

000042



RESIDENCIAL  
**PICOLLO  
VILLAGGIO**

SISTEMA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO  
PROJETO BÁSICO



**PLANEMIA**  
Engenharia ambiental Ltda



**MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO DE**  
**SISTEMA DE ESGOTOS SANITÁRIOS**



EMPREENDIMENTO: **RESIDENCIAL PICOLLO VILLAGGIO**  
PROPRIETÁRIO: **PICOLLO VILLAGGIO EMPREENDIMENTOS**  
**IMOBILIÁRIOS LTDA**  
LOCAL: **ESTRADA MUNICIPAL LUV-346, ATUAL ESTRADA**  
**ALFREDO STRABELLO - B. CAPIVARI**  
**VILA OMIZOLLO - LOUVEIRA - SP**  
RESP. TÉCNICO: **PLANEMA ENGENHARIA AMBIENTAL LTDA**  
**Engº Celso Figueiredo**  
**CREASP - nº 060.164.420-0**

**1. CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DO EMPREENDIMENTO**

O presente Memorial Técnico/Descritivo apresentará as bases conceituais norteadoras do dimensionamento do sistema urbano de infra-estrutura sanitária (abastecimento de água potável) para o empreendimento residencial denominado RESIDENCIAL PICOLLO VILLAGGIO, o qual será implantado na Estrada Municipal LUV-346, Vila Omizollo, no município de Louveira - SP, ocupando uma gleba com área total de 95.455,66 m<sup>2</sup>.

O empreendimento, considerado de pequeno porte, será composto pela implantação de um total de 133 lotes, para uso residencial, com área mínima de 300 m<sup>2</sup>, com uma população estimada de 5 pessoas por lote, proporcionando uma população final da ordem de 665 habitantes, ocupando uma área de 56.561,06m<sup>2</sup>, o que representa 59,25% da área total da gleba. As áreas públicas somam um total de 38.894,60m<sup>2</sup> (40,75%), distribuídas em sistema viário





(21.969,92m<sup>2</sup> - 23,02%), áreas institucionais (4.917,65m<sup>2</sup> - 5,15%), espaços livres de uso público (12.007,03m<sup>2</sup> - 12,58%), áreas verdes (7.417,89m<sup>2</sup> - 7,77%), e sistema de lazer (4.589,14m<sup>2</sup> - 4,81%).

No dimensionamento do sistema de infra-estrutura sanitária foram observadas as diretrizes básicas definidas em normas técnicas brasileiras (ABNT) e as orientações da Prefeitura Municipal de Louveira, através da carta de diretrizes, que estabelece que o empreendimento deverá ser abastecido com água, devendo o loteador interligar o seu sistema de abastecimento ao sistema público, e os seus esgotos sanitários encaminhados ao sistema público de coleta, com ligação na rede coletora pública, após tratamento. Como solução de tratamento foram utilizadas as considerações das normas da ABNT - NBR 7229/93 e NBR-13.969/97.





## 2. SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O sistema de esgotamento sanitário do loteamento será dividido em 3 partes distintas compreendendo: Sistema de Tratamento de Esgotos Individualizado e Rede Coletora de Esgotos Sanitários, com Estação Elevatória e Coletor-Tronco.

Para efeito de cálculo da ocupação do loteamento foi considerada uma taxa de ocupação inicial do empreendimento de 35%, a partir do qual todos os cálculos foram desenvolvidos.

### 2.2 PARÂMETROS DE CÁLCULO ADOTADOS

|  |                |
|--|----------------|
| • Número total de lotes:                           | 133 lotes      |
| • Ocupação média por lote:                         | 5 habitantes   |
| • População inicial de projeto ( $P_i$ ):          | 233 habitantes |
| • População final de projeto ( $P_f$ ):            | 665 habitantes |
| • Consumo "per capita" ( $q$ ):                    | 200 l/hab.dia  |
| • Coeficiente do dia de maior consumo ( $k_1$ ):   | 1,2            |
| • Coeficiente da hora de maior consumo ( $k_2$ ):  | 1,5            |
| • Coeficiente da hora de menor consumo ( $k_3$ ):  | 0,5            |
| • Coeficiente de Retorno ( $C_R$ ):                | 0,8            |
| • Taxa de infiltração na rede ( $T_i$ ):           | 0,2 l/s×km     |
| • Taxa de contribuição linear inicial ( $q_i$ ):   | 0,60393 l/s×km |
| • Taxa de contribuição linear final ( $q_f$ ):     | 1,35409 l/s×km |
| • Vazão mínima de contribuição ( $Q_{min}$ ):      | 1,5 l/s        |
| • Tensão trativa mínima ( $\sigma$ ):              | 1,0 Pa         |
| • Diâmetro mínimo da rede ( $\varnothing_{min}$ ): | 150 mm         |
| • Extensão real da rede ( $L_R$ ):                 | 2.461,40 m     |

SS.

SS.

SS.





## 2.3 SISTEMA DE TRATAMENTO INDIVIDUALIZADO

### 2.3.1 TIPO E JUSTIFICATIVA DO TRATAMENTO

Na opção pelo tipo de tratamento foi tomado por base a necessidade de considerável remoção de sólidos suspensos e carga orgânica, sem que o sistema, contudo, apresente-se com grandes dimensões, principalmente sua profundidade, ou dificuldade operacional, orientando-nos, então, para a utilização de **TANQUE SÉPTICO**, associado à um **FILTRO ANAERÓBIO DE FLUXO ASCENDENTE**.

A opção por este sistema decorre de seu relativo baixo custo de implantação e manutenção além do que, o manuseio contínuo de lodo é inexistente, sendo necessária sua remoção somente em períodos não inferiores à 1 ano.

O uso de tanques sépticos permite uma acentuada redução no teor de sólidos em suspensão e de gorduras. Seus efluentes passando por um tratamento complementar por filtração anaeróbia permitirão uma redução da carga orgânica total, dotando os efluentes do sistema de tratamento com características bastante adequadas ao seu lançamento na rede coletora pública.

Os tanques sépticos são unidades de tratamento de esgotos, essencialmente orgânicos, compostos de duas atividades básicas: sedimentação de sólidos suspensos e digestão da matéria orgânica presente; em função de suas características construtivas apresentam escoamento horizontal e contínuo. A baixa velocidade e o alto tempo de permanência dos esgotos nestes tanques permitem a separação de boa parte da fração sólida do líquido, propiciando a digestão da matéria orgânica e o acúmulo de sólidos, isso permite que o líquido, mais clarificado, seja destinado a uma disposição final mais adequada; os sólidos sedimentados e lodos parcialmente decompostos acumulam-se

*[Handwritten signatures]*





no fundo destes tanques, sendo mineralizados por ação bacteriana em atividade anaeróbia, transformando a matéria orgânica em substâncias sólidas minerais e gases.

A digestão anaeróbia, presente em todo o processo de decomposição, se desenvolve mais intensamente no lodo sedimentado, por ação de bactérias anaeróbias e/ou facultativas, que atuam na ausência de oxigênio livre, reduzindo as substâncias orgânicas à formas pouco oxidadas, porém mais estáveis. Apesar de nesta fase ocorrer o desprendimento de gases, entre eles o Metano ( $CH_4$ ) e o Anidrido Sulfúrico ( $H_2S$ ), o processo biológico devido à ação séptica é de pouca importância.

No interior dos tanques sépticos flota uma espuma de material leve, ocupando a superfície do líquido, a qual é formada por sólidos misturados a gases da decomposição, gorduras e material graxo. Este material, devido à forma de construção destes tanques, fica retido em seu interior e o líquido mais clarificado sai imediatamente abaixo da camada flotante de espuma.

Apesar deste processo apresentar uma eficiência relativamente boa, se compararmos seu custo de operação e manutenção, os efluentes de tanques sépticos não devem ser lançados ao meio ambiente sem um mecanismo adequado de tratamento complementar, que permita uma redução suplementar de seu potencial poluidor. Um dos sistemas mais comuns para o tratamento adicional dos efluentes de tanques sépticos, mesmo quando os mesmos não são dispostos em corpos d'água são os *Filtros de Fluxo Ascendente com Leito Fixo*, operando sob condições anaeróbias, chamados de **Filtros Anaeróbios**, os quais são um alternativa bastante interessante, pois não requerem uso de equipamentos eletro-mecânicos, os quais geram um consumo elevado de energia elétrica, além do que sua manutenção é bastante simples e de baixo custo.





Estima-se que com o uso destes dispositivos teremos uma redução de carga orgânica não inferior à 75% em DBO e 90% em Graxas e Gorduras não solúveis.

O Filtro Anaeróbio é um processo de tratamento apropriado para resíduos de carga orgânica relativamente baixa e concentração pequena de sólidos em suspensão.

Consistem basicamente em um enchimento com material inerte (leito de britas) no interior do qual percolamos os efluentes dos tanques sépticos. Observamos neste sistema, o crescimento, sobre a superfície do enchimento, de uma comunidade de seres vivos, composto basicamente de bactérias e fungos anaeróbios / facultativos, os quais continuam as atividades biológicas da estabilização da matéria orgânica, iniciada no interior do tanque séptico. Para a manutenção da anaerobiose no sistema, o fluxo de esgoto é ascendente descarregando pela parte superior, através de uma calha vertedora. O enchimento se apóia sobre um tubo perfurado que distribui uniformemente o líquido pelo enchimento.

Após sua passagem pelo sistema de tratamento proposto, os efluentes deverão ser encaminhados para lançamento na rede coletora interna do empreendimento, a qual lançará todos os esgotos na rede coletora da SABESP.

### 2.3.2 PARÂMETROS DE PROJETO

Os parâmetros adotados para o dimensionamento do sistema de tratamento aqui apresentado foram obtidos por recomendação da **NBR.7229/93 – Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos** e da **NBR 13.969/97 – Tanques Sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação.**





Os parâmetros adotados foram os a seguir definidos:

- ⇒ cota "per capita" de contribuição de esgotos: 160 l/hab×dia
- ⇒ cota "per capita" de contribuição de lodo fresco: 1 l/hab×dia
- ⇒ taxa de ocupação: 5 hab/lote

### 2.3.3 DIMENSIONAMENTO

#### A. TANQUE SÉPTICO

No dimensionamento do tanque séptico foram adotadas as determinações contidas na NBR-7229/93 e a boa técnica projetiva na área de meio ambiente e saneamento.

$$V_{TS} = 1000 + N \times (C \times T + K \times L_f), \text{ onde} \quad \text{eq. I}$$

$V_{TS}$  ⇒ volume do tanque séptico (litros);

$N$  ⇒ número de contribuintes (pessoas);  $N = 5$  pessoas;

$C$  ⇒ contribuição "per capita" diária de esgotos (l/pessoa×dia);  
 $C = 160$  l/hab×dia;

$T$  ⇒ tempo de detenção do esgoto em função da contribuição diária de esgotos (dia);  $T = 1,0$  dia (Tabela 2 - NBR 7229/93)

$L_f$  ⇒ contribuição "per capita" diária de lodo fresco (l/pessoa×dia);  
 $L_f = 1,0$  l/pessoa×dia (Tabela 1 - NBR 7229/93);

$K$  ⇒ taxa de acumulação de lodo digerido, equivalente ao tempo de acumulação de lodo fresco. Para a temperatura média do mês mais frio de  $\sim 15^\circ\text{C}$  e limpeza anual do sistema, temos  $k = 65$  (Tabela 3 - NBR 7229/93).

Através destes dados aplicados na equação I, temos:

$$V_{TS} = 1000 + 5 \times (160 \times 1 + 65 \times 1)$$

$$V_{TS} = 2.125 \text{ litros}$$





**Parâmetros Construtivos:**

- diâmetro:  $\emptyset \geq 1,20 \text{ m}$   
profundidade:  $1,20 \leq h \leq 2,20 \text{ m para } V_{TS} \leq 6 \text{ m}^3$   
período de limpeza: 1 ano

$$V_{TS} = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times h \quad \text{onde,}$$

eq. II

- $V_{TS}$   $\Rightarrow$  volume do tanque séptico ( $\text{m}^3$ );  $V_{TS} = 2,125 \text{ m}^3$   
 $\emptyset$   $\Rightarrow$  diâmetro do tanque séptico (m);  $\emptyset = 1,50 \text{ m}$  (adotado)  
 $h$   $\Rightarrow$  altura útil do tanque séptico (m).

Com estes dados aplicados na equação II, temos:

$$2,125 = \frac{\pi \times 1,50^2}{4} \times h$$

$$h = 1,20 \text{ m}$$

Portanto, o volume do Tanque Séptico será de 2.125 litros, resultando em um tanque cilíndrico com diâmetro de  $\emptyset 1,50 \text{ m}$  e profundidade mínima de 1,20m.

**B. FILTRO ANAERÓBIO**

No dimensionamento do Filtro Anaeróbio foram adotadas as determinações contidas na NBR-13.969/97 e a boa técnica projetiva na área de meio ambiente e saneamento.

$$V_{FA} = 1,6 \times N \times C \times T, \quad \text{onde}$$

eq. III

- $V_{FA}$   $\Rightarrow$  volume do filtro anaeróbio (litros);  
 $N$   $\Rightarrow$  número de contribuintes (pessoas);  $N = 5$  pessoas;  
 $C$   $\Rightarrow$  contribuição "per capita" diária de esgotos ( $\text{l/pessoa} \times \text{dia}$ );  
 $C = 160 \text{ l/hab} \times \text{dia}$ ;





T ⇒ tempo de detenção do esgoto em função da contribuição diária de esgotos (dia); T = 1,0 dia (Tabela 4 - NBR 13.969/97)

Através destes dados aplicados na equação III, temos:

$$V_{FA} = 1,6 \times 5 \times 160 \times 1$$

$$V_{FA} = 1.280 \text{ litros}$$

**parâmetros Construtivos:**

diâmetro:  $\emptyset \geq 1,20 \text{ m}$

profundidade do meio filtrante:  $h \leq 1,20 \text{ m}$

$$V_{FA} = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \times h \quad \text{onde,}$$

eq. IV

$V_{FA}$  ⇒ volume do filtro anaeróbio ( $\text{m}^3$ );  $V_{FA} = 1,280 \text{ m}^3$

$\emptyset$  ⇒ diâmetro do tanque séptico (m);  $\emptyset = 1,50$  (adotado)

$h$  ⇒ altura útil do tanque séptico (m);

Com estes dados aplicados na equação IV, temos:

$$1,280 = \frac{\pi \times 1,50^2}{4} \times h$$

$$h = 0,72 \text{ m}$$

$$h = 0,75 \text{ m (adotado)}$$

Portanto, o volume do Filtro Anaeróbio será de 1.325 litros, resultando em um tanque cilíndrico com diâmetro de  $\emptyset 1,50\text{m}$  e profundidade útil de 0,75m.

### 2.3.4 OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DO SISTEMA

Antes do início de operação do sistema de tratamento, todas as unidades deverão ser testadas com água limpa verificando-se nesta oportunidade a vedação e o perfeito funcionamento dos tanques e



tubulações. Para uma perfeita estanqueidade das unidades compõem o sistema de tratamento, todas as peças deverão ser devidamente impermeabilizadas com aplicação de 4 (quatro) demãos cruzadas de produto cristalizante, externa e internamente; para a aplicação dos produtos, seguir as recomendações técnicas do fabricante.



#### A. INÍCIO DE OPERAÇÃO

Deverá ser adicionado no início de funcionamento do sistema, antes do lançamento dos esgotos, um volume de aproximadamente 50 litros de lodo, oriundo de outro tanque séptico que esteja em funcionamento a mais de 1 ano, como forma de evitar a ocorrência de maus odores do início de operação do sistema. Este procedimento deverá ser realizado 48 horas antes do início da operação.

#### B. PROCEDIMENTOS PARA MANUTENÇÃO DO SISTEMA

O lodo e a espuma acumulados nos tanques sépticos e nos filtros anaeróbios deverão ser removidos a cada limpeza do mesmo, sendo o período inicial previsto de 1 ano, no mínimo, devendo ser verificado posteriormente o período ideal, não devendo o mesmo ultrapassar 2 (dois) anos entre limpezas consecutivas, como forma de evitar o desequilíbrio e a perda de eficiência do sistema.

Programar para a limpeza geral do sistema, os períodos que antecedam aos de geração de maior volume de efluentes, caso exista variação anual na produção dos esgotos, devendo neste dia observar a não ocorrência de chuvas.

Quando da remoção do lodo digerido (estabilizado) deverá ser garantida a não remoção integral do mesmo, sendo deixado no interior do tanque séptico o equivalente a 10% do peso total de lodo, devendo este volume não ser inferior a 50 (cinquenta) litros.





Para o processo de limpeza dos tanques sépticos e filtros anaeróbios deverá ser contratado profissional especializado, o qual deverá dispor de equipamentos adequados, sendo obrigatório neste caso o uso de bombas e reservatórios, de tal forma à garantir o não-contato de seres humanos e/ou animais com o lodo e a espuma que estão sendo removidos.

Aproximadamente 30 (trinta) minutos antes do início de operação de limpeza, a tampas de inspeção do tanque séptico e do filtro anaeróbio deverão ser abertas, evitando neste procedimento o uso de cigarros ou qualquer outro material que possa criar fogo ou faísca.

Para a introdução do mangote de sucção da bomba de recalque, no tanque séptico deverá ser utilizado o tubo de limpeza existente no mesmo, sendo que o mangote deverá ser mantido, pela sua extremidade inferior, a 0,20 m do fundo do tanque, garantindo assim a não remoção integral do lodo existente no tanque séptico.

O filtro anaeróbio deverá ser inspecionado a cada limpeza do sistema, sendo que a remoção de sólidos no interior do filtro poderá ser feita através da sucção por bombeamento, com mangote introduzido na tubulação de entrada do filtro.

Se constatado que a operação acima é insuficiente para a retirada do lodo, deve ser feito um lançamento de água sobre a superfície do meio filtrante, para auxiliar o processo de limpeza, drenando o filtro novamente após esta operação. A água lançada sobre o filtro anaeróbio deverá ser feita de maneira branda de forma a não "lavar" o meio filtrante retirando o material impregnado no mesmo, o qual é fundamental para o funcionamento de filtro anaeróbio e, portanto interfere na partida operacional do sistema após a limpeza.

O material resultante da limpeza do tanque séptico e filtro anaeróbio deverá ser retirado pelo pessoal contratado para a limpeza





dos mesmos e encaminhados para local adequado, onde seja possível ser feita a secagem adequada do lodo removido, uma vez que não existe, no empreendimento, sistema de recepção e secagem dos resíduos sólidos removidos.

A solução adequada para o destino final desses resíduos é o seu encaminhamento para Estações de Tratamento de Esgotos Públicas ou Privadas, providas de sistemas de secagem de lodos, mecânica ou natural (leitões de secagem). Este procedimento dependerá de autorização prévia do órgão responsável pelo sistema de saneamento municipal, o qual poderá receber estes resíduos desde que sejam cumpridos os procedimentos mínimos estabelecidos pelo mesmo.

#### **2.4 DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA E COLETOR-TRONCO**

No dimensionamento da rede coletora e do coletor-tronco foram utilizadas as especificações técnicas contidas em normalizações da ABNT. Os cálculos da rede coletora e do coletor tronco são apresentados nas planilhas em anexo.

A rede de esgotos sanitários foi concebida predominantemente pelo passeio, levando-se em consideração os perfis finais do greide das ruas, após terraplanagem. Existem trechos implantados em vielas para coleta dos esgotos pelo fundo de lotes, cujo caimento para o fundo impedem o lançamento dos esgotos na rede coletora implantada no passeio.

Após a coleta total dos esgotos no empreendimento, os mesmos serão encaminhados através do coletor tronco até o coletor público, definido pela Prefeitura Municipal de Louveira, como ponto de recebimentos dos esgotos.





A rede coletora apresenta comprimento total de 2.352,00m, com diâmetro de 150mm, considerando-se a mesma totalmente em PVC-RÍGIDO - PBJE, para rede pública de esgotos sanitários. O coletor-tronco terá comprimento total de 109,40m, com diâmetro de 150mm, e será executado em PVC-RÍGIDO - PBJE.

A profundidade mínima da rede coletora será de 1,20 m considerando-se a geratriz inferior da tubulação. No caso da rede coletora estar em viela, a profundidade mínima será de 1,00m.

O procedimento de cálculo e verificação da rede coletora atende plenamente as normas técnicas da ABNT, considerando-se o método da *Tensão Trativa ( $\sigma$ )* ou *Tensão de Arraste*, para efeito do controle de sedimentação das partículas sólidas presentes no esgoto sanitário. Para efeito de cálculo foi considerada a tensão trativa mínima de 1,0 Pa.

## 2.5 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO E LINHA DE RECALQUE

A Estação Elevatória de Esgoto (EEE), a ser implantada no empreendimento, para recalque de parte dos esgotos coletados, será constituída, basicamente, de um poço circular úmido, onde serão instalados 2 conjuntos moto-bombas do tipo submersível, sendo um de reserva.

Não será prevista a instalação de tanques pulmão o que implicará na necessidade de implantação de conjunto gerador de energia (a diesel ou gasolina) para operação do sistema quando da interrupção do fornecimento de energia. O sistema deverá ter comutação automática entre os dispositivos de fornecimento de energia e deverá ter uma capacidade de geração para um tempo mínimo de 2 horas.





Para o dimensionamento das linhas de recalque, seguindo as orientações da ABNT, foi utilizada a *Equação Universal de Perda de Carga*, com coeficiente de atrito calculado pela *fórmula de Podallyro*.

O cálculo da linha de recalque indica necessidade de tubulação com diâmetro de 50mm, para uma perda de carga unitária máxima estabelecida nestes trechos de 0,008 m/m, sendo porém o diâmetro mínimo adotado de 85mm. A linha de recalque será executada em tubos de PVC-PBA - classe 15.

O comprimento total da linha de recalque será de 332,40 m, lançando os esgotos coletados, em parte do empreendimento, no PV-56 (início do trecho T13-01). A linha de recalque será interligada diretamente no PV (cota de fundo = 745,504m). Foram previstas ainda, as instalações de registros de manobra e de descarga, de forma a permitir a perfeita manutenção do sistema de recalque, para garantir o carregamento e esvaziamento adequado de todo o sistema.

## 2.5.1 DIMENSIONAMENTO DA EEE

### A. PARÂMETROS DE PROJETO

- ⇒ Produção Máxima de Esgotos (fim de plano):  $4,39 \text{ m}^3/\text{h} = 1,22 \text{ l/s}$
- ⇒ Produção Mínima de Esgotos (início de plano):  $1,94 \text{ m}^3/\text{h} = 0,54 \text{ l/s}$

### B. DIMENSIONAMENTO DA TUBULAÇÃO DE RECALQUE

Para o dimensionamento das tubulações de recalque será utilizada a fórmula de Bresse, para diâmetro econômico:

$$D_{\text{econ}} = k \cdot \sqrt{Q} \quad , \quad \text{onde:} \quad D_{\text{econ}} = \text{diâmetro econômico (m)}$$
$$k = \text{coeficiente de Bresse (k=1,2)}$$
$$Q = \text{vazão de bombeamento (0,0013 m}^3/\text{s)}$$

$$D_{\text{econ}} = 1,2 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,0433 \text{ m} = 43,3\text{mm}$$





Dadotado = 75mm (PVC-Ø85mm) - devido às condições operacionais.



**C. DIMENSIONAMENTO DOS CONJUNTOS MOTO-BOMBA**

a) Perdas de carga no sistema:

A tubulação do barrilete será em ferro fundido, classe k12 e da linha de recalque em PVC-PBA, sendo, portanto as perdas de carga calculadas com  $\epsilon=0,1\text{mm}$  e  $\epsilon=0,06\text{mm}$ , respectivamente, de acordo com a equação Universal.

As peças existentes para cálculo das perdas de carga localizadas será de 1 curva de 90° ( $k=0,40$ ), 1 registro de gaveta ( $k=0,20$ ), 1 válvula de retenção ( $k=2,5$ ) e 1 tê de saída lateral ( $k=1,3$ ), considerando-se as instalações na Estação Elevatória. Para a linha de recalque serão empregadas 3 curvas de 45° ( $k=0,20$ ).

A equação Universal para o cálculo da perda de carga é a que segue abaixo:

$$\Delta H = \left( f \cdot \frac{L}{D} + \Sigma k \right) \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad \text{onde: } \Delta H = \text{perda de carga total (mca);}$$

- L = distância do trecho (m);
- D = diâmetro da tubulação (m);
- f = fator de atrito, dado pela equação de Podallyro;
- $\Sigma k$  = coeficiente de perda localizada;
- v = velocidade média (m/s);
- g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

Dados de projeto do sistema de recalque:

$$L = 332,40 \text{ m}$$

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

$$f = 0,0270$$

$$\Sigma k = 0,40 + 0,20 + 2,50 + 1,30 + 3 \times 0,20 = 5,00$$

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 0,0013}{\pi \times 0,075^2} = 0,29 \text{ m/s} < 2,5 \text{ m/s ok!}$$





$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta H = \left(0,0270 \times \frac{332,40}{0,075} + 5,00\right) \times \frac{0,29^2}{2 \times 9,81} = 0,55 \text{ mca}$$

b) **Desnível Geométrico:**

O desnível geométrico total (Hg) será de 33,8m, equivalente à diferença de nível entre o nível mínimo de sucção e ponto de entrada no PV-56.

c) **Altura Manométrica:**

A altura manométrica total (Hm) é a soma do desnível geométrico com as perdas de carga totais do sistema:

$$Hm = Hg + \Delta H = 33,8 + 0,55 = 34,35 \text{ mca}$$

d) **Características dos Conjuntos Elevatórios:**

Serão implantados 2 conjuntos elevatórios, com bombas tipo submersível, sendo que uma ficará como reserva, para atender as características de vazão mínima de 1,30 l/s e altura manométrica mínima de 34,35 m.c.a. As bombas terão operação alternada, através de um sistema de comando que permitirá o revezamento automático entre os conjuntos.

Deverá ser prevista a implantação de gerador de energia, com capacidade mínima para 3.500 kW, trabalhando com chave comutadora automática, para o funcionamento nas possíveis interrupções de fornecimento elétrico.

**D. DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE SUÇÃO**

$$V_u = \frac{Q \cdot T}{4}, \text{ onde: } V_u = \text{volume útil do poço de sucção (m}^3\text{);}$$

$Q = \text{vazão da bomba (m}^3\text{/min);}$

$T = \text{tempo de ciclo mínimo (min).}$





Conforme informações fornecidas pelos fabricantes de motores, o número máximo de partidas por hora para motores abaixo de 50CV, deve ser de 10, o que produz um tempo de ciclo de no mínimo 6 minutos, resultando em:

$$Vu = \frac{0,0013 \times 60 \times 6}{4} = 0,117 \text{ m}^3$$

O volume projetado deve ser maior do que o volume útil para poder abrigar as bombas, tubulações, paredes, etc.. Além disso, deverá ser garantido um volume mínimo além do volume útil, para evitar danos às bombas, principalmente pela formação de vórtices, o que será possível com a colocação de um nível mínimo de 0,45m com relação ao fundo do poço.

Considerando-se um poço circular com 1,50m de diâmetro, teremos para uma faixa operacional de 0,60m, um volume de 1,06m<sup>3</sup>, suficiente para abrigar os equipamentos e garantir um volume mínimo de 0,117 m<sup>3</sup>. O volume útil real será bem maior que o necessário para garantir condições operacionais do sistema.

a) Verificação do tempo de detenção dos esgotos:

$$Td = \frac{V_{\text{efetivo}}}{Q_{\text{média}}}, \text{ onde:}$$

Td = tempo de detenção dos esgotos (min) -  $Td \leq 30\text{min}$

V<sub>efetivo</sub> = volume efetivo do poço de sucção (m<sup>3</sup>)

Q = vazão dos esgotos afluentes (m<sup>3</sup>/min)

Considerando-se que a pior situação é o início de operação do sistema, vamos fazer a verificação de tempo de detenção máximo para a condição de vazão mínima no início de operação.

$$V_{\text{efetivo}} = V_{\text{total}} - V_{\text{tubulação}} - V_{\text{paredes}} - V_{\text{bombas}}$$

$$V_{\text{efetivo}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{poço}}^2}{4} \cdot h - \frac{\pi \cdot D_{\text{tubul}}^2}{4} \cdot h_{\text{tubul}} - 0,60 \cdot 1,60 \cdot 0,10 - 2 \times 0,04$$





$$V_{\text{efetivo}} = \frac{\pi \cdot 1,5_{\text{poço}}^2}{4} \cdot 0,60 - \frac{\pi \cdot 0,075_{\text{tubul}}^2}{4} \cdot 0,6_{\text{tubul}} - 0,60 \cdot 1,60 \cdot 0,10 - 0,08$$

$$V_{\text{efetivo}} = 0,882 \text{ m}^3 > V_u = 0,117 \text{ m}^3$$

$$T_d = \frac{0,882}{\frac{1,94}{60}} = 27,3 \text{ min} \therefore \text{ok! } (< 30 \text{ min.})$$

### b) Verificação do número de partidas

Para a determinação do tempo entre duas partidas consecutivas da bomba de recalque, podemos utilizar a seguinte expressão:

$$T = \frac{V_{\text{efetivo}}}{Q_{\text{afluente}}} + \frac{V_{\text{efetivo}}}{Q_{\text{recalque}} - Q_{\text{afluente}}}, \text{ onde:}$$

T = tempo de ciclo da bomba (min);

V = volume efetivo do poço (m<sup>3</sup>);

Q<sub>afluente</sub> = vazão afluyente ao poço de sucção (m<sup>3</sup>/min);

Q<sub>recalque</sub> = vazão de recalque da bomba (= 0,078 m<sup>3</sup>/min)

| VAZÃO  | Nº Partidas (<10) |
|--|-------------------|
| Mínima (início de plano) = 0,94 l/s = 0,0564 m <sup>3</sup> /min | 3,08              |
| Média (fim de plano) = 1,06 l/s = 0,0636 m <sup>3</sup> /min     | 1,63              |
| Máxima (fim de plano) = 1,22 l/s = 0,0732 m <sup>3</sup> /min    | 1,08              |

*[Handwritten signature]*

*[Handwritten signature]*

*[Handwritten signature]*

### E. DIMENSIONAMENTO DA CAIXA DE AREIA

Para efeito construtivo, foram projetados 02 canais, de modo a garantir a melhor condição operacional possível durante a manutenção do sistema, ou seja, nas operações de limpeza das caixas de areia, as quais serão manuais, haverá o uso alternativo entre os canais projetados, mantendo-se assim a integridade do sistema. Durante a operação normal somente uma das caixas será utilizada, devendo a



outra caixa ser mantida vazia e limpa, entrando em operação somente na alternância de funcionamento.

Foi utilizada para o projeto da caixa de areia a máxima vazão horária dos esgotos que é de 4,39 m<sup>3</sup>/h ou 1,22 l/s, bem como a vazão mínima de 3,38 m<sup>3</sup>/h ou 0,94 l/s. Como no início da operação do sistema não serão atingidas as vazões de projeto, deverão ser tomadas medidas corretivas, como a limpeza mais freqüente no sistema uma vez que o risco de sedimentação de matéria orgânica será maior, podendo gerar problemas de maus odores no sistema de retenção de areia, o que deve ser evitado.

### Base de Dimensionamento:

- Velocidade média de escoamento ( $v_{med}$ ): 0,30 m/s (NBR 12209/92)
- Velocidade máxima de escoamento ( $v_{max}$ ): 0,40 m/s (NBR 12209/92)
- Velocidade mínima de escoamento ( $v_{min}$ ): 0,15 m/s (evitar sedimen. MO)
- Taxa de escoamento superficial ( $T_A$ ): 600 a 1300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d
- Medidor Sutro, com base de 15 cm.

⇒ Alturas d'água no Canal :

- $H_{max} = 0,048$  m para  $Q_{max} = 1,22$  l/s
- $H_{med} = 0,042$  m para  $Q_{med} = 1,06$  l/s
- $H_{min} = 0,038$  m para  $Q_{min} = 0,94$  l/s

### Comprimento da caixa de areia (L)

$$L = 22,5 \cdot H_{max} = 22,5 \cdot 0,048 = 1,08 \text{ m}$$

$$L = 1,10 \text{ m (adotado)}$$

### Largura da caixa de areia

$$B = \frac{Q_{max}}{V \cdot h_{max}} = \frac{0,00122}{0,3 \cdot 0,048} = 0,085 \text{ m}$$

$$B = 0,15 \text{ m (adotado - condições operacionais para limpeza)}$$





### Verificação da Taxa de Escoamento Superficial

$$T_A = \frac{Q_{max}}{A_{sup}} = \frac{4,39 \times 24}{1,10 \times 0,15} = 638,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia} > 600 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia} \quad \text{ok!}$$

### Verificação das Velocidades de Escoamento:

vazão máxima:  $B = \frac{Q_{max}}{V \cdot h_{max}} \Rightarrow 0,15 = \frac{0,00122}{v \times 0,048} \Rightarrow v = 0,17 \text{ m/s (ok!)}$

vazão média:  $B = \frac{Q_{med}}{V \cdot h_{med}} \Rightarrow 0,15 = \frac{0,00106}{v \times 0,042} \Rightarrow v = 0,17 \text{ m/s (ok!)}$

vazão mínima:  $B = \frac{Q_{min}}{V \cdot h_{min}} \Rightarrow 0,15 = \frac{0,00094}{v \times 0,038} \Rightarrow v = 0,17 \text{ m/s (ok!)}$

### parâmetros Finais da Caixa de Areia

- Número de canais: 2 (operação alternada)
- Largura dos canais = 0,15 m
- Comprimento dos canais = 1,15 m
- Prof. do depósito de areia = 0,15 m
- Taxa de aplicação = 638,5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia
- Velocidade média = 0,17 m/s

### F. GRADEAMENTO

Foi utilizada para projetar o gradeamento, a vazão máxima do dia de maior consumo.

#### Base de Dimensionamento:

- Tipo de Grade: *Fina* (abertura de 10 a 20 mm - NBR 11.885/91)
- Velocidade mínima escoam. grade ( $v_{min}$ ): 0,80 m/s (NBR 11.885/91)
- Velocidade máxima escoam. grade ( $v_{max}$ ): 1,20 m/s (NBR 11.885/91)
- Velocidade mínima no canal acesso: 0,40 m/s (literatura especializada)
- Barra metálica da grade: 6 x 40 mm
- Abertura entre barras: 15mm





### Largura do Canal:

$$A_v = \frac{Q_{\max}}{V} = \frac{0,00122}{0,80} = 0,0015 \text{ m}^2$$

$$S_{\max} = A_v \cdot \left(\frac{a+t}{a}\right) = 0,0015 \cdot \left(\frac{15+6}{15}\right) = 0,0021 \text{ m}^2$$

$$S_{\max} = B_{\text{canal}} \cdot h_{\max} \Rightarrow 0,0021 = B_{\text{canal}} \cdot 0,048$$

$$B_{\text{canal}} = 0,044 \text{ m}$$

$$B_{\text{canal}} = 0,15 \text{ m (adotado)}$$



### Verificação da Velocidade de Escoamento no Canal:

vazão máxima:  $B = \frac{Q_{\max}}{V \cdot h_{\max}} \Rightarrow 0,15 = \frac{0,00122}{v \times 0,048} \Rightarrow v = 0,17 \text{ m/s}$

vazão média:  $B = \frac{Q_{\text{med}}}{V \cdot h_{\text{med}}} \Rightarrow 0,15 = \frac{0,00106}{v \times 0,042} \Rightarrow v = 0,17 \text{ m/s}$

vazão mínima:  $B = \frac{Q_{\min}}{V \cdot h_{\min}} \Rightarrow 0,15 = \frac{0,00094}{v \times 0,038} \Rightarrow v = 0,17 \text{ m/s}$

Obs: Como a velocidade no canal ficou abaixo do mínimo recomendado pela literatura especializada, recomendamos que a operação e manutenção dos sistema seja feita com maior regularidade à fim de evitar a permanência, por longos períodos de tempo, de areia eventualmente sedimentada no canal da grade.

### Parâmetros Finais da Grade Metálica

|                           |                           |
|---------------------------|---------------------------|
| Tipo de Grade:            | fina, de barras paralelas |
| Espaçamento entre barras: | 15 mm                     |
| Quantidade de Barras:     | 8 barras de 6x40mm        |
| Largura do canal =        | 0,15 m                    |
| Velocidade no Canal =     | 0,17 m/s                  |
| Inclinação da Grade =     | 45°                       |





## 2.6 RELAÇÃO DE MATERIAIS

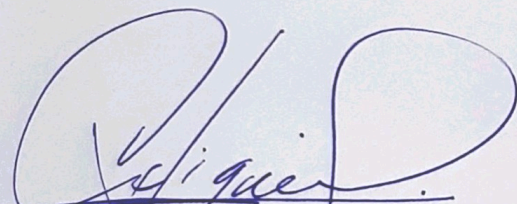
### 2.6.1 REDE COLETORA E COLETOR-TRONCO

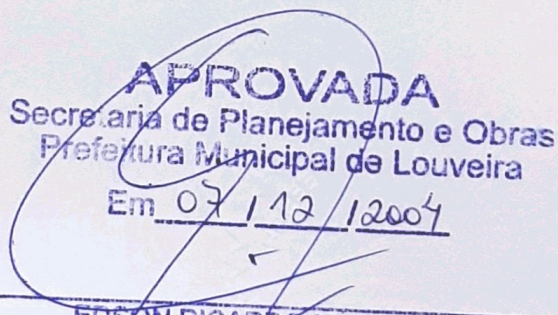
- TUBULAÇÃO: • PVC-RÍGIDO, PBJE - Ø150mm 2.461,40m
- POÇOS DE VISITA: 71 unid.
- SELIM PARA LIGAÇÃO DE ESGOTO: PVC-PBJE 133 unid.
- CURVA 90°, PVC-RÍGIDO - PBJE - Ø100mm 133 unid.

### 2.6.2 LINHA DE RECALQUE

- TUBULAÇÃO: • PVC-PBA - classe 15 - Ø85 mm 332,40m
- CONEXÕES: • Curva 45° - PVC - Ø85 mm 03 unid.
- EQUIPAMENTOS: • BOMBA SUBMERSÍVEL 02 unid.  
(Q=4,7 m<sup>3</sup>/h, H<sub>man</sub>=370kPa, conforme projeto)

Vinhedo, dezembro de 2003.

  
celso figueiredo  
eng<sup>o</sup> civil-sanitarista  
CREA-SP n<sup>o</sup>. 060.164.420-0

**APROVADA**  
Secretaria de Planejamento e Obras  
Prefeitura Municipal de Louveira  
Em 07/12/2004  
  
EDSON RICARDO M. PISSULIN  
Eng.<sup>o</sup> Civil - CREA 5060109128/D  
Processo n<sup>o</sup> 2004/5510

