

Universidade Estadual do Norte Fluminense
CCT- Centro de Ciência e Tecnologia
LECIV- Laboratório de Engenharia Civil

Projeto de um Conjunto Habitacional **para a Comunidade do Matadouro**

“Quando Deus quer, o homem sonha, a obra nasce.”

(Fernando Pessoa)

Fevereiro/2004

Responsáveis:

Liege de Almeida Pacheco - e-mail: liegepacheco@hotmail.com

Joadelio Chagas Soares – e-mail: joadeliosoares@yahoo.com.br

Igor Azeredo Trindade – e-mail: iatrindade@zipmail.com.br

Banca examinadora: Professor Sergio Tibana (Orientador)

Professor Frederico Terra (Co-orientador)

Professor Otávio Costa Fernandes (Examinador externo)

Engenheira Ana Paula Oliveira Paiva (Examinador externo)

Agradecimentos

Aos professores Sérgio Tibana e Frederico Terra pelo apoio acadêmico e pelas fraternais advertências,

à professora Maria da Glória Alves que permitiu o acesso a dados e instrumentos necessários,

ao professor Elias Júnior e ao técnico do LECIV André Luiz que contribuíram com informações técnicas e saídas de campo,

à Secretária de planejamento do Município de Campos dos Goytacazes, Engenheira Ana Paula Oliveira Paiva, pela presteza com que nos atendeu e nos auxiliou,

aos nossos pais pelo patrocínio e incentivo que redundaram na realização deste projeto.

Resumo:

O trabalho em questão apresenta sua área de atuação na cidade de Campos dos Goytacazes, que apesar de não ser uma cidade de elevado número populacional comparada as grandes capitais do país, já revela graves problemas de planejamento urbano, principalmente no que diz respeito às habitações das comunidades de baixa renda. Quando somados a ocorrência de eventos naturais, como inundações provocadas pelas chuvas que elevam o nível do Rio Paraíba do Sul e alagam as edificações ribeirinhas, ficamos diante de um quadro de enormes prejuízos sociais, onde além das perdas materiais são acrescentados os riscos à saúde e a incolumidade da população. Diante de tais justificativas será proposto nas páginas subseqüentes um projeto multidisciplinar de um Conjunto Habitacional visando deslocar a Comunidade do Matadouro, que vive em más condições ambientais, para um ambiente mais salutar.

Palavras-Chave:

Conjunto habitacional, arquitetura, urbanização, esgoto, abastecimento público.

Índice

Capítulo 1	Introdução_____	página 07
Capítulo 2	Estudos Preliminares_____	página 10
Capítulo 3	Edificações_____	página 22
Capítulo 4	Sistema de Água_____	página 27
Capítulo 5	Sistema de Esgoto_____	página 36
Capítulo 6	Especificações dos Materiais de Construção_____	página 45
Capítulo 7	Considerações Finais _____	página 50
Anexo A	Projetos	
Anexo B	Memória de Cálculo	
Anexo C	Fotos de Saída de Campo	
	Bibliografia	

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Localização do Município de Campos dos Goytacazes_____	pág. 11
Figura 2.2 – Enchente _____	pág. 13
Figura 2.3 – Imagem de Satélite Spot _____	pág. 14
Figura 6.1 – Arcos_____	pág. 46
Figura 6.2 – Tijolo Solo-cimento_____	pág. 47
Figura 6.3 – Primeira fiada sobre Radier_____	pág. 48
Figura 6.4 – Alvenaria por Encaixe_____	pág. 48
Figura 6.5 _ Enchimento dos Encontros de Parede com Argamassa_____	pág. 49
Figura 6.6 – Detalhe de Montagem do Encontro de Parede_____	pág.49
Figura 6.7 – acabamento_____	pág. 49

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Favelas de Campos dos Goytacazes _____pág. 12

Tabela 2.2 – Planilha Topográfica _____pág. 15

Tabela 4.1 – Quadro Resumo da Malha de Distribuição de água _____pág. 32

Tabela 4.2 – Quadro Resumo da Rede Ramificada de Água _____pág. 34

Tabela 5.1 –Quadro Resumo da Malha de Esgoto _____pág. 40

Tabela 5.2 –Quadro Resumo da Malha de Esgoto _____pág. 41

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1- Justificativa

O meio urbano é campo de aplicação do conhecimento geológico, vasto e mal ocupado. Os fatores civilizatórios - necessidades, aspirações e possibilidades - interagem com o ambiente natural, gerando o ambiente artificial. Todavia, os dois ambientes não cabem fisicamente no mesmo espaço e daí resultar uma apropriação expropriatória dos recursos do campo.

Desta forma, as potencialidades e limitações do meio físico vão sendo manejadas com êxito variável, no afã de produzir uma desejada qualidade ambiental e de vida. A irreversibilidade do fenômeno de urbanização dita a urgência e a importância de equacionar o enfrentamento dos problemas ambientais que se avolumam na cidade, ameaçando o futuro. Ameaça essa que se caracteriza e que pode ser percebida pelas aglomerações residenciais que se instalam freqüentemente pela periferia das cidades acarretando um grande descontrole habitacional.

O termo “favela”, dado a essas referidas aglomerações residenciais, tem sido no mínimo, considerado politicamente errado, tanto por pesquisadores, quanto pelos próprios moradores. Os pesquisadores, tanto os ligados ao poder público, como os vinculados aos projetos da sociedade civil organizada nas mais variadas áreas profissionais, são unânimes em reconhecer que o termo, embora eivado de preconceitos, expressa aquela parcela da sociedade excluída da maior parte dos direitos que deveriam ser concedidos a todos os cidadãos de qualquer parte do planeta.

Na maioria dos casos, este termo tem sido substituído pela expressão “comunidades de baixa renda”. A favela ou comunidade de baixa renda é, ainda hoje, um espaço muito pouco conhecido do restante da população, que costuma percebê-la pela visão da mídia ou pela exposição da violência, aí também ampliada, especialmente pela televisão. Fato é que elas diferem muito umas das outras, assim como internamente também possuem contrastes acentuados. Estes contrastes não impedem a convivência no mesmo espaço de domicílios servidos de luz, tv, geladeira e até telefone, com outros que se situam normalmente na periferia das favelas (periferia da periferia) cujos moradores são completamente despossuídos das mínimas condições daquilo que podemos chamar de necessidades básicas para a sobrevivência humana.

Normalmente, as soluções pensadas para intervenções do poder público para estes casos, baseiam - se geralmente em três ações diferentes: remoção com construção de conjuntos habitacionais, reurbanização com reforma das moradias ou a implementação conjunta/mista destas duas alternativas. Cada comunidade é um caso que merece ser avaliado. Por conta disso, estudos de diagnóstico e planejamentos precisam ser executados em conjunto com as comunidades para identificação das melhores soluções.

A situação das favelas de porte médio, como as de Campos dos Goytacazes, difere da situação das favelas das metrópoles, até pelo porte da maioria delas. Porém, tirando a dimensão, é verdade que, a cada dia que passa, elas diferem menos das favelas da capital. Os problemas da violência, das drogas e das armas são cada vez mais comuns e acabam por determinar a migração da população entre elas.

1.2- Objetivo

O objetivo principal deste trabalho é apresentar um projeto multidisciplinar de um Conjunto Habitacional visando deslocar a comunidade do Matadouro, que vive em péssimas condições ambientais, para um ambiente mais salutar. Em vista disso, apresentamos um detalhamento das etapas do empreendimento do Conjunto Habitacional para instalação da comunidade localizada em zonas de risco.

CAPÍTULO 2

ESTUDOS

PRELIMINARES

2.1- Caracterização da Área de Estudos

A cidade de Campos dos Goytacazes (Figura 2.1) está localizada na Região Norte do Estado do Rio de Janeiro, aproximadamente a 279 km da capital estadual, Rio de Janeiro, com uma área de 4.037 km², sendo o maior município do Estado e possuindo uma população de 406.989 (quatrocentos e seis mil novecentos e oitenta e nove) habitantes (<http://www.ibge.gov.br>; 14/06/02).

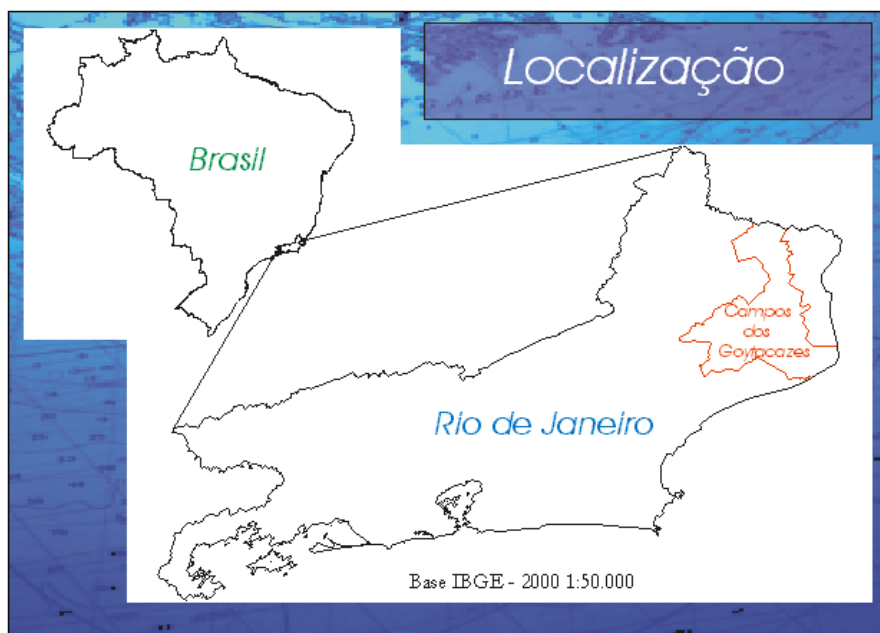


Figura 2.1 - Localização do Município de Campos dos Goytacazes

2.2- Levantamento da comunidade:

O presente trabalho tem a sua área de atuação na cidade de Campos dos Goytacazes, que apresenta sérios problemas de planejamento urbano, principalmente no que diz respeito às habitações das comunidades carentes. Quando somados a eventos naturais, como enchentes provocadas pelas chuvas (Fig. 2.2) que elevam o nível do rio Paraíba do Sul e inundam as casas ribeirinhas, temos um quadro de grandes prejuízos sociais, onde além dos danos materiais, incrementam riscos a saúde e a incolumidade da população.

De posse das informações sobre as comunidades em situação precária, que foram obtidas pelo Observatório Socioeconômico da Região Norte Fluminense, foi possível definir que a comunidade do **Matadouro** se enquadra com as aspirações do referido

projeto. Isso se deve, ao fato de que a comunidade apresenta índices correspondentes a condições sanitárias e habitacionais ainda dos mais precários que o das favelas de Campos.

Outro fator relevante na escolha da referida comunidade é o fato desta estar situada atrás da UENF da qual se desenvolvem vários projetos sociais e ações de bem comunitário, sendo portanto de interesse da Universidade um estudo no sentido de garantir uma melhor condição de vida para seus vizinhos.

Tabela 2.1 Favelas de Campos dos Goytacazes (Censo/2000)

Favelas	Homem	Mulher	Total	Dom. ocup.	Pop/Dom.ocup.
Aeroporto	415	419	834	226	3,69
Escova Urubú	163	162	325	102	3,19
Baleeira	206	224	430	123	3,50
Ilha do Cunha	299	310	609	182	3,35
Oriente	262	273	535	164	3,26
Presidente Vargas	96	113	209	59	3,54
Av. Central	121	137	258	71	3,63
St. Luzia	144	143	287	86	3,34
Aldeia	964	921	1885	533	3,54
Fundão	57	65	122	39	3,13
Estrada do Carvão	115	101	216	53	4,08
Canema	37	35	72	17	4,24
Bariri	173	158	331	90	3,68
Fofoca	429	418	847	257	3,30
Lagoa do Vigário	469	515	984	346	2,84
Inferno Verde	113	97	210	61	3,44
Matadouro	403	395	798	247	3,23
Patronato	32	35	67	15	4,47
Risca Faca	224	222	446	127	3,51
Siqueira e Silva	174	199	373	91	4,10
Tira Gosto	74	87	161	48	3,35
Bela Vista	73	75	148	38	3,89
P. Prazeres	189	217	406	105	3,87
Farofa	62	73	135	38	3,55
E. Carvão	197	209	406	111	3,66
Palestra	100	115	215	67	3,21
São Matheus	381	396	777	213	3,65
Chatuba	291	284	575	165	3,48
E. Urubú	120	121	241	75	3,21
Ilha de Ururaí	400	455	855	245	3,49
Margem da linha	1379	1353	2732	746	3,66
Rio Ururaí	191	196	387	102	3,79

Embora consideraremos um acréscimo populacional este será limitado de modo a não alterar as condições de habitação e de segurança.



figura 2.2 - enchente

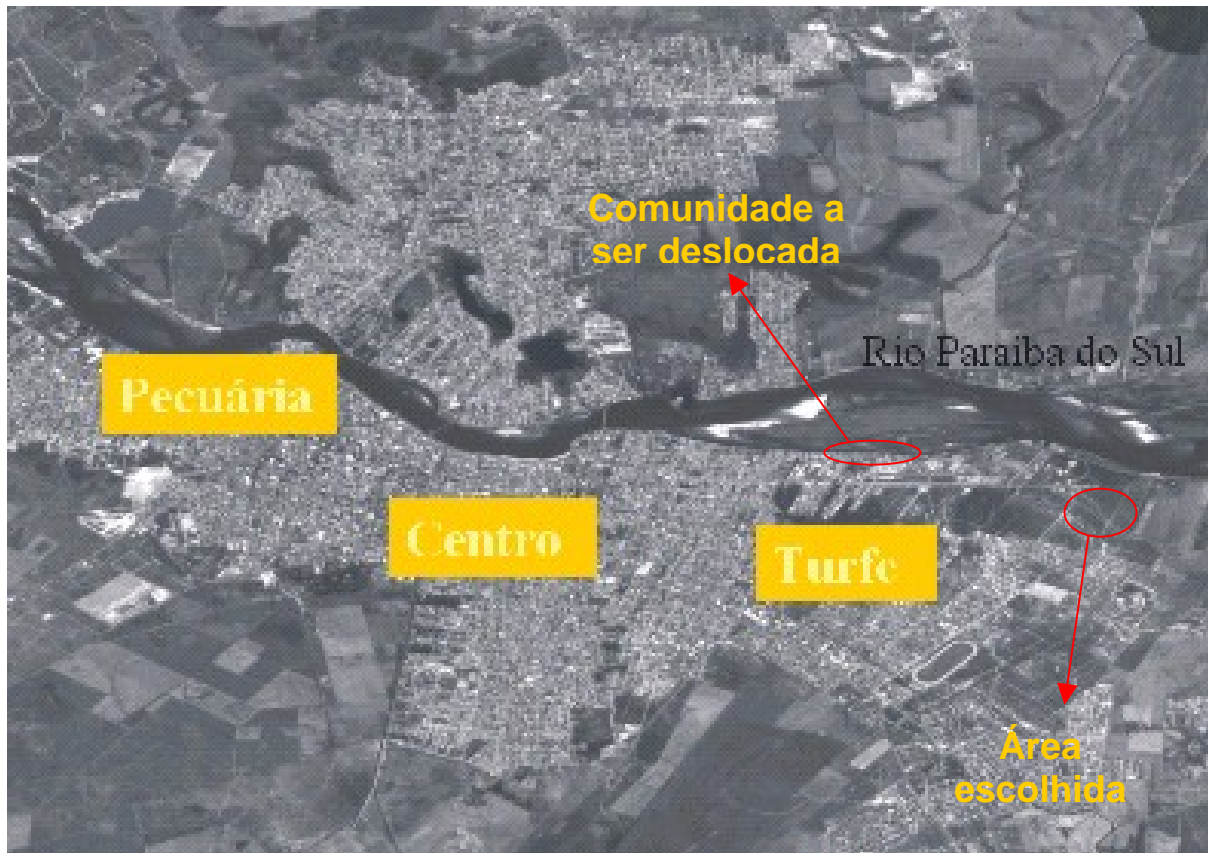
2.3- Estudo da área para remanejamento:

Escolher uma área viável para o desenvolvimento do Conjunto Habitacional, requer um estudo minucioso das características do meio físico. Estudo este que compreende o conhecimento das características físicas e geomorfológicas da região, da quantidade de pessoas a serem remanejadas, dentre outros. O cruzamento de todos esses dados irá gerar um mapa de melhor área para ocupação.

No caso da escolha da área de remanejamento para deslocar a comunidade do Matadouro era preciso encontrar uma extensa área e próxima à favela para não gerar um impacto social grande aos moradores, ou seja, não modificar radicalmente os hábitos e necessidades da população. Dessa forma, foram feitos estudos em cima de mapas e saídas de campo onde ao final foi verificado que a área que melhor atendia as necessidades do pretendido projeto do conjunto habitacional se localizava na Avenida Alberto Lamego com BR-256, apresentando área útil correspondente a 80.730,3 m².

Figura 2.3 Imagem de Satélite Spot

(fonte:Silvia Fernandes Rocha)



2.4- Levantamento plano-altimétrico:

Após a identificação do local foi feito o levantamento das características geométricas da área e referências próximas utilizando o auxílio de instrumentos topográficos (bússola, teodolito, mira, balisa).

2.4.1- Levantar uma poligonal que engloba toda área do terreno;

2.4.2- Levantar as dimensões perimetrais e os ângulos entre as linhas adjacentes;

2.4.3- A área;

2.4.4- As construções existentes (o terreno não apresentava construções);

2.4.5- As ruas adjacentes;

2.4.6- O croqui de situação com o aparecimento da via de maior importância ou qualquer obra de maior vulto como (igreja, ponte, etc.) do loteamento do bairro.

Tabela 2.2 – Planilha topográfica:

Estação	Ponto visado	Limbo horizontal			Mira	Limbo vertical			nº gerador	Distância (m)
		Grau	Min.	Seg.		Grau	Min.	Seg.		
1	Ré	0	0		2550	90	0	0	1570	157
					1765					
					980					
	1	122	0		1620	90	0	0	760	76
					1240					
					860					
	2	126	6		1700	90	0	0	780	78
					1310					
					920					
	3	134	25		1745	90	0	0	750	75
					1370					
					995					
	4	201	50		1330	90	0	0	950	95
					855					
					380					
	5	202	55		1320	90	0	0	970	97
					835					
					350					
	6	204	5		1320	90	0	0	980	98
					830					
					340					
	7	205	15		1310	90	0	0	1010	101
					805					
					300					
	8	206	35		1290	90	0	0	1030	103
					775					
					260					
	9	207	55		1260	90	0	0	1050	105
					735					
					210					
10	209	25		1280	90	0	0	1060	106	
				750						
				220						
	11	212	45	1350	90	0	0	1080	108	
				810						
				270						

1										
	12	236	0		1370	90	0	0	1080	108
					830					
					290					
	13	241	5		1440	90	0	0	1080	108
					900					
					360					
	14	250	50		1520	90	0	0	1140	114
					950					
					380					
	15	254	5		1560	90	0	0	1200	120
					960					
					360					
	Vante (est.03)	302	40		2930	90	0	0	1640	164
					2110					
				1290						

Estação	Ponto visado	Limbo horizontal			Mira	Limbo vertical			nº gerador	Distância (m)
		Grau	Min.	Seg.		Grau	Min.	Seg.		
2	Ré (est. 3)	0	0		2370	90	0	0	1540	154
					1600					
					830					
	1	136	50		3100	89	30	0	1800	180
					2200					
					1300					
	2	139	10		3240	89	30	0	1890	189
					2295					
					1350					
	3	142	0		3400	89	30	0	1830	183
					2485					
					1570					
	4	159	10		2450	89	30	0	910	91
					1995					
					1540					
5	169	30		2170	89	30	0	740	74	
				1800						
				1430						
Vante (est. 01)	296	10		2350	89	50	0	1550	155	
				1575						
				800						

Estação	Ponto visado	Limbo horizontal			Mira	Limbo vertical			nº gerador	Distância (m)
		Grau	Min.	Seg.		Grau	Min.	Seg.		
3	Ré (est.01)	0	0		3550	89	20	0	1650	165
					2725					
					1900					
	1	86	15		800	90	0	0	710	71
					445					
					90					
	2	93	15		820	90	0	0	660	66
					490					
					160					
	3	116	45		1000	90	0	0	700	70
					650					
					300					
	4	134	0		1000	90	0	0	740	74
					630					
					260					
	5	140	25		960	90	0	0	820	82
					550					
					140					
	6	143	40		990	90	0	0	850	85
					565					
					140					
	7	149	35		1010	90	0	0	900	90
					560					
					110					
	8	155	40		1070	90	0	0	950	95
					595					
					120					
	9	161	55		1140	90	0	0	1000	100
					640					
					140					
10	168	5		1150	90	0	0	1050	105	
				625						
				100						

3	11	174	20		1750	90	0	0	1100	110
					1200					
					650					
	12	180	35		1720	90	0	0	1160	116
					1140					
					560					
	13	186	35		1700	90	0	0	1180	118
					1110					
					520					
	14	193	0		1710	90	0	0	1220	122
					1100					
					490					
	15	199	50		2150	89	30	0	1240	124
					1530					
					910					
	16	205	45		1370	89	50	0	1260	126
					740					
					110					
17	216	10		1650	89	40	0	1300	130	
				1000						
				350						
Vante(est. 02)	301	10		1840	90	0	0	1540	154	
				1070						
				300						

Com esses dados em mãos seguimos o trabalho utilizando a ferramenta AUTO CAD que projetou em escala reduzida a área em questão (Anexo A1 e A2).

2.5- Reconhecimento do subsolo:

O primeiro requisito para se abordar qualquer problema de Mecânica dos Solos consiste num conhecimento tão perfeito quanto possível das condições do subsolo, isto é, no reconhecimento da disposição, natureza e espessura das camadas, assim como das suas características, nível de água e respectiva pressão.

2.6- Anteprojeto:

Com os dados obtidos pelas atividades preliminares realizadas passamos a elaboração dos desenhos esquemáticos como plantas, cortes, elevação.

CAPÍTULO 3

PROJETO DAS

EDIFICAÇÕES

Os seguintes projetos estão apresentados no **anexo A**:

3.1- Projeto de Arquitetura:

*Residência

Planta baixa (anexo A)

Cortes longitudinal e transversal (anexo A)

Fachada (anexo A)

Planta de cobertura (anexo A)

Planta de locação e situação (anexo A)

*Escola

Planta baixa (anexo A)

*Prédio do jardim de infância

Planta baixa (anexo A)

*Ginásio

Planta baixa (anexo A)

*Estação de tratamento de água

Planta baixa (anexo A)

Cortes longitudinal e transversal (anexo A)

Detalhe do sistema de tubos perfurados (anexo A)

Detalhe do poço de adução (anexo A)

Detalhe do filtro de areia (anexo A)

*Estação de tratamento de esgoto

Planta baixa (anexo A)

Corte longitudinal (anexo A)

*Comércio

Planta baixa (anexo A)

3.2- Projeto das Instalações Prediais:

3.2.1- Projeto das Instalações Elétricas:

Consiste em uma previsão escrita da instalação, com todos os seus detalhes, localização dos pontos de utilização da energia elétrica, comandos, trajeto dos condutores, carga de circuito, carga total etc.

A fim de facilitar a execução do projeto e a identificação dos diversos pontos de utilização, lançou-se mão dos símbolos gráficos normalizados pela ABNT.

3.2.1.1- Cargas dos pontos de utilização:

Cada aparelho de utilização consome uma carga específica em watts que o projetista precisa conhecer para elaboração dos cálculos das cargas totais.

3.2.1.2- Fator de Demanda:

Em qualquer instalação elétrica raramente se utilizam todos os pontos de luz ou tomadas de corrente ao mesmo tempo. Sendo assim, esse fator aplicado na potência instalada dará a potência realmente utilizada na residência. O fator de demanda aplicado no projeto foi de 66% referente a uma potência instalada entre 2000 e 3000 Watts.

3.2.1.3- Iluminação:

Em cada cômodo ou dependências de unidades residenciais foram previstos pelo menos um ponto de luz fixo no teto, com 100VA de potência, comandados por interruptor de parede.

3.2.1.4- Tomadas de Uso Geral:

As tomadas foram distribuídas de forma que:

- No banheiro, uma tomada junto ao lavatório;
- Na cozinha, no mínimo uma tomada a cada 3,5m, ou fração de perímetro;
- Nos demais cômodos, se a área for menor a 6m², pelo menos uma tomada; se a área for maior que 6m², pelo menos uma tomada a cada 5m, ou fração de perímetro.

3.2.1.5- Tomadas de Uso Específico:

As tomadas de uso específico são atribuídas à potência nominal do equipamento a ser alimentado. A única tomada de uso especial projetada é a do chuveiro com potencia nominal de 5000W.

3.2.1.6- Divisão das Instalações:

A instalação foi dividida em 5 circuitos de modo que:

- Os circuitos de iluminação fiquem separados dos circuitos de tomadas;
- Cada circuito tem seu próprio condutor neutro;
- Um circuito atenda somente a tomada do chuveiro.

3.2.1.7- Dimensionamento dos Condutores:

Os condutores foram dimensionados pelo método da queda de tensão admissível onde são levadas em conta as quedas percentuais em função das distâncias e potências utilizadas, medidas em watts. A menor seção permitida dos condutores é de 1,5 mm² que foi dimensionada para os circuitos 2 (tomadas da cozinha e banheiro), circuito 3 (luz da cozinha e do banheiro) e circuito 5 (quarto e circulação). O circuito 1 (tomada do chuveiro) obteve uma seção de 4,0 mm² e o circuito 4 (sala e quarto) 2,5 mm².

Os cálculos referentes ao dimensionamento das instalações elétricas estão apresentados no anexo B.

3.2.2- Projeto das Instalações de Água Fria:

3.2.2.1- Dados para projeto

- i) – Sistema de distribuição

O sistema de distribuição previsto foi o indireto sem bombeamento na qual a pressão na rede é suficiente, mas sem continuidade, havendo então, a necessidade de um reservatório superior com alimentação descendente.

ii) – Consumo predial

Para fins de cálculo do consumo residencial diário das casas populares foram estimados 120 litros *per capita*.

iii) – Capacidade do reservatório superior

Foi previsto um reservatório com capacidade de 1000 l, volume suficiente para um dia de consumo.

iv) – Vazão das peças de utilização

Foram dimensionadas para funcionarem mediante certa vazão segundo os pesos referentes a cada peça.

3.2.2.2- Dimensionamento dos encanamentos

Todas as tubulações das instalações prediais de água fria são direcionadas para funcionar como condutos forçados.

Os cálculos referentes ao dimensionamento da instalação de água fria estão apresentados no anexo B.

3.2.3- Projeto das Instalações de Esgoto Sanitário

A Norma Brasileira 19 da ABNT que rege as instalações prediais de esgotos sanitários estabelece requisitos mínimos a serem obedecidos na elaboração do projeto, na execução e no recebimento das instalações prediais dos esgotos sanitários, para que sejam satisfeitas as condições necessárias de higiene, segurança, economia e conforto dos usuários.

3.2.3.1- Localização dos Aparelhos

De acordo com a planta de arquitetura, foram instalados os aparelhos, obedecendo à funcionalidade, estética e economia.

3.2.3.2- Ramais de Descarga

Os diâmetros mínimos dos ramais de esgoto estão fixados em tabela e a declividade mínima nos trechos horizontais é de 2% se o diâmetro nominal é menor ou igual a 75mm e 1% se, iguais e maiores a 100mm.

3.2.3.3- Ramais de Esgoto

Os ramais provenientes de vasos e pias de despejo serão sempre canalizações primárias, ou seja tubulações com presença de gases.

3.2.3.4- Coletor Predial

Deve, sempre que possível, ser construído em área não edificada; quando isso não for possível, as caixas de inspeção situar-se-ão em áreas livres. O coletor apresenta um traçado retilíneo e em sua mudança de direção foi instalada uma caixa de inspeção.

O coletor dimensionado é de PVC com diâmetro nominal DN 100mm com declividade de 1%.

3.2.3.5- Caixas de Gordura

Em todas construções em que houver despejos gordurosos (pia de cozinha) é obrigatória à instalação de caixas de gordura feita de concreto, com diâmetro de 30 cm, fechadas hermeticamente com tampa removível.

3.2.3.6- Caixas de Inspeção

Foi dimensionada para uma profundidade de 80 cm e diâmetro de 60 cm, com tampa de fácil remoção e que promove perfeita vedação. O fundo da caixa é constituído de

mecanismos que asseguram o rápido escoamento evitando a formação de depósitos.

Os cálculos referentes ao dimensionamento da instalação de esgoto estão apresentados no anexo B.

3.2.3.7- Ventilação

O tubo de ventilação deve ter: diâmetro uniforme (40 mm), a extremidade inferior ligada a um subcoletor ou ramal de esgoto ou de descarga. A extremidade superior deve estar situada acima da cobertura da casa a uma distancia de no mínimo 30 cm.

CAPÍTULO 4

PROJETO DO SISTEMA

DE ABASTECIMENTO

DE ÁGUA

4.1- Generalidades:

Sistema de abastecimento de água é o conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável a uma comunidade para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outros usos. Essa água fornecida pelo sistema deverá ser, em quantidade suficiente e da melhor qualidade, do ponto de vista físico, químico e bacteriológico.

4.2- Captação de água subterrânea:

Na análise das obras de captação de água deverá ser levado em consideração o manancial a ser aproveitado na implantação do sistema de abastecimento de água.

Após o lençol freático, geralmente se encontram camadas de terreno impermeável, quase sempre argilosas, que contêm entre elas camadas aquíferas, denominadas lençol profundo ou artesiano. Por se encontrar no Aquífero São Tomé I, a captação de água será feita a 50 metros de profundidade por meio de um poço tubular típico de formação sedimentar (anexo A19).

Os poços tubulares são de um modo geral revestidos internamente com tubos de PVC geomecânico reforçado, a fim de evitar a entrada de água indesejável e não permitir o desmoronamento de camadas instáveis de terreno que foram atravessadas com a perfuração. Após a instalação do revestimento do poço é aplicado cascalho de quartzo com granulometria apropriada em torno do filtro, o cascalho aumenta o diâmetro efetivo do poço atuando como *pré-filtro*. Outro procedimento importante a ser executado é a cimentação do poço que consiste em fixar o revestimento e formar um envoltório protetor ao redor do tubo.

4.3- Projeto da Estação de Tratamento de Água:

A estação clássica efetua o tratamento convencional em compartimentos separados uns dos outros. A estação projetada apresenta, portanto, *misturadores rápidos*, *floculadores*, *decantadores* e *filtros*. Para isso, a vazão de dimensionamento utilizada para fins de cálculo foi de 4,86 l/s.

4.3.1- Misturadores Rápidos

Nesta etapa a água afluyente do tanque de armazenamento passa por um vertedouro retangular onde será possível aproveitar a queda d'água resultante para promover a mistura rápida. Essa mistura é realizada em um volume de 0,027 m³ com tempo de detenção correspondente a 1,12s.

Para que a mistura seja feita de modo mais uniforme possível, o floculante deve ser aplicado ao longo de toda queda d'água.

4.3.2- Floculadores

Foi dimensionado floculadores hidráulicos, tipo chicanas horizontais, pois são bastante difundidos em Estações de médio e pequeno porte. Neste tipo de floculador a agitação é assegurada pela passagem da água em tratamento por sucessivas mudanças horizontais de direção.

Seu dimensionamento foi feito através do cálculo dos gradientes de velocidade e tempos de detenção em seus diversos compartimentos, de acordo com o que preceitua a NBR 12216.

4.3.3- Decantadores

Após sair do floculador, espera-se que praticamente toda a matéria em suspensão existente na água bruta esteja aglutinada entre si constituindo o que se chama de *flocos*.

Da mesma forma, espera-se que esses flocos tenham adquiridos tamanho e pesos suficientes para que possam ser separados da água em tratamento através da decantação.

O dimensionamento foi feito através do cálculo da área do tanque de decantação levando em consideração a velocidade de sedimentação, tempo de esgotamento do lodo, de acordo com o que preceitua a NBR 12216.

4.3.4- Filtros

A água decantada é conduzida por calhas até os filtros rápidos de fluxo descendente que foram dimensionados com camadas de filtração com areia fina e média além de obter fundo com sistema de tubulações perfuradas. A granulometria do material e os demais parâmetros necessários estão de acordo com a NBR 12216.

4.4- Dimensionamento do Reservatório de Distribuição:

São unidades destinadas a compensar as variações horárias de vazão e garantir a alimentação da rede de distribuição em casos de emergência, fornecendo também os níveis necessários à manutenção e pressões na rede.

O projeto de abastecimento público de água do Conjunto Habitacional apresenta dois tipos de reservatórios: enterrado (cisterna) e elevado.

Os reservatórios serão construídos de concreto armado e foram dimensionados para atender as seguintes condições:

- i) -funcionar como volantes da distribuição, atendendo à variação horária do consumo (volume útil);
- ii) -assegurar uma reserva de água para combate a incêndios;
- iii) -manter uma reserva para atender as condições de emergência;
- iv) -manutenção de pressões na rede distribuidora.

4.5- Dimensionamento da Rede de Distribuição:

Unidade do sistema que conduz a água para os pontos de consumo. É constituída por um conjunto de tubulações e peças especiais dispostas convenientemente, a fim de garantir o abastecimento dos consumidores de forma contínua nas quantidades e pressão recomendadas.

4.5.1- Aplicação do método de Hardy Cross ao cálculo das redes malhadas

O método de Cross é um processo iterativo de tentativas diretas; os ajustamentos feitos sobre os valores previamente admitidos ou adotados são computados e portanto, controlados. Nessas condições, a convergência dos erros é rápida,

obtendo-se quase sempre uma precisão satisfatória nos resultados, após três tentativas apenas.

Para a sua aplicação ao estudo das grandes redes, sempre que houver conveniência, as cidades poderão ser divididas em setores. Além disso, pode-se reduzir as redes hidráulicas aos seus elementos principais, de vez que as canalizações secundárias resultam da imposição de certas condições mínimas (diâmetro, velocidade ou perda de carga).

O método se aplica ao dimensionamento dos condutos principais dispostos em anéis ou circuitos fechados, no quais se estabelecem os pontos (nós) onde se supõem concentradas as demandas das suas áreas circundantes (vazões concentradas nos nós). Essas áreas parciais dos setores, correspondentes a cada um dos nós estabelecidos.

A vazão de carregamento de um nó é determinada pelas seguintes expressões:

$$Q = (P \times q \times k_1 \times k_2)/86400$$

Q= vazão total do setor (l/s);

P= nº de habitantes;

q= consumo por dia;

K1= coeficiente relativo aos dias de maior consumo;

K2= coeficiente correspondente à hora de maior demanda;

Para realizar o dimensionamento da rede foram executadas as seguintes fases:

i) -*Considerações gerais.* O método do Cross não se destina ao estudo das redes , tipicamente ramificadas. Ao contrário, está intimamente ligado a concepção dos sistemas com a distribuição por anéis, que se caracteriza por uma flexibilidade muito maior.

ii) -*Traçado dos anéis*. No traçado dos anéis ou circuitos, procurou-se ter em vista uma boa distribuição com relação às áreas a serem abastecidas e aos seus consumos.

iii) -*Anotações nos trechos*. Foram medidas as distâncias entre os nós e marcadas as quantidades de água a serem supridas e também o sentido imaginado para o escoamento nos diversos trechos. Esse sentido será verificado ou corrigido com a análise.

iv) -*Condições a que devem satisfazer as canalizações*. Foi fixada como condição básica ao dimensionamento a perda de carga unitária máxima de 8 m/km, tolerada na rede;

v) -*Cálculos*. Os elementos mencionados nos itens anteriores permitem a organização de um quadro de cálculo que está representado na tabela 4.1.

Tabela 4.1
Quadro Resumo da Malha de Distribuição de Água

Anel	Trecho	D(mm)	L(m)	Q(l/s)	J(m/m)	h_{f_0}	$1,85h_{f_0}/Q_{0_0}$	Δ	Q_{corr}
1	OP	75	40,6	-0,3	0,000104	-0,00421645	0,0260014659	0	-0,3
	PS	75	137,5	0,3	0,000104	0,014279862	0,088059152	0	0,3
	SR	75	44,3	1,07	0,001092	0,04836272	0,083617787	0	1,07
	RO	75	120,2	0,9	0,000793	0,095279642	0,195852597	0	0,9
2	ON	75	70,6	1,05	0,001054	0,074430667	0,131139746	0	1,05
	NM	75	40,6	-1,03	0,001017	-0,04130683	0,0741918855	0	-1,03
	MP	75	70,6	-0,3	0,000104	-0,00733206	0,0452143718	0	-0,3
	PO	75	40,6	0,3	0,000104	0,00421645	0,026001466	0	0,3
3	PQ	75	41,5	-1,1	0,001149	-0,04768388	0,0801956132	0	-1,1
	QT	75	155,5	1,1	0,001149	0,178670917	0,300491997	0	1,1
	TS	75	46,1	0,94	0,000859	0,039603581	0,077943218	0	0,94
	SP	75	137,5	-0,3	0,000104	-0,01427986	0,0880591519	0	-0,3
4	QA	100	28,6	-2,42	0,001217	-0,03481127	0,0266119182	0	-2,42
	AB	75	14,1	2,44	0,001236	0,017425516	0,013211969	0	2,44
	BV	75	143,7	0,26	0,000080	0,01145261	0,081489724	0	0,26
	VT	75	43,5	0,04	0,000002	0,00010865	0,005025265	0	0,04
	TQ	75	155,5	-1,1	0,001149	-0,17867092	0,3004919966	0	-1,1
	BA	75	14,1	-2,44	0,001236	-0,01742552	0,0132119692	0	-2,44

	AQ	100	28,6	2,42	0,001217	0,03481126	0,026611918	0	2,42
5	QP	75	41,5	1,1	0,001149	0,04768387	0,080195613	0	1,1
	PM	75	70,6	0,3	0,000104	0,00733206	0,045214372	0	0,3
	ML	75	79,7	-0,77	0,000594	-0,04733836	0,1137350103	0	-0,77
	LJ	75	20,2	-0,86	0,000729	-0,01472043	0,0316660422	0	-0,86
	JB	75	118,1	-1,34	0,001655	-0,19549731	0,2699029988	0	-1,34
6	BC	75	41,3	0,68	0,000472	0,01949119	0,053027525	0	0,68
	CX	75	97,5	0,14	0,000025	0,002472228	0,032668725	0	0,14
	XV	75	62,5	0	0,000000	0	0	0	0
	VB	75	143,7	-0,26	0,000080	-0,01145261	0,0814897241	0	-0,26
7	BJ	75	118,1	1,34	0,001655	0,19549737	0,269902999	0	1,34
	JI	75	41,9	0,32	0,000117	0,0049033	0,028347205	0	0,32
	IC	75	118,1	0	0,000000	0	0	0	0
	CB	75	41,3	-0,68	0,000472	-0,01949120	0,0530275255	0	-0,68
8	CI	75	118,1	0	0,000000	0	0	0	0
	IH	75	41,4	0,16	0,000032	0,001343907	0,015538928	0	0,16
	HD	75	118,1	0	0,000000	0	0	0	0
	DC	75	43	-0,38	0,000161	-0,00691537	0,0336669091	0	-0,38
9	DH	75	118,1	0	0,000000	0	0	0	0
	HG	75	65,6	0	0,000000	0	0	0	0
	GF	75	98,9	-0,11	0,000016	-0,00160517	0,0269959620	0	-0,11
	FE	75	27,2	-0,22	0,000059	-0,00159147	0,0133827978	0	-0,22
	ED	75	47	-0,33	0,000124	-0,00582231	0,0326402473	0	-0,33

$$\Sigma h_{f0} = 0,147 \quad \Sigma 1,85h_{f0}/Q_0 = 2,864 \quad \Delta = 0,147/2,864 = 0,05138350$$

Calculado o quadro, verificou-se a velocidade e então foi constatado que esta não atendia às especificações da Norma 12218 / 1994 que recomenda velocidade máxima de 0,6m/s. Por isso, a seguir apresenta-se um outro método de cálculo visando um dimensionamento de acordo com a Norma.

4.5.2- Método das Redes ramificadas

Utilizadas geralmente para pequenas redes de distribuição e consiste em tubulações que divergem de um ponto inicial e onde se pode estabelecer um sentido de escoamento. Este sentido já é determinado pela própria configuração da rede, assim as vazões da rede decorrem da simples acumulação de jusante pra montante, definindo também os diâmetros em função da velocidade econômica.

O Sistema ramificado é mais viável em pequenas redes de distribuição como no caso do referido conjunto habitacional.

Tabela 4.2

Quadro de resumo da rede ramificada de água

TRECHO	Q (l/dia)	Q (m3/s)	J (m/m)	C	D (m)	D(mm)	V(m/s)
OR	14688	0,00017	0,008	140	0,025	25	0,4
SP	14688	0,00017	0,008	140	0,025	25	0,4
QT	17280	0,0002	0,008	140	0,026	26	0,4
BV	19008	0,00022	0,008	140	0,027	27	0,4
CX	12096	0,00014	0,008	140	0,023	23	0,3
ON	179712	0,00208	0,008	140	0,064	64	0,6
PM	3456	0,00004	0,008	140	0,014	14	0,3
BJ	13824	0,00016	0,008	140	0,024	24	0,4
CI	13824	0,00016	0,008	140	0,024	24	0,4
DH	13824	0,00016	0,008	140	0,024	24	0,4
JL	7776	0,00009	0,008	140	0,019	19	0,3
PO	207360	0,0024	0,008	140	0,068	68	0,7
QP	242784	0,00281	0,008	140	0,072	72	0,7
AQ	279072	0,00323	0,008	140	0,076	76	0,7
AB	140832	0,00163	0,008	140	0,059	59	0,6
BC	86400	0,001	0,008	140	0,049	49	0,5
CD	46656	0,00054	0,008	140	0,038	38	0,5
DE	28512	0,00033	0,008	140	0,032	32	0,4
EF	19008	0,00022	0,008	140	0,027	27	0,4
FG	9504	0,00011	0,008	140	0,021	21	0,3
RsA	419904	0,00486	0,008	140	0,089	89	0,8

4.5.3- Cuidados operacionais com a rede de distribuição

O sistema de distribuição de água deve ser projetado e construído para funcionar, durante todo o tempo, com a pressão adequada em qualquer ponto da rede.

A segurança oferecida pela água deve ser mantida em toda a rede, sem alteração de qualidade.

O sistema deve incluir registros e dispositivos de descarga em todos os pontos convenientes para possibilitar reparos e descargas, sempre que houver necessidade, sem interrupções prejudiciais para o abastecimento.

O sistema deve estar protegido contra poluição externa, os reservatórios devem ser cobertos e deve ser evitada qualquer possibilidade de introdução de água de qualidade inferior na rede.

As perdas nas canalizações foram limitadas em 8 m/km segundo a NBR 12218.

A rede foi planejada para assegurar uma boa circulação da água, tolerando-se um número mínimo de trechos secos.

A rede deve ser mantida em condições sanitárias, evitando-se todas as possibilidades de contaminação durante a execução de reparos, substituições, remanejamentos e prolongamentos.

As canalizações de água potável devem ser assentadas em valas situadas a 3 m dos esgotos. Nos cruzamentos, a distância vertical é de 1,80 m.

4.6- Modo correto do tratamento de água:

O tratamento deve ser feito duas vezes por dia uma pela parte da manhã outra à tarde;

Deve durar no máximo 2h e 30min, ou seja, duas horas para encher a cisterna e a caixa d'água e 30min para regular as canaletas;

É necessário que haja o descanso da água para que a mesma entre em processo de decantação;

As torneiras de alumínio e de cal não devem ser totalmente abertas.

CAPÍTULO 5

PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO

5.1- Aspectos Sanitários:

A implantação de um sistema público de abastecimento de água gera a necessidade de coleta, afastamento e disposição final das águas servidas, sendo esses últimos aspectos, juntamente com o primeiro, serviços de infra-estrutura indispensáveis a toda comunidade civilizada.

Nas cidades beneficiadas por um sistema público de abastecimento de água e ainda carentes de sistema de esgoto sanitário, as águas servidas acabam poluindo o solo, contaminando as águas superficiais e freáticas e freqüentemente passam a escoar pelas valas e sarjetas, constituindo-se em perigosos focos de disseminação de doenças.

Na comunidade do Matadouro verifica-se um quadro de insalubridade generalizada, que pode ser verificada pela distribuição de água para somente 33.3% da população, pela falta de esgotamento sanitário em todas as casas, onde a solução encontrada pelos moradores foi de lançar esses efluentes no Rio bem como o lixo residencial, gerando dessa forma um ambiente propício para a proliferação de vetores intra-domiciliares, juntamente com a incidência de animais no periodomicílio.

Deste modo, a ausência de serviços públicos de limpeza contribui para a degradação de esgotos e resíduos sólidos de diferentes origens. A matéria orgânica, oriunda desses despejos, que é acumulada nas margens do rio constitui o hábitat de vetores encontrados na comunidade, que podem atuar como disseminadores de enteroparasitoses.

Para evitar que esses efluentes se tornem em uma perigosa fonte de degradação do meio- ambiente e proliferação de doenças, há que se fazer um sistema de esgoto sanitário.

5.2- Tipo de Sistema adotado:

O sistema de esgoto adotado foi o separador absoluto que se baseia em dois sistemas distintos de canalizações, um exclusivo para esgoto sanitário e outro destinado às águas pluviais.

No Brasil, geralmente, adota-se este sistema, pois apresenta vantagens como:

- i) -Canalizações, de dimensões menores, favorecem o emprego de manilhas cerâmicas e de outros materiais (concreto, PVC, fibra de vidro), facilitando a execução e reduzindo custos e prazos de construção.
- ii) -Dentro de um planejamento Integrado, é possível a execução das obras por partes, construindo-se e estendendo-se, primeiramente, a rede de maior importância para a comunidade acarretando um investimento inicial menor.
- iii) -O afastamento das águas pluviais é facilitado, admitindo-se lançamentos múltiplos em locais mais próximos e aproveitando o escoamento nas sarjetas.
- iv) -As condições para o tratamento do esgoto são melhoradas, evitando-se a poluição das águas receptoras por ocasião das extravasões que se verificam nos períodos de chuvas intensas.

5.3- Dimensionamento da Rede coletora de Esgoto:

5.3.1-Traçado da Rede Coletora

A planta do terreno com suas características topográficas, com a indicação das edificações e o curso d'água existente foi utilizada como primeiro instrumento para avaliação do melhor traçado.

Sobre essa planta foi indicada a área a ser esgotada bem como os pontos de contribuições singulares significativas (escola).

Seguindo o traçado das ruas foram indicados os trechos dos coletores e seu sentido de escoamento, limitando-os com os órgãos acessórios (poços de visita e inspeção) adequados a cada situação, respeitando a distância máxima entre eles (100m).

Em cada PV ou PI foi representada as canaletas de fundo necessárias para o escoamento, podendo ter várias entradas, mas uma única saída. Essa indicação das canaletas é que define o traçado decidido no projeto. Em seguida devem ser identificados os coletores e seus respectivos trechos, recebendo o número 1 o coletor principal, o de maior extensão na bacia. Os outros coletores recebem números seqüenciais na mesma ordem em que chegam ao coletor principal. Os trechos dos coletores também recebem numeração seqüencial crescente de montante para jusante.

5.3.2- Cálculo das vazões de dimensionamento

Uma vez decidido o caminhamento da rede conforme o descrito acima, cabe agora o cálculo das vazões específicas dos trechos que devem ser calculadas a partir das contribuições de esgoto provenientes das edificações (esgoto doméstico).

$$Tx = \frac{C \cdot d \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400 \cdot L}$$

Tx = taxa de contribuição linear;

C = coeficiente de retorno;

D = nº de habitantes;

q = contribuição máxima diária de esgoto;

K₁= coeficiente relativo aos dias de maior consumo;

K₂= coeficiente correspondente à hora de maior demanda;

L = comprimento da rede coletora.

Feito os cálculos chegou-se a uma taxa de 0,0052 l/s.m de contribuição, sendo assim tal valor será usado no dimensionamento da rede coletora que está apresentada na tabela 5.1 e 5.2.

Foi adotada uma única taxa de contribuição de esgoto, pois, toda área do Conjunto Habitacional será ocupada dispensando então, o uso de uma taxa futura maior que a atual para fins de cálculo.

5.3.3- Critérios de projeto das canalizações

i) – Seção molhada dos condutos: os coletores foram projetados para funcionarem como canais livres e para trabalharem, no máximo, com uma lâmina de água igual a $0,75d_0$, destinando-se a parte superior do tubo à ventilação do sistema e às imprevisões e flutuações excepcionais de nível.

ii) – Diâmetro mínimo: é estabelecido de acordo com as condições locais. A NBR 9649 (NB 567) de 1986 da ABNT admite o diâmetro mínimo DN 100.

iii) – Profundidade: recomenda-se como profundidade mínima 1,5m para possibilitar as ligações prediais e proteger os tubos contra cargas externas. A profundidade máxima relaciona-se com a economia do sistema, tendo-se em vista as condições de execução e manutenção da rede pública e dos coletores prediais.

iv) – Velocidade crítica e velocidade máxima: a norma vigente citada acima, estabelece que quando a velocidade final é superior à velocidade crítica, a lâmina de água máxima deve ser reduzida para $0,5d_0$.

v) – Vazão mínima: a norma recomenda que, em qualquer trecho, o menor valor de vazão a ser utilizado nos cálculos é 1,5l/s, correspondente ao pico instantâneo decorrente de descarga de vaso unitário.

O projeto da malha de esgoto está apresentado no anexo A26 e a memória de cálculo no anexo B.

Tabela 5.1

Quadro resumo da malha de esgoto

Trecho	Extensão (m)	Contrib. (l/s)	Q.mont. (l/s)	Q.jusan. (l/s)	Io (m/m)	Diâmetro adotado (m)
1.1	60,10	0,1863	0,0000	0,19	0,0045	100
2.1	91,20	0,2827	0,0000	0,28	0,0045	100
3.1	68,75	0,2131	0,0000	0,21	0,0045	100
4.1	91,20	0,2827	0,0000	0,28	0,0045	100
5.1	77,75	0,2410	0,0000	0,24	0,0045	100
6.1	71,85	0,2227	0,0000	0,22	0,0045	100
7.1	59,05	0,1831	0,0000	0,18	0,0045	100
8.1	97,50	0,3023	0,0000	0,30	0,0045	100
9.1	59,05	0,1831	0,0000	0,18	0,0045	100
10.1	59,05	0,1831	0,0000	0,18	0,0045	100
1.2	60,10	0,1863	0,1863	0,37	0,0045	100
3.2	68,75	0,2131	0,2131	0,43	0,0045	100
5.2	77,75	0,2410	0,2410	0,48	0,0045	100
6.2	71,85	0,2227	0,2227	0,45	0,0045	100
7.2	59,05	0,1831	0,1831	0,37	0,0045	100
9.2	59,05	0,1831	0,1831	0,37	0,0045	100
10.2	59,05	0,1831	0,1831	0,37	0,0045	100
1.3	40,60	0,1259	0,6553	0,78	0,0045	100
1.4	41,50	0,1287	1,3643	1,49	0,0045	100
1.5	42,10	0,1305	1,8464	1,98	0,0040	100
1.6	41,30	0,1280	2,6579	2,79	0,0034	150
1.7	43,00	0,1333	3,3263	3,46	0,0031	150
1.8	47,00	0,1457	3,6924	3,84	0,0029	150
1.9	27,20	0,0843	3,6924	3,78	0,0029	150

Tabela 5.2

Quadro resumo da malha de esgoto

Cota terreno (m)		Cota do coletor		Prof. do coletor		Prof.	Qp	Q/Qp	(Y/D)	Vf
mont.	jusan.	mont.	jusan.	mont.	jusan.	PV (m)				(m/s)
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	2,0	0,0035	0,0534	0,16	0,19
6,00	6,00	4,5	4,1	1,5	1,9	2,0	0,0035	0,0811	0,2	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	2,1	0,0035	0,0611	0,17	0,19
6,00	6,00	4,5	4,1	1,5	1,9	2,0	0,0035	0,0811	0,2	0,19
6,00	6,00	4,5	4,1	1,5	1,9	2,2	0,0035	0,0691	0,18	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	2,2	0,0035	0,0639	0,18	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	2,0	0,0035	0,0525	0,16	0,19
6,00	6,00	4,5	4,1	1,5	1,9	2,0	0,0035	0,0867	0,2	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	2,0	0,0035	0,0525	0,16	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	2,0	0,0035	0,0525	0,16	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	1,7	0,0035	0,1069	0,23	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	1,8	0,0035	0,1223	0,24	0,19
6,00	6,00	4,5	4,1	1,5	1,9	1,9	0,0035	0,1383	0,26	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	1,8	0,0035	0,1278	0,25	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	1,8	0,0035	0,1050	0,22	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	1,8	0,0035	0,1050	0,22	0,19
6,00	6,00	4,5	4,2	1,5	1,8	1,8	0,0035	0,1050	0,22	0,19
6,00	6,00	4,5	4,3	1,5	1,7	1,7	0,0035	0,2241	0,33	0,19
6,00	6,00	4,5	4,3	1,5	1,7	1,7	0,0035	0,4282	0,46	0,19
6,00	6,00	4,5	4,3	1,5	1,7	1,6	0,0033	0,6051	0,57	0,19
6,00	6,00	4,5	4,4	1,5	1,6	1,6	0,0089	0,3135	0,39	0,16
6,00	6,00	4,5	4,4	1,5	1,6	1,6	0,0084	0,4096	0,45	0,20
6,00	6,00	4,5	4,4	1,5	1,6	1,6	0,0082	0,4657	0,48	0,22
6,00	6,00	4,5	4,4	1,5	1,6	1,6	0,0083	0,4565	0,48	0,21

5.4- Projeto da Estação de Tratamento de Esgoto:

O lançamento de esgoto sanitário sem prévio tratamento , num determinado corpo d'água, pode causar a deterioração da qualidade dessa água, que passaria, então, a ser uma ameaça à saúde da população.

Visando em um planejamento otimizado e em consonância com o órgão ambiental responsável, a resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) torna obrigatório o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) e o Relatório de Impacto Ambiental (RIMA). Dessa forma torna-se relevante à qualidade da água residuária da ETE a ser lançado em um corpo hídrico.

Nos estudos preliminares, o quesito qualidade das águas residuárias foi abordado da seguinte maneira:

Primeiramente, precisávamos definir qual seria o nível de tratamento que melhor se adequa as necessidades do conjunto habitacional e ao meio-ambiente. Como o destino final do efluente tratado será o Rio Paraíba do Sul, que possui portanto elevada capacidade de depuração, decidimos por um nível de tratamento secundário pois nesse nível garantimos a remoção de matéria orgânica e eventualmente nutrientes (Nitrogênio e Fósforo). Os outros fatores relevantes são: os custos de construção, sustentabilidade, simplicidade e custos operacionais.

A solução adotada foi Filtro Anaeróbio de Fluxo Ascendente (FAFA) que dentre várias características este possui satisfatória eficiência na remoção de DBO, baixa custo de implantação e operação, construção simples, não necessita de energia elétrica, sua limpeza pode ser feita com pouca frequência (meses ou anos).

5.4.1- Dimensionamento da grade e do canal de acesso:

O dimensionamento da grade é feito com base na vazão máxima. A largura do canal de acesso é uma consequência do número de barras calculado e do espaçamento entre as barras.

5.4.2- Dimensionamento do Medidor Parshall e da Caixa de Areia:

O dimensionamento da caixa de areia depende do valor de Y , que por sua vez depende da altura de água a montante do medidor de vazão. Portanto, o primeiro passo é determinar essa altura e posteriormente o valor do degrau Z . Deve-se escolher antes o tamanho do medidor de acordo com a faixa de vazão.

Com a escolha do medidor de vazão definida procede-se então, a verificação dos valores de velocidade na caixa de areia e o cálculo de suas dimensões.

5.4.3- Dimensionamento da Fossa Séptica de Câmara Úmida:

Para atender sistemas individuais tais como residências ou condomínios isolados, há opção de se utilizar fossas sépticas, também chamadas de decanto-digestores. O efluente das fossas será lançado no filtro anaeróbio antes da disposição final.

As fossas sépticas consistem geralmente de uma câmara, cuja função é permitir a sedimentação, o armazenamento de sólidos sedimentáveis (lodo) e a sua digestão, que ocorre em ambiente anaeróbio.

O volume total da fossa é a somatória dos volumes de sedimentação, digestão e de armazenamento de lodo.

No interior da fossa, flotando na superfície do líquido, forma-se uma camada de espuma constituída de gorduras e substâncias graxas, misturada a gases oriundos da decomposição anaeróbia. Por esse motivo, é importante que a saída da fossa seja dotada de defletores ou que a mesma seja feita num nível abaixo da superfície, evitando-se que a espuma saia junto com o efluente.

5.4.4- Dimensionamento do Filtro Anaeróbio de Fluxo Ascendente (FAFA):

Trata-se de um tanque que pode ter a forma cilíndrica ou prismática de seção retangular ou quadrada, dotado de um fundo falso perfurado. O efluente da fossa séptica entra por esse fundo falso, atravessa os furos da laje que sustenta o material de enchimento. Esse enchimento será feito de pedra britada.

O sistema de fossas sépticas seguidas de filtros anaeróbios tem sido amplamente utilizado em nosso meio rural e em comunidades de pequeno porte. A fossa séptica (usualmente do tipo tanque Imhoff) remove a maior parte dos sólidos em suspensão, os quais sedimentam e sofrem o processo de digestão anaeróbia no fundo do tanque. A matéria orgânica efluente da fossa séptica se dirige ao filtro anaeróbio no fundo do tanque onde ocorre a sua remoção também em condições anaeróbias.

No filtro anaeróbio a biomassa cresce aderida a um meio suporte, por onde o efluente passa em fluxo ascendente (de baixo para cima) preenchendo todos os vazios e saindo na parte superior numa calha. A carga de DBO aplicada por unidade de volume é bastante elevada, o que garante as condições anaeróbias e repercute na redução de volume do reator.

A eficiência do sistema fossa-filtro é usualmente inferior à dos processos aeróbios, embora seja na maior parte das situações suficiente. O sistema tem sido amplamente utilizado para pequenas populações.

A produção de lodo nos sistemas anaeróbios é bem baixa. O lodo já sai estabilizado, podendo ser dirigido diretamente para um leito de secagem.

Por ser anaeróbio sempre há o risco de geração de odores. No entanto, procedimentos de projeto e operacionais podem contribuir para reduzir estes riscos.

A memória de cálculo esta apresentada no anexo B.

5.5- Disposição Final do Efluente:

Dentro de uma visão prática, pode-se considerar que a capacidade que um corpo d'água tem de assimilar os despejos, sem apresentar problemas do ponto de vista ambiental, é um recurso natural que pode ser explorado. Esta visão realística é de grande importância em nossas condições, em que a carência de recursos justifica que se utilize os cursos d'água como complementação dos processos que ocorrem no tratamento de esgoto (desde que feito dentro de critérios técnicos seguros e bem definidos).

Desta forma, a capacidade de assimilação do corpo d'água pode ser utilizada até um ponto aceitável e não prejudicial, não sendo admitido o lançamento de cargas poluidoras acima deste limite.

Com a intenção de lançar efluente tratado proveniente de esgoto doméstico e com baixa carga poluidora foi verificado as condições de escoamento e de utilização do canal Vila da Rainha que passa ao lado do conjunto habitacional projetado.

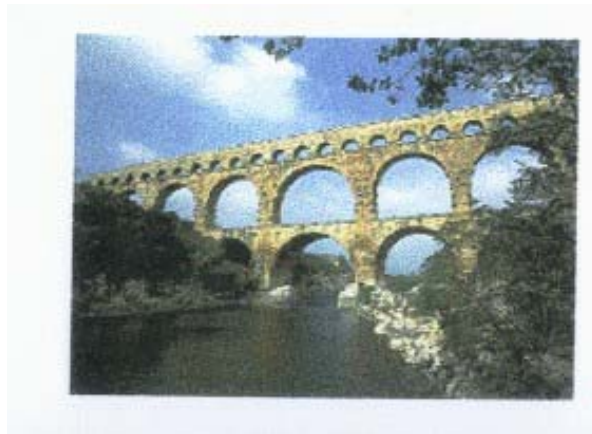
Essa verificação foi possível por meio de saídas de campo ao local onde após percorrer todo trecho do canal não foi observado nenhum tipo de abastecimento urbano ou rural pelas águas oriundas do canal. Este canal deságua no canal do Peru que por sua vez deságua no Rio Paraíba do Sul, comprovando a hipótese inicial de que o Rio é capaz de assimilar a carga fornecida pela estação de tratamento de esgoto do condomínio.

CAPÍTULO 6

EPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

6.1- Histórico:

O solo como material de construção tem sido utilizado há pelo menos dez mil anos, sendo registrado em culturas antigas como a grega e a romana. Algumas destas obras resistem ao tempo, conservando sua qualidade estética e principalmente, sua qualidade estrutural.



No Brasil, cidades como Ouro Preto, Diamantina e Paraty tem em comum quatro séculos de história que testemunham o uso intensivo da taipa-de-pilão, do adobe, e da taipa-de-sopapo ou pau-a-pique.

Os métodos de construção utilizando solo foram intensamente utilizados até 1845, quando surgiu um novo material, o cimento Portland. A partir de meados do século XIX, o solo começou a ser visto como material de segunda categoria e passou a ser utilizado, quase que unicamente, em áreas rurais.

6.2- Material de Construção Alternativo:

Em termos de formulação de novos materiais e produtos alternativos para a habitação de interesse popular, estão em andamento estudos para reaproveitamento de fibras vegetais em telhas, reciclagem de cinzas de termoelétricas em blocos e concretos, aproveitamento do entulho da construção civil, introdução de resíduos da indústria calçadista na produção de gesso, entre outros. Vários desses produtos já estão sendo experimentados e demonstrados em protótipos da habitação de interesse social, que estão sendo construídos em diferentes cidades brasileiras.

Desenvolvidos em diversas áreas do conhecimento, esse produtos buscam soluções para o problema habitacional brasileiro e a modernização do setor de construção civil, especialmente aquele voltado para as construções de moradias destinadas às populações de baixa renda.

6.3- Tijolo de Solo-cimento:

Inspirado nas possibilidades técnicas e econômicas dos antigos métodos o Professor da COPPE/UFRJ, Francisco Casanova, aperfeiçoou uma técnica de construção batizada de solo-cimento, capaz de diminuir o custo de construção de uma casa em até 50%. A mais recente experiência com este sistema de construção vem sendo realizada na favela do Rato Molhado, na baixada fluminense.



Figura 6.2

Os tijolos de solo-cimento por apresentarem boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade, são utilizados em alvenaria de habitações e outras edificações. Utilizando como matéria-prima o solo (material abundante na natureza), cimento (produto de fabricação nacional) e água, o tijolo é produzido por prensagem. Sua produção dependerá basicamente da existência, na região, de solo adequado. O solo adequado para a produção dos tijolos de solo-cimento deverá possuir quantidade de areia entre 50 e 80%, e estar isento de matéria orgânica (raízes, folhas, etc.).

6.4- Vantagem Econômica:

“A grande economia gerada pelo solo estabilizado reside no ganho de tempo. A obra leva metade do tempo para ser finalizada em relação à alvenaria convencional”., afirma o Prof. Casanova. Uma casa de 50m², utilizando métodos comuns, por exemplo, leva 60 dias para ficar pronta. Se fosse construída utilizando a técnica do solo-cimento, levaria apenas 40 dias. Se, na obra convencional, são utilizados os serviços de um pedreiro e dois serventes a R\$100,00 por dia, a economia é de, no mínimo, R\$ 2 mil, ou seja, 33% só em mão-de-obra. Segundo o pesquisador, o solo-cimento tem como vantagens adicionais oferecer um conforto térmico e acústico muito superior ao das construções convencionais e o local da obra fica mais organizado pois há menor quantidade de entulho.

Outro fator que torna este tipo de tijolo barato é a economia de energia na sua produção. Para cada mil tijolos de argila queimada (o tijolo tradicional) é necessário 1m³ de madeira em sua produção, o que equivale mais ou menos a seis árvores de porte médio. No caso do tijolo de solo cimento, o custo do frete também pode ser eliminado, pois o solo do próprio local da obra pode ser utilizado na confecção dos tijolos. Outra vantagem é que, ao contrário dos tijolos de argila queimada, que quando quebram não podem ser reaproveitados, os de solo-cimento podem ser moídos e prensados novamente.

6.5- Etapas de Montagem da Alvenaria Estrutural:



figura 6.3 – 1ª fiada sobre radier



figura 6.4 – alvenaria por encaixe



figura 6.5 – enchimento dos encontros de parede com argamassa



figura 6.6 – detalhe de montagem do encontro de paredes



figura 6.7 – acabamento

Este material alternativo será utilizado na construção das casas populares.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração deste projeto e toda discussão a sua volta serviu para mostrar não apenas a complexidade do assunto mas também que sua solução parte de um princípio primordial que é a interação de técnicos e gestores públicos juntamente com a população em questão.

A solução de projetar conjuntos habitacionais tem sido cada vez mais difundida e estudada, pois se revela uma boa maneira de atenuar os problemas de habitação social. Mas, mesmo assim, não se pode deixar de ter em mente, que apesar de deslocada do meio em que vive, passe por um processo de adaptação acompanhado por profissionais ligados a área.

Essa preocupação se faz relevante utilizando uma solução técnica para uma comunidade organizada dotada de princípios de cidadania, respeitando o próximo e o ambiente em que vive.

Baseado neste paradigma projetou-se este conjunto habitacional com intuito de elevar a auto-estima da comunidade por meio de uma boa infraestrutura, dimensionada a uma condição de vida saudável viabilizando o acesso a setores educacionais e culturais.

BIBLIOGRAFIA

AZEREDO, H. (1997). O edifício até sua cobertura, 2ª Edição revista - Editora: Edgard Blücher, São Paulo.

CAPUCCI,E. MARTINS,A.M. MANSUR,K.L. MONSORES,A.L.M. DRM, Departamento de Recursos Minerais,(2001) – Rio de Janeiro, 6.Captação de águas subterrâneas.

CREDER, H.(2002). Instalações elétricas, 14ª Edição – Editora: LTC, Rio de Janeiro.

CREDER, H.(1996). Instalações hidráulicas e sanitárias, 5ª Edição – Editora LTC, Rio de Janeiro.

NBR 1221 (1992). Projeto da estação de tratamento de água para abastecimento público, ABNT.

NBR 12211 (1992). Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água, ABNT.

NBR 12218 (1994). Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público, ABNT.

NETTO, A. (1998). Manual de hidráulica, 8ª Edição – Editora: Edgard Blücher, São Paulo.

NETTO, J.M.A. e BOTELHO, M.H.C. Manual de saneamento de cidades e edificações.

NUVOLARI, A. Esgoto sanitário, coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola.

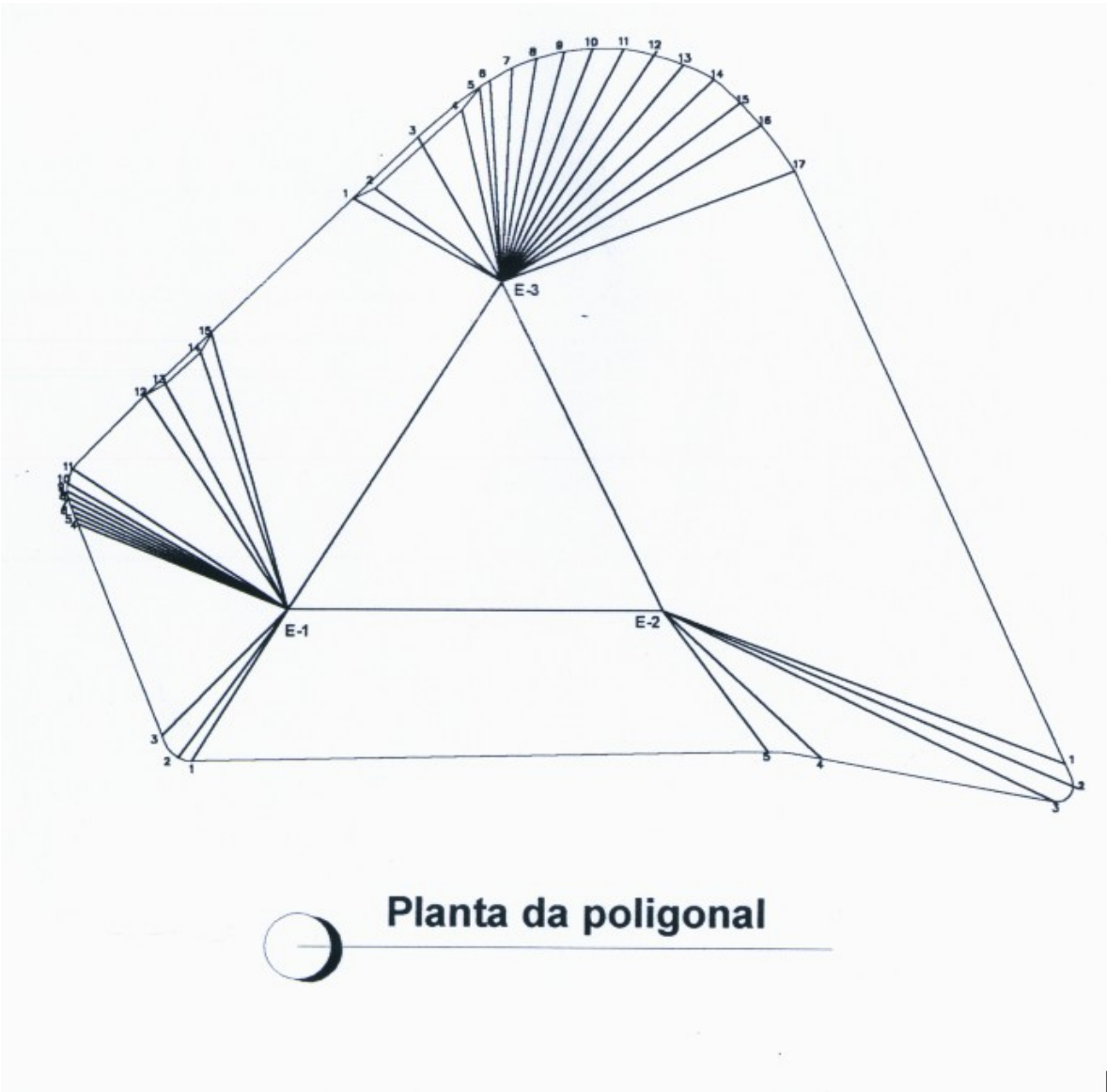
SATTERTHWAITE, D.(1999). Sustainable cities, Edt. Earthscan Publications, London.

VIANNA, M. R. (2002). Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água, 4a Edição - Editora: Imprimatur Artes, Belo Horizonte.

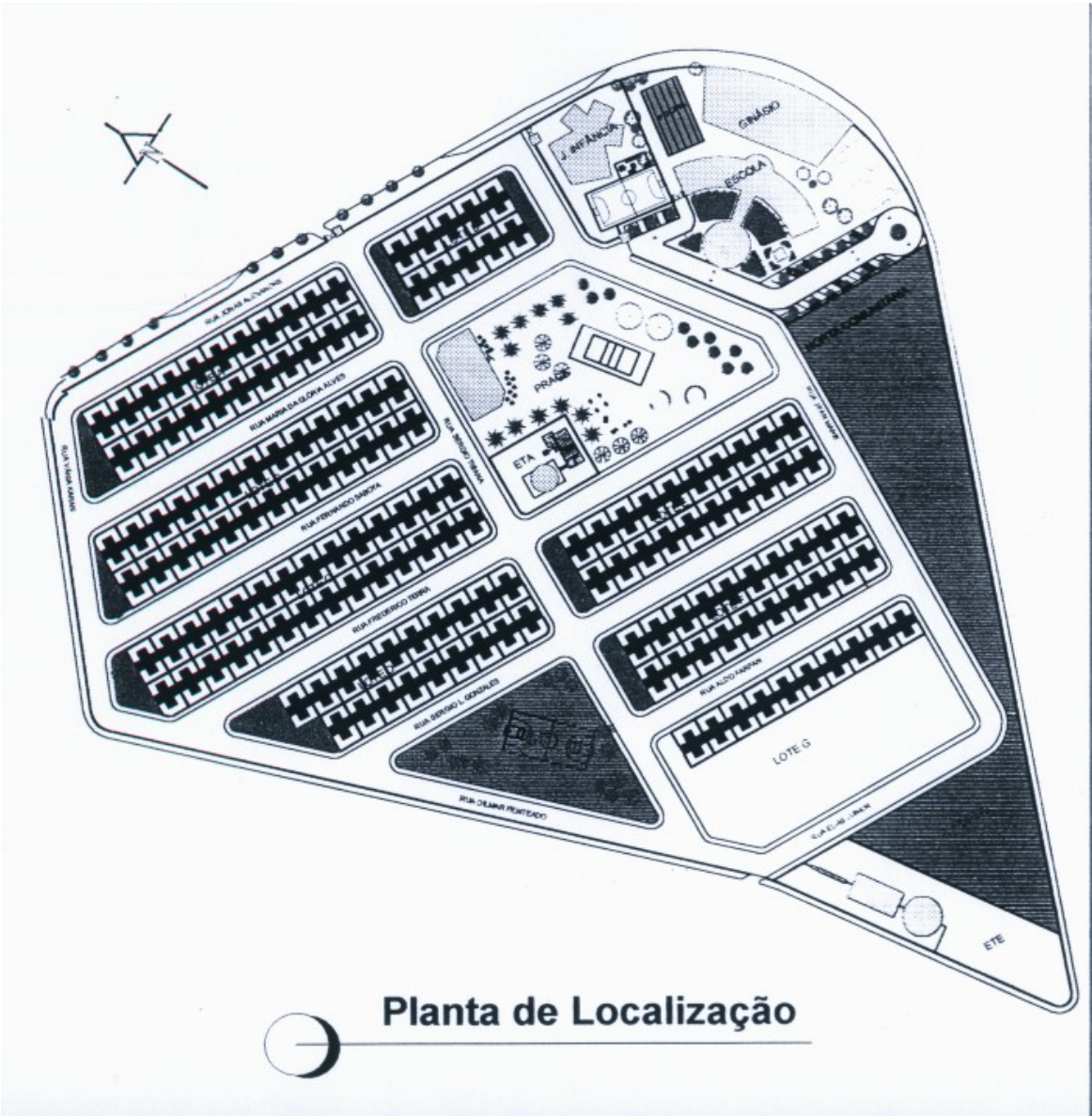
VON SPERLING, M. (1996). Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, vol. 1 e Vol. 2, 2ª Edição – Belo Horizonte, Departamento de Engenharia Sanitária de mInas Gerais e Ambiental.

Anexo A

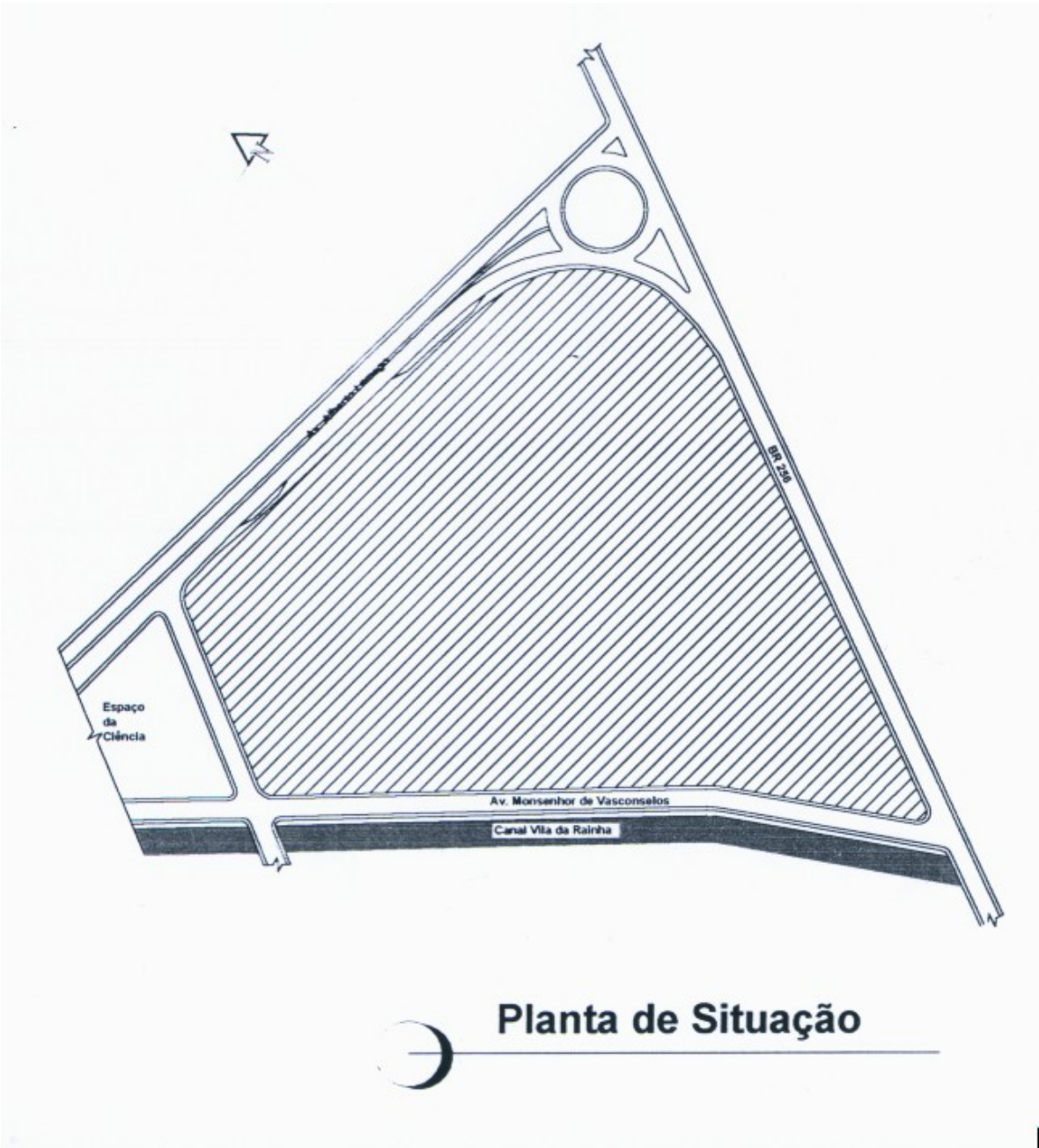
Projetos



Planta da poligonal

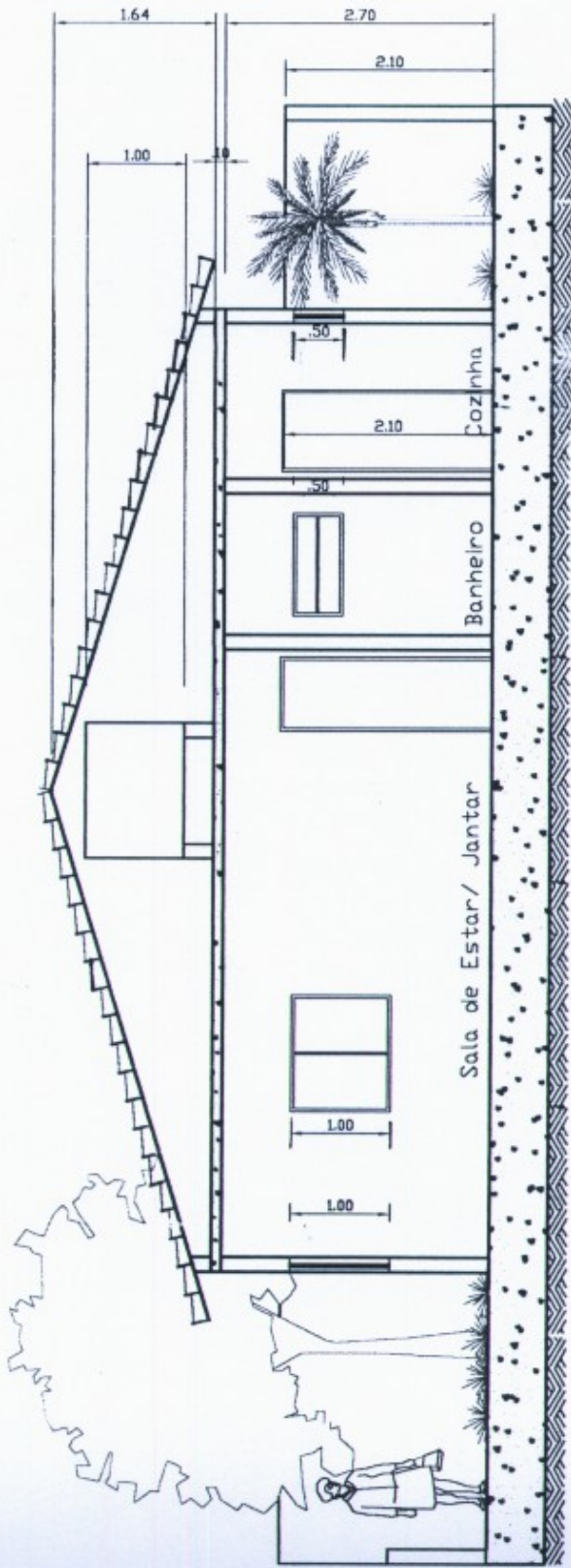


Planta de Localização



Planta de Situação



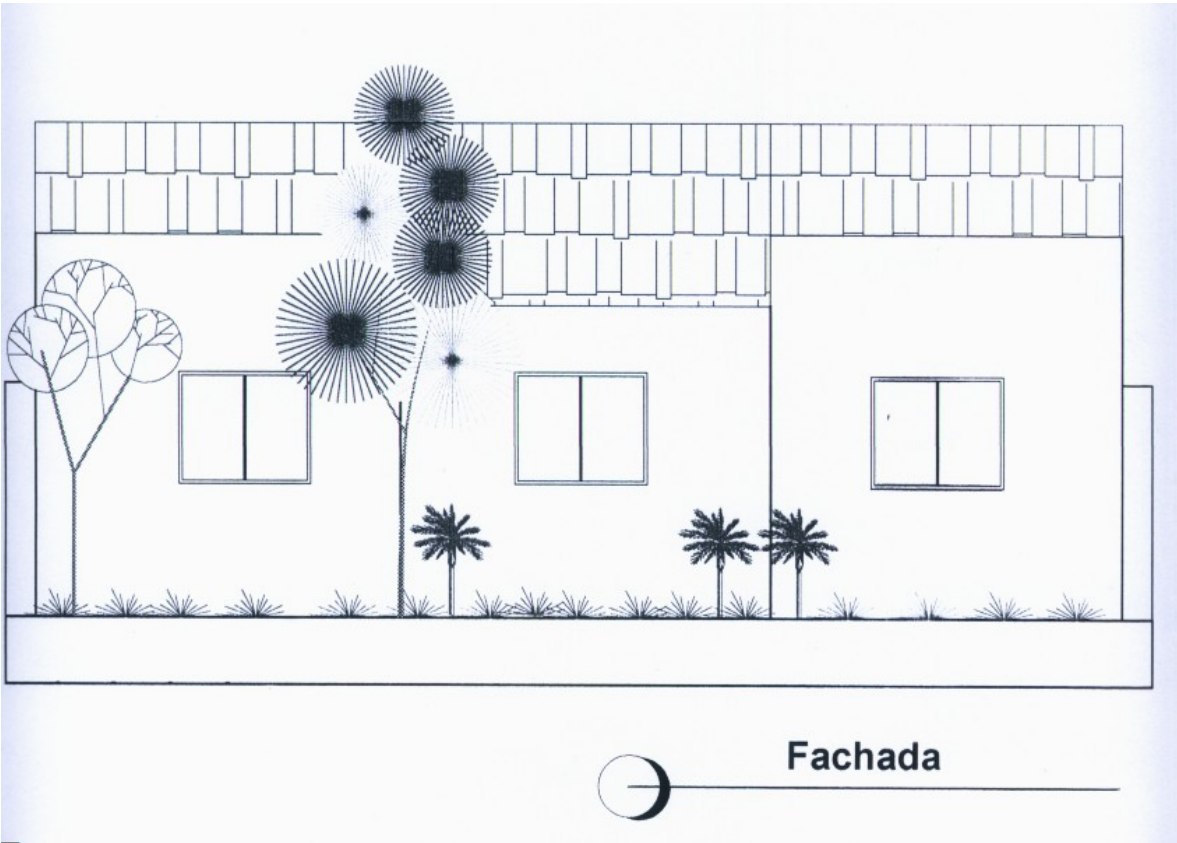


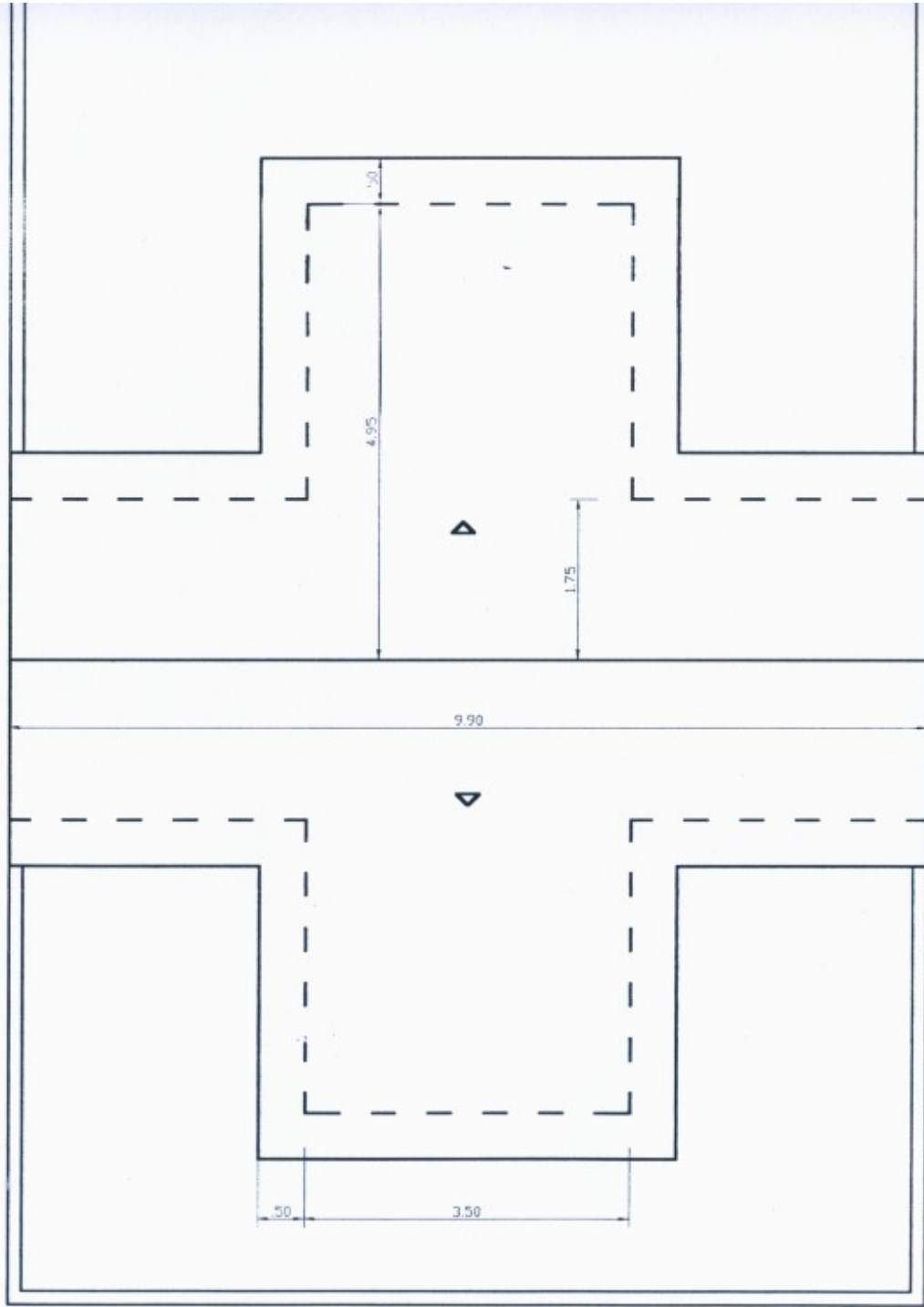
Corte B-B



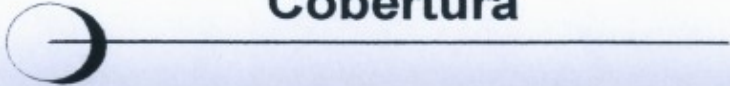


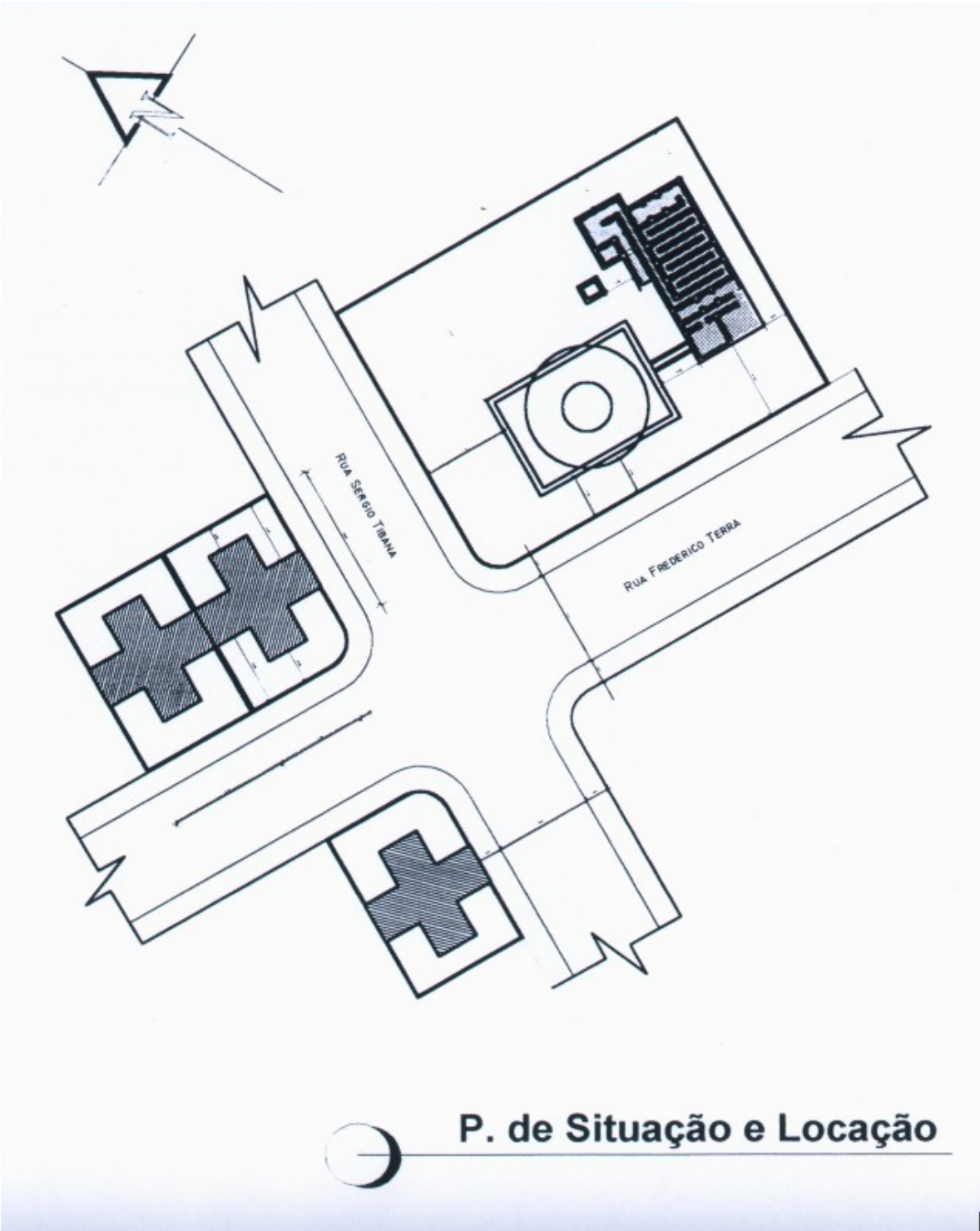
Corte A-A



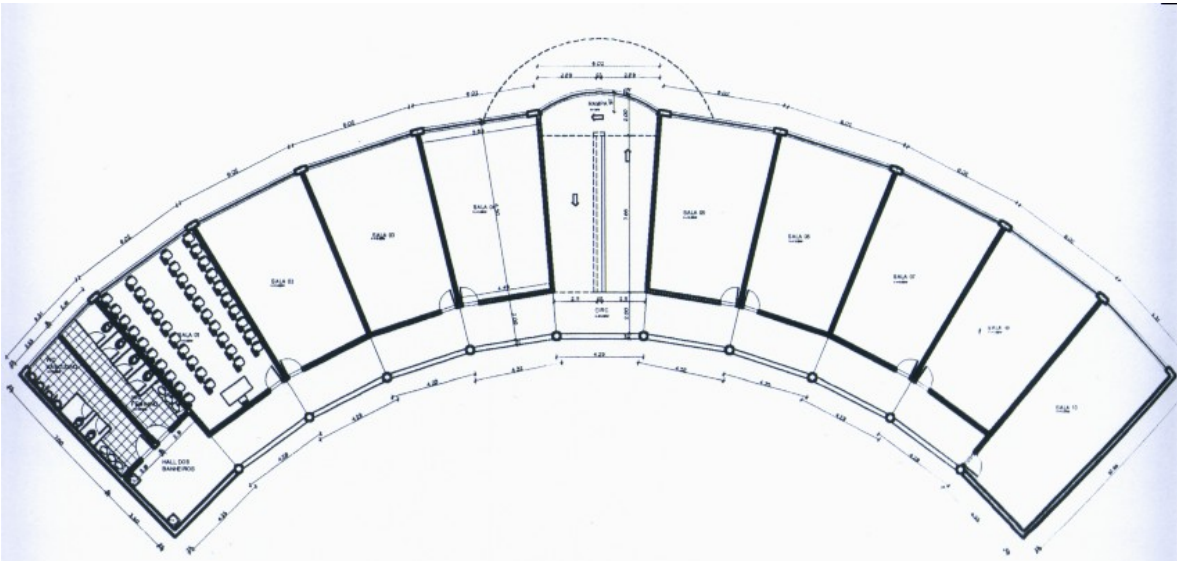


Cobertura

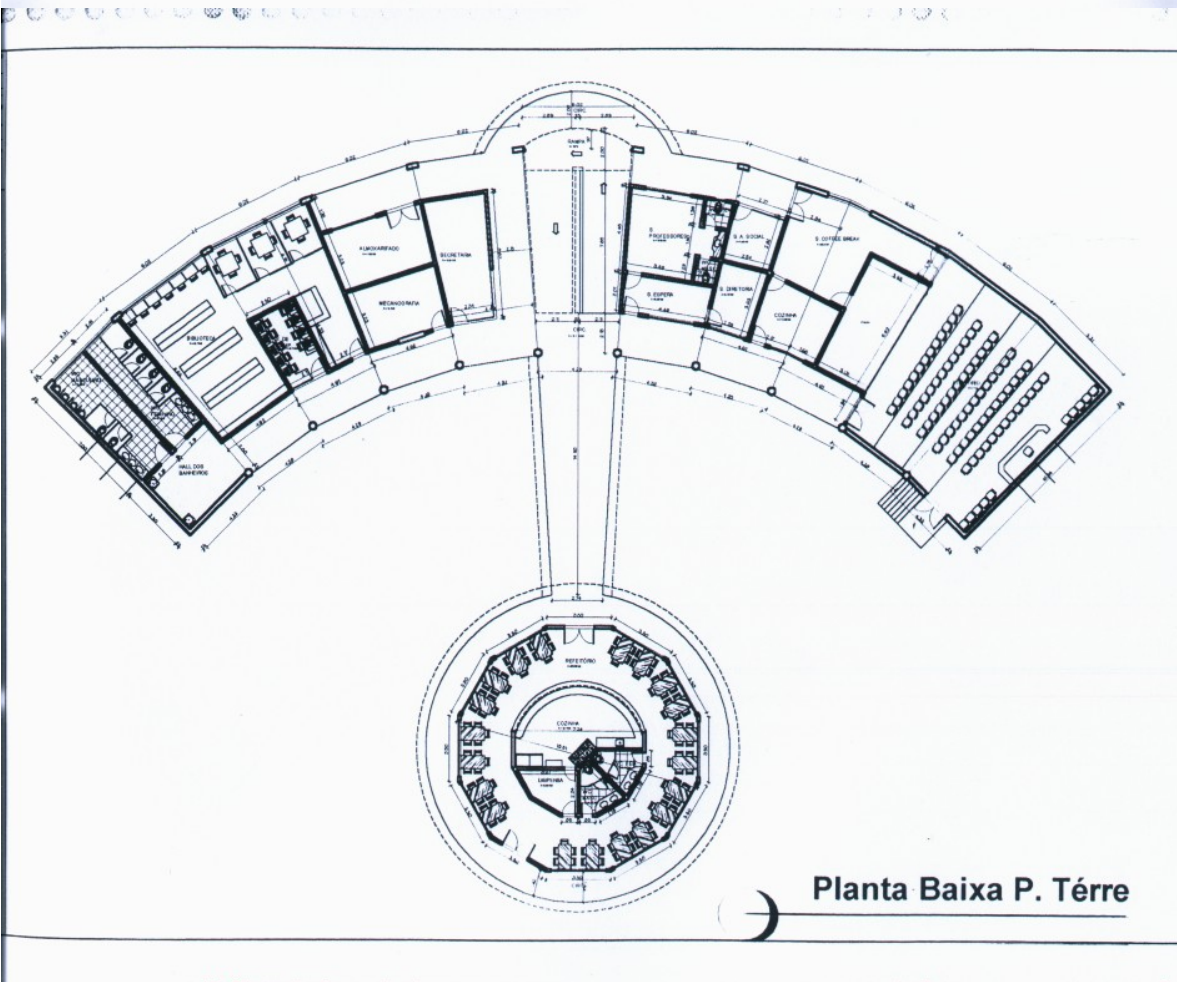




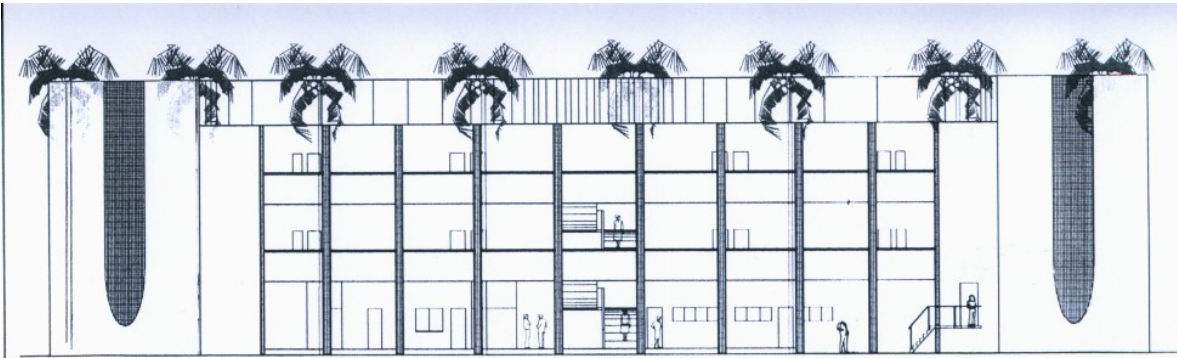
P. de Situação e Localização



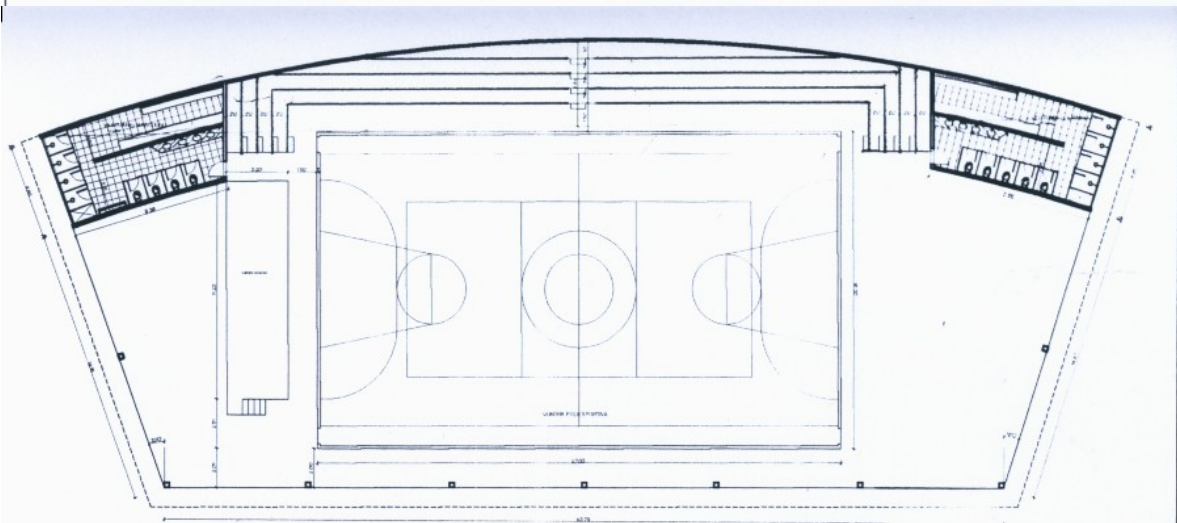
Planta Baixa do Pav.
Tipo



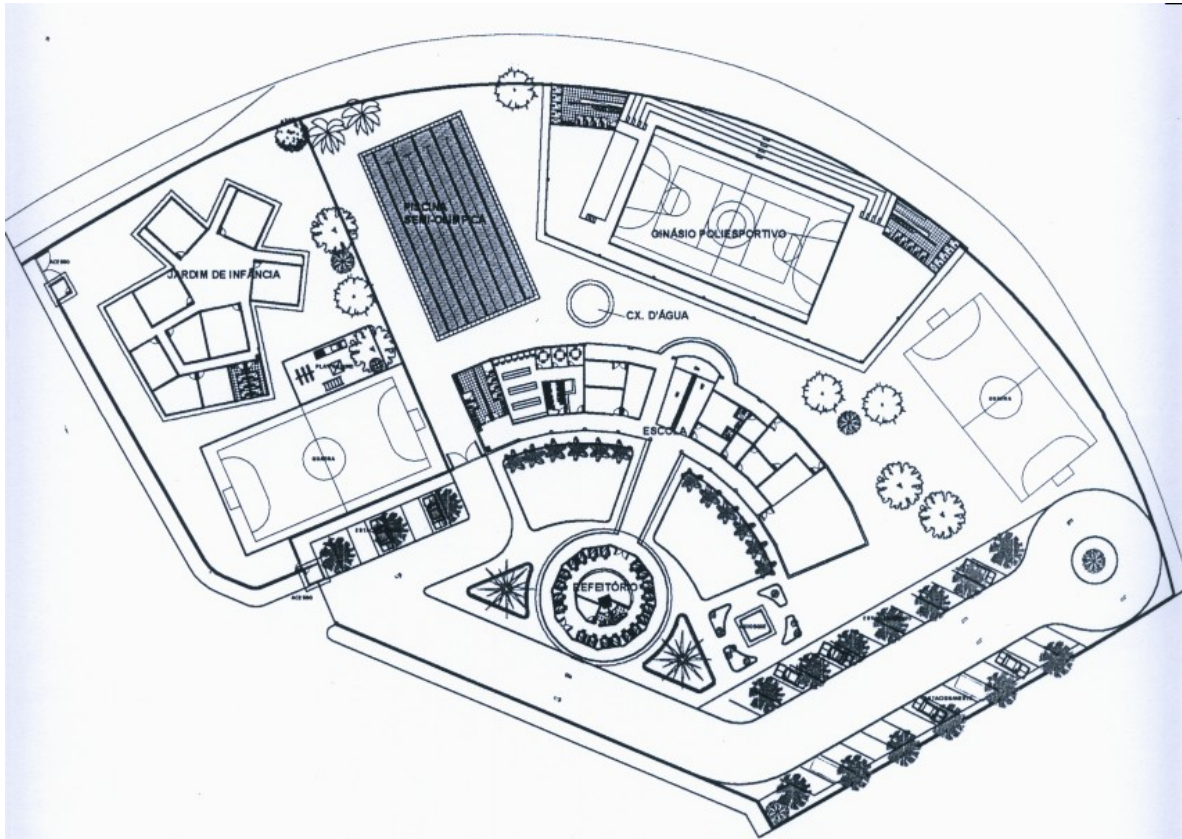
Planta Baixa P. Terre



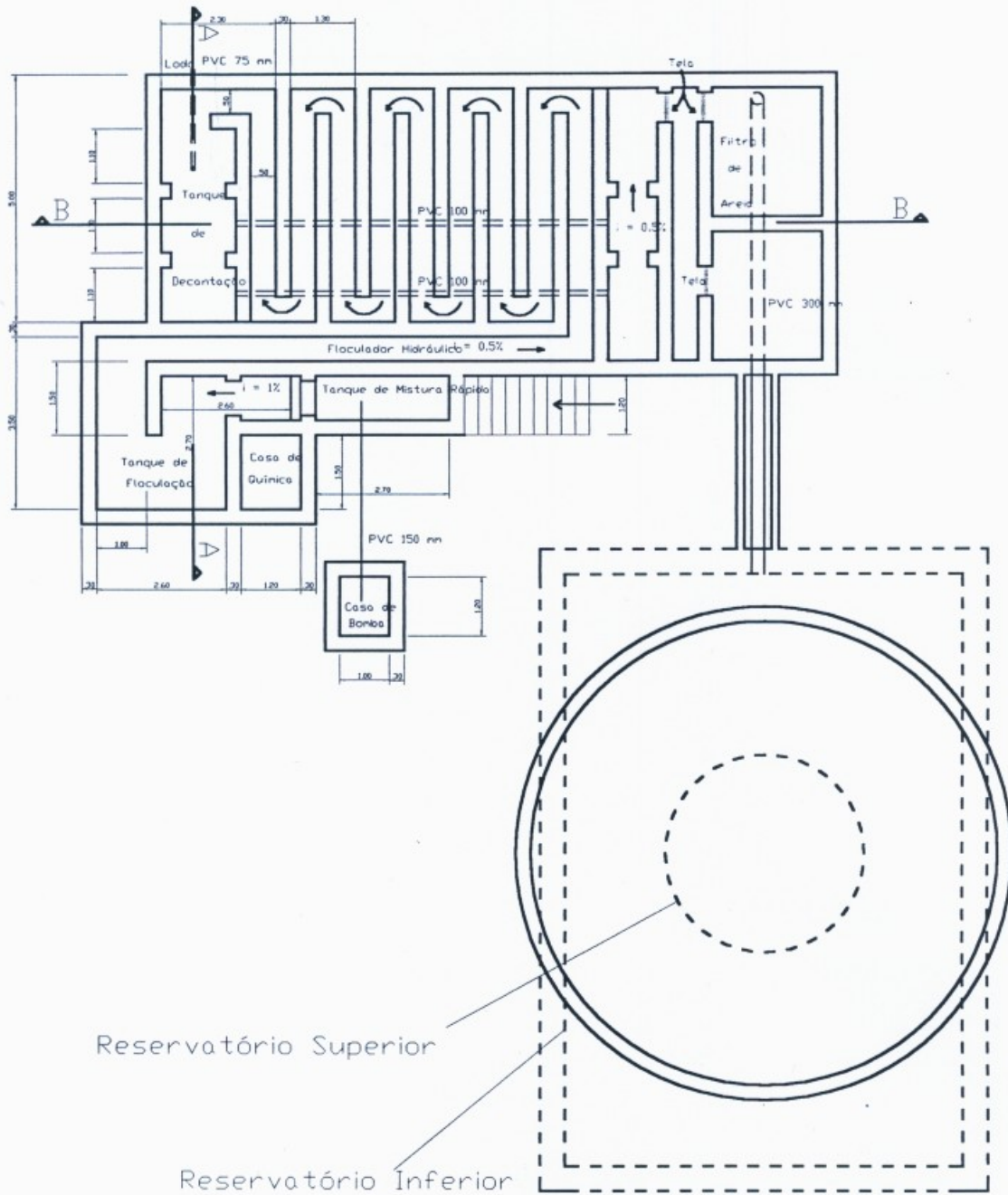
Fachada Frontal



Planta do Ginásio

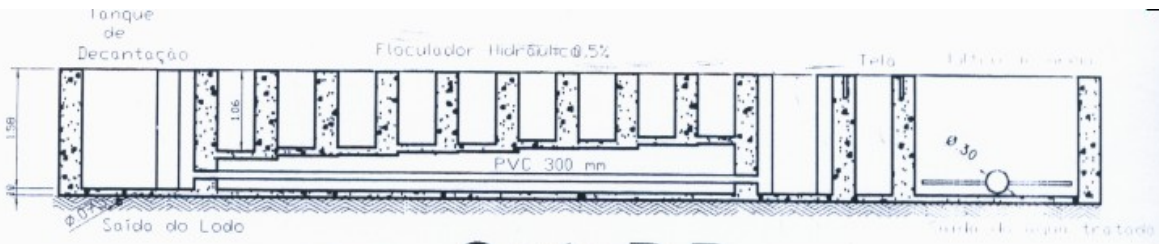


**Planta de Localização
da Escola**

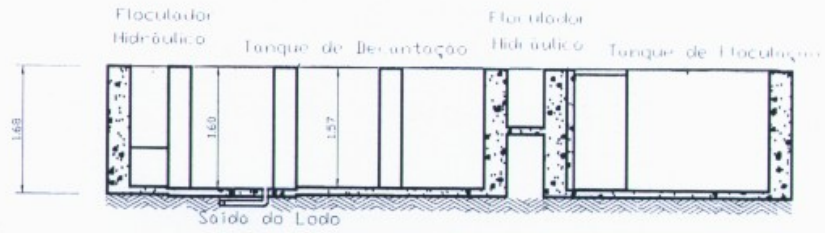


Estação de Tratamento de Água



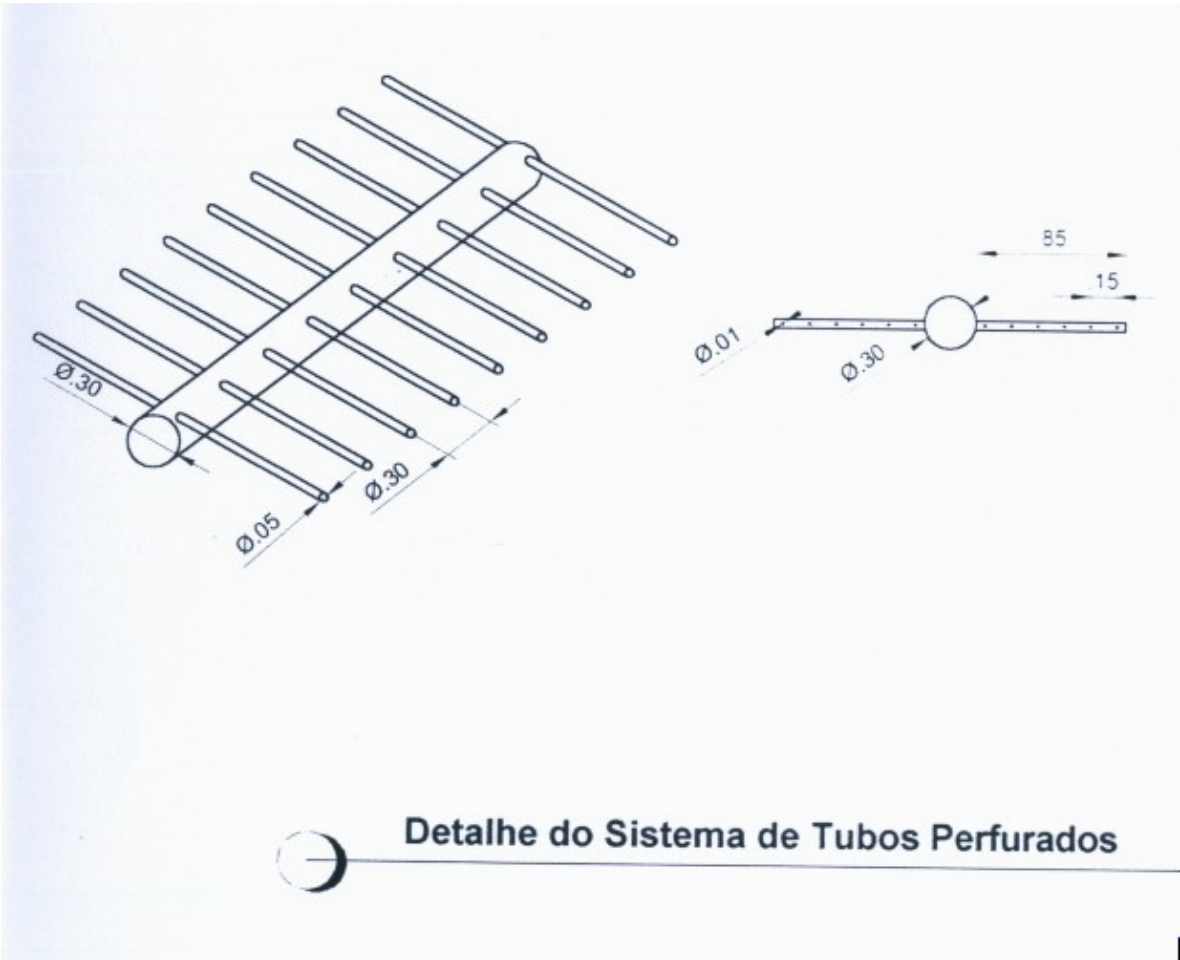


Corte B-B

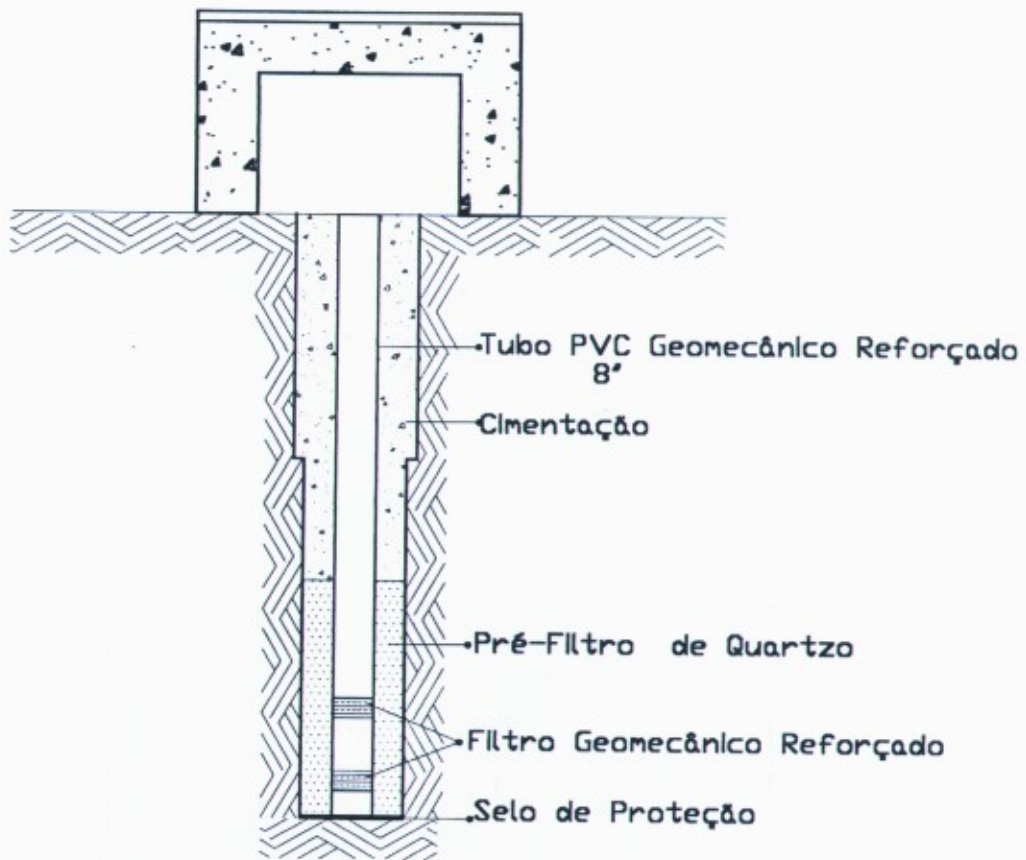


Corte A-A

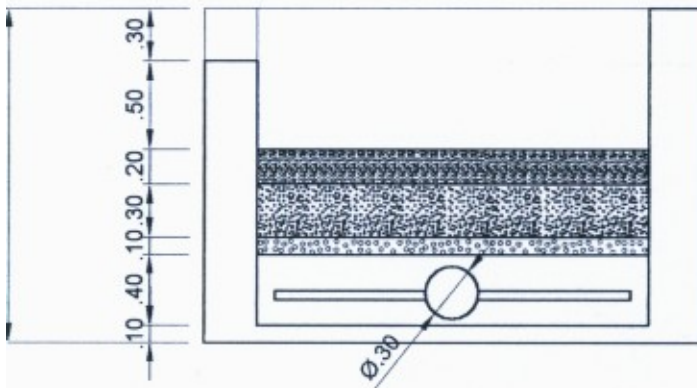




Detalhe do Sistema de Tubos Perfurados



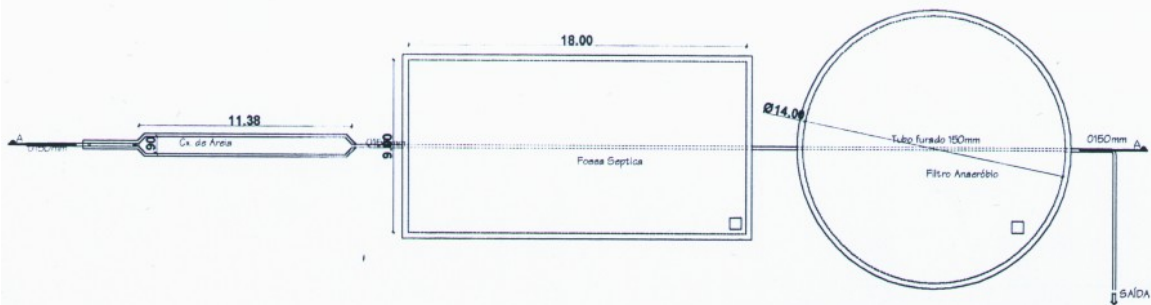
Poço de Adução



Areia Fina
 Areia Média
 Camada Suporte
 Sistema de Tubos Perfurados

Corte do
 Tanque de Filtração

Detalhe do Tanque de Filtração

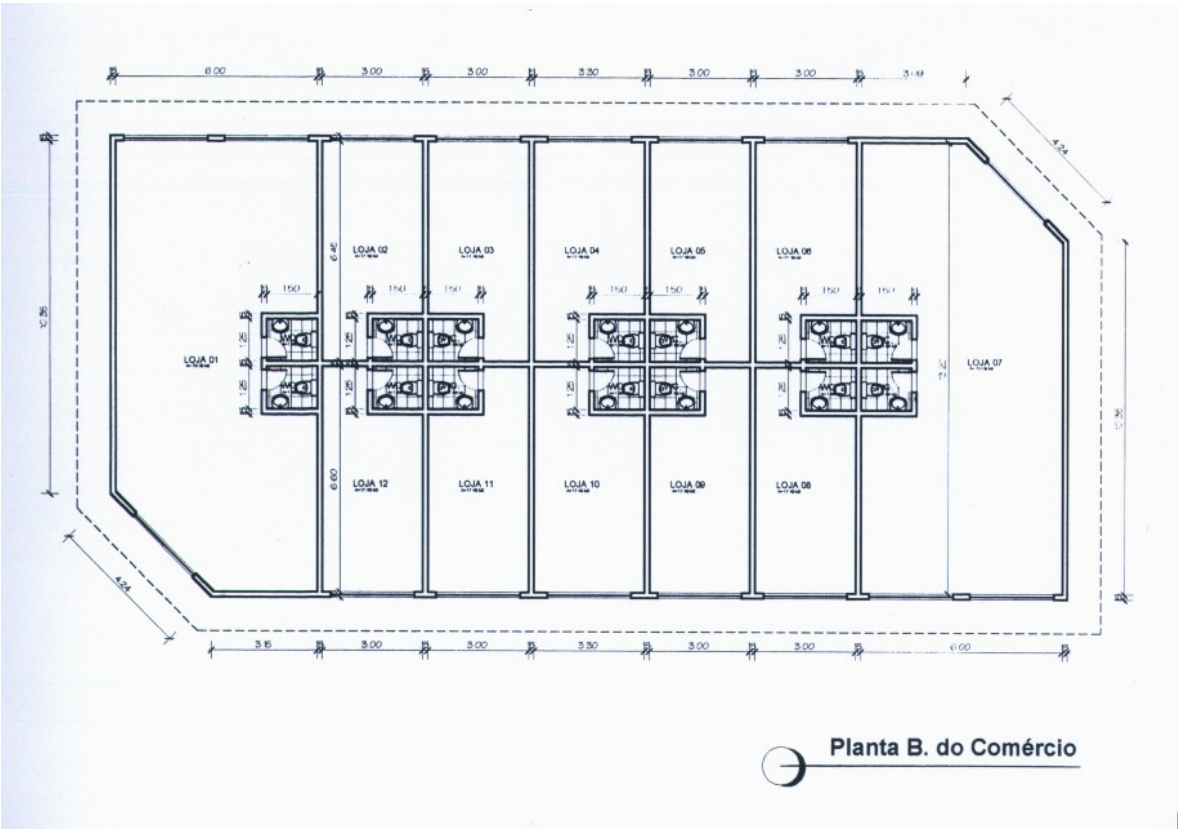


Planta Baixa da ETE

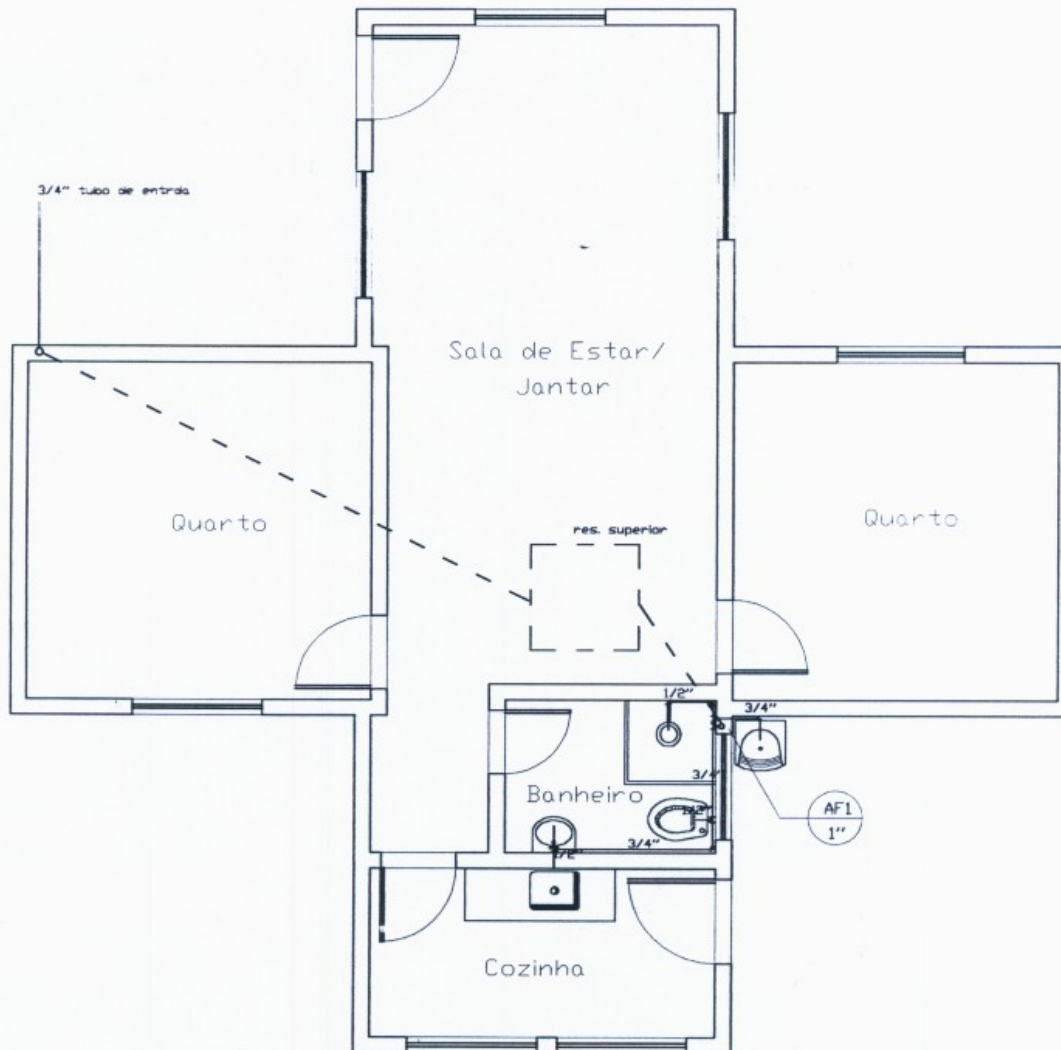


Corte A-A da ETE

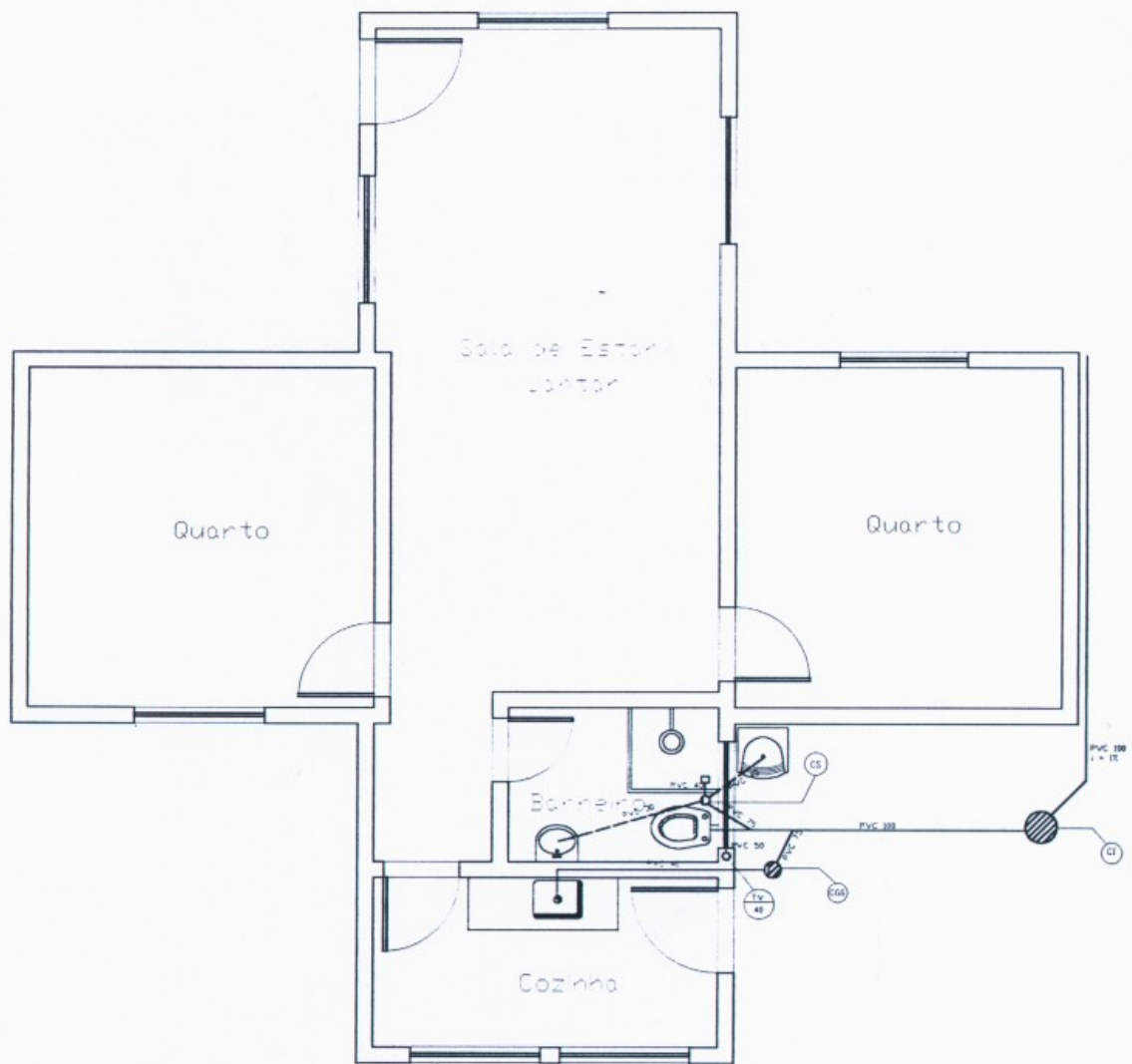




Planta B. do Comércio

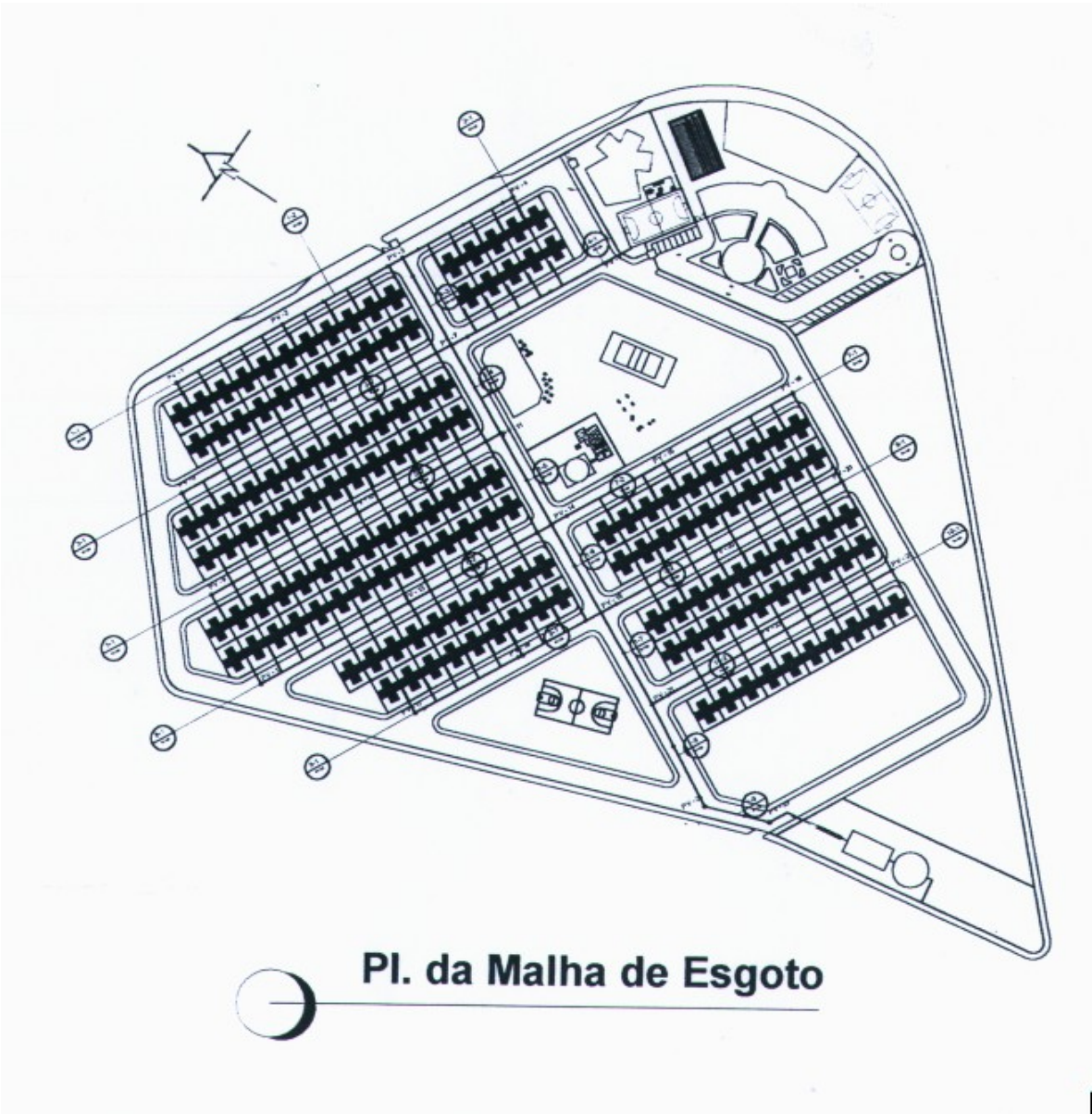


Planta de Água Fria



Planta de Esgoto Sanitário





Pl. da Malha de Esgoto

Anexo B

Memória de Cálculo

→ Divisão dos circuitos:

Circuito	Identificação	Tomada (VA)	Tomadas de uso geral (VA)		Tomadas de uso especial (W)	Carga						
			100	600		Total		Amperagem		S (mm ²)		I _n
						VA	W	I _b	I _b x 1,25	Utilos	P.E	
1	chuveiro	-	-	-	1	-	5000	45,5	56,9	4,0	4,0	50
2	coz. e WC (tom)	-	3	1	-	900	-	8,2	10,3	1,5	1,5	15
3	coz. e WC (lug)	2	-	-	-	200	-	1,8	2,3	1,5	1,5	10
4	sala e B ₁	3	6	-	-	900	-	8,2	10,3	2,5	2,5	15
5	B ₂ /cuc.	2	2	-	-	400	-	3,6	4,5	1,5	1,5	10
TOTAL		7	11	1	1	2400	5000	30,00	37,50	25	25	30

(*) - O dimensionamento dos condutores será mostrado a seguir:

→ Dimensionamento dos condutores pela queda de tensão admissível:

(Fonte: "Helio Creder" tab. 3.4)

$$U = 110V \quad e \quad e = 2\%$$

Circuito 1:

$$5000W \times 4,50m = 22500W.m \rightarrow S = 4,0mm^2$$

Circuito 2:

$$\left. \begin{array}{l} 600W \times 7,30 = 4380 \\ 100W \times 9,80 = 980 \\ 100W \times 6,60 = 660 \\ 100W \times 6,80 = 680 \end{array} \right\} \Sigma = 6700W.m \rightarrow S = 1,5mm^2$$

Circuito 3:

$$\left. \begin{array}{l} 100W \times 2,5m \\ 100W \times 11,3m \end{array} \right\} \Sigma = 1380W.m \rightarrow S = 1,5mm^2$$

Circuito 4:

$$\begin{array}{l} 100 \text{ W} \times 14,9 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 12,9 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 11,5 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 9,7 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 9,7 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 15,70 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 16,20 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 15,70 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 11,70 \text{ m} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 100 \text{ W} \times 14,9 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 12,9 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 11,5 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 9,7 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 9,7 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 15,70 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 16,20 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 15,70 \text{ m} \\ 100 \text{ W} \times 11,70 \text{ m} \end{array}} \right\} \Sigma = 12360 \text{ W} \cdot \text{m} \quad \leadsto \quad S = 2,9777 \text{ m}^2$$

Circuito 5:

$$\begin{array}{l} 100 \text{ W} \times 7,70 \\ 100 \text{ W} \times 7,70 \\ 100 \text{ W} \times 10,50 \\ 100 \text{ W} \times 11,20 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 100 \text{ W} \times 7,70 \\ 100 \text{ W} \times 7,70 \\ 100 \text{ W} \times 10,50 \\ 100 \text{ W} \times 11,20 \end{array}} \right\} \Sigma = 3710 \text{ W} \cdot \text{m} \quad \leadsto \quad S = 1,9777 \text{ m}^2$$

Alimentador:

(fonte "Hálio Greder" tab. 34)

Para: $U = 110 \text{ V}$; $e = 1\%$ de queda de tensão

$$7400 \text{ W} = 11 \text{ m} = 81400 \text{ W} \cdot \text{m} \quad \leadsto \quad S = 25 \text{ m}^2$$

2 - Dimensionamento dos eletrodutos:

Ver tabela 3.2 \leadsto Hálio Greder

Eletroduto de aço carbono, tipo leve I, conforme a NBR-5624 (EB-568)

9 condutores $\sim 4,0 \text{ m}^2 \leadsto 3/4''$ (condutores carregados no eletroduto)

Instalação Predial de Água Fria

↳ Consumo em casas populares : 120 l/hab dia
(fonte: Héliocredet)

↳ Capacidade dos Reservatórios:

consumo diário : $120 \times 6 = 720 \text{ l/dia}$ (6 pessoas por domicílio)

Reserva de incêndio: $20 \text{ h} = 144 \text{ l/dia}$

Total _____ 864 l/dia

↳ Consumo máximo provável: $Q = C \sqrt{\sum P}$

Peças de utilização (fonte: Héliocredet)

LV - 0,5

Pc - 0,7

Vs - 0,3

CH - 0,5

TR - 1,0

$\sum P = 3$

$$Q = 0,3 \sqrt{3}$$

$$Q = 0,52 \text{ l/s}$$

↳ Dimensionamento dos Sub-ramais:

P - $1/2''$

LV - $1/2''$

CH - $1/2''$

TR - $3/4''$

Vs - $1/2''$

diâmetros mínimos estabelecidos pela NBR 92

↳ Dimensionamento dos Ramais:


Pelo consumo máximo provável

Abatido fig 1.5(a) Héliocredet

$$Q = 0,52 \text{ l/s}$$

$$\phi = 3/4'' (20 \text{ mm})$$

↳ Dimensionamento da Coluna (Método de Hunter):

AF_1  $\Sigma P = 3$ $Q = 0,52 \text{ l/s}$
Pelo Abaco fig 1.9 $\rightarrow V = 1,02 \text{ m/s}$ $J = 0,06 \text{ m/m}$
 $L = 2,56 \text{ m}$ (tirado da planta)

Pelo abaco fig 1.9

Fórmula de Fair-Whipple - HSAO $\phi = 1''$ (25 mm) Arbitrado

Perdas localizadas: 4 Joelho 90° ($1\frac{1}{2}''$) — 4,4

4 Joelho 90° ($3\frac{1}{4}''$) — 4,8

2 Tê de redução — 4,16

1 registro de gaveta ($3\frac{1}{4}''$) — 0,2

Total = 13,56 m

Comprimento total = $2,56 + 13,56 = 16,12 \text{ m}$

Pressão disponível = 1,80 mca (tirado do corte)

Perda de carga = $0,06 \text{ mca/m}$

Perda de carga total = $16,12 \times 0,06 = 0,97 \text{ mca}$

↳ Dimensionamento do barrilete:

Pelo método das Seções equivalentes: $\phi = 1''$ (25 mm)

↳ Diâmetro do ramal predial de entrada:

Pela norma $V = 1 \text{ m/s}$ diâmetro mínimo do ramal predial:

$\phi = 3\frac{1}{4}''$

Desenho no Anexo 24

Instalações Prediais de Esgotos Sanitários

→ Dimensionamento do ramal de descarga:

a) Diâmetro:

Aparelho	nº de UNID. de contribuição Hunter	Diâmetro Nominal (mm)
chuveiro	2	40
vaso	6	100
lavatório	1	30
tanque	3	40
pia	3	40

UHC e DN

~ tabela 3.1 (Kielis Greder)
Instalações hidráulicas

b) Declividade:

A declividade mínima no tubo horizontal:

- 2% se DN \leq 75 mm

- 1% se DN \geq 100 mm

Aparelho	ϕ (mm)	comp. tubo (m)	declividade (cm)
chuveiro	40	0,15	0,3
vaso	100	2,95	3,0
lavatório	30	1,45	3,0
tanque	40	0,70	1,5
pia	40	1,95	4,0

→ Dimensionamento do ramal de esgoto:

Nº máximo de UHC = 12

então; entrando na tabela 3.5 (Kielis Greder)

tem-se:

Instalações hidráulicas

$\phi = 75 \text{ mm}$

→ Dimensionamento do ramal de ventilação:

12 UHC → entra na tabela 3.7 (Hélio Creder)
Instalações hidráulicas
tem-se:
 $\phi = 50 \text{ mm}$

→ Dimensionamento do tubo de ventilação:

Ramal de esgoto = 75 mm
UHC = 12

entra na tabela 3.8 (Hélio Creder)
Instalações hidráulicas
 $\phi = 40 \text{ mm}$

→ Dimensionamento do coletor predial:

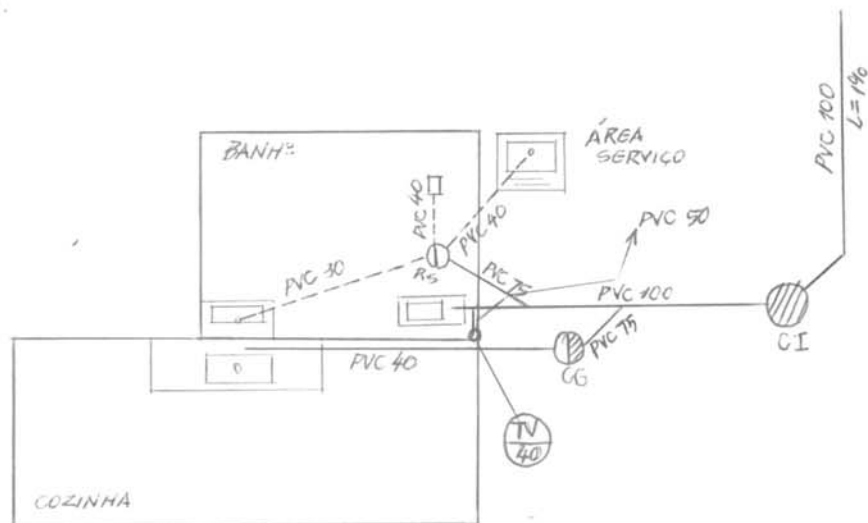
Tubo de 100 mm (mínimo)

comp do tubo = 19 m

1% de inclinação → então

declividade = 15 cm

→ Croqui:



CG → pequena, $\phi 30 \text{ cm}$ → utilizada para apenas 1 pia.
C.I. → $\phi 60 \text{ cm}$

Captação de água subterrânea

• Bomba de sucção do poço: (Vide considerações iniciais)

$Q = 24 \text{ l/s}$ período de funcionamento = 5 horas

$$\frac{419904 \text{ l/dia}}{5 \text{ horas} \cdot 3600}$$

altura de sucção = $H_s = 50 \text{ m}$

altura de recalque = $H_r = 3,40 \text{ m}$

altura geométrica = $H_g = 53,40 \text{ m}$

Pela fórmula de Bresse o diâmetro da canalização de recalque:

$$D = 1,3 \times \sqrt[1/4]{Q}$$

$$x = \frac{\text{nº horas func. da bomba}}{24}$$

$$D = 1,3 \left(\frac{5}{24} \right)^{1/4} \sqrt[1/4]{0,024}$$

$$D_R = 150 \text{ mm (6")}$$

A canalização de sucção, geralmente é executada com o diâmetro imediatamente superior:

$$D_s = 200 \text{ mm (8")}$$

↳ Perda de carga na canalização de sucção (8")

válvula de pé de crivo — 45 m

Curva de 90° — 3,3 m

Canalizações de sucção — 50 m

comprimento equivalente → 98,30 m

Perda de carga na tubulação:

Por Hazen-William — $h_f = J L$

$$h_f = \frac{Q^{1,85} \times L}{(C \times 0,279)^{1,85} \times D^{4,87}}$$

$C = 140$ (Tubos de PVC)

Considerações Iniciais para o cálculo

Número de famílias = 135

Número de pessoas por domicílio = 6

Número de pessoas/dia = 2865 (810 → moradores)
(135 → comerciantes)
(1920 → alunos)

$$Q_{\text{em cada nó}} = \frac{P \times q \times K_1 \times K_2}{86400}$$

$$K_1 = 1,25$$

$$K_2 = 1,5$$

$$q_{\text{comercio}} = 50 \text{ l/hab dia}$$

$$q_{\text{casa popular}} = 120 \text{ l/hab dia}$$

$$q_{\text{escola}} = 50 \text{ l/aluno dia}$$

$$Q_{\text{total}} = \text{somatório das vazões em cada nó} = 4,86 \text{ l/s}$$

$$4,86 \text{ l/s} \approx 419.904 \text{ l/dia} \approx 420 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Hora de funcionamento da bomba = 5 horas → determinação do projetista

Vazão para tratamento:

$$Q_{\text{total}} \times \text{hora de funcionamento da bomba}$$

$$h_f = \frac{(0,024)^{1,85}}{(140 \times 0,279)^{1,85} (0,2)^{4,87}} \times (98,30)$$

$$h_{f_s} \approx 0,28 \text{ m}$$

↳ Perda de carga na canalização de recalque (6")

1 válvula retenção	_____	12,5 m
1 saída de canalização	_____	5,0 m
2 curvas de 90°	_____	4,20 m
1 registro de gaveta (aberto)	_____	1,20 m
Canalização de recalque	_____	<u>3,40 m</u>

Comprimento equivalente → 26,30 m
 Perda de carga na tubulação:

Por Hazen William — $h_f = J L$

$$h_f = \frac{Q^{1,85} \times L}{(C \times 0,279)^{1,85} \times D^{4,87}}$$

$$h_f = \frac{(0,024)^{1,85} \times 26,30}{(140 \times 0,279)^{1,85} \times (0,15)^{4,87}}$$

$$h_f = 0,31 \text{ m}$$

↳ Altura manométrica:

$$H_{\text{mn}} = H_g + \sum h_f$$

$$H_{\text{mn}} = 53,40 + 0,28 + 0,31$$

$$H_{\text{mn}} = 54,0 \text{ m}$$

↳ A potência do motor é dada por:

$$P = \frac{\gamma Q H_{\text{man}}}{75 \eta} \quad P = \frac{1000 \times 0,024 \times 54,00}{75 \times 0,70}$$

$$\eta = 0,7 \text{ (rendimento global)} \quad P = 25 \text{ Cv}$$

Motor elétrico comercial é de 30 HP.

• Bomba de recalque para cisterna:

Vazão = $0,024 \text{ m}^3/\text{s}$
 período de funcionamento = 5h
 altura de sucção = 3,00 m
 altura de recalque = 16,00 m
 altura geométrica = 19,00 m

Fórmula de Bresse:

$$D = 1,3 \times \sqrt[4]{Q} \quad D = 1,3 \left(\frac{5}{24}\right)^{1/4} \sqrt{0,024}$$

$$x = \frac{5 \text{ horas}}{24 \text{ horas}}$$

$$D = 750 \text{ mm}$$

Recalque : 150 mm

Sucção : 200 mm

↳ Perdas de carga na canalização de sucção (8")

Válvula de pé crivo _____ 4,5m

1 curva de 90° _____ 3,3m

Canalização sucção _____ 3,0m

comprimento equivalente → 51,30m

Perda na tubulação (Hazen-William)

$$h_f = \frac{(0,024)^{1,85} \times 51,30}{(100 \times 0,279)^{1,85} \times 0,2^{4,87}} = 0,27 \text{ m} \quad C = 100 \text{ (ferro fundido)}$$

↳ Perda de carga na canalização de recalque (6")

1 válvula retenção	_____	12,5 m
1 saída de canalização	_____	5,0 m
1 registro gaveta aberto	_____	1,2 m
Canalização de recalque	_____	16,0 m
Comprimento equivalente →		34,70 m

Perda de carga na tubulação:

$$h_f = \frac{(0,024)^{1,85} \times 34,70}{(100 \times 0,279)^{1,85} \times (0,15)^{4,87}} = 0,76 \text{ m}$$

↳ Altura manométrica:

$$H_{man} = 18 + 0,76 + 0,27$$

$$H_{man} = 19,03 \text{ m}$$

A potência do motor é dada por:

$$P = \frac{\gamma Q H_{man}}{75 \eta}$$

$$P = \frac{1000 \times 0,024 \times 19,03}{75 \times 0,70}$$

$$P = 8,7 \text{ cv} \rightsquigarrow P = 10 \text{ cv}$$

Motor elétrico comercial é de 10 HP

Estação de tratamento de Água

- Vazão para tratamento: $4,86 \text{ l/s}$ (Vide considerações iniciais)
- Volume = $419\,904 \text{ l} \cong 420 \text{ m}^3$
- Vazão de entrada na estação corresponde a 5h de funcionamento da bomba por dia:

$$Q_e = \frac{V}{t} = \frac{419\,904}{5} \quad Q_e = 83\,980,8 \frac{\text{l}}{\text{h}} = 83\,980,8 \frac{\text{l}}{3600 \text{ s}}$$

$$Q_e = 23,33 \text{ l/s}$$

$$Q_e \cong 24 \text{ l/s}$$

Dimensionamento:

- Misturador Hidráulico - Queda d'água em vertedouro:

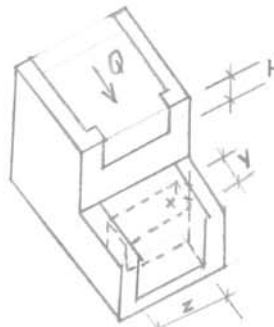
$$H = ?$$

$$X = 0,15 \text{ m}$$

$$Y = 0,20 \text{ m}$$

$$Z = 0,90 \text{ m}$$

$$W = 0,25 \text{ m}$$



↳ Volume de água que a mistura é efetuada:

$$V = 0,2 \times 0,9 \times 0,15$$

$$V = 0,027 \text{ m}^3$$

Assim o tempo de detenção correspondente é:

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

$$t = \frac{0,027 \text{ m}^3}{0,024 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}$$

$$t = 1,12 \text{ s}$$

Pela tabela Anexo 12 Vertedouros Retangulares:

$$H = 6 \text{ cm}$$

A diferença de nível entre a água a montante do vertedouro retangular e a água na câmara a jusante desse vertedouro:

$$0,25 + 0,06 - 0,15 = 0,16 \text{ cm}$$

$$(w + H - x)$$

Esta é a perda de carga da água ao verteter:

↳ Gradiente Hidráulico:

$$G = \sqrt{\frac{\rho g h_f}{4V}} \quad G = \sqrt{\frac{1000 \times 0,024 \times 0,16}{10^{-4} \times 0,027}} \quad G \approx 1193 \text{ s}^{-1}$$

sendo: μ (viscosidade absoluta da água a 20°C)

$$\mu = 10^{-4} \text{ kgf} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{s}$$

h_f = perda de carga

$$\rho_{\text{H}_2\text{O}} = 1000 \text{ kgf} / \text{m}^3$$

Vemos que o gradiente hidráulico é superior aos 1100 s^{-1} recomendados pela NBR 12216, porém, o desempenho do misturador rápido será bom.

- Floculadores Hidráulicos — tipo Chicanas horizontais declividade dos compartimentos de 0,5%.

Volume útil:

$$V_{\text{tanque}} = [(2,60 \times 0,40) + (1,8 \times 1,30) + (1,50 \times 1,30) + (0,80 \times 1,00)] \times 1,60 \\ = 11,94 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{chicana}} = (4,70 \times 0,50 \times 0,8) \times 9 + (8,7 \times 0,5 \times 0,8) = 20,4 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume útil total do floculador} = 32,34 \text{ m}^3$$

tempo de detenção para $Q = 24 \text{ l/s}$:

$$t = \frac{V}{Q} \quad t = \frac{32,34 \text{ m}^3}{0,024 \text{ m}^3/\text{s}} \quad t = 1347,5 \text{ s}$$
$$t = 22,5 \text{ min} //$$

Pela norma NBR 12216 $t_{\text{mín}} = 20 \text{ min}$

↳ Gradiente de Velocidade (Recomendações da NBR 12216)

1º Compartimento da Chicana :

$$G = \sqrt{\frac{gh}{\nu t}}$$

ν = viscosidade cinemática = $0,00001 \text{ m}^2/\text{s}$

$$h = \frac{0,5}{100} \times 8,7 \text{ m} = 0,044 \text{ m}$$

$$G = \sqrt{\frac{9,8 \times 0,044}{10^{-6} \times 1347,5}}$$

$$\boxed{G = 17,9 \text{ s}^{-1}}$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{mín}} = 10 \text{ s}^{-1} \\ G_{\text{máx}} = 70 \text{ s}^{-1} \end{array} \right\} \text{NORMATIZADO}$$

2º Compartimento (cilindro) :

$$G = \sqrt{\frac{9,8 \times 0,024}{10^{-6} \times 1347,5}}$$

$$h = \frac{0,5}{100} \times 4,7 = 0,024 \text{ m}$$

$$\boxed{G = 13,21 \text{ s}^{-1}}$$

• Decantadores - tipo clássico seção retangular

$$Q = 24 \text{ l/s}$$

$$\text{Volume} = 3,30 \times 1,50 \times 1,50$$

$$V = 7,43 \text{ m}^3$$

Verificando se o volume do decantador atende a recomendação da norma NBR 12216 :

$$V_0 = \frac{Q}{V} \quad V_0 = \frac{0,024}{7,43} \rightarrow V_0 = 0,0032 \text{ m/s}$$

↳ velocidade longitudinal máxima

24 l/s \cong 432 m³/dia (capacidade maior que o necessário)

↳ Para estações com vazão até 1000 m³/dia $V_s = 1,74 \text{ cm/min}$

velocidade de sedimentação

↳ Pela norma (NBR 12216):

$$V_{0\text{máx}} = 18V_s \quad V_{0\text{máx}} = 18 \times 1,74 \quad V_{0\text{máx}} = 0,0052 \text{ m/s}$$

$$V_0 < V_{0\text{máx}} \text{ ok!}$$

↳ Tempo de esvaziamento do decantador:

$$A = \frac{\pi (0,075)^2}{4} = 0,0044 \text{ m}^2 \text{ (Área de descarga)}$$

$$t = 0,74 \frac{A_s}{A} \sqrt{h}$$

$$t = 0,74 \times \frac{4,95}{0,0044} \times \sqrt{1,58}$$

$$t = 1047 \text{ s} = 18 \text{ min}$$

A_s = Área superficial do decantador = (1,50 x 3,30)

h = lâmina d'água sobre a descarga

tempo máximo: 6 horas

• Filtros de Areia — tipo rápido com fluxo descendente

$$Q = 24 \text{ l/s} \quad \text{filtro de camada simples} = 180 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{dia}}$$

Baseado na NBR 12216

↳ 2 filtros

$$\text{Área filtrante: } 24 \times 86,4 / 180 \quad A = 11,52 \text{ m}^2$$

↳ Área de cada filtro :

$$A_1 = 11,52/2 \quad A_1 = 5,75 \text{ m}^2$$

2 tanques de $(2,60 \times 2,20)$ ok!

↳ Fundo do Filtro : dimensionamento de sistema de tubulação perfurada (2 sistemas) \perp para cada tanque.

$$\text{Área dos filtros} = 5,75 \text{ m}^2$$

Dados para projeto:

$$D = 300 \text{ mm} \quad Q_{\text{largura}} = 113 \text{ l/s} \quad (\text{Tabela A10.2 Viana Rocha})$$

Espaçamento entre laterais = 30 cm } Arbitrado

$$\text{Diâmetro do orifício} = 9,5 \text{ mm}$$

Pela tabela A10.1:

$$\text{Distância entre os orifícios} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Vazão para orifícios} = 0,75 \text{ l/s}$$

$$N^{\circ} \text{ de orifício/m}^2 = 20/\text{m}^2 \times 5,75 \text{ m}^2 = 115 \text{ orifícios}$$

$$\text{perda de carga} = 6,0 \text{ m}$$

$$\frac{115 \text{ orifícios}}{18 \text{ laterais}} = 6 \text{ orifícios/laterais}$$

Comprimento das laterais : Anexo A

$$CL = (0,15 \times 5) + 0,10 = 0,85 \text{ m}$$

Largura do sistema : Anexo A

$$\text{Comprimento do sistema} : (0,30 \times 8) + (0,05 \times 2) = 2,50 \text{ m}$$

$$2,50 < 2,60 \text{ m} \quad \text{ok!}$$

O sistema está 3,5 cm acima do fundo do filtro.

Reservatório de distribuição:

- Volume total diário = 419904 l
- Volume do Reservatório Elevado: $\frac{1}{3} 419904 = 139968$ l
- Volume do Reservatório Inferior: $\frac{2}{3} 419904 = 279936$ l

Dimensões dos Reservatórios:

↳ Elevado — $V = 140 \text{ m}^3$
Arbitrando $r_1 = 5 \text{ m}$
 $r_2 = 2 \text{ m}$

Fórmula de Volume do tronco de Cone

$$V = \frac{h\pi}{3} [r_1^2 + r_1 \cdot r_2 + r_2^2]$$

$$140 = \frac{h\pi}{3} [5^2 + 5 \cdot 2 + 2^2]$$

$$h = 4 \text{ m}$$

↳ Cisterna — $V = 280 \text{ m}^3$
Arbitrando $h = 3 \text{ m}$
 $L = 8 \text{ m}$

$$C = \frac{280}{3 \times 8} = 12 \text{ m}$$

Rede de distribuição de Água

Nó P ₁ →	$(11 \text{ casas} \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,17 l/s
Nó S →	$(11 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,17 l/s
Nó T →	$(13 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,20 l/s
Nó V →	$(14 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,22 l/s
Nó X →	$(9 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,14 l/s
Nó O →	$(135 \text{ pessoas} \times 50 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,15 l/s
Nó P →	$(13 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,20 l/s
Nó Q →	$(14 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,22 l/s
Nó b →	$(10 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,16 l/s
Nó c →	$(10 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,16 l/s
Nó d →	$(2775,11 \text{ m}^2 \times 1,5 \text{ l/m}^2) \div 86400 =$	0,05 l/s
Nó e →	$(100 \text{ pessoas} \times 50 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,11 l/s
Nó f →	$(100 \text{ pessoas} \times 50 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,11 l/s
Nó g →	$(100 \text{ pessoas} \times 50 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,11 l/s
Nó h →	$(10 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,16 l/s
Nó i →	$(10 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,16 l/s
Nó j →	$(10 \times 6 \times 120 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	0,16 l/s
Nó L →	$(5290,7 \times 1,5) \div 86400 =$	0,09 l/s
Nó M →	$(2104,41 \times 1,5) \div 86400 =$	0,04 l/s
Nó N →	$(1920 \times 50 \times 1,25 \times 1,5) \div 86400 =$	2,08 l/s

Soma = 4,86 l/s

- Primeira tentativa:
- Método das Malhas (Hardy Cross)

↪ O resumo está na tabela 41

Arbitrando o diâmetro, determinou-se a perda de carga (J) através da fórmula de Hazen Williams:

$$J = \frac{Q^{1,85}}{(0,279 C)^{1,85} \times D^{4,87}}$$

Depois determinou-se a perda de carga total em cada trecho (h). Ao determinar a correção Δ das vazões arbitradas, foi encontrado um valor rápido de convergência. Com isso, verificou-se a velocidade e então constatou-se que esta não atendia as especificações da Norma 12218 que recomenda velocidade mínima de 0,6 m/s.

$$\text{Por Hazen Williams : } V = 0,355 C D^{0,63} J^{0,54}$$

- Segunda tentativa ;
Método das Redes Ramificadas

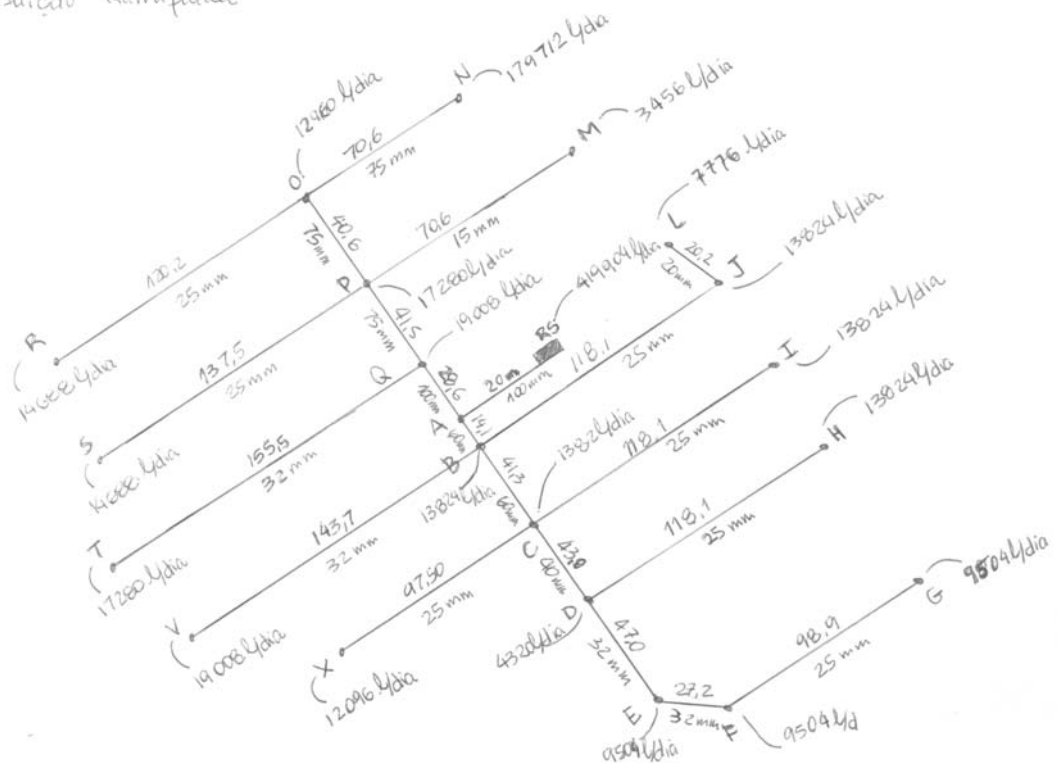
↳ O resumo está na tabela 4.2

Neste caso fixou-se a perda de carga unitária (J) em 8 m/km e com a vazão de Nó, encontrou-se o diâmetro de cada trecho.

Ao conferir a velocidade constatou-se novamente que a mesma não atendia às especificações.

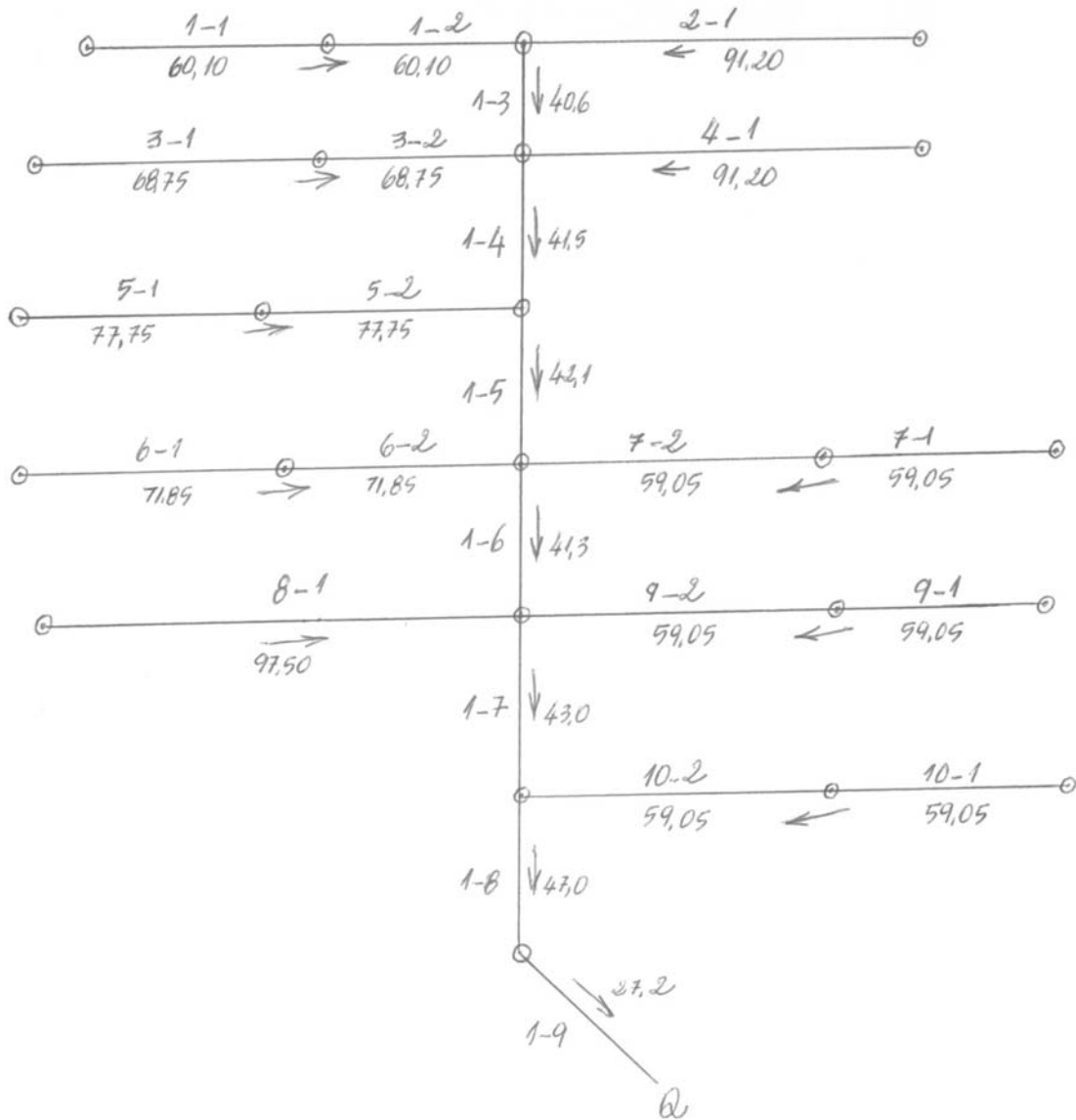
Pode-se concluir que por ser o terreno plano, o que não auxilia na distribuição, recomenda-se a utilização de um sistema de bombeamento, para melhorar a velocidade.

Distribuição Ramificada



Distâncias em metros

Dimensionamento da Rede Coletora de Esgoto:



Dados

- * Rede de esgoto = 1473,8 m
- * Consumo máximo diário de água = 120 l/hab x dia
- * Loços de inspeção = espaçamento mínimo de 100 m.

→ Contribuição máxima diária para esgotos:

$$80\% \times 120 \frac{\text{l}}{\text{hab} \times \text{dia}} = 96 \text{ l/hab} \times \text{dia} //$$

→ Taxa de contribuição linear (l/s.m):

$$T_f = \frac{C \cdot d \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400 \cdot L}$$

$$T_f = \frac{0,8 \times 2865 \text{ hab} \times 96 \text{ l/hab} \times 1,25 \times 1,5}{86400 \cdot 1473,8 \text{ m}}$$

$$T_f = 0,0031 \text{ l/s.m} //$$

C = coeficiente de retorno

K₁ = coeficiente de máxima vazão diária

K₂ = coeficiente de máxima vazão horária.

Essa é a única taxa de contribuição linear pois o conjunto habitacional não tem perspectiva de expandir sua área de contribuição futuramente.

Por norma, em áreas residenciais, o diâmetro mínimo dos tubos da rede coletora é 100 mm.

Dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgoto

Tipo: Filtros anaeróbios de fluxo ascendente (FAFA):

↳ Dimensionamento do canal de acesso:

$$\begin{aligned} \text{largura} &= 15 \text{ cm} \checkmark \\ \text{altura} &= 15 + 10 = 25 \text{ cm} \checkmark \end{aligned}$$



↳ Dimensionamento da grade:

característica da grade → espessura da barra = 1 cm
→ espaçamento entre barras = 2,5 cm
→ $\alpha = 60^\circ$ (inclinação da grade)

$$4 \text{ barras} \times 2,5 \text{ cm} + 5 \text{ espaçamentos} \times 1,0 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \sim \text{OK!}$$

↳ Dimensionamento da caixa de areia:

Medidor parshall = 6"

$Q_{p, \text{máx}} = 110,4 \text{ l/s} \sim$ tabela 95 (Ruirolari)

$Q_{p, \text{mín}} = 1,52 \text{ l/s}$

parâmetros de vazão (m^3/s) $\sim \lambda = 0,381$ e $n = 1,580$

a) Determinar a altura do degrau (Z):

$$H_{p, \text{mín}} = (Q_{p, \text{mín}} / \lambda)^{1/n}$$

$$H_{p, \text{mín}} = (0,00152 / 0,381)^{0,633} \sim H_{p, \text{mín}} = 0,030 \text{ m}$$

$$H_{p, \text{máx}} = (0,1104 / 0,381)^{0,633} \sim H_{p, \text{máx}} = 0,46 \text{ m}$$

$$\frac{Q_{\text{mín}}}{(H_{p, \text{mín}} - Z)} = \frac{Q_{\text{máx}}}{(H_{p, \text{máx}} - Z)} \quad \text{e } H_p - Z = Y$$

$$\frac{0,00152}{(0,030 - z)} \neq \frac{0,1104}{(0,46 - z)} \sim 0,11z = 0,0026$$
$$z = 3 \text{ cm} //$$

b) Cálculo do comprimento da caixa de areia:

$$Y = H_p - Z \quad \leadsto \quad Y = 0,46 - 0,02 \quad \leadsto \quad Y = 0,44 \text{ m}$$
$$L = 25Y \quad \leadsto \quad L = 25 \times 0,44 \quad \leadsto \quad L = 11 \text{ m}$$

c) Cálculo da largura da caixa de areia:

$$B = \frac{Q_{\text{máx}}}{V_{\text{hor.}} \cdot Y} \quad \leadsto \quad B = \frac{0,1104}{0,30 \times 0,43} \quad \leadsto \quad B = 0,90 \text{ m}$$

$V_{\text{horizontal}} = 0,30 \text{ m/s}$ (adotado: Fluxolari)

d) Verificação das velocidades na caixa de água:

$$V = \frac{Q}{B \cdot Y} \quad \text{e} \quad Y = H_p - Z$$

$$\rightarrow \text{Para } Q_{\text{mín}} = 0,00152 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Y_{\text{mín}} = 0,03 - 0,02 = 0,01 \text{ m}$$

$$V_{\text{mín}} = \frac{0,00152}{0,90 \times 0,01} \quad \leadsto \quad V_{\text{mín}} = 0,17 \text{ m/s ok!}$$

$$\rightarrow \text{Para } Q_{\text{máx}} = 0,1104 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Y_{\text{máx}} = 0,46 - 0,02 = 0,44 \text{ m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{0,1104}{0,90 \times 0,44} \quad \leadsto \quad V_{\text{máx}} = 0,28 \text{ m/s ok!}$$

Velocidade entre 0,15 e 0,30 m/s.

e) Cálculo da altura de armazenamento da areia

$$Q_{\text{máx}} = 0,1104 \text{ m}^3/\text{s}$$

produção de areia na ETE = $0,004 \text{ l/m}^3$ \rightarrow para redes a serem implantadas adota-se valores de regiões com características semelhantes.

A caixa de areia será limpa a cada 3 semanas:
Volume de armazenamento:

$$V_{\text{3 dias}} = \frac{0,1104 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s/dia} \times 21 \text{ dias} \times 0,004 \text{ l/m}^3}{1000}$$

$$V_{\text{3 dias}} = 801 \text{ l} = 0,8 \text{ m}^3$$

$$H = \frac{V_{\text{3 dias}}}{B \cdot L} \Rightarrow H = \frac{0,8}{0,9 \times 11} \Rightarrow H = 9 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$H = 40$; a norma prescreve como um valor ideal para o bom funcionamento.

2 - Dimensionamento da fossa séptica:

a) Cálculo do volume útil:

$$V = 1000 + N(C \cdot T_d + K \cdot L_f) \quad \text{referência das tabelas "Nurisolari"}$$

N = nº de pessoas

C = contribuição de despejos

T_d = tempo de detenção \rightarrow tabela 9.2

K = taxa de acumulação de lodo digerido \rightarrow tabela 9.3

L_f = contribuição de lodo fresco \rightarrow tabela 9.1

Obs: como o efluente a ser tratado já possui uma vazão proveniente da rede de esgoto, esta será portanto, a vazão adotada.

$$Q_f = 3,78 \text{ l/s}$$

$$N \cdot C = 3,78 \times 86400 = 326.592 \text{ l/dia}$$

para $C = 100 \text{ l/pessoa.dia}$

$$N = 326.592 / 100 \approx 3266 \text{ pessoas}$$

$$V = 1000 + 326.592 \times 0,5 + 1 \times 3266 \times 9,7$$

$$V = 481.098 \text{ l} = 481,098 \text{ m}^3$$

Fossa séptica retangular, fixando $h = 3,0 \text{ m}$ e $b = 2a$

$$A = \frac{481,098}{3,0} \Rightarrow A = 160,366 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} a \cdot b = 160,366 \\ b = 2a \end{cases}$$

$$\rightarrow 2a^2 = 160,366$$

$$a \cong 9,0 \text{ m} \checkmark, \quad b \cong 18,0 \text{ m} \checkmark$$

→ Dimensionamento do filtro anaeróbio (FAFA)

$$V = 1,60 \text{ N.C.Td}$$

utilizando os mesmos valores do cálculo da fossa;

$$V = 1,60 \times 326,592 \times 0,5 \quad \rightarrow \quad V = 261,2736 \text{ m}^3$$

Adotando para o FAFA a forma cilíndrica, teremos:

$$A = \frac{261,2736}{1,8} \quad \rightarrow \quad A = 145,152 \text{ m}^2$$

a altura ($h = 1,8 \text{ m}$) corresponde a $1,2 \text{ m}$ do filtro mais $0,3$ mais $0,3 \text{ m}$ do fundo falso, mais $0,3 \text{ m}$ da parte acima do material de enchimento.

$$\frac{\pi d^2}{4} = 145,152 \quad \rightarrow \quad d = 13,6 \cong 14,0 \text{ m} //$$

→ Dimensionamento da calha condutora do efluente tratado para o corpo receptor (canal Vila - da - Rainha).

material = concreto $\rightarrow n = 0,013$

$$\rightarrow D = 150 \text{ mm}$$

$$Q = 226,8 \text{ l/min}$$

verificar

$$Q = k \cdot \frac{S}{n} R_H^{2/3} d^{1/2}$$

$$\text{área molhada, } S = 75 \cdot \pi / 2 \rightarrow 0,0088 \text{ m}^2$$

$$R_H = 0,0088 / 0,236 = 0,037$$

$$P = 0,236 \text{ m}$$

$$Q = 60000 \times \frac{0,0088}{0,13} \times (0,037)^{2/3} \times (0,01)^{1/2} \quad \rightarrow \quad Q = 450,9 \text{ l/min} //$$

Diâmetro da calha de concreto = 150 mm.

Anexo C

Saídas de campo



Início do Canal Vila da Rainha



Localização do Canal com GPS



Vista do Canal



Encontro com o Paraiba do Sul



ETE de Quissamã



ETA do Saldanha



Vista do Terreno

