas, com o objetivo de atingir a vazão de pico, no subcoletor. Neste trabalho, porém, só analisamos o escoamento proveniente de descargas consecutivas dos 15º, 10º e 5º andares.

Desta maneira, simulamos, inicialmente, descargas individuais e determinamos o tempo, em que cada uma delas, levou para atingir a vazão máxima, no subcoletor. E finalmente, simulamos o escoamento,

proveniente das 3 descargas, acionadas consecutivamente, nos tempos determinados.

Assim sendo, simulamos as descargas individuais nos 15º, 10º e 5º andares, conforme esquematizado na figura II.57. O intervalo de tempo determinado, entre as descargas, é aproximadamente, de 4.5 segundos, entre os 15º e 10º andares, e de 4 segundos, entre os 10º e 5º andares, para atingir a vazão máxima no subcoletor, de acordo com as figuras II.58 a II.64. As posições das seções, analisadas no subcoletor, em relação ao tubo de queda, são: 0m, 2m, 4m, 6m, 8m e 10m.

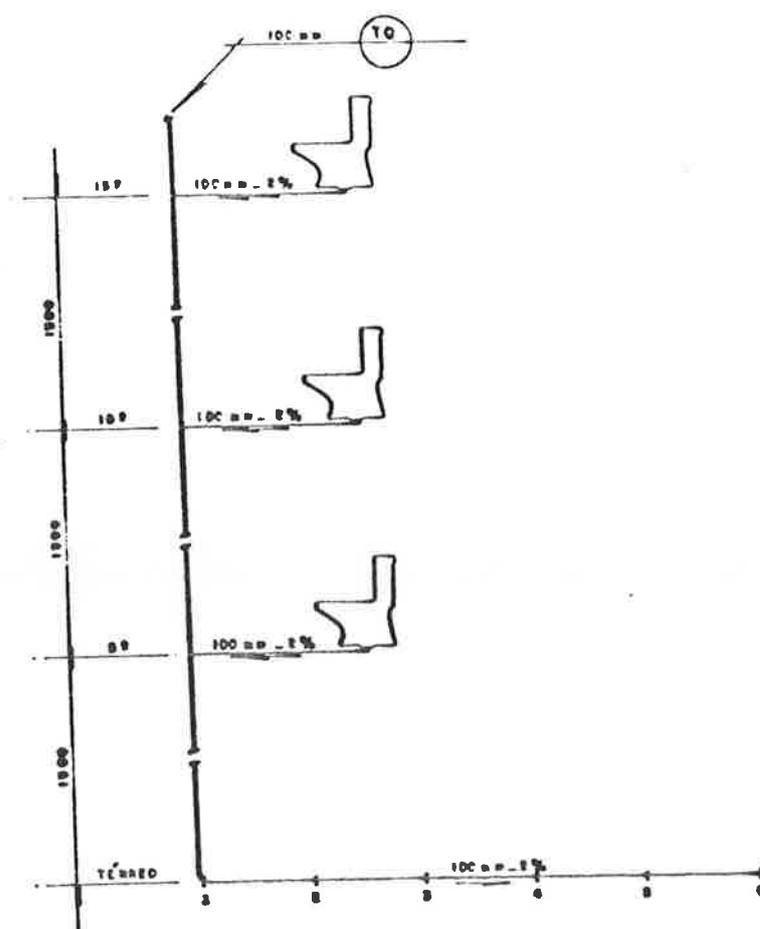


Figura II.57 Esquema da Configuração 5.

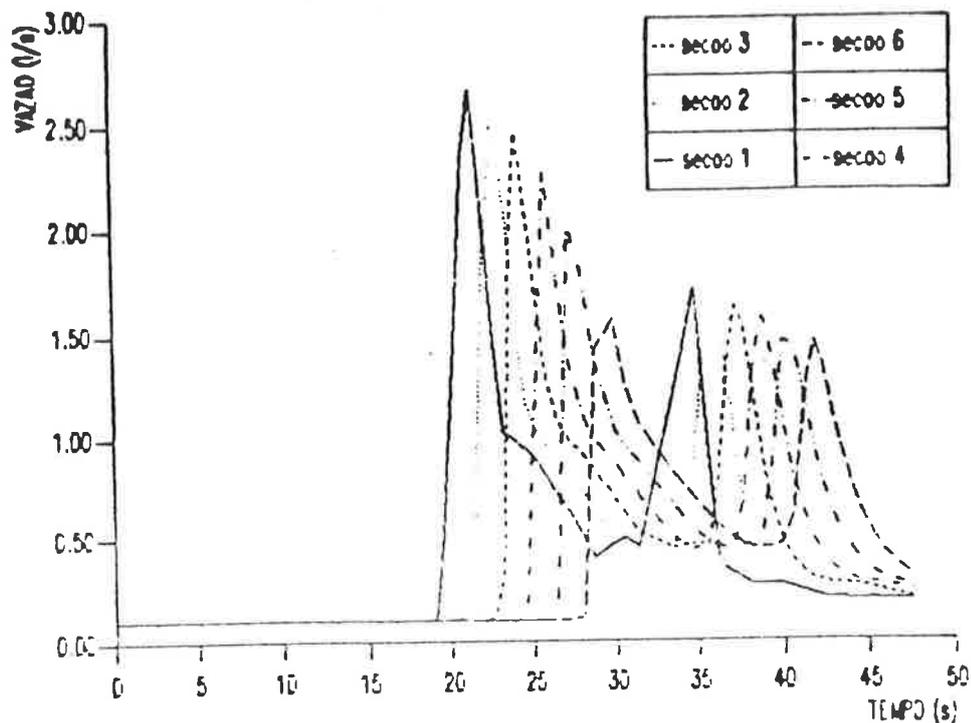


Figura II.58 Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 15º andar.

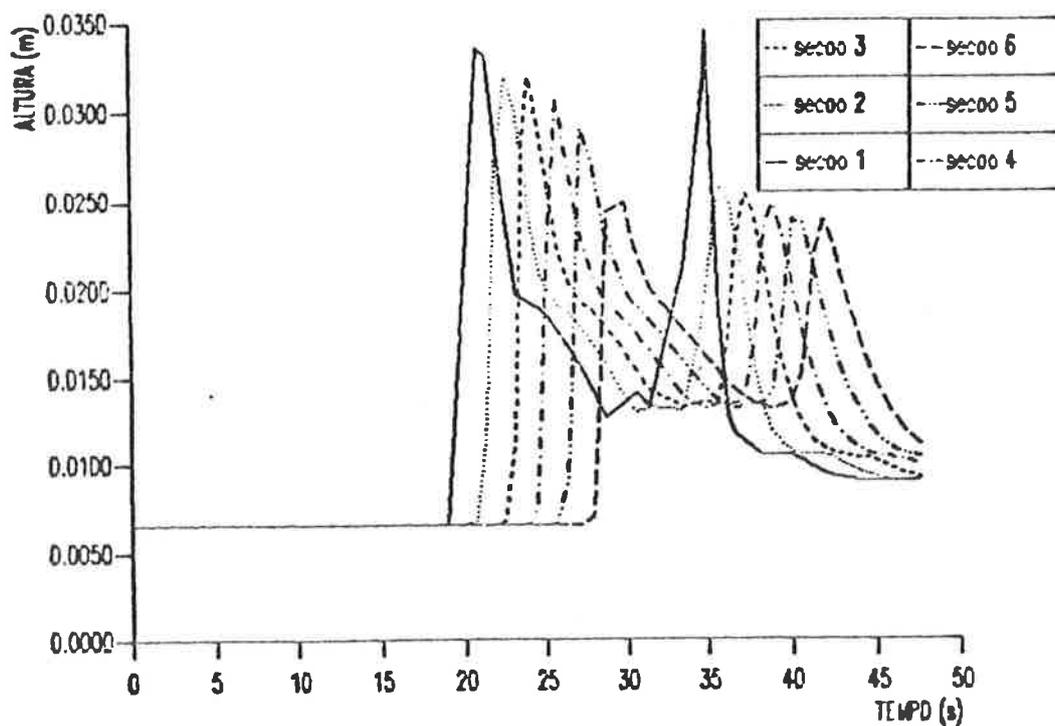


Figura II.59 Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 15º andar.

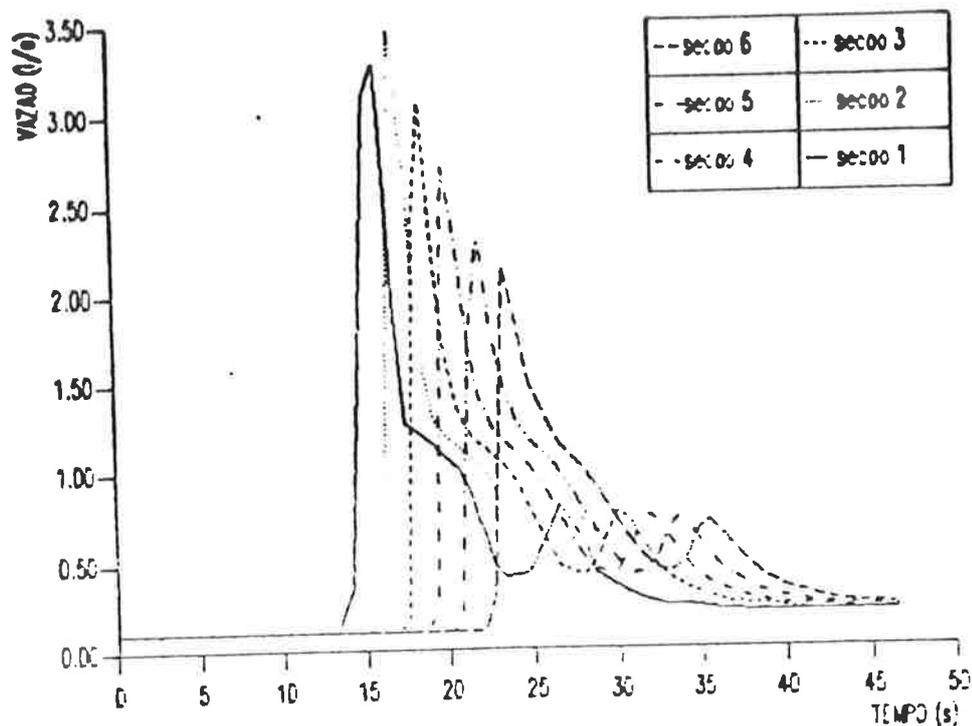


Figura II.60 Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 10º andar.

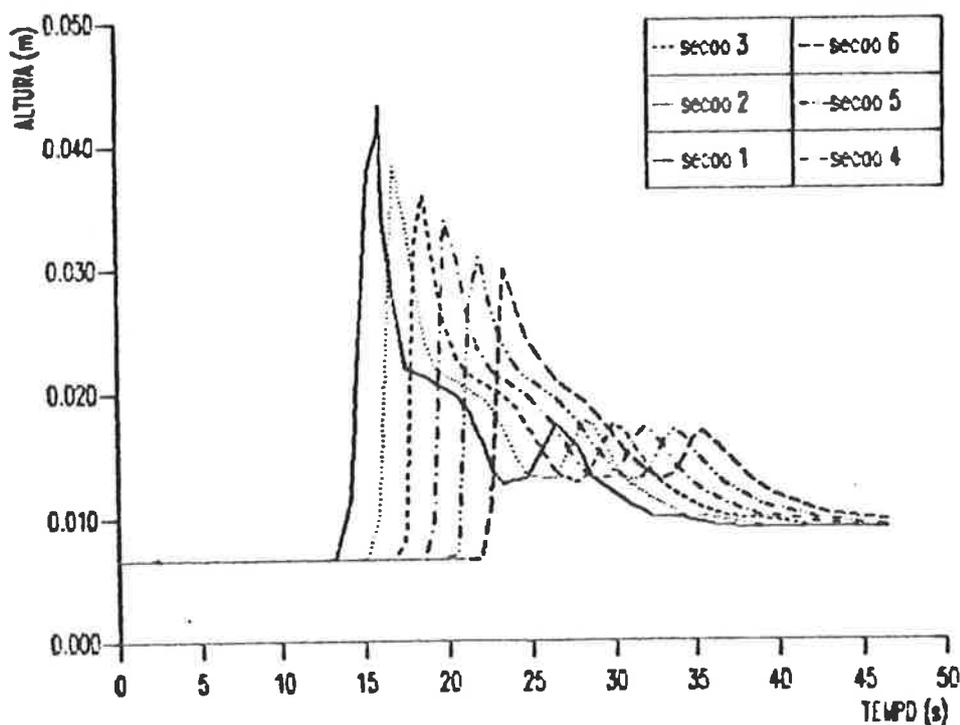


Figura II.61 Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 10º andar.

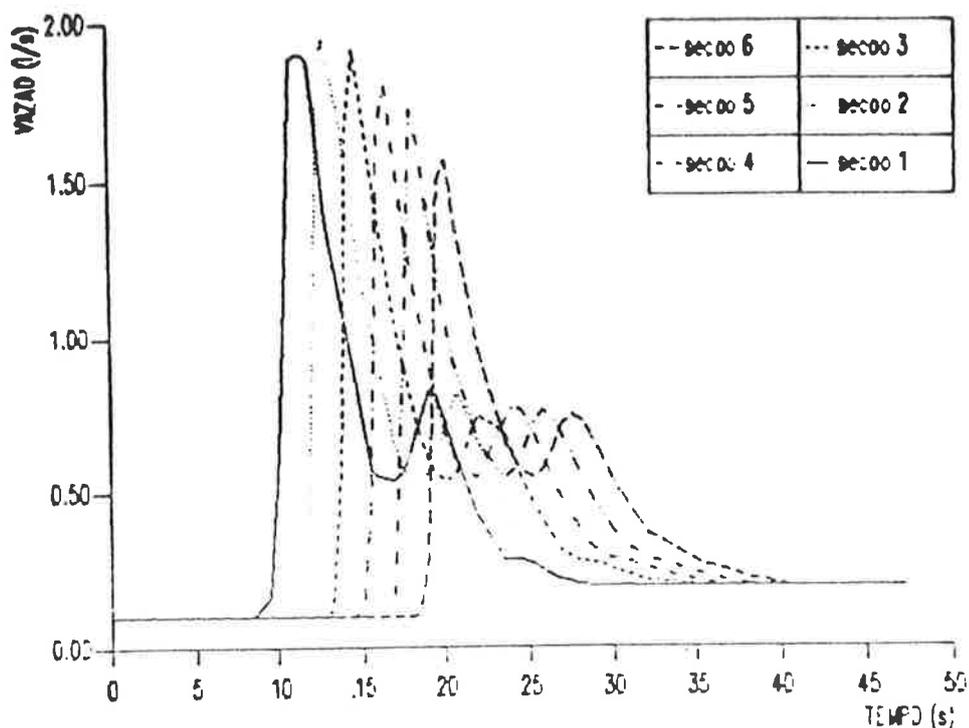


Figura II.62 Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 5º andar.

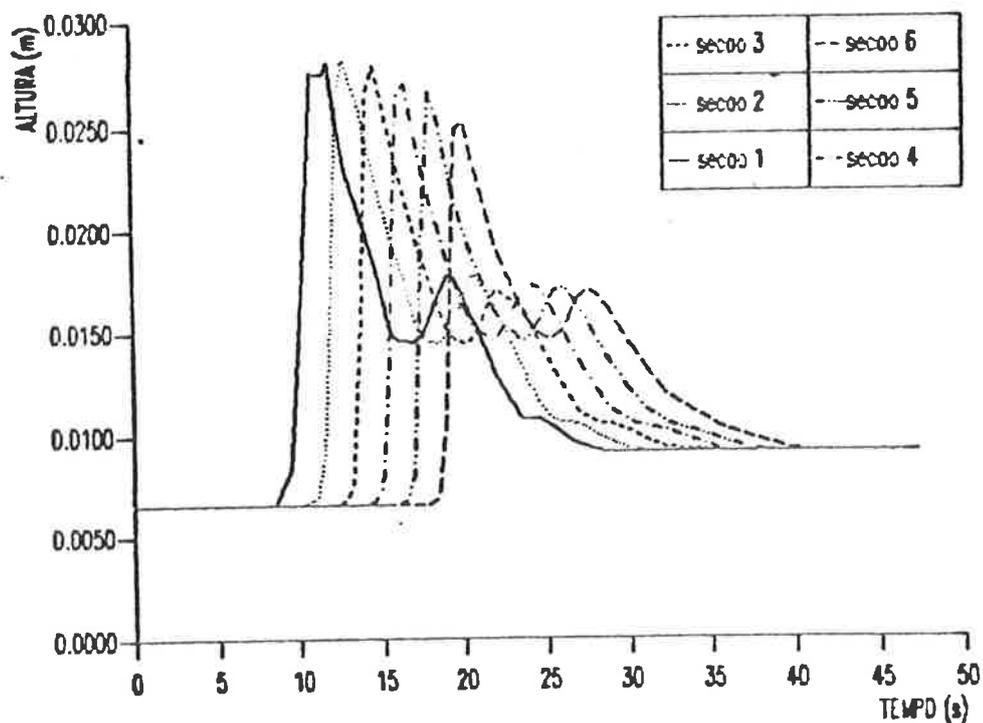


Figura II.63 Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor, para 1 vaso sanitário, instalado no 5º andar.

Então, esta configuração foi simulada, considerando-se as descargas acionadas, nos seguintes tempos:

ANDAR	TEMPO (segundo)
150	0.0
100	4.5
50	8.5

Os resultados, para o escoamento no subcoletor, são ilustrados nas figuras II.64 a II.69. Observa-se, que a vazão de pico, é aproximadamente, igual aos valores encontrados para o subcoletor da Configuração 4, quando os ramais foram de 100mm e 50mm.

Os resultados, mostram a influência das descargas dos vasos sanitários, no dimensionamento de ramais e coletores.

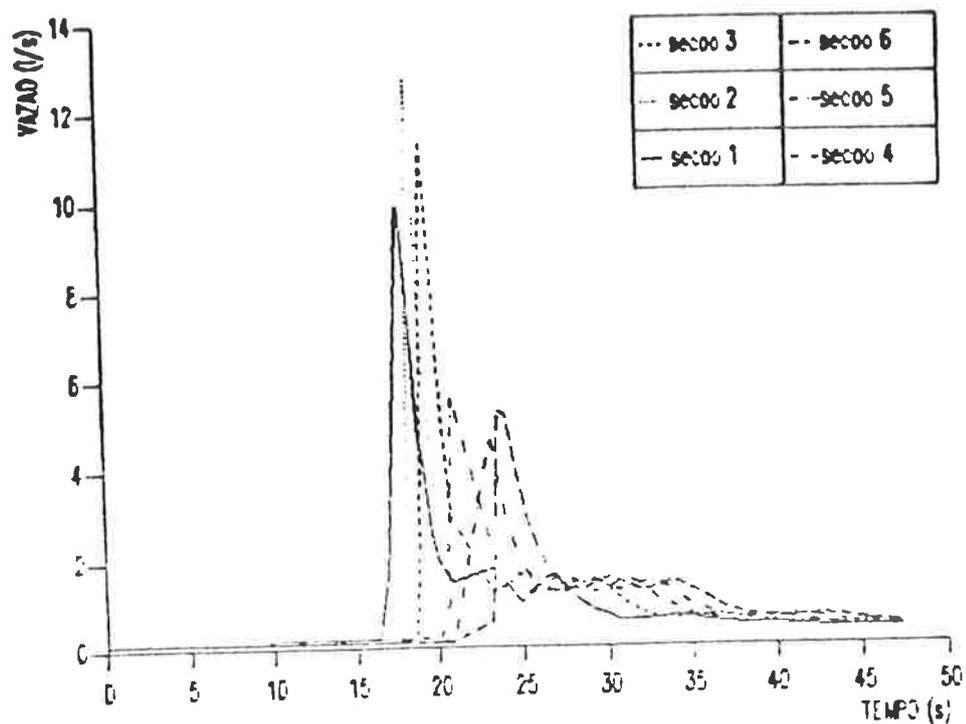


Figura II.64 Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 2%.

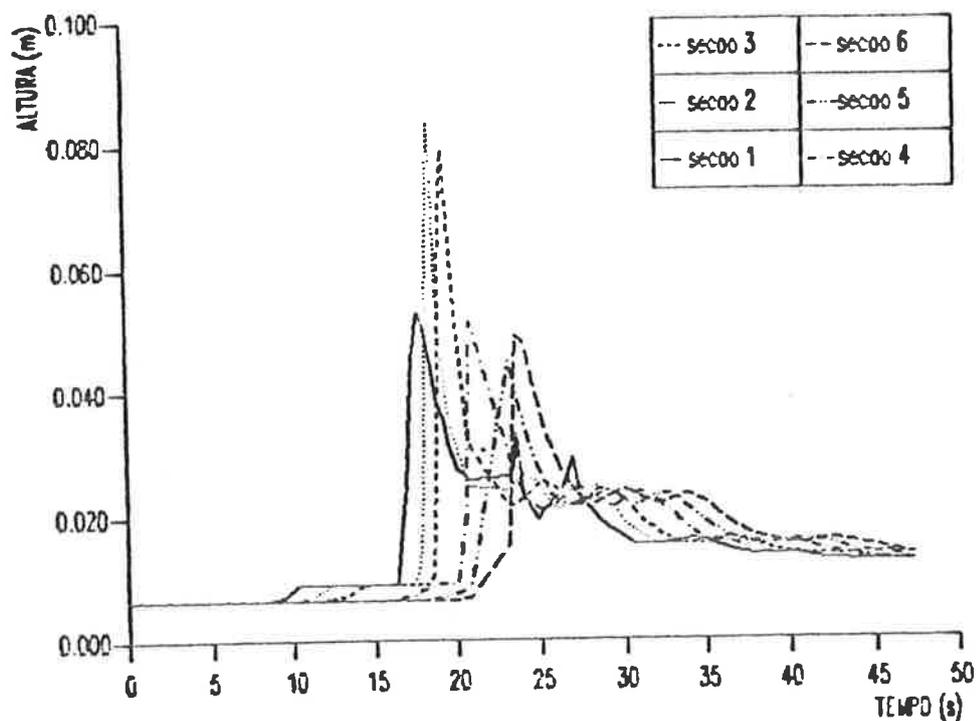


Figura II.65 Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 2%.

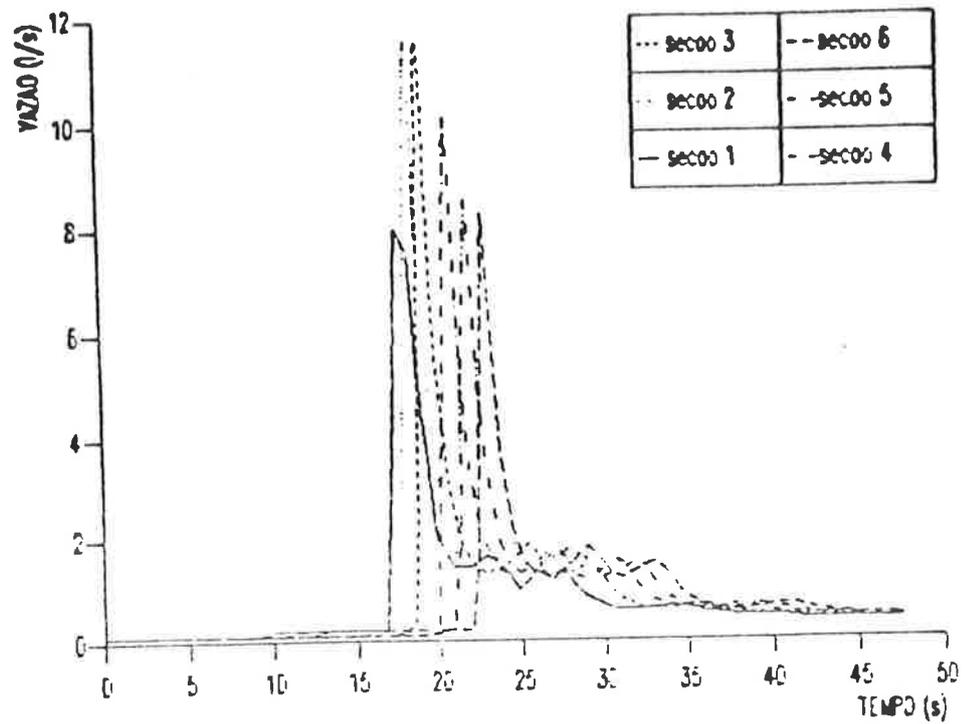


Figura II.66 Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 4%.

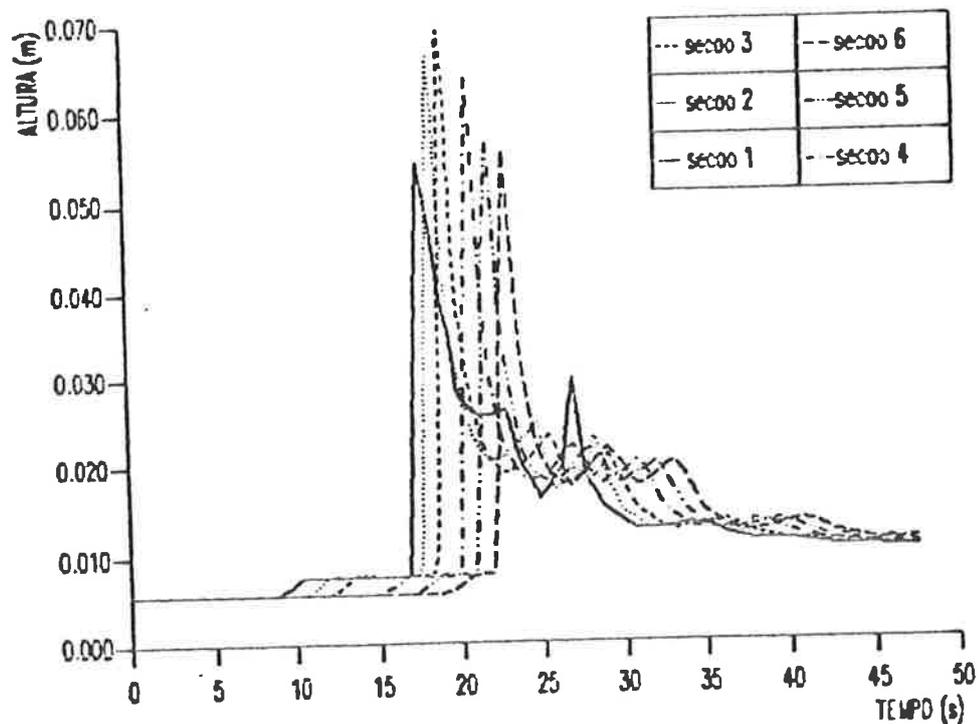


Figura II.67 Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 4%.

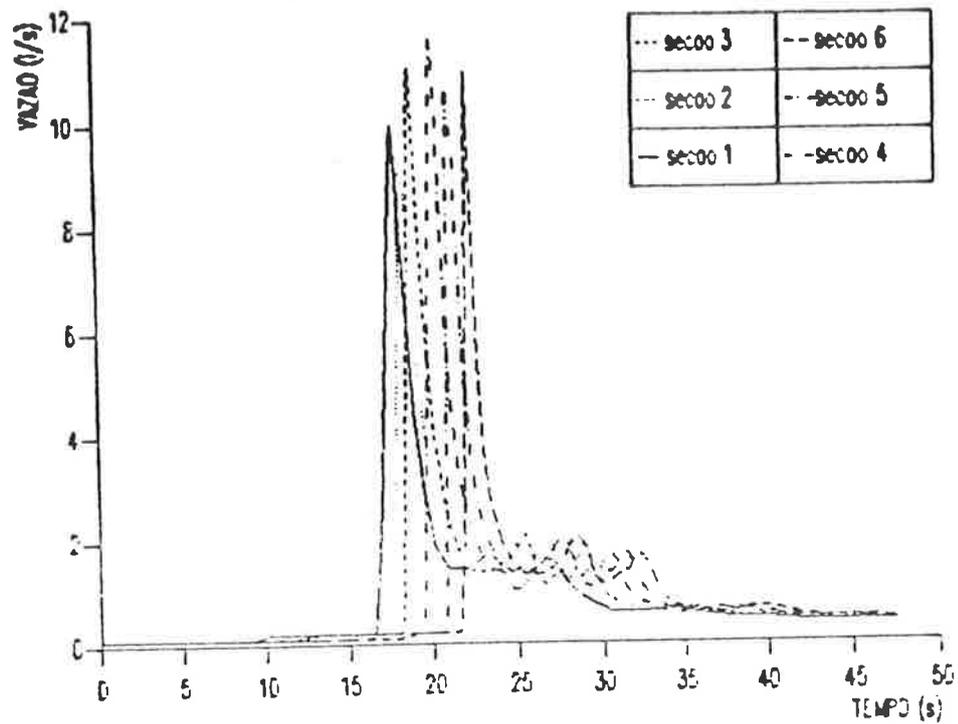


Figura II.68 Vazão de descarga x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 6%.

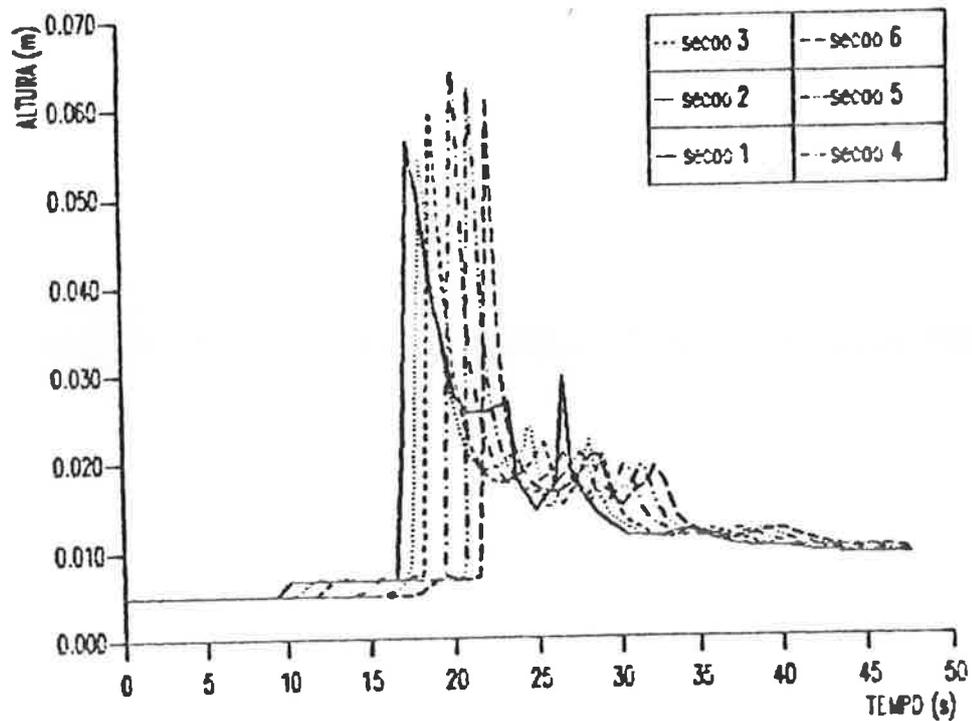


Figura II.69 Profundidade do escoamento x Tempo, no subcoletor da Configuração 5, tendo declividade de 6%.

ANEXO III

ESCOAMENTO EM CONDUTOS LIVRES

III.1 Classificação dos Escoamentos em Condutos Livres

O escoamento da água em um conduto pode ocorrer de duas maneiras:

- em conduto livre, tendo a água uma superfície livre, sujeita à pressão atmosférica;
- em conduto forçado, com a água preenchendo todo o conduto, sujeita, não à pressão atmosférica.

O escoamento em conduto livre, depende da declividade do fundo do conduto e da superfície da água, enquanto que em conduto forçado, depende da pressão existente.

O escoamento em conduto forçado é ilustrado na figura III.1 e mostra que os níveis da água nos tubos piezométricos, instalados nas seções 1 e 2, são mantidos pela pressão no tubo a uma altura deste, representada pela linha piezométrica.

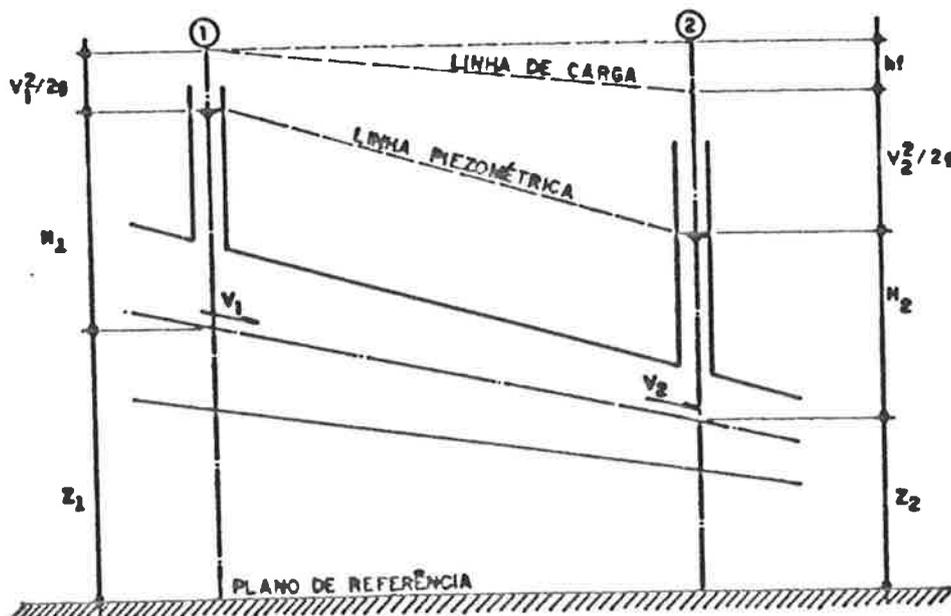


Figura III.1 Escoamento em conduto forçado.

A pressão exercida pela água em cada seção do tubo, está indicada no tubo piezométrico, e corresponde a altura, H , da coluna de água, acima da linha que passa pelo referido tubo.

A carga total do escoamento na seção, em relação a um plano de referência, é obtida pela soma da cota z , que vai até ao eixo do tubo, com a altura piezométrica, H , e a carga de velocidade, $V^2/2g$, sendo V , a velocidade média do escoamento e g , a aceleração gravitacional. A carga total é representada na figura III.1, pela linha de carga, menos propriamente linha de energia. A perda de carga, resultante do escoamento no trecho 1-2, é representada pela cota h_f .

A figura III.2, mostra o escoamento em conduto livre. Por questão de simplificação, assume-se que o escoamento seja paralelo ao fundo do canal, apresenta velocidade uniforme e que a declividade do canal seja pequena. Assim sendo, a superfície da água coincide com a linha piezométrica e a profundidade da água, h , corresponde a altura piezométrica, H .

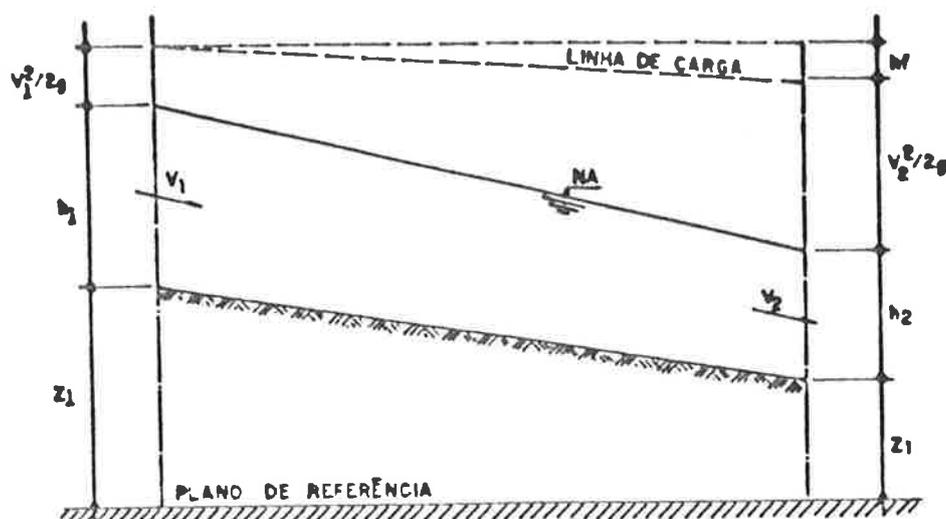


Figura III.2 Escoamento em conduto livre.

Os dois tipos de escoamento podem ser comparados através das figuras III.1 e III.2.

Os problemas que envolvem escoamento em condutos livres são muito mais complicados do que os que ocorrem em condutos forçados. O escoamento em condutos livres é complexo [14], porque a posição da superfície livre pode variar em relação ao tempo e espaço, e também, pelo fato de que a profundidade do escoamento, a vazão e as declividades do fundo do conduto e da superfície livre, serem interdependentes.

As condições físicas nos condutos livres variam muito mais em relação aos condutos forçados. Por isso, os dados experimentais destes condutos apresentam maiores dificuldades de obtenção e são menos confiáveis.

Em condutos forçados, a seção transversal do escoamento é fixa, pois é definida pela geometria do tubo, ao contrário dos condutos

livres, que pode variar desde os tubos circulares até às formas irregulares dos fluxos naturais.

Nos condutos livres, a rugosidade da superfície do tubo varia com o tipo de material e com a altura da superfície do escoamento, o que implica maior possibilidade de erros, na escolha dos coeficientes de atrito.

Os métodos de análise do escoamento para condutos livres, se comparados aos para condutos forçados, apresentam menor grau de desenvolvimento devido à sua complexidade. Contudo, a utilização dos computadores vem facilitar bastante os procedimentos de cálculo para escoamento em condutos livres. Vários métodos numéricos de análise para este regime de escoamento estão sendo desenvolvidos dentro do contexto mundial [4], [20].

O regime de escoamento em condutos à superfície livre pode ser classificado segundo vários critérios, porém consideramos necessário classificar de forma mais abrangente, os vários tipos de escoamento, que serão referenciados no desenvolvimento deste trabalho.

De um modo geral, o escoamento em condutos livres classificam-se quanto:

- a variação da profundidade em relação ao tempo e ao espaço;
- ao número de Froude;
- ao número de Reynolds.

III.1.1 Regimes de Escoamento quanto à Variação da Profundidade em relação ao Tempo e ao Espaço

Considerando estes parâmetros, apresentaremos os tipos de escoamento, segundo esta classificação e conforme Chow [14] e Mahajan [45]. Será esquematizado, inicialmente, todos os tipos de escoamento de acordo com esta abordagem; e em seguida, a explicação de cada um deles.

a. Escoamento Permanente

a.1 Uniforme

a.2 Variado

a.2.1 Gradualmente Variado

a.2.2 Rapidamente Variado

b. Escoamento não Permanente

b.1 Uniforme (raro)

b.2 Variado

b.2.1 Gradualmente Variado

b.2.2 Rapidamente Variado

O critério utilizado para classificar o escoamento como permanente e não permanente é o tempo.

O escoamento em conduto livre é considerado permanente se a profundidade não varia, ou permanece constante, durante o intervalo de tempo considerado; e não permanente, se a profundidade varia com o tempo. A maioria dos problemas em condutos livres é analisada tratando o escoamento em condição permanente. Porém, nos casos em que

a mudança do regime de escoamento com relação ao tempo é de maior importância, como nos casos de enchentes, o escoamento deve ser considerado em regime não permanente.

Consideramos, também, necessário tratar o escoamento em Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários em regime não permanente, pois ele varia instantaneamente, devido às descargas dos aparelhos sanitários.

O critério utilizado para classificar o escoamento como uniforme e variado é o espaço. O escoamento em conduto livre é considerado uniforme, se a profundidade é a mesma em todas as seções do conduto; e variado, se a profundidade do escoamento varia ao longo do comprimento do canal.

III.1.1.1 Escoamento Permanente Uniforme

O estabelecimento do regime de escoamento permanente uniforme na prática é quase que impossível, a não ser em laboratório.

A profundidade não varia durante o intervalo de tempo em consideração; e é denominada, profundidade ou altura normal. Os demais parâmetros do escoamento, que são a vazão e a velocidade, também não variam com o tempo.

A linha de carga, a superfície da água e o eixo do tubo são paralelos, conforme ilustra a figura III.3. Qualquer um dos parâmetros (h , Q ou V), define completamente as condições de

escoamento para um dado tubo, ou seja, se Q é dado, h e V podem ser determinados, facilmente, através da fórmula de Chezy-Manning.

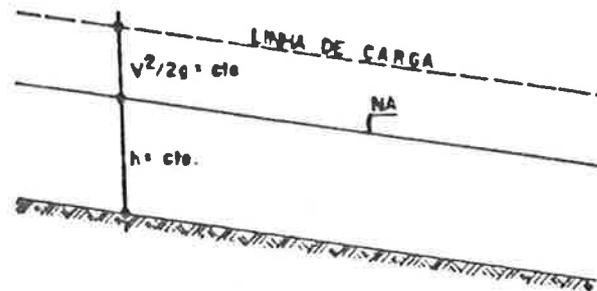


Figura III.3 Escoamento permanente uniforme.

III.1.1.2 Escoamento não Permanente Uniforme

O regime de escoamento não permanente uniforme, conforme ilustra a figura III.4 é praticamente impossível de ser obtido, pois a superfície da água deve variar de tempo em tempo, enquanto permanece paralela com o fundo do canal.

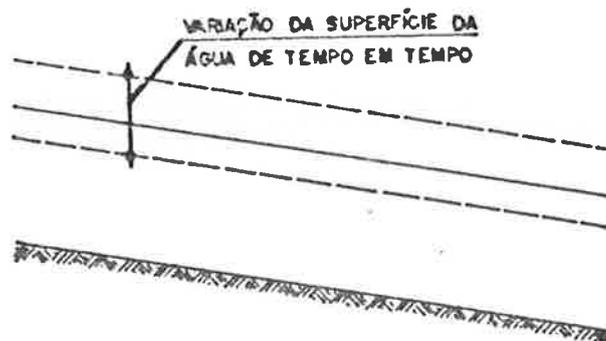


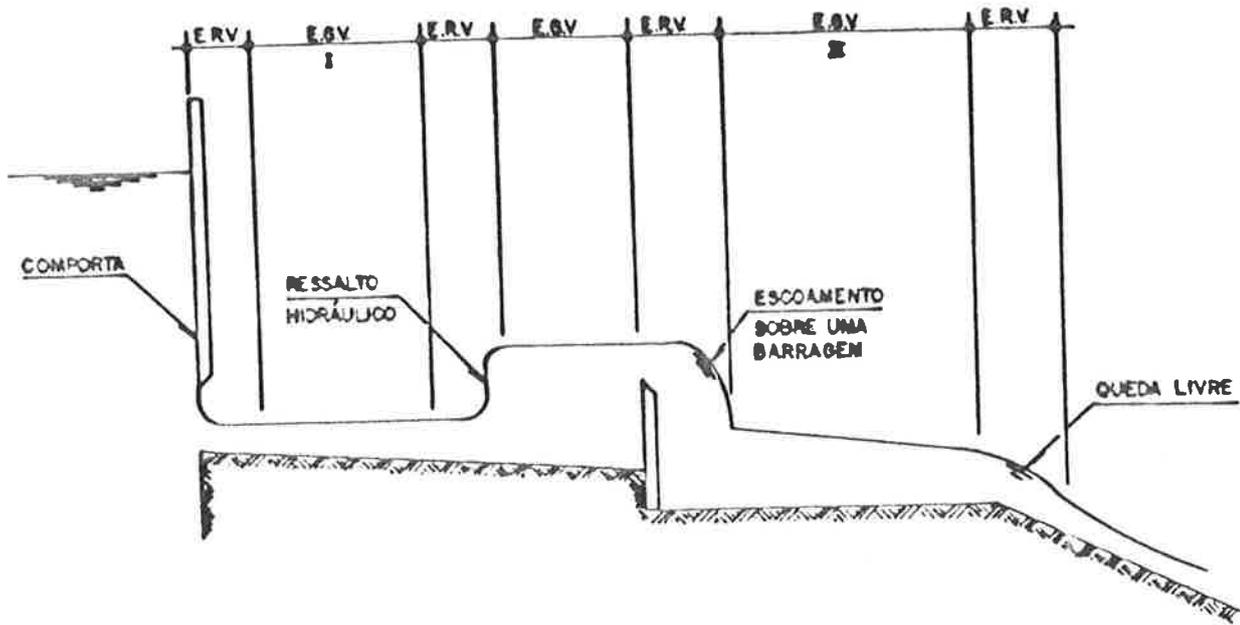
Figura III.4 Escoamento não permanente uniforme.

III.1.1.3 Escoamento Permanente Variado

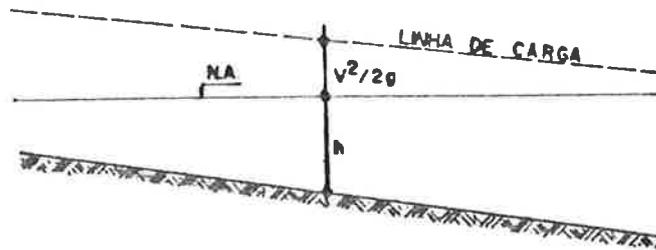
No regime de escoamento permanente variado, a vazão é constante em relação ao tempo e ao espaço. Porém, a profundidade e a velocidade, são constantes, somente em relação ao tempo, variando então, com o espaço. A linha de carga, a superfície da água e o eixo do tubo não são paralelos.

A variação gradual da profundidade, ao longo de uma distância, permite classificar o escoamento como permanente gradualmente variado. Se, ao contrário, a profundidade varia abruptamente para uma distância, x , relativamente curta, o escoamento é permanente rapidamente variado.

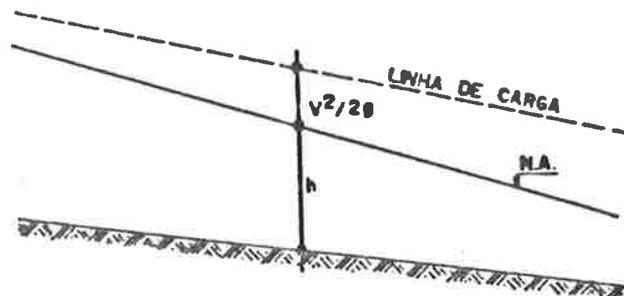
O escoamento rapidamente variado é também conhecido como fenômeno local. Um ressalto hidráulico e uma queda livre, ilustrados na figura III.5, são exemplos de fenômenos locais.



E.R.V. - ESCOAMENTO RAPIDAMENTE VARIADO
 E.G.V. - ESCOAMENTO GRADUALMENTE VARIADO



ESCOAMENTO GRADUALMENTE VARIADO NO TRECHO I



ESCOAMENTO GRADUALMENTE VARIADO NO TRECHO II

Figura III.5 Escormento permanente variado.

Para o escoamento permanente gradualmente variado, os valores de h e V , em qualquer seção do tubo, podem ser determinados através do método de integração numérica ou de diferenças finitas. Isto é possível, conhecendo-se a vazão, Q , e evidentemente, as dimensões, rugosidade e declividade do tubo.

III.1.1.4 Escoamento não Permanente Variado

O termo escoamento não permanente variado, pode ser designado simplesmente como escoamento não permanente, tendo-se em vista, que o escoamento não permanente uniforme é raro, conforme explicado no subitem III.1.1.2.

O escoamento não permanente pode apresentar-se, também, de duas formas, ou seja: escoamento não permanente gradualmente variado ou escoamento não permanente rapidamente variado.

O escoamento não permanente de curta duração, em tubos de pequena declividade, como por exemplo, em um ranal de descarga de um Sistema de Coleta de Esgotos Sanitários, quando da descarga de um aparelho, é denominado escoamento em onda.

No escoamento em onda, a vazão de entrada no tubo cresce rapidamente, a partir de zero para um valor de pico, e então, decresce gradualmente com o aumento da distância, em relação a entrada do tubo.

Os parâmetros do escoamento não permanente variam com o tempo e com a distância. Neste regime, também, a linha de carga, a superfície da água e o eixo do tubo, não são paralelos.

Devido à complexidade, as soluções exatas das equações de escoamento não permanente não são possíveis. Entretanto, têm sido desenvolvidos vários processos numéricos de diferenças finitas para a obtenção de soluções aproximadas destas equações. O esquema de diferenças finitas, com a aplicação do método das características, pode ser usado para estimar a atenuação de uma onda, ao longo do comprimento de um tubo, e também, os valores aproximados dos parâmetros do escoamento.

III.1.2 Regimes de Escoamento quanto ao Número de Froude

O efeito da gravidade no regime de escoamento é representado pela razão entre as forças de inércia e a força da gravidade. Esta razão é dada pelo número de Froude, F , que é definido por:

$$F = \frac{V}{\sqrt{\frac{g A}{T}}}$$

sendo:

$$\sqrt{\frac{g A}{T}} = c = \text{celeridade ou velocidade de propagação da onda,}$$

onde:

V = velocidade média do escoamento, m/s;

g = aceleração gravitacional, m/s²;

A = área da seção transversal do escoamento, m^2 ;

T = largura da seção transversal do escoamento, m .

Então, de acordo com o número de Froude, o escoamento em um conduto livre pode ocorrer sob os seguintes regimes de escoamento:

- Escoamento Subcrítico, Tranquilo ou Fluvial;
- Escoamento Crítico;
- Escoamento Supercrítico, Rápido ou Torrencial.

III.1.2.1 Escoamento Subcrítico, Tranquilo ou Fluvial

Neste regime, a velocidade da onda, c , é maior do que a velocidade média do escoamento, V , em uma dada seção, e portanto, a onda pode propagar-se tanto a montante, quanto a jusante do escoamento, ou seja:

$$c > V$$

$$e$$

$$F < 1$$

Assim sendo, as condições de montante são afetadas pelas condições de jusante; e então, o escoamento é controlado por estas últimas.

III.1.2.2 Escoamento Crítico

No regime crítico, a velocidade média do escoamento é igual à de uma onda elementar, então:

$$c = V$$

$$e$$

$$F = 1$$

III.1.2.3 Escoamento Supercrítico, Rápido ou Torrencial

No regime supercrítico, a velocidade da onda, c , é menor do que a velocidade média do escoamento, V , em uma dada seção, e portanto, a onda não pode propagar-se a montante, ou seja:

$$c < V$$

$$e$$

$$F > 1$$

Neste caso, pequenas alterações nas condições de jusante não provocam qualquer mudança nas condições de montante. Conseqüentemente, o escoamento é controlado pelas condições de montante.

III.1.3 Regimes de Escoamento quanto ao Número de Reynolds

Considerando-se a relação entre as forças de inércia e as forças de viscosidade, ou seja, o número de Reynolds, podemos classificar os escoamentos, em dois regimes: laminar e turbulento.

O número de Reynolds, Re , pode ser expresso da seguinte maneira:

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

onde:

V = velocidade do escoamento, m/s;

D = diâmetro do tubo, m;

ν = viscosidade cinemática do fluido, m²/s.

Hagen (1839), observando a influência da viscosidade no movimento dos fluidos, descobriu as formas distintas de escoamento, denominadas de regime laminar e regime turbulento, [14].

No entanto, coube a Osborn Reynolds (1884), o estabelecimento das relações numéricas que caracterizam estas duas formas de escoamento [46].

III.1.3.1 Regime Laminar

Este regime de escoamento, caracteriza-se pela inexistência de movimentos transversais das partículas do fluido, que se mantêm na mesma posição relativa numa dada seção transversal, escoando ao longo de linhas de corrente paralelas, formando lâminas.

No regime laminar, os efeitos da viscosidade são predominantes e impedem a agitação no interior do fluido. O escoamento está em regime laminar para $Re < 2500$.

III.1.3.2 Regime Crítico ou de Transição

No intervalo de $2500 < Re < 4000$, o escoamento ocorre em região crítica, entre o regime laminar e o regime turbulento.

III.1.3.3 Regime Turbulento

Este regime caracteriza-se pelo movimento irregular e intenso das partículas do fluido.

No regime turbulento, a inércia das partículas vence as resistências viscosas estabelecendo-se um movimento caótico e irregular. O escoamento é considerado em regime turbulento, quando $Re > 4000$.

Nas proximidades das paredes do tubo, devido à condição de aderência, há frenagem das partículas e formação de uma camada limite, em cujo interior o escoamento parece laminar. Esta camada limite é denominada subcamada viscosa, [46].

As diferentes condições de escoamento no regime turbulento, principalmente no que se refere à influência da rugosidade da parede, se estabelecem [46], a partir da natureza da subcamada viscosa.

A figura III.6, ilustra a relação entre a espessura da subcamada viscosa, δ , e a altura das asperezas ou rugosidade, K , da parede do tubo, para três condições de escoamento do regime turbulento.

a) Regime Turbulento Hidraulicamente Liso

Neste regime, as rugosidades se encontram totalmente mergulhadas no escoamento laminar, ou seja, $\delta \gg K$.

b) Regime Turbulento Hidraulicamente Misto

Neste caso, as asperezas penetram parcialmente na região de regime turbulento ($\delta \approx K$), estabelecendo-se uma zona de transição entre o regime turbulento liso e o turbulento rugoso.

c) Regime Turbulento Hidraulicamente Rugoso

Neste regime, as rugosidades da parede do tubo são bem maiores, de tal modo, que destroem a camada viscosa, estabelecendo-se completa turbulência no escoamento ($\delta \ll K$).

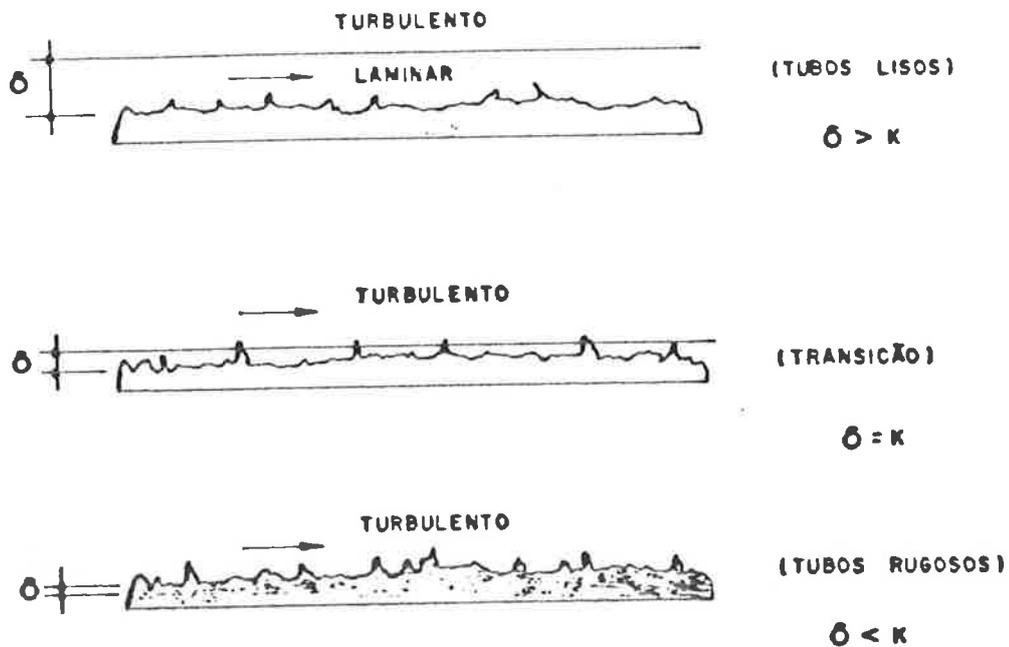


Figura III.6 Rugosidade das paredes dos tubos em relação à espessura da subcamada viscosa. PINTO [46].

Vista a classificação dos escoamentos em condutos livres, discutiremos, no item 3.2, o fenômeno local de grande importância no escoamento de esgotos sanitários, isto é, o ressalto hidráulico.

III.2 Ressalto Hidráulico

Em condutos livres é frequente a mudança dos regimes de escoamento, ou seja, a passagem de supercrítico para subcrítico e vice-versa. Tal mudança se manifesta devido a uma correspondente variação na profundidade do escoamento. Se ela ocorre bruscamente, a uma distância relativamente pequena, o escoamento é rapidamente variado, e é também, conhecido como fenômeno local.

O ressalto hidráulico é um fenômeno local importante e está presente nos Sistemas Prediais de Coleta de Esgotos Sanitários. A primeira investigação a respeito de ressalto hidráulico, foi conduzida por Bidone, em 1818 [19], e o assunto continua a receber atenção dos pesquisadores, até mesmo, nos dias atuais.

Contudo, neste trabalho, o nosso maior interesse é detectar os locais prováveis de sua ocorrência no Sistema Predial de Coleta de Esgotos Sanitários, bem como, a sua magnitude.

A transição do escoamento do tubo de queda para o subcoletor, conforme ilustra a figura III.7, é impossível de ser feita suavemente, uma vez que o regime de escoamento supercrítico passa a ser subcrítico, logo após entrar no subcoletor.

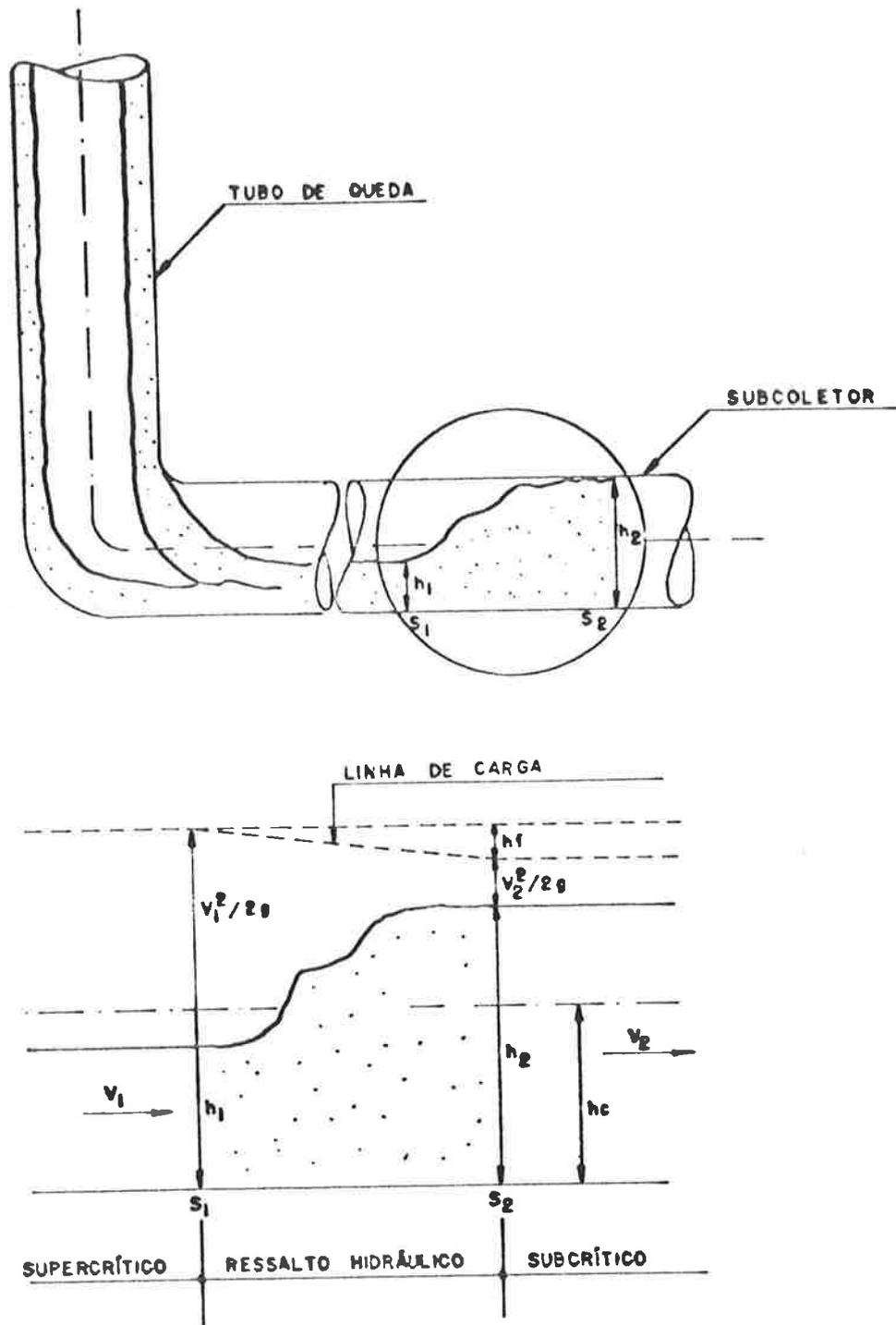


Figura III.7 Transição do escoamento do tubo de queda para o subcoletor.

Esta transição toma a forma de um ressalto hidráulico, com uma declividade crescente da superfície da água e em condições violentamente turbulentas, acompanhadas de uma perda substancial de energia. A dissipação da energia cinética [5] é feita, em parte, pela conexão de ligação do tubo de queda com o subcoletor, através do

atrito e choque, e parte com o atrito da tubulação do subcoletor. No entanto, grande quantidade dessa energia é dissipada pelo próprio turbilhonamento da água.

Um dos locais de maior possibilidade de ocorrência do ressalto hidráulico, nos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários, é nas proximidades do tubo de queda e das conexões dos ramais e coletores.

Para analisar as características do escoamento em conexões do sistema, foram realizados vários ensaios laboratoriais no NBS, em Washington [10]. Deste estudo, resultaram equações empíricas, que correlacionam a profundidade do escoamento em um subcoletor, imediatamente a montante de uma junção simples ou de um tê sanitário.

A figura III.8, ilustra os regimes de escoamento verificados em pontos de junções verticais, ou seja, junções em que a entrada do escoamento secundário é feita em plano diferente (45° ou 90°), em relação ao do escoamento principal.

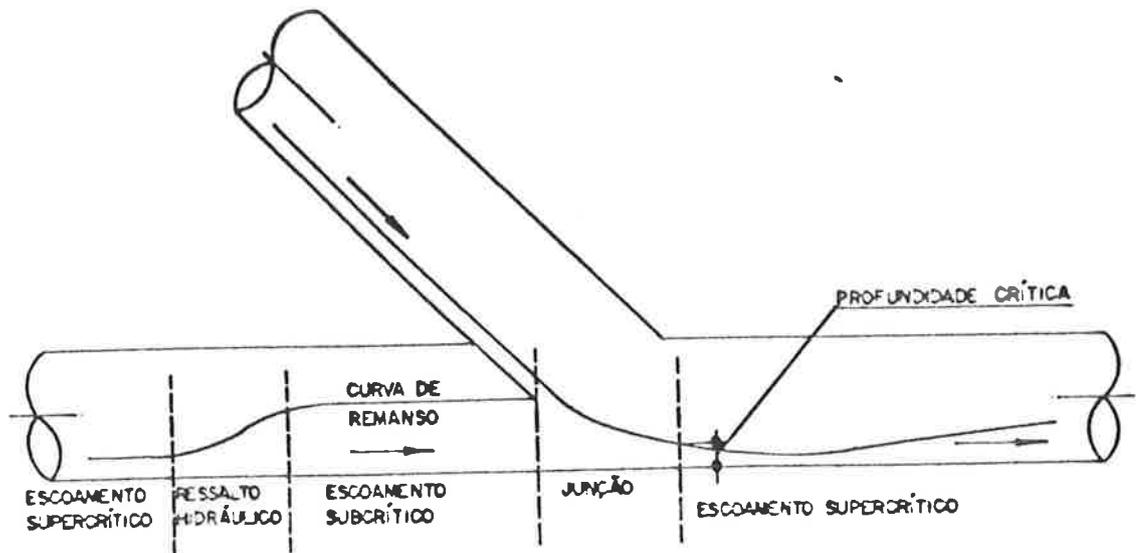
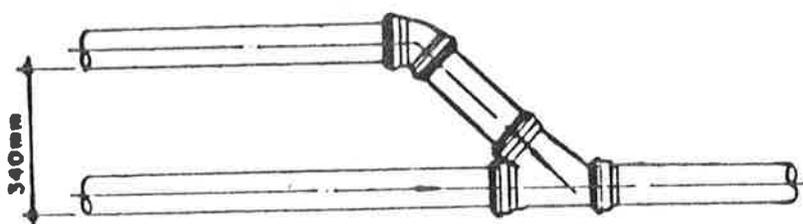


Figura III.8 Regimes de escoamento verificados em junções verticais. SWAFFIELD [10].

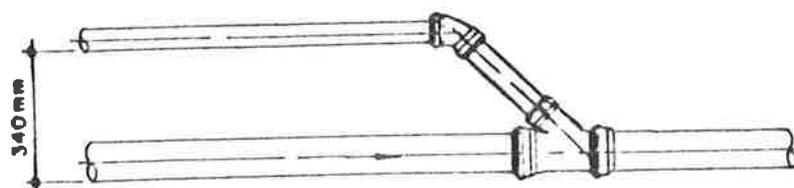
Verificou-se que a curva de remanso, a montante de uma junção vertical, numa região de escoamento subcrítico, termina em um ressalto hidráulico.

O remanso é entendido como toda e qualquer configuração de linha d'água em escoamento permanente variado. No caso da junção da figura 3.8, a curva de remanso, a montante, corresponde a um aumento do nível d'água devido à ocorrência do escoamento subcrítico.

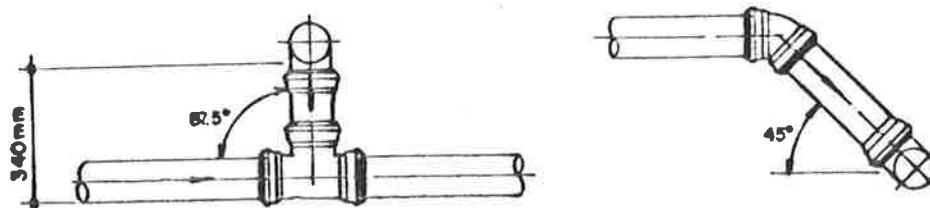
A figura III.9, esquematiza as configurações estudadas no NBS para as junções horizontais e verticais.



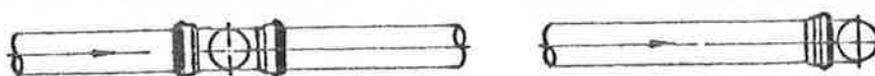
TIPO 1: JUNÇÃO VERTICAL 110mm x 110mm x 45°



TIPO 2: JUNÇÃO VERTICAL 110mm x 50mm x 45°



TIPO 3: JUNÇÃO VERTICAL 110mm x 110mm x 87.5°



TIPO 4: JUNÇÃO HORIZONTAL 110mm x 110mm x 87.5°

Figura III.9 Tipos de junções estudadas no NBS. SWAFFIELD [10].

Para cada configuração foi considerada a declividade de 1.25%, representativa das declividades dos tubos nos Sistemas de Coleta de Esgotos Sanitários. A vazão do ramal secundário variou de 0.0 l/s a

1.2 l/s e a do ramal principal de 0.1 l/s a 2.67 l/s. Os resultados, para cada tipo de junção, são apresentados a seguir.

a) JUNÇÃO TIPO 1

O desenvolvimento da curva de remanso para o ramal principal, cresceu a jusante do ponto de mistura dos dois escoamentos, principalmente, para os casos de maiores vazões. A medida que se aumentou a vazão do ramal secundário, desenvolveu-se um ressalto hidráulico que se moveu a montante. A sua posição final foi determinada pela vazão do ramal secundário. Isto mostrou que a vazão do ramal principal tem pouca influência na posição final do ressalto, a montante.

Observou-se, também, que o escoamento proveniente do ramal secundário, junta-se ao escoamento do ramal principal, com grande quantidade de ar, sendo que este ar move-se diretamente para jusante. Se a vazão do ramal principal é nula, o escoamento do ramal secundário move-se para a montante, até a uma posição de comprimento limitado, e não há formação de ressalto hidráulico.

Foi investigada, também, a variação da declividade do ramal principal somente para este tipo de junção.

O ramal principal foi colocado em três declividades: 0.5%, 1% e 2%, sendo que para cada uma delas, três vazões: 0.67 l/s, 1.5 l/s e 2.67 l/s. A vazão do ramal secundário variou dentro da seguinte faixa de valores: 0.2 l/s, 0.4 l/s, 0.6 l/s e 0.8 l/s.

Verificou-se que a altura da lâmina d'água, no remanso, cresce a medida que a declividade é reduzida. Observou-se, também, que o aumento da vazão do ramal secundário conduz a profundidade do remanso a um valor único, independente da declividade do ramal principal.

A medida que se aumentou a vazão do ramal principal, as profundidades dos remansos tenderam a convergir mais rapidamente. Para os ramais secundários, com vazão superior a 0.5 l/s, o diferencial máximo entre as profundidades dos remansos foi de 4mm.

b) JUNÇÃO TIPO 2

Este tipo de conexão, apresentou uma curva de remanso com o aumento inicial da profundidade, a partir do ponto de mistura dos dois escoamentos. A medida que a vazão do ramal secundário foi acrescida, o ressalto se desenvolveu e aconteceu a montante. Aqui também, verificou-se a entrada de grande quantidade de ar do ramal secundário para o ramal principal, até mesmo, para os casos de grandes vazões neste ramal.

A combinação de grande vazão do ramal secundário, com pequena vazão do ramal principal, foi realizada com a presença de considerável quantidade de borrifos de água.

c) JUNÇÃO TIPO 3

Os resultados obtidos para esta conexão indicaram que o aumento da profundidade nos trechos com remanso, devido ao escoamento do ramal secundário, foi bastante independente da vazão do ramal principal,

particularmente para as maiores vazões do ramal secundário. Para o ramal principal, com vazão superior a 2 l/s, a profundidade do escoamento, no remanso, foi menor do que a obtida na junção tipo 1. No caso de vazões inferiores a 2 l/s, a profundidade, no mesmo local, foi maior.

d) JUNÇÃO TIPO 4

Neste tipo de junção, o escoamento do ramal secundário entra no ramal principal, no mesmo plano (junção horizontal). Ela apresenta maior complexidade [18], em relação às anteriores, pois o escoamento a seção plena, pode ocorrer em ambos os ramos. Verificou-se o desenvolvimento de curvas de remanso nos dois ramos, e quase sempre com as mesmas profundidades. O comprimento de cada trecho em remanso, variou com a vazão e também com as declividades.

Observou-se, também, que em todas as combinações das vazões do ramal secundário e ramal principal, com exceção da vazão nula para este, as profundidades do escoamento, nos trechos com remanso são menores do que para todos os outros tipos de junções.

De um modo geral, pode-se dizer que os resultados dos testes, indicaram que as conexões horizontais, apresentaram maior capacidade de escoamento, em relação às conexões verticais, [10].

Este estudo deixa claro a importância do traçado geométrico de um sistema, pois é através dele que se define o número e o tipo de junções. Estas, por sua vez, contribuirão para as características do

escoamento, e conseqüentemente, para maior ou menor capacidade de carga do sistema.