

# SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Milton Tomoyuki Tsutiya

## 1 INTRODUÇÃO

A partir de 1986 com a divulgação da norma NBR 9649 da ABNT, o Brasil passou a ter os mais avançados critérios hidráulicos de dimensionamento de redes coletoras de esgoto, utilizando-se os conceitos de tensão trativa e de velocidade crítica. Também, novos órgãos acessórios foram propostos em substituição aos poços de visita. Com a utilização dessas inovações tecnológicas o custo de construção de redes foi diminuído, entretanto, mesmo assim, a rede coletora de esgoto representa cerca de 60 a 70% do custo de implantação do sistema de esgoto sanitário.

A utilização do conceito de tensão trativa para o dimensionamento da rede coletora possibilitou a diminuição de declividades e profundidades das redes. Por outro lado, aumentou a necessidade de operação e manutenção, visto que, nas nossas redes há lançamentos não previstos de águas pluviais, de matéria sólida e outros materiais que podem obstruir as redes.

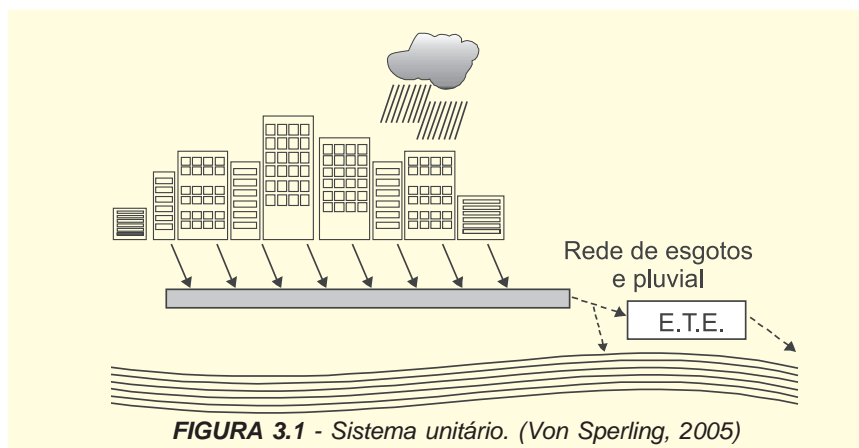
## 2 TIPOS DE SISTEMAS DE ESGOTOS

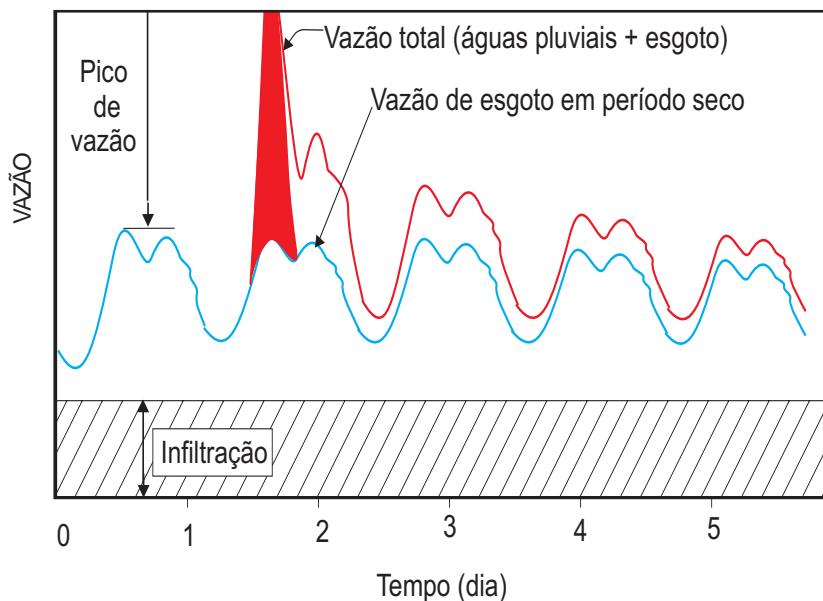
Os sistemas de esgotos urbanos podem ser de três tipos:

- Sistema unitário;
- Sistema separador absoluto;
- Sistema separador parcial.

### 2.1 Sistema Unitário

Sistema de esgotamento unitário ou sistema combinado é o sistema em que as águas residuárias (domésticas e industriais), águas de infiltração (água de subsolo que penetra no sistema através de tubulações e órgãos acessórios) e águas pluviais veiculam por um único sistema (Figura 3.1).





**FIGURA 3.2** - Variação típica de vazão, em período seco e úmido, em um sistema unitário. (Tchobanoglous e Schroeder, 1985)

O sistema unitário foi desenvolvido para as condições europeias, onde as precipitações atmosféricas são bem inferiores que a dos países de clima tropical como o Brasil. De um modo geral, a intensidade das chuvas em cidades europeias é aproximadamente três vezes menor que a intensidade de chuvas observadas em cidades brasileiras, de modo que a vazão de águas pluviais é muito menor na Europa do que no Brasil.

A Tabela 3.1 apresenta o nível de utilização do sistema de esgotamento unitário em alguns países europeus, e a época de construção das redes de esgotos.

**TABELA 3.1** – Uso do sistema unitário em países europeus. (Lens et al, 2001)

País	França	Alemanha	Itália	Holanda	Espanha	Inglaterra
Porcentagem da área urbana servida com o sistema unitário	75-80	67	60-70	74	96	70
Época de sua construção (quando conhecida)	?	74% após 1945 60% após 1963	40% após 1965	50% após 1955	?	50% após 1945

No sistema unitário, a mistura de esgoto com águas pluviais é prejudicial e onera consideravelmente o tratamento de esgotos. Mesmo em países europeus, onde a vazão de águas pluviais é bem menor que no Brasil, o pico de vazão durante a chuva intensa pode alcançar valores centenas de vezes maiores do que a vazão de esgoto durante o período seco.

Nenhum sistema de tratamento de esgoto pode funcionar adequadamente com uma variação de 1 para 100, o que torna-se necessário a construção de grandes tanques de equalização para uma grande parte da vazão que deixa de sofrer a depuração biológica, enquanto que, a outra parcela submetida ao tratamento secundário apresenta-se com variados graus de diluição, o que é prejudicial para o tratamento de esgotos.

Devido ao custo elevado dos tanques de equalização de águas pluviais, os países que utilizam o sistema unitário, de modo geral limitam a vazão afluente às estações de tratamento de esgoto (ETEs) sendo que, o valor típico situa-se na faixa de 2 a 10 vezes a vazão de período seco. A vazão que excede esse limite é extravasada para os corpos de água.

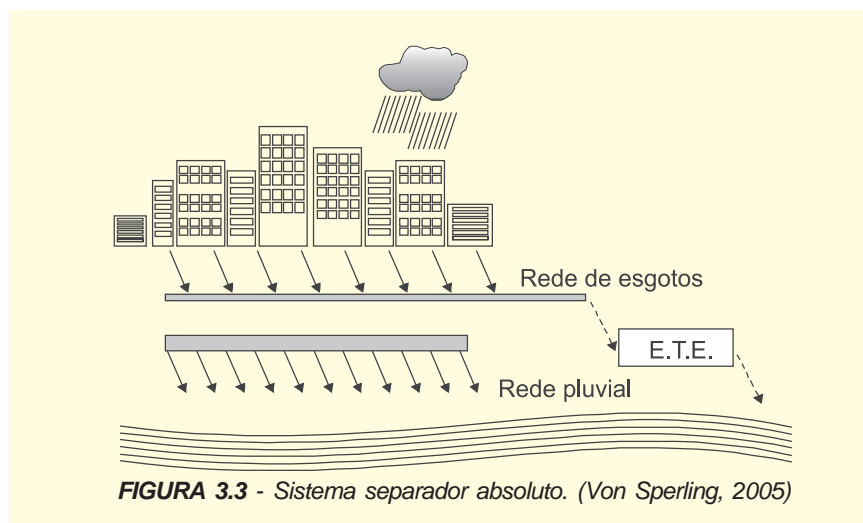
No sistema unitário há outros fatores que devem ser considerados (Tsutiya e Alem Sobrinho, 1999):

- O sistema exige desde o início investimentos elevados, devido às grandes dimensões dos condutos e de obras complementares;

- A aplicação dos recursos precisa ser feita de maneira mais concentrada, reduzindo a flexibilidade de execução programada por sistema;
- As galerias de águas pluviais, que em nossas cidades são executadas em 50% ou menos das vias públicas, terão de ser construídas em todos os logradouros;
- O sistema não funciona bem em vias públicas não pavimentadas, que se apresentam com elevada frequência em nossas cidades;
- As obras são de difícil e demorada execução;
- Em municípios operados pelas companhias estaduais de saneamento, a responsabilidade da drenagem urbana é da prefeitura municipal e o sistema de esgoto da companhia estadual.

## 2.2 Sistema Separador Absoluto

As águas residuárias e as águas de infiltração que constituem o esgoto sanitário veiculam em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente (Figura 3.3).



No Brasil utiliza-se o sistema separador absoluto, por orientação de Saturnino de Brito, sendo que a cidade de São Paulo, em 1912, adotou o sistema separador absoluto em substituição ao sistema separador parcial.

As principais vantagens do sistema separador absoluto são (Tsutiya e Alem Sobrinho, 1999):

- Custo menor, pelo fato de empregar tubos de diâmetros bem menores e de fabricação industrial (cerâmico, PVC, concreto, etc);
- Oferece mais flexibilidade para a execução por etapas, de acordo com as prioridades (prioridade maior para a rede sanitária);
- Reduz consideravelmente o custo do afastamento das águas pluviais, pelo fato de permitir o seu lançamento no curso de água mais próximo, sem a necessidade de tratamento;
- Não se condiciona e nem obriga a pavimentação das vias públicas;
- Reduz muita a extensão das canalizações de grande diâmetro em uma cidade, pelo fato de não exigir a construção de galerias em todas as ruas;
- Não prejudica a depuração dos esgotos sanitários.

Por outro lado, para o sucesso do sistema de esgoto sanitário é necessário um eficiente controle para evitar que a água pluvial seja encaminhada, junto com as águas residuárias, para esse sistema de esgoto.

## 2.3 Sistema Separador Parcial

Nesse sistema, uma parcela das águas de chuva, proveniente de telhados e pátios das economias são encaminhadas juntamente com as águas residuárias e águas de infiltração do subsolo para um único sistema de coleta e transporte de esgotos. Portanto, no sistema separador parcial o sistema de esgotos urbanos é, também, constituído de redes de esgoto e de galerias de águas pluviais.

## 2.4 Sistema Utilizado no Brasil

No Brasil, teoricamente utiliza-se o sistema separador absoluto. Entretanto, como não há um controle rigoroso para se evitar a contribuição de águas pluviais no sistema de esgotos, na prática, o sistema é do tipo separador parcial, conforme demonstram os dados de pesquisas apresentados na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 – Contribuições de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário

(Tsutiya e Bueno, 2003). Autor	Local	Ano	Dados originais	Taxa de contribuição de águas pluviais (L/s.km)
Greeley & Hansen	São Paulo	1952	32% sobre QMPS	0,15
Hazen & Sawyer	São Paulo	1965	35% sobre QMPS	0,16
Des, Sursan	Rio de Janeiro	1959	6,0 L/s.km	6,0
SANESP	São Paulo	1973	4,0 L/s.km	4,0
Alonso et al	RMSP	1990	1,57 a 12,01 L/s.km	1,57 – 12,01
Pauli	São Paulo	1998	242% sobre QMPS	3,90
Mello	Santo André	2002	100 a 283% sobre QMPS	nd
AMPI	Tatuí	1992	31% sobre QMPS	2,27
Tsutiya e Bueno	Franca	2003	26,76% sobre QMPS	2,13 – 2,2
ABNT	Brasil	1992	6,0 L/s.km	6,0

\*nd= não disponível. \*QMPS = Vazão Máxima de Período Seco.

Os dados apresentados na Tabela 3.2 demonstram que a contribuição de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário é muito variável, atingindo valores que variam de 26 a 283% sobre a vazão máxima de período seco. O acréscimo percentual sobre a vazão máxima em tempo seco, dependerá da atuação da prestadora de serviços de saneamento em controlar as ligações de águas pluviais no sistema de esgoto sanitário.

Para Tsutiya e Bueno (2003), pode-se admitir, como meta, um aumento de 30% sobre a vazão máxima de esgoto no período seco, e taxa de contribuição de águas pluviais de 3 L/s.km, ou seja, metade do valor preconizado pela norma NBR 12207 da ABNT. Valores acima devem ser extravasados para não prejudicar o funcionamento do sistema de esgoto, de modo que o projeto já deve prever essa contribuição adicional. Como o extravasamento de esgoto bruto não é permitido pela legislação em vigor, recomenda-se modificação na legislação ambiental para permitir o extravasamento das contribuições de águas pluviais, de modo semelhante ao que ocorre em países europeus. Além disso, devem ser incentivadas medições em outros sistemas de esgotos, para que se possam definir novos parâmetros decorrentes das contribuições de águas pluviais, de modo a subsidiar a comunidade técnica a discutir e rever o sistema atualmente utilizado, pois o mesmo não retrata a realidade nacional.

## 3 SITUAÇÃO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL

A Tabela 3.3 apresenta os índices de atendimento com serviços de água e de esgotos, segundo as regiões do país, em 2005.

**TABELA 3.3** – Índices de atendimento urbano com água e esgotos pelos prestadores de serviços, segundo a região geográfica. (SNIS, 2005)

Região	Índice de atendimento urbano (%)		
	Água (%)	Coleta de esgotos (%)	Tratamento dos esgotos gerados (%)
Norte	68,5	6,7	10,0
Nordeste	98,6	26,7	36,1
Sudeste	96,8	69,4	32,6
Sul	100,0	33,7	25,3
Centro-Oeste	100,0	45,4	39,7
<b>Brasil</b>	<b>96,3</b>	<b>47,9</b>	<b>31,7</b>

Segundo dados do SNIS (2005), os índices de atendimento de água apresentam um ótimo desempenho com exceção da região Norte. Diferentemente, em termos de esgotamento sanitário, o atendimento em coleta de esgotos apresenta um índice médio nacional ainda precário, igual a 47,9%. Em relação ao tratamento dos esgotos, os resultados são ainda mais incipientes, com um índice médio nacional de tratamento de esgotos de apenas 31,7%.

#### **4 DEFINIÇÕES DAS TUBULAÇÕES EM SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO SANITÁRIO**

As tubulações que compõem o sistema de coleta e transporte de esgoto sanitário são:

- Rede coletora: tubulação que recebe contribuições dos ramais prediais e de outras redes coletoras de esgotos;
- Coletor tronco: tubulação principal que recebe contribuições de redes coletoras e de outros coletores tronco, conduzindo-os a um interceptor ou emissário;
- Interceptor: tubulação que recebe ao longo do seu comprimento as redes e os coletores tronco;
- Emissário: tubulação que recebe esgotos exclusivamente na extremidade de montante, conduzindo-os para o tratamento ou ponto de descarga.

#### **5 PROJETO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO SANITÁRIO**

##### **5.1 Considerações Gerais**

O esgoto sanitário é composto por 99,9% de água e 0,1% de sólidos, sendo que do total de sólidos, 70% é composto de matéria orgânica e 30% de matéria inorgânica, de modo que as redes coletoras são transportadores de sedimentos orgânicos e inorgânicos.

O projeto hidráulico-sanitário das redes de esgoto envolve considerações sobre três aspectos principais:

- Hidráulicos: as tubulações funcionando como condutos livres deverão transportar as vazões máximas e mínimas previstas no projeto;
- Reações bioquímicas: controle de sulfetos;
- Deposição de materiais sólidos encontrados no esgoto: ação de autolimpeza.

Os critérios de dimensionamento apresentados neste item podem ser utilizados para o dimensionamento de redes, coletores tronco, interceptores e emissários de pequenas dimensões, ou seja, diâmetros de tubulações menores que 400 mm.

## 5.2 Determinação das Vazões de Dimensionamento

Para o dimensionamento das redes coletoras, é necessária a vazão máxima de final de plano, que define a capacidade que deve atender o coletor, e a vazão máxima horária de um dia qualquer (não inclui  $K_1$ , porque não se refere ao dia de maior contribuição) do início do plano, que é utilizada para se verificar as condições de auto-limpeza do coletor, que deve ocorrer pelo menos uma vez por dia.

As vazões a serem consideradas para o dimensionamento das redes coletoras de esgoto são:

- Para o início do plano:  $Q_i = K_2 \cdot Q_{mi} + I_i + \sum Q_{ci}$  **(Não inclui  $K_1$ )** (4.1)

- Para o final do plano:  $Q_f = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{mf} + I_f + \sum Q_{cf}$  (4.2)

onde:

$Q_i, Q_f$  = vazão máxima inicial e final, L/s;

$K_1$  = Coeficiente de máxima vazão diária;

$K_2$  = Coeficiente de máxima vazão horária;

$I_i, I_f$  = Contribuição de infiltração inicial e final, L/s;

$Q_{ci}, Q_{cf}$  = Contribuição singular inicial e final, L/s;

$Q_{mi} = P_i \cdot q_i / 86400$  = Contribuição média inicial de esgotos domésticos, L/s;

$Q_{mf} = P_f \cdot q_f / 86400$  = Contribuição média final de esgotos domésticos, L/s.

## 5.3 Condições para a Auto-limpeza das Redes

Tradicionalmente, admite-se que a ação de auto-limpeza em redes de esgotos para enfrentar o aspecto de deposição de materiais sólidos, é obtida pela manutenção de uma velocidade mínima independentemente do diâmetro da tubulação. Devido ao fato de que o mecanismo básico da ação de auto-limpeza é uma força hidrodinâmica exercida sobre as paredes do conduto pelo escoamento do esgoto, tem sido utilizado em nosso país, a tensão trativa ou tensão de arraste para o dimensionamento das redes de esgotos, em substituição ao critério da velocidade de auto-limpeza.

Os materiais sólidos encontrados em esgoto consistem de partículas orgânicas e inorgânicas. Devido ao efeito da gravidade, qualquer dessas partículas com densidade maior que a da água tenderá a depositar-se nas tubulações de esgoto. Essas partículas sólidas são normalmente depositadas nas redes de esgotos em horas de menor contribuição. A tensão trativa crítica é definida como uma tensão mínima necessária para o início do movimento das partículas depositadas nas tubulações de esgoto. Seu valor é determinado através de pesquisas em campo, ou em laboratório, pois depende de vários fatores como: peso específico da partícula e do líquido, dimensões da partícula, viscosidade do líquido, etc. A maioria das pesquisas realizadas a respeito da tensão trativa crítica para promover a auto-limpeza em coletores de esgoto recomenda valores entre 1,0 e 2,0 Pa. No Brasil, a norma da ABNT, NBR 9649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário, recomenda o valor de 1,0 Pa.

A equação para o cálculo da tensão trativa é a seguinte:

$$\sigma = \gamma R_H I \quad (4.3)$$

onde:

$\sigma$  = tensão trativa média, Pa.;

---

$\gamma$  = peso específico do líquido,  $10^4$  N/m<sup>3</sup> para o esgoto;

$R_H$  = raio hidráulico, m;

$I$  = declividade da tubulação, m/m.

## 5.4 Controle de Sulfetos

Devido ao fato de que o esgoto fresco tem quantidade apreciável de oxigênio dissolvido, normalmente as redes coletoras não apresentam problemas relativos a sulfetos de hidrogênio (H<sub>2</sub>S). Entretanto, à medida que o esgoto escoar pela rede através de grandes extensões, por vezes com velocidade baixa, a concentração de oxigênio diminui gradualmente, prevalecendo condições anaeróbias no esgoto e propiciando o aparecimento de sulfetos, cujos efeitos são notados principalmente em coletores tronco, interceptores e emissários.

A película de limo formada nas partes submersas da parede da tubulação é a principal fonte de geração de sulfetos em tubulação de esgoto, pois é nessa película que ocorrem as condições estritamente anaeróbias favoráveis ao desenvolvimento do processo. O desenvolvimento dessa película de limo está relacionado com a tensão trativa e por essa razão a norma brasileira de interceptores NBR 12207 – Projeto de interceptores de esgoto sanitário, recomenda o valor de 1,5 Pa para tensão trativa, que praticamente inibe a formação de sulfetos, para o dimensionamento dos interceptores e emissários de esgotos. Observa-se, que a tensão trativa de 1,0 Pa atende as condições de auto-limpeza, tanto para redes como para os interceptores.

## 5.5 Critérios de Dimensionamento

Os principais critérios de dimensionamento das redes coletoras são apresentados a seguir.

### a) Regime hidráulico de escoamento

As redes são projetadas para funcionar como conduto livre em regime permanente e uniforme.

### b) Vazão mínima

A norma NBR 9649 da ABNT recomenda o valor de 1,5 L/s.

### c) Diâmetro mínimo

Os diâmetros utilizados devem ser previstos nas normas e especificações brasileiras, sendo que o diâmetro mínimo deve ser de 150 mm, entretanto, excepcionalmente, em casos especiais devidamente justificados poderá ser utilizado o diâmetro de 100 mm.

### d) Declividade mínima

Para tensão trativa média de 1,0 Pa e coeficiente de Manning  $n = 0,013$ , a declividade mínima pode ser expressa por:

$$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} \quad (4.4)$$

onde:

$I_{\min}$  = declividade mínima, m/m;

$Q_i$  = vazão inicial, L/s.

### e) Declividade máxima

A declividade máxima é calculada para velocidade de 5,0 m/s e pode ser obtida pela equação:

$$I_{\max} = 4,65 Q_f^{-0,67} \quad (4.5)$$

onde:

$I_{\text{máx}}$  = declividade máxima, m/m;  
 $Q_f$  = vazão final, l/s.

#### f) Velocidade crítica

Estabelece as condições de escoamento aerado e se calcula através da equação:

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} \quad (4.6)$$

onde:

$V_c$  = velocidade crítica, m/s;  
 $g$  = aceleração da gravidade, m/s<sup>2</sup>;  
 $R_H$  = raio hidráulico para a vazão final, m.

Quando a velocidade final ( $V_f$ ) é superior a velocidade crítica ( $V_c$ ), a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho. Se a lâmina for superior a 50%, o diâmetro deverá ser aumentado.

#### g) Lâmina d'água

A lâmina máxima é igual ou inferior a 75% do diâmetro da tubulação. A lâmina mínima não é limitada pelo critério da tensão trativa.

#### h) Condições de controle de remanso

Sempre que a cota do nível d'água na saída de um órgão acessório estiver acima de qualquer das cotas dos níveis d'água de entrada, deve ser verificada a influência do remanso no trecho de montante, garantindo-se as condições de auto-limpeza e condições de esgotamento livre.

#### i) Órgãos Acessórios

Dispositivos fixos desprovidos de equipamentos mecânicos, construídos em pontos singulares da rede de esgoto. Os órgãos acessórios utilizados na rede de esgotos são apresentados a seguir.

#### j) Poço de Visita (PV)

O poço de visita possui uma câmara visitável através da abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de serviços de manutenção. Os poços de visita são obrigatórios quando é necessário tubo de queda; nas situações com mais de 2 entradas e uma saída; nas extremidades de sifão invertido e passagem forçada; quando a profundidade for igual ou superior a 1,60m; e a jusante de ligações prediais cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção.

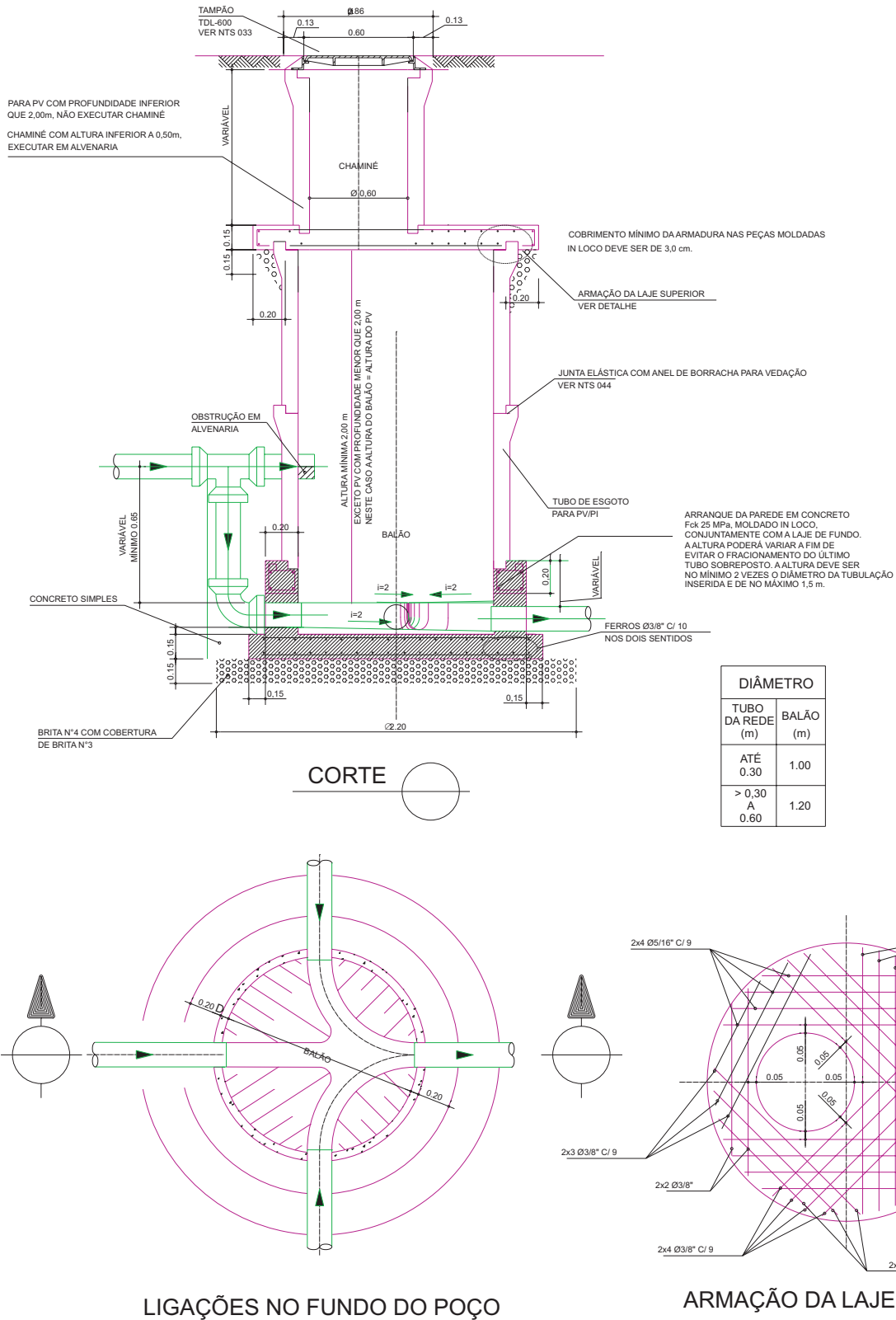
O tubo de queda deve ser colocado quando o coletor afluyente apresentar degrau com altura maior ou igual a 0,60m exceto para diâmetros superiores a 300mm, caso em que é necessária a construção de PV especial, com dissipador de energia (NTS 025, 2006).

Para a Sabesp, os poços de visita devem ser construídos em tubos de concreto tipo ponta e bolsa com junta elástica, com exceção da parte inferior que deve ser concretada concomitantemente com a laje de fundo, no mínimo a altura de meio diâmetro do tubo coletor, acima da geratriz superior deste (Figura 3.4).

---



## POÇO DE VISITA CONVENCIONAL EM TUBOS DE CONCRETO PONTA E BOLSA COM JUNTA ELÁSTICA, PLANTA, CORTE E DETALHES



**FIGURA 3.4** - Poço de visita convencional em tubos de concreto ponta e bolsa junta elástica, com tubo de queda externo. (Sabesp, 2006)

### k) Poço de Inspeção (PI)

O PI é um dispositivo não visitável que permite inspeção visual e introdução de equipamentos de limpeza. São geralmente utilizados nas situações de coletores com até 2 entradas e uma saída; nos pontos com degrau de altura igual ou inferior a 0,50m; profundidade do coletor até 1,60m; diâmetro do coletor até 200mm; e na ausência, a montante, de ligações de postos de gasolina, de hospitais e de escolas.

A Figura 3.5 apresenta o poço de inspeção em tubos de concreto ponta e bolsa com junta elástica.

#### POÇO DE INSPEÇÃO EM TUBOS DE CONCRETO PONTA E BOLSA COM JUNTA ELÁSTICA, PLANTA E CORTE.

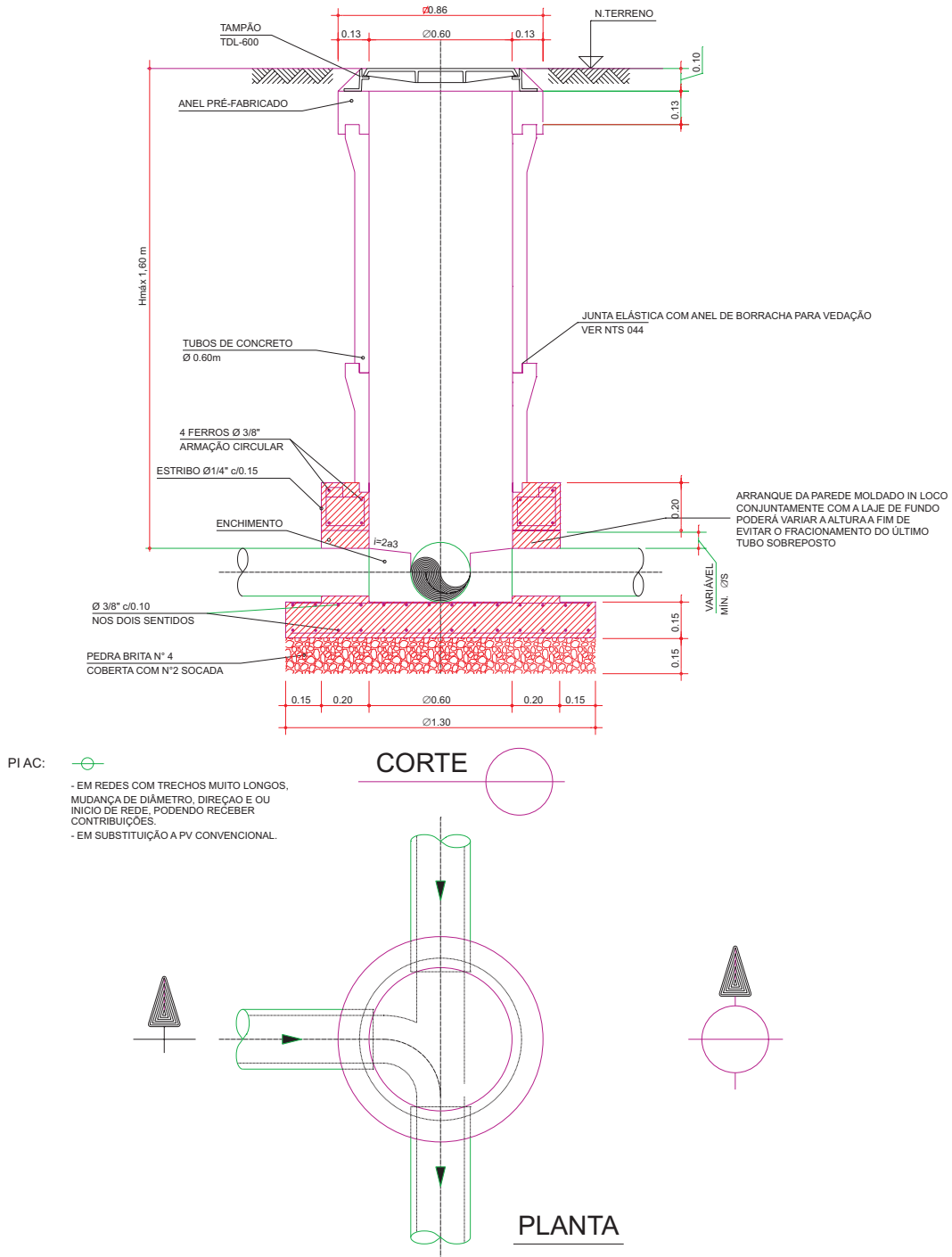
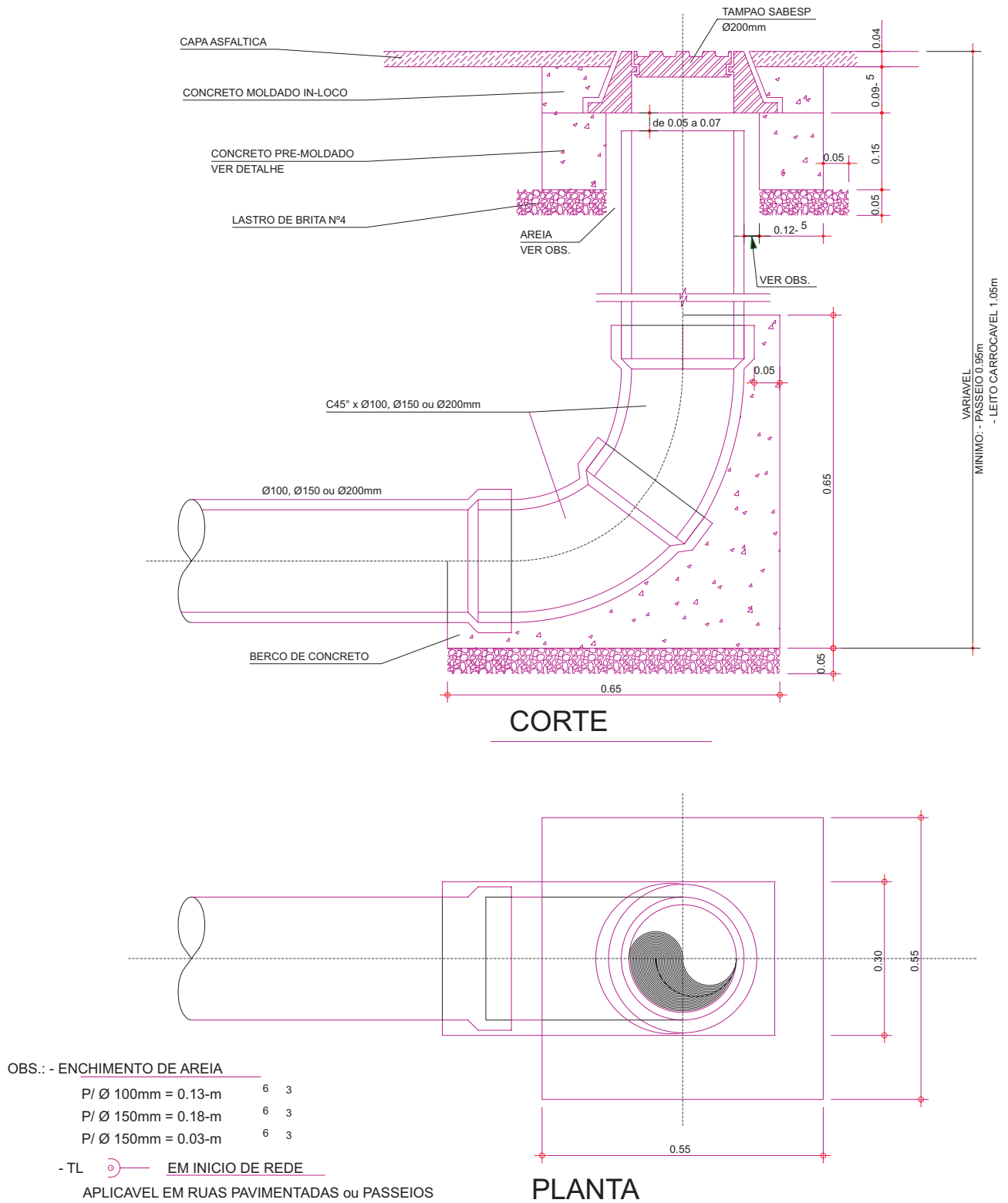


FIGURA 3.5 - Poço de inspeção em tubos de concreto, ponta e bolsa, com junta elástica. (Sabesp, 2006)

## I) Terminal de Limpeza (TL)

O TL (Figura 3.6) é um dispositivo localizado no início do coletor e que permite apenas a introdução de equipamentos de limpeza. O TL deve ser usado no início de redes coletoras, exceto em ruas de terra. Nos casos de início de rede em que há previsão de prolongamento de rede, o TL deve ser substituído pelo PI ou PV.



**FIGURA 3.6 - Terminal de Limpeza. (Sabesp, 2006)**

## M) Disposições Construtivas

- **Distância entre órgãos acessórios**

A distância máxima recomendada entre os órgãos acessórios (PV, PI e TL) deve ser de 100 m.

- **Direcionamento do fluxo nos órgãos acessórios**

O fundo do PV e PI devem ser constituídos de calhas destinadas a guiar os fluxos afluentes em direção à saída. Lateralmente, as calhas devem ter altura coincidindo com a geratriz superior do tubo de saída.

- **Profundidade dos coletores**

A profundidade da rede coletora deverá atender as condições adequadas de ligação predial e proteção da tubulação contra cargas externas. Em princípio, as redes coletoras não devem ser aprofundadas para atender às soleiras abaixo do greide da rua, tendo sua profundidade definida pelas condições hidráulicas e pelas restrições de recobrimento mínimo. Devem ser analisadas, também, as condições de jusante do trecho a ser aprofundado, quanto à possibilidade de recuperação de profundidades, cotas fixas de chegada à jusante, etc.

- **Recobrimento da tubulação**

Recomenda-se para recobrimento mínimo os seguintes valores:

- Coletor a ser assentado no leito carroçável de rua pavimentada: 1,35 m;
- Coletor a ser assentado em ruas de terra: 1,45 m;
- Coletor a ser assentado no passeio: 1,05 m;
- Coletor a ser assentado em regiões planas e de nível de lençol freático alto: 1,05 m (ruas pavimentadas), 1,25 m (ruas não pavimentadas) e 0,75 m (passeio).

Recobrimentos menores devem ser justificados.

## 6 INTERCEPTORES DE ESGOTO

### 6.1 Introdução

Interceptor é uma canalização que recebe coletores ao longo de seu comprimento, geralmente localizados próximos de cursos de água ou lagos, não recebendo ligações prediais diretas. Os interceptores de pequeno diâmetro são dimensionados como redes coletoras, obedecendo à norma NBR 9649, da ABNT. No entanto, as tubulações de diâmetros maiores ou iguais a 400mm, de coletores troncos, interceptores e emissários, podem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 12207 – Projeto de interceptores de esgoto sanitário, apresentados neste item.

Para a norma da ABNT NBR 12207, interceptor é definido como a canalização cuja função precípua é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, e é caracterizado pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas.

### 6.2 Determinação das Vazões

#### 6.2.1 Vazões de esgotos

Para cada trecho do interceptor devem ser estimadas as vazões inicial e final.

- **Vazão inicial do trecho n**

$$Q_{i,n} = Q_{i,n-1} + Q_{i,a} \quad (4.7)$$

onde:

$Q_{i,n}$  = vazão inicial do trecho n;

$Q_{i,n-1}$  = vazão inicial do trecho de montante;

$Q_{i,a}$  = vazão inicial do coletor afluente ao PV de montante do trecho n.

---

### • Vazão final do trecho n

$$Q_{f,n} = Q_{f,n-1} + Q_{f,a} \quad (4.8)$$

onde:

$Q_{f,n}$  = vazão final do trecho n;

$Q_{f,n-1}$  = vazão final do trecho de montante;

$Q_{f,a}$  = vazão final do coletor afluente ao PV de montante do trecho n.

Para o dimensionamento dos interceptores e tubulações de esgotos de grande porte deve ser considerado o efeito de amortecimento das vazões de pico que é decorrência de dois fatores:

- Amortecimento em marcha, produzido não só pelo balanço de volumes no interior de grandes coletores, como pelas variações do regime de escoamento;
- Defasagem em marcha resultante das adições sucessivamente defasadas das contribuições dos coletores tronco.

Na prática, entretanto, é levada em consideração apenas a defasagem em marcha, e dependendo do sistema, poderá causar um amortecimento nas vazões de pico, influenciando no dimensionamento das estações elevatórias ou estação de tratamento de esgoto. A defasagem pode ser calculada através da diminuição do coeficiente de pico das vazões.

Resultados de pesquisas já realizadas, conforme apresentado por Tsutiya e Alem Sobrinho (1999) mostram que, à medida que as áreas de contribuição crescem, os picos de vazão diminuem. A maioria das pesquisas utilizou para determinar os coeficiente de pico  $K$  ( $K_1 \times K_2$ ), equações do tipo  $K = f(Q_m)$ , onde  $f$  é a função determinada através de dados observados durante um certo período de tempo, e  $Q_m$  a vazão média. Para a Região Metropolitana de São Paulo, a Sabesp utilizou as relações apresentadas a seguir, para o dimensionamento de grandes interceptores.

$$K = 1,20 + \frac{17,485}{Q_m^{0,5090}}$$

- Para  $Q_m > 751$  L/s (4.9)

onde:

$Q_m$  = somatória das vazões médias de uso predominantemente residencial, comercial, público, incluídos, também, as vazões de infiltração, em L/s;

- Para  $Q_m \leq 751$  L/s  $\rightarrow K = 1,80$

Cabe salientar que, para cada local, devem ser feitos estudos específicos de modo a se determinar curvas do tipo  $K = f(Q_m)$ , que possam ser utilizadas em projetos.

## 6.2.2 Contribuição pluvial parasitária

Segundo a norma NBR 12207 da ABNT, a contribuição pluvial parasitária deve ser adicionada à vazão final para a análise de funcionamento do interceptor e para o dimensionamento dos extravasores. Todavia, para o dimensionamento em si, do interceptor, a vazão parasitária não é levada em consideração.

A contribuição pluvial parasitária deve ser determinada com base em medições locais. Inexistindo tais medições pode-ser adotar uma taxa que não deve superar 6 L/s.km de coletor contribuinte ao trecho em estudo. O valor adotado deve ser justificado.

## 6.3 Dimensionamento Hidráulico

### 6.3.1 Regime de escoamento

Para o dimensionamento hidráulico do interceptor tem sido utilizado o regime permanente e uniforme que são válidas para o dimensionamento isolado dos diversos trechos que compõem o interceptor. Entretanto, na análise geral, outras condições devem ser levadas em conta, tendo em vista a quebra de uniformidade da tubulação quando o escoamento passa de um para outro trecho, cujas características físicas são diferentes ou na chegada de outros coletores e/ou interceptores. Nesse caso, o escoamento deve ser analisado como sendo gradualmente variado e não uniforme e as transições entre trechos devem ser examinadas de modo a se evitar condições adversas, que podem ser classificadas em:

- Ressalto hidráulico – responsável pelo desprendimento de gases prejudiciais à estrutura do interceptor;
- Remanso hidráulico – alteração do escoamento pela elevação da lâmina d'água a montante.

O exame genérico de ambos os problemas revela que o ressalto hidráulico, fenômeno característico do regime torrencial, se manifesta em curta distância, não propagando seus efeitos para montante. Já o remanso, característico do regime fluvial, propaga-se a grande distância para montante. Observa-se então que, enquanto o ressalto torna-se um problema localizado, o remanso generaliza-se para todo o interceptor. Portanto, de um modo geral, em interceptores o remanso deve ser evitado, e quanto à formação de ressaltos, deve-se procurar minimizar seus efeitos (Araújo, 1977).

### 6.3.2 Declividade mínima

Cada trecho do interceptor deve ser dimensionado para escoar as vazões previstas no projeto. Para a vazão inicial, deve-se garantir uma tensão trativa média, não inferior a 1,5 Pa para se ter auto-limpeza do interceptor. A declividade que satisfaz esta condição para o coeficiente de Manning  $n = 0,013$  é dada pela expressão aproximada:

$$I_{\min} = 0,00035 Q_i^{-0,47} \quad (4.10)$$

onde:

$I_{\min}$  = declividade mínima do interceptor, em m/m;

$Q_i$  = vazão inicial, em m<sup>3</sup>/s.

A utilização da tensão trativa média de 1,5 Pa, superior à da rede coletora (igual a 1,0 Pa), justifica-se pelo fato de que, essa tensão além de atender as condições da autolimpeza, irá diminuir a formação da película de limo nas paredes das tubulações e, conseqüentemente, a geração de sulfetos. Como os materiais dos interceptores são geralmente de concreto que são atacados pelo ácido sulfúrico, é de fundamental importância que os interceptores sejam projetados com tensão trativa igual ou maior que 1,5 Pa, para prevenir a formação de sulfetos.

### 6.3.3 Declividade máxima

A máxima declividade admissível é aquela para a qual se tenha velocidade de 5 m/s para o final do plano. A declividade máxima pode ser obtida pela seguinte expressão aproximada (para  $n = 0,013$ ):

$$I_{\max} = 4,65 Q_f^{-2/3} \quad Q_f \text{ em L/s} \quad (4.11)$$

### 6.3.4 Velocidade crítica

Quando a velocidade final  $V_f$  é superior a velocidade crítica ( $V_C$ ) a lâmina máxima admissível deve ser de 50% do diâmetro do tubo, assegurando-se a ventilação do trecho. A velocidade crítica é definida por:

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} \quad (4.12)$$

onde:

- g = aceleração da gravidade, m/s<sup>2</sup>;
- R<sub>H</sub> = raio hidráulico, em m;
- V<sub>C</sub> = velocidade crítica, em m/s.

### 6.3.5 Lâmina d'água

A lâmina de água nas tubulações dos interceptores tem sido limitada a 85% do diâmetro da tubulação, para a vazão máxima final.

### 6.3.6 Controle do remanso

Após o dimensionamento dos trechos, deve-se proceder à verificação do comportamento hidráulico do interceptor e de seus órgãos complementares para as condições de vazão final acrescida da vazão de contribuição pluvial parasitária, bem como do remanso, pois dificilmente ocorrem situações onde o regime é permanente e uniforme com a superfície d'água paralela ao fundo da tubulação.

### 6.3.7 Traçado do Interceptor

O traçado do interceptor deve ser constituído por trechos retos em planta e em perfil. Em casos especiais podem ser empregados trechos curvos em planta. Recomenda-se para o ângulo máximo de deflexão em planta entre trechos adjacentes seja menor que 30°. Ângulos maiores devem ser justificados técnica e economicamente.

## 6.4 Condições Específicas a Serem Atendidas em Projeto

- Os efeitos de agitação excessiva devem ser sempre evitados, não sendo permitidos degraus e alargamentos bruscos. Quando necessário devem ser projetados dispositivos especiais de dissipação de energia e estudadas a formação de sulfetos, suas conseqüências e medidas de proteção do conduto e utilização de materiais resistentes à sua ação.
- As ligações ao interceptor devem ser sempre através de dispositivos especialmente projetados para evitar conflito de linhas de fluxo e diferença de cotas que resulte agitação excessiva.
- Devem ser estudados meios capazes de minimizar e mesmo eliminar a contribuição pluvial parasitária. As instalações finais devem ser dimensionadas para a capacidade total do sistema, acrescida da contribuição pluvial parasitária total ou parcial.

### 6.4.1 Poços de Visita

Em tubulações de grande diâmetro de coletores tronco, interceptores e emissários por gravidade, devem ser utilizados os poços de visita (PV). A Tabela 3.4 apresenta a distância máxima entre PVs em função do diâmetro do tubulação (Sabesp, 1999).

**TABELA 3.4** – Distância máxima entre PVs. (Sabesp, 1999).

Diâmetro da tubulação (mm)	Distância máxima entre PVs (m)
<400	100
De 400 a 1200	120 150 (para condições hidráulicas favoráveis)
>1200	200

O diâmetro mínimo dos PVs deve ser (Sabesp, 1999):

- Para tubulações com diâmetro até 450 mm: diâmetro mínimo do PV igual a 1,0 m;
- Para tubulações com diâmetro de 500 mm a 600 mm: diâmetro mínimo do PV igual a 1,2 m;
- Para tubulações com diâmetros maiores que 600 mm, e nos PVs onde não houver contribuição, os PVs devem ter a parte inferior em concreto de 1,2m x 1,2m interno e chaminé com diâmetro de 1,2 m.

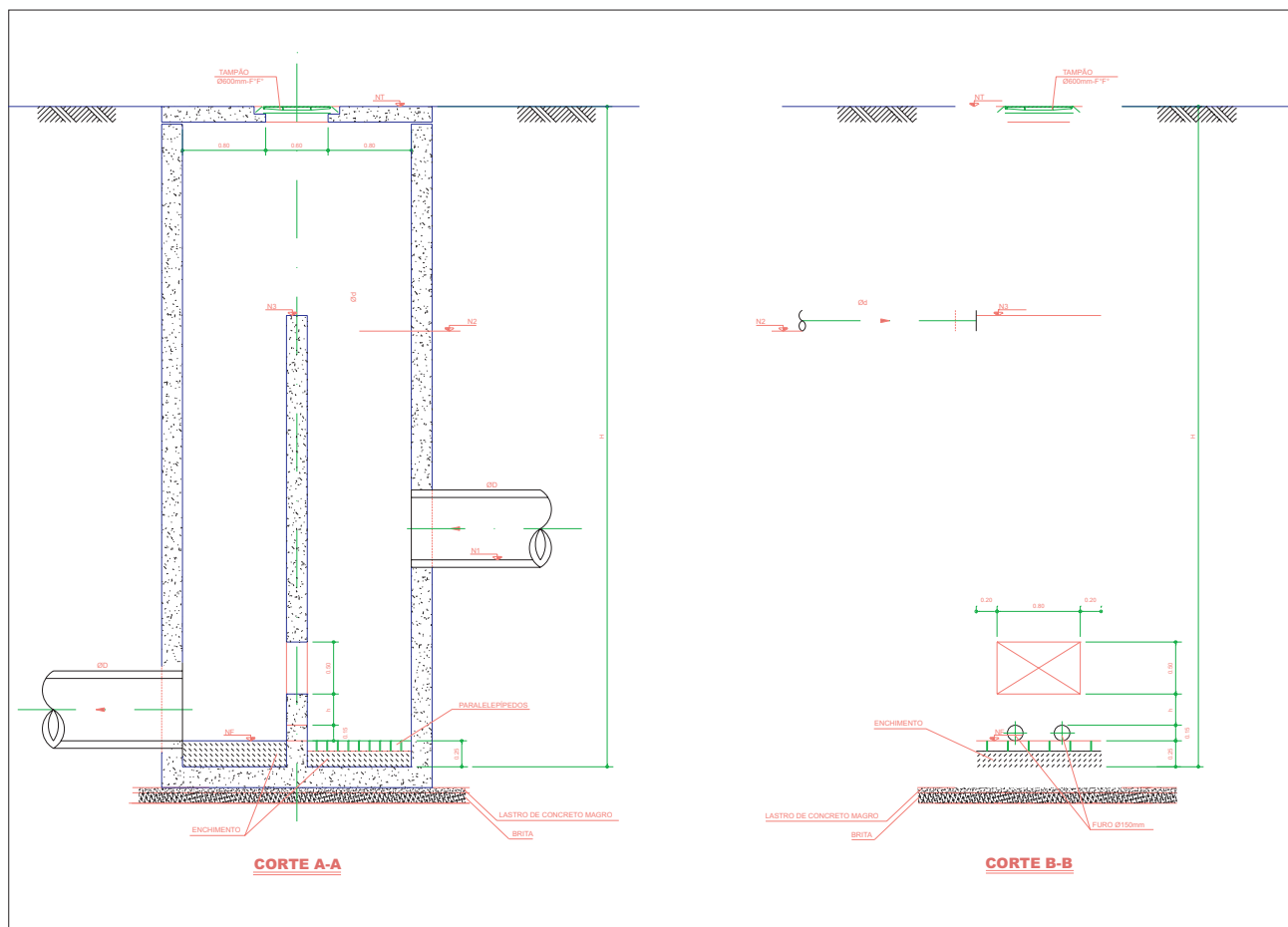
Desníveis entre a geratriz inferior interna da tubulação e o fundo do PV menores que 0,20m devem ser eliminados, aprofundando-se o trecho de montante. Desníveis maiores que 0,50m devem receber tubo de queda, exceto para diâmetros superiores a 300mm, caso em que deve ser projetado PV especial com dissipador de energia.

## 6.4.2 Dissipadores de Energia

Para as tubulações de esgoto com diâmetros maiores que 300mm, às vezes, torna-se necessários a dissipação de energia nos casos relacionados a seguir:

- Quando houver um desnível razoável entre a tubulação de montante e o de jusante;
- Quando a tubulação recebe contribuição de outros coletores em cota superior;
- Quando a declividade do terreno for maior que a máxima recomendada para se limitar a velocidade a 5m/s.

A Figura 3.7 apresenta um dissipador de energia que se utiliza de um colchão de água para amortecer a queda d'água da tubulação afluyente. Esse tipo de dissipador tem sido utilizado pela Sabesp nas interligações dos coletores tronco afluentes aos interceptores da Região Metropolitana de São Paulo.





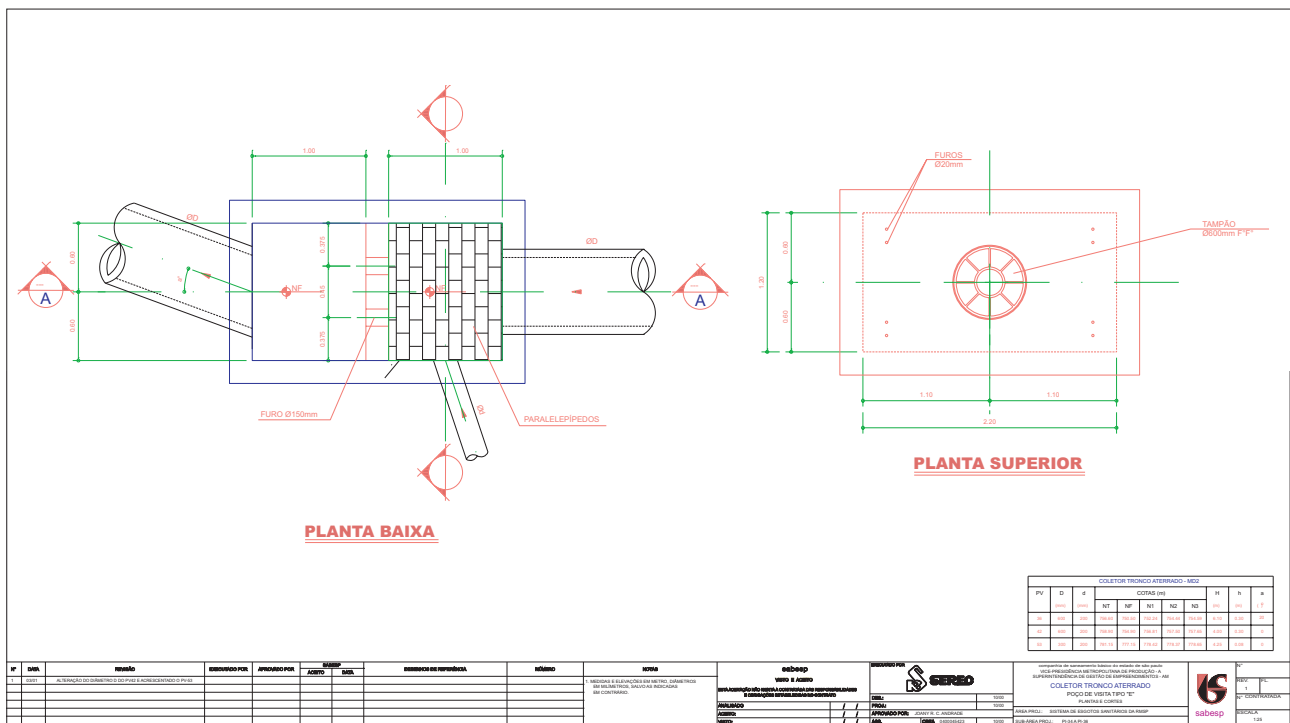


FIGURA 3.7 - Poço de visita com dissipação de energia. Fonte: Sabesp (2005).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, L.R. et al. **Sewage System Improvement by Operational Parameters Research. Water Environment & Technology.** Vol. 2, nº 12. December, 1990.

AMPI. **Revisão do Estudo de Concepção para o Sistema de Esgotos Sanitários de Tatuí.** Relatório R1. Volume I, Textos. Julho, 1993.

ARAUJO, R. **Projeto de Interceptores de Esgotos. Dimensionamento Hidráulico.** Seminário de Saneamento Básico, Curso de Pós-Graduação PHD-784. Escola Politécnica da USP. São Paulo, Novembro, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Redes Coletoras Esgoto Sanitário. NBR 9649, ABNT, Rio de Janeiro, Novembro, 1986.**

\_\_\_\_\_. **Projeto de Interceptores Esgoto Sanitário. NBR 12207, ABNT, Rio de Janeiro, Abril, 1992.**

AZEVEDO NETTO, J.M. **Contribuições Indevidas para a Rede de Esgotos.** Revista DAE, nº 120, 1979.

AZEVEDO NETTO, J.M. **Sistemas de Esgotamento Unitário e Separador.** Capítulo 2. Curso por Correspondência. Sistema de Coleta e Transporte de Esgotos Sanitários. CETESB. São Paulo, 1987.

LENS, P. et al. **Decentralised Sanitation and Reuse.** Concept. Systems and Implementation. IWA Publishing, 2001.

MELLO, G.S.L. **Investigação das Oscilações Diárias e Transientes de Vazão e Qualidade em Esgotos Urbano no Estado de São Paulo.** Relatório Científico. Instituto Mauá de Tecnologia. São Caetano do Sul, 2002.

METCALF & EDDY. **Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater.** McGraw-Hill. New York, 1981.

PAULI, D.R. **Impacto das Vazões Incontroladas na Operação das Redes Coletoras de Esgotos Sanitários**. Dissertação de Mestrado. Universidade Mackenzie. São Paulo, 1998.

SNIS - Serviços de Água e Esgotos. **Parte 1 – Texto. Visão Geral de Prestação de Serviços. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento**. Ministério das Cidades, Brasília, 2005.

SABESP. **Projeto de Redes Coletoras de Esgotos**. Norma Técnica Sabesp NTS 025. São Paulo, Julho, 2006.

SABESP. **Coletores-Tronco, Interceptores e Emissários por Gravidade**. Norma Técnica Sabesp NTS 026. São Paulo, Maio, 1999.

SABESP. **Poços de Visita com Dissipação de Energia**. Projeto Tietê. Região Metropolitana de São Paulo, 2005.

TCHOBANOGLIOUS, G.; SCHROEDER, E.D. **Water Quality: Characteristic, Modeling, Modifications**. Addison Wesley. London, 1985.

TSUTIYA, M.T.; MACHADO NETO, J.G.O. **Tensão Trativa: Um Critério Econômico para o Dimensionamento das Tubulações de Esgoto**. Revista DAE N° 140.Vol. 45, Março, 1985.

TSUTIYA, M.T.; KANASHIRO, W.H. **Arraste de Ar em Tubulações com Grande Declividade: Algumas Considerações Relacionadas ao Dimensionamento dos Coletores de Esgoto**. Revista DAE, N° 47, Vol. 148, Março, 1987.

TSUTIYA, M.T.; ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1999.

TSUTIYA, M.T.; BUENO, R.C.R. **Contribuição de Águas Pluviais em Sistemas de Esgotos Sanitários. Estudo de Caso da Cidade de Franca, Estado de São Paulo**. 22º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Joinville, Santa Catarina, Setembro, 2003.

VON SPERLING, M. **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos**. Volume 1, 3ª Edição. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. UFMG. Belo Horizonte, 2005.

---