

## Obras Raras Fiocruz

O acervo digital de Obras Raras Fiocruz surgiu para colocar em prática o conceito de preservação e acesso às publicações existentes na Seção de Obras Raras da Biblioteca de Manguinhos da Fundação Oswaldo Cruz, que constitui um componente estratégico para a consolidação da memória institucional e para a História do Brasil.

A gestão do acervo integra as atividades do Laboratório de Digitalização de Obras Raras, criado pelo Multimeios, pólo de desenvolvimento na área de Artes e Design do Instituto de Comunicação e Informação Científica e Tecnológica em Saúde da Fiocruz (Icict). O laboratório iniciou seus trabalhos em 2010 com auxílio do Programa de Indução à Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico (PIPDT).

Alinhada à Política de Acesso Aberto ao Conhecimento, a disponibilização do acervo busca garantir à sociedade o acesso gratuito, público e aberto ao conteúdo integral da obra digitalizada, visando à socialização do acesso igualitário aos documentos que por sua raridade e delicado estado de conservação não podem ser manuseados para consulta.

## Orientações para o uso

Esta é uma cópia digital de um documento (ou parte dele) que pertence a um dos acervos da Fundação Oswaldo Cruz. Trata-se de uma referência a um documento original. Neste sentido, procuramos manter a integridade e a autenticidade da fonte, não realizando alterações no ambiente digital – com exceção de ajustes de cor, contraste e definição.

O Obras Raras Fiocruz assegura a você ou à sua instituição, o direito não exclusivo e não transferível de poder utilizar os textos, as imagens ou vídeos disponíveis para download dentro dos seguintes termos:

### 1. Você pode utilizar esta obra apenas para fins não comerciais

Os livros, textos e imagens que publicamos no Obras Raras Fiocruz são todos de domínio público, no entanto, é proibido o uso comercial dessas imagens.

### 2. O que você não pode fazer

Sublicenciar ou revender livros, textos e imagens do Obras Raras Fiocruz ou partes deles.

Distribuir livros, textos e imagens do acervo do Obras Raras Fiocruz eletronicamente ou fisicamente.

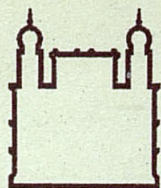
Omitir os créditos do autores Obras Raras Fiocruz, bem como dos autores.

### 3. Atribuição

Quando utilizar este documento em outro contexto, você deve dar crédito ao autor (ou autores), ao Obras Raras Fiocruz e ao acervo que detém a guarda da obra, da forma como aparece na ficha catalográfica (metadados).

### 4. Direitos do autor

No Brasil, os direitos do autor são regulados pela Lei n.º 9.610, de 19 de Fevereiro de 1998. Os direitos do autor estão também respaldados na Convenção de Berna, de 1971.



Ministério da Saúde

**FIOCRUZ**

**Fundação Oswaldo Cruz**

Escola Nacional de Saúde Pública

**SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTOS  
SANITÁRIOS A CUSTO REDUZIDO, PARA CIDADES,  
VILAS, POVOADOS, ÁREAS CARENTES E ÁREAS PERIFÉRICAS**

**PROFESSOR DR<sup>Sc.</sup> SZACHNA ELIASZ CYNAMON**

**3<sup>a</sup> Edição**

**2003**



**MINISTÉRIO DA SAÚDE**  
**FUNDAÇÃO OSWALDO CRUZ**  
**ESCOLA NACIONAL DE SAÚDE PÚBLICA**

**SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTOS SANITÁRIOS A  
CUSTO REDUZIDO, PARA CIDADES, VILAS, POVOADOS,  
ÁREAS CARENTES E ÁREAS PERIFÉRICAS**

**PROFESSOR DRSc..SZACHNA ELIASZ CYNAMON**

**3ª Edição**

**2003**

**MINISTÉRIO DA SAÚDE**

**FUNDAÇÃO OSWALDO CRUZ**

**Presidente Dr. PAULO MARCHIORI BUSS**

**ESCOLA NACIONAL DE SAÚDE PÚBLICA**

**Diretor Dr. Jorge Bermudez**

**Vice Diretor Dr. Antonio Ivo**

**SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTOS SANITÁRIOS A CUSTO  
REDUZIDO PARA CIDADES, VILAS, POVOADOS, ÁREAS CARENTES E  
ÁREAS PERIFÉRICAS**

**PROFESSOR DRSc SZACHNA ELIASZ CYNAMON**

**3ª edição - 2003 reformulada a partir da primeira edição editada em  
Cadernos de Saúde publica Ano I Serie Pesquisa Nº 1- 1980(Desenvolvimento  
Tecnológico ) Publicação da Escola Nacional de Saúde Publica quando a época  
era diretor da ENSP Dr.. Paulo Marchiori Buss e Vice Diretor Sociólogo Arlindo  
Fabio Gomes; Titulo original Sistema não Convencional de esgoto sanitário a  
custo reduzido para pequenas coletividades e áreas periféricas e reformulada na  
2ª edição após a experiência piloto em Brotas - Ceará - 1986.**

**M.S./FIOCRUZ/ENSP**

**Sinotaca: LINCOLM DE FREITAS FILHO**

**Reg. n.º**

**499**

**Em:**

**11 / 07 / 2006**

# **SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTO SANITÁRIO A CUSTO REDUZIDO PARA CIDADES, VILAS POVOADAS, ÁREAS CARENTES E ÁREAS PERIFÉRICAS**

**PROFESSOR DRSc. SZACHNA ELIASZ CYNAMON \***

## **ÍNDICE**

### **Observação Preliminar**

- 1. Introdução I - Tecnologia Apropriada em Saneamento  
- Tecnologia de mais baixo custo**
- 2. Introdução II – Sistema Não Convencional de Esgotos Sanitários a custo reduzido**
- 3. Bases para um método de redução de custos**
- 4. Metodologia para redução de custos**
- 5. Alterações no sistema de projetos**
- 6. Solução alternativa para remoção de lodos nos tanques sépticos**
- 7. Terrenos Íngremes**
- 8. Comparação entre o Sistema Convencional e o Não Convencional Tipo Cynamon**
- 9. Tratamento Final**
- 10. Projeto e execução de sistema de esgoto Não Convencional**
- 11. Solução por etapas para destino dos dejetos humanos e esgotos**
- 12. Dimensionamento de Sistema de Esgotos não Convencional**
- 13. Solução para Áreas Íngremes**
- 14. Solução para destino de dejetos em casos de cólera**
- 15. Exemplo de dimensionamento de sistemas de esgotos, rede e estação de tratamento e orientação para projeto de esgotamento sanitário em terrenos íngremes**
- 16. Tabelas II**

**\* Professor Titular da ENSP (aposentado)**

**Professor da Faculdade de Engenharia da UERJ (aposentado)**

# **SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTOS SANITÁRIOS A CUSTO REDUZIDO PARA CIDADES, VILAS, POVOADOS, ÁREAS CARENTES E ÁREAS PERIFÉRICAS**

**Professor DRSc.Szachna Eliazsz Cynamon**

## **Observação Preliminar**

O método inicialmente apresentado foi elaborado em estrita observância dos princípios de hidráulica, com adaptações a proposição de um Sistema de Tecnologia Adequada e de Menor Custo. Mas do princípio ao fim é técnica e em observância aos aspectos da necessidade de Saúde Pública, dando um efluente que pode ser lançado em Rios, Riachos, Canais e Lagos.

De operação e manutenção simples, exige no entanto que o esquema operacional seja respeitado. Apresenta além do mais a vantagem de se poder voltar em muitos casos ao Sistema Unitário já que o esgoto pluvial receberia esgoto tratado.

Outra vantagem é a de poder ser executado por partes da cidade e cada uma ser de uso imediato. .

A 2ª edição reformulada e simplificada a partir da 1ª é fruto da experiência prática que realizamos já em diversos sítios.

O método com alterações, nos permitiu o equacionamento de áreas de palafita e terrenos alagadiços, cidades pequenas ou grandes a um custo de apenas 30% do custo de um Sistema Convencional.

- Foi fruto de um projeto teórico e da experiência piloto realizada em tamanho natural em Brotas- Itapipoca- Ceará, onde graças ao Financiamento obtido da Kellog Foundation e mais da F.SESP para a sua conclusão e da sua execução também feita pela F. SESP sendo comandada pelo amigo e habilidoso profissional Eng.º Carlos da Fonseca DAUER cuja cooperação foi inestimável e nos permitiram conseguir implantar um sistema com 6.000m de coletores, três ETES e ligações domiciliares nas casas existentes e que funciona com coletores de diâmetro a partir de 40mm.

Cumpre-nos agradecer ao inesquecível Ernani Braga o estímulo e apoio, a Mário Chaves então representante da Kellog a obtenção da ajuda Financeira, aos colegas do Departamento de Saneamento da ENSP a Cooperação e a Arlindo Fábio Gomes que nos estimulou e fez imprimir a 1ª Edição, a Fundação SESP a execução do sistema Brotas que transformou um sonho em realidade.

A 3ª edição, parte da correção de algumas lacunas e ajustes para um melhor entendimento e também mudanças de detalhes de projeto como no caso da ETE, no sistema de drenagem dos filtros de pedra, apresentamos também um exemplo de dimensionamento de um sistema de esgotos, com aplicação em área de declividade nula e uma considerada declividade não nula., bem como a descrição de como proceder nos casos de terrenos de grande declividade de difícil solução por outros métodos..

Apresentamos a mais um tipo de privada que elaboramos por ocasião da epidemia de cólera.



## Dedicatória

**Dedico o trabalho a meus pais, Hersz e Ryfka, à meu sofrido irmão Meilech Chiel que cedo se foi e a minha, esposa, Ida, as filhas, genros, filhos e noras que vem partilhando comigo a ventura de um sanitarista dedicado a seu trabalho.**

**O autor**

# **SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTOS SANITÁRIOS A CUSTO REDUZIDO PARA CIDADES, VILAS, POVOADOS, ÁREAS CARENTES E ÁREAS PERIFÉRICAS**

**Professor DRSc.Szachna Eliaz Cynamon**

## **INTRODUÇÃO - I**

O trabalho parte de um desafio para tornar viável o Sistema de Esgotos Sanitários, de uma forma técnica e de menor custo para áreas carentes, com soluções viáveis para terrenos de pouca ou nenhuma declividade e também para áreas íngremes.

### **1 - TECNOLOGIA APROPRIADA EM SANEAMENTO**

#### **1. Para nós os marcos do tema são:**

- O Saneamento que se situa entre as ações com influência direta sobre a saúde, a proteção do meio ambiente e a qualidade de vida.
- As ações de saneamento cada uma de per si tem que ser abrangentes, sem saneamento para todos, a saúde da população corre graves riscos.
- Para a solução dos problemas de Saneamento é pois indispensável e do interesse intrínseco de todos e de cada um a ação solidária de carentes e não carentes, técnicos, escolas, políticos e governo.

- Para se posicionar de forma correta diante do problema, a engenharia tem que assumir o caráter de solidariedade para que possa atender a sociedade e desempenhar o seu papel.
- No que diz respeito a participação profissional do engenheiro é necessário que a partir dos próprios bancos escolares se prepare a reversão das perspectivas de mercado, através da engenharia solidária e politécnica a um primeiro nível de graduação. É constrangedor viajando pelo país, visualizar a antitécnica com que são feitas as nossas pequenas cidades, vilas e povoados e por outro lado é triste e lamentável que os profissionais que se formam não tenham acesso ao trabalho que lhes cabe e em boa parte pela falta do preparo técnico e visão social. É importante saber que quanto menor a coletividade mais precisa do politécnico.
- Finalmente para a concretização dos pontos anteriores é necessária uma luta permanente para a obtenção e aplicação de tecnologia apropriada e de mais baixo custo, já que em cada sociedade existem extratos de capacidade financeira diferente e é necessário que se atenda a todos.

## 1.2 - Tecnologia apropriada

A tecnologia apropriada é a que se aplica em cada caso de acordo com as condições locais, as conveniências sócio- culturais e econômicas, objetivando chegar a todos os seres humanos o benefício.

Ela não é alienígena, nem nacional, é ambas do conjunto de que a sociedade local dá e recebe, mas é técnica baseada em conhecimento e experiência técnica, numa busca permanente de aperfeiçoamento para melhor atender a objetivos específicos de saúde, no nosso caso, ao alcance de toda uma coletividade.

Embora sendo técnica ela não é convencional dependendo do engenho e arte para resolver da melhor maneira os casos locais, trabalhando junto com a iniciativa local e os materiais que mais facilmente se obtenham. Não convencional tem que ser não somente a tecnologia, o técnico, mas também a população a que o benefício se destina, como exemplo deixando passar coletores nas divisas dos lotes nos fundos ou laterais.

### 1.2.1 - Tecnologia de mais baixo custo

Para a solução dos grandes problemas de massa, considerado o estágio atual, temos que nos voltar para as soluções mais simples, mas sempre com o cuidado de serem antes testadas.

O mais simples não tem receita prévia pois é função do local do tempo e do conhecimento técnico.

Assim quando se projeta um abastecimento d'água por exemplo, a primeira preocupação, deve ser a de como atender a toda população, da forma mais simples mais barata, com sistema factível de operação e manutenção posterior uma vez executada atendendo aos preceitos de segurança em qualidade e quantidade necessárias ao consumo que vão se modificando a medida que a sociedade avança, hoje os perigos da poluição nos mostram que é necessário ter reservas de segurança antes do sistema para atender problemas de correntes poluidoras devidas a desastres a montante nos rios ou de contaminação de poços por obras diversas.

Certos trabalhos permitem a execução por etapas, cada etapa constituindo-se por si só uma melhoria para a população outros não. É o caso por exemplo quando para pequenas cidades, vilas e povoados se projeta um sistema de torneiras públicas que devem ser enquadradas dentro de um sistema maior de abastecimento com rede pública, de tal modo que uma vez que se tenha a condição de passar do sistema de

torneira para o sistema integral de rede seja o trabalho aproveitado, com o mínimo de perdas.

Outro exemplo de sistema por etapas pode ser dado em esgotos iniciando-se a solução com fossas de fermentação. As fossas com projeto inicial próprio, podem ser transformadas em tanques sépticos com leitos de secagem encaminhando-se o efluente para redes de menor diâmetro para transportar os esgotos até um destino final, após tratamento.

No método que propomos uma das vantagens é a de que pode ser executado tomando partes da cidade e colocando o Sistema em funcionamento.

A tecnologia apropriada demanda honestidade para com o alcance dos objetivos.

A tecnologia apropriada é técnica e não admite soluções que por mais “justificadas” que possam ser não atendam aos objetivos. Há um limite neste caso para o barato, e para o simples, este limite é projetar e executar sistemas que possam alcançar o objetivo.

Não consideramos por exemplo como solução técnica por etapas o lançamento do efluente dos sanitários diretamente na superfície do solo, sejam quais forem os argumentos.

Num trabalho como o nosso não há espaço para maiores detalhes já que as tecnologias apropriadas em água, esgotos e lixo são variadas e podemos dar exemplo de muitas delas.

Assim por exemplo contribuimos com sistemas não convencionais para água, esgoto e lixo, que abrem a perspectiva ou se adicionam as tecnologias para solução dos problemas de povoados, vilas, cidades pequenas, favelas e até cidades grandes.

Como um exemplo podemos citar a solução que foi proposta para as áreas alagadas de Belém-Pará que envolve uma população de 400.000 habitantes.

## **INTRODUÇÃO - II**

### **2 - SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE ESGOTOS SANITÁRIOS A CUSTO REDUZIDO**

As soluções para o abastecimento d'água de comunidades devem ser de caráter coletivo, isto é, com rede pública abrangente e com água canalizada para dentro dos domicílios. As coletividades de menor porte e de menores recursos podem ser atendidas por sistemas de concessões técnicas. (Trabalho do autor "Sugestões de Normas para o projeto e execução de pequenos Sistemas de água", apresentado no IV Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária, Brasília, 1967).

Existe hoje no país boa tradição e experiência neste campo. As soluções coletivas são as mais indicadas no caso, como decorrência dos aspectos técnicos, administrativos, econômico-financeiro e, ainda da viabilidade sanitária.

Sem descartar o recurso as soluções individuais, quando, de momento, sejam as únicas viáveis, é forçoso reconhecer que a denominada "solução de casa em casa" apresenta sérios óbices, quando aplicada a aglomerados humanos, devido à impossibilidade de prever-se a cobertura integral da população em tempo hábil, trazendo em conseqüência, problemas entre outros de ordem sanitária como decorrência do não atendimento ao terceiro princípio geral de saneamento, o "Alcance e controle", que nos diz que: "as soluções de saneamento dentro de uma mesma área têm que ser abrangentes" e "a população corre riscos de saúde, quando a cobertura é reduzida."

Implantado um Sistema coletivo público com água canalizada, que vá até aos domicílios forma-se em conseqüência do consumo as água, esgoto sanitário, obrigando a que se dê destino ao mesmo.

Em se tratando de esgotos sanitários a faixa de concentração humana além da qual se deve usar solução coletiva é mais elástica.

Pode-se usar por exemplo como destino dos esgotos, o tanque séptico seguido de fossa absorvente ou campo de absorção, ambas soluções porém, dependem da capacidade de absorção do terreno, se o terreno não absorve tem que se partir para soluções coletivas, o mesmo ocorre nas maiores concentrações e não se pode esquecer que abastecimento d'água é mandatário e por isso em áreas onde o manancial usado é o de água de subsolo e devido as múltiplas possibilidade de sua contaminação, tais como: descontinuidade do solo, fraturas, trabalho do próprio solo, formigas, cargas de transporte a necessidade de ter esgotos aparece mais cedo, sem solução satisfatória para os esgotos, surgem problemas sanitários, estéticos, de maus odores, e formação de focos de mosquitos, além do risco para saúde decorrente da possibilidade do contato direto do homem com material contaminado e da poluição de mananciais

Quando há água canalizada para dentro da casa, as soluções individuais (assim chamadas as soluções "casa-a-casa") para o caso seriam o tanque séptico, seguido de fossa-sumidouro, ou outro sistema de infiltração no solo. Soluções que dependem da disponibilidade e propriedade do solo, com o inconveniente de ter que ser refeitas de tempos em tempos. Quando o solo tem pouca capacidade de percolação, é costume recorrer ao tratamento do efluente dos tanques sépticos em filtros de pedra e, depois, derramar o efluente sobre o solo, ou levá-lo a cursos d'água. As soluções estão condicionadas ao manancial de água disponível e seu uso, que é mandatário, e assim o abastecimento por meio de água de sub-solo, restringe o uso de tanques sépticos ao lançamento de seus efluentes nos esgotos pluviais.

A implantação de sistema de esgotos convencionais esbarra no alto custo de investimento, superior mesmo ao custo dos investimentos necessários para abastecimento d'água. O custo é agravado nas cidades com topografia de pouca ou nenhum declive, obrigando a aprofundar valas, e freqüentemente, instalar estações elevatórias, o custo também aumenta nos locais onde há forte declividade, quando se



é obrigado a recorrer ao sistema de coletores em degraus com o aprofundamento de valas e grande número de poços de visita, para evitar velocidades excessivas.

Se hoje são suficientemente conhecidos e, existem disponíveis métodos para redução dos custos de sistemas coletivos de abastecimento de água para aglomerados menores e de menor renda; no geral, o mesmo não ocorria com relação aos esgotos. No trabalho "Procedimento para equacionamento e projetos de esgotos sanitário de pequenas comunidades", Tese de Doutorado F.H.S.P-USP, São Paulo, 1969, demos uma contribuição para a redução de custos em Sistemas de esgotos destinadas a pequenas coletividades e às áreas periféricas de centros urbanos.

Entre outras coisas foi por mim elaborado e apresentado em substituição aos poços de visita, os tubos de inspeção e limpeza "TIL com Asa". Os PV são estrutura de largo diâmetro e no passado se justificavam devido a que o equipamento de desobstrução existente obrigava a descida de um homem nos poços, hoje com equipamento existente, isto não é mais necessário, e feita com os TIL de diâmetro igual ao maior diâmetro da tubulação a que servem, até 300 mm, o que em bom números de casos de cidades pequenas representa uma economia de 40-50% no custo da rede de esgotos. Mas, quando se chega a galerias, o sistema oferece, mas nem sempre, a mesma redução de custos.

### **2.1.- Bases Para Um Método De Redução De Custos**

Se o propósito é a redução de custos dos sistemas de esgotos, necessário se torna verificar os fatores que contribuem para o aumento dos custos nos esgotos clássicos.

De um modo geral podem ser enumerados:

- a) Nos coletores com diâmetros menores que os das galerias, são os poços de visita (P.V.), problema que pode ser equacionado, como já descrito, pela

substituição dos P.V. por tubos de inspeção e limpeza TIL, quando os coletores são lançados nas calhas das ruas, com mais alguns dispositivos, que serão descritos adiante, objeto deste trabalho; nos casos de coletores lançados nos limites dos lotes ou nas calçadas, os PVs são substituídos por simples caixas de passagem;

b) Diâmetro da tubulação. O custo dos sistemas de esgotos aumenta com o aumento do diâmetro dos coletores, este aumento não é contudo proporcional ao aumento do diâmetro, ao contrário do que acontece em sistemas de água sendo mesmo às vezes como decorrência do movimento dos esgotos nos coletores, vantajoso, o aumento dos diâmetros, para evitar valas de maior profundidade já que os diâmetros maiores requerem menor declividade;

c) Nos Sistemas de abastecimento d'água considerando somente a rede o custo se compõe do custo da vala mais o da tubulação. A profundidade da vala depende do tráfego da via onde ela se acha inserida, e o custo da rede é função do diâmetro da tubulação que também dita as dimensões das peças das quais dependem também os seus custos.

d) Nos sistemas de esgotos clássicos, a movimentação dos esgotos nos coletores se dá em Sistema de Canal; por ação direta da gravidade e seguem sempre na direção das menores cotas e por isso a rede coletora tem profundidade variável;

e) O custo dos sistemas aumenta com o aumento da profundidade das valas, e esta depende, por sua vez, da declividade que é necessária para obter velocidades iguais ou maiores do que as velocidades mínimas necessárias aos esgotos dentro dos coletores, velocidade abaixo das quais se dá o depósito do material em suspensão;

f) O custo dos sistemas aumenta com a implantação de elevatórias;

g) O custo do projeto pode aumentar ou diminuir com as exigências das normas;

**As normas para projetos convencionais clássicos para esgotos obrigam ao uso de grande número de P.Vs.**

Estes devem ser instalados: no início de cada coletor, nos pontos de mudança de direção tanto na vertical como na horizontal, na junção de dois ou mais coletores, e dependem ainda da distancia entre dois coletores .Os P.Vs podem ser substituídos por TILs ou caixas de passagem como já descrito.

Os fatores de **a** a **f** se inter-relacionam como é a seguir descrito.

- Há limites estipulados para diâmetros mínimos, a fim de evitar entupimento da rede;
- As normas atuais para projeto fixam o diâmetro mínimo em 150mm para os coletores de rua e em 100mm para os ramais domiciliares. A razão desta diferença está em que, para as mesmas vazões, diâmetros maiores requerem menor declividade para obtenção da velocidade necessária para evitar deposito de material suspenso. Os trechos da saída do domicilio ao coletor são relativamente curtos e em geral, permitem boa declividade para alcançar o coletor da rua, cuja profundidade mínima fica na dependência do trafego, e é usualmente, de 1,0 a 1,20m. Essa profundidade é geralmente, suficiente para que o ramal do esgoto domiciliar com 100mm (quatro polegadas) de diâmetro tenha a declividade necessária;
- A redução do diâmetro dos coletores das cabeceiras dos Sistemas de Esgotos e das ligações domiciliares, que interessa para obter a redução de custos de

Sistemas de Esgotos só é possível, mudando entre outras coisas, as dimensões do material flutuante e portanto a natureza dos esgotos ;

- Em terrenos com declividade favorável não há problemas em outros a redução das dimensões das valas só é possível com a redução das declividades dos coletores que são, por sua vez função das vazões dos esgotos e das velocidades mínimas estabelecidas para os esgotos a fim de evitar depósitos. As vazões dos esgotos são determinadas pelo consumo d'água e as vazões de cálculo , segundo a expressão de Chezy e coeficiente de Darcy para escoamento em canais, a seguir indicada ou outras como as de Manig, Gaguilet Kuter, William Hazen, e outras:

$$V = C\sqrt{RI} \quad \text{e} \quad I = \frac{V^2}{C^2R}$$

Onde :

V - Velocidade em – m/s

R - Raio hidráulico – m

I - declividade – m/m

C - constante que depende por sua vez do material e do raio

Hidráulico;

- Expressão que nos mostra, que a declividade necessária para dentro do coletor varia com o quadrado da velocidade e, indica, por si só, que a velocidade requerida nos coletores é também determinante do custo de sistema de esgotos.
- As velocidades mínimas são estabelecidas para evitar o depósito de substâncias em suspensão nos esgotos sanitários e, de acordo com as normas para esgotos convencionais clássicos, elas se situam entre 0,50 e 0,60m/s;
- As velocidades máximas são estabelecidas para evitar pela abrasão danos aos coletores e variam com o material de que são feitos os coletores.

- Nos terrenos íngremes, a adoção das velocidades máximas é outro fator de encarecimento das redes, quando obrigam ao uso do artifício de projeto em degraus com introdução de poços de visitas, profundos com tubos de queda, de modo a cortar a rede em trechos, nos quais se dá aos coletores declividade menor que as do terreno, assim, obtendo menor velocidade;
- As redes de esgotos, neste caso, aumentam de custo como resultado do aumento da profundidade das valas e do número de poços de visita. conseqüente a curta distancia entre os poços.

**Um artifício empregado para projeto em terrenos íngremes, para reduzir custos, consiste em diminuir os diâmetros dos coletores até o mínimo possível e permissível.**

A topografia do terreno leva, assim, a três situações diferentes:

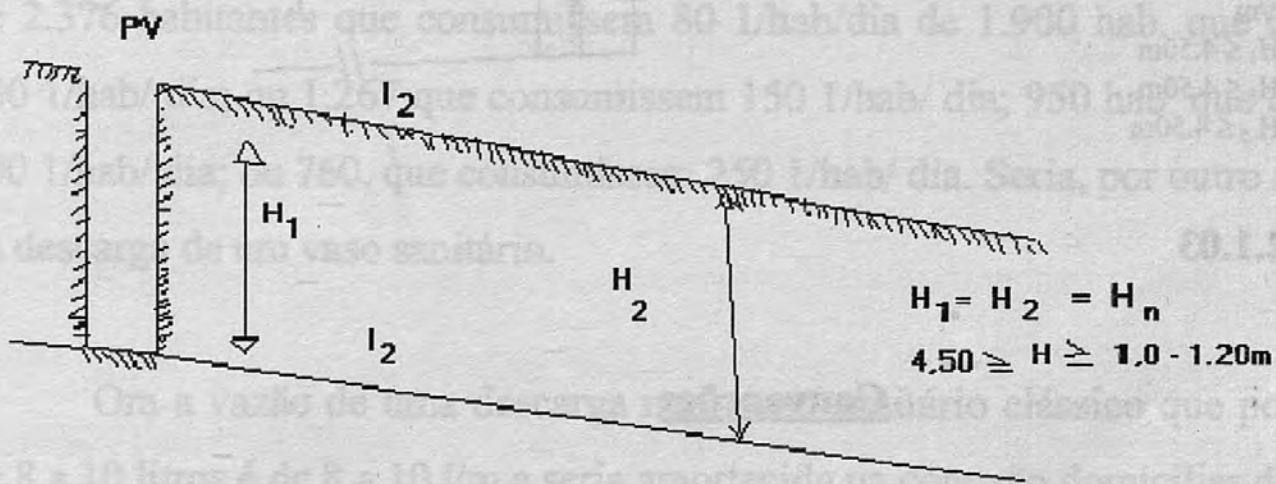
- a) Declive do terreno favorável, que permita que seguindo o mínimo de profundidade da rede em relação ao nível do terreno, se possa manter os coletores paralelos ao nível do terreno.
- b) Terrenos ou trechos em terrenos de superfície plana com pouco ou nenhum declive, obrigam ao aumento cada vez maior da profundidade dos coletores, a partir das cabeceiras, até que, chegado o limite de profundidade preestabelecido como máximo: 4,5m nas normas antigas, (sendo admitido 6m nas normas atuais para pequenos trechos), se é obrigado ao emprego de estações elevatórias.

O artifício para redução de declividade, consiste em aumentar diâmetros, o que, entretanto, tem limite ditado pela exigência da lâmina mínima, admissível para os esgotos nos coletores, que é de  $0,20 D$  nos sistemas convencionais e necessário para que se dê o arraste do material grosseiro em suspensão.

c) Terrenos íngremes que obrigam ao uso de poços de visita com maior profundidades e tubos de queda e executados com pequeno espaçamento uns dos outros para redução da velocidade de escoamento nos coletores e melhoria da durabilidade, utilizando possibilitar a condição mais desfavorável como vazão e a mais favorável em relação a velocidade, aumentando o numero dos poços de visita e o volume das valas.

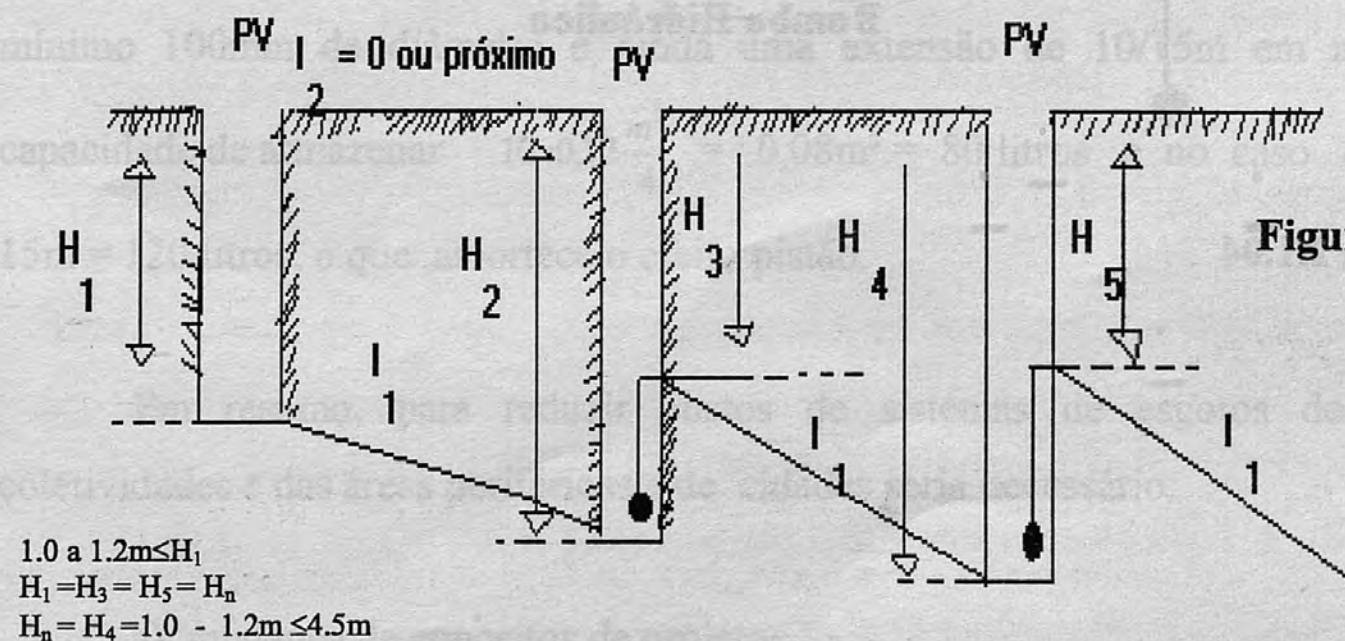
Três situações topográficas exigindo soluções diferentes para sistemas de esgotos:

Terrenos com declividade favorável



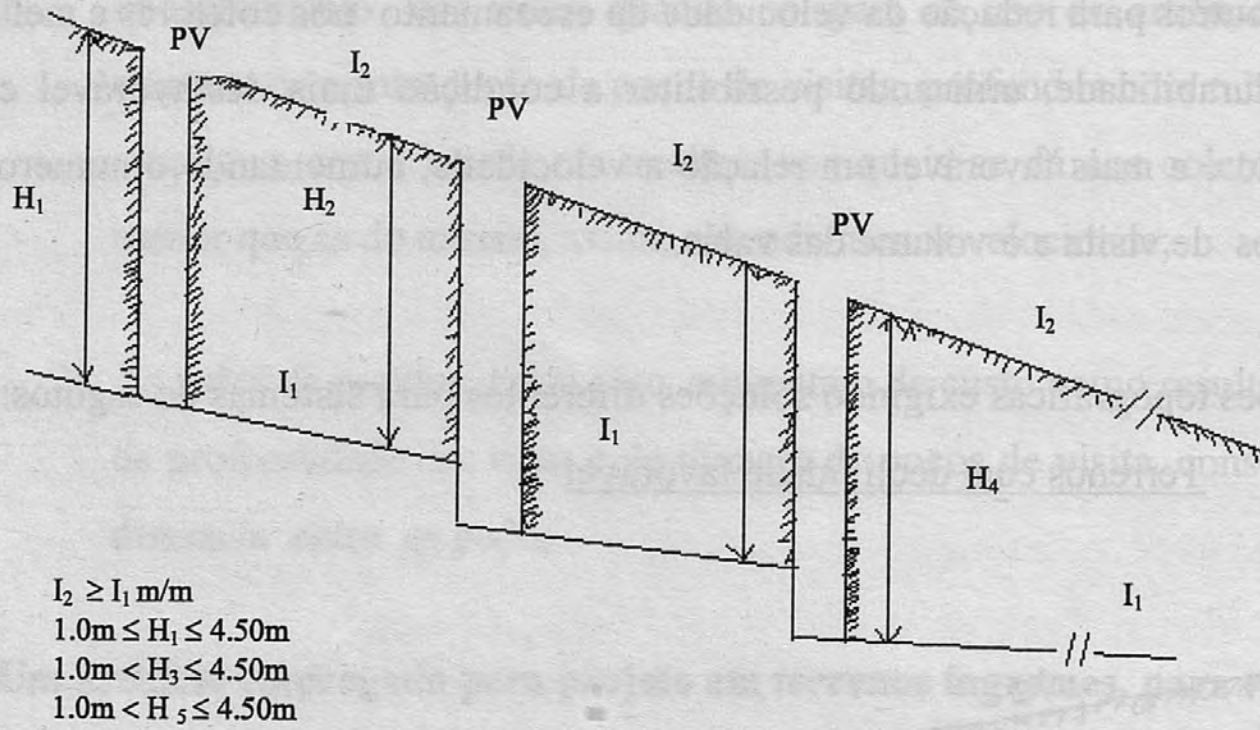
**Figura 2.1.01**

Terrenos de pouca ou nenhuma declividade



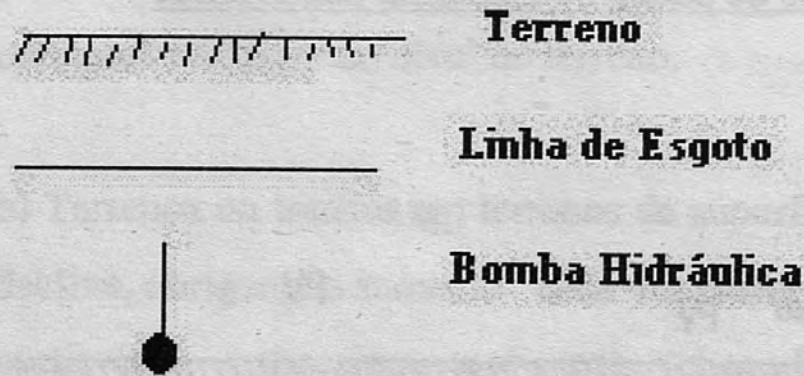
**Figura 2.1.02**

## Terrenos íngremes



**Figura 2.1.03**

## Convenções



**Figura 2.1.04**

### 3 - METODOLOGIA PARA REDUÇÃO DE CUSTOS

Para obter a redução de custos, são necessárias modificações, de conceitos e de exigências nos sistemas atuais de projetos.

Assim, por exemplo, as concepções atuais de cálculo de rede de esgotos, embora prevendo que o fluxo nos coletores de esgotos não é nem constante, nem contínuo, usam o artifício da vazão fixa para o cálculo, como se o fluxo fosse permanente e contínuo, mais ainda, nas cabeceiras dos coletores estipulam, para a vazão de cálculo, o mínimo de 2,2 l/s, que seria a vazão de esgotos de uma população de 2.376 habitantes que consumissem 80 l/hab/dia de 1.900 hab. que consumissem 100 l/hab/ dia; ou 1.267 que consumissem 150 l/hab/ dia; 950 hab. que consumissem 200 l/hab/ dia; ou 760. que consumissem 250 l/hab/ dia. Seria, por outro lado, a vazão da descarga de um vaso sanitário.

Ora a vazão de uma descarga num vaso sanitário clássico que pode consumir de 8 a 10 litros é de 8 a 10 l/m e seria amortecida na conexão domiciliar de 100 mm de diâmetro mínimo e com uma distância de 10 a 15m de comprimento da casa ao coletor da rua.

O efeito pistão de uma descarga sanitária deve ser considerado e existe, acontece, no entanto, que a conexão domiciliar da casa a rede pública que tem como mínimo 100mm de diâmetro e ainda uma extensão de 10/15m em média, tem capacidade de armazenar  $10 \times 0,12 \frac{m^3}{4} = 0,08m^3 = 80 \text{ litros}$  e no caso de 15m = 120 litros, o que amortece o efeito pistão.

Em resumo, para reduzir custos de sistemas de esgotos de pequenas coletividades e das áreas periféricas e de cidades seria necessário:

- a) mudança de conceitos de projeto;



b) substituição de poços de visita por tubos de inspeção e limpeza TIL de formato próprio com “T” em asa, como descrito no trabalho de nossa tese já citado quando os coletores são executados nas calhas das ruas, ou simples caixas de passagem com coletores nos limites dos lotes ou nas calçadas, a redução de custo esperada é de mais de 50% do custo total da rede, variando de acordo com a composição de tubos projetados de 150mm a 400mm;

c) redução dos diâmetros: A substituição de tubos de determinado diâmetro por tubos, cujo diâmetro seja a metade, implicaria numa redução de 10% a 20% do custo. Para utilização de tubos com diâmetro menor do que 100mm, é necessário modificar a natureza dos esgotos com seu material flutuante.

d) redução das velocidades estipuladas como necessárias nos esgotos, a fim de que se possam usar declividades menores. Como a declividade é função do quadrado da velocidade, a redução da velocidade para a metade resulta numa redução para  $\frac{1}{4}$  da declividade necessária, ou seja, uma redução média de 50% no volume necessário para as valas ou, mais

uma vez 30% na redução total de custos. Para evitar os depósitos, quando se reduz à velocidade, é necessário modificar os esgotos.

Assim, nos casos extremos de redes com coletores de pequenos diâmetros, ou seja, o caso de pequenas coletividades de menor porte e o das áreas periféricas.

A redução de custos prevista, quando se fazem estas modificações é:

Substituição de poços de visita por TILs .....	45%
Redução de diâmetros (10% do restante 60%).....	6%
Redução de declividade (30% do restante 60%).....	18%
Total da redução	69%

Para diâmetros maiores a redução seria:

Substituição de poços de visita por TILs ou	20%
Redução de diâmetro..(10% do restante 80%)	8%
Redução de declividade.(40% dos restantes 70%)	28%
Total de Redução.....	56%

Esta redução prevista é teórica; em Brotas, a redução de custos em comparação com sistemas semelhantes do Ceará foi de 80%, dados tirados dos registros contábeis de projetos de esgotos executados.

Além da substituição dos poços de visita por **TIL** o primeiro item a modificar, é o relativo à natureza dos esgotos.

Os esgotos poderiam ser modificados por trituração resolvendo, em parte, o problema da necessidade de diâmetros mínimos para os coletores e teria sua utilidade nos casos de terrenos íngremes, mas não resolveria o problema da velocidade mínima necessária para evitar depósitos, não permitindo reduzir as declividades dos coletores e, por conseqüência, o afundamento das valas nos terrenos de pouco declive.

A forma mais interessante que achamos para reduzir, ao mesmo tempo, os diâmetros e as velocidades foi através da instalação de tanques sépticos apropriados nos próprios domicílios.

O tanque séptico, ao mesmo tempo em que remove as partes grosseiras, pois funciona como decantador, permite a redução dos diâmetros dos coletores, pois reduz também as substancias em suspensão como decorrência do grande tempo de retenção dos esgotos nos tanques sépticos.

É de se supor que as partículas que não se depositam no tanque séptico dentro do qual a velocidade é extremamente reduzida e muito abaixo de 0,50m/s, podendo

chegar a 0,00001 m/s não se depositarão, por exemplo, quando se alcançar esta velocidade e mais ainda velocidades nos esgotos de até 0,005 m/s.

Dispositivos auxiliares, simples tubos, a saída do tanque séptico podem aumentar a decantação e o depósito no tanque séptico. Para tanto se faz uma dupla compartimentação, e à saída do T.S. nos casos de velocidade muito baixas poderá se instalar um sifão no final na saída do segundo compartimento.

As descargas intermitentes dadas pelo sifão farão a limpeza do ramal domiciliar e ajudarão no efeito pistão nos coletores. Com o uso do tanque séptico, mesmo sem o sifão poder-se-á chegar a diâmetros de 40 mm (1 1/2") ou mesmo 25mm (1") para o ramal domiciliar após os tanques sépticos e também nos coletores da rua.

No momento o uso de coletores de 38/40 mm para água é mais econômico já que não se fabricam tubos de 25mm para esgotos.

No tanque também se dá um tratamento primário aos esgotos.

A economia advinda da redução de diâmetros dos tubos no ramal domiciliar de 100 para 40 mm paga, nas unidades pequenas, o custo do tanque séptico, desde que a localização do mesmo seja próxima à da fonte de fornecimento de esgotos, já que desta fonte ao tanque séptico o diâmetro mínimo tem que ser de 100mm.

No caso de instalações sanitárias mais modestas e também em casas situadas em morro, a falta de espaço não impede o sistema já que o tanque séptico poderá ser localizado logo abaixo da privada, banheiro ou mesmo embaixo do piso da cozinha, excetuando-se a entrada apropriada de água servida no T.S.

A implantação de tanques sépticos como artifício para a redução dos custos em redes de esgotos sanitários obriga, a que a remoção periódica do lodo dos mesmos seja feita em escala correta uma vez por ano. A remoção dos lodos poderia ser feita por entidade pública, empresa ou autarquia, ou pelos próprios moradores orientados

por um auxiliar de saneamento ou agente de saúde dando num mesmo dia orientação aos moradores de um mesmo quarteirão.

Para a redução dos custos operacionais, por ocasião da remoção do lodo, é necessário que a posição do tanque séptico seja facilmente identificada, e que o mesmo tenha dispositivo que facilite a remoção do lodo: tubo de 100 mm de capacidade, por exemplo devidamente protegido por um caps que mergulhado no fundo do tanque, no ponto de acúmulo do lodo, venha até a superfície do solo.

Como solução alternativa para a remoção dos lodos líquidos, indicamos ao final do livro um dispositivo simples de remoção e sacagem dos mesmos em leito de sacagem anexo ao tanque séptico. Nos casos em que o terreno é pouco absorvente o leito de sacagem poderá ter o fundo vedado formando-se um tanque simples no qual se adiciona cal por ocasião da descarga do lodo, a cal age como desinfetante e coagulante facilitando a secagem do lodo que aí permanece por um ano e imediatamente antes de uma nova descarga de lodo deverá ser removido.



## 4. ALTERAÇÕES NOS PROJETOS

A mudança do dimensionamento das redes de esgotos sanitários em trechos sem declive ou áreas planas, só foi possível com a transformação das características dos esgotos resultantes do emprego de tanques sépticos como descrito. Na prática o tanque séptico transforma os esgotos sanitários em água suja.

No sistema convencional os coletores são calculados com funcionamento em sistema de canal porque o esgoto deve sair dos prédios para a rede coletora e para que isto aconteça nos diversos trechos é necessário que a rede coletora funcione em sistema de conduto livre para evitar refluxos para dentro dos prédios que ocorreriam no caso dos coletores serem pressurizados e vindos de cotas superiores as do prédio situado em cota mais baixa e onde se lançam os esgotos.

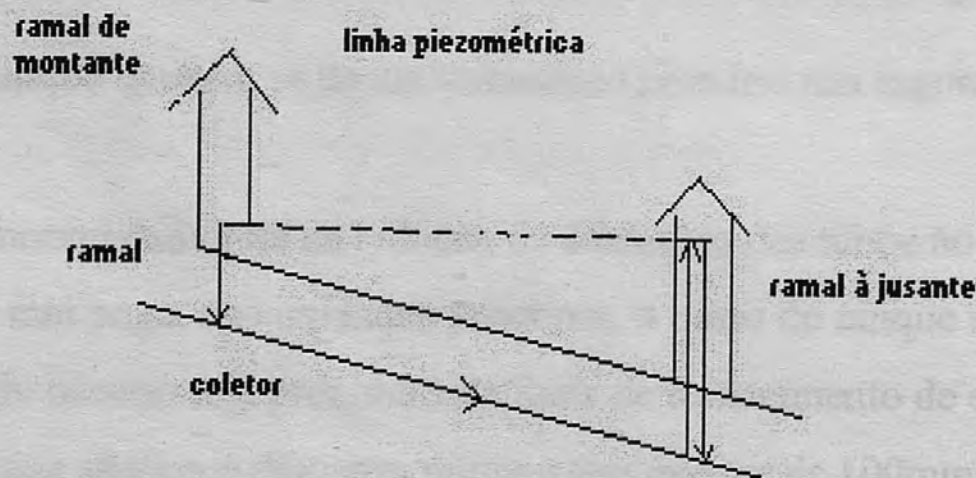


Figura 4.01

### 4.1 – Coletores assentados em áreas planas ou trechos planos.

Partimos do caso desfavorável para execução de esgotos que é o de cidades planas ou trechos sem declive, neste caso as normas para esgotos clássicos nos levam a executar valas de profundidade crescente a medida que avança a rede dos esgotos com o aumento das escavações e dos escoramentos para permitir a obtenção das

declividades necessárias para se manter as velocidades de escoamento acima do mínimo requerido.

A redução da disponibilidade de declividade natural para os coletores leva caso se queira acompanhar o declive do terreno à redução de velocidade dos esgotos nos mesmos, como se deduz da expressão de Chezy, comumente usada no cálculo do movimento dos esgotos em canais. Segundo já descrito  $V=C\sqrt{RI}$  e  $I=\frac{V^2}{C^2R}$  pela qual se verifica que a declividade varia com o quadrado da velocidade.

A velocidade mínima nos esgotos clássicos é limitada pela necessidade de evitar depósitos, sendo fixada entre 0,50 e 0,60 m/s ; já a velocidade máxima é estabelecida dependendo do material das tubulações. Com o emprego dos dispositivos apontados, (tanques sépticos) a velocidade poderá ser reduzida a 0,05 m/s ou menos, já que nos dispositivos de tanque sépticos propostos, a saída das casas é em torno de 0,0001 a 0,0005 m/s e, o material em suspensão que não depositou com a velocidade 0,0001 m/s, não depositará com a de 0,05 m/s ou mesmo 0,005 m/s.

Para cálculo do dimensionamento de trechos planos no sistema não convencional, considerando que o movimento nos coletores de esgotos não é nem contínuo nem permanente, escolhemos para a hipótese de cálculo um movimento em pistão no início de cada trecho limitado por dois TILs sucessivos.

Mantendo-se por hipótese o coletor em cada trecho na horizontal ou paralelo à linha do terreno, quando o caso, se supõe introduzido o esgoto através do TIL de entrada e escoando entre este TIL e o seguinte, através do coletor. Enchendo-se o trecho pelo TIL de entrada e vazando para o trecho seguinte através de um degrau na saída do TIL. O movimento de pistão dos esgotos será obtido, quando a coluna de esgotos no TIL de montante, atingir um nível tal em relação ao nível do esgoto a jusante que seja capaz de impulsionar o esgoto acumulado, no trecho a jusante ou seja, quando for capaz de vencer a perda de carga no trecho a jusante.

Nos casos de coletores em trechos planos, adotamos para cada trecho do coletor, em primeira mão, o desnível natural do terreno ou quando isto não é possível, o desnível capaz de reduzir ao máximo a necessidade de elevatórias.

Dado o desnível permissível ou aconselhado para o trecho e dependente do diâmetro do coletor e, seu material, pode-se obter com a vazão máxima e, conseqüentemente a velocidade a perda de carga pela expressão de Hazen William para a movimentação da água em tubulação de pressão, modificada e adaptada por Enio Tourasse:

$$\text{Segundo Hazen: } J = 5,8512963 \times 10^{-6} \left( \frac{C_{90}}{C} \right)^{1,852} \times D^{-487} \times Q^{1,852}$$

$$\text{Segundo Tourasse } J = A \times Q^{1,852} \quad \text{donde } Q = \left( \frac{J}{A} \right)^{\frac{1}{1,852}}$$

Em que:

J = Perda de carga dada em m/ km ( desnível do coletor no terreno);

D = Diâmetro do tubo é dado em mm;

Q = Vazão é dada em, l / s;

$C_{90}$  e C = Coeficientes de Willian Hazen que dependem do tipo material da tubulação.

**A é tirado da tabela de Enio Tourasse em função de C e D;**

Quando a velocidade no início dos coletores de montante for inferior a 0,005 m/s o movimento poderá ser ajudado, instalando-se nos tanques sépticos sifões, a impulsão gerada pela passagem brusca dos efluentes pelos sifões darão no trecho

velocidade intermitente maior. A pratica até agora mostrou não serem necessários os sifões.

O “estoque” de desníveis de um trecho maior assim chamado ao desnível disponível ou possível é subdividido entre os trechos menores que o compõe e os degraus são feitos nas retas extensas, nas curvas ou junções de coletores. Nos degraus deve-se ter um TIL ou nos casos de calçadas ou divisórias de lotes no quintal, uma caixa de passagem de 0,30 x 0,30 m ou mais de acordo com o diâmetro.

Entre um e outro degrau, a vazão é acrescida da vazão entrante no trecho, pode-se assim, determinar para o trecho seguinte, para cada diâmetro e vazão as respectivas velocidades iniciais.

No degrau situado no final de cada trecho se terá uma queda, onde o movimento é crítico. A queda provoca um arraste, com vazões e velocidades críticas.

A vazão crítica se dá segundo a expressão:

$$Q/g = S\sqrt{hm}$$

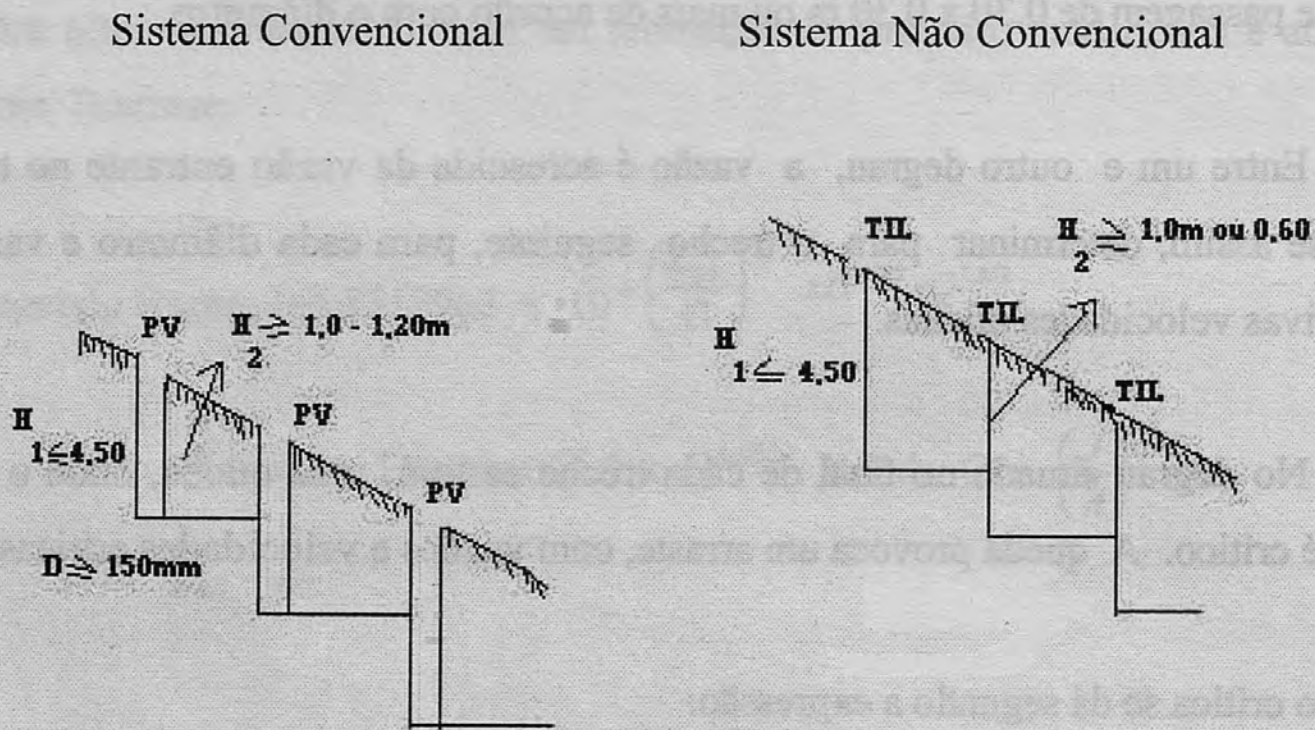
e como  $g = 9,81 \text{ m/s}$  se tem  $0,1019 \times Q = S \sqrt{hm}$

Com as vazões de montante do trecho, e com auxílio de gráficos, pode-se calcular o desnível do trecho, e em função do comprimento do trecho, a vazão no fim do trecho. Com o objetivo de dar maior segurança ao projeto, deixamos de considerar a impulsão provinda das ligações domiciliares não as incluímos nas respectivas tabelas.

Quando as declividades naturais do terreno forem superiores às previstas nas tabelas, haverá para cada diâmetro e vazão um aumento de velocidade Além das velocidades máximas estabelecidas, há o desgaste excessivo de material da rede. A fim de evitar este desgaste, a rede deverá ter declividade menor que a do terreno, o que se



consegue na forma clássica com uma rede em degraus obrigando no caso dos esgotos projetados e calculados da forma clássica, a implantação de poços de visita, um próximo do outro ou na forma por nós proposta para redução de custos, se usariam como dispositivos de inspeção e limpeza os tubos de inspeção com “ T ” com asa (TIL) na Figura 4.02, quando a rede corre pela rua, ou caixas de passagem quando é executado nas calçadas ou divisórias dos lotes.



**Figura 4.02**

A velocidade máxima admissível para os esgotos depende do material empregado nas tubulações e, normalmente, se estabelecem para os diversos materiais as seguintes velocidades:

<u>Material</u>	<u>Velocidade m/s</u>
manilha	5,0
concreto	4,0
cimento amianto	3,0
ferro fundido	6,0
PVC	6,0 a 5,0

Em resumo, para terrenos de pouca declividade, em cada caso, conhecida a vazão e o desnível, chega-se a um diâmetro. Com um diâmetro e vazão, chega-se a velocidade.

A expressão de cálculo é:

$$J = A \times Q^{1,852}$$

Onde:

$$J = \text{Desnível} - \text{m/km}$$

Q = Vazão de cálculo – é a vazão calculada para o fim do trecho e de acordo com a população de saturação.

A é tirada da tabela nº 01 em Função de C e D.

Table 01: A function of C and D. The table contains multiple columns of numerical data, likely representing different pipe materials and diameters, used for determining the coefficient 'A' based on roughness coefficient 'C' and diameter 'D'.

Table 02: A function of C and D. This table provides specific values for the coefficient 'A' based on the roughness coefficient 'C' and the diameter 'D'.

b) Redução de diâmetro... (The text is very faint and partially obscured by a large watermark, making it difficult to read accurately. It appears to discuss pipe diameter reduction and its effects on flow characteristics.)

# TABELA Nº 01

Reformulada por  
**ESCOAMENTO EM TUBOS - FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS**      **Enio Tourasse**

## SEÇÕES TRANSVERSAIS

$$K = \left( \frac{C_{100}}{C} \right)^{1.852}$$

D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	C	K
25	.0004909	200	0.0314159	80	1.51174
38	.0011045	250	0.0490874	90	1.21547
50	0.0019635	300	0.0706858	100	1.00000
60	0.0028274	350	0.0962113	110	0.83819
75	0.0044179	400	0.1256640	120	0.71344
100	0.0078540	450	0.1590430	125	0.66149
125	0.0122718	500	0.1963500	130	0.61514
150	0.0176715	550	0.2375830	140	0.53625

## PERDAS DE CARGA

$$J = 5.8512963 \times 10^{-6} \left( \frac{C_{100}}{C} \right)^{1.852} D^{-4.87} Q^{1.852} \quad e \quad J = A \times Q^{1.852} \quad J = A \times Q^{1.852}$$

J - (m/km)  
D - (m)  
Q - (l/Seg)

## VALORES DE A

D (mm)	C=100	C=110	C=120	C=125	C=130	C=140
25	370.92941300	310.90429000	264.63160000	245.36213000	228.16928	198.907680000
38	48.27318700	40.46210000	34.44002000	31.93223000	29.69477	25.8865000000
50	12.684350000	10.63185000	9.049500000	8.390559000	7.802703	6.8020380000
60	5.219820000	4.37518000	3.724020000	3.452854000	3.210942	2.7991510000
75	1.760770000	1.47585000	1.256200000	1.164730000	1.196127	0.9442230000
100	0.433763000	0.36357400	0.309463000	0.286929000	0.2666827	0.2326070000
125	0.146319000	0.12264300	0.104390000	0.096788400	0.0900072	0.0784641000
150	0.060212600	0.05046940	0.042958000	0.039830000	0.0370395	0.0322893000
200	0.014833200	0.01243300	0.010582600	0.009811200	0.0091246	0.0079544000
250	5.00362X10 <sup>-3</sup>	4.19397X10 <sup>-3</sup>	3.56977X10 <sup>-3</sup>	3.30984X10 <sup>-3</sup>		2.683213X10 <sup>-3</sup>
300	2.05907X10 <sup>-3</sup>	1.72589X10 <sup>-3</sup>	1.46902X10 <sup>-3</sup>	1.36205X10 <sup>-3</sup>	3.07795X10 <sup>-3</sup>	
350	9.71943X10 <sup>-4</sup>	8.14670X10 <sup>-4</sup>	6.93221X10 <sup>-4</sup>	6.42930X10 <sup>-4</sup>	1.26663X10 <sup>-3</sup>	1.104187X10 <sup>-3</sup>
400	5.07248X10 <sup>-4</sup>	4.25169X10 <sup>-4</sup>	3.61890X10 <sup>-4</sup>	3.35539X10 <sup>-4</sup>	5.97885X10 <sup>-4</sup>	5.21209X10 <sup>-4</sup>
450	2.85830X10 <sup>-4</sup>	2.03922X10 <sup>-4</sup>	2.03922X10 <sup>-4</sup>	1.89073X10 <sup>-4</sup>	3.12030X10 <sup>-4</sup>	2.72014X10 <sup>-4</sup>
500	1.71107X10 <sup>-4</sup>	1.22074X10 <sup>-4</sup>	1.22074X10 <sup>-4</sup>	1.13185X10 <sup>-4</sup>	1.75826X10 <sup>-4</sup>	1.53277X10 <sup>-4</sup>
550	1.07569X10 <sup>-4</sup>	0.981629X10 <sup>-4</sup>	0.767438X10 <sup>-4</sup>	0.711557X10 <sup>-4</sup>	1.05256X10 <sup>-4</sup>	0.917570X10 <sup>-4</sup>
					0.661702X10 <sup>-4</sup>	0.576842X10 <sup>-4</sup>

## Escoamento em Tubos

### VELOCIDADES E VAZÕES MÁXIMAS - DISTRIBUIÇÃO

D (mm)	V (m/s)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Q (l/s)
25	0.55	0.27	150	0.80	14.1	450	1.30	207.0
38	0.60	0.68	200	0.90	28.3	500	1.40	275.0
50	0.60	1.2	250	1.00	49.1	550	1.50	356.0
60	0.70	2.0	300	1.10	77.8			
75	0.70	3.1	350	1.20	116.0			
100	0.75	5.9	400	1.25	157.0			

#### **4.2 - Terrenos com declividade favorável:**

Os casos mais favoráveis, são os de terrenos de boa declividade, tal que as tubulações dos esgotos podem ser assentadas paralelamente à superfície do terreno.

A economia neste caso, se obtém do uso do TIL e de coletores, de menor diâmetro, a partir de 25 – 40 mm de diâmetro. Outra forma de economia pode ser obtida fazendo passar os coletores nas divisas dos fundos dos lotes ou na das laterais, com redução das profundidades de valas.

Para calculo do dimensionamento dos tubos neste caso poderá se usar o mesmo calculo anterior e J no caso vem a ser a declividade. Com a vazão conhecida e J conhecido, C conhecido se calcula S comparado com a tabela nos dá o diâmetro.

Na passagem de rua se protegem os coletores com um encamisamento usando como camisa um tubo de diâmetro maior do que o do coletor entre este e o coletor se enche o espaço vazio com areia.

#### **4.3 – Terrenos com grande declividade**

Nos casos de terrenos com grande declividade, se obterá economia:

- a) Pela substituição dos poços de visita por tubos de inspeção e limpeza TIL, como já descrito;
- b) Redução dos diâmetros obtida como já descrito no caso de cidades planas, ou seja, o uso de tanques sépticos com a ressalva de que, nestes casos, nunca se chega a usar sifão à saída dos tanques sépticos. O diâmetro mínimo poderá passar para 25mm (1), em casos extremos mas sempre no caso das conexões após a saída do tanque séptico, ou em áreas íngremes nos coletores;

- c) esgotar as tentativas de manter as tubulações paralelas a linha de declive natural do solo;
- d) nos casos de terrenos, onde há dificuldade de execução de valas projetar e executar duas redes em baixo das calçadas, uma de cada lado da rua, ao invés de uma só na rua, o que facilita e reduz custos da conexão domiciliar e permite chegar a declividades maiores, como indicado nas tabelas com o uso de diâmetros menores conseqüentes a vazões de calculo menores;
- e) nos casos de disposição urbana não regular (por exemplo: favelas, não totalmente anárquicas), pode-se implantar sistemas de esgotos, usando, além dos artifícios apontados, o recurso à implantação de tubos de inspeção e limpeza TIL, com diâmetro de 50mm, colocados em pontos convenientemente escolhidos;
- f) no caso do lançamento dos coletores quer nos limites dos lotes ou nas calçadas das ruas e quando se tenha profundidade das valas menor do que 1,0m ao em vez do TIL, pode-se usar simples caixa de passagem de 0,30m de diâmetro;
- g) A metodologia de cálculo, a seguir, aplicada, nestes casos, é a metodologia clássica, com o uso das fórmulas de Chezy e coeficiente de Darcy podendo porém usar outras como as de Maning etc.  $V = C\sqrt{RI}$ .

## Para facilitar o cálculo elaboramos as tabelas II.

As tabelas II, apresentadas, foram calculadas com o auxílio da Tabela 01 A , extraída do “ Manual de Hidráulica” de AZEVEDO Neto, 5ª edição, para obtenção dos raios hidráulicos e das seções molhadas, com lâminas d’água, variando de 0,05 a 0,80D e usando a expressão de Chezy  $V = C\sqrt{RI}$  para escoamento em canais.

**Obs: As tabelas II se encontram na parte final do livro.**

O limite de 0,80 D foi estabelecido para que, em dutos de pequenos diâmetros, se possa garantir o funcionamento em sistemas de canal, evitando o funcionamento em tubulação de pressão, por variações exageradas de vazão, além do previsto.

As tabelas foram elaboradas diâmetro a diâmetro, estabelecendo-se a velocidade máxima. Com a velocidade máxima e a lâmina de 0,80 D, obtêm-se para cada diâmetro e altura de lamina d'água o raio hidráulico e a área molhada; o

coeficiente C é obtido da expressão de Darcy  $C = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$  na qual n depende do

material das tubulações sendo 0,16 para PVC. A partir de V, C e R se obtêm a declividade máxima. A declividade máxima calculada é adotada para o cálculo dos parâmetros relativos às demais alturas da lâmina d'água, prevista com o mesmo diâmetro, calculando-se, seção por seção, os elementos desejados S, Q e V.

#### **4.4 - Procedimento para dimensionamento da rede em caso de terreno em declive.**

Adotaremos neste trabalho as seguintes convenções:

- parâmetros sem índice Q, I, V, S, vazões, declividades, velocidades e seções molhadas no geral, forma literal;
- $Q_1, I_1, V_1, S_1$ , vazões, declividades, velocidades e seções molhadas tabeladas;
- $Q_2, I_2, V_2, S_2$  vazões, declividades, velocidades e seções molhadas dados do caso prático, ou calculadas.;

A solução mais econômica se obtém quando se consegue projetar a linha dos esgotos paralela a linha da superfície do terreno, usando-se o diâmetro, mínimo em cada caso;

Para dimensionamento dos coletores começamos, desta maneira, a tentativa pelo menor diâmetro, admissível e existente nas tabelas.

### Hipóteses para cálculo da Rede:

1ª hipótese:

- $Q_2$  e  $I_2$  atendem ao tabelado. Não há problemas e serão os adotados;

2ª hipótese:

- $Q_2$  e  $I_2$  diferentes do tabelado  $I_2 > I_1$  e  $Q_2 < Q_1$ ;

O método que adotaremos para o cálculo do dimensionamento é o da falsa hipótese;

- $V_1 = C\sqrt{RI_1}$  ;

- $V_2 = C\sqrt{RI_2}$  Situação que só ocorre quando se tem o mesmo diâmetro e mesma seção molhada, Se a velocidade máxima estabelecida é de 5m/s, para que a solução seja viável, é necessário que:

$$\text{➤ } \frac{V_2}{V_1} = \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} = m \quad \text{donde } V_1 = V_2 \times m \text{ e } \rightarrow$$

$$V_2 = V_1 \times \frac{1}{m}$$

$$V_2 \leq 5m/s \rightarrow V_1 \times \frac{1}{m} \leq 5m/s \quad \text{tomando-se o caso extremo de } V_1 = 5, V_2 = \frac{5m/s}{m} \text{ esta}$$

condição é possível desde que  $m > 1$  ou seja  $I_2$  (do terreno)  $> I_1$  condição pré estabelecida, e mais que a seção molhada exatamente tabelada, ou de valor situado entre dois valores da tabela atenda a  $Q_2 = S_2 \times V_2$  ou que o  $Q_2$  do caso



prático seja menor que  $Q_1$  assim achado o que no final dará um  $V_2$  menor que o máximo e, também aceitável desde que  $V_2 > \text{mínimo}$ .

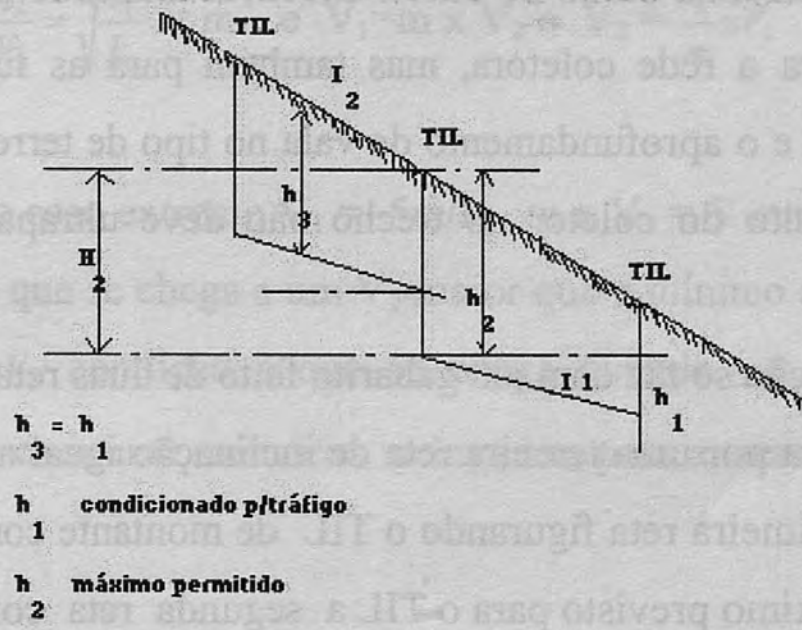
Quando não se chega a esta última condição, a linha de esgotos terá que ser em degrau, o procedimento de projeto está descrito adiante.

### 3ª hipótese

- $I_1 < I_2 \rightarrow Q_2 > Q_1$  tentar com diâmetro maior caso não se consiga o projeto do coletor terá que ser em degrau.

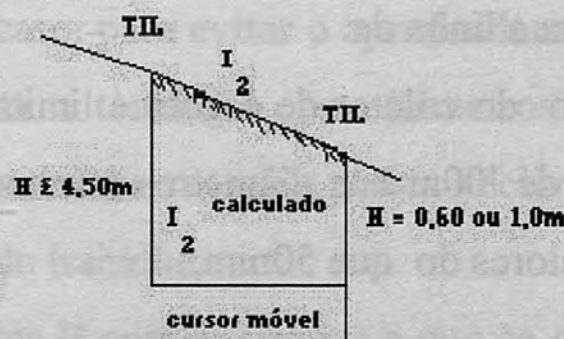
### Procedimentos:

- a) fazer o traçado da rede em planta;
- b) calcular as vazões de montante para jusante nos coletores;
- c) perfil do coletor deverá ser traçado a partir dos pontos com cotas menores, isto é, com as maiores vazões;
- d) com a vazão calculada escolhe-se nas tabelas II, o menor diâmetro que atenda;
- e) Escolhido o diâmetro, tem-se a declividade  $I_1$  na própria tabela, a cota no fundo do TIL de jusante, situado no ponto de cota mais baixa do terreno e, no ponto onde chega o coletor, é determinada por condições de tráfego.



**Figura 4.4.01**

**Gabarito para auxiliar projeto para determinar distâncias entre TIL.**



**Figura 4.4.02**

- f) a cota no fundo do TIL de montante  $H$  está compreendida entre 1,0 a  $1,2m \leq H \leq 4,5m$  e a sua escolha depende das condições de maior ou menor dificuldade de execução devido a resistência do terreno, a cota de fundo do TIL de jusante estará compreendida entre 0,60m a 1,0m ou 1,2m dependendo de estar a rede na calçada ou sujeita ao tráfego da rua. A cota de fundo do TIL de montante é estabelecida no ponto de encontro entre a linha de esgotos de declividade  $I_2$  agora já conhecida e traçada; com uma horizontal cuja distância ao nível do terreno seja a máxima permissível ou a possível caso seja menor que a máxima o que

ocorre em terrenos duros de difícil execução trazendo problemas não somente para a rede coletora, mas também para as futuras conexões domiciliares e o aprofundamento de vala no tipo de terreno em questão; o comprimento do coletor no trecho não deve ultrapassar o máximo permitido.

A determinação se faz com um gabarito feito de duas retas paralelas uma ligada a outra por uma terceira reta de inclinação igual a declividade do terreno. A primeira reta figurando o TIL de montante com comprimento igual ao Máximo previsto para o TIL a segunda reta com comprimento mínimo previsto para o TIL de jusante a quarta reta de comprimento variável articulada na reta de montante terá uma declividade tentativa função do diâmetro escolhido para o coletor. A vertical de jusante vai se movimentando para cima ou para baixo até cruzar com a reta inclinada que representa a linha de esgoto. O comprimento do coletor de esgoto é limitado em função do diâmetro, podendo ir de 100m nos diâmetros mínimos até 200m nos diâmetros iguais ou maiores do que 50mm;

- g) recalcula-se a vazão no novo TIL de jusante;
- h) com a vazão calculada, a operação se repete a partir do TIL de montante, que agora passa a ser TIL de jusante e, assim, sucessivamente;
- i) nos casos de um TIL, que recebe mais de um coletor, o procedimento é semelhante.

#### 4ª Hipótese (a mais freqüente)

➤  $Q_2$  e  $I_2$  diferente do tabelado  $I_2 < I_1$  e  $Q_2 < Q_1$ .

Como no caso da 2ª Hipótese teremos:

$$\triangleright \frac{V_1}{V_2} = \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} = m \quad \text{e} \quad V_1 = m \times V_2 \quad \text{e} \quad V_2 = \frac{1}{m} \times V_1$$

E no caso extremo  $V_1 = 5\text{m/s}$ ;  $m \times V_2 = 5$  condição atendida uma vez que  $m > 1$  e desde que se chega a um  $V_2$  maior que o mínimo estabelecido e ainda que atenda a  $Q_2 = S_2 \times V_2$  condição a que se chega quando  $Q_2 < Q_1$ , Com o auxílio de uma calculadora com uma memória, se leva  $1/m$  para a memória, e com a tabela se chega a  $V_2$  e  $h/D$ .

### 5ª. Hipótese

$$\triangleright I_2 < I_1 \text{ e } Q_2 > Q_1$$

Neste caso, para evitar o aprofundamento da rede na forma clássica, teria que ser feita a tentativa com diâmetros maiores até o limite, quando se chega justamente aos casos de pouca declividade em que a solução já foi exposta no início do trabalho.

As tabelas II com as vazões a que se chega com as declividades máximas para os diversos diâmetros nos mostram a possibilidade de esgoto elementar com o uso de pequenos diâmetros, para esgotamento em agrupamentos de morro (favelas ou não), irregulares, desde que as irregularidades estejam dentro de certos limites, recorrendo-se a TIL, executados estes com diâmetros maiores que os dos coletores.

No particular, quando se lida com tubos de pequenos diâmetros seria aconselhável que os TIL não fossem de diâmetro menor que 50mm(2") ou de forma ideal nos morros 100mm(4") e as suas funções ao lado da inspeção e limpeza, seriam no caso, a de manter a linha funcionando em sistema de canal.

Com o uso das tabelas II a determinação dos parâmetros de interesse é tentativo:

$$V_1 = V_2 \times m \rightarrow m = \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} \rightarrow V_2 = \frac{1}{m} \times V_1$$

Conhecido  $m$  para facilitar os cálculos registrar e estocar  $\frac{1}{m}$  na memória da máquina de calcular.

O processo começa com a tentativa inicial com o menor diâmetro tabelado, ou diâmetro que se situa imediatamente acima, no trecho. Adotando-se  $V_1 \times \frac{1}{m} V_1 = 5m/s \rightarrow V_2 = \frac{1}{m} \times V_1$  para a primeira tentativa com o diâmetro escolhido obtém-se da tabela para  $h/D = 0,8$  um  $V$  e um  $Q_2$  que caso atenda  $Q_2 < Q_1$  o diâmetro satisfaz.

Neste caso por processo tentativo determina-se então  $h/D$  com o auxílio de  $1/m$  retirado da memória da máquina e com um processo semelhante ao anterior.

É importante conhecer  $h/D$  para tomar as providências necessárias no caso de mudanças de diâmetro, ou de um mesmo diâmetro sendo as alturas da lâmina molhada a entrada do TIL,  $h_m$  e a de saída  $h_j$  quando após o TIL, a fim de evitar remanso. Em qualquer situação  $h_m > h_j$  tudo bem, quando porém  $h_m < h_j$  a correção é feita com um degrau da jusante devendo ser  $d \geq (h_j - h_m)$ .

## 5. SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA REMOÇÃO DE LODOS DOS TANQUES SÉPTICOS

Uma solução alternativa, para a remoção de lodos dos tanques sépticos, consiste na sua descarga e secagem em pequenos leitos de secagem cobertos e acoplados aos tanques sépticos. Esta solução apresenta a vantagem de evitar o uso de veículos transportadores para o lodo e os problemas do seu lançamento final.

O lodo seco com volume de 1/6 do volume original pode ser facilmente, retirado com pás e disposto no lixo, ou usado como adubo. O lodo do tanque séptico deverá ser descarregado para o leito de secagem do lodo, uma vez ao ano.

Para evitar o uso de registros, de descarga que são caros o dispositivo de descarga previsto (ver desenho) consiste em tubo plástico P.V.C de 100 mm com uma curva de ponta e bolsa. A ponta da curva penetra no tanque séptico ao rés do chão e a bolsa se volta para cima no lado do leito de secagem até em cima da areia, onde se encaixa o tubo. Na posição do tubo encaixado na bolsa da parte ascendente da curva não há descarga de esgoto do tanque para o leito, que se processa, quando o tubo for retirado. Terminada a descarga de lodo o tubo é novamente encaixado na curva.

No dimensionamento do leito de secagem deve-se prever 22,5 litros de lodo por habitante/ano.

Nos climas mais quentes é mais econômico retirar o lodo duas vezes ao ano.

A altura do lodo., em cima do leito, vai depender do espaço disponível em confronto com a profundidade que se possa alcançar e poderá ser 0,15 a 0,30 m. Sobraria o problema da remoção do líquido drenado (Figura . 4.01 e 4.02).

Existem no caso três hipóteses:

1ª Hipótese –

O lençol freático no local se mantém o ano todo a boa profundidade, e o terreno filtra. Neste caso a melhor solução seria a infiltração no solo. O fundo do leito de secagem poderia ser, neste caso, constituído de placa perfurada;

2ª Hipótese -

O lençol freático é superficial; ou

3ª Hipótese

O terreno não filtra; nestes casos poderá se providenciar pequeno depósito adicional sem cascalho nem areia. Deve-se adicionar ao lodo descarregado cal que vai auxiliar a floculação e decantação do lodo favorecendo a sua secagem. O líquido sobrenadante pode ser transferido por processo elementar, removendo-o do reservatório do lodo para dentro do próprio tanque séptico.

Em qualquer um dos casos, cabe a observação já feita, anteriormente: a fim de que o bom funcionamento da rede de esgotos não seja prejudicado, a remoção do lodo terá que ser feita em escala correta e de uma forma regular e, por isso, entregue a orientação da administração do serviço.

Após o primeiro ano ou meio ano de funcionamento, se dará a descarga de lodo. No segundo ano ou fim do primeiro, conforme o caso, o encarregado ou o morador orientado deverá, em primeiro lugar, fazer a retirada do lodo seco, depois então deverá dar a descarga de lodo do tanque séptico para o leito de secagem.

Na 2ª hipótese verificará, o escoamento do efluente drenado e, no caso da hipótese, fará a retirada do líquido efluente do leito de secagem para o tanque séptico. Esta última operação poderá ser feita por dispositivo de bomba ou lata.

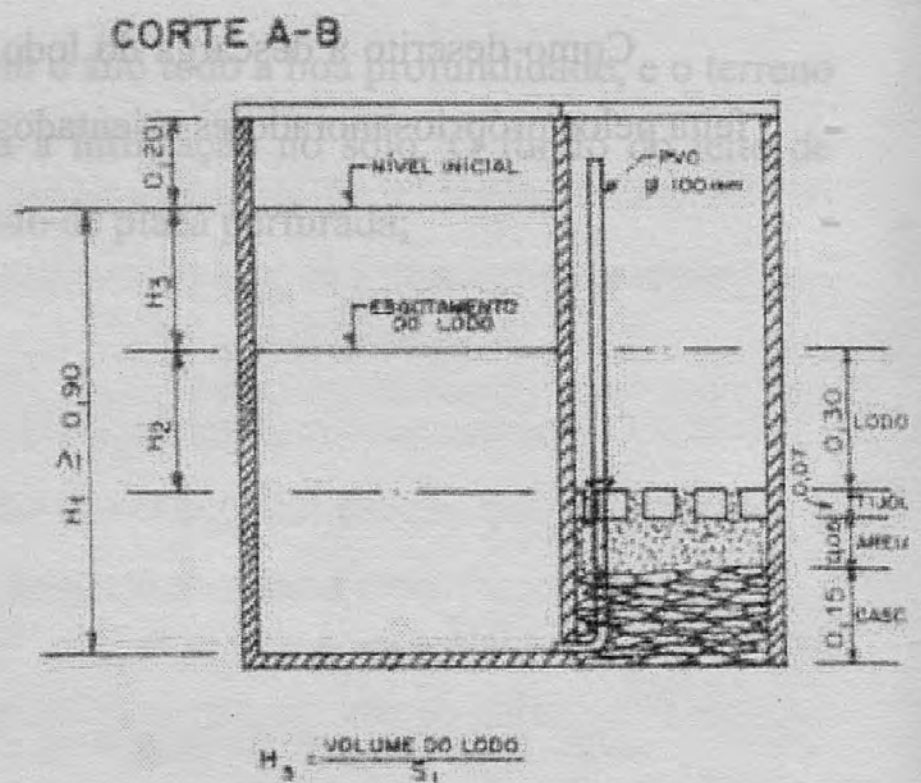
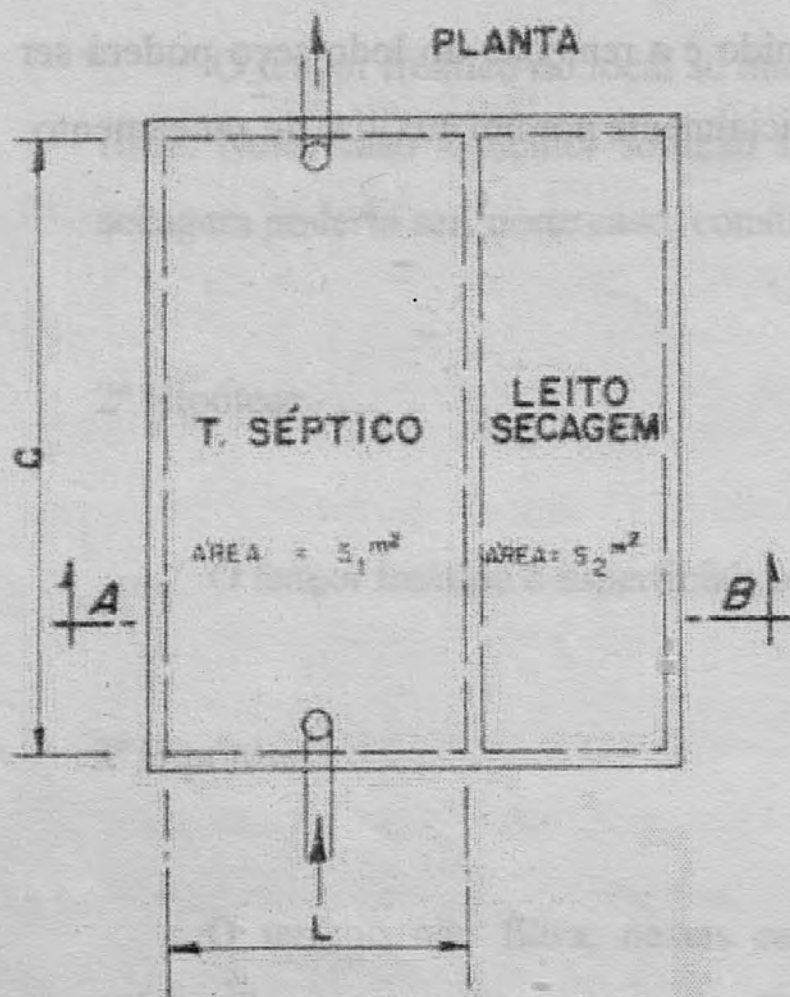
Como descrito a descarga do lodo úmido e a remoção do lodo seco poderá ser feita pelos próprios moradores orientados inicialmente por um auxiliar de saneamento.

Figura 5.82

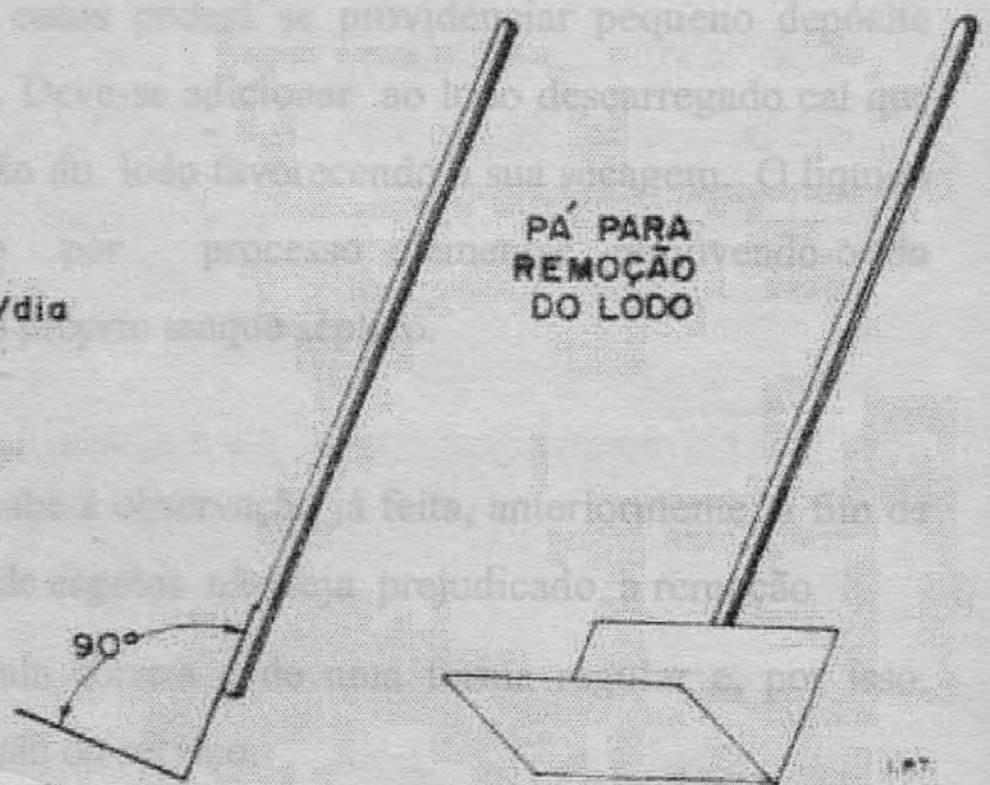
6. TERRENOS INGRÉDIENTES DE ÁREAS CARENTES



## TANQUE SÉPTICO E LEITO DE SECAGEM



$\text{Volume } V = N \times C \times T + N \times 45$   
 $V$  litros (util)  
 $N$  pessoas  
 $C$  consumo per capita d'água/dia  
 $T$  retenção dias = 1  
 45 litros lodo/hab. ano.



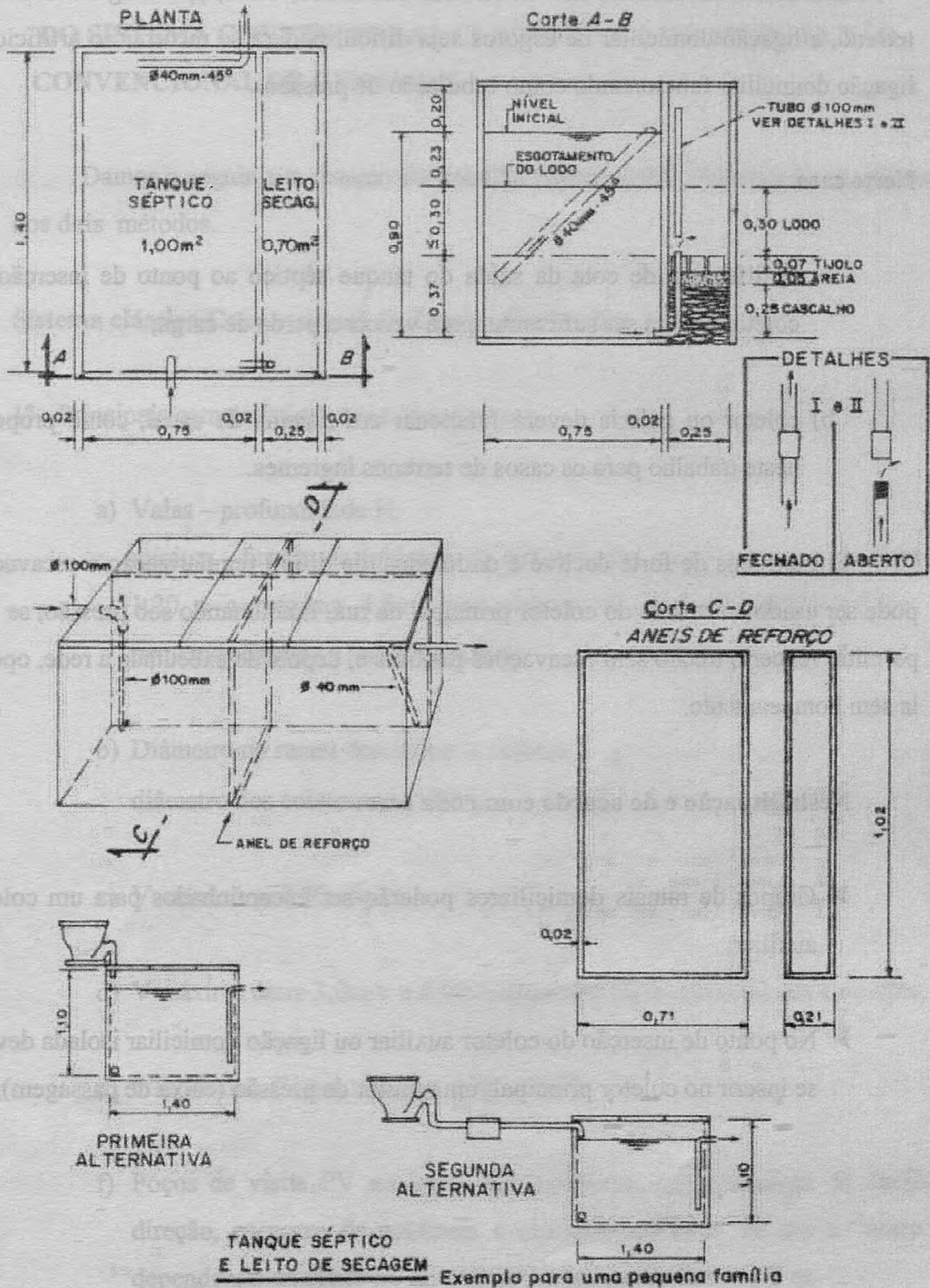


Figura 5.02

## 6. TERRENOS INGREMES DE ÁREAS CARENTES

Em certos casos extremos de favelas em morro, onde, por irregularidade do terreno, a ligação domiciliar de esgotos seja difícil, poderá se recorrer ao artifício da ligação domiciliar funcionando como tubulação de pressão.

**Neste caso:**

- a) A diferença de cota da saída do tanque séptico ao ponto de inserção no coletor deverá ser suficiente, para vencer a perda de carga;
- b) coletor ou galeria deverá funcionar em sistema de canal, como proposto neste trabalho para os casos de terrenos íngremes.

Em terrenos de forte declive e ondulados, de difícil regularização e escavação, pode ser usado o artifício do coletor principal na rua, funcionando sob pressão, se isto permitir vencer o trecho sem escavações penosas e, depois de executada a rede, operá-la sem bombeamento.

**Nesta situação e de acordo com cada caso:**

- Grupos de ramais domiciliares poderão ser encaminhados para um coletor auxiliar;
- No ponto de inserção do coletor auxiliar ou ligação domiciliar isolada deverá se inserir no coletor principal, um redutor de pressão (caixa de passagem);

## **7. COMPARAÇÃO ENTRE O SISTEMA DE PROJETO E DE CÁLCULO DO SISTEMA CONVENCIONAL CLÁSSICO E O DO SISTEMA NÃO CONVENCIONAL DE CYNAMON**

Damos a seguir, um resumo do trabalho sobre o tema enfatizando as diferenças dos dois métodos.

### **Sistema clássico Convencional de Esgotos Sanitários**

1º - Principais características e condicionantes:

a) Valas – profundidade H:

mínima - função do tráfego e da urbanização sendo a mínima de 1,00m a 1,20 e a máxima 4,5m nos coletores no geral podendo ir a 7,0m em pequenos trechos e nos emissários;

b) Diâmetro no ramal domiciliar  $\geq 100\text{mm}$  ;

diâmetro nos coletores  $\geq 150\text{mm}$ ;

c) V mínima  $\geq 0,50\text{m/s}$ ;

d) V máxima entre 3,0m/s e 6,0m/s dependendo do material dos coletores;

e) h/D lâmina d'água :  $0,20 \leq \frac{h}{D} \leq 0,60$ ;

f) Poços de visita PV no início dos coletores, nas mudanças de declive e direção, encontro de coletores e distância máxima de um a outro PV dependendo do diâmetro do coletor variando de 60m a 150 m;

g) Cálculo dos coletores em sistema de canal através da expressão clássica de Chezy  $V = C\sqrt{RI}$  e  $Q = SV$  ou de outras, Manning, etc.;

- h) Nos emissários que por definição não recebem ramais domiciliares o cálculo e a sua execução poderá ser em canal ou tubulação de pressão dependendo da topografia local.

## **2. Principais características do Sistema Não Convencional de Esgotos Sanitários tipo Cynamon**

- a) Uso de tanques sépticos individuais casa por casa com retirada regular de ano em ano de lodo do tanque séptico, leito de secagem ou câmara de separação de lodo acoplados ao tanque séptico ou por outro meio caso conveniente;

- b) Valas – a profundidade mínima é função do tráfego,  $H \geq 1,0$  a  $1,20\text{m}$  e do desenho urbano se o coletor é lançado na calha da rua quando o coletor é lançado nos limites de fundo do lote, ou na calçada da rua :

$H \geq 0,50\text{m}$  com proteção;

$H \geq 0,50$  sem proteção nos lotes;

$H \geq 0,60\text{m}$  quando nas calçadas;

- c) ramal domiciliar até o tanque séptico  $D \geq 100\text{mm}$ ;

O ramal domiciliar após o tanque séptico mínimo  $D \geq 40\text{mm}$ ;

dos coletores da rua mínimo  $D \geq 40\text{mm}$  no geral, podendo chegar a  $D \geq 25\text{mm}$  em áreas íngremes e de difícil escavação;

- d) altura da lâmina d'água nos coletores;

$h/D \leq 0,8$  para terrenos em declive;

$h/D = 1$  nos terrenos planos;

e) V mínima sem sifão fluxível nos tanques sépticos;

$$V \geq 0,05 \text{ m/s}$$

V máxima de 3,0 a 6,0 m/s dependendo do material dos coletores usando tubos de PVC  $V_{\text{max}} = 5\text{m/s}$ ;

f) Substituição dos poços de visita PV por tubos de inspeção e limpeza TIL em valas normais ou simples caixas de passagem em valas rasas;

$$H \geq 1,0\text{m} - 1,2 \text{ quando na rua}$$

$$H \geq 0,60 \text{ m} - 0,50 \text{ quando nas calçadas ou divisórias dos lotes.}$$

g) Cálculo

-Coletores em declive favorável:

é feito em sistema de canal com auxílio da expressão.

$$V = C\sqrt{RI} \text{ expressão de CHEZY ou similar;}$$

- Coletores em terrenos planos: Conduitos forçados, com pulsações provocadas em pequenas quedas em degrau dentro dos TIL de montante dos trechos. O dimensionamento é feito com o auxílio da expressão de William Hazen ou similar, para conduitos forçados:

$$J = 5,8512963 \times 10^{-6} \left( \frac{C_{100}}{C} \right)^{1,852} \times D^{-487} \times Q^{1,852} .$$

- Método de cálculo dos coletores

### **Trechos sem declive**

O cálculo é feito com o auxílio da expressão de William Hazen para conduitos forçados tabelada por Ênio Tourasse.  $J = A \times Q^{1,852}$  em que:

$J$  = perda de carga m/km

$Q$  = vazão l/s

$C$  coeficiente William Hazen dependente do material do tubo.

$A$  = da tabela em função de  $D$  e de  $C$

A tubulação é projetada a nível, com seção cheia providenciando-se um degrau no tubo de inspeção e limpeza TIL, a montante, de tal altura que permita vencer a perda de carga no trecho a jusante. Considera-se como vazão a do TIL de jusante do trecho, conhecendo-se, o disponível de cota a “perder” se faz a sua distribuição pelos trechos. Conhecida a vazão e a perda de carga disponível, obtém-se o diâmetro, por tentativas a partir do diâmetro mínimo e de montante para jusante.

### Trechos de coletor em declive favorável

O cálculo é feito com o auxílio da expressão de Chezy, coeficiente  $C$  de Darcy que se acha nas Tabelas II, de CYNAMON.

$$V = C\sqrt{RI};$$

$V$  = velocidade m/s;

$R$  = raio hidráulico m;

$I$  = declividade m/m;

$C$  = coeficiente depende do material e de  $R$ ;

O processo é tentativo a partir dos menores diâmetros, procurando manter o coletor com a máxima declividade do trecho.

Usamos índice 1 para valores tabelados e índice 2 para valores do terreno ou calculados.

$$V_1 = C_1\sqrt{R_1I_1}$$

$$V_2 = C_2 \sqrt{R_2 I_2}$$

Considerando-se que C e R são iguais nos dois casos o que é uma falsa hipótese que só se verifica quando se acertar com o diâmetro procurado para o tubo teremos:

$$\frac{V_1}{V_2} = \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} \text{ e fazendo } \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} = m \text{ donde } V_2 = \frac{1}{m} \times V_1;$$

Começamos as tentativas com o menor diâmetro tabelado; desta tabela se tira  $I_1$  e do terreno se tem  $I_2$ ;  $1/m$  é jogado na memória da máquina de calcular.

$$V_2 = V_1 \times \frac{1}{m};$$

Como no caso extremo de  $h/D = 0,8$ ;  $v_1 = 5 \text{ m/s}$

Da mesma tabela se tira  $S_1$  e  $Q_2$  vazão no final do trecho é calculada e caso  $V_2 \times S_1 > Q_2$  o diâmetro escolhido satisfaz.

E na mesma tabela normalmente com mais uma ou no máximo duas tentativas, se obtém outros  $V_2$  e  $h/D$  (valor aproximado conhecido e com  $h/D$  se tira  $h$ ).

Depois é possível de forma prática evitar o remanso com um acréscimo ao degrau no TIL a jusante caso seja necessário para evitar o remanso,  $h_j$ .

**Ver exemplo de Projeto e Cálculo.**



## **8. TRATAMENTO FINAL**

O tratamento é feito em estação de tratamento ETE a ser construída antes do lançamento final, e constando de Câmara de Chegada seguida de Filtro anaeróbico de pedra em três seções: A 1ª de fluxo ascendente, a 2ª descendente, a terceira ascendente de onde o esgoto passa para um filtro elementar de areia grossa e o efluente sai tratado.

**Filtros de Pedra** - O filtro Anaeróbico consta de câmara de chegada, drenos de fundo que podem ser executados em tijolo furado; camada de pedra de numero 4 e acima embutida nela uma calha que recebe o esgoto e o distribui ou recolhe. A altura das pedras do primeiro filtro é de no mínimo 1,20m; a perda de carga de uma para outra unidade filtrante é de 0,10m. Carga orgânica de 1 a 2kg de DBO/m<sup>3</sup> de pedra/dia, dependendo do clima ser quente ou frio. Taxa volumétrica dos esgotos de 10 a 20m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia de área filtrante.

**Filtro de Areia** - Camada de areia de 30 cm com diâmetro efetivo 1,0 mm camada, suporte de pedra de 30 cm; taxa da aplicação 10-20m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> /dia sendo de 10 em climas frios ou 20m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> em climas quentes .

Figura. 8-01

ETE - TIPO CYNAMON

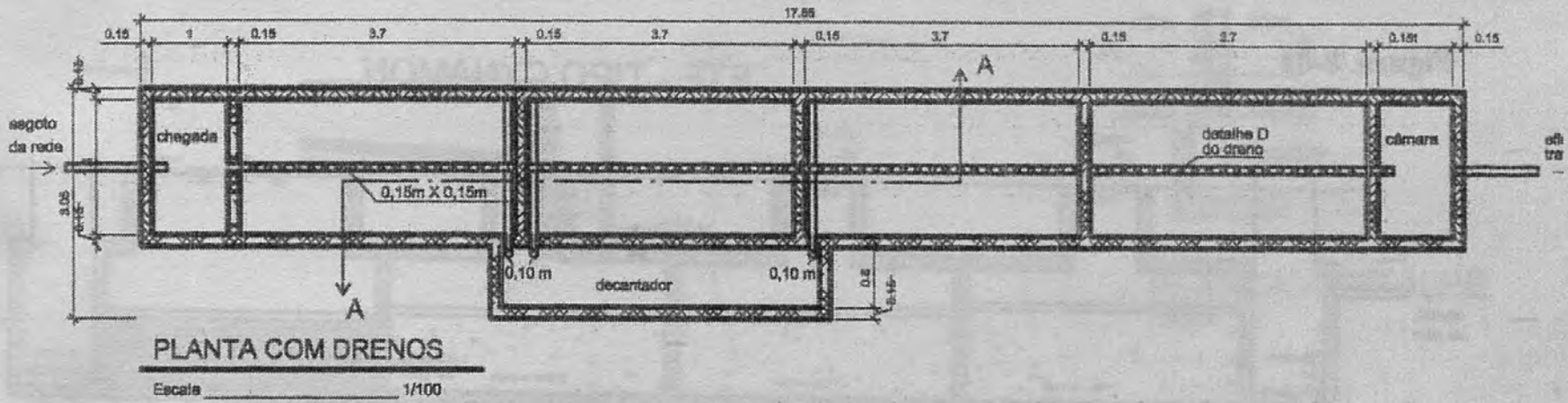


Figura. 8-02

ETE - TIPO CYNAMON

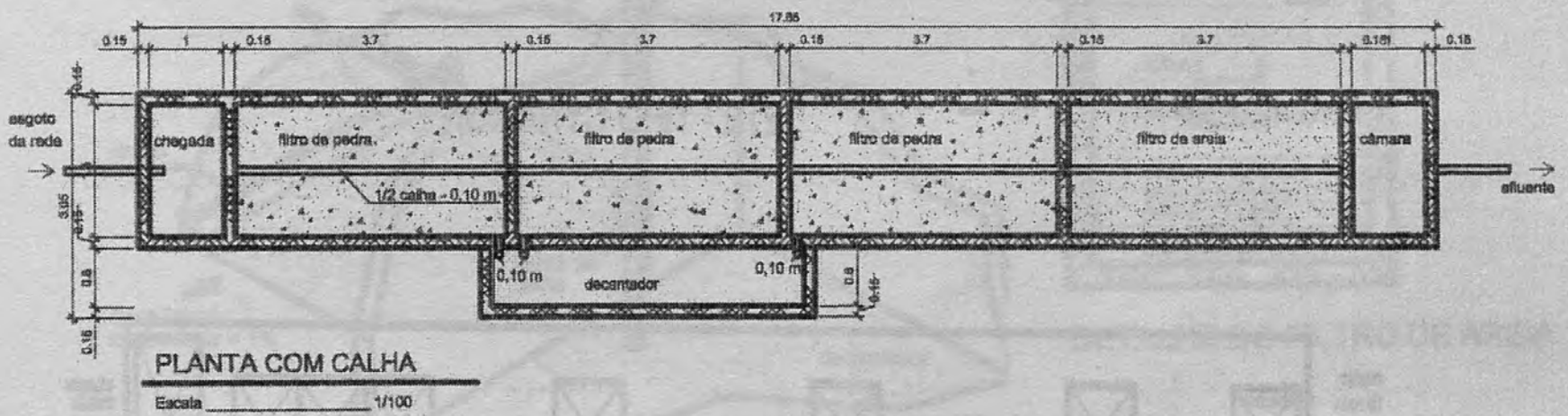
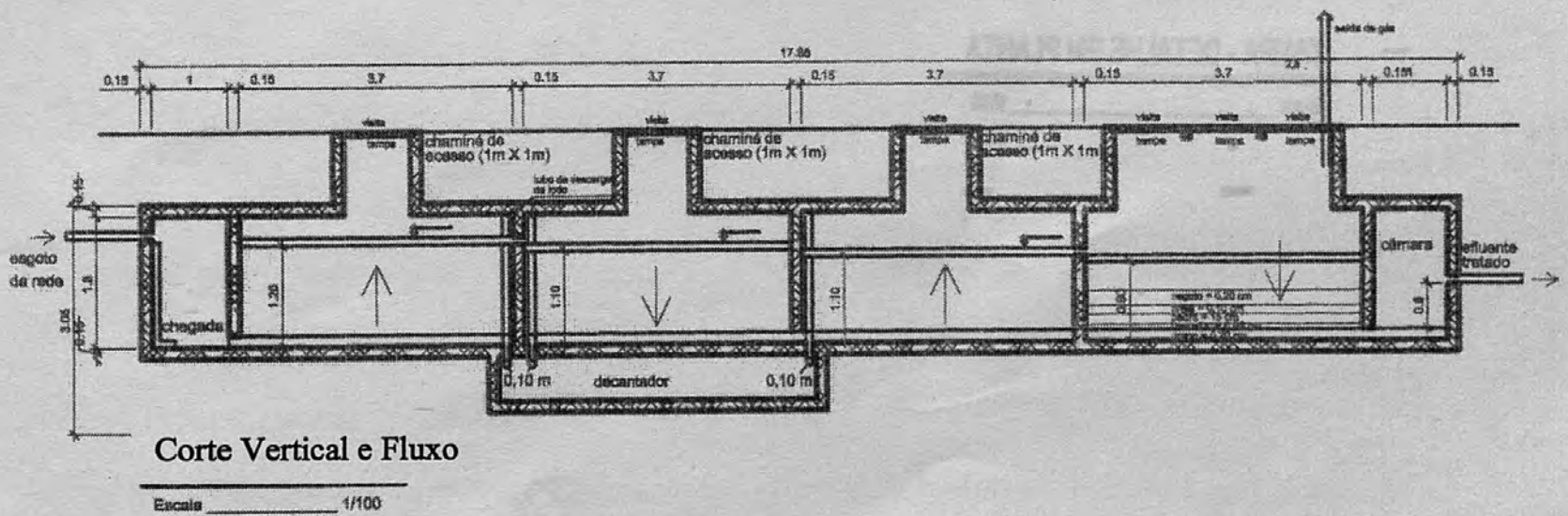


Figura. 8-03

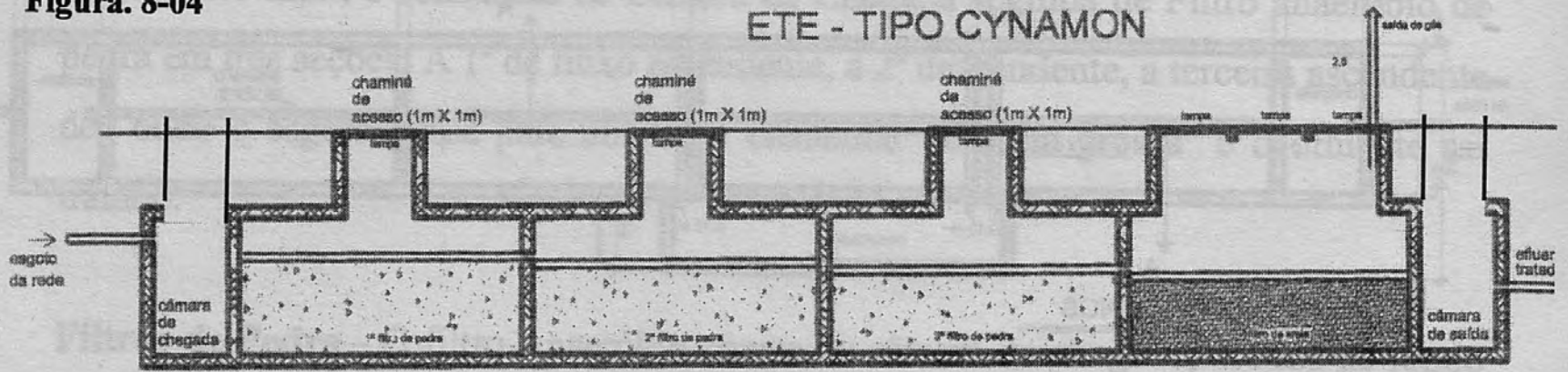
ETE - TIPO CYNAMON



Os efluentes abastecidos por a ETE passaram por etapas de tratamento e foram encaminhados para a câmara de saída.

Figura. 8-04

ETE - TIPO CYNAMON

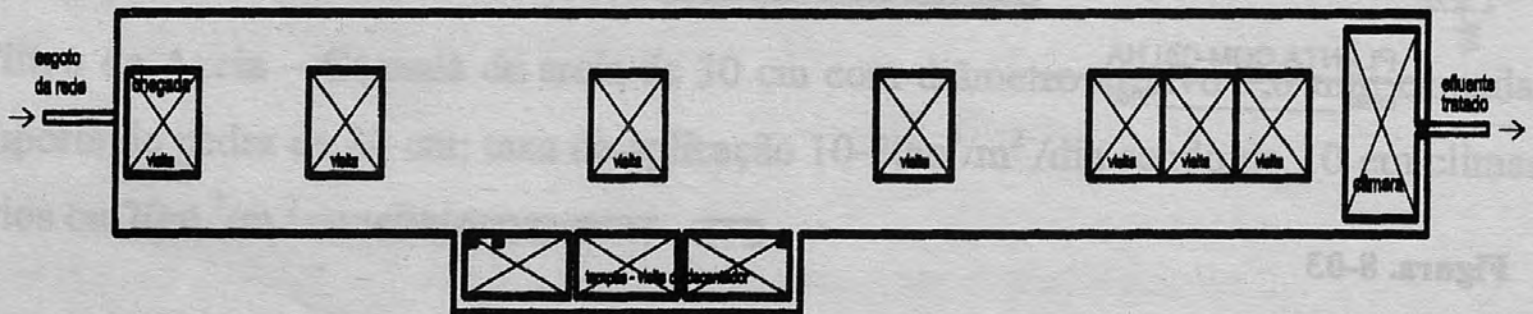


DETALHE DAS VISITAS

Escala 1/100

Figura. 8-05

ETE - TIPO CYNAMON



TAMPA - DETALHE EM PLANTA

Escala 1/100

Figura. 8-06

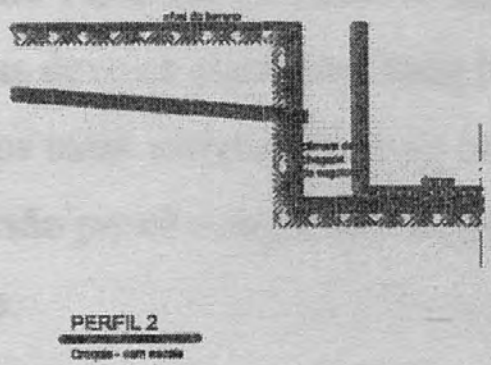
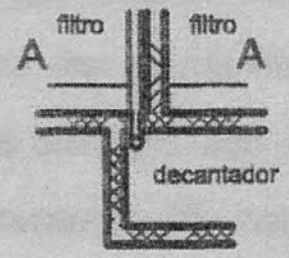


Figura. 8-07



PLANTA - DETALHE  
croquis

Figura. 8-08

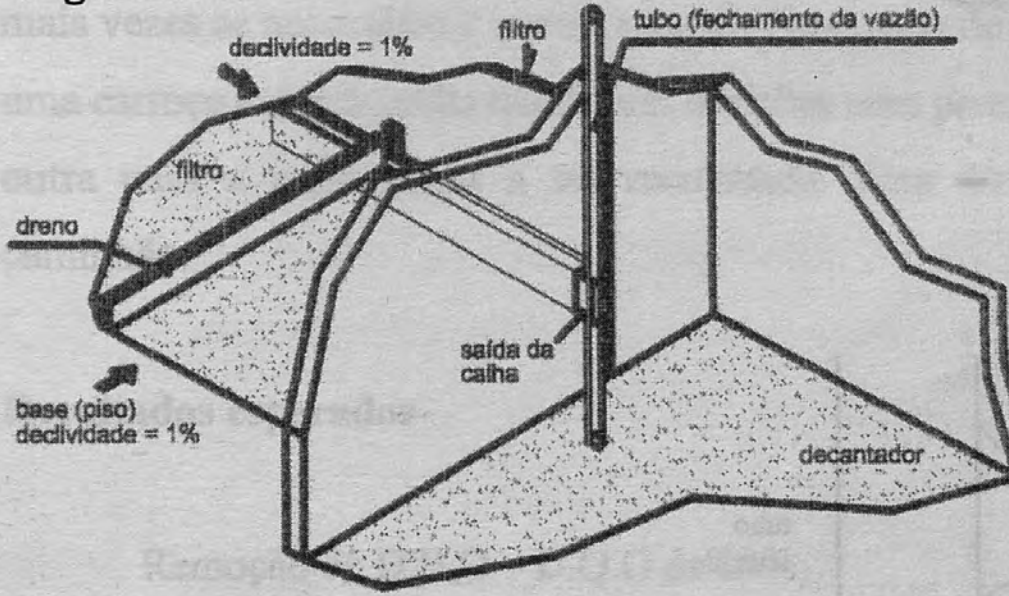
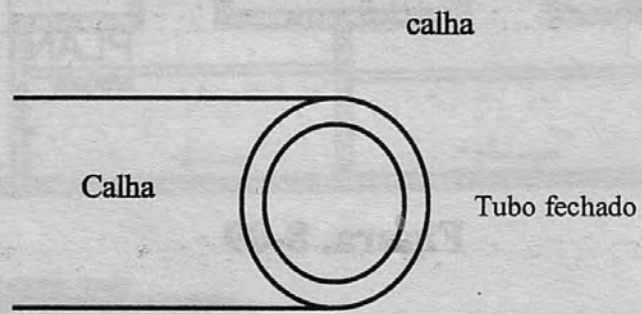


Figura. 8-09

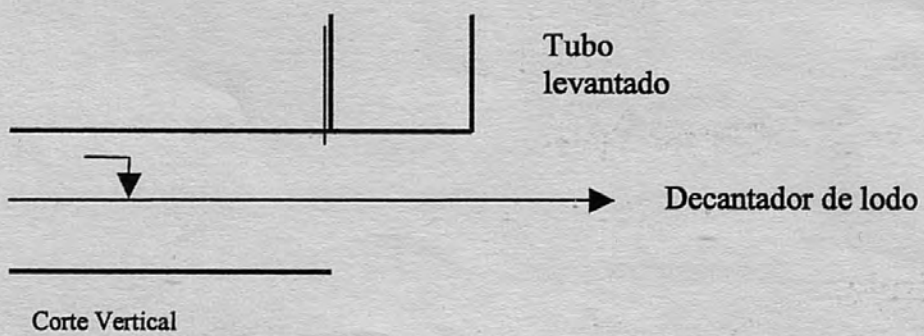
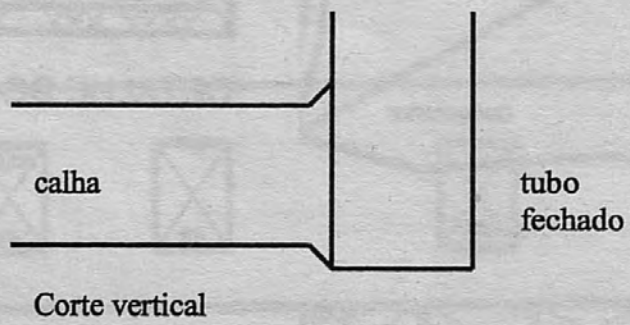


DETALHE DO FILTRO DE AREIA

## Detalhe do Esgotamento do Lodo para o Decantador



**Detalhe**



## **OPERAÇÃO DA ETE**

Deve-se dar uma descarga anual no filtro anaeróbio. Para descarga estão previstos no desenho dispositivos próprios semelhantes aos usados nos tanques sépticos para remoção de lodo. A fim de evitar a obstrução das saídas de descarga pelas pedras deve-se encamisar cada tubo vertical de 100mm com um tubo de 150mm nos modelos mais antigos. Deve-se usar pedra nº 4, pedras menores dão entupimento. A nova versão prevê o esgotamento por calha, vedada na saída por tubo vertical, como no desenho.

A camada superior de areia dos filtros deve ser rastelada de 3 em 3 meses ou mais vezes se necessário e a areia repostada. Nos casos de pequenas cidades pode-se usar uma carroça cuja caçamba tenha duas divisões uma para areia suja retirada dos filtros e outra para a areia limpa a ser recolocada. Para áreas maiores pode-se usar um caminhão.

### **Resultados esperados**

Remoção de D.B.O – D.Q.O de 99%;

Remoção de parasitos = 100%;

Bactérias = 99%;

Vírus = 100%;

Nitratos/Fosfatos = 60/80%.

### **Dados para sistema de operação da ETE**

Um operador + 1 ajudante:

limpam 08 tanques sépticos/dia, ou seja 8 x 200 dias/ano = 1600 tanques/ano;

dão descarga e removem areia de 4-8 ETES/dia o mais conservador é 2 a 4 ETES/dia.

**O sistema é de operação simples:**

- Pode ser executado, enterrado nas calhas de ruas ou calçadas próximas a canais ou riachos que receberão efluente tratado;
- O Sistema não convencional como um todo permite a execução por etapas cada uma podendo entrar em funcionamento após concluída já que o tratamento é obrigatório no final dos trechos o que dá ao método vantagem técnica econômica e política;
- Há situações freqüentes nas quais se pode projetar e executar, sistemas unitários, aproveitando as calhas das ruas próximo as calçadas para escoamento da água de chuva ou aprofundando as calhas ao lado das calçadas e nelas fazendo chegar os efluentes das ETEs;
- Fácil controle de vetores;
- Permite repensar a utilização do sistema unitário de esgotos: sanitário e pluvial já que após tratamento o lançamento do esgoto sanitário nas galerias de esgotos pluviais, canais, rios e mesmo pistas é seguro.
- Cada ETE ocupa uma área de  $25\text{m}^2/1000$  habitantes em confronto com os  $2.500\text{m}^2$  necessários a um sistema de lagoas

## 09. ELABORAÇÃO DE PROJETOS E EXECUÇÃO DE SISTEMAS DE ESGOTOS

Até o presente capítulo não foi feita referência aos aspectos da elaboração dos projetos e execução dos sistemas projetados. Para a mesma deverão ser seguidos os procedimentos atuais. No particular dos tubos de inspeção e limpeza TIL têm-se duas opções.

- a) Uso de peças pré fabricadas, o que vai depender da aceitação e produção das mesmas pelas fábricas ou disponibilidades para sua execução; no momento já estão mencionadas em catálogos de materiais; restando para escolha, comparar custo;;
- b) Fazer as peças como indicado nos desenhos, com cimento e areia, formas elementares e pintura asfáltica, internamente;  
Previmos duas maneiras, uma em placas outra em peças circulares.

### Em ambos os casos o TIL consta de:

- Peça que fica na base e é única para cada diâmetro por onde entram e saem os coletores. É prismática oca no caso de placas ou de cilindro oco no caso de circular, com tantas entradas laterais quanto necessário à entrada e saída de coletores;
- Uma peça que se encaixa logo acima, tronco de pirâmide no caso de placas ou tronco hiperbólico cônico no caso de anel;
- Uma placa plana perfurada que se adapta por sobre a peça acima 2 para fixação do tubo de inspeção;



➤ Os TIL feitos de cimento e areia devem receber internamente pintura asfáltica;

➤ Uma tampa de fechamento que não deve encostar no tubo de inspeção, um bloco oco, a superfície do solo, dentro do qual o tubo de inspeção pode se movimentar verticalmente, o bloco evita a carga direta sobre o tubo do coletor e por conseqüência sobre o coletor na passagem de veículos;

➤ No início de cada coletor o TIL se resume a uma curva e o bloco para evitar o contato direto como piso da rua ;

# ESQUEMA DE TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA 7/L

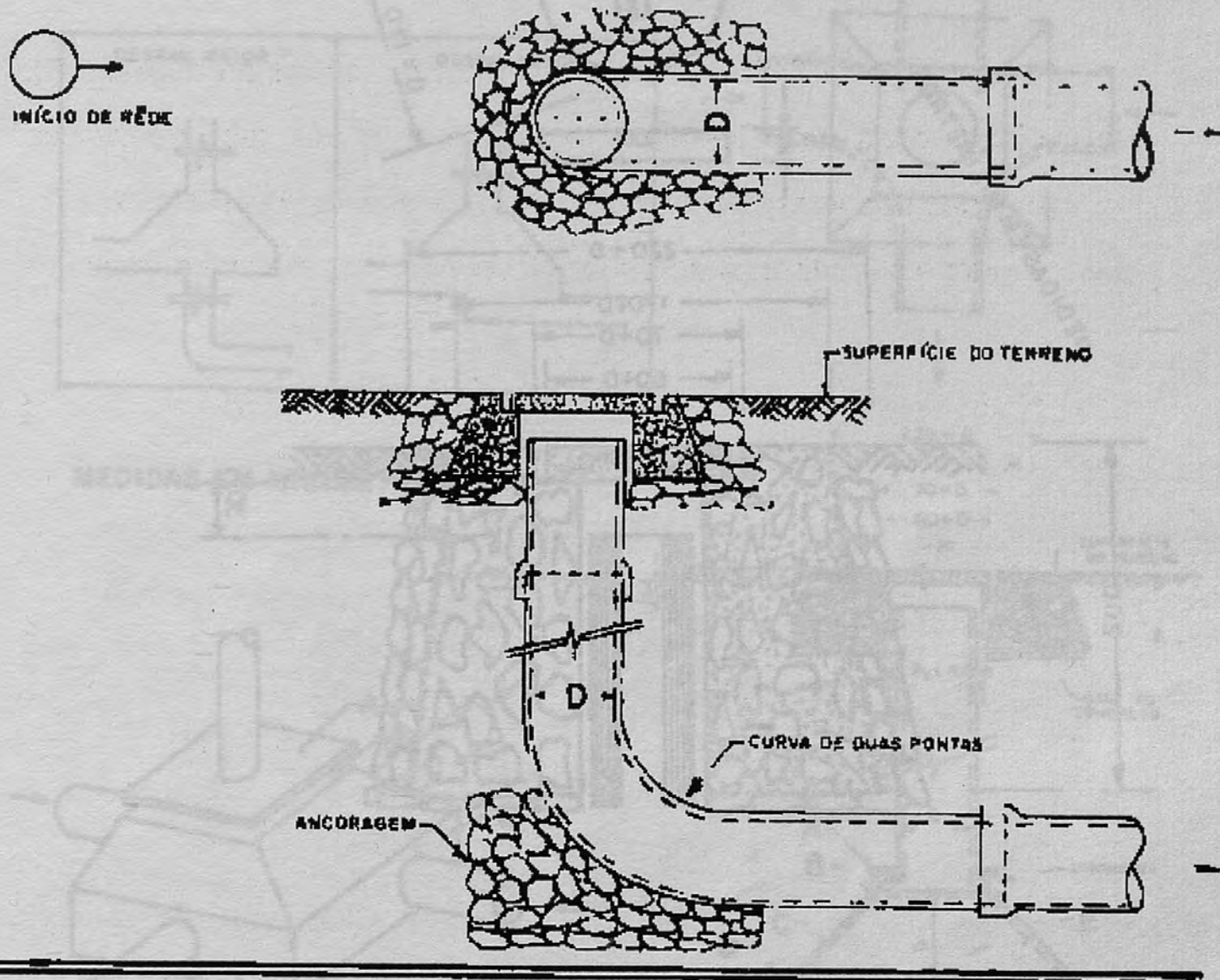


Figura - 9-1

## DETALHES DAS PLACAS



Figura 9.1

DETALHE DA TAMPA

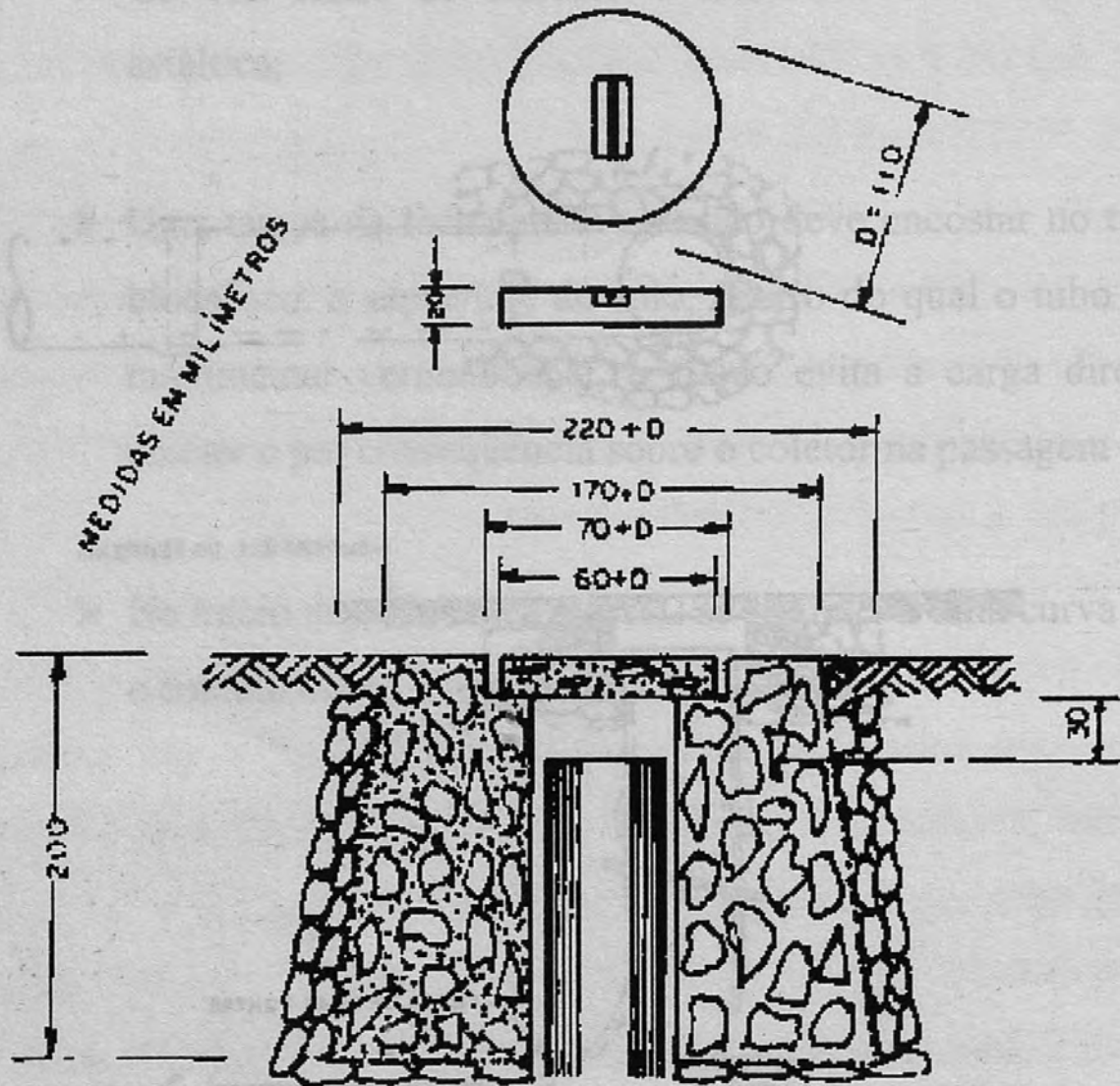


Figura 9-2

# T/L - VERSÃO EM PLACAS

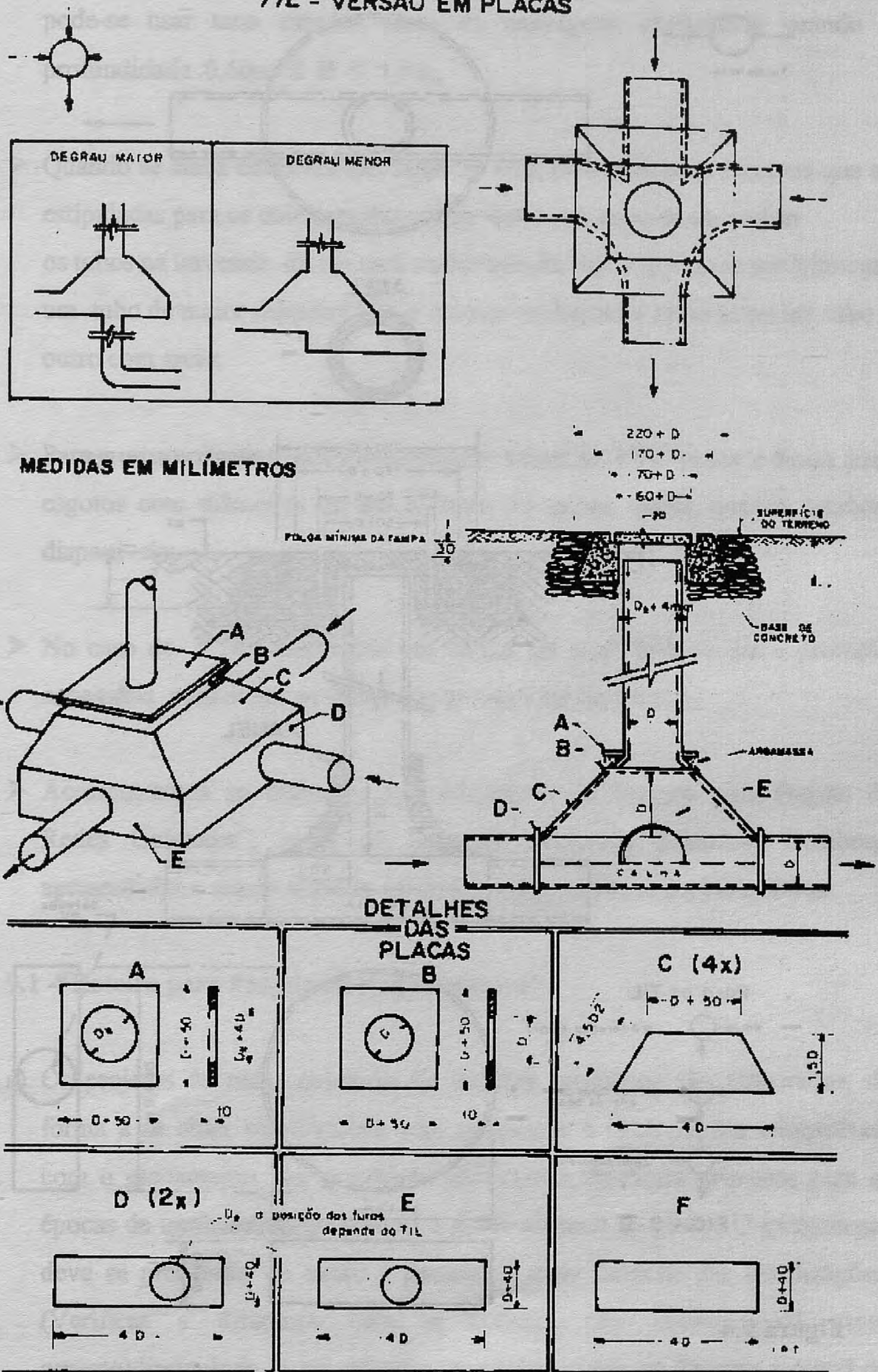
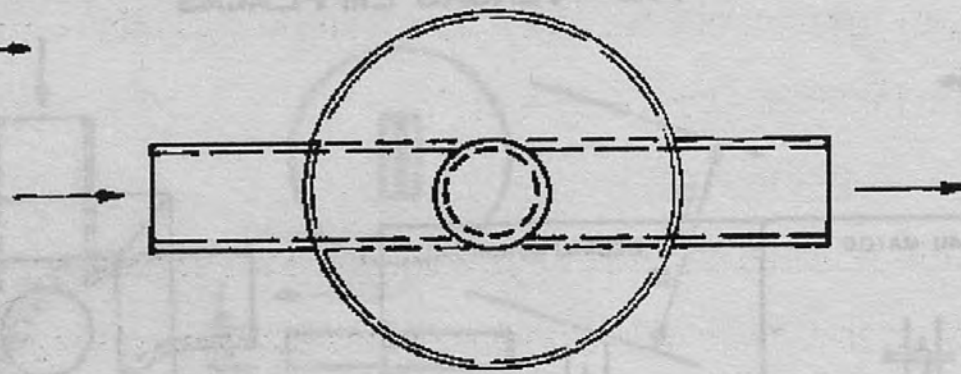
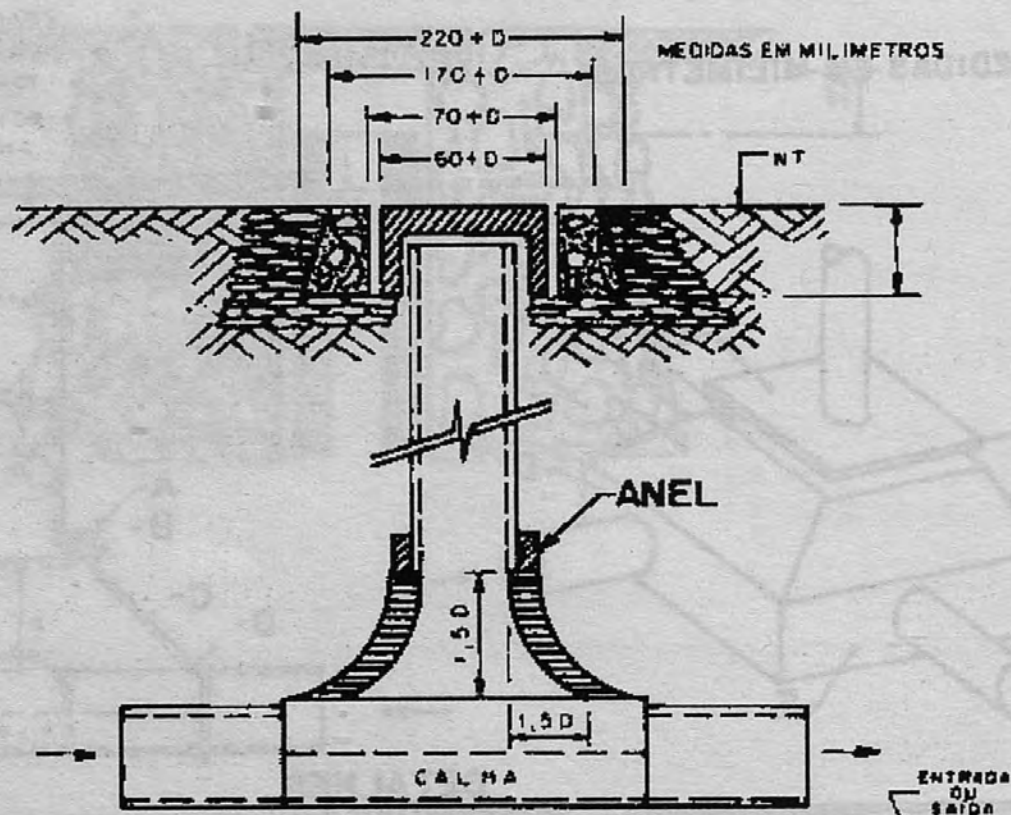


Figura 9.3

# T/L - VERSÃO TRONCO CRÔNICA



ANEL



Para os T/L

- em a diferença está
- 1) nos furos do anel de base
- 2) nas canalhas de fundo

FIG. - 9-8

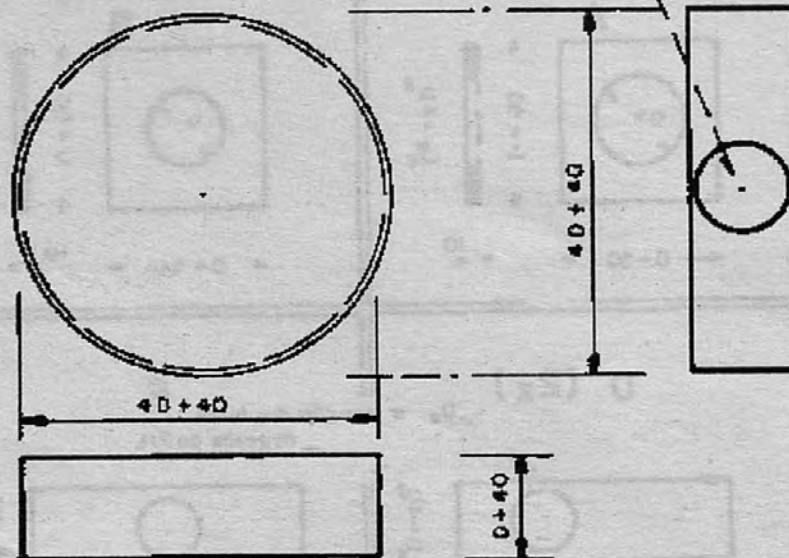


Figura 9.4

- Nos casos de coletores em profundidade menor que 1,00m ao invés de TIL pode-se usar uma simples caixa de passagem, obrigatória quando a profundidade  $0,60\text{m} \leq H \leq 1,0\text{m}$ ;
- Quando se lança coletores nas calçadas com profundidades menores que as estipuladas para os coletores nas calhas das ruas, deve-se encamisar os tubos na travessia de um para outro lado da rua o que pode ser feito com um tubo de maior diâmetro que o coletor enchendo o vazio entre um tubo e outro com areia;
- Para a execução das redes se preferem tubos de PVC ponta e bolsa para esgotos com diâmetros de até 600mm ou acima destes quando também disponíveis;
- No caso de ETES enterradas em calhas de ruas deve-se dar a proteção necessária para evitar os danos que possam vir do tráfego.
- Acrescentamos ao trabalho, uma adaptação do “Roteiro para Projeto de Redes Coletoras”, notas de aula do professor Maurício Gomberg, apresentadas a seguir e que se aplica com as mudanças em parte feitas:

### **9.1 -“Roteiro para Projeto de Rede Coletora”**

- a) Os projetos de redes coletoras de esgotos sanitários são elaborados, de forma a se obter canalizações com diâmetros e declividades compatíveis com o escoamento, por gravidade das vazões máximas previstas para as épocas de implantação do projeto e as de alcance do plano; O escoamento deve se processar, de modo a garantir a auto limpeza das canalizações, (Verificar a diferença com o sistema não convencional nesse aspecto)diminuindo, a um mínimo, as necessidades de limpeza manual ou mecânica da rede;

## b) Seqüência do Projeto

- ◆ Serviços preparatórios;
- ◆ Estudos em planta topográfica geral na escala 1: 5000, 1: 10.000 ou 1:20.000, de modo a se poder representar:
  - ◆ limite da área do projeto;
  - ◆ limite das bacias e sub-bacias de esgotamento com indicação das respectivas áreas.

### **Observação:**

Para dimensionamento do projeto usar como vazão de cálculo o resultante da multiplicação da população pelo per capita de consumo de água e para cálculo da população de projeto o método da População de Saturação devida ao Engº Macedo .

Nos casos de pequenas cidades com prédios de um a dois pavimentos, considerar para tanto todos os lotes tomados.

No caso de pequenas comunidades adotar escala 1:1000, 1:2000, 1:5000.

- ◆ A critério do projetista a topografia poderá ser resumida a um croqui com a altimetria do eixo das ruas feitas de 20 em 20m ou menos quando se observar diferenças acentuada de cotas mas sempre obrigatoriamente nos cruzamentos de ruas.
- ◆ A população de projeto será a população de saturação e no caso de pequenas coletividades seria a média atual, por lote e considerando-se todos os lotes tomados.

Para maiores informações, sobre população de saturação, consultar o livro de Francílio Paes Leme “Sistemas de Esgotos” editado pela ABES.

O cálculo das vazões para dimensionamento se faz a partir da determinação das vazões por metro linear de contribuição.

No caso de coletores passando pelo fundo de quintal deverá se ter a altimetria dos mesmos.

- ◆ Limite das bacias e sub-bacias de esgotamento, com indicação das respectivas áreas.
- ◆ Atribuir uma letra a cada sub-bacia demarcada, que servirá, não só para identificação da sub-bacia, como designará o respectivo sistema coletor;
- ◆ Representar pelas densidades demográficas do início e fim de plano, a distribuição da população nas sub-bacias de esgotamento, caracterizando as áreas de atendimento prioritário e as de futura expansão urbanística;
- ◆ Definir o traçado das diretrizes prováveis dos coletores troncos, em cada sub-bacia;
- ◆ Indicar as vazões totais unitárias de cada sub bacia (trecho).

#### **Projeto da Rede:**

- ◆ Traçar a rede coletora de cada sub-bacia em planta semi cadastral na escala de 1:1000 ou 1:2000, levando-se em conta as características topográficas da área. Salvo em casos especiais previstos neste trabalho e os de avenidas com grande largura, ou em ruas de tráfego intenso, será previsto um único coletor em cada rua.



Nos casos deste método e dependendo da conveniência o projeto dos coletores poderá prever a execução no limite do fundo dos quintais ou em baixo das calçadas com um ou dois coletores, um em cada lado da rua.

Posicionar os TIL tubos de inspeção e limpeza

varões por meio linear de contagem.

0005:1, 0002:1, 0001:1 classe média e alta de 1:5000, 1:10000

No caso de coletores passados pelo fundo de quintal, indicar se ter a alternativa

dos mesmos.

varões de cada 10 metros.

• Limite das bacias e sub-bacias de esgotos, com indicação das

sub-bacias respectivas de cada uma e indicar as bacias e sub-bacias

de cada uma.

• Adotar nos lotes e em sub-bacias de cada uma, que serão, não só para

identificação de sub-bacia, como também o respectivo número de

abastecimento de água potável e de água fria e de gás, a

abastecimento de água potável e de água fria e de gás, a

observar que as bacias de cada uma devem ser identificadas

totalmente com o número de cada uma e com o número de

• Definir o traçado das bacias e sub-bacias de cada uma

sub-bacia.

0005:1, 0002:1, 0001:1 classe média e alta de 1:5000, 1:10000

• Indicar as varões locais unidas de cada sub-bacia (tracado)

tracado de cada uma e indicar as bacias e sub-bacias de cada uma

se o traçado for em linha reta e se for em curva, indicar o raio

de cada uma e o traçado de cada uma e o traçado de cada uma

escala de 1:1000 ou 1:2000, levando-se em conta as características

topográficas da área. Salvo em casos especiais previstos neste trabalho e

de caso em caso, indicar o traçado de cada uma e o traçado de cada uma

tracado de cada uma e o traçado de cada uma e o traçado de cada uma

tracado de cada uma

PROJETO DE REDE COLETORA

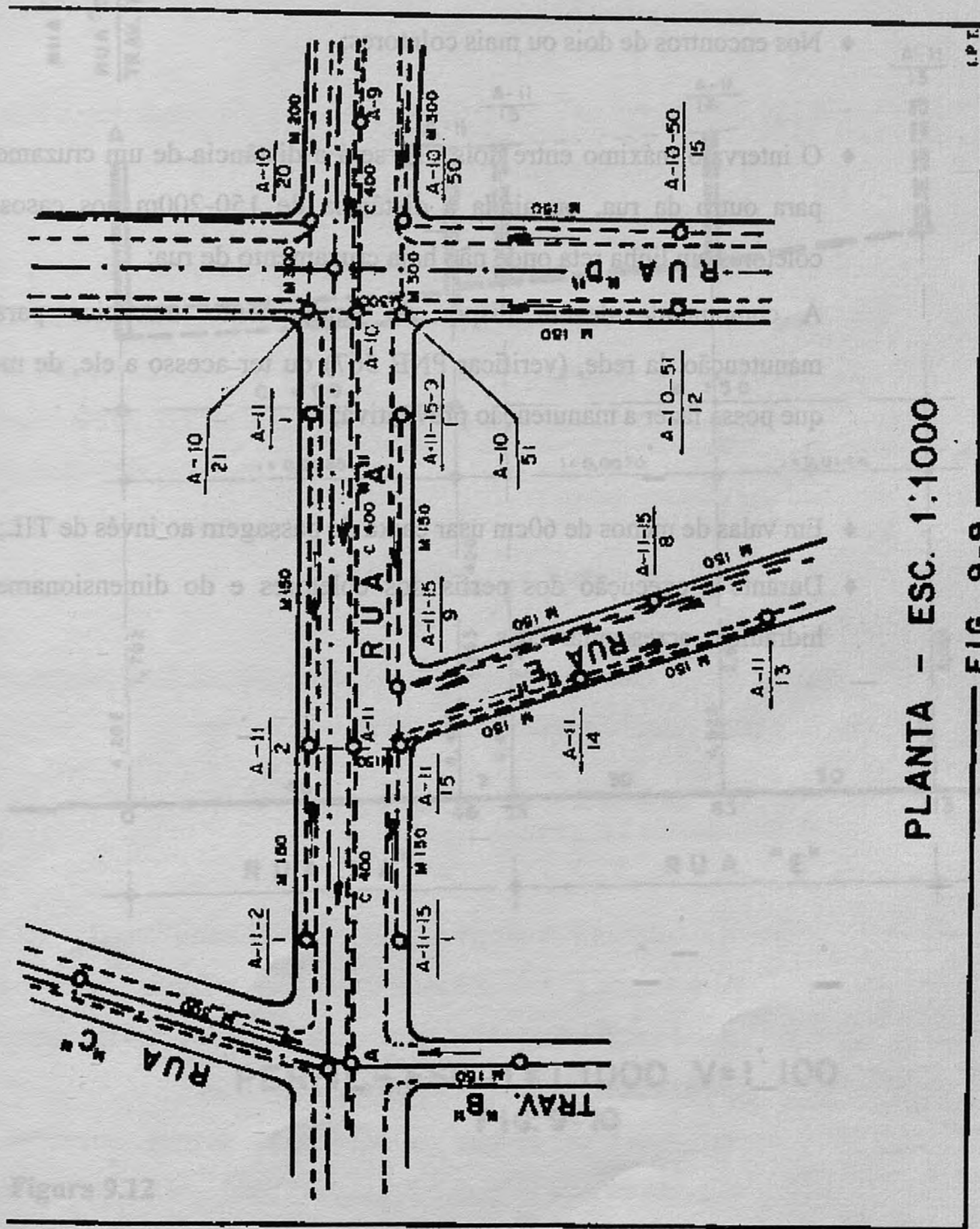


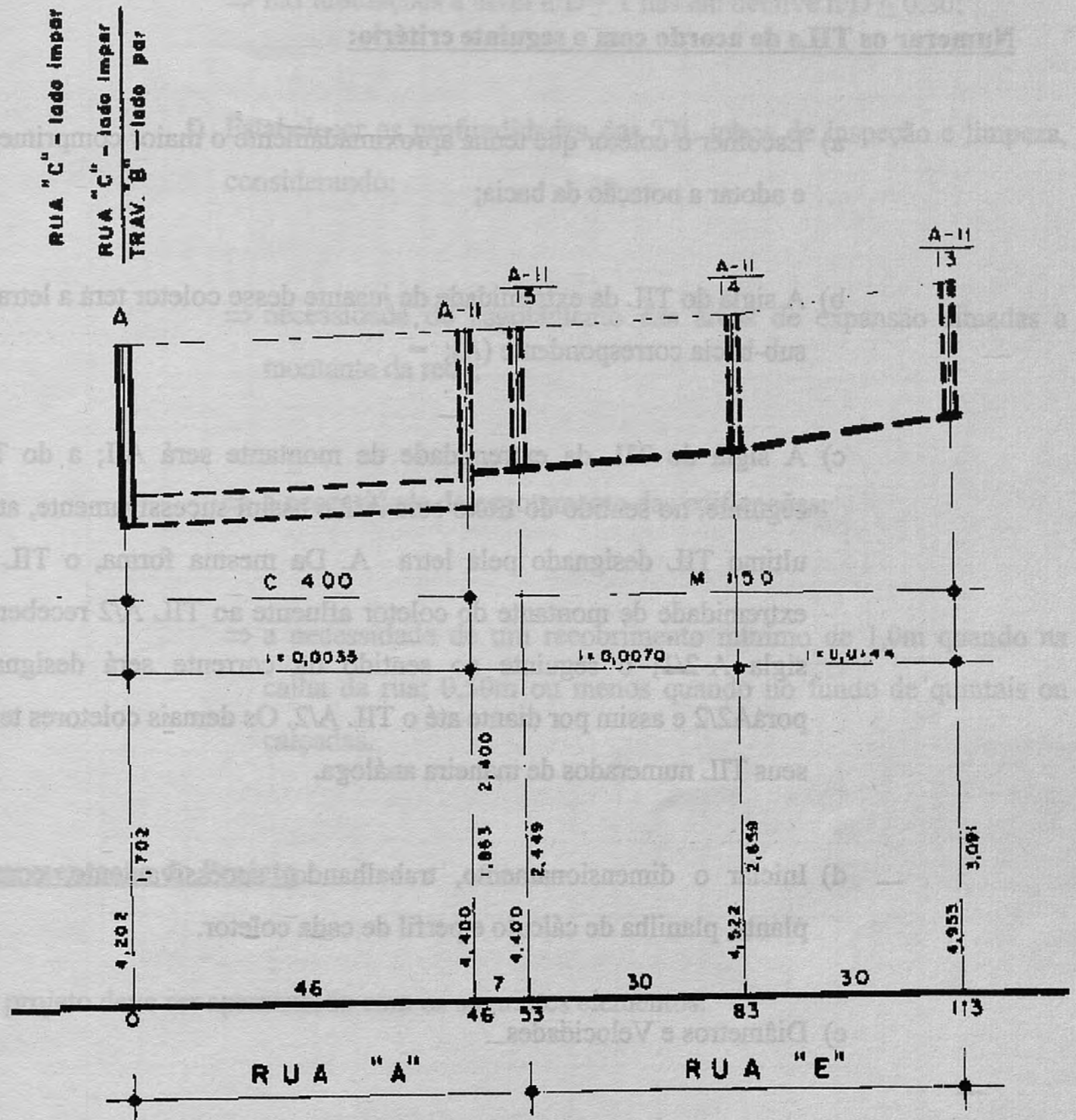
Figura 9.11

PLANTA - ESC. 1:1000

FIG. 9-9

- ◆ No início as cabeceiras de rede;
- ◆ Nos pontos onde houver mudanças de direção na horizontal ou vertical;
- ◆ Nos encontros de dois ou mais coletores;
- ◆ O intervalo máximo entre dois TIL será a distância de um cruzamento para outro da rua, ou ainda a distância de 150-200m nos casos de coletores em linha reta onde não haja cruzamento de rua;  
A comunidade deverá dispor de equipamento mecânico para a manutenção da rede, (verificar PNB 567) ou ter acesso a ele, de modo que possa fazer a manutenção preventiva;
- ◆ Em valas de menos de 60cm usar caixa de passagem ao invés de TIL;
- ◆ Durante a execução dos perfis dos coletores e do dimensionamento hidráulico, acrescentar TILs.

# PROJETO



PERFIL - ESC. H = 1:1000 V = 1:100  
 FIG. 9-10

Figura 9.12

- ◆ Nos pontos onde houver necessidade de degraus nos coletores;

**Numerar os TILs de acordo com o seguinte critério:**

- a) Escolher o coletor que tenha aproximadamente o maior comprimento e adotar a notação da bacia;
- b) A sigla do TIL da extremidade de jusante desse coletor terá a letra da sub-bacia correspondente (A);
- c) A sigla do TIL da extremidade de montante será A/I; a do TIL seguinte, no sentido do fluxo será A/2 e assim sucessivamente, até o último TIL designado pela letra A. Da mesma forma, o TIL da extremidade de montante do coletor afluente ao TIL A/2 receberá a sigla A-2/1; o seguinte no sentido da corrente será designado por A2/2 e assim por diante até o TIL A/2. Os demais coletores terão seus TIL numerados de maneira análoga.
- d) Iniciar o dimensionamento, trabalhando, sucessivamente, com a planta, planilha de cálculo e perfil de cada coletor.
- e) Diâmetros e Velocidades
  - ⇒ os diâmetros a empregar são os previstos neste trabalho, 100mm até o tanque séptico, 40mm a partir dele, aumentando de acordo com o cálculo das vazões, exceto nos casos de áreas íngremes nas quais se poderá chegar a 25mm como mínimo;
  - ⇒ para todos os trechos da rede serão sempre estimadas as velocidades para as vazões finais do projeto no final do trecho de modo a satisfazer os seguintes valores,  
 $0,05\text{m/s} < v < 5,0\text{m/s}$ ;

⇒ nas tubulações a nível  $h/D = 1$  nas em declive  $h/D \leq 0,80$ ;

f) Estabelecer as profundidades dos TIL tubos de inspeção e limpeza, considerando:

⇒ necessidade de esgotamento das áreas de expansão situadas a montante da rede;

⇒ a necessidade de esgotamento das edificações;

⇒ a necessidade de um recobrimento mínimo de 1,0m quando na calha da rua; 0,50m ou menos quando no fundo de quintais ou calçadas.

### **Apresentação do Projeto**

O projeto deve ser apresentado com os seguintes elementos:

⇒ Memória técnica;

⇒ Planilhas de dimensionamento

PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE DE ESCOTOS SANITÁRIOS										CÁLCULO VISTO		APPROVAÇÃO		DATA			
CONTRIBUÍVEIS TRANSVERSALS	LOCAL	III.		COTAS (m)		DESPENSA (m)	DISTÂNCIA (m)	EXTENSÃO CONTRIBUTIVAS (m²)	TAXAS (R\$/m³)		VALORES (R\$)	OUTRAS CONTRIBUIÇÕES (R\$)	CÁLCULO BASE (R\$)	COTAGEM (m)	VALORES MODIFICADA (%)	VALOR DODAR (R\$/m³)	
		Nº		TERRENO	PUNDO				INICIAL	FINAL							INICIAL

Figura 9.14

- g) Plantas gerais de acordo com o item 9.b3;
- h) Plantas do projeto básico contendo:

◆ traçado da rede com a localização e numeração de todos TIL;

◆ sentido de escoamento;

◆ diâmetro e materiais adotados em cada trecho dos coletores;

◆ detalhes das chegadas da tubulação onde foram adotados tubos de queda;

◆ perfis dos coletores com indicação:

⇒ das cotas de terreno e dos fundos dos TILs;

⇒ do diâmetro e material de cada trecho do coletor;

⇒ da declividade e distância de cada trecho;

⇒ dos logradouros, não só onde se situa o coletor, como das ruas transversais ao seu traçado;

⇒ das distâncias acumuladas entre TILs, a partir do TIL de jusante;

⇒ das principais interferências ao traçado do coletor, e que possam ser de interesse na execução da obra.

◆ detalhes de travessias tais como:

⇒ córregos

⇒ estradas de ferro

⇒ estradas de rodagem, etc.

i) Especificações técnicas dos materiais e dos serviços de engenharia;

j) Orçamento das obras por etapa de implantação;

k) Cronograma físico financeiro do projeto elaborado.



1) Em área com relativa densidade, pode-se tomar como população de projeto a população de saturação adotando-se o cálculo por m de coletor.

- Verificar o número médio de pessoas por casa.
- Verificar a testada média dos lotes, e a partir daí o número de pessoas/m de coletor;
- Considere-se todos os lotes tomados;
- Devido a que os lotes de esquina pertencem a duas ruas e ainda a travessia da própria rua a população a ser tomada será de 80% dos lotes tomados;
- Usando-se tubos de P.V.C de plástico as vazões de cálculo são por segurança as referentes ao consumo d'água.

## **10. SOLUÇÃO POR ETAPAS PARA DESTINO DOS DESPEJOS HUMANOS E ESGOTOS**

As soluções indicadas para destino de dejetos humanos são diferentes da área rural para área urbana.

Para a área rural as soluções individuais, assim chamadas as soluções casa por casa, são impositivas, devido a dispersão da população.

A medida que se dá o adensamento populacional as soluções coletivas (redes de esgotos) se tornam ideais, máximo quando as localidades são providas de abastecimento público com água canalizada, e obrigatórias quando os terrenos não filtram e o abastecimento d'água local é de água de subsolo.

Existem diversos tipos de soluções individuais cuja aplicação depende de hábitos, usos e costumes, economia, tipo de solo e de abastecimento d'água.

A forma de abastecimento d'água é determinante para grupar soluções; soluções sem veiculação hídrica (estáticas) soluções com veiculação hídrica (dinâmicas).

A privada com fossa seca é dentre as soluções sanitárias satisfatórias sem veiculação hídrica, a conhecida há mais tempo.

Nas áreas adensadas onde são implantados abastecimento público com água canalizada, torna-se também necessária a implantação de sistema de esgotos sanitários.

A falta de esgotos sanitários nestes casos traz como conseqüência Problemas estéticos, de odores e sanitários, pelo perigo de contato direto e da proliferação de moscas e mosquitos.

Em razão de problemas de diversa ordem, mas, principalmente, os econômicos resultantes do seu alto custo global, os esgotos sanitários convencionais não acompanham a implantação dos sistemas de água.

Em conseqüência os serviços de saúde e de saneamento continuam a promover e implantar em povoados, vilas, pequenas cidades e área periféricas soluções individuais.

Como já dito, dentre as soluções a que inicialmente mais se difundiu foi a privada com fossa seca. As privadas com fossa seca apresentam contudo problemas, como o da necessidade de escavar novas fossas, quando a fossa em uso fica cheia, com a remoção das privadas para novos sítios. Outros problemas aparecem em áreas de terreno rochoso ou de terrenos com lençol freático superficial.

Em 1960 durante os cursos de inspetores de saneamento da Fundação SESP apresentamos pela primeira vez a privada com fossa de fermentação figuras 9.01 e 9.02, fruto de experiência amadurecida e destinada a resolver problemas apresentados na implantação da privada de fossa seca, como destino sanitário elementar para os dejetos humanos. Este trabalho foi levado ao IV Congresso Internacional de Medicina Tropical realizado no Rio de Janeiro em 1963 e publicado na revista de Saúde Pública da F.SESP em 1967 "Privada com fossa de fermentação 13(2): 13-12/1967.

As dificuldades citadas para a fossa seca decorrem de:

⇒ Nos terrenos rochosos impossibilidade e alto custo da escavação das fossas;

⇒ Em terreno rochoso com a dificuldade de infiltração no terreno a fossa enche mais depressa e com isso leva a novos gastos de remoção da casinha para novo lugar e escavação de nova fossa;

⇒ Dificuldade de execução de fossas em áreas de lençol freático superficial;

⇒ Perigo sanitário da remoção de fezes ainda frescas das privadas estanques, que seriam uma alternativa para as privadas com fossa seca.

A privada com fossa de fermentação tem basicamente duas fossas rasas justapostas, de 1m de profundidade (em oposição a uma fossa de 2,5m de profundidade da privada com fossa seca). As duas fossas são usadas alternadamente.

A privada com fossa de fermentação oferece vantagens:

a) Mais fácil execução e menor custo em áreas com terrenos de pedra ou os de lençol freático superficial;

b) Maior durabilidade já que as fossas são utilizadas alternadamente.

Enquanto se usa uma, na outra os dejetos estão em processo de fermentação e quando a segunda estiver cheia se remove o material fermentado da primeira que entra de novo em uso isolando-se para fermentação a segunda; e assim sucessivamente.

Em caso de necessidade em terrenos alagados, pode-se substituir as fossas por dois tanques superficiais justapostos e de mesma dimensão, usando-se degraus de acesso as privadas.

A única desvantagem da privada com fossa de fermentação em relação a privada de fossa seca é o fato de que em igualdade de condições de terreno custa cerca 20% mais, o que é largamente compensado pela economia com o maior tempo de uso que possibilita.

Como toda contribuição nova, a privada com fossa de fermentação sofreu de início certa resistência até que nos últimos anos vem tendo larga aplicação, dentro e fora do país.

É contudo uma solução individual, própria para áreas com abastecimento de água não canalizada, para os quartos de banho, ou para dentro das casas.

A medida que se implantam serviços de abastecimento d'água com água canalizada, surge a necessidade de implantação de esgotos sanitários como já dito.

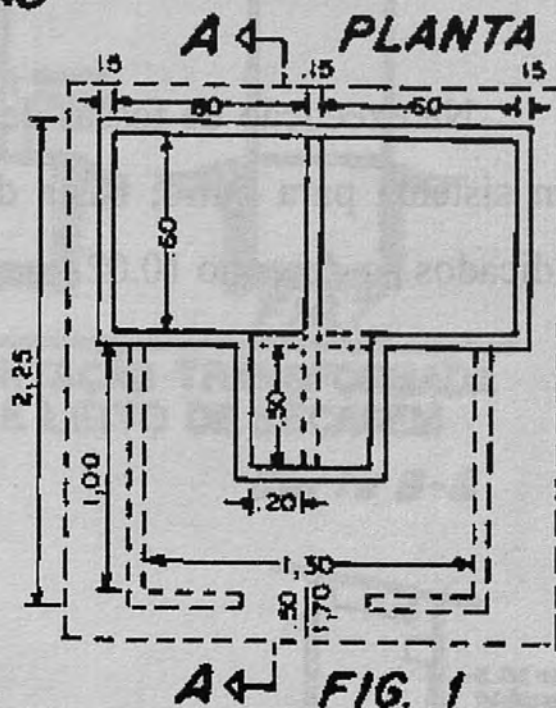
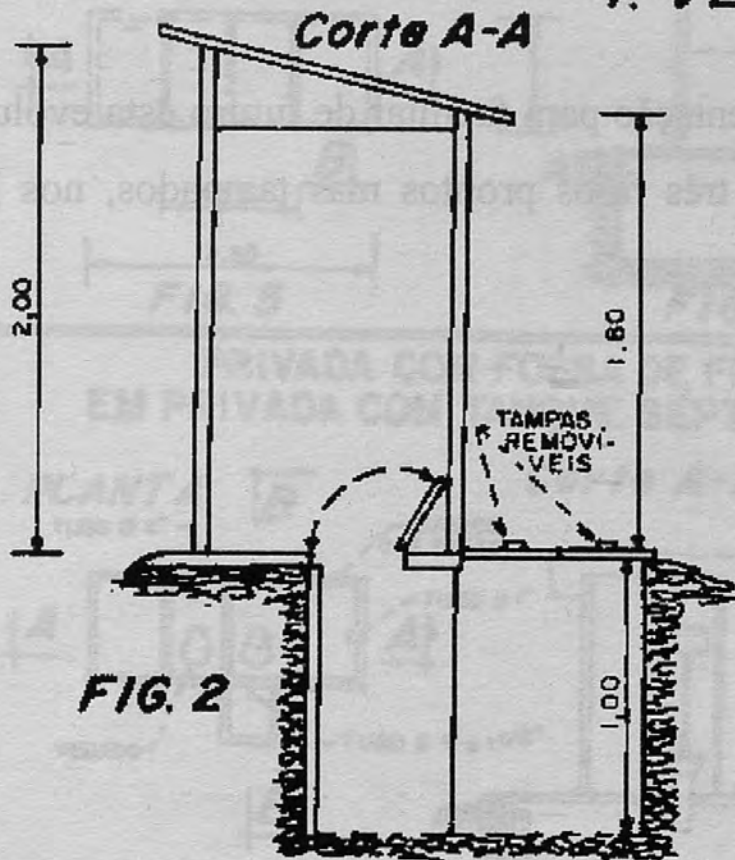
No XI Congresso de Engenharia Sanitária – Fortaleza – CE, apresentamos nossa contribuição para a redução de custos dos esgotos sanitários em cidades de menor porte e áreas periféricas, que mostrou ser válida em outros casos de cidades de maior porte: é o “Sistema não convencional de esgotos sanitários a custo reduzido” que implica numa redução de até 80% dos custos em confronto com o esgoto clássico convencional.

Para a redução das declividades dos coletores e conseqüentemente da escavação de valas e redução dos diâmetros o sistema tem como base o emprego de tanques sépticos domiciliares aos quais se acopla pequenos leitos de secagem para facilitar a remoção, sem despesa, dos lodos, pelo próprio morador. Em terrenos que não filtram o leito de secagem pode ser transformado em câmara impermeável onde se adiciona cal para coagulação de decantação do lodo.

Em muitos lugares há atualmente implantadas fossas de fermentação na Segunda versão (figura 10.01), graças ao trabalho da Fundação SESP.

# PRIVADA COM FOSSA DE FERMENTAÇÃO, TIPO CYNAMON

1ª VERSÃO



2ª VERSÃO

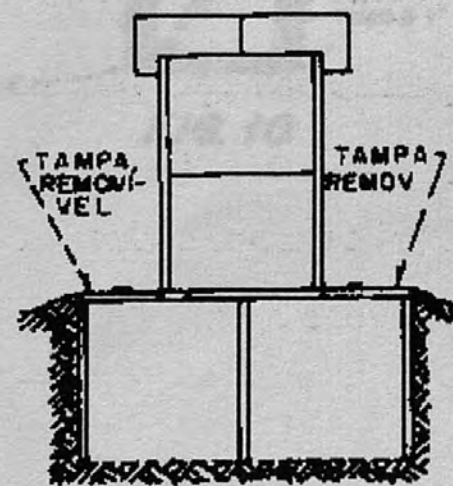
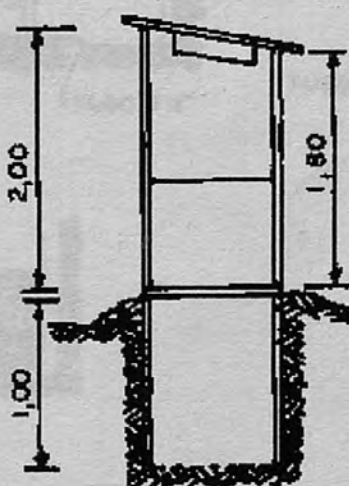
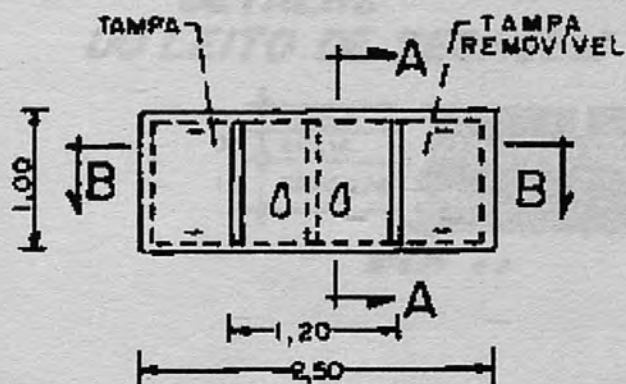
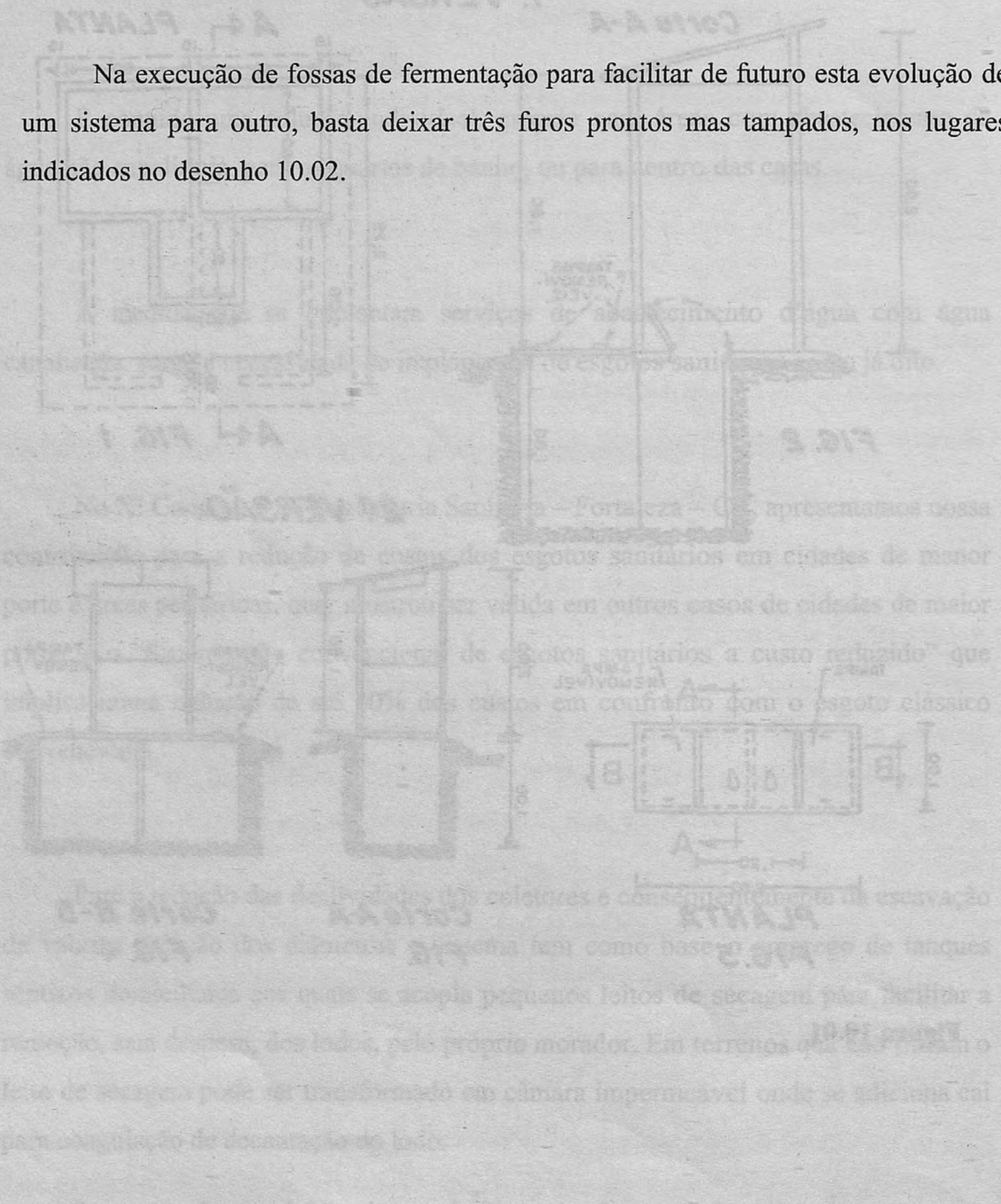


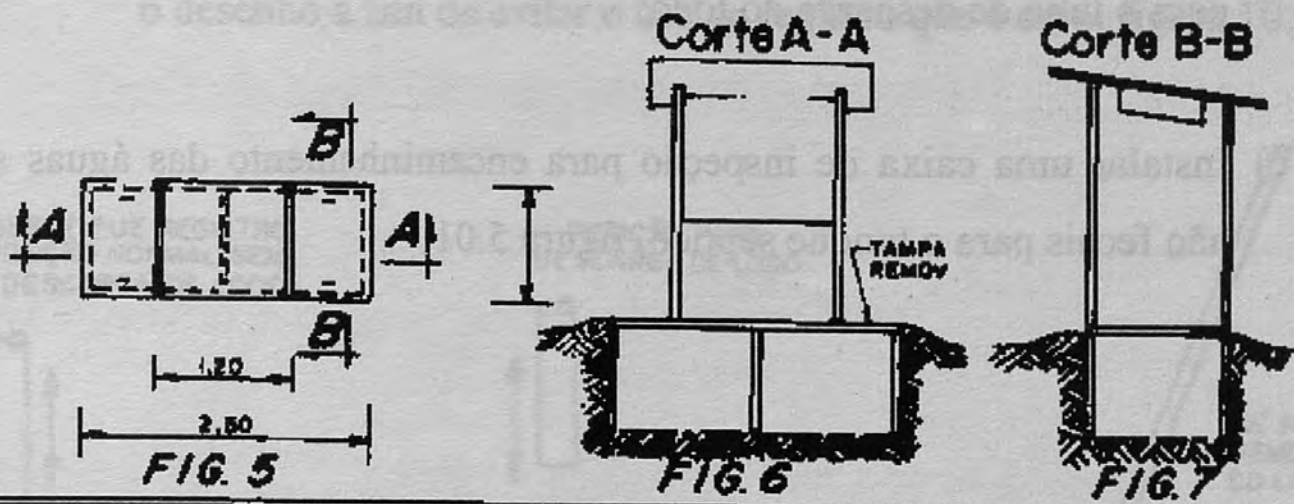
Figura 10.01

Já prevendo o desenvolvimento futuro a privada com fossa de fermentação pode ser útil num sistema de evolução de solução individual para solução de esgoto não convencional a custo reduzido.

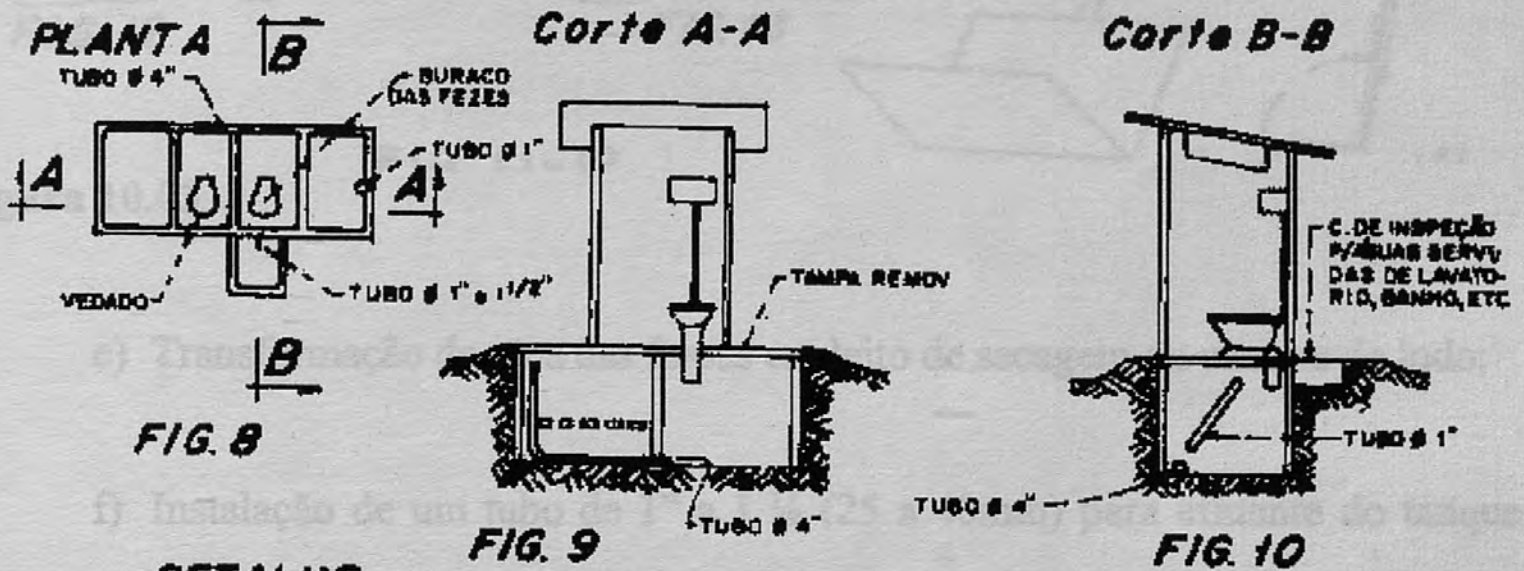
Na execução de fossas de fermentação para facilitar de futuro esta evolução de um sistema para outro, basta deixar três furos prontos mas tampados, nos lugares indicados no desenho 10.02.



## PRIVADA COM FOSSA DE FERMENTAÇÃO



## PRIVADA COM FOSSA DE FERMENTAÇÃO TRANSFORMADA EM PRIVADA COM TANQUE SÉPTICO E LEITO DE SECAGEM



### DETALHE DO LEITO DE SECAGEM

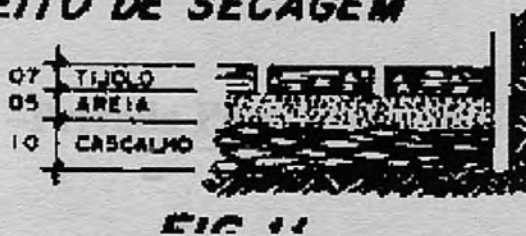
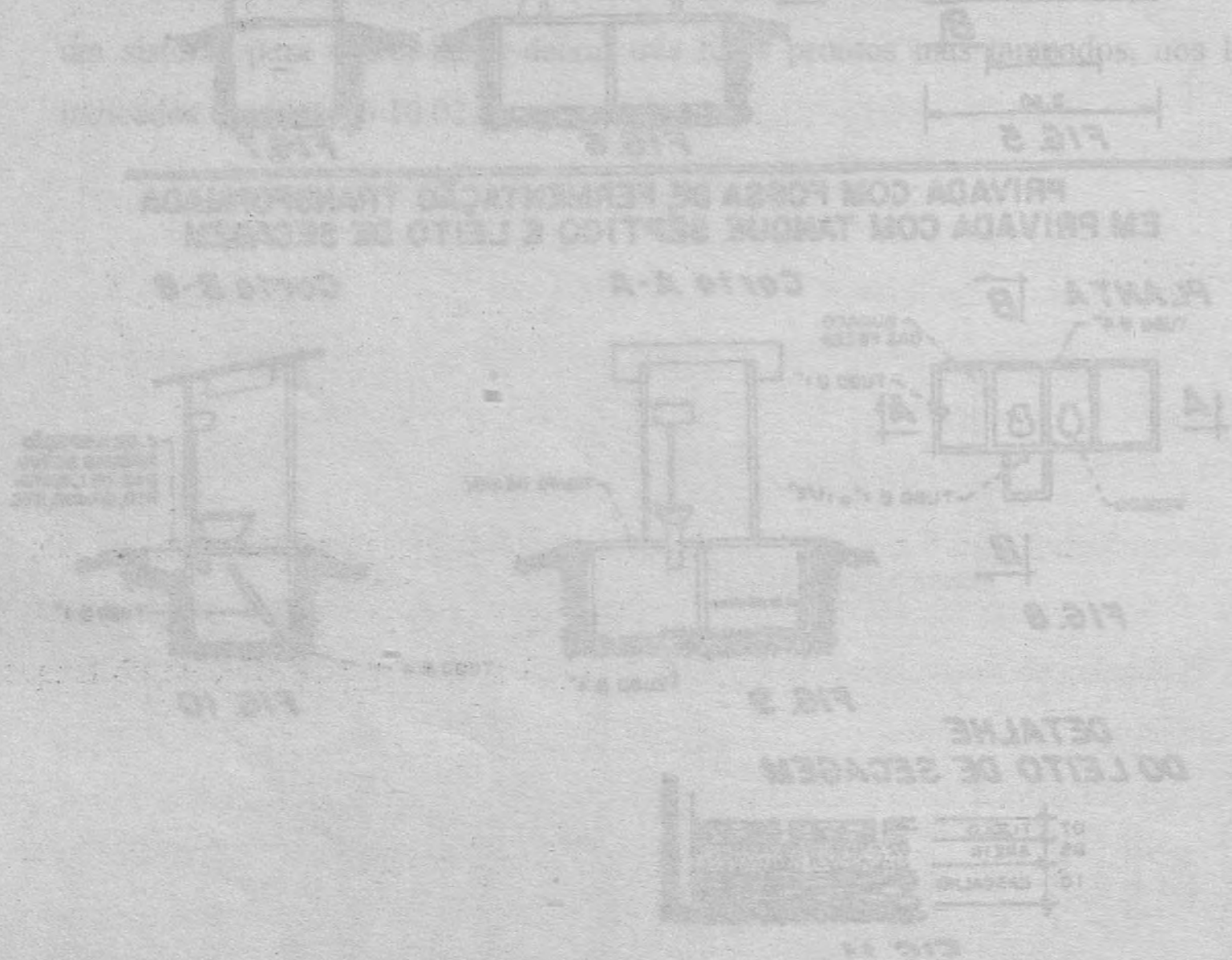


Figura 10.02



- b) Tampar a abertura do buraco para a outra fossa, deixando uma passagem para o tubo de descarga do lodo;
- c) Instalar uma caixa de inspeção para encaminhamento das águas servidas não fecais para o tanque séptico, figura 5.01;



- d) Instalação de um tubo de 4" (100mm) para descarga de lodo de acordo com o desenho a fim de evitar o uso de registro que é caro, figura 10.03;

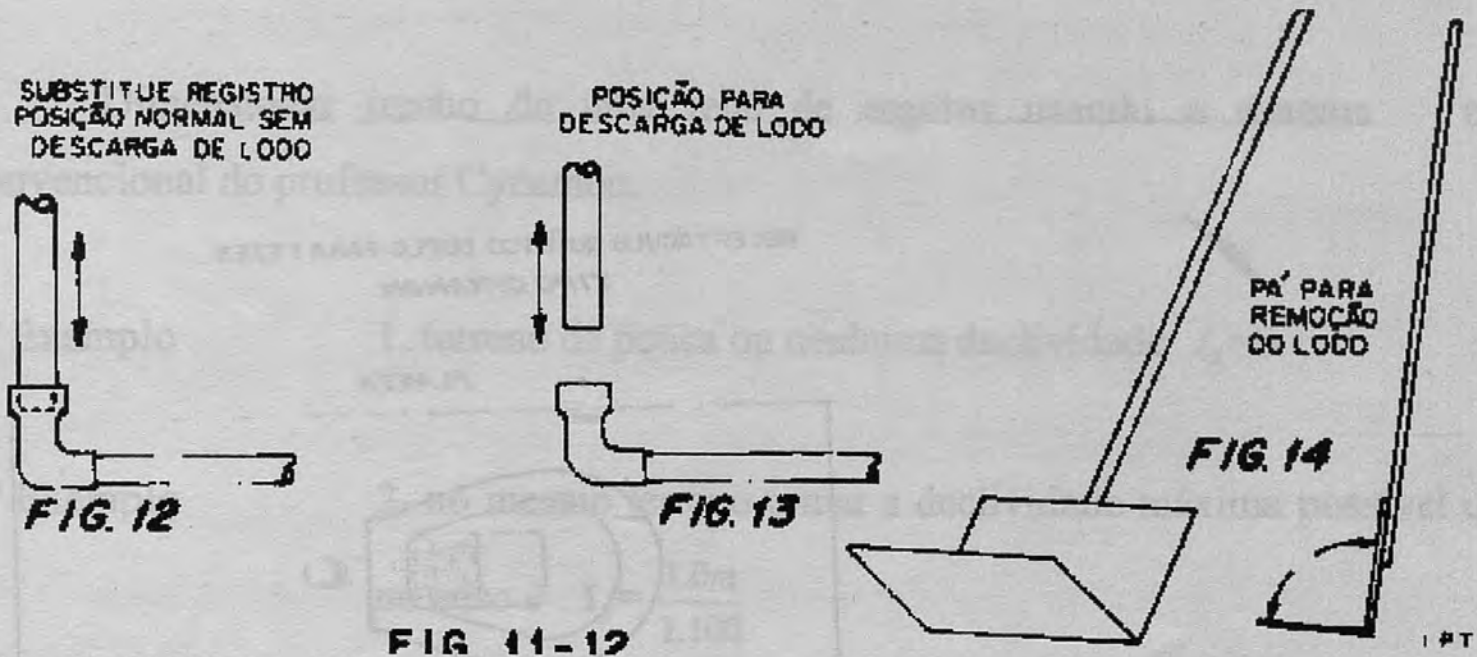


Figura 10.03

- e) Transformação de uma das fossas em leito de secagem ou câmara de lodo;
- f) Instalação de um tubo de 1" a 1 ½ (25 a 40mm) para efluente do tanque séptico.

### 10.1 –Privada Para Áreas de Cólera Tipo Cynamon

Apresentamos como complemento um novo tipo de privada por nos desenvolvida que se destina a áreas com risco de cólera. Consta de vaso sanitário com pedestal assentado sobre duas caixas coletoras de fezes de tal modo que com um dispositivo de giro uma tampa circular que é colocada no fundo do pedestal de saída do vaso e que com o auxílio de uma manivela externa que perfura o pedestal do vaso permite seja o acesso as caixas receptoras vedado uma de cada vez, isto é alternadamente. Se adiciona as caixas receptoras ou cal na proporção de 25g por litro de capacidade ou soda na proporção de 12,5 gramas por litro de capacidade. Quando em uso tendo-se enchido uma das caixas, por um giro de manivela se coloca em posição de uso a outra caixa que quando estiver próxima de encher se esvazia o conteúdo já desinfetado da primeira e se o leva para o destino conveniente. Ver figura

10.01. A privada pode ser usada em aviões, navios, trens, ônibus, terminais rodoviários ou ferroviários, barcaças, acampamentos provisórios.

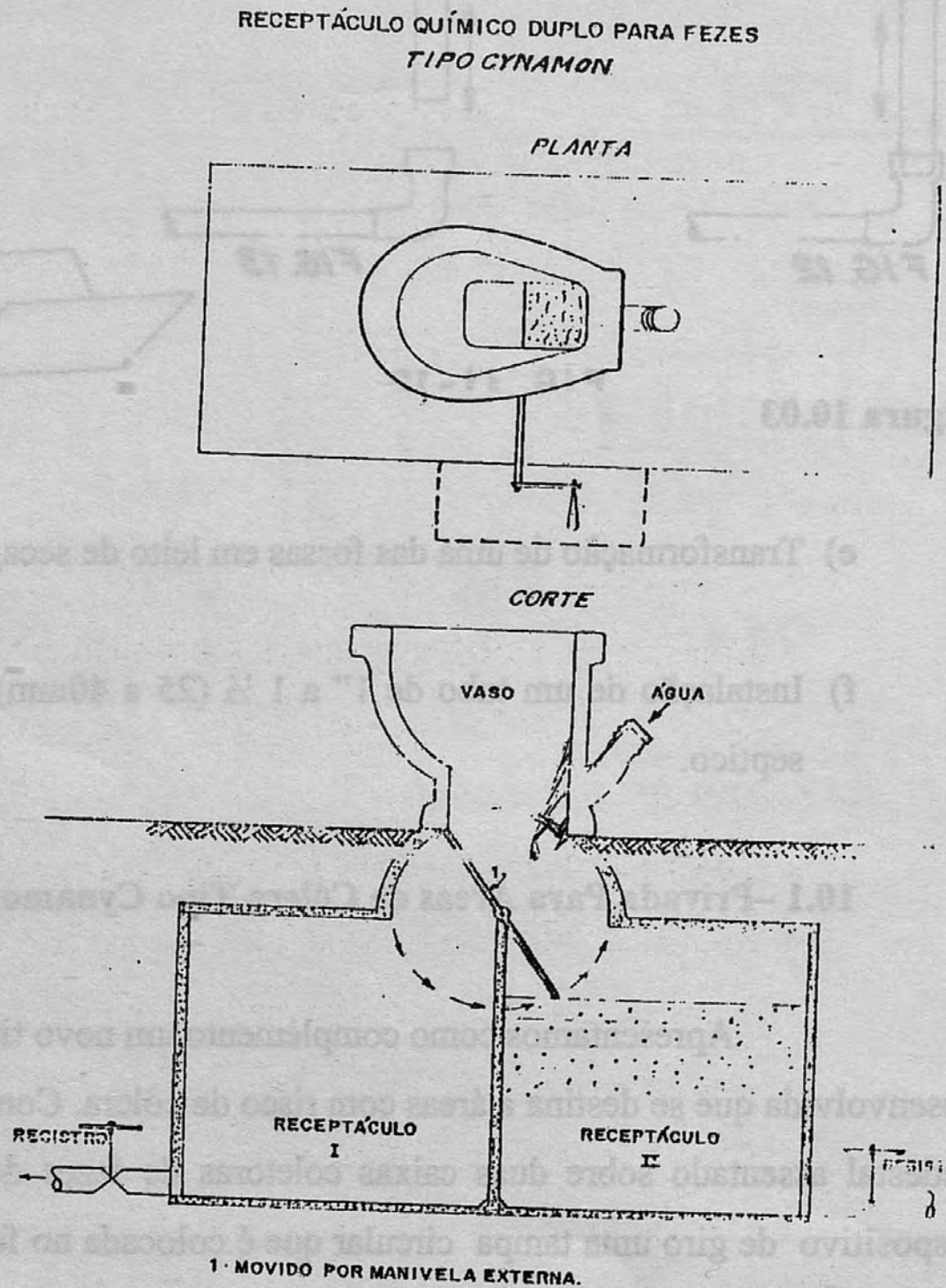


Figura 10.1.1

## 11. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE ESGOTOS

### - Trecho de rede e estação de tratamento segundo o Método Cynamon

Dimensionar trecho de uma rede de esgotos usando o sistema não convencional do professor Cynamon.

1º Exemplo                    1. terreno de pouca ou nenhuma declividade  $I_2=0$

2º Exemplo                    2. no mesmo terreno tomar a declividade máxima possível que  
no caso é  $I_2 = \frac{1.0m}{1.100}$

a) Dados do 1º exemplo

- ◆ Declividade do terreno  $I_2 = 0 \text{ m/m}$ ;
- ◆ Comprimento total do trecho  $L_2 = 1.100\text{m}$ ;
- ◆ Quarteirões de 100m de testada;
- ◆ Largura das ruas 10,0m;
- ◆ Lotes com testada média de 10,0m;
- ◆ Habitantes por casa 5 hab/casa;
- ◆ Lotes em ambos os lados da rua;
- ◆ Consumo d'água 100l/hab dia;
- ◆ Lançamento final dos esgotos em córrego após tratamento: Perda de carga na ETE 0,50m;
- ◆ Maré máxima da água no córrego 2,5m abaixo do nível da rua;
- ◆ Profundidade mínima dos coletores de esgotos 1,0m do nível da rua e máximo de 4,5m.

b) Dados do 2º exemplo

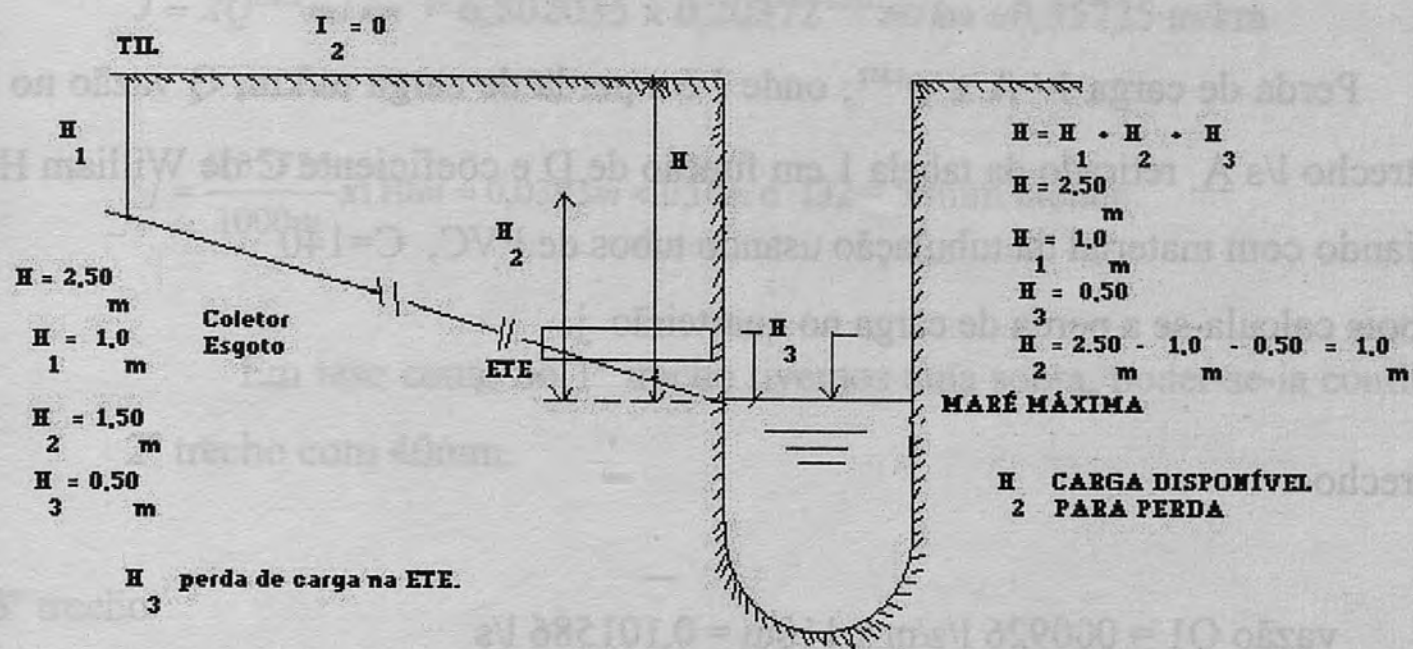
Os mesmos dados acima mas considerando a declividade de  $I_2 = \frac{1.0m}{L_2}$

$$I_2 = \frac{1.0m}{1.100m} = \text{ para o trecho da rede de esgotos.}$$

### Exercício - Solução:

- População de projeto – Utilizando o método da população de saturação de Macedo adaptado ao caso, supondo todos os lotes tomados;
- População: 10 lotes por quarteirão com casas de ambos os lados da rua são  $2 \times 10 = 20$  lotes, e sendo 5 hab/lote teremos :  
 $5 \times 10 = 50 \text{ hab} \times 2 = 100 \text{ hab.}$  considerando os dois lados da rua;
- Vazão por metro linear  $Q \text{ l/m};$
- Litros por lote/dia =  $5 \times 100 \text{ l/lote/dia} = 500 \text{ l}$  usaremos fator de correção 0,8 que se justifica devido a que os lotes das esquinas aparecem em duas ruas e mais que no meio da rua não há lotes e portanto contribuição de esgotos;
- $5 \times 100 = 500 \text{ l/dia} \times 0,8 = 400 \text{ l/lote/dia}$ , cada lote tem em média 10m de testada logo teremos  $40 \text{ l/m/dia}$  e por segundo  $\frac{40 \text{ l/m/dia}}{86,400 \text{ s/dia}} = 0,0004631 \text{ l/s/m}$ , e nos casos de casas dos dois lados da rua  $= 0009261 \text{ l/m/s} = Q \text{ l/s / m}$ .

## Esquema do terreno, com coletor de esgotos, ETE e córrego receptor.



**Figura 11.01**

Com 2,50 de distancia da maré máxima até o nível da rua e mais uma perda de carga na ETE de 0,50 teremos:

Disponível para perda de carga  $2,50m - 1,00m - 0,50m = 1,0m$ .

Exemplo - 1 -

Método de cálculo de Cynamon, com a tubulação em degraus e considerando 10 trechos teremos em primeira mão em cada trecho uma perda de carga disponível

$$\frac{1,00m}{10} = 0,10m$$

### Procedimentos de calculo para exercício nº 1

$$I_2 - 0m/m$$

Calcular a vazão no final de cada trecho: a perda de carga é dada por  $J = A Q^{1.852} m/km$  onde Q vazão no final do trecho, em litros por segundo; A extraído da tabela nº 1 em função de D e do material dos tubos que no nosso caso são de PVC,

$C = 140$ . A tentativa começa com o menor diâmetro possível i.e.  $D = 38$  praticamente 40mm da tabela  $A = 25,8865$ .

Perda de carga  $J = A \times Q^{1.852}$ ; onde  $J$  é a perda de carga m/km;  $Q$  vazão no final do trecho l/s  $A$  retirado da tabela 1 em função de  $D$  e coeficiente  $C$  de William Hazen variando com material da tubulação usando tubos de PVC,  $C=140$   
Depois calcula-se a perda de carga no quarteirão  $j$ .

1º trecho

$$\text{vazão } Q_1 = 0,00926 \text{ l/s/m} \times 110\text{m} = 0,101586 \text{ l/s}$$

$$D_1 = ?$$

Recorremos a tabela 1 e numa primeira tentativa vamos adotar o menor diâmetro tabelado  $D_1=40\text{mm}$ : para  $C = 140$   $A = 25,8865$ , perda de carga no trecho;

$$J = 25,8865 Q^{1.852} = 25,8865 \times 0,101586^{1.852} = 0,3766 \text{ m/km e a perda no trecho } j;$$

$$j = \frac{0,37766 \text{ m/km}}{1000\text{m}} \times 110\text{m} = 0,0414\text{m} < 0,10\text{m} \text{ o diâmetro } D_1 = 40\text{mm} \text{ atende.}$$

2º trecho

$$Q_2 = 2 \times 0,10186 \text{ l/s} = 0,20372 \text{ l/s}$$

$$\text{Tomando } D_2 = 40\text{mm} \quad A = 25,8865$$

$$J = 25,8865 \times 0,20372^{1.852} = 1,3596 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{1,3596 \text{ m/km}}{1.000\text{m}} \times 110\text{m} = 0,1496\text{m} > 0,10\text{m}$$

o diâmetro de  $D_2 = 40\text{mm}$  não atende.

Passando para  $D_2 = 50\text{mm}$  ;  $Q = 0,20372$ ;  $A=6,802035$

$$J = AQ^{1.852} \text{ m/km} = 6,802035 \times 0,20372^{1.852} \text{ m/km} = 0,35725 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,35725}{1000\text{m}} \times 110\text{m} = 0,0393\text{m} < 0,10\text{m} \text{ e } D_2 = 50\text{mm} \text{ atende.}$$

Em tese como no 1º trecho tivemos uma sobra, poder-se-ia continuar no 2º trecho com 40mm.

3º trecho

$$Q = 3 \times 0,10186 = 0,80558 \text{ l/s}$$

Para  $D_3 = 50\text{mm}$   $A = 6,802035$

$$J = 6,802035 \times 0,80558^{1.852} = 0,7570 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,7570 \text{ m/km}}{1000\text{m}} \times 110\text{m} = 0,0833\text{m} < 0,10\text{m}$$

$D_3 = 50 \text{ mm}$  atende

4º trecho

$$Q = 4 \times 0,10156 \text{ l/s} = 0,40744 \text{ l/s}$$

como seguramente  $D_4 = 50\text{mm}$  não atende vamos tentar com  $D_4 = 60\text{mm}$

$D_4 = 60 \text{ mm}$  e C 140,  $A = 2,79951$

$$j = \frac{0,5307}{1000} \times 110 = 0,0584 < 0,10\text{m}$$

$D_4 = 60\text{mm}$  atende



5° trecho

$$Q_5 = 5 \times 0,10186 = 0,5093 \text{ l/s}$$

$$\text{Para } D_5 = 60\text{mm} \quad J = 2,799151 \times 0,5093^{1,852} = 0,8023 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,8023}{1000} \times 110 = 0,08825 < 0,10 \text{ m}$$

Logo  $D_5 = 60\text{mm}$  atende

6° trecho

$$Q_6 = 6 \times 0,10186 \text{ l/s} = 0,61116 \text{ l/s}$$

$$\text{Com } D_6 = 60 \text{ mm} \quad A = 2,79915$$

$$J = 2,79915 \times 0,61116^{1,852} = 1,12457 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{1,12457}{1000} \times 110 = 0,1237 \text{ m} > 0,10 \text{ m} \text{ e } D_6 = 60\text{mm} \text{ não atende}$$

Logo se tenta com  $D_6 = 75\text{mm}$

7° trecho

$$Q_7 = 7 \times 0,10186 \text{ l/s} = 0,71302 \text{ l/s}$$

$$D_7 = 75\text{mm}$$

$$C_7 = 140 \quad A = 0,94$$

$$J = 0,944223 \times 0,71302^{1,852} = 0,50468 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,5046}{1000} \times 110 = 0,0555 \text{ m} < 0,10 \text{ m} \text{ e } D_7 = 75\text{mm} \text{ atende}$$

8° trecho

$$Q_8 = 8 \times 0,10186 = 0,81488 \text{ l/s}$$

$$\text{Adotando } D_8 = 75\text{mm } A = 0,944223$$

$$J = 0,94423 \times 0,71302^{1,852} = 0,6425 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,6425 \times 110}{1000} = 0,711 \text{ m} < 0,10 \text{ m} \text{ e } D_8 = 75\text{mm} \text{ atende}$$

9° trecho

$$Q_9 = 9 \times 0,10156 = 0,91674 \text{ l/s}$$

$$\text{Adotando } D_9 = 75\text{mm } A = 0,944223$$

$$J = 0,94423 \times 0,91674^{1,852} = 0,80312 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,80312 \times 110}{1000} = 0,883 \text{ m} < 0,10 \text{ m} \text{ e } D_9 = 75\text{mm} \text{ atende}$$

10° trecho

$$Q_{10} = 10 \times 0,10186 \text{ l/s} = 1,0186 \text{ l/s} \quad \text{para } D_{10} = 75\text{mm } A = 0,944223$$

$$J = 0,94423 \times 1,0186^{1,852} = 0,977 \text{ m/km}$$

$$j = \frac{0,977 \times 110}{1000} = 0,10747 > 0,10 \text{ m}$$

Como há sobras de carga a montante poderia se adotar  $D = 75\text{mm}$  ou sendo de modo mais conservador  $D_{10} = 100\text{mm}$ .

**Observação:**

As vazões no final do trecho e mais os comprimentos iguais, foram usadas para facilitar a compreensão do método.

Nos casos da prática, as distâncias e vazões mudam.

Exemplo 2 – Solução considerando o terreno em declive.  $I_2 = ?$

1 - Profundidade mínima dos coletores lançados no meio da rua  $H = 1,0\text{m}$ ;

2 – Perda de carga na ETE =  $0,50\text{m}$ ;

3 – Profundidade admissível para a rede;

3.1 - Antes da ETE  $H = 2,50\text{m} - 0,50\text{m} = 2,0\text{m}$ ;

4 - Carga disponível  $2,0\text{m} - 1,0\text{m} = 1,0\text{m}$

$$\text{logo } I_2 = \frac{1,0\text{m}}{1.100\text{m}} = 0,000909\text{m/m}$$

Adotamos de início uma declividade geral de  $1\text{m}/1100\text{m} = 0,000909\text{ m/m} = I_2$

Cálculo considerando-se escoamento em sistema de canal  $V = C\sqrt{RI}$

Método adotado para chegar ao dimensionamento: artifício de cálculo a partir de falsa hipótese.

1º trecho

$$Q_1 = 0,10186 \text{ l/s}$$

$$I_2 = 0,000909 \text{ m/m}$$

$$V = C \sqrt{RI}$$

$$V_1 = C \sqrt{RI_1}$$

$$V_2 = C_2 \sqrt{RI_2}$$

$$\frac{V_1}{V_2} = m; \quad m = \frac{\sqrt{I_1}}{\sqrt{I_2}} \text{ o que é uma falsa hipótese já que } C_1 \neq C_2, R_1 \neq R_2 \text{ e só se}$$

dá quando se chega ao diâmetro correto e  $V_1 = m \times V_2$  e  $V_2 = \frac{1}{m} \times V_1$  D1 = ?.

A primeira tentativa parte do menor diâmetro permitido D1 = 40mm e caso este não atenda com  $h/D = 0,80$ , teremos que tentar com o diâmetro maior seguinte.

1º trecho

$$Q_{12} = 0,10186 \text{ l/s}$$

Com D1 = 40mm tiramos das tabelas II ;  $I_1 = 1,763383$  e sendo  $I_2 = 0,000909$  declividade dada do coletor teremos

$$m = \sqrt{\frac{I_1}{I_2}} = \sqrt{\frac{1,763383}{0,000909}} = 44,04 \text{ e } \frac{1}{m} = 0,023 \text{ e da mesma tabela com } h/D=0,8 \text{ se}$$

tem  $V_1 = 5,0 \text{ m/s}$  e  $V_2 = V_1 \times \frac{1}{m} = 5 \text{ m/s} \times 0,023 = 0,115 \text{ m/s}$ , e da mesma tabela na

coluna  $S(\text{m}^2)$  se tira  $S_1 = 0,000977659 \text{ m}^2$  e

$$Q_{1_1} = 0,000977659 \text{ m}^2 \times 0,115 \text{ m/s} = 0,1124 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 0,1124 \text{ l/s} > 0,10186 \text{ l/s}$$

Logo  $D_1 = 40 \text{ mm}$  atende, porque a capacidade da tabulação é maior que a necessária.

2º trecho

$$Q_2 = 2 \times 0,10186 = 0,20372 \text{ l/s e } I_2 = 0,000909 \text{ m/m}$$

Tentativa com o mesmo diâmetro do trecho anterior  $D = 40 \text{ mm}$  onde:

$$Q_{1_1} = SV = 0,1124 \text{ l/s} < 0,20372 \text{ l/s e } D_2 = 40 \text{ mm não atende}$$

Para  $D_2 = 50 \text{ mm}$ ;  $I_1 = 1,1191573 \text{ m/m}$  com  $h/D = 0,8$ ,  $V_1 = 5 \text{ m/s}$ ,  $S$  da tabela é:  $0,000977659 \text{ m}^2$ . Com o mesmo procedimento usado para o trecho 1 se chega a:

$$m = \frac{\sqrt{I_1}}{\sqrt{I_2}} = \frac{\sqrt{1,1191573}}{\sqrt{0,000909}} = 35,09 \text{ e } \frac{1}{m} = 0,028 \text{ e } Q_{2_2} = S_1 \times V_2 =$$

$$= 0,0019573 \times 0, = 14 \text{ m}^3/\text{s} = 0,24333 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 0,243331 \text{ l/s} > 0,220372 \text{ l/s}$$

logo  $D_2 = 50 \text{ mm}$  atende.

3º Trecho

$$Q_{3_2} = 3 \times 0,10156 = 0,30558 \text{ l/s}$$

$D_3 = 50 \text{ mm}$  é insuficiente pois  $Q$  obtido no trecho anterior, nos mostra um

$$Q_1 = 0,243331 \text{ l/s} < 0,305581 \text{ l/s}$$

Para  $D_3 = 60\text{mm}$   $I_1 = 0,792085$  para  $H/D = 0,8$   $V_1 = 5\text{ m/s}$   $e, m = \frac{\sqrt{I_1}}{\sqrt{I_2}}$

$$m = \frac{\sqrt{0,79208}}{\sqrt{0,000909}} = 29,52 e \frac{1}{m} = 0,0339 \quad e \quad V_2 = 0,0339 \times 5,0 = 0,1695\text{ m/s}$$

$$Q = S_1 \times V_2 = 0,00271572 \times 0,1695 = 0,46 \times 10^{-3} = 0,46\text{ l/s} > 0,30558\text{ l/s} \quad e$$

$D_3 = 60\text{mm}$  atende

4° trecho

$$Q_4 = 4 \times 0,10186 = 0,40744\text{ l/s}$$

No trecho anterior se chegou a

$$Q = 0,46\text{ l/s} > 0,40744\text{ l/s} \quad \text{logo } D_4 = 60\text{ mm atende}$$

5° trecho

$$Q_5 = 5 \times 0,101586 = 0,5093\text{ l/s} > 0,46\text{ l/s}$$

$D_5 = 60\text{mm}$  é insuficiente

Tentativa com  $D_5 = 75\text{mm}$   $h/D = 0,8$   $V_1 = 5\text{m/s}$  e  $I_1 = 0,59942$

$$m = 25,68 \quad e \quad 1/m = 0,039 \quad e \quad V_2 = 0,039 \times 5\text{m/s} = 0,195\text{m/s} \quad \text{da tabela se tira}$$

$$S = 0,03910637 \quad e \quad Q_2 = 0,03910637 \times 0,195 = 0,763 \times 10^{-3}\text{ m}^3/\text{s} = 0,763\text{ l/s}$$

$$0,763 > 0,59942\text{ l/s} \quad \text{logo } D_5 = 75\text{mm atende/}$$

6° trecho

$$Q_6 = 6 \times 0,10156 = 0,61116 \text{ l/s} < 0,763 \text{ l/s, ver trecho anterior}$$

$$D_6 = 75 \text{ mm atende}$$

7º trecho

$$Q_7 = 7 \times 1,0186 = 0,71302 \text{ l/s} < 0,763 \text{ l/s e}$$

$$D_7 = 75 \text{ mm atende}$$

8º trecho

$$Q_8 = 8 \times 10186 = 0,81488 \text{ l/s} > 0,763 \text{ l/s Logo}$$

$$D_8 = 75 \text{ mm não atende}$$

Para  $D_8 = 100 \text{ mm}$ ,  $h/D < 0,8$ ;  $I_1 = 0,390289$  (tirado da tabela)

$$m = \frac{\sqrt{I_1}}{\sqrt{I_2}} = \frac{\sqrt{0,390289}}{\sqrt{0,000909}} = 20,721e \frac{1}{m} = 0,0483$$

$$V_2 = \frac{1}{m} \times V_1 = 0,0483 \times 5 \text{ m/s} = 0,2415 \text{ m/s}$$

$$Q = SV = 0,00695224 \times 0,2415 = 1,679 \times 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s} = 1,679 \text{ l/s} > 0,81488 \text{ l/s}$$

logo  $D = 100 \text{ mm}$  atende//

9º trecho

$$Q_9 = 9 \times 0,10186 \text{ l/s} = 0,91674 \text{ l/s} < 1,679 \text{ l/s}$$

Logo  $D = 100 \text{ mm}$  atende para o 9º trecho

10º trecho

$$Q = 10 \times 0,10186 \text{ l/s} = 1,0156 \text{ l/s} < 1,679 \text{ l/s}$$

Logo  $D = 100\text{mm}$  atende para o 10º trecho

### **Observação:**

No caso do 1º exemplo pode-se reduzir o diâmetro calculado quando no trecho anterior, o degrau calculado como necessário for menor que o previsto deve-se tirar parte da diferença entre o inicialmente estipulado para perda de carga e o calculado, o que no nosso caso daria boa economia.

### **Correção de possíveis remansos**

Eles podem ocorrer com o aumento de vazões em sequência e continuando os tubos com mesmo diâmetro ou mesmo quando haja mudanças de diâmetro.

O método nos permite em cada caso calcular aproximadamente  $h/D$  que é necessário conhecer em alguns casos para que se possa fazer a correção do possível remanso.

### **Procedimentos**

1 – Calculado  $1/m$  e verificado que  $D$  atende, armazena-se  $1/m$  na memória da máquina, na mesma tabela subindo de  $h/D = 0,8$  para  $h/D = 0,7$  e multiplicando o valor achado para  $S_1$  pelo novo  $V_1$  se obtém um  $Q_2$ , caso este atenda se tira de  $h/D$  o valor de  $h$ , caso contrario nova tentativa igual a anterior com  $h/D = 0,6$  e assim sucessivamente até que a vazão se aproxime da vazão real quando com o  $h/D$  se tira  $h$ .



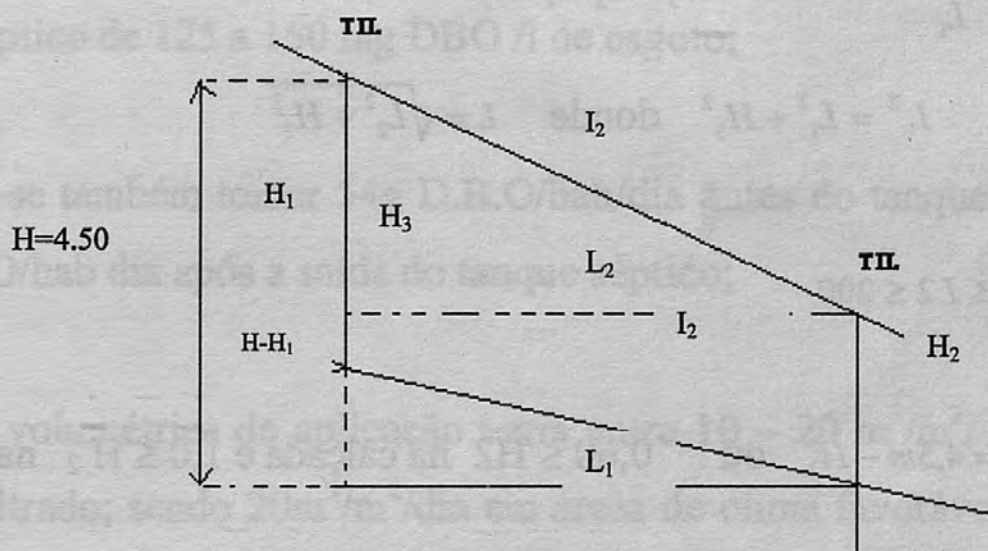
A correção para evitar remanso, se faz com um degrau no TIL de jusante. A correção é dada por  $h_2 - h_1$ .

## 12. SOLUÇÃO PARA ÁREAS ÍNGREMES

A viabilização técnica e a redução de custos de sistemas de esgoto em áreas íngremes pode ser obtida:

Uso de TIL quando o esgoto é lançado na calha da rua ou caixa de passagem quando nas calçadas ou divisórias de lotes;

Pode se obter a economia desejada com as redes lançadas na calçada em ambos os lados da rua, com profundidade mínima de 0,60 m, caso em que se obtém com vazões menores, diâmetros menores e assim permitindo que os coletores sejam executados com maior declividade;



**Figura 11.01**

$0,60\text{m} \leq H_1 \leq 4,50\text{ m}$  quando o coletor é situado na calçada e depende de dificuldades executivas decorrente do terreno.

$1,0 - 1,2\text{m} \leq H_1 \leq 4,50$  quando o coletor na rua e depende de dificuldades executivas do coletor e do tráfego .

$I_2$  declividade do terreno.

$$L_2 \leq \begin{cases} 100\text{m} \\ \text{ou} \\ 150\text{m} \end{cases}$$

$L_2$  depende do diâmetro do tubo escolhido e condição local de distância entre TIL.

$H_2 \geq 0,60\text{m}$  nas calçadas

$H_2 \geq 1,00\text{m}$  nas ruas

$I_1$  da tabela função do diâmetro escolhido.

$H_3 = ?$

$L_2 = ?$

$H_2 = ?$

$$I_1 = \frac{4,50\text{m} - H_1}{L_1} \quad \text{donde} \quad L_1 = \frac{4,50 - H_1}{I_1}$$

$$I_2 = \frac{H_3}{L_1} \quad \text{donde} \quad H_3 = I_2 \times L_1$$

e  $L^2 = L_1^2 + H_3^2$  donde  $L = \sqrt{L_1^2 + H_3^2}$

$$150 \leq L_2 \leq 200$$

$$H_2 = 4,5\text{m} - H_3 \quad \text{ou} \quad 0,60 \leq H_2 \text{ na calçada e } 1,0 \leq H_2 \text{ na rua.}$$

➤ dimensionamento pode ser facilitado com o uso de gabarito móvel.

➤ método para dimensionamento é o mesmo usado para as áreas em declive.

## **12.1 Exemplo de Dimensionamento da ETE Estação de Tratamento de do Sistema Não Convencional de Esgotos e Custo Reduzido tipo Cynamon**

- ◆ O dimensionamento é feito com dados empíricos quanto a carga orgânica e taxa de filtração;
- ◆ Volume das pedras é determinado a partir da carga orgânica de kg de DBO por/m<sup>3</sup> de pedra/ por dia. A experiência nos mostra que a carga orgânica varia entre 1,0 a 2,0 kg de DBO/m<sup>3</sup> de pedra por dia de acordo com o clima. Climas quentes 2kg DBO/m<sup>3</sup>/dia , climas frios 1 kg DBO/m<sup>3</sup>/dia. A pedra a ser utilizada é de nº 4 e na falta a pedra de mão;
- ◆ A D.B.O do esgoto é obtida por ensaios e na falta destes toma-se: ou de 250 a 300 mg D.B.O/l de esgotos sanitários antes da entrada no tanque séptico ou usando-se a redução a metade após a passagem pelo tanque séptico de 125 a 150 mg DBO /l de esgoto;
- ◆ Pode-se também tomar 54g D.B.O/hab/dia antes do tanque séptico ou 27g D.B.O/hab dia após a saída do tanque séptico;
- ◆ Taxa volumétrica de aplicação varia entre 10 – 20 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/ dia de esgoto a ser filtrado; sendo 20m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia em áreas de clima favorável e 10m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia em clima desfavorável;
- ◆ O volume de esgotos é determinado a partir do consumo de água l/hab dia e a população de projeto.
- ◆ A taxa volumétrica de aplicação no filtro de areia é a mesma da dos filtros de pedra.

### **Observações importantes:**

- a) a pedra dos filtros deve ser de nº4 para evitar entupimentos;
- b) a areia do filtro deve ser grossa, diâmetro efetivo de  $De = 1\text{mm}$ ;
- c) a altura da lamina d'água no primeiro filtro de pedra deve ser maior ou igual a 1,20m.

Prever tampas móveis acessíveis a nível do terreno para as visitas:

- a) para remoção e reposição de areia e possibilitar a carga dos filtros de pedra;
- b) para possibilitar a descarga, anual do lodo dos filtros de pedra e a raspagem da areia suja do filtro e a sua reposição por areia limpa;
- c) a descarga do lodo pode ser feita para um deposito secador de lodo acoplado aos filtros de pedra e neste caso a tampa do deposito deverá ter visitas até ao nível do solo para permitir a retirada do lodo seco, as visitas devem ter tampas removíveis a nível do solo;
- d) visitas nas câmaras de chegada e saída.

### **Dimensionamento da ETE do exemplo anterior de projeto de rede**

- População de projeto com 200 lotes, a contribuição de 100 l/hab dia ou 5 x 100 l/hab dia por lote; total de 200 lotes  $200 \times 500 \text{ l/projeto} = 100.000 \text{ l/esgoto/dia} = 100 \text{ m}^3 \text{ de esgotos/dia}$ ;
- Cálculo do volume de pedra;

➤ Carga orgânica 54/2 g DBO/hab/ dia após o tanque séptico= 27.000g = 27kg de DBO para 1000 habitantes;

➤ Adotando carga orgânica de 1,5 kg D.B.O/m<sup>3</sup> de pedra/dia

➤ 27 kg D.B.O/dia nos darão  $\frac{27\text{kgDBO}/\text{dia}}{1,5\text{Kgdbo}/\text{m}^3/\text{dia}} = 18 \text{ m}^3$  de pedra

➤ Taxa volumétrica de aplicação para filtro de pedra e de areia adotando 15m<sup>3</sup> de esgotos por m<sup>2</sup> de área filtrante para 100 m<sup>3</sup> de efluente do tanque séptico teremos  $S = \frac{100\text{m}^3\text{de - esgotos}}{15/\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}} = 6,7\text{m}^2 = S$  área superficial de cada um dos filtros.

➤ O comprimento c de cada filtro deve ser maior que a sua largura adotando-se comprimento  $c = 2 \times l$  teremos:  $l \times 2l = 6,67 \text{ m}^2$  e

➤  $l = \sqrt{\frac{6,67}{2}} = 1,85$  e  $c = 3,7\text{m}$

➤ A altura total H tomando como se fosse um eixo dos leitos de pedra colocados na vertical.

$$H = \frac{15\text{m}^3}{6,67\text{m}^2} = 2,25\text{m}$$

➤ Por norma a altura do leito de pedra do 1º filtro deve ter no mínimo 1,20m.de altura das pedras no filtro. A passagem de primeiro para o filtro seguinte se dá com uma perda de carga de 0,10m , de modo igual do 2º para o 3º e deste para o filtro de areia sobra para o filtro de areia uma altura total de  $1,20\text{m} - 0,10\text{m} - 0,10\text{m} - 0,10\text{m} = 0,90\text{m}$ , para o filtro de areia ao qual

se tira mais 0,10m de queda para melhorar a aeração. Para a saída da ETE deve-se prever

- Mais uma perda de 0,10m, os 0,80m destinados ao filtro de areia se compõe de:
  - a) 0,15m lamina de esgoto;
  - b) 0,25 m leito filtrante;
  - c) 0,15m pedra britada ou cascalho;
  - d) 0,15m destinados aos drenos;
  - e) 0,10m perdas destinadas a atender a perda de carga;
- A câmara de filtro de areia deve ter uma chaminé de aeração, um tubo de 100mm que deve ficar a 3,0m acima do solo, devendo ser enterrado até a calçada.

### **Observações:**

A profundidade total da ETE em relação ao nível do terreno vai depender da profundidade de chegada do esgoto à:

- Câmara de chegada dos esgotos 1,0m x largura do filtro. Após a chegada na câmara os esgotos devem descer por um tubo de queda até a altura do fundo para entrada nos drenos, após a chegada nos drenos do primeiro filtro de pedra o esgoto é distribuído nas pedras em fluxo ascendente e recolhido na superfície em uma meia calha, e levado a 2ª câmara e é distribuído pela superfície das pedras sendo filtrado em forma descendente e recolhido pelos drenos de fundo e chega aos drenos de fundo do 3º filtro que o distribuem

no leito filtrante de forma ascendente e na superfície é recolhido por uma meia calha que o leva a superfície do leito do filtro de areia após queda prevista de 10cm. É então filtrado em fluxo descendente e recolhido a câmara de saída do efluente tratado de 1,0 x1,0 m;

- O lodo deve ser descarregado para a câmara de lodo uma vez por ano. O lodo do ano anterior seco deve ser retirado antes de descarga do lodo fresco;
- O leito ou câmara de lodo secundário deve ser executado ao lado dos filtros;
- A descarga do lodo dos filtros de pedra deve ser efetuada uma vez por ano;
- Nos casos de ETE lançada na calha de rua, deve-se prever o reforço das lajes de cobertura, uma outra alternativa é usar para as tampas o mesmo detalhe usado para as tampas dos TIL;a descarga do lodo dos filtros de pedras deve ser efetuada uma vez ao ano e ela se dá por tubo de abertura 150 x 150 mm, constituído ou por adufa rudimentar, ou pela abertura da calha que é normalmente fechada por um tubo vertical, que se abre ocasionando descargas, quando puxado para cima;
- Rastelamento da areia do filtro de areia é feito de 3 em 3 meses através de visita que vai até o nível do solo e tem tampa removível.





**TABELA 01 A**

**COEFICIENTES RELATIVOS – PARA CONDUTOS PARCIALMENTE CHEIOS (SEÇÃO CIRCULAR)**

Altura d'água $Z_1 = \frac{h}{r}$	Secção molhada $Z_2 = \frac{A}{r^2}$	Perim. molhado $Z_3 = \frac{P}{r}$	Raio hidráulico $Z_4 = \frac{R}{r}$	Velocidade $Z_5 = \frac{V}{C\sqrt{rI}}$	Vazão $Z_6 = \frac{Q}{C\sqrt{r^5I}}$
0,025	0,021	0,635	0,033	0,182	0,004
0,050	0,059	0,902	0,065	0,255	0,015
0,075	0,107	0,110	0,096	0,311	0,033
0,100	0,163	1,287	0,127	0,356	0,058
0,125	0,227	1,445	0,157	0,397	0,090
0,150	0,295	1,591	0,186	0,431	0,127
0,175	0,370	1,726	0,214	0,462	0,171
0,200	0,447	1,855	0,241	0,491	0,220
0,225	0,529	1,977	0,268	0,518	0,274
0,250	0,614	2,094	0,293	0,542	0,333
0,275	0,702	2,208	0,327	0,571	0,412
0,300	0,793	2,319	0,342	0,585	0,464
0,325	0,885	2,426	0,365	0,604	0,545
0,350	0,980	2,532	0,387	0,622	0,610
0,375	1,075	2,630	0,408	0,638	0,688
0,400	1,173	2,739	0,429	0,655	0,768
0,425	1,272	2,840	0,448	0,669	0,851
0,450	1,371	2,941	0,468	0,684	0,941
0,475	1,471	3,042	0,484	0,695	1,023
0,500	1,571	3,142	0,500	0,707	1,111
0,525	1,671	3,241	0,530	0,718	1,199
0,550	1,771	3,342	0,548	0,728	1,289
0,575	1,870	3,443	0,515	0,739	1,378
0,600	1,969	3,544	0,555	0,745	1,467
0,625	2,067	3,653	0,566	0,752	1,556
0,650	2,162	3,751	0,576	0,759	1,641
0,675	2,257	3,857	0,585	0,765	1,726
0,700	2,349	3,964	0,593	0,770	1,808
0,725	2,449	4,075	0,598	0,774	1,887
0,750	2,528	4,189	0,603	0,777	1,963
0,775	2,613	4,307	0,607	0,779	2,035
0,800	2,694	4,428	0,608	0,780*	2,102
0,825	2,773	4,557	0,608	0,780	2,163
0,850	2,846	4,692	0,607	0,779	2,216
0,875	2,915	4,838	0,602	0,776	2,262
0,900	2,978	4,996	0,597	0,773	2,301
0,925	3,035	5,173	0,587	0,766	2,324
0,950	3,082	5,381	0,573	0,757	2,355
0,9753	3,121	5,648	0,553	0,744	2,321
1,000	3,142	6,283	0,500	0,707	2,221

\* Máximo de Velocidade

Retirado do Manual de Hidráulica de Azevedo Neto / 5ª Edição

TABELAS II - DIMENSIONAMENTO DE COLETORES

$$V = C \sqrt{R \cdot I}$$

$$C = \frac{87 \cdot n}{1 + \sqrt{R}} \quad n = 0.16$$

$$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$$

$D = 0.0254 \text{ m} - 1''$

D, I (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R (m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
I = 0.0127 m = 0.0254	0.1	0.163	.00001100	.001217	.127	.0016129	17.4560	.356	1.29133	3.4
	0.2	0.447	.000072097	.164409	.241	.00306070	22.3531	.491	2.2803	
	0.3	0.793	.000127903	.394498	.342	.00434340	25.381035	.585	3.08435	
	0.4	1.173	.000189193	.707224	.429	.00544483	27.46514	.655	3.73811	
	0.5	1.571	.000253387	1.076893	.500	.0063500	28.92423	.707	4.24992	
	0.6	1.969	.000317580	1.471968	.555	.00704850	29.94038	.745	4.63495	
	0.7	2.349	.000378870	1.854787	.593	.00753110	30.59392	.770	4.895576	
	0.8	2.694	.000434515	2.172576	.608	.0077216	30.8421	.780	5.0	

$$Q_{\text{max}} = 0.00217576 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s} \quad I = 3.40 \text{ m/m}$$

$D = 0.0381 \text{ m}$

$I = 1/2''$

D, I (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R (m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
I = 0.01905 m = 0.0381	0.1	0.163	.000059153	.079038	.127	.002419350	20.4566325	.356	1.336154	1.763383
	0.2	0.447	.000162217	.377771	.241	.004591050	25.88231	.491	2.3288	
	0.3	0.793	.000287782	.901773	.342	.00651510	29.23476	.585	3.13353	
	0.4	1.173	.000425685	1.001605	.429	.00817245	31.4093	.655	3.77057	
	0.5	1.571	.000570120	2.428564	.500	.0095250	32.96192	.707	4.25974	
	0.6	1.969	.000714555	3.320866	.555	.01057275	34.036776	.745	4.6475	
	0.7	2.349	.000852458	4.177734	.593	.01129665	34.72319	.770	4.90081	
	0.8	2.694	.000977659	4.888295	.608	.01158240	34.986253	.780	5.0	

$Q_{\text{max}} = 0.004880245 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s} \quad I = 1.763383$

$D = 0.0508 \text{ m}$

$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$

$D, r$ (m)	$h/D$	$Z_2$	$S(\text{m}^2)$	$Q \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$	$Z_4$	$R(\text{m})$	$C$	$Z_5$	$V \text{ m/s}$	$I$ $\text{m/m}$
$D \parallel 0.058 \pm 0.0254$	0.1	0.163	.000105161	.144014	.127	.003225800	22.79221	.356	1.3694646	1.1191573
	0.2	0.447	.000288387	.681990	.241	.006121400	28.571374	.491	2.36484	
	0.3	0.793	.000511612	1.615461	.342	.00868680	32.024348	.585	3.15759	
	0.4	1.173	.000756773	2.87066	.429	.0108966	34.34986	.655	3.79329	
	0.5	1.571	.001013546	4.344461	.500	.0127000	35.95382	.707	4.28639	
	0.6	1.969	.001270320	5.9131316	.555	.01409700	37.05934	.745	4.654860	
	0.7	2.349	.001515481	7.430785	.593	.01506220	37.76543	.770	4.90325	
	0.8	2.694	.001738051	9.690305	.608	.01544320	38.03258	.780	5.0	

$Q_{\text{max}} = 0.009690305 \text{ m}^3/\text{s}$      $V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s}$

$I = 1.1191573 \text{ m/m}$

$2 1/2'' = 0.0635 \text{ m}$

$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$

$D, r$ (m)	$h/D$	$Z_2$	$S(\text{m}^2)$	$Q \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$	$Z_4$	$R(\text{m})$	$C$	$Z_5$	$V \text{ m/s}$	$I$ $\text{m/m}$
$D \parallel 0.0635 \pm 0.03175$	0.1	0.163	.000164314	.229535	.127	.00403225	24.718121	.356	1.39693	0.792085
	0.2	0.447	.000450604	1.078775	.241	.00765175	30.751731	.491	2.39406	
	0.3	0.793	.000799374	2.511636	.342	.01085850	34.313465	.585	3.141925	
	0.4	1.173	.001182457	4.506815	.429	.01362075	36.694257	.655	3.8114	
	0.5	1.571	.00158367	6.806499	.500	.0158750	38.32800	.707	4.2979	
	0.6	1.969	.001984875	9.250929	.555	.017621250	39.4501	.745	4.66071	
	0.7	2.349	.002367939	11.614602	.593	.01882775	40.16099	.770	4.90494	
	0.8	2.694	.002715720	13.578600	.608	.01930400	40.432906	.780	5.0	

$Q_{\text{max}} = 13.5786 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$      $V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s}$      $I = 0.792085 \text{ m/m}$

$$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$$

$$3'' = 0.0762 \text{ m}$$

D,r (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R(m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.0762 r = 0.0381	0.1	0.163	0.00236612	3.35935	.127	.0048387	26.36246	.356	1.419772	0.59942
	0.2	0.447	0.00645531	1.560654	.241	.00918210	32.58744	.491	2.41763	
	0.3	0.793	0.01151127	3.685309	.342	.01303020	36.2248586	.585	3.201479	
	0.4	1.173	0.01702739	6.515422	.429	.0163449	38.641005	.655	3.826936	
	0.5	1.571	0.02280479	9.818853	.500	.0190500	40.29200	.707	4.3056	
	0.6	1.969	0.0285822	13.329413	.555	.0211455	41.42266	.745	4.66354	
	0.7	2.349	0.03409832	16.722592	.593	.0225933	42.14173	.770	4.90423	
	0.8	2.694	0.03910637	19.553185	.608	.023164800	42.41318	.780	5.0	

$$Q_{\text{max}} = 19.553185 \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s} \quad I = 0.599428 \text{ m/m}$$

$$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$$

$$4'' = 0.1016 \text{ m}$$

D,r (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R(m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.1016 r = 0.0508	0.1	0.163	0.00420644	6.13764	.127	.0064516	29.07767	.356	1.45906	0.390289
	0.2	0.447	0.01153546	2.836121	.241	.0122428	35.56772	.491	2.4586	
	0.3	0.793	0.0204645	6.622241	.342	.0173736	39.2976	.585	3.23597	
	0.4	1.173	0.03027091	11.655669	.429	.02179320	41.75013	.655	3.85049	
	0.5	1.571	0.04054185	17.524702	.500	.0254000	43.41471	.707	4.32262	
	0.6	1.964	0.0508128	23.745563	.555	.02819400	44.54942	.745	4.67316	
	0.7	2.349	0.06061928	29.755199	.593	.0301244	45.2689	.770	4.90854	
	0.8	2.694	0.06952244	34.761220	.608	.0308864	45.539997	.780	5.0	

$$Q_{\text{max}} = 34.761 \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s} \quad I = 0.390289 \text{ m/m}$$

$$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$$

$$6'' = 0.1524 \text{ m}$$

D <sub>r</sub> (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R (m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.1524 m = 0.0762	0.1	0.163	.000946450	1.4143586	.127	.0096774	33.12456	.356	1.51701	0.216676 m/m
	0.2	0.447	.00259548	6.531527	.241	.0183642	39.89572	.491	2.5165	
	0.3	0.793	.004604507	15.119184	.342	.0260604	43.69364	.585	3.28316	
	0.4	1.173	.006810954	26.455772	.429	.0326898	46.15531	.655	3.8843	
	0.5	1.571	.009121917	39.623386	.500	.0381000	47.80995	.707	4.34716	
	0.6	1.969	.01143288	53.548169	.555	.0422910	48.93057	.745	4.6837	
	0.7	2.349	.01363933	66.988018	.593	.0451866	49.638	.770	4.91139	
	0.8	2.694	.015642549	78.212747	.608	.04632960	49.90405	.780	5.0	

$$Q_{\text{max}} = 78.2 \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{max}} = 5 \text{ m}$$

$$I = 0.216675533 \text{ m/m}$$

$$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$$

$$8'' = 0.2032 \text{ m}$$

D <sub>r</sub> (m)	h/d	Z <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R (m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.2032 m = 0.1016	0.1	0.163	.001682577	2.0026241	.127	.0129032	36.12136	.356	1.55956	0.144470 m/m
	0.2	0.447	.004614184	11.805105	.241	.0244856	43.01600	.491	2.55844	
	0.3	0.793	.008185794	27.152120	.342	.03474720	46.81594	.585	3.31698	
	0.4	1.173	.012108363	47.324431	.429	.04358640	49.25326	.655	3.90841	
	0.5	1.571	.01621674	70.686617	.500	.05080000	50.88061	.707	4.35887	
	0.6	1.969	.020325121	95.352793	.555	.05638800	51.97775	.745	4.691376	
	0.7	2.349	.024247693	119.147107	.593	.06024880	52.66831	.770	4.91375	
	0.8	2.694	.02780898	139.044900	.608	.0617728	52.92756	.780	5.0	

$$V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{max}} = 139 \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$$

$$I_{\text{max}} = 0.14440433 \text{ m/m}$$

$$Q = S \times V \times 1000 \text{ l/s}$$

$$10'' = 0.2540$$

D,r (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R(m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.2540 r = 0.127	0.1	0.163	.002629027	4.190227	.127	.016129	38.49826	.356	1.593832	0.106216 m/m
	0.2	0.447	.00720967	18.679856	.241	.0306070	45.44138	.491	2.59094	
	0.3	0.793	.012790297	42.755955	.342	.043434	49.21583	.585	3.34284	
	0.4	1.173	.01891993	74.292349	.429	.0544830	51.61760	.655	3.92667	
	0.5	1.571	.02533866	110.734771	.500	.0635000	53.21294	.707	4.3702	
	0.6	1.969	.03175800	149.168073	.555	.0704850	54.28479	.745	4.6970	
	0.7	2.349	.03788702	188.569089	.593	.07531100	54.95790	.770	4.9771	
	0.8	2.694	.043451526	217.25763	.608	.077216	55.2103	.780	5.0	

$$Q_{\text{max}} = 217.25763 \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$$

$$V = 5 \text{ m/s}$$

$$I_{\text{max}} = 0.10621626$$

$$12'' = 300 \text{ mm} = 0.30 \text{ m}$$

D,r (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R(m)	C	Z <sub>5</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.300 m r = 0.150	0.1	0.163	.003667	5.9296	.127	.019050	40.29100	.356	1.61679	I = .0847028 m/m
	0.2	0.447	.010058	26.2985	.241	.036150	47.24351	.491	2.61468	
	0.3	0.793	.017843	59.9864	.342	.051300	50.98401	.585	3.36190	
	0.4	1.173	.026393	104.4500	.429	.064350	53.50234	.655	3.95749	
	0.5	1.571	.035348	154.6956	.500	.075000	54.91601	.707	4.37636	
	0.6	1.969	.044303	208.2101	.555	.083250	55.96534	.745	4.69970	
	0.7	2.349	.052853	259.7464	.593	.088950	56.623227	.770	4.91451	
	0.8	2.694	.060616	303.0800	.608	.091200	56.86970	.780	5.0	

$$Q_{\text{max}} = 303.08 \text{ m}^3/\text{s} \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{max}} = 5 \text{ m/s}$$

$$I_{\text{max}} = 0.0847028$$

14" = 350 mm = 0.35 m

D,r (m)	h/d	Z <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R(m)	C	Z <sub>s</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.350 m r = 0.175	0.1	0.163	.0049919	8.1203	.127	.0222250	41.96319	.356	1.62669	0.0677760
	0.2	0.447	.0136894	35.7924	.241	.0421750	48.90117	.491	2.61461	
	0.3	0.793	.0242856	80.1375	.342	.0598500	52.59927	.585	3.35074	
	0.4	1.173	.0359231	140.7343	.429	.0750750	54.926132	.655	3.91765	
	0.5	1.571	.0481119	209.1332	.500	.0875000	56.460557	.707	4.34681	
	0.6	1.969	.0603006	281.2222	.555	.0971250	57.486517	.745	4.66367	
	0.7	2.349	.0719381	356.1814	.593	.1037750	58.128794	.770	4.93732	
	0.8	2.694	.0825038	412.51900	.608	.1064000	58.859390	.780	5.0	

Q max = 412.514 m<sup>3</sup>/s x 10<sup>-3</sup>

V max = 5 m/s

I = .067776 m/m

16" = 400 mm = 0.40 m

D,r (m)	h/D	Z <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	Q m <sup>3</sup> /s x 10 <sup>-3</sup>	Z <sub>4</sub>	R(m)	C	Z <sub>s</sub>	V m/s	I m/m
D = 0.400 m r = 0.200	0.1	0.163	.0065200	10.8317	.127	.025400	43.41471	.356	1.6613005	.0577687
	0.2	0.447	.0178800	48.0787	.241	.048200	50.32451	.491	2.655965	
	0.3	0.793	.0317200	107.6627	.342	.068400	53.97775	.585	3.394157	
	0.4	1.173	.0469200	185.8684	.429	.085800	56.26585	.655	3.961389	
	0.5	1.571	.0606840	267.1031	.500	.100000	57.77089	.707	4.390255	
	0.6	1.969	.0787600	370.6896	.555	.111000	58.77425	.745	4.706572	
	0.7	2.349	.0939600	461.9508	.593	.118600	59.40195	.770	4.916462	
	0.8	2.694	.1077600	538.8000	.608	.121600	59.63677	.780	5.0	

Q max = 538.80 m<sup>3</sup>/s x 10<sup>-3</sup>

V max = 5 m/s

I = .057687 m/m







62  
C9