



GEASANEVITA



LOTE 5

**ELABORAÇÃO DE ESTUDOS DE
CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS DE
SANEAMENTO PARA O
EMPREENDIMENTO FAZENDA CAMPO
VERDE, JARINÚ/SP**

**ESTUDO DE CONCEPÇÃO DE SANEAMENTO
GE-15-011-CON-RT-001-R1**

Maio/15

LOTE 5

**ELABORAÇÃO DE ESTUDOS DE
CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS DE
SANEAMENTO PARA O
EMPREENHIMENTO FAZENDA CAMPO
VERDE, JARINÚ/SP**

ESTUDO DE CONCEPÇÃO DE SANEAMENTO

GE-15-011-CON-RT-001-R1

Maio/15

Formulário						
CONTROLE DE ALTERAÇÃO DE PROJETOS						
Título do Trabalho ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA PARA O EMPREENDIMENTO LOCALIZADO EM JARINÚ/SP					Nº do Trabalho GE-15-011	
Título do documento ESTUDO DE CONCEPÇÃO					Código do documento GE-15-011-CON-001	
Revisão	Data	Nome do Arquivo	GE-15-011-CON-RT-001-R0			
R0	30/03/15	Descrição	Emissão Inicial			
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome	NSA	RSS	RSS	BVBC
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				

ÍNDICE

1.	APRESENTAÇÃO	6
2.	OBJETIVO	7
3.	CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	8
3.1	LOCALIZAÇÃO	8
3.2	POPULAÇÃO DO MUNICÍPIO	8
3.3	USO E OCUPAÇÃO.....	10
4.	ESTUDO DE POPULAÇÃO.....	13
4.1	POPULAÇÃO POR ANO DE IMPLANTAÇÃO	16
5.	CRITÉRIOS DE CÁLCULO	17
5.1	SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	17
5.2	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	20
6.	ESTUDO DE VAZÕES.....	24
6.1.	CONSUMO PER CAPITA	24
6.2.	DEMANDAS DE ABASTECIMENTO	24
6.3.	VAZÕES DE ABASTECIMENTO	25
6.4.	VAZÕES DE ESGOTO.....	28
7.	SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	31
7.1	ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	31
7.2	TRATAMENTO DA ÁGUA CAPTADA.....	37
7.3	ZONAS DE PRESSÃO.....	42
7.4	CENTROS DE RESERVAÇÃO	42
7.5	REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	43
7.6	ALTERNATIVA ESCOLHIDA	43
8	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO.....	45
8.1	DESTINAÇÃO DOS EFLUENTES GERADOS	45
8.2	TRATAMENTO DOS EFLUENTES GERADOS	48
8.3	LOCALIZAÇÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	53
8.4	REDE DE ESGOTO	55
8.5	ALTERNATIVA ESCOLHIDA	55
9	SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL	57
9.1	SUB-BACIAS DE DRENAGEM	57
9.2	GALERIA DE DRENAGEM	59
9.2	SOLUÇÕES DE DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL	60

10	RELAÇÃO DE DOCUMENTOS	89
10.	ESTIMATIVA DE ORÇAMENTO	Erro! Indicador não definido.
10.1.	SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.	
10.2.	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.	
10.3.	SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL ... ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.	

1. APRESENTAÇÃO

O presente relatório, denominado Estudo de Concepção, é parte integrante do contrato “Elaboração de Concepção dos Sistemas de Saneamento para o empreendimento Fazenda Campo Verde, Jarinu/SP”, conforme contrato de nº GE-15-011 firmado entre as empresas GEASANEVITA e LOTE 5.

O contrato abrange diversas áreas do Saneamento. A seguir estão apresentados os projetos que são parte integrante desse contrato:

- Estudos de Concepção:
 - Estudo de Concepção do Sistema de Abastecimento de Água; e
 - Estudo de Concepção do Sistema de Esgotamento Sanitário.

2. OBJETIVO

O objetivo deste relatório é apresentar as diretrizes e padrões que serão utilizados na elaboração dos projetos, de acordo com as normas da ABNT, do empreendimento.

3. CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento denominado Fazenda Campo Verde está localizado na Estrada Municipal Natal Lorencini (JAR - 030) - km 12, com as seguintes coordenadas de referência: L= 7440485,48 metros e K = 317379,70 metros.

O empreendimento será misto, com uma área total aproximadamente de 3.865.770,00 m² e será implantado em 5 Fases.

A seguir são apresentadas as principais características do empreendimento e seu entorno.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O empreendimento Fazenda Campo Verde está localizado no município de Jarinu, no Estado do São Paulo. A cidade possui uma área municipal de 207,549 km².

O município tem como principal rodovia de acesso: SP-330, SP-354 e Estrada Municipal Natal Lorencini (JAR - 030) - km 12.

A Figura 3.1 apresenta a localização do município de Jarinu com destaque para a área do empreendimento.

3.2 POPULAÇÃO DO MUNICÍPIO

A população do município de Jarinu, segundo estimativa de 2010 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, atingiu 23.847 habitantes conforme apresentado no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Dados de população do município de Jarinu.

Dados Censitários	1991	1996	2000	2007	2010
População Total	10.878	12.380	17.041	20.606	23.847

Fonte IBGE - <http://www.ibge.gov.br>

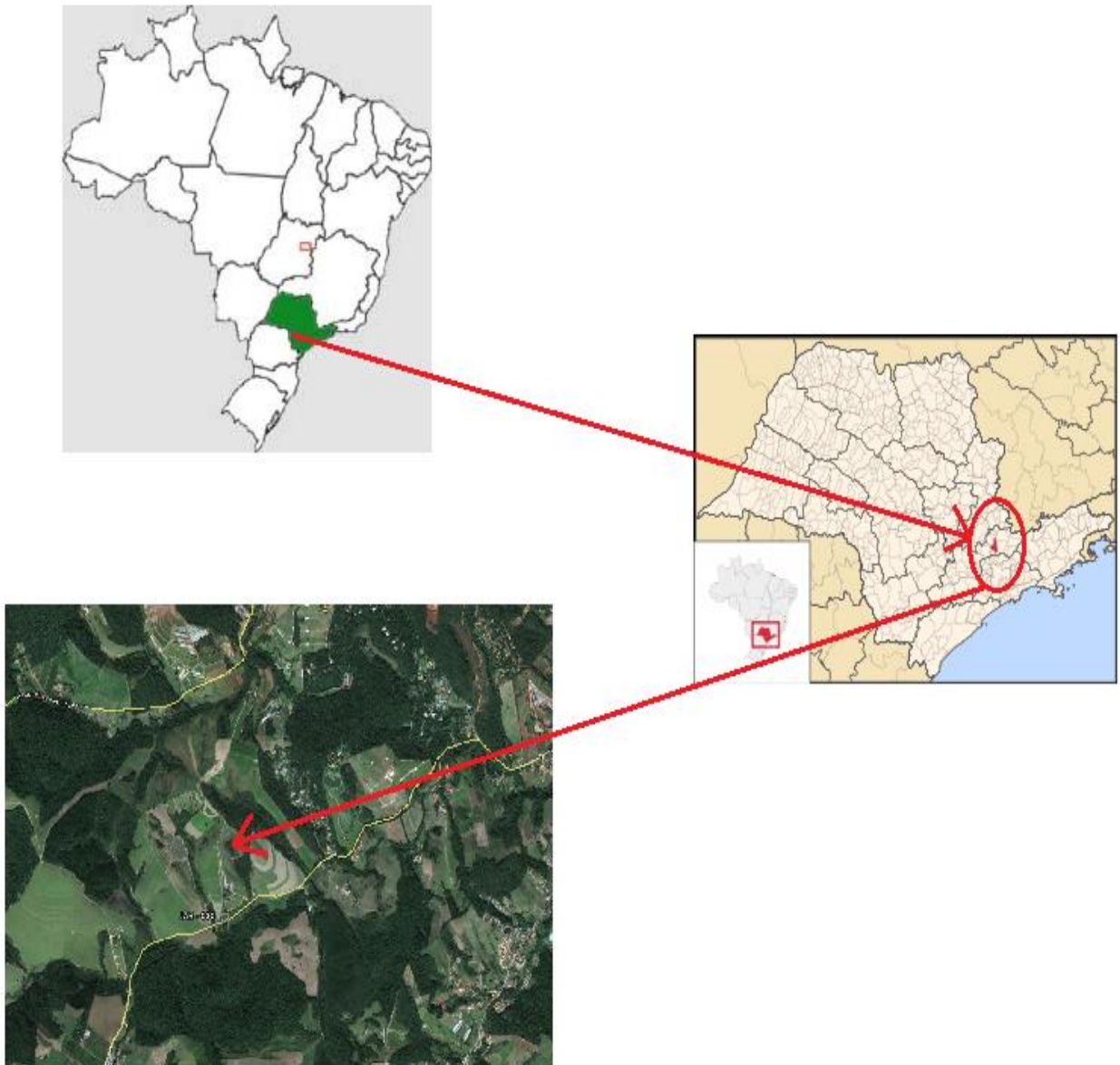


Figura 3.1– Localização do empreendimento.

3.3 USO E OCUPAÇÃO

O empreendimento Fazenda Campo Verde será dividido em 5 Fases, correspondentes a 3 glebas diferentes. A Figura 3.2 apresenta a localização das fases.



Figura 3.2– Localização do empreendimento

O empreendimento será composto por áreas residenciais, comerciais, entre outros, resultando uma área total de 3.865.769,99 m², conforme apresentado no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Áreas por uso (m²)

Usos	Lotes	Área Total
		(m²)
Gleba H - Fase 01		
Lotes Residenciais - etapa 01	408	224.549,95
Lotes Residenciais - etapa 02	38	21.167,16
Lote Comercial	1	8.602,18
Lotes Uso Misto	5	9.967,93
Sistema Viário	-	142.316,18
Área Institucional (Eq. Público)	-	456,77
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	154.418,91
Sistema de Lazer	-	131.108,29
Total Gleba H1 - Fase 1	452	692.587,37
Gleba H - Fase 02		
Lotes Residenciais	268	147.447,84
Lotes de Uso Misto	5	35.363,16
Sistema Viário	-	55.581,04
Área Institucional	-	25.716,11
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	170.287,11
Sistema de Lazer	-	64.469,91
Total Gleba H - Fase 02	273	498.865,17
Gleba H - Fase 03		
Lotes Residenciais	422	231.906,89
Lote Uso Misto	4	15.499,98
Sistema Viário	-	100.349,62
Áreas Institucionais	-	39.425,49
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	219.374,79
Sistema de Lazer	-	176.275,45
Total Gleba H32 - Fase 03	426	782.832,22

Quadro 3.2 – Áreas por uso (m²)

Usos	Lotes	Área Total
		(m²)
Gleba I - Fase 04		
Lotes Residenciais	211	115.818,49
Lotes de Uso Misto	3	16.072,16
Sistema Viário	-	46.180,16
Áreas Institucionais	-	60.306,49
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	244.133,80
Sistema de Lazer	-	27.863,95
Total Gleba I - Fase 4	214	510.375,05
Gleba J - Fase 05		
Lotes Residenciais	206	113.496,23
Lotes de Uso Misto	1	205,00
Sistema Viário		45.816,41
Áreas Institucionais		18.203,60
Área Verdes (APP + mata)		106.207,34
Sistema de Lazer		78.344,48
Total Gleba J - Fase 05	207	362.273,06
Reserva Legal		1.018.837,12
TOTAL GERAL	1.572	3.865.769,99

4. ESTUDO DE POPULAÇÃO

Para o cálculo da população de projeto foram definidos os números de habitantes e usuários por tipo de uso, sendo os parâmetros utilizados estão apresentados no quadro 4.1 e o quadro 4.2 apresenta a população do empreendimento.

Para o cálculo da população de projeto foram definidos números de habitantes em função dos critérios adotados pela Lote 5.

Quadro 4.1 – Critérios para cálculo da população

LOTES	OCUPAÇÃO	
Lotes Residenciais	5	hab/lote
Lotes Comerciais	20	m²/usu
Lote Uso Misto	80	
Áreas Institucionais	20	usu/ha

Quadro 4.2 – População do empreendimento

Usos	Número de unidades	Área (m²)	Hab/Usu por unidade	Habitantes	Usuários	População Total (Hab+usu.)
Gleba H - Fase 01						
Lotes Residenciais - etapa 01	408	224.549,95	5 hab/lote	2.040		2.040
Lotes Residenciais - etapa 02	38	21.167,16	5 hab/lote	190		190
Lote Comercial	1	8.602,18	20 usu/m²		430	430
Lotes Uso Misto	5	9.967,93	80 usu/m²		125	125
Área Institucional (Eq. Público)		456,77	20 usu/ha		1	1
Total Gleba H1 - Fase 1	452			2.230	556	2.786
Gleba H - Fase 02						
Lotes Residenciais	268	147.447,84	5 hab/lote	1340		1.340
Lotes de Uso Misto	5	35.363,16	80 usu/m²		442	442
Área Institucional		25.716,11	20 usu/ha		51	51
Total Gleba H - Fase 02	273			1.340	493	1.833
Gleba H - Fase 03						
Lotes Residenciais	422	231.906,89	5 hab/lote	2.110		2.110
Lote Uso Misto	4	15.499,98	80 usu/m²		194	194
Áreas Institucionais		39.425,49	20 usu/ha		79	79
Total Gleba H32 - Fase 03	426			2.110	273	2.383

(Continua)

Quadro 4.2 – População do empreendimento (Continuação)

Usos	Número de unidades	Área (m²)	Hab/Usu por unidade	Habitantes	Usuários	População Total (Hab+usu.)
Gleba H - Fase 01						
Gleba I - Fase 04						
Lotes Residenciais	211	115.818,49	5 hab/lote	1.055		1.055
Lotes de Uso Misto	3	16.072,16	80 usu/m²		201	201
Áreas Institucionais		60.306,49	20 usu/ha		121	121
Total Gleba I - Fase 4	214			1.055	322	1.377
Gleba J - Fase 05						
Lotes Residenciais	206	113.496,23	5 hab/lote	1.030		1.030
Lotes de Uso Misto	1	205,00	80 usu/m²		3	3
Áreas Institucionais		18.203,60	20 usu/ha		36	36
Total Gleba J - Fase 05	207			1.030	39	1.069
TOTAL GERAL	1.572			7.765	1.682	9.447

4.1 POPULAÇÃO POR ANO DE IMPLANTAÇÃO

O empreendimento será implantado ao longo de 25 anos. A cada 2 anos será feito o lançamento de um novo loteamento. O quadro a seguir apresenta a evolução da ocupação do empreendimento ao longo dos anos em função da população fixa.

Quadro 4.3 – Implantação do Empreendimento

Anos	1	3	5	8	10	13	15	18	20	23	25	Saturação
Ocupação	20%	27%	33%	41%	47%	55%	60%	68%	73%	81%	86%	100%
População Anual	1.889	614	614	794	529	737	491	737	491	737	491	1.323
População acumulada	1.889	2.504	3.118	3.911	4.440	5.177	5.668	6.405	6.896	7.633	8.125	9.447

5. CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Os critérios foram definidos de acordo com as normas da ABNT, normas definidas pela concessionária do serviço local, e com as particularidades do empreendimento. A seguir estão apresentadas as normas aplicáveis para o desenvolvimento dos projetos.

5.1 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Normas:

- NBR 12211 – Estudo de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água – Procedimento;
- NBR 12214 – Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público;
- NBR 12215 - Projeto de adutora de água para abastecimento público;
- NBR 12217 – Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público – Procedimento;
- NBR 12218 – Projeto de rede de distribuição de água;
- Norma Técnica SABESP NTS 018 – Elaboração de projetos – considerações gerais;
- Norma Técnica SABESP NTS 023 - Reservatórios;
- Norma Técnica SABESP NTS 024 - Redes de distribuição de água;
- Norma Técnica SABESP NTS 061 – Estudo de concepção de sistema de abastecimento de água;
- NBR 13714 – Sistemas de Hidrantes e de Mangotinhos para combate a incêndio; e
- Instrução Técnica N° 34/2004 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo - Hidrante Urbano.

Outras normas poderão ser utilizadas em função de especificidades de cada sistema, local do empreendimento, materiais e equipamentos adotados.

A seguir estão apresentados os parâmetros adotados:

5.1.1 CÁLCULO DE VAZÕES

- Coeficiente do dia de maior consumo: $K_1 = 1,2$
- Coeficiente da hora de maior consumo: $K_2 = 1,5$

5.1.2 REDE DE ABASTECIMENTO

○ Perda de carga

A rede de água e a adutora são calculadas pelo método de Hardy Cross, processo de tentativas diretas no sistema de malhas e dimensionada de modo a não gerar perda de carga maior que 8 m/km. As perdas foram calculadas através da Fórmula de Hazen-Williams, admitindo-se coeficiente de rugosidade “C” com valor para tubos plástico (lisos) (tubo novo) igual a 110.

○ Diâmetro mínimo da rede

O diâmetro mínimo da rede de abastecimento será de DN 50 mm.

○ Pressões máximas e mínimas

Para o dimensionamento da rede são importantes a pressão dinâmica mínima e a pressão estática máxima. As pressões mínimas são estabelecidas para que a água alcance os reservatórios domiciliares. As pressões máximas são fixadas em função da resistência das tubulações e do controle das perdas de água. É recomendável que sejam obedecidas às condições de pressões mínimas e as máximas sejam as menores possíveis.

Conforme NBR 12218/1994, a pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 500 kpa (50 mca), e a pressão dinâmica mínima, de 100 kpa (10 mca). Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão (alta e baixa).

○ Profundidades mínimas

As profundidades mínimas para o assentamento das tubulações serão as seguintes:

- Sob o leito carroçável – 1,00 m acima da geratriz superior do tubo;

- Sob o passeio – 0,80 m acima da geratriz superior do tubo.

- **Material da rede**

O material das tubulações a serem utilizados para a rede de distribuição de água seguirá os itens abaixo:

- Diâmetros de 50 a 100 mm: PVC Classe 20;
- Diâmetros de 150 a 200 mm: DEF°F°;
- Diâmetros acima de 200 mm: PEAD.

- **Registros de Manobra**

Serão instalados registros de manobra com o objetivo de setorizar o empreendimento para eventuais manutenções na rede de distribuição, possibilitando que apenas o setor de abastecimento em manutenção fique sem água.

- **Ancoragem**

As conexões da rede de distribuição serão ancoradas por blocos de concreto ou pontaleamento de peroba. Os blocos de ancoragem serão utilizados para equilibrar os esforços de empuxo hidráulico das canalizações, com bolsas, que são operadas sob pressão e sem a utilização da técnica de travamento das juntas.

As conexões da rede, curvas e tês, com diâmetros maiores DN140mm, serão ancoradas por blocos de concreto, diâmetros menores do que DN140mm serão ancorados com pontaleamento de peroba, cujos dimensionamentos são elaborados com base nos critérios e parâmetros de projeto. Para o cálculo, leva-se em consideração o atrito e a resistência de apoio sobre o terreno e, ainda, a reação com o terreno da vala.

- **Hidrantes de Coluna**

Serão instalados hidrantes de coluna com diâmetro mínimo de 100 mm com disposição adequada de maneira a permitir que cada hidrante atenda um raio de no máximo 300 m. Estes são equipamentos ligados ao abastecimento de água através de uma rede de 150 mm que permitem a retirada de água para serem utilizadas, principalmente, no combate a incêndio.

5.2 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Os critérios e parâmetros de projeto foram definidos de acordo com as normas da ABNT e referências bibliográficas.

Normas:

- NBR 9648 - 1986 - Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário;
- NBR 9649 - 1986 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário;
- NBR 12208 -1992 - Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário;
- NBR 14486 - 2000 - Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário;
- Norma Técnica da SABESP NTS 020 – Elaboração de projetos – Estações elevatórias;
- Norma Técnica da SABESP NTS 025 – Elaboração de projetos – Redes coletoras de esgoto;
- Norma Técnica da SABESP NTS 026 – Elaboração de projetos – Coletores tronco, interceptores e emissários por gravidade; e
- Norma Técnica da SABESP NTS 062 – Estudo de concepção de sistema de esgotamento sanitário.

A seguir estão apresentados os parâmetros adotados:

5.2.1 CÁLCULO DAS VAZÕES

- 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 esgoto/ água: 0,8; e
- Coeficiente de infiltração: 0,2 l/s x km.

5.2.2 DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

- Tensão trativa mínima: 1 Pascal;
- Relação lâmina líquida e diâmetro da tubulação: $Y/D=0,75$;
- Recobrimento mínimo adotado para passeio 0,90 m;

- Recobrimento mínimo adotado para terço 1,20 m;
- A máxima velocidade admissível 5,0 m/s;
- Fórmula de Manning adotando-se $\eta = 0,013$;
- Velocidade final deverá ser superior à velocidade crítica;
- Declividade mínima: 0,005 m/m;
- O diâmetro mínimo da rede coletora = 150 mm

5.2.3 SINGULARIDADE

- Distancia entre PVs = no máximo 100 m;
- Utilizados poços de visita (PV) = serão locados, no início de rede, nas mudanças de direção, declividade, diâmetro, material e junção de até três coletores, com três entradas e uma saída e quando ocorrer na junção de quatro ou mais coletores, com quatro ou mais entradas e saídas;
- Para desníveis superiores a 0,50 m serão utilizados tubos de queda ligando o coletor ao fundo do poço de visita;
- Para desníveis menores que 0,50 m serão utilizados degraus.

5.2.4 MATERIAL DO SISTEMA

O material utilizado na rede de esgoto será o PVC para esgoto e para as linhas de recalque poderão ser utilizados tubos em PVC ou F°F° K-7.

5.2.5 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

A seguir são apresentados os critérios de dimensionamento da estação elevatória.

○ Linha De Recalque - Diâmetro

O diâmetro de recalque será calculado através da fórmula de Bresse de diâmetro econômico, estabelecida pela seguinte expressão:

$$D = K * Q^{1/2}$$

Onde:

D = Diâmetro de recalque (m);

$K = 1,1$

Q = Vazão máxima horária (l/s).

○ Potência Das Bombas

Para determinar a potência das bombas será utilizada a seguinte expressão:

$$P = \gamma \cdot Q \cdot H$$

Onde:

P = Potência da Bomba (cv);

γ = Peso específico (N/ (N/m³);

Q = Vazão máxima horária (l/s); e

H = Altura manométrica (mca).

○ Altura Manométrica

A altura manométrica será calculada a seguir, conforme está apresentada.

$$H_{man} = H_g + \Delta H$$

Onde:

H_{man} = Altura Manométrica (mca);

H_g = Desnível Geométrico (m); e

$\Delta H = H_D + H_L$ (m).

○ Perda De Carga

Para estimativa das perdas de carga nos sistemas foram consideradas as perdas localizadas e as perdas distribuídas, cujos cálculos foram desenvolvidos com base nas seguintes expressões:

○ Perda localizada:

$$Hl = k \frac{V^2}{2g}$$

Onde:

Hl = perda de carga localizada (m);

K = coeficiente de perda na tubulação;

V = Velocidade (m/s);

g = Aceleração da Gravidade (m/s^2).

○ Perda Distribuída: Fórmula De Hazen-Williams

$$\Delta HD = \frac{10,643 Q^{1,85} L}{C^{1,85} D^{4,87}}$$

Onde:

ΔHD = Perda de carga distribuída (m);

Q = Vazão de bombeamento (m^3/s);

L = Comprimento da tubulação (m);

C = Coeficiente de rugosidade de Hazen- Williams, utilizado 120; e

D = Diâmetro de recalque (m).

○ Tempo De Detenção

O volume do poço de sucção será dimensionado considerando-se o tempo de detenção máximo recomendável para permanência dos esgotos (volume máximo) de 30 minutos, conforme a norma NBR-12208 da ABNT.

$$Td = \frac{V}{Q}$$

Onde:

Td = tempo de detenção (s)

V = Volume efetivo (m^3)

Q = Vazão média de início de plano (m^3/s)

O número máximo de partidas deverá ser igual a seis partidas por hora, assim o tempo entre duas partidas deve ser maior que dez minutos.

6. ESTUDO DE VAZÕES

Neste item serão apresentadas as vazões utilizadas para o dimensionamento dos sistemas de abastecimento de água e esgotamento sanitário.

6.1. CONSUMO PER CAPITA

No Quadro 6.1 estão apresentados os consumos per capita por tipo de uso.

Quadro 6.1 – Consumo Per capita

Lotes	Consumo Per capita	
Residenciais	200	L/ hab x dia
Comercial	70	
Uso Misto	100	
Área Institucional	50	

6.2. DEMANDAS DE ABASTECIMENTO

As demandas de abastecimento foram calculadas multiplicando a população pelo consumo per capita para cada uso. No Quadro 6.2 são apresentadas as demandas de abastecimento por fase.

Quadro 6.2 – Demandas de abastecimento

Usos	População Total	Consumo per capita (L/hab.dia)	Demanda de abastastecimento	
			(L/dia)	(L/s)
Gleba H - Fase 01				
Lotes Residenciais - etapa 01	2.040	200	408.000	4,72
Lotes Residenciais - etapa 02	190	200	38.000	0,44
Lote Comercial	430	70	30.108	0,35
Lotes Uso Misto	125	100	12.460	0,14
Área Institucional (Eq. Público)	1	50	46	0,00
Total Gleba H1 - Fase 1	2.786		488.613	5,66

(continua)

Quadro 6.2 – Demandas de abastecimento (continuação)

Usos	População Total	Consumo per capta (L/hab.dia)	Demanda de abastecimento	
			(L/dia)	(L/s)
Gleba H - Fase 02				
Lotes Residenciais	1.340	200	268.000	3,10
Lotes de Uso Misto	442	100	44.204	0,51
Área Institucional	51	50	2.572	0,03
Total Gleba H - Fase 02	1.833		314.776	3,64
Gleba H - Fase 03				
Lotes Residenciais	2.110	200	422.000	4,88
Lote Uso Misto	194	100	19.375	0,22
Áreas Institucionais	79	50	3.943	0,05
Total Gleba H32 - Fase 03	2.383		445.318	5,15
Gleba I - Fase 04				
Lotes Residenciais	1.055	200	211.000	2,44
Lotes de Uso Misto	201	100	20.090	0,23
Áreas Institucionais	121	50	6.031	0,07
Total Gleba I - Fase 4	1.377		237.121	2,74
Gleba J - Fase 05				
Lotes Residenciais	1.030	200	206.000	2,38
Lotes de Uso Misto	3	100	256	0,00
Áreas Institucionais	36	50	1.820	0,02
Total Gleba J - Fase 05	1.069		208.077	2,41
TOTAL GERAL	9.447		1.693.904	19,61

6.3. VAZÕES DE ABASTECIMENTO

Neste item estão apresentadas as vazões necessárias para o dimensionamento de todo o sistema de abastecimento de água.

6.3.1 VAZÃO MÉDIA DE ABASTECIMENTO

A vazão média de abastecimento foi calculada através da seguinte fórmula.

$$Q_{\text{média}} = \text{Demanda abastecimento}$$

Onde:

$Q_{\text{média}}$ = Vazão média de abastecimento (L/s)

Demanda Abastecimento = Demanda de abastecimento potável (L/s)

6.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA DE ABASTECIMENTO

A vazão máxima diária é usualmente utilizada para determinar o volume do reservatório, para esse cálculo foi utilizada a fórmula apresentada a seguir.

$$Q_{\text{máxima diária}} = \text{Demanda abastecimento} \times K1$$

Onde:

$Q_{\text{máxima diária}}$ = Vazão máxima diária de abastecimento (l/s)

Demanda Abastecimento = Demanda de abastecimento potável (L/s)

$K1$ = Coeficiente do dia de maior consumo – 1,2

6.3.3 VAZÃO MÁXIMA HORÁRIA DE ABASTECIMENTO

Para o cálculo da rede de distribuição foi utilizada a vazão máxima horária calculada através da fórmula a seguir apresentada.

$$Q_{\text{máxima horária}} = \text{Demanda abastecimento} \times K1 \times K2$$

Onde:

$Q_{\text{máxima horária}}$ = Vazão horária máxima de abastecimento (L/s)

Demanda Abastecimento = Demanda de abastecimento potável (L/s)

$K1$ = Coeficiente do dia de maior consumo – 1,2

$K2$ = Coeficiente da hora de maior consumo – 1,5

No quadro a seguir estão apresentadas as vazões do sistema de abastecimento de água.

Quadro 6.3 - Vazões de abastecimento (L/s)

Usos	Vazão de Abastecimento (L/s)		
	Média	Máxima diária	Máxima horária
Gleba H - Fase 01			
Lotes Residenciais - etapa 01	4,72	5,67	8,50
Lotes Residenciais - etapa 02	0,44	0,53	0,79
Lote Comercial	0,35	0,42	0,63
Lotes Uso Misto	0,14	0,17	0,26
Área Institucional (Eq. Público)	0,00	0,00	0,00
Total Gleba H1 - Fase 1	5,66	6,79	10,18
Gleba H - Fase 02			
Lotes Residenciais	3,10	3,72	5,58
Lotes de Uso Misto	0,51	0,61	0,92
Área Institucional	0,03	0,04	0,05
Total Gleba H - Fase 02	3,64	4,37	6,56
Gleba H - Fase 03			
Lotes Residenciais	4,88	5,86	8,79
Lote Uso Misto	0,22	0,27	0,40
Áreas Institucionais	0,05	0,05	0,08
Total Gleba H32 - Fase 03	5,15	6,18	9,28
Gleba I - Fase 04			
Lotes Residenciais	2,44	2,93	4,40
Lotes de Uso Misto	0,23	0,28	0,42
Áreas Institucionais	0,07	0,08	0,13
Total Gleba I - Fase 4	2,74	3,29	4,94
Gleba J - Fase 05			
Lotes Residenciais	2,38	2,86	4,29
Lotes de Uso Misto	0,00	0,00	0,01
Áreas Institucionais	0,02	0,03	0,04
Total Gleba J - Fase 05	2,41	2,89	4,33
TOTAL GERAL	19,61	23,53	35,29

6.4. VAZÕES DE ESGOTO

As vazões para dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário são calculadas com o retorno da água de abastecimento. Nos itens a seguir serão apresentadas as vazões do Sistema de Esgotamento Sanitário.

6.4.1 VAZÃO DE INFILTRAÇÃO

A vazão de infiltração foi calculada conforme a fórmula a seguir apresentada:

$$Q_{\text{infiltração}} = \text{Extensão de rede} / 1000 \times 0,20$$

Onde:

$Q_{\text{infiltração}}$ = vazão de infiltração (L/s)

Extensão da rede = comprimento da rede (m)

No Quadro 6.4 são apresentadas as vazões de infiltrações.

Quadro 6.4 - Vazões de infiltração (L/s)

Usos	Extensão (m)	Q infiltração (L/s)
Gleba H - Fase 01	7.317,13	1,46
Gleba H - Fase 02	6.084,00	1,22
Gleba H - Fase 03	8.976,35	1,80
Gleba I - Fase 04	4.052,73	0,81
Gleba J - Fase 05	3.568,76	0,71
Total	29.998,97	6,00

6.4.2 VAZÃO MÉDIA DE ESGOTO

A vazão média de esgoto foi calculada conforme a fórmula a seguir apresentada:

$$Q_{\text{média_esgoto}} = \text{Demanda abastecimento} \times 0,8 + Q_{\text{infiltração}}$$

Onde:

$Q_{\text{média.esg.}}$ = vazão média de esgoto (L/s)

Demanda abastecimento = vazão de abastecimento (L/s)

$Q_{\text{infiltração}}$ = vazão de infiltração (L/s)

6.4.3 VAZÃO MÁXIMA DE ESGOTO

A vazão máxima de esgoto foi calculada conforme a fórmula a seguir apresentada:

$$Q_{\text{máxima_esgoto}} = \text{Demanda abastecimento} \times 0,8 \times K_1 \times K_2 + Q_{\text{infiltração}}$$

Onde:

$Q_{\text{máxima_esgoto}}$ = vazão máxima de esgoto (L/s);

$\text{Demanda abastecimento}$ = vazão de abastecimento (L/s);

$Q_{\text{infiltração}}$ = vazão de infiltração (L/s);

K_1 = Coeficiente do dia de maior consumo – 1,2; e

K_2 = Coeficiente da hora de maior consumo – 1,5.

6.4.4 VAZÃO MÍNIMA DE ESGOTO

A vazão mínima de esgoto foi calculada conforme a fórmula a seguir apresentada:

$$Q_{\text{mínima_esgoto}} = \text{Demanda abastecimento} \times 0,8 \times K_3 + Q_{\text{infiltração}}$$

Onde:

$Q_{\text{mínima_esgoto}}$ = vazão mínima de esgoto (L/s);

$\text{Demanda abastecimento}$ = vazão de abastecimento (L/s);

K_3 = Coeficiente de mínima vazão horária – 0,5; e

$Q_{\text{infiltração}}$ = vazão de infiltração (L/s).

O Quadro 6.5 apresenta as vazões de esgoto.

Quadro 6.5 - Vazões esgoto (L/s)

Usos	Vazão de Esgoto (L/s)		
	Média	Máxima Horária	Mínima
Gleba H - Fase 01			
Lotes Residenciais - etapa 01	5,24	8,26	3,35
Lotes Residenciais - etapa 02	0,35	0,63	0,18
Lote Comercial	0,28	0,50	0,14
Lotes Uso Misto	0,12	0,21	0,06
Área Institucional (Eq. Público)	0,00	0,00	0,00
Total Gleba H1 - Fase 1	5,99	9,61	3,73
Gleba H - Fase 02			
Lotes Residenciais	3,70	5,68	2,46
Lotes de Uso Misto	0,41	0,74	0,20
Área Institucional	0,02	0,04	0,01
Total Gleba H - Fase 02	4,13	6,46	2,67
Gleba H - Fase 03			
Lotes Residenciais	5,70	8,83	3,75
Lote Uso Misto	0,18	0,32	0,09
Áreas Institucionais	0,04	0,07	0,02
Total Gleba H32 - Fase 03	5,92	9,22	3,86
Gleba I - Fase 04			
Lotes Residenciais	2,76	4,33	1,79
Lotes de Uso Misto	0,19	0,33	0,09
Áreas Institucionais	0,06	0,10	0,03
Total Gleba I - Fase 4	3,01	4,76	1,91
Gleba J - Fase 05			
Lotes Residenciais	2,62	4,15	1,67
Lotes de Uso Misto	0,00	0,00	0,00
Áreas Institucionais	0,02	0,03	0,01
Total Gleba J - Fase 05	2,64	4,18	1,68
TOTAL GERAL	21,68	34,23	13,84

7. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Para sistema de abastecimento de água a ser implantado no empreendimento Fazenda Campo Verde foram estudadas alternativas de abastecimento, tratamento da água e distribuição. Os itens abaixo apresentam as alternativas estudadas.

7.1 ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Para o abastecimento do empreendimento foram estudadas diversas alternativas. As alternativas de abastecimento foram elaboradas a partir de análise dos estudos e planos desenvolvidos para a região e características específicas da localização do empreendimento.

A seguir estão apresentadas as alternativas para a captação da água.

- Alternativa 1 - Poço tubular profundo;
- Alternativa 2 – Córrego do Tanque;
- Alternativa 3 – Ribeirão do Perdão
- Alternativa 4 – Adutora com o sistema da SABESP.

7.1.1 ALTERNATIVA 1 – POÇO TUBULAR PROFUNDO

O empreendimento está localizado no Sistema Aquífero Cristalino que consiste em rochas do Embasamento Cristalino ou embasamento Pré-Cambriano. A produtividade este tipo de aquífero está vinculada com a ocorrência de falhas e juntas.

Após o estudo hidrológico específico realizado pela empresa DH Perfuração de Poços LTDA, foi constatado a possibilidade de perfuração de 9 poços na área cada um com profundidade média de 150m e uma capacidade média de 7,60 m³/h. Serão 6 poços locados próximo ao córrego tanque, um poço na fase 3 próximo ao Ribeirão Soares e um poço na fase 4. A figura a seguir apresenta a localização aproximada dos poços propostos.

Considerando a implantação de todos os poços, esta alternativa terá capacidade para atender com tranquilidade as 3 primeiras fases do empreendimento.



Figura 7.1 – Localização dos Poços Propostos

7.1.2 ALTERNATIVA 2 – CAPTAÇÃO SUPERFICIAL CÓRREGO DO TANQUE

O Córrego Tanque pertence a sub-bacia do Rio Jundiáí Mirim e é um dos principais formadores do rio Jundiáí Mirim que abastece o município de Jundiáí.

O Córrego Tanque está situado na microbacia do córrego do Tanque e possui uma extensão de aproximadamente 08 (oito) km desde sua foz no rio Jundiáí-Mirim até suas nascentes, sendo que seus principais afluentes são o córrego Pitangal (margem direita) e o córrego Campo Verde (margem esquerda).

De acordo com o Decreto Estadual 24.839/1986 o Córrego Tanque está classificado como Classe 1. As águas dos rios classe 1 segundo a Resolução Conama nº 357/2005 são destinadas as seguintes práticas:

- abastecimento para consumo humano, após tratamento simplificado;
- à proteção das comunidades aquáticas;

- à recreação de contato primário, tais como natação, esqui aquático e mergulho, conforme Resolução Conama n° 274, de 2000;
- à irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvam rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película; e
- à proteção das comunidades aquáticas em Terras Indígenas.

O quadro a seguir apresenta os dados de limite de enquadramento de para corpos hídricos classificados como classe 1.

Quadro 7.1 – Limites de Enquadramento – Classe 1

Limites de Enquadramento – Corpos Hídricos Classe 1		
Parâmetro	Valor	Unidade
DBO	3	mg/L
Nitrogênio Amoniacal	3,7	mg/L
Nitrato	10	mg/L
Fósforo Total	0,1	mg/L
Coli Termo	200	UFC/100 mL

○ Disponibilidade hídrica

Para verificação da disponibilidade hídrica do Córrego Tanque foi verificado o $Q_{7,10}$ do córrego no ponto desejado da captação no Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos de São Paulo. Foi considerada a disponibilidade de captação de 50% do $Q_{7,10}$ do córrego. O quadro abaixo apresenta os dados encontrados.

Quadro 7.2 – Disponibilidade para captação

Curso d'água	$Q_{7,10}$ (calculado)		Disponível para Captação	
	m³/s	L/s	m³/s	L/s
Córrego Tanque	0,044	44,00	0,022	22,00

Considerando a captação máxima permitida, esta alternativa terá capacidade para atender quatro fases do empreendimento.

A figura a seguir apresenta a localização do ponto de captação e a localização da implantação da ETA.

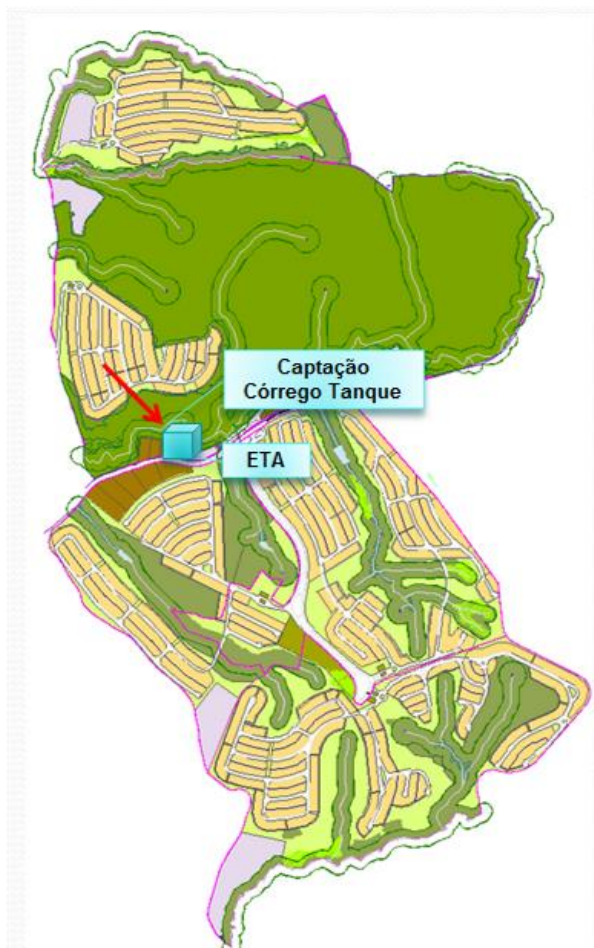


Figura 7.2 – Localização do Ponto de Captação no Córrego Tanque

7.1.3 ALTERNATIVA 3 – CAPTAÇÃO SUPERFICIAL RIBEIRÃO SOARES

O Ribeirão Soares pertence a microbacia Ribeirão do Perdão, que pertence a sub-bacia do Rio Jundiáí Mirim e é um dos formadores do rio Jundiáí Mirim que abastece o município de Jundiáí.

O Ribeirão do Perdão possui aproximadamente 11 km de extensão desde sua foz no rio Jundiáí-Mirim até suas nascentes. Seus principais afluentes são na margem direita o Ribeirão do Soares e na margem esquerda o Ribeirão Albino.

De acordo com o Decreto Estadual 24.839/1986 o Ribeirão do Perdão está classificado como Classe 1. As águas dos rios classe 1 segundo a Resolução Conama n° 357/2005 são destinadas as seguintes práticas:

- abastecimento para consumo humano, após tratamento simplificado;
- à proteção das comunidades aquáticas;
- à recreação de contato primário, tais como natação, esqui aquático e mergulho, conforme Resolução Conama n° 274, de 2000;
- à irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvam rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película; e
- à proteção das comunidades aquáticas em Terras Indígenas.

O quadro a seguir apresenta os dados de limite de enquadramento de para corpos hídricos classificados como classe 1.

Quadro 7.3 – Limites de Enquadramento – Classe 1

Limites de Enquadramento – Corpos Hídricos Classe 1		
Parâmetro	Valor	Unidade
DBO	3	mg/L
Nitrogênio Amoniacal	3,7	mg/L
Nitrato	10	mg/L
Fósforo Total	0,1	mg/L
Coli Termo	200	UFC/100 mL

○ Disponibilidade hídrica

Para verificação da disponibilidade hídrica do Ribeirão Soares foi verificado o $Q_{7,10}$ do córrego no ponto desejado da captação no Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos de São Paulo. Foi considerada a disponibilidade de captação de 50% do $Q_{7,10}$ do córrego. O quadro abaixo apresenta os dados encontrados.

Quadro 7.4 – Disponibilidade para captação

Curso d'água	Q 7,10 (calculado)		Disponível para Captação	
	m³/s	L/s	m³/s	L/s
Ribeirão Soares	0,025	25,00	0,0125	12,50

Considerando a captação máxima permitida, esta alternativa terá capacidade para atender apenas a primeira fase do empreendimento.

A figura a seguir apresenta a localização do ponto de captação e a localização da implantação da ETA.



Figura 7.3 – Localização do Ponto de Captação no Ribeirão Soares

7.1.4 ALTERNATIVA 4 – ADUTORA SABESP

O abastecimento de água do empreendimento poderá ser atendido pela concessionária Sabesp. Para essa alternativa deverá ser construída uma adutora proveniente da ETA para o abastecimento do empreendimento. A adutora terá uma extensão de 12.640 m.

Esta adutora terá 200 mm em ferro fundido e terá capacidade para o atendimento de todas as fases do empreendimento.



Figura 7.4 – Caminhamento Adutora – Interligação Sabesp

7.2 TRATAMENTO DA ÁGUA CAPTADA

Para as alternativas de abastecimento através de poços ou captação superficial será necessário realizar o tratamento da água captada. A água tratada deverá seguir os padrões de potabilidade exigido pelo Ministério da Saúde através da Portaria nº 2.914 de 12 de dezembro de 2011.

De acordo com a alternativa escolhida será implantado um tipo de tratamento. Segue abaixo os tratamentos necessários para cada alternativa de abastecimento.

7.1.5 TRATAMENTO SIMPLIFICADO

Caso seja realizada a captação através de poços profundos será necessário a implantação de uma estação de tratamento simplificado.

Para atender os padrões de potabilidade, será instalada uma bomba dosadora de cloro que utilizará uma solução de hipoclorito de sódio e uma bomba dosadora de flúor que utilizará uma solução de ácido fluossilícico e encaminhará a água até os reservatórios onde terá um período de contato até a distribuição.

A figura a seguir apresenta o fluxograma deste processo.

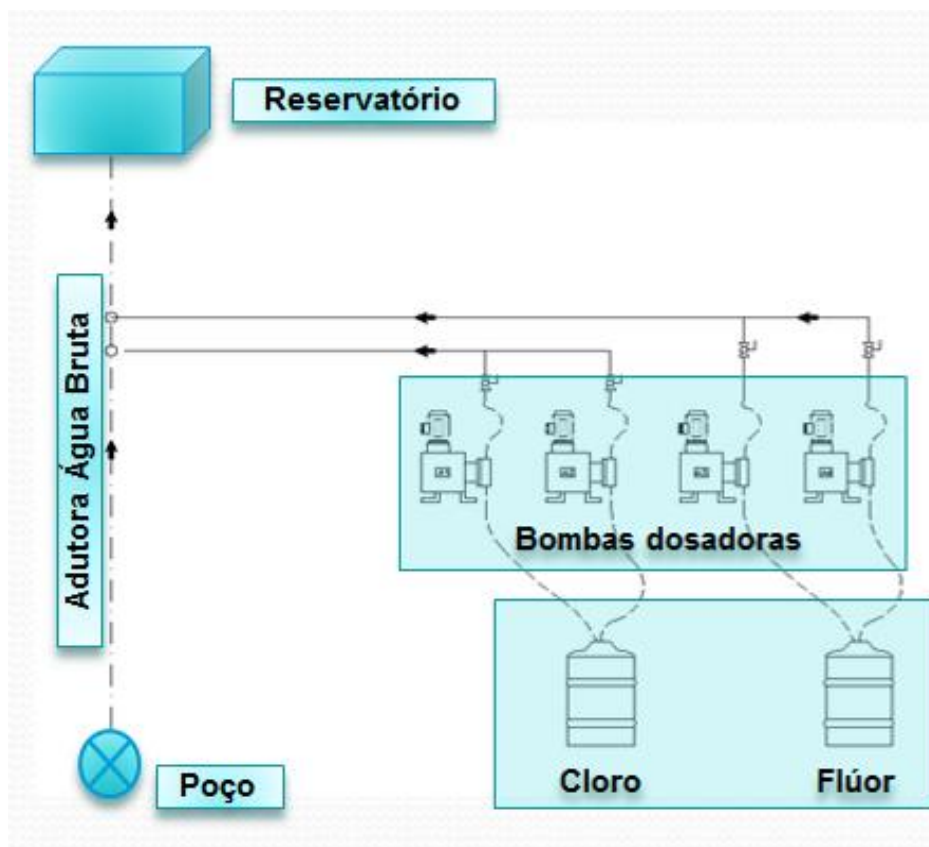


Figura 7.5 – Fluxograma Tratamento Simplificado

7.1.6 TRATAMENTO CONVENCIONAL

Caso seja realizada a captação superficial será necessário a implantação de uma estação de tratamento convencional.

○ Pre-tratamento

Através da adutora de água bruta a água chega ao sistema de tratamento em um canal dotado de uma calha Parshall padrão que tem a função de medição de vazão e de proporcionar mistura rápida adequada da água com o coagulante ser utilizado no processo de coagulação.

O monitoramento do nível de água a montante da garganta da calha Parshall e, conseqüentemente, da vazão de água bruta afluyente ao sistema de tratamento, será feito através de sensor de nível do tipo ultrassônico.

No canal de chegada de água bruta deverão ser aplicados os seguintes produtos químicos:

- Hipoclorito de sódio destinado à pré-oxidação da água bruta, sendo aplicado na base do duto vertical, ou seja, no ponto de chegada da água bruta;
- Hidróxido de cálcio destinado à correção inicial do ph para coagulação, sendo aplicado no canal a montante da calha parshall;
- Coagulante (sulfato de alumínio, cloreto férrico ou pac) destinado à coagulação da água, sendo aplicado no ressalto hidráulico formado imediatamente a jusante da garganta da calha parshall;
- Carvão ativado, destinado à adsorção de substâncias orgânicas potencialmente degradadoras da qualidade da água potável produzida.

○ Floculação

Após a adição do coagulante (sulfato de alumínio, cloreto férrico ou PAC), a água chega aos floculadores, sendo, os flocos formados com aspecto gelatinoso o que facilita o agregamento de partículas na superfície do floco original.

O processo de floculação tem por finalidade aumentar as oportunidades de contato entre as impurezas das águas e os flocos que se formam pela reação do coagulante, pois os flocos até então formados bem como as impurezas ainda dispersas não têm peso suficiente para se sedimentarem por peso próprio.

○ Decantação

As águas floculadas, são encaminhadas para os decantadores, onde ocorre à separação física, após processada a sedimentação, a água decantada (o sobrenadante) é coletada por calhas superficiais, separando-se do material sedimentado junto ao fundo das unidades, onde se constitui o lodo, predominando impurezas coloidais, matéria orgânica, hidróxido de Alumínio (ou de Ferro) e impurezas diversas.

Esses lodos são retirados, por gravidade através de válvulas de fundo, e dispostos adequada e periodicamente. Quando se trata de água bruta de má-qualidade, especialmente por excesso de matéria orgânica, o lodo deve ser retirado antes que entre em processo de fermentação. O processo de retirada de lodo dos decantadores pode ou não ser automatizado.

O lodo descartado, por carga hidráulica, para o tanque de armazenamento do sistema de condicionamento de lodo, tal como é descrito a seguir.

O lodo deverá ser submetido a um processo de condicionamento que visa a redução de sua umidade para facilitar os procedimentos de manuseio, transporte e disposição final.

Tendo em vista as características quantitativas e qualitativas do lodo produzido na unidade de clarificação e adensamento, é adotado o processo de desaguamento de lodo mecanizado através do emprego de “decanters” centrífugos de tambor horizontal, similares aos empregados em sistemas de tratamento de águas residuárias.

○ Filtração

Após a passagem pelos decantadores a água segue para o sistema de filtração que é um processo físico em que a água atravessa um leito filtrante, em geral areia ou areia e carvão antracito, de modo que partículas em suspensão sejam retidas produzindo um efluente mais limpo.

Nesta fase os filtros tornam-se unidades essenciais em uma estação convencional, e por isso exigem cuidadosa operação. Eles constituem uma "barreira sanitária"

importante, podendo reter microrganismos patogênicos que resistem a outros processos de tratamento.

À medida que o filtro vai funcionando acumula impurezas no leito filtrante, aumentando progressivamente a perda de carga e redução na sua capacidade de filtração. Quando essa perda atinge um valor preestabelecido ou a turbidez do efluente atinge além do máximo de operação, deve ser feita a lavagem.

- Desinfecção

Depois de filtrada, a água deve receber a adição de hidróxido de cálcio em suspensão para correção do pH, a desinfecção por cloro e a fluoretação. Só então a água tratada está própria para o consumo, garantindo a inexistência de bactérias e partículas nocivas à saúde humana, que poderiam provocar surtos de epidemias, como de cólera ou de tifo.

É essencial o monitoramento da qualidade das águas em seus laboratórios, durante todo o processo de produção e distribuição como também estabelecido na Portaria 2.914 do Ministério da Saúde.

A desinfecção é o processo de tratamento para a eliminação dos microrganismos patogênicos eventualmente presentes na água. Quase todas as águas de abastecimento são desinfetadas para melhoria da qualidade bacteriológica e segurança sanitária.

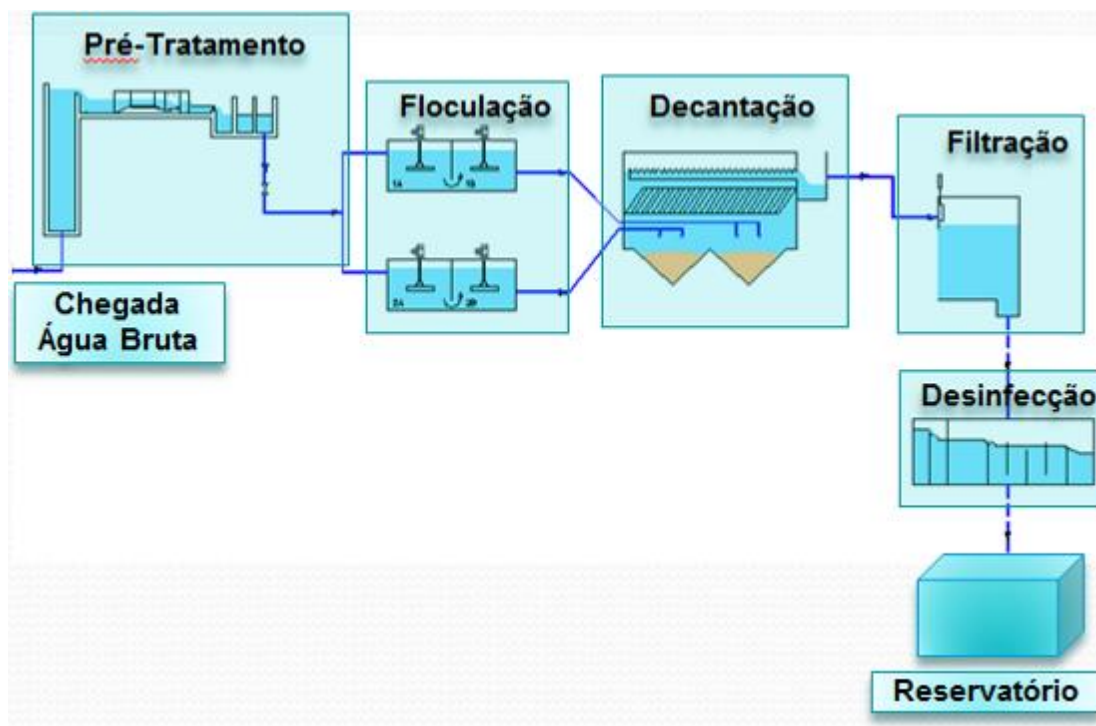


Figura 7.6 – Fluxograma Tratamento Convencional

7.3 ZONAS DE PRESSÃO

O empreendimento foi dividido em três zonas de abastecimento denominadas zona alta, zona média e zona baixa, devido à topografia do terreno. As zonas de abastecimento foram consideradas de acordo com cada fase de implantação.

As zonas alta serão atendidas através de boosters e as zonas média e baixa serão atendidas diretamente pelos reservatórios apoiados. Nas zonas baixa serão implantados válvulas redutoras de pressão para garantir a pressão máxima de 50 mca na rede de abastecimento.

7.4 CENTROS DE RESERVAÇÃO

Os centros de reservação terão capacidade para armazenar o correspondente a 1/3 do dia de maior consumo. Serão implantados 4 centros de reservação sendo um para cada fase de implantação. Cada centro de reservação será composto por um reservatório apoiado e um booster.

O quadro abaixo apresenta os volumes de cada reservatório apoiado e a figura a seguir apresenta a localização de cada centro de reservação.

Quadro 7.5 – Volume dos reservatórios (m³)

Usos	Q máxima diária (m³/dia)	Reservatório Apoiado (m³)	
		1/3 dia	Adotado
Gleba H - Fase 01	586,34	195,45	200
Gleba H - Fase 02	377,73	125,91	150
Gleba H - Fase 03	534,38	178,13	200
Gleba I - Fase 04	284,55	94,85	100
Gleba J - Fase 05	249,69	83,23	100

7.5 REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

As redes de abastecimento de água será em PVC PBA com diâmetro mínimo de 50mm locadas no passeio.

7.6 ALTERNATIVA ESCOLHIDA

A alternativa escolhida foi uma combinação entre a Alternativa 1 – Captação por Poço Profundo e a Alternativa 2 – Captação Superficial no Córrego Tanque.

Nos primeiros anos de implantação serão perfurados poços profundos para o atendimento das primeiras fases do empreendimento, após a saturação de captação por poços profundos será realizada a captação superficial no córrego tanque para complementação da vazão necessária para o atendimento de todo o empreendimento.

A ETA necessária para o tratamento da água captada no córrego tanque será localizada na área comercial na Fase 2 do empreendimento, próximo ao Córrego Tanque, longe da área residencial.

A figura a seguir apresenta a alternativa escolhida.

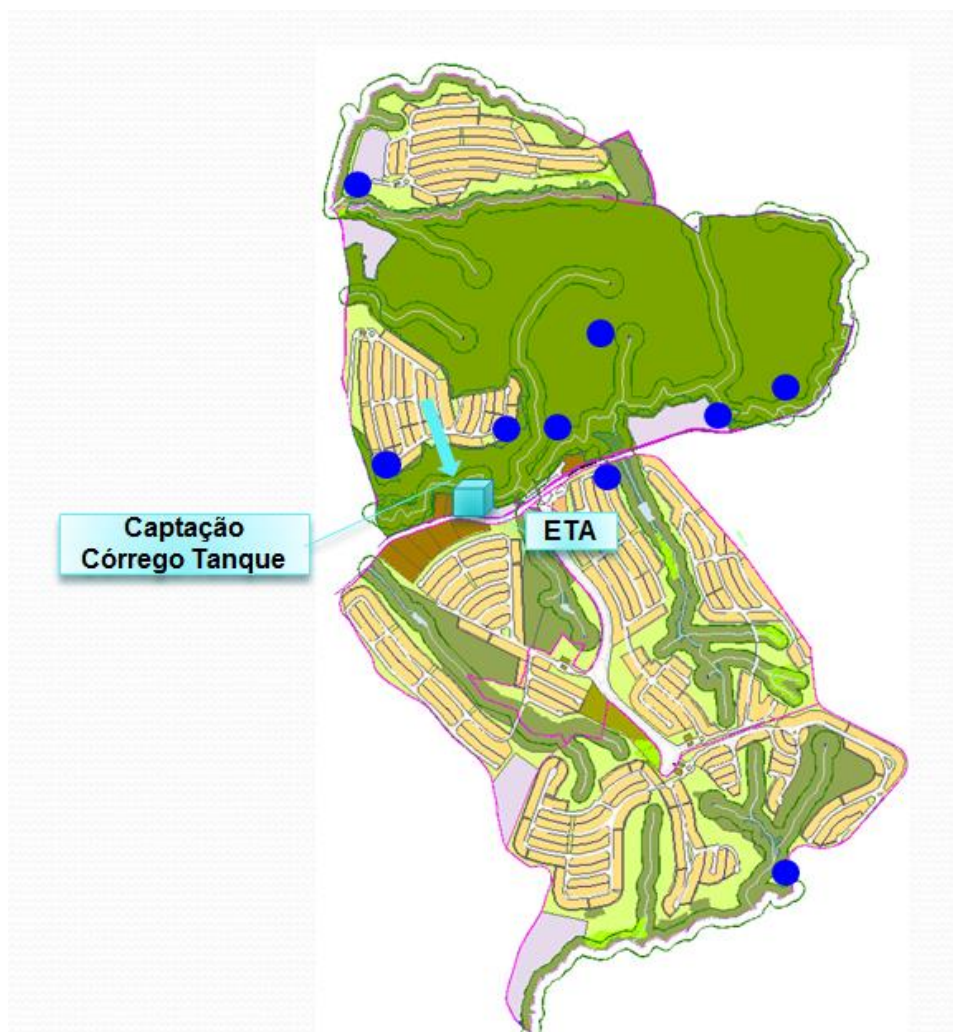


Figura 7.7 – Alternativa Escolhida – Poço Profundo e Captação no Córrego Tanque

8 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Para o sistema de esgotamento sanitário a ser implantado no empreendimento Fazenda Campo Verde foram estudadas alternativas de destinação dos efluentes gerados, locação das estações de tratamento e rede coletora. Os itens abaixo apresentam as alternativas estudadas.

8.1 DESTINAÇÃO DOS EFLUENTES GERADOS

Primeiramente para que se possa definir o tipo de tratamento pretendido para a ETE, é necessário definir quais as possibilidades de disposição final desse efluente tratado, para isso foram estudadas três alternativas:

- Alternativa 1 – Lançamento no Córrego do Tanque;
- Alternativa 2 – Lançamento no Ribeirão do Perdão;
- Alternativa 3 – Emissário da SABESP;

8.1.1 ALTERNATIVA 1 – LANÇAMENTO NO CÓRREGO DO TANQUE

Conforme descrito no item 7.1.2, o Córrego Tanque é um dos principais formadores do rio Jundiá Mirim que abastece o município de Jundiá.

De acordo com o Decreto Estadual 24.839/1986 o Córrego Tanque está classificado como Classe 1. Devido a essa classificação para o lançamento no córrego Tanque será necessário realizar um tratamento com alta eficiência com o Sistema MBR (Membrane Bioreactor), ou seja, utilizando Membranas de Ultrafiltração externas, com unidades iniciais de nitrificação e desnitrificação em Câmara Anóxica, associado a estágios complementares de remoção físico-química de fósforo, Biorreator aeróbio para remoção da carga orgânica, passagem pelas membranas de ultrafiltração e desinfecção do efluente tratado.

O quadro abaixo apresenta o nível de eficiência necessária para o lançamento no córrego tanque e a eficiência obtida no tratamento. A figura a seguir apresenta o ponto de lançamento previsto.

Quadro 8.1 – Comparativo de eficiência

Parâmetro		Eficiência necessária	MBR+ remoção nutrientes
Eficiência Obtida	DBO	98,60%	99,50%
	N-Amoniacal	64,70%	97,80%
	Nitrogênio	26,06%	55,00%
	Fósforo	96,09%	96,00%
	Coliformes	100,00%	100%

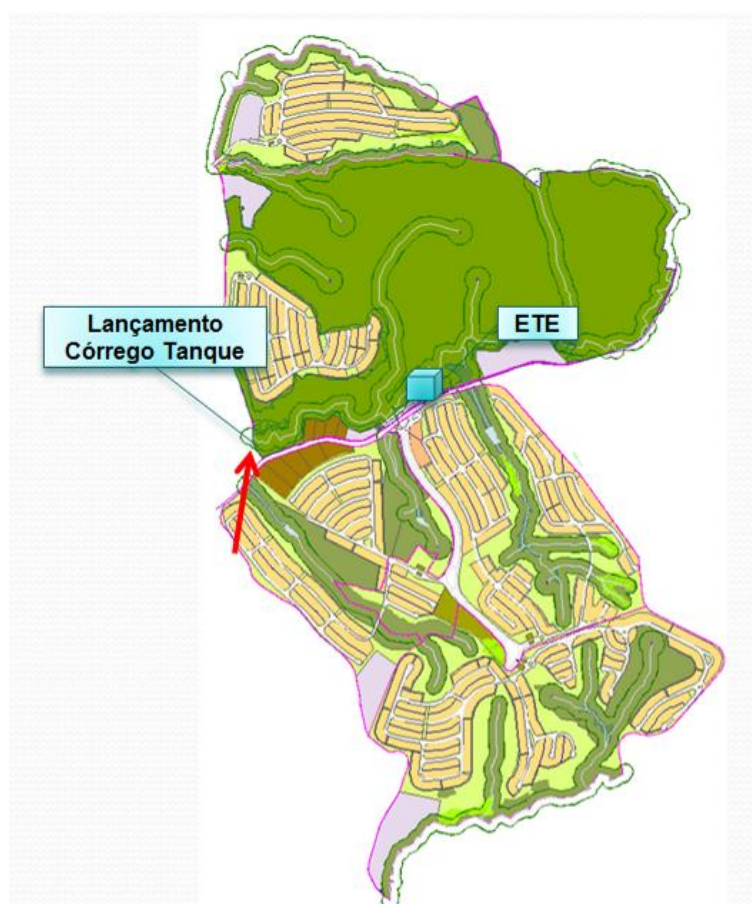


Figura 8.1 – Lançamento Córrego Tanque

8.1.2 ALTERNATIVA 2 – LANÇAMENTO NO RIBEIRÃO SOARES

Conforme descrito no item 7.1.3, o Ribeirão Soares pertence a microbacia Ribeirão do Perdão, que pertence a sub-bacia do Rio Jundiá Mirim e é um dos formadores do rio Jundiá Mirim que abastece o município de Jundiá.

De acordo com o Decreto Estadual 24.839/1986 o Ribeirão Soares está classificado como Classe 1. Devido a essa classificação para o lançamento no Ribeirão Soares

também será necessário realizar um tratamento com alta eficiência com o Sistema MBR (Membrane Bioreactor), com a mesma eficiência apresentada no Quadro 8.1.

A figura a seguir apresenta o ponto de lançamento previsto.



Figura 8.2 – Lançamento Ribeirão Soares

8.1.3 ALTERNATIVA 3 – EMISSÁRIO SABESP

O empreendimento poderá interligar seus efluentes no sistema público, hoje operado pela concessionária Sabesp. Para essa alternativa deverá ser construído um emissário interligando o empreendimento a estação de tratamento de esgoto do município. O emissário terá uma extensão aproximada de 10.000m. Este emissário terá capacidade para o atendimento de todas as fases do empreendimento.



Figura 8.3 – Caminhamento do Emissário

8.2 TRATAMENTO DOS EFLUENTES GERADOS

Para as alternativas de lançamento dos efluentes nos córregos que passam pelo empreendimento será necessário realizar o tratamento dos efluentes.

Devido aos córregos possíveis de lançamento serem classificados como classe 1 será necessário a implantação de um sistema de tratamento avançado. Nos itens a seguir estão apresentados as características do tratamento.

8.2.1 JUSTIFICATIVA DO TRATAMENTO ADOTADO

A seguir são apresentadas as principais características dessa concepção de tratamento que justificam seu emprego para o caso em questão:

- ✓ **Elevado grau de compactidade** - O sistema MBR trabalha com uma concentração de sólidos no reator biológico de até 10 g/m^3 , muito superior a de sistemas convencionais ($2 \text{ a } 5 \text{ g/m}^3$). Por este motivo, o sistema de tratamento adotado demanda uma área relativamente reduzida, em comparação com o sistema de lodos ativados convencional (entre 25% e 50%);

- ✓ O sistema MBR dispensa o uso de decantadores por gravidade – Como no processo MBR as membranas atuam como retentoras de sólidos (bastante eficientes), dispensa-se a utilização de decantadores;
- ✓ **Elevado grau de tratamento.** O sistema de MBR, por si só, já apresenta elevado desempenho em termos de remoção de matéria orgânica carbonácea e amoniacal. Na modalidade que considera também a desnitrificação, a remoção dos nitratos formados na nitrificação também ocorre a níveis adequados. Dessa forma, o desempenho global é elevado e certamente atenderá às restritivas demandas em termos ambientais, devido à limitada capacidade de assimilação do corpo receptor, e, principalmente, o necessário controle de eutrofização. A remoção de fósforo também é facilitada com a introdução das membranas no processo, já que os sólidos formados pela combinação do fósforo com o ferro (do cloreto férrico) são retidos fisicamente no equipamento;
- ✓ **Confiabilidade.** Os sistemas de tratamento de efluentes via membranas de ultrafiltração apresentam espectro de filtração ou diâmetro de corte da ordem de 35 nm (de 1 mm – vide figura 8.4), retendo todas as partículas superiores a esta dimensão e produzindo um efluente passível de ser utilizado como água de reúso em diversas aplicações. Sendo que as membranas representam uma barreira física para as partículas, garantindo alta qualidade e uniformidade do efluente;

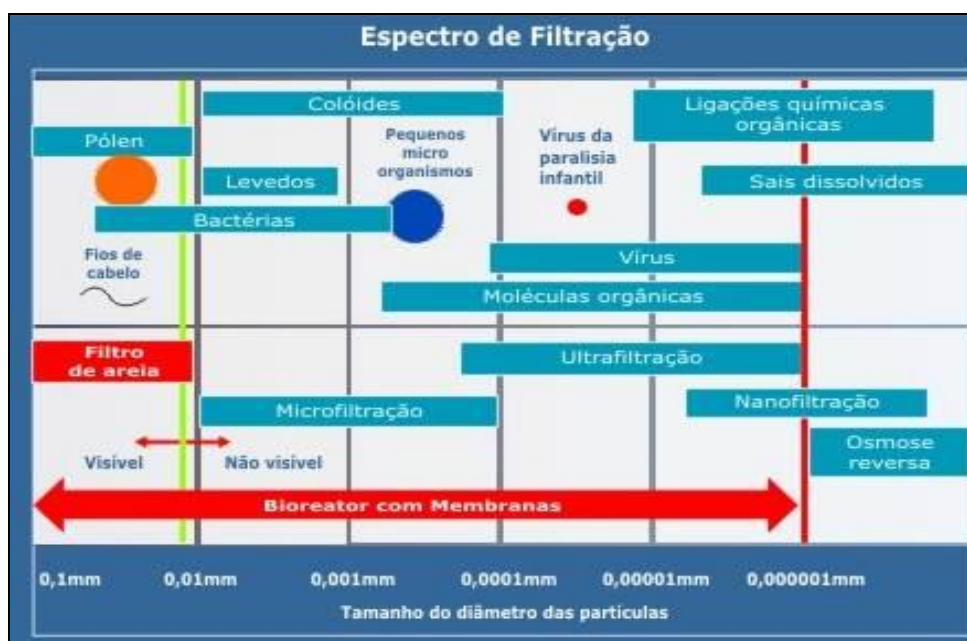


Figura 8.4 - Espectro de Filtração

- ✓ **Sistema totalmente automatizado.** O sistema MBR pode ser totalmente automatizado, sendo inclusive passível de ser operado a distância por telemetria. A necessidade de operação e manutenção do sistema é extremamente baixa, sendo necessárias intervenções anuais para limpeza de membranas, remoção de acúmulo de lodo e troca de membranas;
- ✓ **Menor custo de investimento inicial.** O sistema MBR permite menor custo de investimento inicial tendo em vista que as estações, por serem menores e modulares, podem ser instaladas no ritmo de implantação do empreendimento. Outros sistemas maiores exigem que as estações de tratamento sejam totalmente implantadas assim que as primeiras unidades estejam efetivamente ocupadas;
- ✓ **Minimização da Geração de Odores Ofensivos.** Ao contrário das concepções de tratamento que empregam processo biológico anaeróbio, o sistema de MBR é estritamente aeróbio e, portanto, não apresenta risco de geração de odores ofensivos devido ao desprendimento de sulfetos para a atmosfera. Portanto, a possibilidade de geração de odores ofensivos fica restrita apenas ao manuseio dos detritos grosseiros removidos na etapa de tratamento preliminar e ao desaguamento do lodo biológico, que deve ser descartado periodicamente do sistema de tratamento. A possibilidade de geração de odores nessas etapas do tratamento é bastante reduzida, por meio da adoção de simples procedimentos operacionais, tais como a cobertura das caçambas de armazenamento dos resíduos e intervenções que evitem que essas caçambas permaneçam no sítio da ETE.

8.2.2 DESCRIÇÃO DO PROCESSO

A seguir está apresentado uma descrição resumida de cada fase do processo.

- ✓ Tratamento preliminar mecanizado destinado à remoção de sólidos grosseiros e areia;
- ✓ Precipitação química de fósforo, obtida através da aplicação de cloreto férrico na Câmara Anóxica. A remoção dos compostos insolúveis de fósforo é feita no descarte de lodo gerado no processo biológico;

- ✓ Câmara Anóxica, tem por objetivo a desnitrificação do efluente, através de microrganismos facultativos em um ambiente com ausência de oxigênio e presença de nitratos;
- ✓ Biorreator Aeróbio, com nitrificação e desnitrificação simultânea, destinado à remoção de matéria orgânica carbonácea e amoniacal, bem como nitratos;
- ✓ Membranas de Ultrafiltração, para a separação física do lodo ativado e do permeado (efluente tratado).
- ✓ Desaguamento mecanizado do lodo, destinado ao condicionamento do lodo biológico estabilizado que é descartado do sistema MBR, e, consequentemente, redução de seu volume e posteriormente descarte conforme legislação de resíduos sólidos vigente.

Os tópicos subsequentes apresentam uma descrição mais detalhada de cada unidade.

O fluxograma do processo é apresentado a seguir:

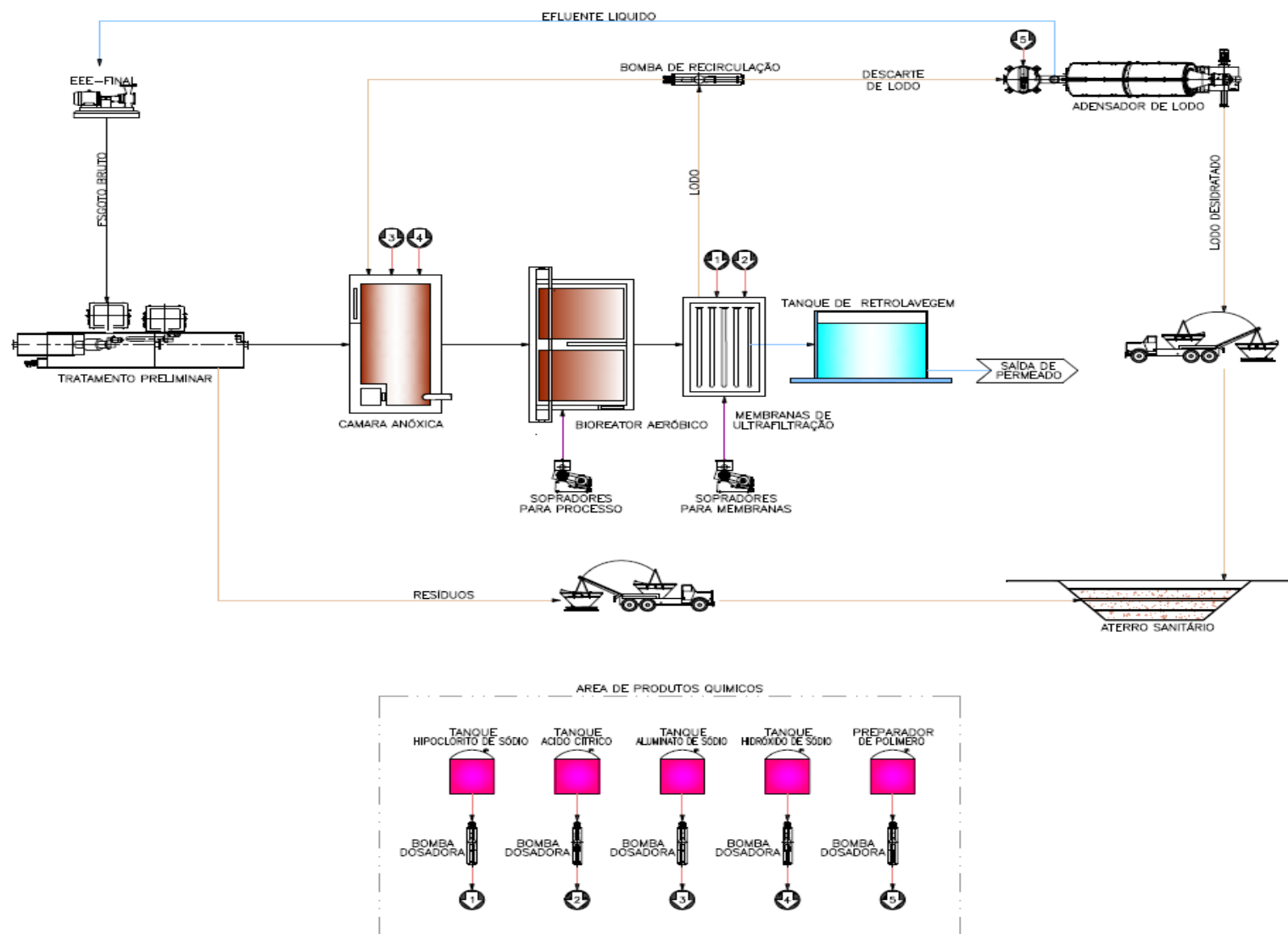


Figura 8.5 – Fluxograma do Processo

8.3 LOCALIZAÇÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Para as alternativas de tratamento e lançamento dos efluentes foram estudadas duas alternativas locacionais da estação de tratamento de esgoto. Estas alternativas estão vinculadas ao ponto de lançamento proposto, visto que o tipo de tratamento será igual para qualquer lançamento.

A área necessária para implantação da ETE para ambas alternativas será de aproximadamente 4.600 m².

8.3.1 ALTERNATIVA 1 – FASE 1 – CÓRREGO TANQUE

A estação de tratamento de esgoto estará localizada na área comercial do empreendimento na Fase 1. Devido ao grande número de pontos baixos do empreendimento, para ambas as alternativas serão necessárias a implantação de 19 estações elevatórias de esgoto.

Todas as estações elevatórias de esgoto terão sistema de drenagem interno por meio de canaletas que irão direcionar as águas coletadas para o poço da estação elevatória, evitando possíveis contaminações.

Cada bacia irá reverter seus efluentes para a bacia mais próxima até chegar na estação de tratamento de esgoto. A Figura a seguir apresenta a localização da ETE.



Figura 8.6 – Localização da ETE – Córrego Tanque

8.3.2 ALTERNATIVA 2 – FASE 3 – RIBEIRÃO SOARES

A estação de tratamento de esgoto estará localizada na área residencial do empreendimento na Fase 3. Devido ao grande número de pontos baixos do empreendimento, para ambas as alternativas serão necessárias a implantação de 20 estações elevatórias de esgoto. Cada bacia irá reverter seus efluentes para a bacia mais próxima até chegar na estação de tratamento de esgoto.

Todas as estações elevatórias de esgoto terão sistema de drenagem interno por meio de canaletas que irão direcionar as águas coletadas para o poço da estação elevatória, evitando possíveis contaminações.

A Figura a seguir apresenta a localização da ETE.

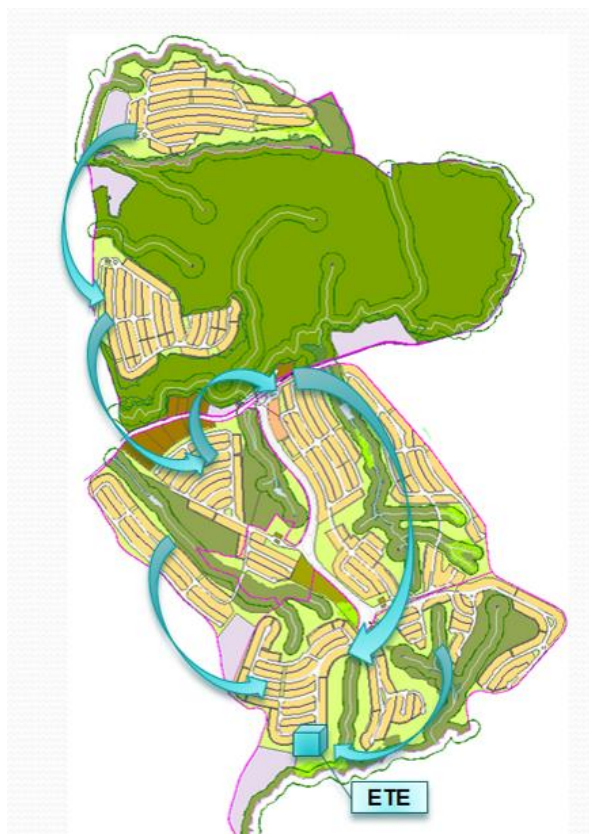


Figura 8.7 – Localização da ETE – Ribeirão Soares

8.4 REDE DE ESGOTO

A rede coletora de esgoto será em PVC para esgoto, locada no terço do viário e terá diâmetro mínimo de 150 mm.

8.5 ALTERNATIVA ESCOLHIDA

Após análise técnica e economia foi escolhida a alternativa 1 – Lançamento no Córrego Tanque.

A ETE será locada na Fase 1 próximo ao córrego na área comercial do empreendimento, distante dos lotes residenciais. A figura a seguir apresenta a alternativa escolhida.

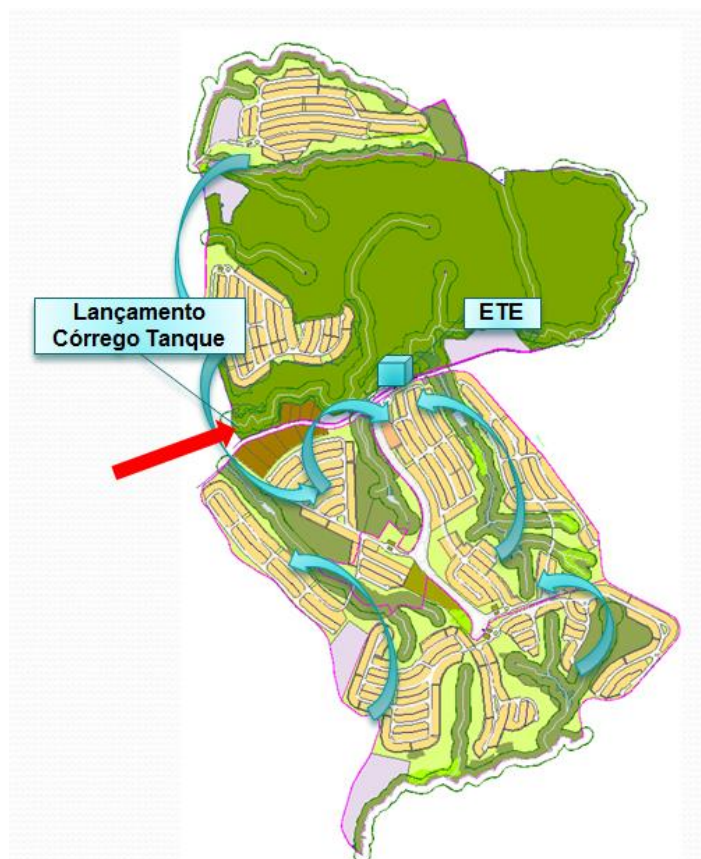


Figura 8.8 – Alternativa Escolhida – Lançamento no Córrego Tanque

9. SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL

O sistema clássico de drenagem pluvial tem como objetivo contornar as enchentes, pela rápida evacuação das águas pluviais transferindo os problemas de enchentes ou erosões para jusante. A rede de drenagem conduz aos corpos d'água uma poluição de origem difusa que contribui para a degradação da qualidade da água dos mesmos. Poluição como:

- ✓ Deposição de poluentes sobre telhados, ruas,
- ✓ Desgaste de pavimentos,
- ✓ Combustíveis e óleos lubrificantes de veículos , lixo,
- ✓ Erosão

Atualmente novas técnicas vêm sendo inseridas nos projetos de drenagem conhecidas como técnicas compensatórias. Essas técnicas reproduzem as condições pré urbanização.

Para o sistema de drenagem pluvial do empreendimento será implantado juntamente com as tradicionais galerias soluções de drenagem urbana sustentável fazendo com que o escoamento superficial das águas pluviais ocorra mais lentamente e infiltre uma parte no solo.

Nos itens a seguir serão apresentadas as soluções de drenagem sustentável que poderão ser implantadas no empreendimento.

8.6 SUB-BACIAS DE DRENAGEM

Devido ao grande número de pontos baixos o empreendimento foi dividido em 41 sub-bacias e todos os lançamentos serão realizados em córregos que passam dentro do mesmo. Todos os lançamentos serão realizados através de dissipadores de energia para evitar erosões.

O quadro a seguir apresenta uma comparação das vazões de cada sub-bacias com a ocupação atual e a ocupação futura do empreendimento. Sem considerar as técnicas de infiltração das águas no solo que serão implantadas no empreendimento.

Quadro 9.1 – Vazões das Sub-bacias de drenagem

Sub-bacia	Área (ha)	Intensidade da chuva (L.s/ha)	Antes da Implantação do Empreendimento		Depois da Implantação do Empreendimento	
			Coeficiente de Run off	Vazão (m³/s)	Coeficiente de Run off	Vazão (m³/s)
Sub-bacia 1	10,55	338,33	0,30	1,07	0,70	2,50
Sub-bacia 2	5,87			0,60		1,39
Sub-bacia 3	0,62			0,06		0,15
Sub-bacia 4	3,12			0,32		0,74
Sub-bacia 5	7,46			0,76		1,77
Sub-bacia 6	0,36			0,04		0,09
Sub-bacia 7	7,76			0,79		1,84
Sub-bacia 8	1,37			0,14		0,33
Sub-bacia 9	4,47			0,45		1,06
Sub-bacia 10	4,42			0,45		1,05
Sub-bacia 11	1,57			0,16		0,37
Sub-bacia 12	5,95			0,60		1,41
Sub-bacia 13	4,82			0,49		1,14
Sub-bacia 14	0,63			0,06		0,15
Sub-bacia 15	6,31			0,64		1,49
Sub-bacia 16	2,68			0,27		0,64
Sub-bacia 17	4,07			0,41		0,96
Sub-bacia 18	0,39			0,04		0,09
Sub-bacia 19	2,30			0,23		0,54
Sub-bacia 20	2,42			0,25		0,57
Sub-bacia 21	0,13			0,01		0,03
Sub-bacia 22	4,30			0,44		1,02
Sub-bacia 23	0,78			0,08		0,18
Sub-bacia 24	6,07			0,62		1,44
Sub-bacia 25	0,08			0,01		0,02
Sub-bacia 26	1,48			0,15		0,35
Sub-bacia 27	2,14			0,22		0,51
Sub-bacia 28	1,55			0,16		0,37
Sub-bacia 29	0,17			0,02		0,04
Sub-bacia 30	1,34			0,14		0,32

(Continua)

Quadro 9.1 – Vazões das Sub-bacias de drenagem (Continuação)

Sub-bacia	Área (ha)	Intensidade da chuva (L.s/ha)	Antes da Implantação do Empreendimento		Depois da Implantação do Empreendimento	
			Coeficiente de Run off	Vazão (m³/s)	Coeficiente de Run off	Vazão (m³/s)
Sub-bacia 31	0,38			0,04		0,09
Sub-bacia 32	0,92			0,09		0,22
Sub-bacia 33	1,98			0,20		0,47
Sub-bacia 34	4,33			0,44		1,02
Sub-bacia 35	11,96			1,21		2,83
Sub-bacia 36	4,47			0,45		1,06
Sub-bacia 37	2,97			0,30		0,70
Sub-bacia 38	0,14			0,01		0,03
Sub-bacia 39	3,65			0,37		0,86
Sub-bacia 40	2,14			0,22		0,51
Sub-bacia 41	9,24			0,94		2,19

9.2 GALERIA DE DRENAGEM

A galeria de águas pluviais será composta por guias e sarjetas do sistema viário como primeiro elemento de escoamento.

As bocas de lobo serão utilizadas para a captação das águas nas vias, podendo ser do tipo simples, ou composto em duas unidades conjuntas de forma a garantir a transferências dos volumes superficiais para as galerias enterradas. Todas as bocas de lobo serão locadas nas divisas dos lotes.

A rede de galerias de tubulações de drenagem inicia-se com as tubulações de ligação entre as bocas de lobo e os poços de visita, seguem com as tubulações pelo sistema viário até os pontos de lançamentos.

Serão utilizadas tubulações em concreto armado com diâmetro mínimo de 600 mm.

Os lançamentos serão realizados através de muros de ala ou escadas hidráulicas nos córregos ou fundo de vale com a preocupação de garantir a quebra da energia das águas para evitar erosões junto a estas estruturas.

8.7 SOLUÇÕES DE DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL

Nos itens a seguir estão apresentados os conceitos das soluções de drenagem urbana sustentável.

8.7.1 CONCEITOS GERAIS

Nos últimos anos, um conceito de controle estrutural alternativo ao convencional tem se difundido no cenário da drenagem urbana brasileiro, as BMPs (*Best Management Practices*), que são técnicas com foco na não-transferência dos problemas para jusante pelo controle do escoamento na bacia, isto é, mais próximo de sua fonte e não no curso d'água.

Este conceito foi desenvolvido pela agência norte-americana EPA (*Environmental Protection Agency*). De acordo com a USEPA (2011), durante as últimas três décadas, a agência vem desenvolvendo e estabelecendo programas para lidar com a presença da água no meio urbano, principalmente quanto ao controle do excesso de escoamento superficial. Tendo em vista a sustentabilidade da bacia hidrográfica, utilizando-se das melhores práticas de gestão (i.e. BMPs) combinando técnicas estruturais e não-estruturais de forma a mitigar os efeitos negativos do escoamento, através de dispositivos de interceptação, retenção ou filtração das águas pluviais.

O papel das medidas de controle do escoamento superficial é o de proporcionar soluções para a retenção, infiltração e abatimento do escoamento superficial. Diferentemente da visão dos sistemas tradicionais de drenagem, que é a de acelerar o escoamento e se desfazer rapidamente dos volumes de água, as medidas de controle do escoamento superficial visam a retardar e a reduzir o escoamento com a ajuda dos dispositivos de controle.

As medidas de controle na fonte contêm dispositivos que atuam na redução dos volumes escoados, introduzem alternativas que se integram harmoniosamente com a paisagem e também tratam da poluição difusa, melhorando a qualidade da água que escoa para os canais.

No quadro abaixo são apresentadas as técnicas que poderão ser implantadas no empreendimento.

Quadro 9.2– Técnicas Compensatórias

BMP	Local de Implantação
Pavimento Permeável	Calçadas, Viário e Estacionamentos
Trincheiras de infiltração	Fundos de lotes
Valas de Infiltração	Canteiro Central
Poço de Infiltração	Praças
Piscininhas	Lotes
Bacias de Retenção	Lançamentos e Bueiros

8.7.2 DESCRIÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Nos itens a seguir serão apresentadas as medidas de controle que poderão ser implantadas no empreendimento.

○ FAIXAS GRAMADAS OU PLANTADAS

Essas faixas são projetadas para receber o escoamento superficial de áreas impermeáveis e aumentarem a oportunidade de infiltração antes que o escoamento atinja a rede de drenagem (Figura 9.1). Removem parte do sedimento e têm apenas um aproveitamento marginal no que se refere aos outros poluentes. Ajudam no aspecto paisagístico do local e podem ser úteis também em regiões ribeirinhas.

A sua utilização depende da topografia local, das condições de infiltração e a remoção de poluentes dependerá do comprimento percorrido pelo escoamento até a rede de drenagem. São próprias para regiões não muito secas, quando seria necessária a irrigação. Necessitam de manutenção, que pode ser feita como a manutenção geral das áreas verdes do local.

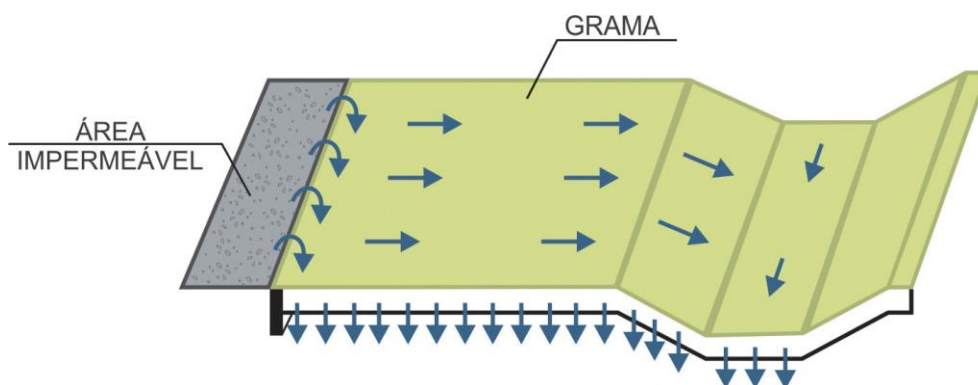


Figura 9.1 - Faixas gramadas ou plantadas

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District, 1992, apud PMSP, 2012.



Figura 9.2 - Exemplo de faixa gramada (Colorado, EUA)

○ PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

Em áreas urbanas, as áreas destinadas ao sistema viário e às áreas de estacionamento podem ocupar espaços significativos e quando impermeáveis aumentam o volume do escoamento superficial gerando os problemas de drenagem conhecidos. De acordo com Baptista et al. (2011), visando o controle da produção do escoamento superficial no próprio sistema viário existem os pavimentos permeáveis e os pavimentos porosos (Figura 9.3).

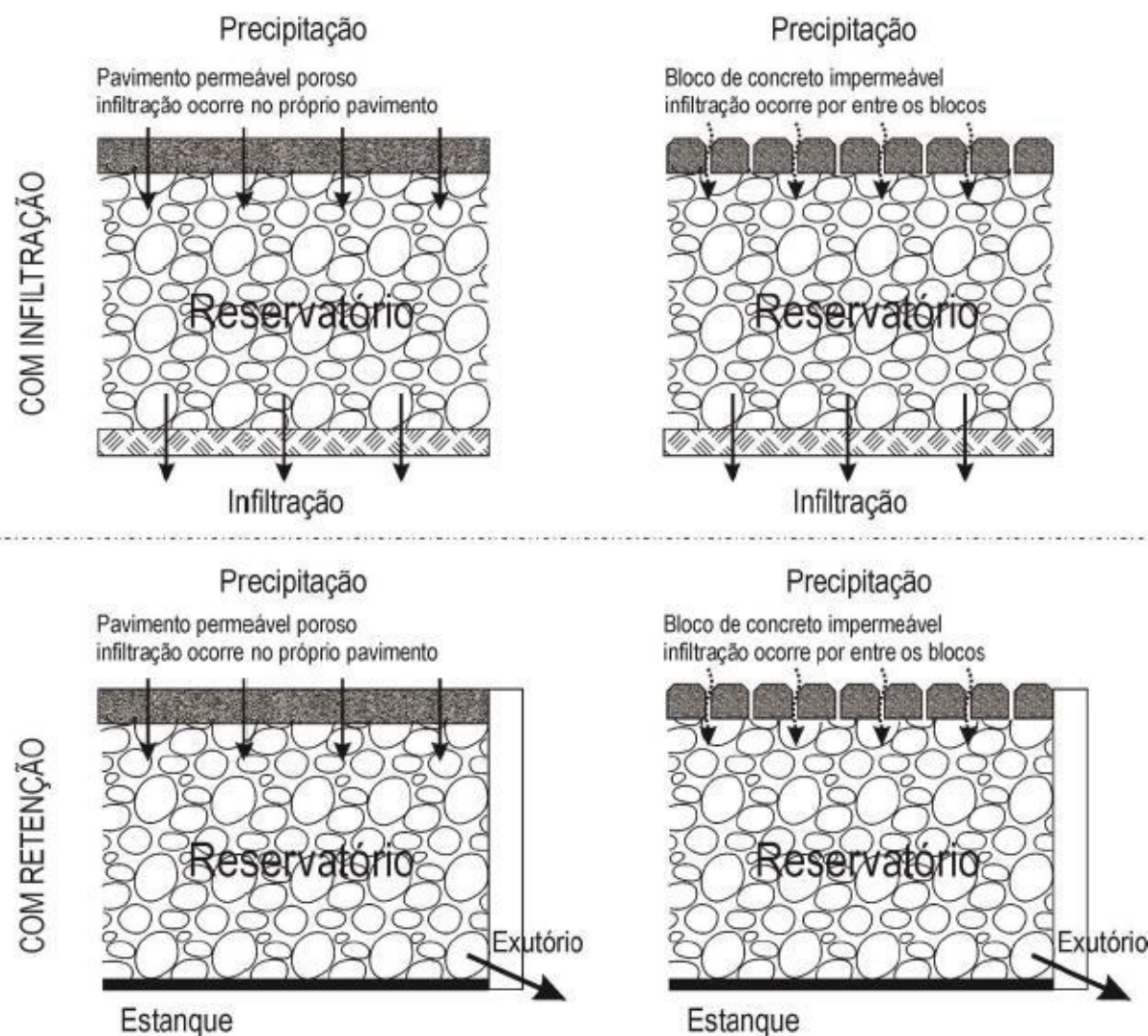


Figura 9.3 – Esquema do funcionamento de revestimentos permeáveis
(Fonte: Adaptado de Azzout et al., 1994 apud Tominaga, 2013)

Segundo Tucci (2005), esse tipo de pavimento pode ser de bloco vazado, concreto ou de asfalto. As vantagens desse tipo de alternativa podem ser as seguintes: redução do escoamento superficial previsto com relação à superfície impermeável; redução dos condutos da drenagem pluvial; redução de custos do sistema de drenagem pluvial e da lâmina de água de estacionamentos e passeios. As desvantagens são: a manutenção do sistema para evitar que fique colmatado com o tempo; maior custo direto de construção (sem considerar o benefício de redução dos condutos).

A simples adoção de pavimentos com superfície permeável ou semipermeável, por si só, não representa um ganho significativo para os sistemas de drenagem. Sua combinação com uma estrutura de pavimento porosa, permitindo a reservação temporária das águas pluviais, com possibilidades de infiltração, pode melhorar

significativamente o controle da produção de escoamento em zona urbana (BAPTISTA et al., 2011).

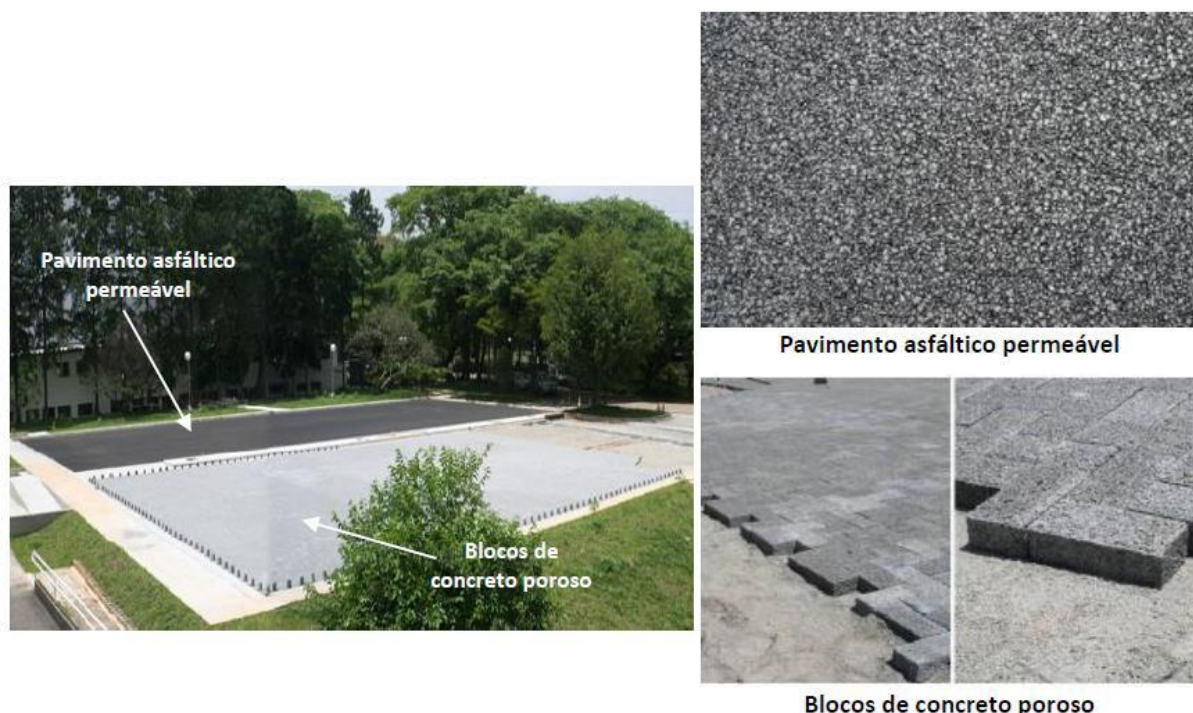


Figura 9.4 - Experimentos do Laboratório de Hidráulica da EP-USP
(Fonte: Virgiliis, 2009 apud Tominaga, 2013)

○ RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

Os reservatórios de retenção são estruturas de acumulação temporária e/ou de infiltração de águas pluviais, que contribuem para a redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos de bacias urbanas. Estas estruturas apresentam as seguintes funções:

- Amortecimento de cheias;
- Eventual redução de volumes de escoamento superficial (bacias de infiltração);
- Redução da poluição difusa.

O armazenamento se dá em tempo relativamente curto. Em sua operação, os órgãos de descarga de fundo permanecem em operação durante todo o evento. A vantagem de utilização desse dispositivo seco é que pode ser utilizado para outras finalidades como áreas verdes, quadras esportivas e praças públicas.

Outras vantagens associadas a estes dispositivos estão apresentadas a seguir:

- Os reservatórios de retenção podem ter um caráter multifuncional agregando áreas verdes e de lazer e compondo projetos urbanísticos com valorização da presença de água em espaço urbano;
- Os reservatórios de infiltração podem auxiliar na recarga de aquífero e dispensam exutórios e tubulações de descarga a jusante;
- Em pequenos reservatórios construídos nos lotes, os volumes armazenados de água podem ser utilizados para outros fins, como, por exemplo, irrigação de jardins ou limpeza de áreas externas;

Em áreas pouco urbanizadas, os reservatórios podem servir como reserva ecológica, colaborando com a preservação da fauna e da flora. Da mesma forma, seguem abaixo alguns inconvenientes e dificuldades associados a estes dispositivos:

- a implantação de reservatórios de retenção unifuncionais (controle de inundações), sem a integração de outros usos potenciais, pode conduzir a vários problemas de funcionamento e operação, na ausência de manutenção planejada e contínua;
- proliferação de animais vetores de doenças e vegetação;
- utilização do terreno para o lançamento ilegal de resíduos sólidos.
- carências de ações de saneamento a montante como a coleta de lixo, interconexão entre as redes pluvial e de esgoto ou a falta de interceptores de esgotos, fazem com que bacias de retenção sejam submetidas a cargas elevadas de poluentes;
- risco de contaminação de aquíferos no caso de bacias de infiltração.

Podem-se classificar os reservatórios de retenção quanto à sua forma em:

- Reservatório de retenção subterrâneas ou cobertas: empregadas em zonas urbanas densamente ocupadas, onde não existem áreas para implantação de bacia a céu aberto. Estes são reservatórios abaixo do nível do solo para armazenamento temporário da vazão resultante da bacia contribuinte.



Figura 9.5 - Reservatório subterrâneo (Bivio Vela, Pavia, Itália)

- Reservatório de detenção a céu aberto:
- Reservatórios com espelho d'água permanente



Figura 9.6 - Exemplo de reservatórios com espelho d'água permanente combinados com área verde (Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil)

Reservatórios secos, que armazenam água apenas durante eventos de chuva:

- com fundo impermeabilizado, quando há risco de contaminação de águas subterrâneas pelas cargas elevadas de poluentes, ou não impermeabilizado.

Impermeabilizações em concreto, embora mais caras, podem desempenhar outros tipos de funções, como a implantação de quadras de esportes;

- reservatórios de infiltração desempenham funções simultâneas de armazenamento temporário e infiltração. Não possuem dispositivos hidráulicos de saída, a não ser pela exigência de um vertedor de emergência, utilizado quando a capacidade da bacia é superada.



Figura 9.7 - Exemplo de reservatório seco (Colorado, EUA)

- Reservatórios de zonas úmidas: áreas úmidas construídas semelhantes às várzeas, com pequenas profundidades e áreas extensas, e com desenvolvimento de vegetação típica de zonas úmidas.



Figura 9.8 - Exemplo de reservatórios de zonas úmidas (Fuzina, Veneza, Itália)



Figura 9.9 - Exemplos de reservatório de detenção (Colorado, EUA)

o RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO

Reservatório com lago permanente que mantém a água armazenada por longo período, visando à decantação de partículas sólidas e consequente redução de cargas poluentes. A operação deste dispositivo se dá pela utilização de órgãos de descarga de fundo fechados durante a chuva, decantação, drenagem das águas estocadas para estações de tratamento ou, em função das concentrações de poluentes, para corpos hídricos naturais e remoção dos sedimentos depositados. Esses reservatórios também podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água, possibilitando seu uso integrado, junto a parques, e permitindo a utilização do espaço pela população.



Figura 9.10 - Exemplo de reservatório de retenção (Colorado, EUA)

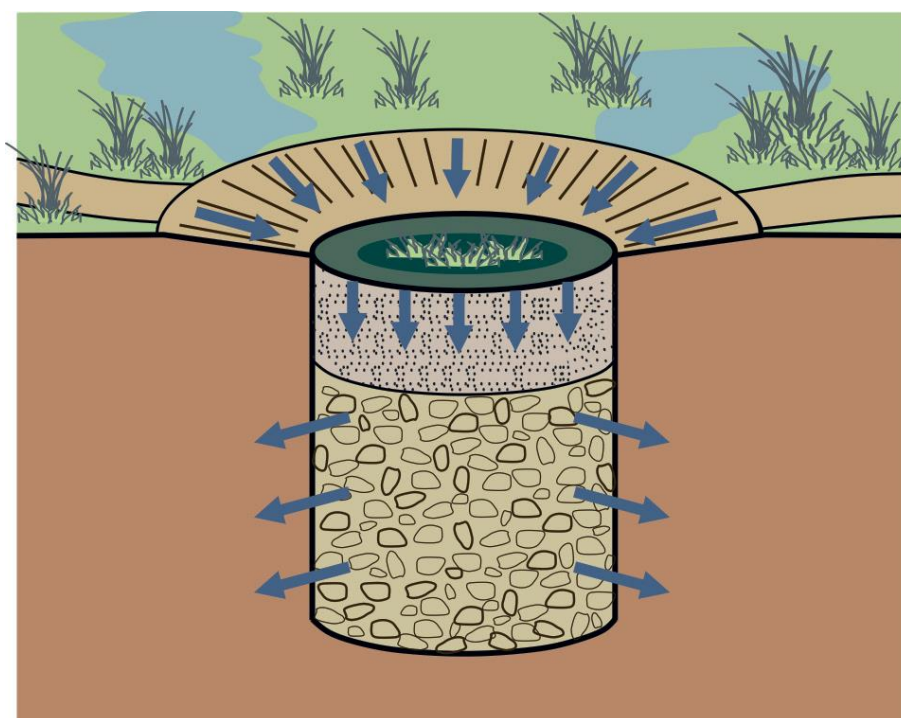
o POÇO DE INFILTRAÇÃO

Os poços de infiltração são dispositivos pontuais com pequena ocupação de área superficial, concebidos para evacuar as águas pluviais diretamente no subsolo, por infiltração. Estes são reservatórios verticais escavados no solo com material poroso que promove a infiltração pontual no terreno reduzindo o escoamento em áreas impermeabilizadas.

A infiltração das águas pelos poços contribui para a alimentação da vegetação circundante e do lençol subterrâneo, sendo esta técnica utilizada em alguns países exclusivamente para fins de recarga de aquíferos.

Uma vantagem dessa técnica é de poder ser implantada em zonas permeáveis ou zonas onde a camada superficial é pouco permeável, todavia apresentam capacidades significativas de infiltração nas camadas mais profundas.

Essa técnica possibilita uma boa integração com o meio ambiente urbano, pois ocupa pequenos espaços e é bastante discreto, como pode ser observado na Figura 9.11.



(a) Esquema de poço de infiltração



(b) Implantação em área de lazer

Figura 9.11 - Poço de infiltração (a) e sua integração a uma área de lazer (b) (Kingston, Melbourne, Austrália)

A implantação dos poços de infiltração apresenta as seguintes vantagens:

- Redução dos volumes conduzidos pela rede de drenagem clássica;
- Ganho financeiro, pela redução das dimensões das tubulações a jusante;
- Boa integração no meio urbano;
- Redução dos riscos de inundação;
- Possível recarga do aquífero subterrâneo;
- Não há restrições em função da topografia;
- Boa utilização no caso de solos superficiais pouco permeáveis e camadas profundas com grande capacidade de infiltração.

Em contrapartida às vantagens relacionadas, alguns problemas operacionais podem ser identificados:

- Manutenção regular para evitar a colmatação das superfícies de infiltração;
- Risco de poluição do lençol subterrâneo;

- Baixa capacidade de armazenamento.

○ VALAS, VALETAS E PLANOS DE INFILTRAÇÃO

Valas, valetas e planos de infiltração são técnicas constituídas por simples depressões escavadas no solo, cujo objetivo é recolher as águas pluviais e efetuar seu armazenamento temporário, além de favorecer a infiltração.

Nos dispositivos definidos como valas ou valetas, as dimensões longitudinais são significativamente maiores que suas dimensões transversais (Figura 9.12a) e as valetas apresentam seções transversais menores. Já nos planos, as dimensões longitudinais não são muito maiores do que as transversais e as profundidades são reduzidas (Figura 9.12b).

As valas e valetas de infiltração, como as trincheiras de infiltração e retenção, podem ser implantadas paralelas às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros. Estes dispositivos concentram o fluxo das áreas adjacentes e favorecem a infiltração ao longo do seu comprimento. Além de funcionar como um reservatório de retenção, à medida que o volume escoado para o valo é superior à capacidade de infiltração. Esses dispositivos também proporcionam a redução da quantidade de poluição transportada a jusante.

Quanto aos planos de infiltração, são vários os tipos que se distinguem de acordo com a sua disposição local. Em geral, essas áreas são gramados laterais, que recebem a precipitação de uma área impermeável, como uma residência ou edifício. Durante precipitações intensas, essas áreas podem ficar submersas, se a sua capacidade for muito inferior à intensidade da precipitação.

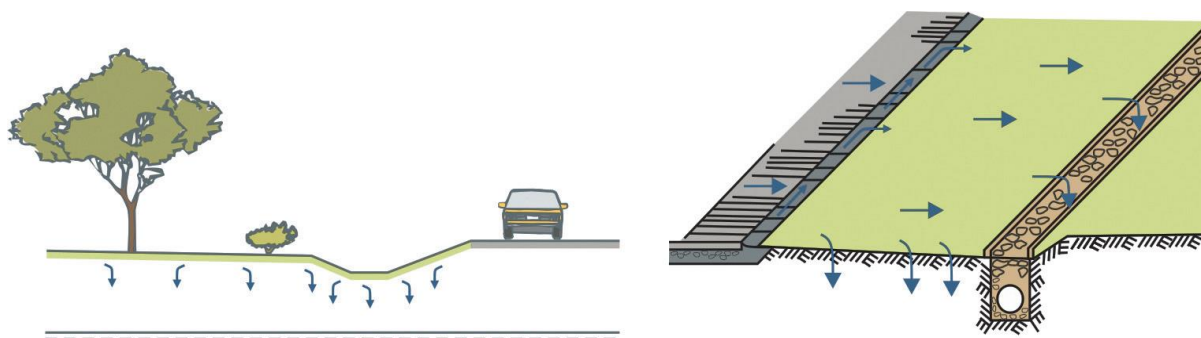


Figura 9.12 - Esquema de vala (a) e plano (b) de infiltração

Estes dispositivos constituem estruturas simples, sendo necessárias apenas escavações de modo que formem depressões com uma direção preponderante de escoamento. Podem receber um revestimento vegetal, além da incorporação de dispositivos no fundo para facilitar o escoamento, como no caso de canaletas (Figura 9.12b).

Os seguintes benefícios estão associados a estes dispositivos:

- Benefícios hidrológicos que favorecem as condições de jusante devido a fatores ligados a:
- detenção temporária das águas, amortecendo as vazões afluentes e provocando um rearranjo temporal dos hidrogramas;
- evapotranspiração e infiltração, que reduzem os volumes de escoamento superficial.

Outros benefícios:

- baixo custo de construção e manutenção;
- benefício financeiro, com a redução das dimensões do sistema de drenagem a jusante, ou mesmo sua completa eliminação; ganhos paisagísticos, com a possibilidade de valorização do espaço urbano com a plena integração da estrutura ao projeto paisagístico;
- benefícios ambientais, com a possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade da água, pois estas estruturas exercem uma função de pré-tratamento, na qual os poluentes podem ser removidos por sedimentação, filtração e adsorção no revestimento vegetal e infiltração no solo.

Entretanto, algumas restrições e inconvenientes para a utilização deste tipo de técnica estão relacionados abaixo:

- Exigência de espaço físico para sua implantação;
- Necessidade de manutenção periódica;
- Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, pela:

- perda do potencial de deposição dos sedimentos;
- perda do volume de detenção, obrigando o emprego de compartimentalização;
- possibilidade de erosão das estruturas.
- Possibilidade de estagnação das águas;
- Risco de poluição do lençol freático.



Figura 9.13 - Exemplo de Vala de infiltração/retenção (Portland, EUA)

○ TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO E DETENÇÃO

As trincheiras de infiltração e detenção, assim como as faixas gramadas, são valas de infiltração com material poroso sobre solo permeável que reduz o escoamento e retarda os picos de vazão. Esses dispositivos são implantados na superfície ou em pequenas profundidades, e têm por objetivo recolher as águas pluviais de afluência

perpendicular a seu comprimento. Além de favorecer a infiltração, estes dispositivos também propiciam o armazenamento temporário das águas pluviais.

Uma característica importante desse tipo de dispositivo é sua versatilidade, podendo ser implantados em canteiros centrais e passeios, ao longo do sistema viário, ou ainda junto à estacionamentos, jardins, terrenos esportivos e áreas verdes em geral. O acesso das águas superficiais à estrutura pode ser efetuado diretamente, através da superfície do dispositivo, ou por meio de um sistema de drenagem, que efetua a coleta e sua introdução na trincheira.

O preenchimento das trincheiras é feito com material granular graúdo (pedra de mão, seixos ou brita). As trincheiras de retenção devem ser revestidas com materiais impermeáveis garantindo sua estanqueidade, sendo recomendável utilizar manta geotêxtil para evitar a passagem de finos e consequente colmatagem da estrutura.

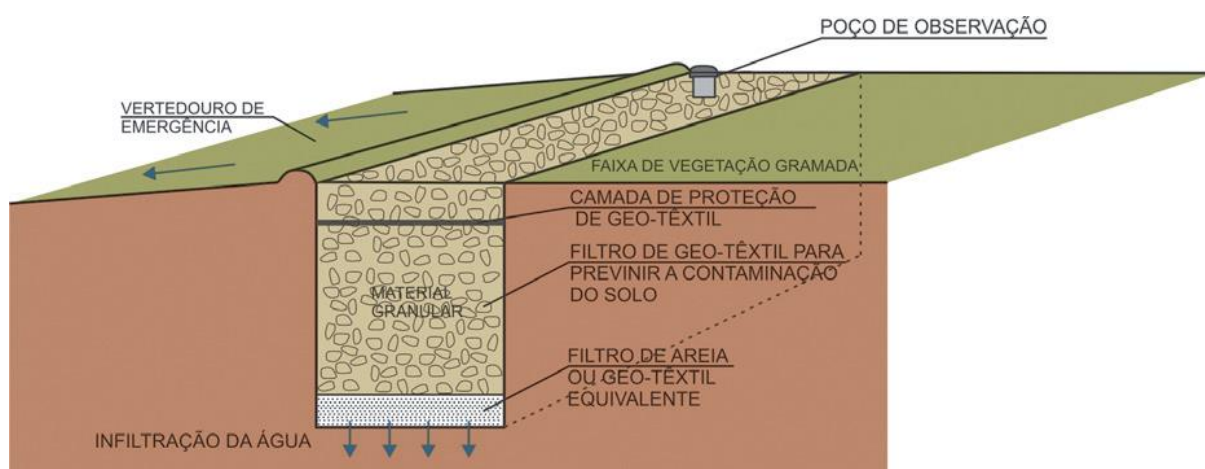


Figura 9.14 – Esquema de trincheira de infiltração



Figura 9.15 - Exemplo de trincheira com alimentação direta (Kingston, Melbourne, Austrália)

A seguir, é apresentado um desenho da trincheira de infiltração sob a sarjeta (Figura 9.16a) e sob o passeio (Figura 9.16b) adotadas em Belo Horizonte.

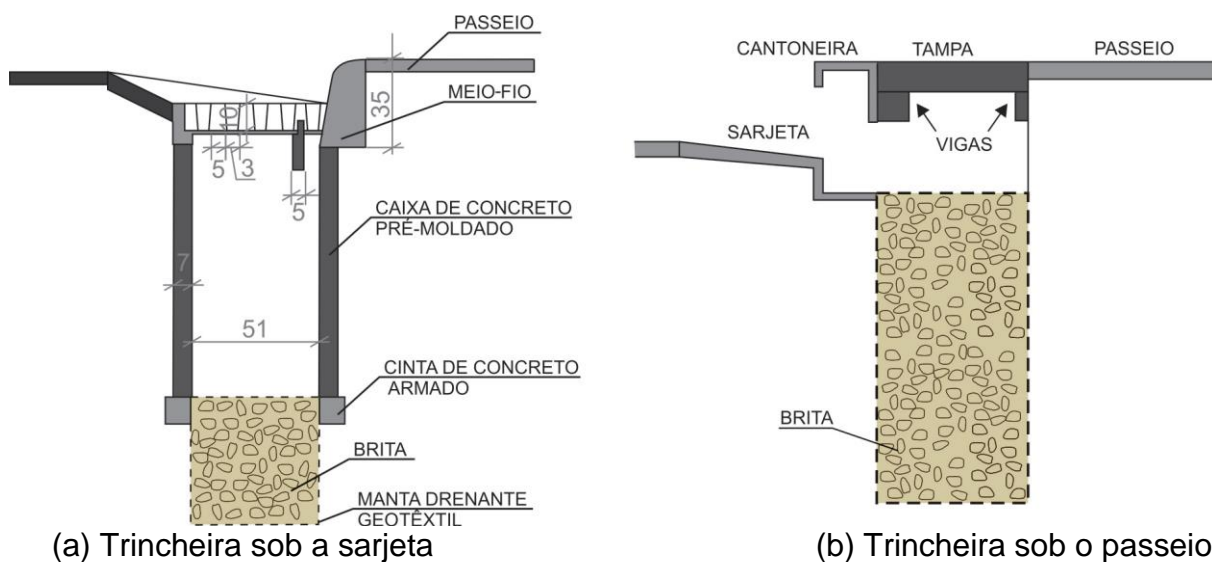


Figura 9.16 - Trincheira de infiltração sob a sarjeta (a) e sob o passeio (b).

As trincheiras proporcionam os seguintes benefícios hidrológicos e ambientais:

- Benefícios hidrológicos: a infiltração possibilita uma redução do volume de escoamento superficial, aliviando o sistema de drenagem a jusante; a detenção temporária proporciona um rearranjo temporal dos hidrogramas;

Outros benefícios:

- ganho financeiro com a redução das dimensões do sistema de drenagem a jusante;
- ganho paisagístico com a possibilidade de valorização do espaço urbano, ressaltando a pequena demanda por espaço desse tipo de estrutura;
- ganho ambiental com a possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade da água.

Devem ser ressaltados também alguns inconvenientes e dificuldades para a utilização das trincheiras:

- Necessidade de manutenção periódica para o controle da colmatção;
- Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, não havendo, entretanto, o impedimento do emprego nessas áreas;
- Risco de poluição do lençol freático.



Figura 9.17 - Exemplo de trincheira de infiltração (Kingston, Melbourne, Austrália)

○ WETLANDS

As *wetlands* são regiões com ecossistemas naturais que ficam parcial ou totalmente inundadas durante o ano. Estas áreas são zonas de transição, existentes no trajeto das águas que escoam por uma bacia, situadas entre as regiões mais altas e os ecossistemas aquáticos a jusante. Estes sistemas utilizam o solo, plantas e microrganismos para remover poluentes da água.

As wetlands construídas reproduzem o meio natural através de estudos técnicos e dimensionamento correto para que o sistema possa obter a eficiência desejada, podendo, desta forma, fornecer melhores condições para o tratamento de águas poluídas quando comparadas aos sistemas naturais.

Esta técnica é essencial para o sistema de gestão das águas pluviais. Entre as funções das wetlands no controle do escoamento superficial estão: a redução dos efeitos das inundações, a redução de vazões e velocidade de escoamento, a redução da erosão e a modificação dos poluentes tipicamente carregados pelas águas pluviais.



Figura 9.18 - Exemplo de wetland (PMAPSP)

Técnicas de Wetlands Construídas

Várias técnicas de wetlands construídas foram desenvolvidas nestes últimos anos, as quais são utilizadas de acordo as características do efluente a ser tratado, da eficiência final desejada na remoção de nutrientes, contaminantes e outros poluentes, do interesse da utilização da biomassa produzida e do interesse paisagístico.

Um resumo dos sistemas de wetlands construídas utilizando macrófitas foi feito por BRIX (1993). Em princípio esses sistemas podem ser classificados como:

- a) Sistemas que utilizam plantas aquáticas flutuantes;
- b) Sistemas que utilizam plantas aquáticas emergentes.

○ MICRORRESERVATÓRIOS OU CISTERNAS

Estas estruturas compreendem pequenos reservatórios, que usualmente podem ser implantados no próprio lote, cuja função principal é o armazenamento de volumes de chuva, contribuindo para o amortecimento do pico de cheia. Outra característica de grande importância é a possibilidade de utilização do volume de água armazenado para outros fins, como: irrigação de jardins e lavagens de superfícies.

A implantação destes reservatórios é obrigatória para empreendimentos que tenham área impermeabilizada superior a 500 m² no Município de São Paulo, na forma da Lei Municipal nº 13.276, de 4 de janeiro de 2002, também conhecida como “Lei das Piscininhas” (São Paulo, 2002a). No dia 02 de janeiro de 2007 uma regulamentação muito semelhante foi estabelecida para o Estado de São Paulo, por meio da Lei Estadual nº 12.526 (São Paulo, 2007).

Existem inúmeras configurações para este tipo de reservatório, um exemplo característico de um micro reservatório enterrado é apresentado na Figura 9.19. Tipos mais simples de reservatórios podem ser adotados em residências, como o recipiente mostrado na Figura 9.20, também conhecido como barril de chuva.

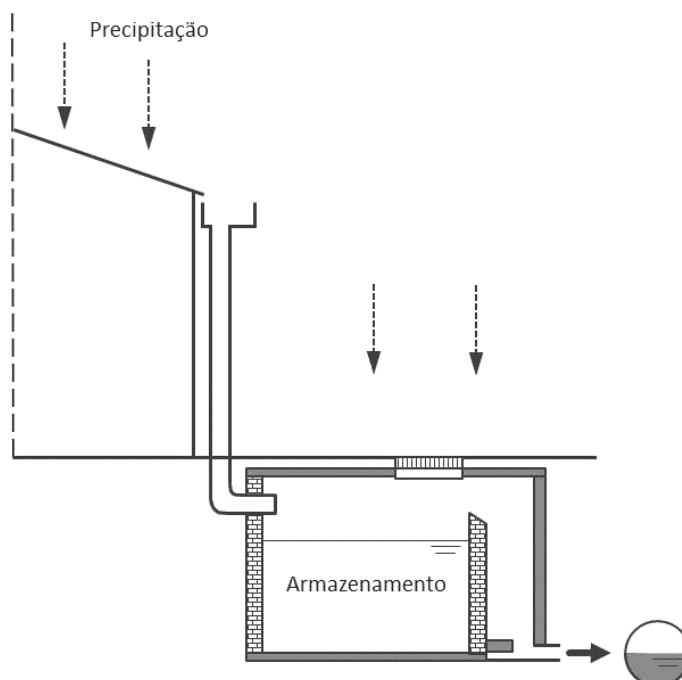


Figura 9.19 – Esquema de micro reservatório fechado (Tominaga, 2013)



Figura 9.20 – Exemplo de micro reservatório residencial (Fonte: www.uri.edu)

8.7.3 APLICACAO DAS MEDIDAS DE CONTROLE

As medidas de controle na fonte têm diversas particularidades que devem ser levadas em consideração quando aplicadas a diferentes locais:

- Lotes

Em função das reduzidas dimensões dos lotes recomenda-se a utilização de pequenos reservatórios, telhados reservatório e faixas gramadas.

- Loteamentos

Em loteamentos são consideradas mais adequadas as medidas tais como pavimentos porosos, faixas gramadas, medidas de infiltração com poços, valas e trincheiras, além de bacias de retenção e retenção.

As estruturas em loteamentos podem ser aplicadas em ruas, estacionamentos, parques e praças.

- Rede hídrica

As ações mais indicadas para as dimensões da macrodrenagem são as bacias de retenção, retenção e faixas gramadas e arborizadas, que são mais conhecidas nestas dimensões como parques lineares.

8.7.4 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DAS OBRAS DE REDUÇÃO E CONTROLE

A escolha dos tipos de técnicas de medidas de controle na fonte a serem adotadas em uma bacia ou sub-bacia é dependente de fatores urbanísticos, sociais, econômicos e ambientais. Estas podem ser utilizadas em diversas situações, no entanto, devem levar em consideração algumas características da bacia estudada para que suas potencialidades sejam efetivas.

Dentre os fatores que condicionam as medidas de controle na fonte podem ser citados:

- Área de drenagem

Normalmente utilizada como parâmetro para o cálculo hidrológico e hidráulico das obras na bacia, sendo a área que contribui para o local de controle e que deve ser estimada através da determinação do divisor de águas.

- Capacidade de infiltração do solo

Característica utilizada para o dimensionamento de dispositivos de infiltração, podendo viabilizar ou inviabilizar a sua aplicação. Por exemplo, em solos argilosos, a

capacidade de infiltração e reduzida quando em comparação a capacidade de infiltração dos solos arenosos.

- **Nível do lençol freático**

O nível elevado do lençol freático pode reduzir a capacidade de infiltração no solo, acarretando as mesmas restrições citadas para a capacidade de infiltração.

- **Declividade do terreno**

A declividade determina a condição de escolha das estruturas, podendo inviabilizar estruturas de infiltração, terrenos de elevada declividade produzem escoamento com alta velocidade.

- **Disponibilidade de área**

Conforme a disponibilidade de área pode-se optar, segundo o tamanho e a disposição, pelos dispositivos mais adequados. Em áreas menores, é aconselhado dispersar os dispositivos.

- **Instalações subterrâneas**

A presença de instalações subterrâneas pode inviabilizar certos tipos de dispositivo. Isto ocorre pela interferência na infiltração, disposição de espaço e incorre na possibilidade de contaminação no caso de rede de água potável.

- **Poluição por esgoto**

A poluição proveniente do sistema de coleta separador de esgoto e águas pluviais, por via de descargas irregulares acaba despejando poluentes no sistema de águas pluviais. Deve ser considerado para que sejam utilizados dispositivos que possam melhorar as condições de qualidade do efluente.

- **Sedimentos**

Assim como ocorre com a afluência de poluentes, alguns dispositivos não operam bem com um aporte de sedimentos, como é o caso das bacias de retenção e detenção. Portanto, os projetos devem constar de dispositivos que sejam operados facilmente, não necessitando de limpeza e manutenção tão constantes.

- **Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego**

O sistema viário adiciona restrições na instalação de canais e galerias. A instalação de dispositivos de infiltração também é restringida pela dimensão das vias.

○ Poluição difusa

A poluição difusa é gerada pelo escoamento superficial, em áreas urbanas e rurais, proveniente da deposição de poluentes, de maneira esparsa, sobre a área contribuinte da bacia hidrográfica. Elas aderem aos corpos d'água ao longo de sua extensão.

De acordo com Baptista et al. (2005)¹, o processo de escolha e de concepção de sistemas pluviais com medidas de controle na fonte pode se dar em duas etapas: a de eliminação e a de decisão ou escolha, propriamente dita. A fase de eliminação baseia-se na análise de suas características físicas e de suas implicações para a área de implantação. Os critérios de análise são fundados essencialmente no confronto entre a tipologia da técnica, seus princípios de funcionamento, de armazenamento e de esvaziamento e em requisitos e restrições de uso.

Diversos são os fatores que condicionam a viabilidade das diferentes medidas. Com base nas experiências norte-americana (Schueler, 19872) e francesa (Azzout et al., 19943), podem ser apontados os seguintes fatores:

- Área da bacia de contribuição a ser controlada: dependente da natureza do dispositivo que pode ser projetado para o controle de pequenas ou grandes áreas;
- Capacidade de infiltração do solo: tem influência sobre o desempenho dos dispositivos de infiltração;
- Nível do lençol freático: o nível máximo do lençol freático deve ser de até 1 m abaixo do fundo do dispositivo de infiltração, proximidades maiores reduzem a capacidade de infiltração. Em reservatórios subterrâneos pode haver infiltração de água para o seu interior, exigindo bombeamento;
- Risco de contaminação de aquífero: ocorre devido a infiltração de águas superficiais poluídas;
- Fragilidade do solo à ação da água: possibilidade de desestruturação do solo em presença de água, o que restringe a implantação de dispositivos de infiltração. É o caso de solos argilosos ou com muitos finos;
- Permeabilidade do subsolo: limita o escoamento da água percolada nos dispositivos de infiltração;

- Declividade do terreno: altas declividades restringem a implantação de dispositivos de retenção e infiltração;
- Ausência de exutório: limita a utilização de dispositivos de retenção, pois estes exigem um local de destino para a descarga do volume armazenado. Isto pode ser devido à inexistência de uma rede pluvial ou curso d'água nas proximidades ou devido a questões ambientais que podem impedir este tipo de despejo;
- Disponibilidade de área: restringe a implantação de dispositivos que necessitam espaços amplos;
- Presença de instalações subterrâneas: interferências com outras redes subterrâneas é limitante;
- Restrição de urbanização: áreas com alta densidade habitacional restringem a implantação de valas de inundação, enquanto a maioria dos pavimentos porosos não resiste ao tráfego intenso;
- Afluência poluída: as técnicas compensatórias, em sua maioria, não toleram afluências com altas concentrações de poluentes (esgotos ou carga difusa); nestes casos é recomendada a utilização de pré-tratamento;
- Afluência com alta taxa de sedimentos e lixo: igualmente à afluência poluída, as técnicas compensatórias não toleram afluências com altas concentrações de sedimentos e lixo, deve-se considerar manutenção como rotina;
- Risco sanitário por falha de operação: a manutenção periódica é essencial para contornar este tipo de risco;
- Risco sedimentológico por falha de operação: neste caso também é essencial que seja realizada manutenção periódica;
- Esforços e tráfego intensos: esforços e vibrações podem danificar as estruturas de bacias subterrâneas e condutos enterrados; dispositivos de infiltração sofrem degradação sob tráfego intenso;

- Flexibilidade de desenho: restringe a implantação de estruturas que exigem escoamento por gravidade, como é o caso do micro reservatório e bacias subterrâneas. Já os telhados reservatórios são limitados à configuração da edificação;
- Limites de altura ou profundidade da medida compensatória (MC): é dependente do tempo de residência desejado (MCs de infiltração) e da capacidade de infiltração do solo.

A Tabela 1.11 sintetiza os fatores que orientam a análise das técnicas mais adequadas para o manejo de águas pluviais.

A Tabela 1.12, Tabela 1.13 e Tabela 1.14 apresentam as matrizes de aplicabilidade das medidas de controle na fonte desenvolvida por WOODS BALLARD et al. (2007).

Tabela 1.11 - Fatores condicionantes para a implantação e operação das técnicas compensatórias em drenagem urbana

Medidas de controle na fonte	Áreas Contribuintes Adequadas	Capacidade de Infiltração no Solo Adequadas (mmh ⁻¹)	Condições Solo-Aqüífero				Condições de Localização					Condições Sanitárias e Sedimentológicas				Restrições Estruturais e de Desenho		
			Frático alto	Aqüífero em risco	Solo frágil à água	Subsolo impermeável	Declividade alta	Ausência de exutório	Restrição de área disponível	Presença de instalações subterrâneas	Restrição de urbanização	Afluência poluída	Afluência com alta taxa de sedimentos e lixo	Risco sanitário por falha de operação	Risco sedimentológico por falha de operação	Esforço e tráfego intensos	Flexibilidade de desenho	Limite na altura da MC
Pavimento poroso	< 10 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Trincheira de infiltração	< 6 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Vala de infiltração	< 6 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Poço de infiltração	< 6 ha	4,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Microrreservatório	< 2 ha	7,0 a 200,0 (*)	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Telhado reservatório	< 2 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Reservatório de detenção	> 2 ha	1,0 a 200,0 (**)	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Reservatório de retenção	> 6 ha	0,5 a 60,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Reservatório subterrâneo	< 8 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Condutos de armazenamento	< 4 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Faixa gramada	< 6 ha	1,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = viabilidade de implantação; ● = viabilidade dependente de condição específica; ● = inviável, a princípio
 (*) variante infiltrante (sem fundo); (**) variante bacia de infiltração

Tabela 1.12 - Matriz de aplicabilidade em relação ao uso e ocupação do solo

Grupo	Técnica	Baixa Densidade	Residência	Ruas	Comércio	Indústria	Construção	Zonas Industriais em Reurbanização	Área Contaminada
Retenção	Reservatório de retenção	●	●	● ¹	● ²	● ²	● ³	●	● ²
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	● ³	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Detenção em alagado	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Tanque/Alagado	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Alagado pequeno	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Alagado subsuperficial	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Alagado em canal	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	● ¹	● ²	●	●	●	● ⁴
	Bacia de infiltração	●	●	● ¹	● ²	●	●	●	● ⁴
	Sumidouro	●	●	● ¹	● ²	●	●	●	● ⁴
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Filtro de areia subsuperficial	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Filtro de areia perimetral	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Biorretenção	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
	Trincheira de filtração	●	●	● ¹	● ²	● ²	●	●	● ²
Detenção	Bacia de detenção	●	●	● ¹	● ²	● ^{1,2}	● ³	●	● ²
Canais Abertos	Vala comum	●	●	● ¹	● ²	● ²	● ³	●	● ²
	Vala seca	●	●	● ¹	● ²	● ²	● ³	●	● ²
	Vala úmida	●	●	● ¹	● ²	● ¹	● ³	●	● ²
Controle na Fonte	Telhado verde	●	●	●	● ²	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	● ²	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	● ²	● ¹	●	●	● ²

● = sim; ● = não ; ¹ pode necessitar de mais um estágio de tratamento; ² pode necessitar de mais dois estágios de tratamento; ³ pode necessitar de reabilitação após a construção; ⁴ o projeto de inibir a movimentação dos contaminantes

Tabela 1.13 - Matriz de aplicabilidade em relação às características locais

Grupo	Técnica	Solo		Área de drenagem		Prof. do lençol		Declividade		Carga hidráulica		Espaço disponível	
		Impermeável	Permeável	0 a 2 ha	>2 ha	0-1 m	>1 m	0 - 5 %	>5 %	0 - 1 m	1 - 2 m	Pouco	Muito
Retenção	Reservatório de retenção	●	● ¹	●	● ⁵	●	●	●	●	●	●	●	●
	Reservatório enterrado	●	●	●	● ⁵	●	●	●	●	●	●	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	● ²	● ⁴	● ⁴	● ⁶	● ²	● ²	●	●	●	●	●	●
	Detenção em alagado	● ²	● ⁴	● ⁴	● ⁶	● ²	● ²	●	●	●	●	●	●
	Tanque/Alagado	● ²	● ⁴	● ⁴	● ⁶	● ²	● ²	●	●	●	●	●	●
	Alagado pequeno	● ²	● ⁴	● ⁴	●	● ²	● ²	●	●	●	●	●	●
	Alagado subsuperficial	● ²	● ⁴	● ⁴	● ⁶	● ²	● ²	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	● ²	● ⁴	● ⁴	● ⁶	● ²	● ²	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	● ⁵	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●	● ⁵	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia subsuperficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Trincheira de filtração	●	● ¹	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Bacia de detenção	●	● ¹	●	● ⁵	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●	● ³	●	●
	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●	● ³	●	●
	Vala úmida	● ²	● ⁴	●	●	●	●	●	●	●	● ³	●	●
Controle na Fonte	Telhado verde	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = sim; ● = não ; ¹ com manta impermeável; ² com provável vazão base; ³ a não ser que siga curvas de nível; ⁴ com manta impermeável a vazão base; ⁵ possível, mas não recomendado; ⁶ com desvio das vazões mais altas

Tabela 1.14 - Matriz de aplicabilidade em relação à quantidade e qualidade

Grupo	Técnica	Qualidade					Quantidade			
		Sólidos Totais	Metais	Nutrientes	Bactérias	Sedimentos finos e poluentes	Redução de volume	Período de retorno adequado		
								1 – 2 anos	25 anos	100 anos
Retenção	Reservatório de retenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Detenção em alagado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Tanque/Alagado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado pequeno	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado subsuperficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia subsuperficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Trincheira de filtração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Bacia de detenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala úmida	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Controle na Fonte	Telhado verde	-	-	-	-	●	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●	-	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = alto; ● = médio; ● = baixo

10. RELAÇÃO DE DOCUMENTOS

O quadro a seguir apresenta a relação de documentos do Estudo de Concepção do Empreendimento Fazenda Campo Verde.

Quadro 10.1 – Relação de Documentos

Nº Documento	Título
GE-15-011-DE-CON-001	IMPLANTAÇÃO DO EMPREENDIMENTO
GE-15-011-DE-CON-002	ABASTECIMENTO DE ÁGUA – ALTERNATIVAS 1, 2 e 3
GE-15-011-DE-CON-003	ABASTECIMENTO DE ÁGUA – ALTERNATIVA 4
GE-15-011-DE-CON-004	ZONAS DE PRESSÃO – FOLHA 1/2
GE-15-011-DE-CON-005	ZONAS DE PRESSÃO – FOLHA 2/2
GE-15-011-DE-CON-006	CENTROS DE RESERVAÇÃO – IMPLANTAÇÃO
GE-15-011-DE-CON-007	SUB-BACIAS DE ESGOTO – FOLHA 1/2
GE-15-011-DE-CON-008	SUB-BACIAS DE ESGOTO – FOLHA 2/2
GE-15-011-DE-CON-009	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ALTERNATIVA 1 LANÇAMENTO CÓRREGO TANQUE – FOLHA 1/2
GE-15-011-DE-CON-010	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ALTERNATIVA 1 LANÇAMENTO CÓRREGO TANQUE – FOLHA 2/2
GE-15-011-DE-CON-011	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ALTERNATIVA 2 LANÇAMENTO RIBEIRÃO SOARES – FOLHA 1/2
GE-15-011-DE-CON-012	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ALTERNATIVA 2 LANÇAMENTO RIBEIRÃO SOARES – FOLHA 2/2
GE-15-011-DE-CON-013	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ALTERNATIVA 3 INTERLIGAÇÃO SABESP
GE-15-011-DE-CON-014	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – IMPLANTAÇÃO
GE-15-011-DE-CON-015	SUB-BACIAS DE DRENAGEM – FOLHA 1/2
GE-15-011-DE-CON-016	SUB-BACIAS DE DRENAGEM – FOLHA 2/2
GE-15-011-DE-CON-017	REDE DE DRENAGEM PLUVIAL – FOLHA 1/2
GE-15-011-DE-CON-018	REDE DE DRENAGEM PLUVIAL – FOLHA 2/2
GE-15-011-DE-CON-019	SOLUÇÕES DE DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL