

UNIVERSIDADE CANDIDO MENDES
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

THIAGO MONTEIRO DE SOUZA

**PROJETO DE INSTALAÇÕES HIDROSSANITÁRIAS PARA GALERIA
COMERCIAL EM CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ**

CAMPOS DOS GOYTACAZES, RJ.
Junho de 2021

UNIVERSIDADE CANDIDO MENDES
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Thiago Monteiro de Souza

PROJETO DE INSTALAÇÕES HIDROSSANITÁRIAS PARA CENTRO
COMERCIAL EM CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

Monografia apresentada ao curso de
Engenharia Civil da Universidade Candido
Mendes – Campos/RJ, para a obtenção do
grau de BACHAREL EM ENGENHARIA
CIVIL.

Orientador: Prof. Markssuel Teixeira Marvila, M. Sc.

CAMPOS DOS GOYTACAZES, RJ.

Junho de 2021

THIAGO MONTEIRO DE SOUZA

PROJETO DE INSTALAÇÕES HIDROSSANITÁRIAS PARA CENTRO
COMERCIAL EM CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Candido Mendes – Campos/RJ, para a obtenção do grau de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovado em: _____ de _____ de 2021.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Markssuel Teixeira Marvila, M. Sc. - Orientador
Universidade Candido Mendes

Prof. Afonso Rangel Garcez de Azevedo, D. Sc.
Universidade Candido Mendes

Prof. Flávia Chrysóstomo Silva, M. Sc.
Universidade Candido Mendes

CAMPOS DOS GOYTACAZES, RJ.

Junho de 2021

FICHA DE AVALIAÇÃO
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

ITENS A SEREM AVALIADOS	NOTA MÁXIMA	NOTA ATRIBUÍDA
SEMINÁRIO/ARGUIÇÃO:		
1) Tempo de apresentação (sugere-se tempo de 20-30 minutos)	05	
2) Formatação dos slides	05	
3) Utiliza linguagem clara, objetiva, formal e isenta de erros e vícios.	10	
4) Seminário dinâmico e ressaltando pontos mais importantes do trabalho.	05	
5) Segurança nos questionamentos dos membros avaliadores.	05	
CONTEÚDO DO TCC:		
6) Formatação atendendo as normas e redação clara, bem estruturada e corretamente adequada ao idioma.	10	
7) A proposta do trabalho é relevante. O título e o resumo representam o conteúdo do TCC.	10	
8) A introdução, o objetivo e a justificativa apresentam a formulação do problema de pesquisa.	10	
9) A revisão bibliográfica (desenvolvimento) é atualizada e pertinente.	20	
10) O TCC demonstra adequação quanto aos métodos utilizados.	15	
11) O cronograma está adequado e contém os itens principais a serem desenvolvidos	05	
NOTA FINAL = somatório de todos os itens	100	

Dedico este projeto à Deus, à minha família e amigos por todo suporte e atenção dada ao longo desta longa caminhada.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por todas conquistas em minha vida, pois tudo que sou e tenho é graças a Ele.

Agradeço ao meu pai, José Roberto, por me proporcionar educação e por sempre estar ao meu lado em todos os momentos da minha vida, a minha paixão pela Engenharia civil teve início com ele, Técnico em Edificações.

Sou grato também ao meu irmão, amigos, primos e tios. Foi por causa de vocês também que estou conseguindo concluir mais um sonho.

Meu agradecimento especial vai para minha mãe, Denair, professora e pedagoga, sempre priorizou minha educação e aos seus quarenta e poucos anos ingressou na universidade conquistando o seu tão sonhado diploma universitário. Uma incentivadora e sonhadora, um exemplo para mim de que nunca é tarde para o conhecimento. Meu muito obrigado, Mãe.

Meu muito obrigado também vai para meu Orientador Markssuel pelo apoio e incentivo durante esses meses. Você é um professor exemplar, ama o que faz. Isso é admirável!

A todos os professores da UCAM – Campos-RJ, gratidão por todo o conhecimento e ensinamento passados, vocês foram muito importantes para meu crescimento pessoal e profissional.

RESUMO

PROJETO DE INSTALAÇÕES HIDROSSANITÁRIAS PARA GALERIA COMERCIAL EM CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

Com o passar dos anos, a humanidade busca cada vez mais a praticidade e comodidade. Em decorrência da pandemia ocorrida atualmente, os comerciantes tiveram que se adaptar aos novos meios de venda e até mesmo serem criativos para atrair novos clientes e, assim, tentando manter a sua renda. Por estas razões este trabalho destinou-se a um projeto de galeria comercial, que está sendo criada de forma a facilitar essa nova cultura, levando uma maior variedade de produtos em um só lugar e estando mais perto do consumidor, evitando dessa forma, exposições e aglomerações desnecessárias. O projeto consiste em construções de galerias, lojas comerciais, para atender ramos alimentícios, farmacêuticos e/ou vestuários, ou seja, qualquer estabelecimento comercial que seja adequado ao espaço sugerido, sendo voltado para bairros distantes do centro comercial do município de Campos dos Goytacazes. Desta forma, será desenvolvido um projeto de instalações hidrossanitárias adequado à galeria, utilizando referências bibliográficas específicas e atendendo as normas NBR 5626 (ABNT, 2020), NBR 5626 (ABNT, 1998), NBR 8160 (ABNT, 1999) e NBR 10844 (ABNT, 1989), sendo realizado dimensionamento das instalações hidráulicas de água fria e água quente, esgoto sanitário e águas pluviais.

PALAVRAS-CHAVE: Instalações hidrossanitárias, Água fria, Esgoto, Águas pluviais, Dimensionamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Distribuição de água na Terra.....	19
Figura 2: Proporção de área territorial, disponibilidade hídrica e população para as cinco regiões do Brasil.....	20
Figura 3: Componentes do sistema de captação da água de chuva.	24
Figura 4: Partes constituintes do sistema de esgoto sanitário.....	28
Figura 5: Esgoto sanitário.	32
Figura 6: Influência do vento na inclinação da chuva.	47
Figura 7: Indicações para cálculos de área de contribuição.....	48
Figura 8: Ábacos para a determinação de diâmetros de condutores verticais.	53
Figura 9: Planilha modelo.....	61
Figura 10: Dimensões das tubulações da marca Tigre.....	62
Figura 11: Planta baixa do pavimento inferior.....	66
Figura 12: Planta baixa do pavimento superior.....	67
Figura 13: Planta de cobertura.....	67
Figura 14: Fachada.....	68
Figura 15: Fachada.....	68
Figura 16: Fachada.....	69
Figura 17: Fachada.....	69
Figura 18: Reservatórios.	71
Figura 19: Reservatórios.	72
Figura 20: Reservatórios.	72
Figura 21: Reservatórios.	73
Figura 22: Reservatórios.	74
Figura 23: Reservatórios.	74
Figura 24: Planta baixa da copa, lavabo e área.	75
Figura 25: Isométrico da copa e lavabo.	76
Figura 26: Sistema de esgoto.....	85
Figura 27: Detalhe do sistema de esgoto- Pavimento térreo.	86
Figura 28: Isométrico do sistema de esgoto.....	87
Figura 29: Pavimento térreo pluvial.....	91
Figura 30: Isométrico das tubulações das águas pluviais.	91

Figura 31: Isométrico geral.....	92
Figura 32: Cobertura pluvial.....	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coleta de esgoto no Brasil (%)	31
Tabela 2: Unidades Hunter de contribuição dos aparelhos sanitários e diâmetro nominal mínimo dos ramis de descarga.	35
Tabela 3: Dimensionamento dos desconectores.	36
Tabela 4: Unidades de Hunter de contribuição.	36
Tabela 5: Dimensionamento de ramais de esgoto.	37
Tabela 6: Dimensionamento do tubo de queda.	38
Tabela 7: Relação do diâmetro nominal do tubo com número máximo de unidade de Hunter.	39
Tabela 8: Dimensionamento dos ramais de ventilação.	44
Tabela 9: Dimensionamento de colunas e barrilete de ventilação.	45
Tabela 10: Coeficiente multiplicativos da vazão de projeto.	50
Tabela 11: Coeficiente de rugosidade.	51
Tabela 12: Capacidades de calhas semicirculares com coeficientes de rugosidade $n= 0,011$ (Vazão em L/min).	51
Tabela 13: Capacidade de condutores horizontais de seção circular (vazões em L/min.).	54
Tabela 14: Vazão nos pontos de utilização em função do aparelho sanitário e da peça de utilização.	56
Tabela 15: Estimativa de consumo diário de água.	57
Tabela 16: Taxa de ocupação de acordo com a natureza do local.	58
Tabela 17: Pesos relativos nos pontos de utilização identificados em função do aparelho sanitário e da peça de utilização.	60
Tabela 18: Rotina para dimensionamento de tubulações.	61
Tabela 19: Vazões máximas para as bitolas comerciais da tubulação Tigre.	63
Tabela 20: Perda de carga em conexões - Comprimento equivalente para tubo rugoso.	64
Tabela 21: Perda de carga em conexões - Comprimento equivalente para tubo liso.	64
Tabela 22: Valores máximos do coeficiente K da perda de carga.	65
Tabela 23: Memorial de cálculo da Loja 01.	77

Tabela 24: Memorial de cálculo da Loja 01.	78
Tabela 25: Memorial de cálculo da Loja 02.	78
Tabela 26: Memorial de cálculo da Loja 02.	79
Tabela 27: Memorial de cálculo da Loja 03.	79
Tabela 28: Memorial de cálculo da Loja 03.	79
Tabela 29: Memorial de cálculo Loja 04.	80
Tabela 30: Memorial de cálculo da Loja 04.	80
Tabela 31: Memorial de cálculo da Loja 05.	80
Tabela 32: Memorial de cálculo da Loja 05.	81
Tabela 33: Pressões disponíveis da Loja 01.	82
Tabela 34: Pressões disponíveis da Loja 02.	82
Tabela 35: Pressões disponíveis da Loja 03.	82
Tabela 36: P Pressões disponíveis da Loja 04.	83
Tabela 37: Pressões disponíveis da Loja 05.	83
Tabela 38: Diâmetros adotados para os ramais de descarga.	84
Tabela 39: Memorial de cálculo das instalações pluviais.	95
Tabela 40: Memorial de cálculo das instalações pluviais.	95
Tabela 41: Pressões disponíveis nas instalações de águas pluviais.	96

LISTA DE SÍMBOLOS

θ - Ângulo

SO_2 - Dióxido de enxofre

$^\circ$ - Grau

L- Litro

L/mín.- Litro por minuto

m- Metro

mm- Milímetro

NO_x - Óxidos de nitrogênio

%- Porcentagem

Km^2 - Quilômetro cúbico

Km^3 - Quilômetro quadrado

V- Volume

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1	40
Equação 2	43
Equação 3	43
Equação 4	47
Equação 5	49
Equação 6	50
Equação 7	55
Equação 8	55
Equação 9	57
Equação 10	58
Equação 11	59
Equação 12	62
Equação 13	62
Equação 14	64

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas

a.C- Anos antes de Cristo

ABES- Associação Brasileira de Software

ANA- Agência Nacional de Águas

BNH- Banco Nacional de Habilitação

CCM's- Complexo Convectivo de Mesoescala

CGD- Caixa de Gordura Dupla

CGE- Caixa de Gordura Especial

CGP- Caixa de Gordura Pequena

CGS- Caixa de Gordura Simples

DN- Diâmetro Nominal

EE- Estações Elevatórias

ETE- Estação de Tratamento de Esgoto

FGTS- Fundo de Garantia do Tempo de Serviço

FIESP- Federação das Indústrias do Estado de São Paulo

FUNASA- Fundação Nacional da Saúde

IBGE- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

INMET- Instituto Nacional de Meteorologia

NBR- Normas Brasileiras

PAC- Programa de Aceleração do Crescimento

PLANASA- Plano Nacional de Saneamento

PMSB- Plano Municipal de Saneamento Básico

RJ- Rio de Janeiro

SFS UHC- Unidades de Hunter de Contribuição

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
2 OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVO GERAL	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3 JUSTIFICATIVA	18
4 REVISÃO DE LITERATURA	19
4.1 ÁGUA.....	19
4.1.1 CARACTERIZAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO	21
4.2 SISTEMA DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA DE CHUVA	23
4.3 ESGOTO SANITÁRIO	25
4.4 TIPOS DE COLETA E TRATAMENTO DE ESGOTOS SANITÁRIOS	26
4.4.1 SISTEMAS INDIVIDUAIS	27
4.4.2 SISTEMAS COLETIVOS	27
4.5 PARTES QUE CONSTITUEM O SISTEMA DE ESGOTAMENTO	27
4.6 HISTÓRICO DO ESGOTO SANITÁRIO NO BRASIL	29
4.7 SITUAÇÃO DO ESGOTO SANITÁRIO NO BRASIL.....	30
5 METODOLOGIA	34
5.1 INSTALAÇÕES DE ESGOTO SANITÁRIO	34
5.1.1 COMPONENTES DO SUBSISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO SANITÁRIO	34
5.1.1 DESCONECTORES	35
5.1.2 RAMAIS DE DESCARGA E ESGOTO	37
5.1.4 COLETOR PREDIAL E SUBCOLETORES	39
5.1.5 CAIXA DE GORDURA.....	39
5.1.6 CAIXAS DE PASSAGEM.....	41
5.1.7 DISPOSITIVOS DE INSPEÇÃO	41
5.1.8 INSTALAÇÃO DE RECALQUE	42

5.1.9 COMPONENTES DO SUBSISTEMA DE VENTILAÇÃO.....	44
5.2 INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	46
5.2.1 FATORES METEOROLÓGICOS	46
5.2.2 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO.....	47
5.2.3 VAZÃO DE PROJETO.....	49
5.2.4 COBETURAS HORIZONTAIS DE LAJE.....	49
5.2.5 CALHAS	49
5.2.6 CONDUTORES VERTICAIS	52
5.2.7 CONDUTORES HORIZONTAIS.....	54
5.3 INSTALAÇÕES DE SISTEMAS PREDIAIS DE ÁGUA FRIA	54
5.3.1 DETERMINAÇÃO DO CONSUMO DIÁRIO DE ÁGUA FRIA	57
5.3.2 DIMENSIONAMENTO DO RAMAL PREDIAL, CAVALETE E ALIMENTADOR PREDIAL.....	58
5.3.3 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE RESERVAÇÃO	59
5.3.4 DIMENSIONAMENTO DAS TUBULAÇÕES.....	59
6 RESULTADOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	66
6.1 INSTALAÇÃO DE ÁGUA FRIA	70
6.2 INSTALAÇÃO DE ESGOTO SANITÁRIO.....	84
6.3 INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	87
6.4 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE ÁGUAS PLUVIAIS	93
6.4.1 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO SUPERIOR DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	93
6.4.2 INSTALAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS	94
7 CONCLUSÕES	97
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	98
ANEXO A.....	103
ANEXO B.....	104

1 INTRODUÇÃO

O sistema hidráulico predial de abastecimento de água, assim como os demais sistemas relativos à construção civil, evoluiu muito nos últimos anos, com isso houve a conscientização no âmbito profissional da necessidade de especificações mais precisas e rigorosas, surgindo assim as normas que visam padronizar as instalações tornando o mesmo mais eficiente, durável e econômico, sem que haja perda de qualidade.

Conforme a norma NBR 5626 (ABNT,1998), dimensionamento é o ato de determinar dimensões e grandezas para que as instalações de água fria possam garantir o fornecimento de água de forma contínua, em quantidade suficiente, compressões e velocidades adequadas para que o sistema de tubulações e peças de utilização funcionem perfeitamente, preservar a potabilidade da água e garantir o máximo de conforto aos usuários, como evitar a propagação de ruídos nas tubulações.

De acordo com a norma NBR 8160 (ABNT,1999), as instalações de esgoto sanitário devem ser projetadas para evitar a contaminação da água, tanto no interior do sistema, quanto nos ambientes receptores, permitir escoamento dos despejos de maneira rápida, sem que haja a ocorrência de vazamentos e depósitos no interior das tubulações, impedir que os gases provenientes do sistema atinjam áreas de utilização e permitir acesso fácil para eventuais manutenções e substituições.

Tendo como referência a norma NBR 10844 (ABNT, 1989), que preconiza as exigências e critérios aos projetos de instalações de drenagem de águas pluviais, visando a garantir níveis aceitáveis de funcionalidade, segurança, higiene, conforto, durabilidade e economia.

Neste trabalho, será feito o dimensionamento das instalações de água fria, de esgoto sanitário e águas pluviais de uma galeria comercial. Onde todo o dimensionamento será feito através de um projeto arquitetônico comercial.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Realizar o dimensionamento das instalações de água fria, esgoto sanitário e águas pluviais de uma galeria comercial em Campos dos Goytacazes - RJ, a partir de um projeto arquitetônico comercial.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dimensionar de acordo com a NBR 5626 (ABNT, 2020) e NBR 5626 (ABNT, 1998) as instalações de água fria.
- Dimensionar de acordo com a NBR 8160 (ABNT, 1999) as instalações de esgoto sanitário.
- Dimensionar de acordo com a NBR 10844 (ABNT, 1989) as instalações prediais de águas pluviais.

3 JUSTIFICATIVA

Visando que a água é um composto químico fundamental na vida humana, com diversas utilizações, aplicações e essencial para o consumo humano, se tornando elemento indispensável na construção civil, onde na maioria das construções arquitetônicas global se faz necessário a inclusão de projetos hidrossanitários.

No Brasil, os projetos hidrossanitários são padronizados conforme normas brasileiras (NBR), fornecida pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), onde todo o dimensionamento do projeto, assim como todos os elementos utilizados na instalação, deve seguir a NBR a que se destina.

4 REVISÃO DE LITERATURA

4.1 ÁGUA

A água cobre cerca de 71% da superfície do nosso planeta, dessa quantia as águas de oceanos representam 96,5% e apenas 2,5% corresponde a águas doces. O restante está no subsolo ou em lagos de água salgada. Da porcentagem que representa as águas doces, apenas 1,3% são águas superficiais, desse valor 0,46% são águas dos rios (USGS, 2016). A Figura 1 ilustra os números descritos acima. Observa-se que a principal fonte de abastecimento de água mundial (rios) corresponde a uma pequena parcela de toda água doce disponível.

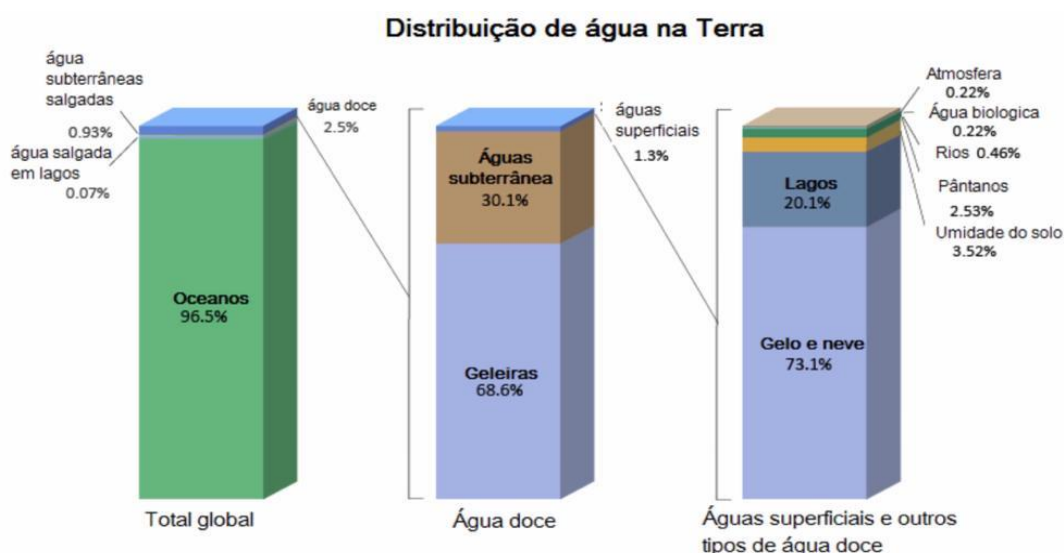


Figura 1: Distribuição de água na Terra.
Fonte: Adaptado de USGS, 2016

No Brasil não é diferente: o principal manancial de abastecimento também são os rios e córregos. O país é privilegiado quando o assunto é recursos hídricos, dono de 13% de toda água doce do planeta, contudo esses recursos não estão divididos de maneira igualitária no território nacional. A região hidrográfica amazônica detém 81% desses recursos, onde vivem apenas 5% da população nacional, enquanto as regiões hidrográficas banhadas pelo Oceano

Atlântico têm quase metade da população do país (45,5%) e apenas 2,7% desses recursos (ANA, 2014). Destaca-se que em situações de escassez hídrica os recursos hídricos devem ser usados prioritariamente para o consumo humano e dessedentação de animais, de acordo com os fundamentos da Política Nacional de Recursos Hídricos (BRASIL, 1997).

Embora o país disponha de água em grande quantia, o Brasil não está imune a secas. O Nordeste brasileiro é uma das regiões mais afetadas pela falta de chuva e elevada evapotranspiração, caracterizando aquela região como de clima semiárido. Todavia não é somente o Nordeste que sofre atualmente com a escassez de água, no ano de 2014 a seca chegou a região Sudeste do país. Afetando milhões de pessoas, os anos de 2014 e 2015 registraram alturas pluviométricas abaixo do normal para a região. O despreparo das autoridades para gerenciar a crise hídrica acarretou danos à qualidade de vida da população.

Segundo os dados apresentado pela Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil (2013), aproximadamente 80% da disponibilidade hídrica superficial do país encontra-se na bacia amazônica, a qual é habitada por menos de 5% da população total, da mesma forma, apenas 20% dos recursos hídricos estão disponíveis para 95% da população brasileira.

A Figura 2 relaciona a disponibilidade hídrica, população e a área territorial das cinco regiões que compreendem o Brasil.

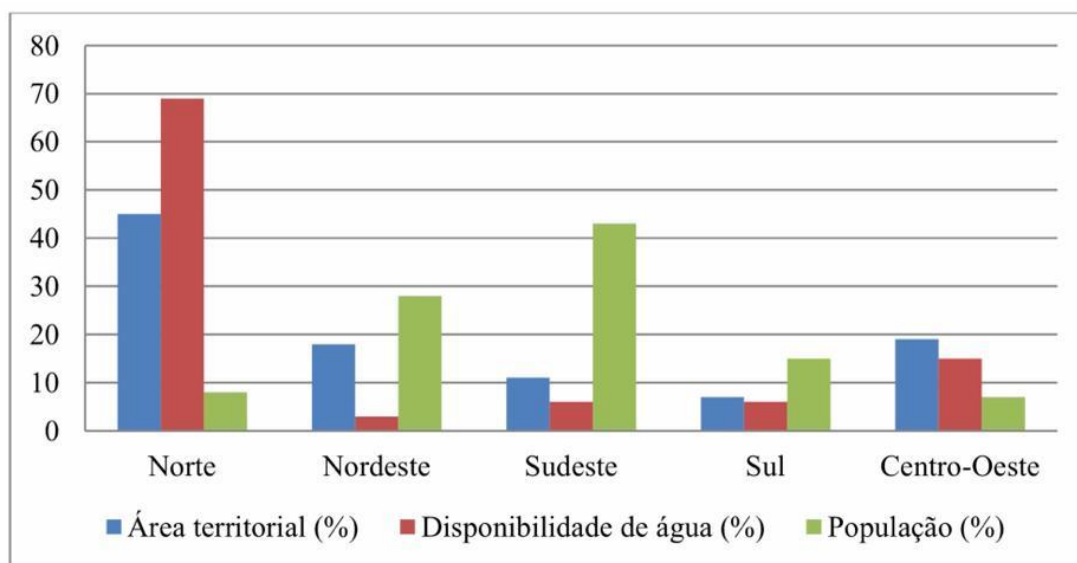


Figura 2: Proporção de área territorial, disponibilidade hídrica e população para as cinco regiões do Brasil.

Fonte: IBGE (2010); ANA (2013)

O desequilíbrio entre oferta e demanda pela água no Brasil é evidente, ainda mais quando verificado que as regiões onde a predominância da atividade industrial e agrícola é mais assídua como, por exemplo, o sudeste e nordeste existem a maior concentração populacional e menor disponibilidade hídrica.

Além de uma grande disponibilidade hídrica superficial, o Brasil dispõe de um dos maiores reservatórios de água subterrânea do mundo: O Aquífero Guarani, que cobre uma superfície de quase 1,2 milhão de km², e está inserido na Bacia Geológica Sedimentar do Paraná, localizada entre 4 países vizinhos (Brasil, Paraguai, Uruguai e Argentina). Devido sua grandiosidade, o aquífero apresenta-se como a principal reserva de água subterrânea da América do Sul, com um volume estimado em 46 mil km³, sendo que 2/3 da área total está localizado em território brasileiro, entre os estados de Goiás, Mato Grosso, Minas Gerais, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul (AQUÍFERO GUARANI, 2015).

O uso de tecnologias de aproveitamento de águas pluviais é datado desde o período antes de Cristo. No ano de 850 a.C., a pedra Mohabita, encontrada no Oriente Médio, é o primeiro registro feito sobre o tema, onde o rei Mesa sugere que seja criado um reservatório em cada casa para uso próprio (Gnadlinger, 2000). Durante o Império Romano foram construídas diversas instalações para aproveitamento de águas de chuvas, por toda Itália há registros dessas construções. Na cidade portuguesa de Tomar existem construções centenárias que ainda são utilizadas, como é o caso da Fortaleza dos Templários (OLIVEIRA, 2014).

4.1.1 CARACTERIZAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO

Originalmente, a palavra pluvial é oriunda do latim Pluvium, a qual significa chuva. E, desta forma, a denominação de água pluvial ou água da chuva é uma caracterização das águas decorrentes das precipitações. Precipitação é a liberação de água proveniente do vapor d'água da atmosfera sobre a superfície da Terra, apresentando-se sob diversas formas: orvalho, chuveiro, chuva,

granizo, saraiva ou neve, diferenciando-se umas das outras através do estado físico em que a água se encontra (TUCCI, 2001; VILLIERS, 2002).

A condensação do vapor d'água presente na atmosfera é resultante do seu resfriamento a ponto de saturação, podendo ocorrer devido a ação frontal de outras correntes eólicas, topografia acentuada, fenômenos de convecção térmica ou a combinação de todas essas causas (GARCEZ e ALVARES, 1988).

Quando do início do evento de precipitação pode ocorrer a contaminação devido ao carregamento de partículas que estão suspensas no ar. Essas partículas são substâncias nocivas como o dióxido de enxofre (SO₂) e óxidos de nitrogênio (NO_x). Normalmente, essa contaminação ocorre em áreas urbanas devido à grande quantidade de circulação de veículos e indústrias (TORDO, 2004).

A precipitação é um importante fator no controle do ciclo hidrológico e uma das variáveis climáticas que exerce maior influência na qualidade do meio ambiente. A variabilidade climática é uma característica importante a ser analisada no processo de instalação de sistemas de captação de água pluvial, pois determinarão o sucesso ou fracasso de seu funcionamento.

O Estado do Rio Grande do Sul, segundo o INMET (2016), apresenta distribuições de precipitação equilibradas ao longo do ano, todavia o volume de chuvas é desigual nas diversas regiões do Estado. A região sul apresenta precipitação média entre 1299 e 1500 mm, já ao norte apresenta precipitações médias entre 1500 a 1800 mm. Vários são os eventos climáticos responsáveis pela variação e distribuição da precipitação no Estado. Conhecido como Complexo Convectivo de Mesoescala (CCM's), são sistemas que se formam no período da noite e geralmente apresentam o máximo de convecção sobre o Sul do Paraguai e atingem o Estado com intensa precipitação em curto espaço de tempo (GUEDES, 1985). Esse evento ocorre normalmente na estação da primavera.

O fenômeno El Niño Oscilação Sul (ENOS) exerce expressivas anomalias climáticas de precipitação pluvial no Rio Grande do Sul, caracterizadas por apresentarem maior regime de chuvas e alterações térmicas. Em anos de El Niño, as chances de chuvas acima do normal são maiores, enquanto desvios negativos ocorrem em anos de La Niña (BRITTO *et al.*, 2008).

Estudo realizado por Britto *et al.* (2008), analisaram a variabilidade pluviométrica mensal e sazonal do Estado e encontraram quatro sub-regiões semelhantes, sendo elas, sub-região nordeste, noroeste, centro sul e litorânea. A sub-região do centro sul e litorânea apresentaram maior ocorrência de chuvas, durante a estação do inverno. Já na primavera, chove mais na sub-região noroeste do Estado, quando CCM's. No verão chove mais na sub-região nordeste e no outono na sub-região sudeste.

4.2 SISTEMA DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA DE CHUVA

O sistema de captação da água pluvial pode ser simples ou de complexas instalações podendo conter diversos tipos de dispositivos. Os sistemas simples dependem fundamentalmente de três elementos: precipitação, condutos horizontais e verticais e do reservatório de armazenamento. Já os sistemas complexos, são indicados para empreendimentos de grande porte, pois requerem assistência profissional, investimentos e reservatórios maiores ou interligados para armazenar grandes volumes de água (WATERFALL, 2002).

Independentemente do tipo de sistema a serem adotados, as condições ambientais locais, climatológicas, fatores econômicos e espaciais devem ser analisados, a fim de viabilizar a implantação do sistema.

Para Cilento (2009), a superfície de captação da água da pluvial e o reservatório para armazenamento da água são as estruturas principais que compõem o sistema de captação.

Já para Tomaz (2003), considera que os fatores mais importantes para o bom funcionamento do sistema são: precipitação do local, área de captação e a demanda que o empreendimento necessita.

A interligação das estruturas ocorre através de condutos horizontais (calhas) e verticais (canos), grades, filtros e caixa de armazenamento da primeira chuva, quando necessário. O sistema poderá trabalhar por gravidade ou através da inserção de bombas para realizar a condução da água para outros reservatórios.

Além da NBR 15.527 (ABNT, 2007), uma parceria entre a Agência Nacional das Águas – ANA, a Federação das Indústrias do Estado de São Paulo

- FIESP e o Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de São Paulo
- SindusCon (ANA, FIESP e SindusCon-SP, 2005) elaboraram o Manual de Conservação e Reuso da Água em Edificações, apresentando uma metodologia básica para o projeto de sistemas de coleta, tratamento e uso de água de chuva, conforme apresentado na Figura 3 e descrito através das seguintes etapas:
 - Determinação da precipitação média local (mm.mês-1);
 - Determinação da área de coleta;
 - Determinação do coeficiente de escoamento;
 - Projeto dos sistemas complementares (grades, filtros, tubulações);
 - Projeto do reservatório de descarte;
 - Escolha do sistema de tratamento necessário;
 - Projeto da cisterna;
 - Caracterização da qualidade da água pluvial;
 - Identificação dos usos da água (demanda e qualidade).

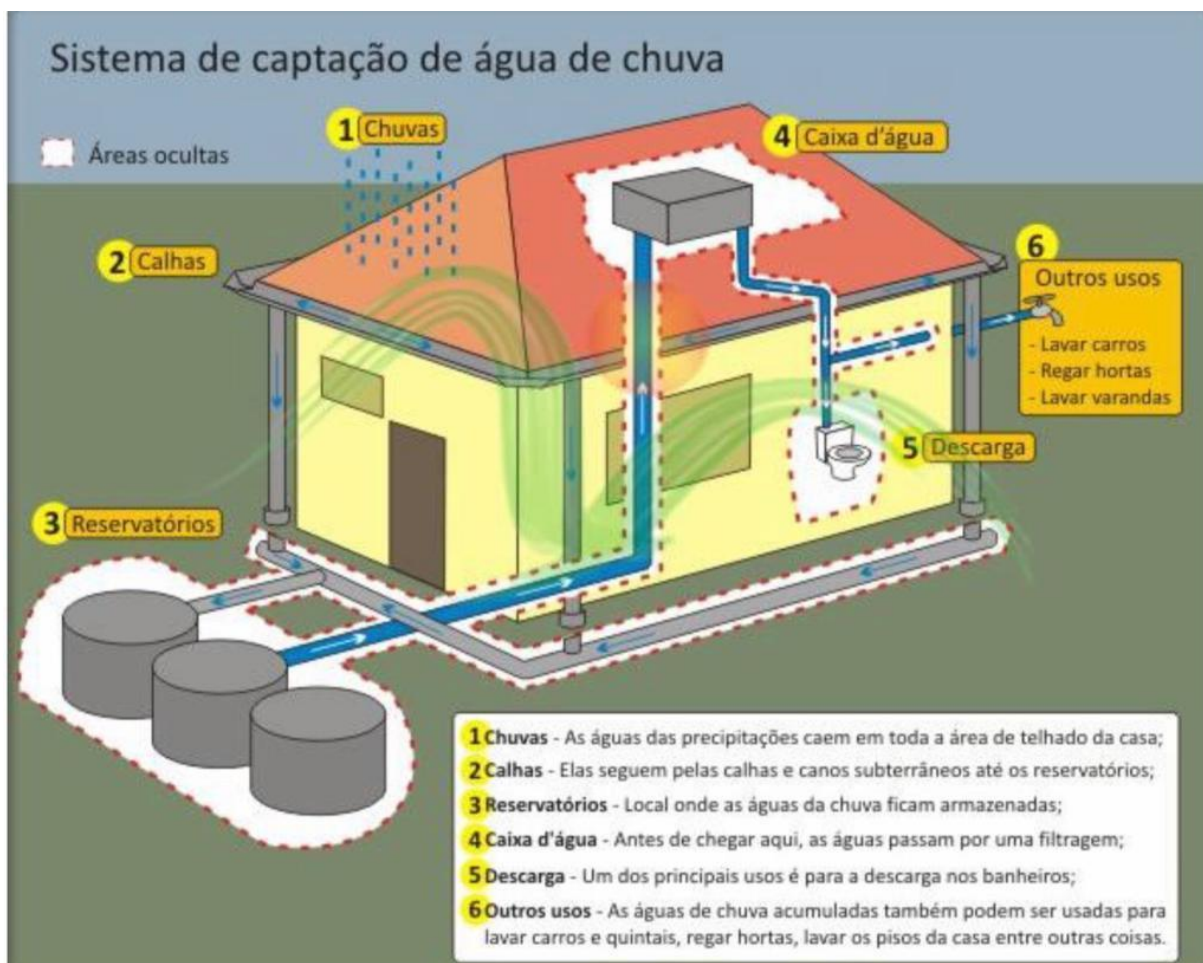


Figura 3: Componentes do sistema de captação da água de chuva.
 Fonte: <http://www.clareando.com.br/interno.asp?conteudo=solucoes>

Para compor o sistema, podem ser inseridos dispositivos para o tratamento da água como, por exemplo, filtração e desinfecção da água. A qualidade da água coletada irá depender da finalidade do aproveitamento.

Para Mano e Schmitt (2004), a água de chuva pode ser utilizada de forma parcial ou total. O uso parcial compreende aplicações específicas no aproveitamento como, por exemplo, utilização da água somente para a lavagem de veículos. Já o uso total abrange o fornecimento da água para o consumo humano, higiene pessoal, alimentação, entre outras aplicações.

O tratamento da água pluvial irá depender da destinação final a qual será dada. Utilização da água para fins não potáveis não necessitam de longos processos de purificação. Para um tratamento simples, podem-se usar processos de sedimentação natural, filtração simples e cloração. Já a água captada que será dada para consumo humano, recomenda-se utilizar tratamentos mais complexos, como desinfecção por ultravioleta ou osmose reversa (MAY e PRADO, 2004).

A água de chuva, utilizada como fonte alternativa para o consumo, é citada por Mierzwa *et. al.* (2007), Seeger *et al.* (2007), May (2004), Kobiyana *et al.* (2002), Tomaz (2003), como uma ação que minimiza o problema ambiental causado pela escassez de água, mesmo para usos não potáveis.

Muitos autores comentam sobre o benefício da instalação dos sistemas de captação de águas pluviais para redução de alagamentos. Já Tucci (2007), considera que o aproveitamento de água de chuva pode ser útil como fonte de abastecimento de água não potável, mas alerta que contribui pouco para o controle de alagamentos.

Rebouças (2004) comenta que independente da escassez de água ou da abundância de sua disponibilidade em determinadas regiões, ela deve ser utilizada com moderação, sempre avaliando a possibilidade de obtê-la por fontes alternativas.

4.3 ESGOTO SANITÁRIO

De acordo com a NBR 8160 (ABNT, 1999), esgoto industrial é o despejo líquido resultante dos processos industriais, já esgoto sanitário é o despejo proveniente do uso da água para fins higiênicos.

Oliveira (2003) diz que, o esgoto é formado por excretas humanas (urina e fezes), por águas servidas oriundas do uso doméstico, industrial, comercial e por águas pluviais. O esgoto doméstico normalmente representa a maior parte do esgoto sanitário, sendo composto por dejetos fecais e águas servidas vindas de cozinhas, banheiros, prédios comerciais, outras instalações hidro sanitárias de residências, instalações públicas, e também contribuições de hospitais e demais locais de serviços de saúde.

Há o esgoto primário que é aquele que emana gases, como no caso dos esgotos de águas imundas e o esgoto secundário que é o esgoto tipicamente de água servida.

Existem três tipos de esgotos:

- Esgoto doméstico: é a água utilizada no banho, nos lavatórios, nas máquinas de lavar roupa, na descarga da bacia sanitária.

- Esgoto industrial: é a água utilizada nos processos de produção industrial que gera um resíduo industrial.

- Esgoto pluvial: as águas das chuvas, após serem recolhidas dos telhados, coberturas e ruas.

Conforme Pereira (2006), pode-se assegurar que as águas utilizadas nas atividades humanas e posteriormente descartadas possuem propriedades que tornam impróprio seu consumo, bem como seu retorno ao meio ambiente. De maneira geral, é designada de água residuária e representa diferenças que variam conforme seu uso.

O tratamento de esgoto tem por objetivo reduzir ou eliminar a contaminação das águas, pois a água utilizada em nossas casas ao não ser tratada é encaminhada diretamente a rede de esgoto, entrando posteriormente em contato com os rios, ocasionando assim a contaminação das águas e por consequência também entramos em contato (FARIA, 2007).

4.4 TIPOS DE COLETA E TRATAMENTO DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Conforme a FUNASA (2006), a disposição apropriada dos dejetos representa uma importante medida de saúde pública, onde pode ser constituída por uma solução individual ou coletiva, dependendo da densidade populacional da área beneficiada.

4.4.1 SISTEMAS INDIVIDUAIS

De acordo com Von Sperling (2005), este sistema é adotado para residências unifamiliares, e incidem no despejo dos esgotos domésticos produzidos em uma unidade habitacional, habitualmente em fossa séptica, acompanhada de aparelho de penetração no solo (irrigação subsuperficial, sumidouro). Esses sistemas podem funcionar de maneira satisfatória e podem ser viáveis no âmbito econômico, mas as habitações devem ser esparsas (grande porcentagem de área livre ou em área rural), em que o solo ofereça boas condições de infiltração, nível de água subterrânea em profundidade apropriada, evitando deste modo o risco de contaminação das águas superficiais e subterrâneas.

4.4.2 SISTEMAS COLETIVOS

Por conta da maior concentração demográfica, as soluções individuais apresentam dificuldades para seu emprego. O espaço solicitado para a infiltração torna-se elevado, e em muitos casos, maior que o disponível. Deste modo, os sistemas coletivos para rede de esgotos começam a ser mais recomendados como forma de solução em locais com alta densidade populacional, como em meios urbanos. Esta solução é feita através da inserção de canalizações para onde são lançados os esgotos, e conduzidos até seu destino, para que seja feito o tratamento sanitário adequado (VON SPERLING, 2005)

4.5 PARTES QUE CONSTITUEM O SISTEMA DE ESGOTAMENTO

Conforme Tsutiya e Sobrinho (2000), a compreensão do sistema precisará ampliar às suas diversas partes, relacionadas e determinadas a seguir, conforme representadas na Figura 4:

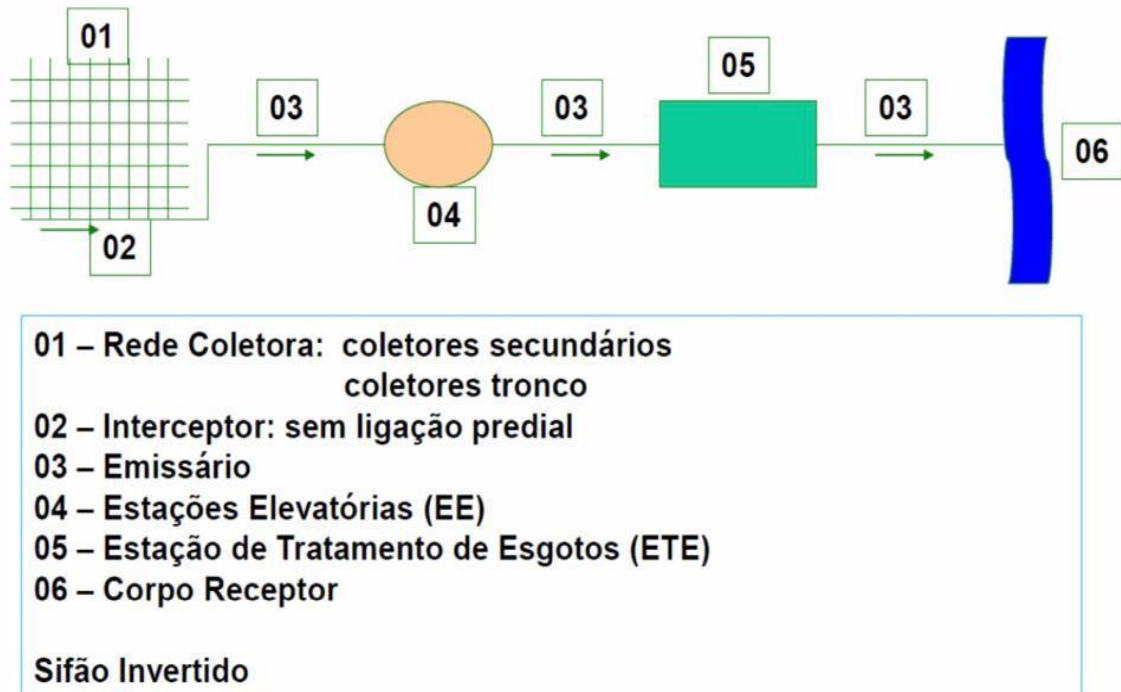


Figura 4: Partes constituintes do sistema de esgoto sanitário.
Fonte: Knapik e Cubas, 2016

- a) Tubo coletor: envolve o conjunto de canalizações propostas a receber contribuição em qualquer ponto no decorrer do seu comprimento;
- b) coletor principal: coletor em que o diâmetro é superior ao mínimo estipulado para a rede;
- c) coletor tronco: canalização com diâmetro maior, onde recebe somente as contribuições de vários coletores de esgoto, os transportando a um interceptor ou emissário;
- d) Interceptor: canalização que ganha a contribuição dos coletores tronco e de alguns emissários;
- e) Emissário: conduto final do sistema de coleta, que tem por finalidade distanciar os efluentes da rede para o local de escoamento ou de tratamento, ganhando reforços somente na extremidade do montante;
- f) Sifão invertido: designa-se à transposição de obstáculo através da tubulação de esgoto, e tem seu funcionamento sob pressão;
- g) Estação elevatória: instalação estabelecida para a condução do esgoto do nível de chegada, até nível de recalque ou saída;
- h) Corpo receptor: corpo de água em que são lançados os esgotos tratados;

i) Estação de tratamento: instalações apontadas para a realização da depuração dos esgotos, antes do despejo ao corpo receptor.

4.6 HISTÓRICO DO ESGOTO SANITÁRIO NO BRASIL

A discussão acerca do saneamento no país, conforme falam Pereira, Souza e Silva (2010), teve início no período colonial, em meados do século XVI, tempo marcado pelo desenvolvimento da sociedade brasileira, em que a economia dependia da utilização intensiva de recursos naturais e das monoculturas do açúcar, café, borracha e pau-brasil. Neste tempo, através da miscigenação das etnias indígenas, negra e branca, em que cada povo tinha seus próprios costumes sanitários, o esgotamento sanitário ocorria apenas dos serviços de escravos, denominados “tigres”, que eram designados a eliminar os dejetos gerados e retidos em potes das residências.

A chegada da família real, em 1808, acelerou o crescimento da população, onde aumentou em poucos anos, de 50.000 para 100.000 até 1822. Por isso, a demanda por abastecimento de água se elevou, conseqüentemente provocando o acúmulo de dejetos e resíduos no meio ambiente. Nessa época, as obras de saneamento eram tidas como soluções apenas individuais, sendo destinadas a drenagens de terrenos e à disposição de chafarizes em determinadas cidades (PEREIRA; SOUZA; SILVA, 2010).

Em meados do século XIX, foram feitas as primeiras interferências em favor do saneamento das cidades do Brasil, tendo em vista resolver os problemas de epidemias enfrentadas no período. Já em 1853, D. Pedro II juntamente com médicos e higienistas, começou os processos para construção de um sistema de esgotamento sanitário para o Rio de Janeiro, que na época era a capital do país. E em 1863, está se tornou uma das únicas cidades do mundo a possuir um sistema de esgoto (REZENDE; HELLER, 2002).

Em meados dos anos 70, foi inserido o Sistema Nacional de Saneamento, juntamente ao Plano Nacional de Saneamento (PLANASA), através do Fundo de Garantia do Tempo de Serviço (FGTS) e do Banco Nacional da Habitação (BNH). O PLANASA foi a política mais categórica que foi posta em prática no

país e sua implementação foi viabilizada através dos recursos do FGTS (ARRETCHE, 2004).

Conforme a ABES (2008), em conjunto com o PLANASA, foram designadas as Companhias Estaduais de Saneamento Básico (CESB). Partindo da hipótese de que as CESB seriam mais aptas a obter a universalização dos serviços de esgoto e água do que os municípios. O governo federal da época levou grande parte dos municípios a conceder às CESB, para a prestação dos serviços de saneamento como meio para garantir o ingresso aos recursos do Sistema Financeiro do Saneamento (SFS), com a intenção de que os municípios que não concordassem ao plano dificilmente conseguiriam recursos para investimento. Dessa maneira, aderir ao plano significava desistir da autonomia do município sobre os serviços de saneamento.

Com o intuito de mudar esse panorama, em 2007 surge a Lei Nacional do Saneamento Básico 11.445/2007, que representa uma admirável ação do governo, formalizando uma nova era na área de saneamento do país. Ao entrar em vigor a lei, admitiu-se como obrigação da sociedade brasileira a universalização do saneamento básico. Ainda em 2007, com a concepção do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) pelo governo, procurando manter a prioridade nos investimentos em infraestrutura, abrangendo a área de saneamento

Após o Decreto 7.217/2010, ocorreram avanços significativos no setor, onde o decreto que regulamenta a Lei 11.445/2007, institui normas nacionais para o saneamento básico, em conjunto com a Política Federal de saneamento Básico do Brasil. A lei mencionada define as competências no que diz respeito ao exercício de sua titularidade, regulação, planejamento e gestão. Desta forma dando maior autonomia aos municípios, onde estes têm o dever de elaborar de um plano de saneamento básico para a cidade. Ainda, fica a critério do município a responsabilidade de definir o monitoramento de indicadores sobre a execução e também sobre a gestão desses serviços.

4.7 SITUAÇÃO DO ESGOTO SANITÁRIO NO BRASIL

No país, o desenvolvimento das ações de saneamento, conforme a história vinculou-se aos aspectos econômicos e de interesses dominantes, assim

sendo, os investimentos feitos não superaram as carências sociais do país. De tal modo, os investimentos que tiveram prioridade nesse departamento foram de abastecimento de água, em detrimento de ações menos vantajosas, fragmentando a visão do saneamento, manifestando-se institucionalmente numa hipotética interação entre governos estaduais e municípios (REZENDE; HELLER, 2002).

De acordo com Pereira (2003), o número significativo de municípios que não possuem coleta e tratamento de esgotos acontece pois o saneamento não é tido como prioridade, faltando dessa maneira, uma política eficaz para que sejam direcionadas ações nessa área, fazendo com que os programas de saneamento tenham caráter individual e localizando-se em municípios específicos, e algumas questões político partidário administrativas atrapalham a formulação de uma política única de implantação de infraestrutura sanitária nos municípios, prejudicando a aquisição de recursos para esses investimentos. A presença de serviços de saneamento básico nos espaços urbanos do país aumentou significativamente nas últimas décadas, como se pode observar na Tabela 1.

Tabela 1: Coleta de esgoto no Brasil (%)

	ANO					
	1960	1970	1980	1990	2000	2010
ESGOTAMENTO SANITÁRIO	26,00%	22,20%	37,00%	47,90%	56,00%	58,90%

Fonte: IBGE

Contudo, referente ao saneamento básico nota-se que, este desenvolvimento não está ocorrendo na maior parte das cidades brasileiras, pois o déficit que existe neste setor ainda é enorme, o que resulta em estragos ao meio ambiente e à condição de vida da humanidade. Um estudo dirigido pelo IBGE (2012), diz que em 2011, cerca de 78% das cidades brasileiras não tinham um Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB). Ainda, esta pesquisa relata que 60,5% dos municípios não tinham acompanhamento para às licenças referentes ao abastecimento de água, drenagem e manejo de águas pluviais urbanas e esgotamento sanitário. A Figura 5, mostra o esgoto sanitário sendo

lançado no meio ambiente sem nenhum tratamento prévio ou tratamento deficiente.



Figura 5: Esgoto sanitário.

Fonte: <https://www.canoinhasonline.com.br/2018/12/municipios-da-regiao-de-canoinhas-terao.html>

No conjunto que é designado ao saneamento básico, a situação mais preocupante é a do esgotamento sanitário. Ainda, conforme o IBGE (2010), no ano de 2008, somente 55,2% dos municípios brasileiros possuíam serviço de esgotamento sanitário por meio de rede coletora. Atualmente no Brasil por mais que a coleta de esgotos tenha se expandido nos últimos anos, seu tratamento ainda é ineficiente, necessitando de um aumento da rede coletora de esgoto, e um aumento considerável dos esgotos tratados, para reduzir os impactos ambientais e promover a qualidade de vida dos habitantes.

Em 2017 apenas 41,5% dos 5.570 municípios brasileiros afirmaram ter um Plano Municipal de Saneamento Básico. Já em relação a Política Municipal de Saneamento Básico esse número é ainda menor, onde apenas 38,12% declararam ter (IBGE 2017).

Conforme apresenta a pesquisa feita pelo IBGE (2017), após o Decreto 7.217 de 21 de junho de 2010, houve um aumento na Política Municipal de Saneamento Básico. Sendo que, somente em cidades mais populosas a taxa referente a regulamentação do (PMSB) ultrapassa os 60%. Por outro lado, as

maiores taxas de crescimento foram registradas entre os municípios que possuem uma população relativamente baixa, até 5000 habitantes, mostrando um aumento de 72,2%, onde em 2011 apenas 277 municípios tinham determinada política de saneamento, e em 2017 esse número subiu para 477 municípios, mostrando assim uma mudança significativa em relação a esses aspectos.

5 METODOLOGIA

5.1 INSTALAÇÕES DE ESGOTO SANITÁRIO

As instalações de esgoto sanitário, são dimensionadas de acordo com a NBR 8160 (ABNT, 1999), que estabelece as exigências e recomendações relativas ao projeto, execução, ensaio e manutenção dos sistemas prediais de esgoto sanitário, para atenderem às exigências mínimas quanto à higiene, segurança e conforto dos usuários, tendo em vista a qualidade destes sistemas.

5.1.1 COMPONENTES DO SUBSISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO SANITÁRIO

As tubulações do subsistema de coleta e transporte de esgoto sanitário pode ser realizado pelo método hidráulico ou pelo método das unidades de Hunter de contribuição (UHC), que são mencionados e explicados pela NBR 8160 (ABNT, 1999). Devendo, em qualquer um dos casos, ser respeitados os diâmetros nominais mínimos dos ramais de descarga indicados na Tabela 2, onde mostra as unidades de Hunter de contribuição dos aparelhos sanitários e diâmetro nominal mínimo dos ramais de descarga.

Neste trabalho, será utilizado o método das unidades de Hunter de contribuição (UHC).

Tabela 2: Unidades Hunter de contribuição dos aparelhos sanitários e diâmetro nominal mínimo dos ramis de descarga.

Aparelho sanitário		Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal mínimo do ramal de descarga <i>DN</i>
Bacia sanitária		6	100 ¹⁾
Banheira de residência		2	40
Bebedouro		0,5	40
Bidê		1	40
Chuveiro	De residência	2	40
	Coletivo	4	40
Lavatório	De residência	1	40
	De uso geral	2	40
Mictório	Válvula de descarga	6	75
	Caixa de descarga	5	50
	Descarga automática	2	40
	De calha	2 ²⁾	50
Pia de cozinha residencial		3	50
Pia de cozinha industrial	Preparação	3	50
	Lavagem de panelas	4	50
Tanque de lavar roupas		3	40
Máquina de lavar louças		2	50 ³⁾
Máquina de lavar roupas		3	50 ³⁾

¹⁾ O diâmetro nominal *DN* mínimo para o ramal de descarga de bacia sanitária pode ser reduzido para *DN* 75, caso justificado pelo cálculo de dimensionamento efetuado pelo método hidráulico apresentado no anexo B e somente depois da revisão da NBR 6452:1985 (aparelhos sanitários de material cerâmico), pela qual os fabricantes devem confeccionar variantes das bacias sanitárias com saída própria para ponto de esgoto de *DN* 75, sem necessidade de peça especial de adaptação.

²⁾ Por metro de calha - considerar como ramal de esgoto (ver tabela 5).

³⁾ Devem ser consideradas as recomendações dos fabricantes.

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

5.1.1 DESCONNECTORES

Os desconectores devem garantir o fecho hídrico de altura mínima de 0,05 m e o orifício de saída deve ter diâmetro igual ou superior que os dos ramais de descarga conectados a ele.

As caixas sifonadas devem ter as seguintes características mínimas de acordo com a Tabela 3, onde relaciona o número de unidades Hunter de contribuição com o diâmetro.

Tabela 3: Dimensionamento dos desconectores.

Número de unidades <i>Hunter</i> de contribuição	Diâmetro
até 6 UHC	DN 100 mm (4")
de 6 a 10 UHC	DN 125 mm (5")
de 10 a 15 UHC	DN 150 mm (6")
acima de 15 UHC	acrescentar outra caixa

Fonte: Netto, 2015

O ramal de esgoto de uma caixa sifonada é dimensionado de acordo com a Tabela 4, que relaciona o diâmetro do ramal de descarga com o UHC.

Tabela 4: Unidades de Hunter de contribuição.

Diâmetro nominal mínimo do ramal de descarga	Número de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição
DN	UHC
40	2
50	3
75	5
100	6

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

As caixas sifonadas especiais devem ter as seguintes características mínimas:

- Fecho hídrico com altura de 0,20 m;
- Quando cilíndricas, devem ter o diâmetro interno de 0,30 m e, quando prismáticas de base poligonal, devem permitir na base a inscrição de um círculo de diâmetro de 0,30 m;
- Devem ser fechadas hermeticamente com tampa facilmente removível;
- Devem ter orifício de saída com o diâmetro nominal DN 75.

5.1.2 RAMAIS DE DESCARGA E ESGOTO

De acordo com NBR 8160 (ABNT, 1999), para os ramais de descarga, devem ser adotados no mínimo os diâmetros já apresentados na Tabela 2. Enquanto, para os aparelhos não relacionados na Tabela 2, devem ser estimadas as UHC correspondentes e o dimensionamento deve ser feito com os valores já indicados na Tabela 4. Para os ramais de esgoto, deve ser utilizada a Tabela 5, que relaciona o diâmetro nominal mínimo do tubo com o número máximo de unidades de Hunter de contribuição.

Tabela 5: Dimensionamento de ramais de esgoto.

Diâmetro nominal mínimo do tubo	Número máximo de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição
DN	UHC
40	3
50	6
75	20
100	160

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

5.1.3 TUBOS DE QUEDA

O dimensionamento dos tubos de queda é realizado pela somatória das UHC, conforme valores indicados na Tabela 6, que relaciona o diâmetro nominal do tubo de queda com o número máximo de UHC em duas situações, sendo a primeira para prédios de até três pavimentos e a segunda para prédios com mais de três pavimentos.

Tabela 6: Dimensionamento do tubo de queda.

Diâmetro nominal de tubo DN	Número máximo de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição	
	Prédio de até três pavimentos	Prédio com mais de três pavimentos
40	4	8
50	10	24
75	30	70
100	240	500
150	960	1 900
200	2 200	3 600
250	3 800	5 600
300	6 000	8 400

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

Quando os tubos de queda apresentarem desvios da vertical, devem ser dimensionados da seguinte forma:

- 1- Quando o desvio formar ângulo igual ou inferior a 45° com a vertical, o tubo de queda é dimensionado com os valores já indicados na Tabela 6;
- 2- Quando o desvio formar ângulo superior a 45° com a vertical, deve-se dimensionar:
 - a) A parte do tubo de queda acima do desvio como um tubo de queda independente, com base no número de unidades de Hunter de contribuição dos aparelhos acima do desvio, de acordo com os valores da Tabela 6;
 - b) A parte horizontal do desvio de acordo com os valores da Tabela 7;

Tabela 7: Relação do diâmetro nominal do tubo com número máximo de unidade de Hunter.

Diâmetro nominal do tubo DN	Número máximo de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição em função das declividades mínimas %			
	0,5	1	2	4
100	-	180	216	250
150	-	700	840	1 000
200	1 400	1 600	1 920	2 300
250	2 500	2 900	3 500	4 200
300	3 900	4 600	5 600	6 700
400	7 000	8 300	10 000	12 000

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

c) A parte do tubo de queda abaixo do desvio, com base no número de unidades de Hunter de contribuição de todos os aparelhos que descarregam neste tubo de queda, de acordo com os valores da Tabela 6, não podendo o diâmetro nominal adotado, neste caso, ser menor do que o da parte horizontal.

5.1.4 COLETOR PREDIAL E SUBCOLETORES

De acordo com NBR 8160 (ABNT, 1999) o coletor predial em o diâmetro mínimo de 100 mm. O dimensionamento dos coletores e subcoletores é por meio da Tabela 7, que relaciona o diâmetro nominal de uma tubulação com a UHC em função da declividade da tubulação. Ao dimensionar prédios residenciais deve ser computada apenas o aparelho de maior descarga de cada banheiro para o somatório final, nos demais casos devem ser considerados todos os aparelhos sanitários.

5.1.5 CAIXA DE GORDURA

A NBR 8160 (ABNT, 1999) prescreve alguns tipos de caixas de gordura em função do número de cozinhas que a mesma deve atender. Elas são divididas em quatro tipos:

- Caixa de gordura pequena para coleta de uma cozinha com capacidade de reter 18 L;
- Caixa de gordura simples para coleta de duas cozinhas com capacidade de reter 31 L;
- Caixa de gordura dupla para coleta de até doze cozinhas com capacidade de reter 120 L;
- Caixa de gordura especial para coleta acima de doze cozinhas cujo volume de retenção de gordura deve ser calculado.

As caixas de gordura devem ser divididas em duas câmaras, uma receptora e outra vertedoura, separadas por um septo não removível.

De acordo com a norma as caixas de gordura podem ser dos seguintes tipos:

- 1- Pequena (CGP), cilíndrica, com as seguintes dimensões mínimas:
 - a) diâmetro interno: 0,30 m;
 - b) parte submersa do septo: 0,20 m;
 - c) capacidade de retenção: 18 L;
 - d) diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 75.
- 2- Simples (CGS), cilíndrica, com as seguintes dimensões mínimas:
 - a) diâmetro interno: 0,40 m;
 - b) parte submersa do septo: 0,20 m;
 - c) capacidade de retenção: 31 L;
 - d) diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 75.
- 3- Dupla (CGD), cilíndrica, com as seguintes dimensões mínimas:
 - a) diâmetro interno: 0,60 m;
 - b) parte submersa do septo: 0,3 m;
 - c) capacidade de retenção: 120 L;
 - d) diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 100.
- 4- Especial (CGE), prismática de base retangular, com as seguintes características:
 - a) distância mínima entre o septo e a saída: 0,20 m;
 - b) volume da câmara de retenção de gordura obtido pela Equação 1:

$$V = 2 N + 20$$

Onde: N é o número de pessoas servidas pelas cozinhas que contribuem para a caixa de gordura no turno em que existe maior afluxo; V é o volume, em litros;

- c) altura molhada: 0,60 m;
- d) parte submersa do septo: 0,40 m;
- e) diâmetro nominal mínimo da tubulação de saída: DN 100.

5.1.6 CAIXAS DE PASSAGEM

As caixas de passagem devem ter as seguintes características:

- a) quando cilíndricas, ter diâmetro mínimo igual a 0,15 m e, quando prismáticas de base poligonal, permitir na base a inscrição de um círculo de diâmetro mínimo igual a 0,15 m;
- b) ser providas de tampa cega, quando previstas em instalações de esgoto primário;
- c) ter altura mínima igual a 0,10 m;
- d) ter tubulação de saída dimensionada pela tabela de dimensionamento de ramais de esgoto, sendo o diâmetro mínimo igual a DN 50.

5.1.7 DISPOSITIVOS DE INSPEÇÃO

De acordo com a NBR 8160 (ABNT, 1999) as caixas de inspeção devem ter:

- a) Profundidade máxima de 1,00 m;
- b) Forma prismática, de base quadrada ou retangular, de lado interno mínimo de 0,60 m, ou cilíndrica com diâmetro mínimo igual a 0,60 m;
- c) Tampa facilmente removível, permitindo perfeita vedação;
- d) Fundo construído de modo a assegurar rápido escoamento e evitar formação de depósitos.

Já os poços de visita devem ter:

- a) Profundidade maior que 1,00 m;
- b) Forma prismática de base quadrada ou retangular, com dimensão mínima de 1,10 m, ou cilíndrica com um diâmetro interno mínimo de 1,10 m;
- c) Degraus que permitam o acesso ao seu interior;
- d) Tampa removível que garanta perfeita vedação;

e) Fundo constituído de modo a assegurar rápido escoamento e evitar formação de sedimentos;

f) Duas partes, quando a profundidade total for igual ou inferior a 1,80 m, sendo a parte inferior formada pela câmara de trabalho (balão) de altura mínima de 1,50 m, e a parte superior formada pela câmara de acesso, ou chaminé de acesso, com diâmetro interno mínimo de 0,60 m.

5.1.8 INSTALAÇÃO DE RECALQUE

Alguns aspectos precisam ser considerados para o dimensionamento da instalação de recalque:

a) A capacidade da bomba, que deve atender à vazão máxima provável de contribuição dos aparelhos e dos dispositivos instalados que possam estar em funcionamento simultâneo;

b) O tempo de detenção do esgoto na caixa;

c) O intervalo de tempo entre duas partidas consecutivas do motor.

A caixa coletora deve ter a sua capacidade calculada de modo a evitar a frequência exagerada de partidas e paradas das bombas por um volume insuficiente, bem como a ocorrência de estado séptico por um volume exagerado.

No caso de recebimento de efluentes de bacias sanitárias, deve ser considerado o atendimento aos seguintes aspectos:

a) A caixa coletora deve possuir uma profundidade mínima igual a 0,90m, a contar do nível da geratriz inferior da tubulação afluyente mais baixa; o fundo deve ser suficientemente inclinado, para impedir a deposição de materiais sólidos quando caixa for esvaziada completamente;

b) A caixa coletora deve ser ventilada por um tubo ventilador, preferencialmente independentemente de qualquer outra ventilação utilizada no edifício;

c) Devem ser instalados pelo menos dois grupos motobomba, para o funcionamento alternado.

Caso a caixa coletora não receba efluentes de bacias sanitárias, devem ser considerados os seguintes aspectos:

- a) A profundidade mínima deve ser igual a 0,60 m;
- b) As bombas a serem utilizadas devem permitir a passagem de esferas de 0,018 m e o diâmetro nominal mínimo da tubulação de recalque deve ser DN 40.

As tubulações de sucção devem ser previstas de modo a se ter uma para cada bomba e possuir diâmetro nominal uniforme e nunca inferior ao das tubulações de recalque.

As tubulações de recalque devem atingir um nível superior ao do logradouro, de maneira que impossibilite o refluxo do esgoto, devendo ser providas de dispositivos para este fim.

O volume útil da caixa coletora pode ser determinado através da seguinte Equação 2:

$$V_u = \frac{Q \times t}{4}$$

Onde:

V_u: é o volume compreendido entre o nível máximo e o nível mínimo de operação da caixa (faixa de operação da bomba), em metros cúbicos;

Q: é a capacidade da bomba determinada em função da vazão afluyente de esgoto à caixa coletora, em metros cúbicos por minuto;

T: é o intervalo de tempo entre duas partidas consecutivas do motor, em minutos.

É recomendado que o intervalo entre duas partidas consecutivas do motor não seja inferior a 10 minutos no sentido de se preservar os equipamentos eletromecânicos de frequentes esforços de partida.

É recomendado que a capacidade da bomba seja considerada como sendo, no mínimo, igual a duas vezes a vazão afluyente de esgoto sanitário.

O volume total é obtido pelo volume útil somado àqueles ocupados pelas bombas (se forem do tipo submersível), tubulações e acessórios da instalação que se encontrem no interior da caixa coletora.

O tempo de detenção do esgoto na caixa coletora pode ser determinado a partir da seguinte Equação 3:

$$d = \frac{V_t}{Q}$$

Onde:

d: é o tempo de detenção do esgoto na caixa coletora, em minutos;

Vt: é o volume total da caixa coletora, em metros cúbicos;

Q: é a vazão média de esgoto afluyente, em metros cúbicos por minuto.

O tempo de detenção do esgoto na caixa não deve ultrapassar 30 min, para que não haja comprometimento das condições de aerobiose do esgoto.

5.1.9 COMPONENTES DO SUBSISTEMA DE VENTILAÇÃO

De acordo com a norma devem ser adotados os seguintes critérios para o dimensionamento do sistema de ventilação secundária:

a) Ramal de ventilação: diâmetro nominal não inferior aos limites determinados na Tabela 8;

Tabela 8: Dimensionamento dos ramos de ventilação.

Grupo de aparelhos sem bacias sanitárias		Grupo de aparelhos com bacias sanitárias	
Número de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição	Diâmetro nominal do ramal de ventilação	Número de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição	Diâmetro nominal do ramal de ventilação
Até 12	40	Até 17	50
13 a 18	50	18 a 60	75
19 a 36	75	-	-

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

b) Tubo ventilador de circuito: diâmetro nominal não inferior aos limites determinados na Tabela 9;

Tabela 9: Dimensionamento de colunas e barrilete de ventilação.

Diâmetro nominal do tubo de queda ou do ramal de esgoto DN	Número de unidades de <i>Hunter</i> de contribuição	Diâmetro nominal mínimo do tubo de ventilação							
		40	50	75	100	150	200	250	300
		Comprimento permitido (m)							
40	8	46	-	-	-	-	-	-	-
40	10	30	-	-	-	-	-	-	-
50	12	23	61	-	-	-	-	-	-
50	20	15	46	-	-	-	-	-	-
75	10	13	46	317	-	-	-	-	-
75	21	10	33	247	-	-	-	-	-
75	53	8	29	207	-	-	-	-	-
75	102	8	26	189	-	-	-	-	-
100	43	-	11	76	299	-	-	-	-
100	140	-	8	61	229	-	-	-	-
100	320	-	7	52	195	-	-	-	-
100	530	-	6	46	177	-	-	-	-
150	500	-	-	10	40	305	-	-	-
150	1 100	-	-	8	31	238	-	-	-
150	2 000	-	-	7	26	201	-	-	-
150	2 900	-	-	6	23	183	-	-	-
200	1 800	-	-	-	10	73	286	-	-
200	3 400	-	-	-	7	57	219	-	-
200	5 600	-	-	-	6	49	186	-	-
200	7 600	-	-	-	5	43	171	-	-
250	4 000	-	-	-	-	24	94	293	-
250	7 200	-	-	-	-	18	73	225	-
250	11 000	-	-	-	-	16	60	192	-
250	15 000	-	-	-	-	14	55	174	-
300	7 300	-	-	-	-	9	37	116	287
300	13 000	-	-	-	-	7	29	90	219
300	20 000	-	-	-	-	6	24	76	186
300	26 000	-	-	-	-	5	22	70	152

Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

- c) Tubo ventilador complementar: diâmetro nominal não inferior à metade do diâmetro do ramal de esgoto a que estiver ligado;
- d) Coluna de ventilação: diâmetro nominal de acordo com as indicações da Tabela 9. Inclui-se no comprimento da coluna de ventilação, o trecho do tubo ventilador primário entre o ponto de inserção da coluna e a extremidade aberta do tubo ventilador;
- e) Barrilete de ventilação: diâmetro nominal de cada trecho de acordo com a Tabela 9, sendo que o número de UHC de cada trecho é a soma das unidades de todos os tubos de queda servidos pelo trecho, e o comprimento a considerar

é o mais extenso, da base da coluna de ventilação mais distante da extremidade aberta do barrilete, até essa extremidade;

f) Tubo ventilador de alívio: diâmetro nominal igual ao diâmetro nominal da coluna de ventilação a que estiver ligado.

5.2 INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUAS PLUVIAIS

As instalações prediais de águas pluviais, são dimensionadas de acordo com a NBR 10844 (ABNT, 1989), que fixa exigências e critérios necessários aos projetos das instalações de drenagem de águas pluviais, visando a garantir níveis aceitáveis de funcionalidade, segurança, higiene, conforto, durabilidade e economia.

5.2.1 FATORES METEOROLÓGICOS

A determinação da intensidade pluviométrica “I”, deve ser feita a partir da fixação de valores adequados para a duração de precipitação e o período de retorno. Tomam-se como base dados pluviométricos locais.

O período de retorno deve ser fixado segundo as características da área a ser drenada, obedecendo ao estabelecido a seguir:

-T= 1 ano, para áreas pavimentadas, onde empoçamentos possam ser tolerados;

-T= 5 anos, para coberturas e/ou terraços;

-T= 25 anos, para coberturas e áreas onde empoçamento ou extravasamento não possa ser tolerado.

A duração de precipitação deve ser fixada em $t = 5$ min.

Se forem conhecidos, com precisão, valores de tempo de concentração e houver dados de intensidade pluviométrica correspondentes, estes podem ser utilizados. Isto é permitido quanto a outros valores de período de retorno para obras especiais.

Para construção até 100 m² de área de projeção horizontal, salvo casos especiais, pode-se adotar: $I = 150$ mm/h.

A ação dos ventos deve ser levada em conta através da adoção de um ângulo de inclinação da chuva em relação à horizontal de acordo com a Equação 4:

$$\text{arc tg} 2 \theta$$

Para o cálculo da quantidade de chuva a ser interceptada por superfícies inclinadas ou verticais. O vento deve ser considerado na direção que ocasionar maior quantidade de chuva interceptada pelas superfícies consideradas de acordo com a Figura 6.

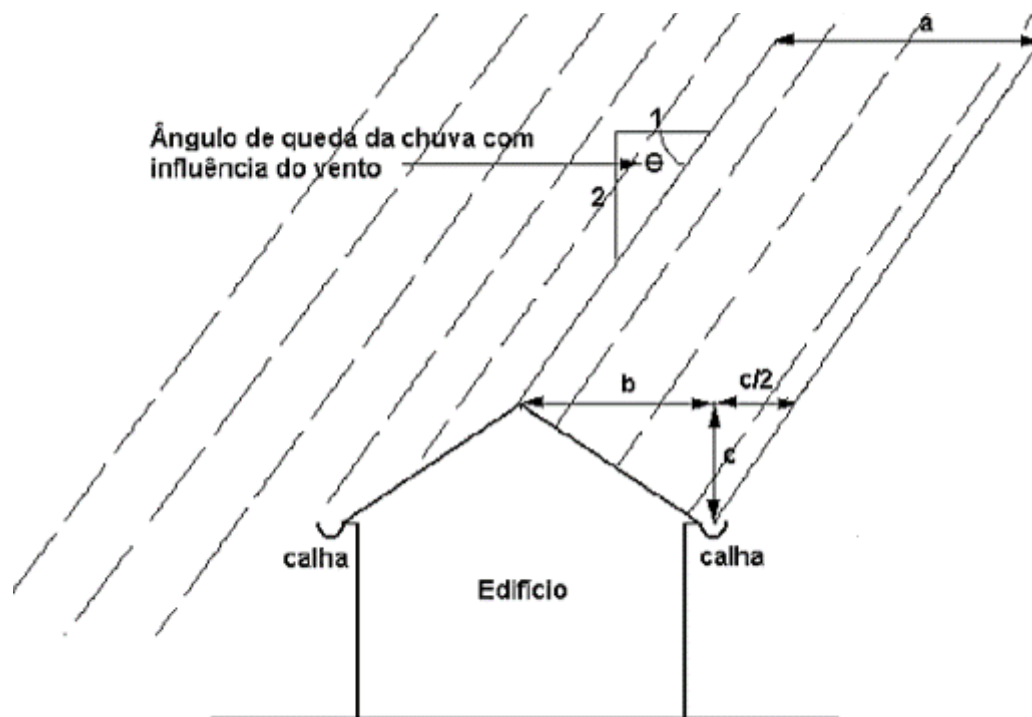


Figura 6: Influência do vento na inclinação da chuva.
Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

5.2.2 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO

Para o cálculo da área de contribuição, devem-se considerar os incrementos devidos à inclinação da cobertura e às paredes que interceptem água de chuva que também deva ser drenada pela cobertura. A Figura 7 mostra as indicações para os cálculos.

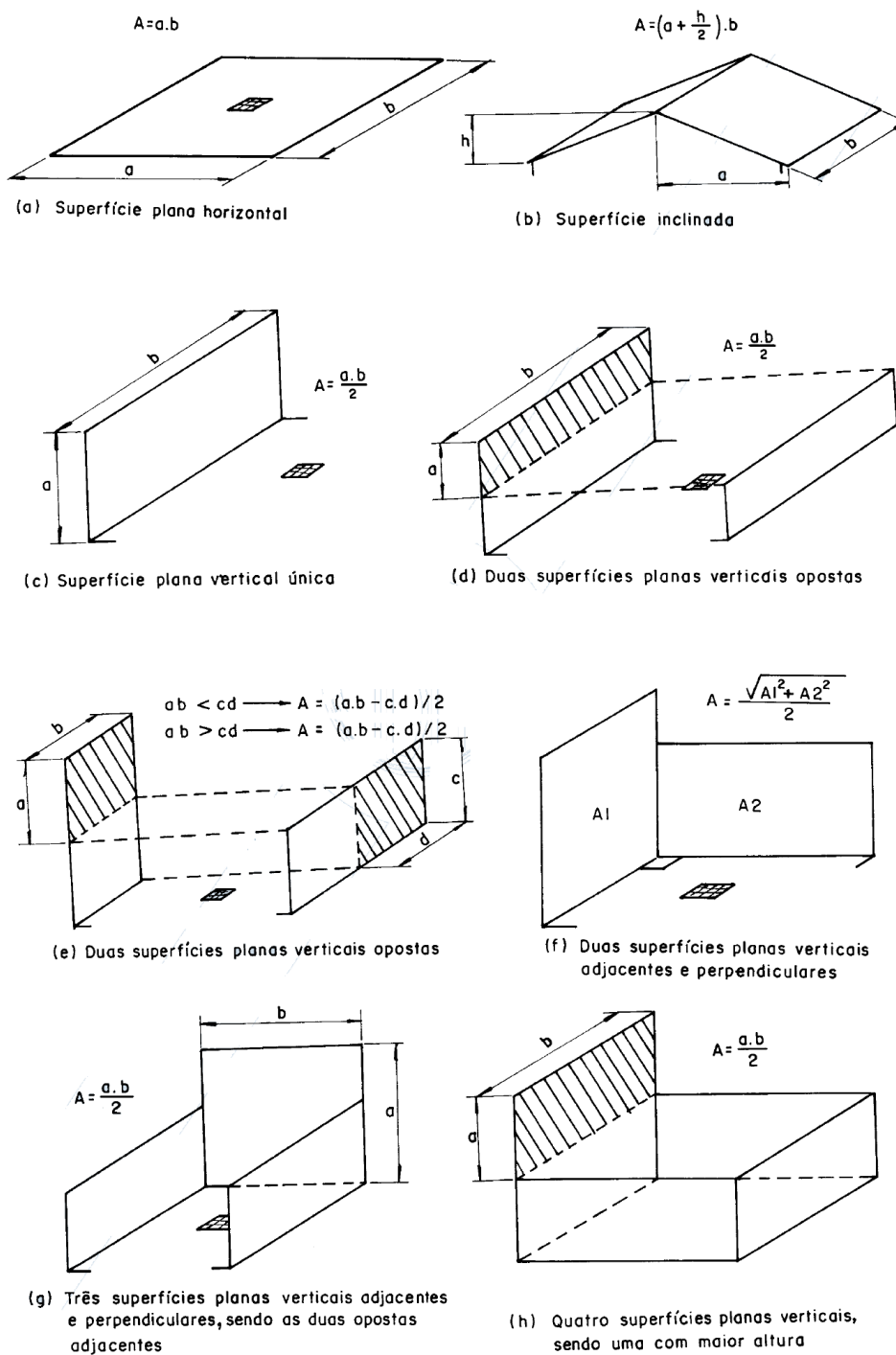


Figura 7: Indicações para cálculos de área de contribuição.
 Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

5.2.3 VAZÃO DE PROJETO

A vazão de projeto deve ser calculada pela Equação 5:

$$Q = \frac{i \times A}{60}$$

Onde:

- Q = Vazão de projeto, em L/min;
- I = intensidade pluviométrica, em mm/h;
- A = área de contribuição, em m².

5.2.4 COBERTURAS HORIZONTAIS DE LAJE

As coberturas horizontais de laje devem ser projetadas para evitar empoçamento, exceto aquele tipo de acumulação temporária de água, durante tempestades, que pode ser permitido onde a cobertura for especialmente projetada para ser impermeável sob certas condições.

As superfícies horizontais de laje devem ter declividade mínima de 0,5%, de modo que garanta o escoamento das águas pluviais, até os pontos de drenagem previstos.

A drenagem deve ser feita por mais de uma saída, exceto nos casos em que não houver risco de obstrução.

Quando necessário, a cobertura deve ser subdividida em áreas menores com caimentos de orientações diferentes, para evitar grandes percursos de água. Os trechos da linha perimetral da cobertura e das eventuais aberturas na cobertura que possam receber água, em virtude do caimento, devem ser dotados de platibanda ou calha.

Os raios hemisféricos devem ser usados onde os ralos planos possam causar obstruções.

5.2.5 CALHAS

As calhas de beiral e platibanda devem, sempre que possível, ser fixadas centralmente sob a extremidade da cobertura e o mais próximo desta.

A inclinação das calhas de beiral e platibanda deve ser uniforme, com valor mínimo de 0,5%.

As calhas de água-furtada têm inclinação de acordo com o projeto da cobertura. Quando a saída não estiver colocada em uma das extremidades, a vazão de projeto para o dimensionamento das calhas de beiral ou platibanda deve ser aquela correspondente à maior das áreas de contribuição.

Quando não se pode tolerar nenhum transbordamento ao longo da calha, extravasores podem ser previstos como medida adicional de segurança. Nestes casos, eles devem descarregar em locais adequados.

Em calhas de beiral ou platibanda, quando a saída estiver a menos de 4m de uma mudança de direção, a Vazão de projeto deve ser multiplicada pelos coeficientes da Tabela 10.

Tabela 10: Coeficiente multiplicativos da vazão de projeto.

Tipo de curva	Curva a menos de 2 m da saída da calha	Curva entre 2 e 4m da saída da calha
canto reto	1,2	1,1
canto	1,1	1,05

Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

O dimensionamento das calhas deve ser feito através da Equação 6 de Manning-Strickler:

$$Q = K \frac{S}{n} R_H^{2/3} i^{1/2}$$

Onde:

- Q = Vazão de projeto, em L/min;
- S = área da seção molhada, em m²;
- n = coeficiente de rugosidade;
- R = raio hidráulico, em m;
- P = perímetro molhado, em m;
- i = declividade da calha, em m/m;

- $K = 60.000$.

A Tabela 11 indica os coeficientes de rugosidade dos materiais normalmente utilizados na confecção de calhas.

Tabela 11: Coeficiente de rugosidade.

Material	<i>n</i>
Plástico, fibrocimento, aço, metais não ferrosos	0,011
Ferro fundido, concreto alisado, alvenaria revestida	0,012
Cerâmica, concreto não alisado	0,013
Alvenaria de tijolos não revestida	0,015

Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

A Tabela 12 fornece as capacidades de calhas semicirculares, usando coeficiente de rugosidade $n = 0,011$ para alguns valores de declividade. Os valores foram calculados utilizando a fórmula de Manning-Strickler, com lâmina de água igual à metade do diâmetro interno.

Tabela 12: Capacidades de calhas semicirculares com coeficientes de rugosidade $n = 0,011$ (Vazão em L/min).

Diâmetro Interno (mm)	Declividades		
	0,5%	1,0%	2,0%
	Vazão (L/min)		
100	130	183	256
125	236	333	466
150	384	541	757
200	829	1.167	1.634

Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

5.2.6 CONDUTORES VERTICAIS

Os condutores verticais devem ser projetados, sempre que possível, em uma só prumada.

O diâmetro interno mínimo dos condutores verticais de seção circular é 70mm.

O dimensionamento dos condutores verticais deve ser feito a partir dos seguintes dados:

- Q = Vazão de projeto, em L/min;
- H = altura da lâmina de água na calha, em mm;
- L = comprimento do condutor vertical, em m;
- Incógnita (dado de saída);
- Diâmetro interno do condutor vertical (mm).

Quando houver necessidade de desvio, devem ser usadas curvas de 90° de raio longo ou curvas de 45° e devem ser previstas peças de inspeção.

Os condutores verticais podem ser colocados externa e internamente ao edifício, dependendo de considerações de projeto, do uso e da ocupação do edifício e do material dos condutores.

Procedimento: levantar uma vertical por Q até interceptar as curvas de H e L correspondentes. No caso de não haver curvas dos valores de H e L, interpolar entre as curvas existentes. Transportar a interseção mais alta até o eixo D. Adotar o diâmetro nominal cujo diâmetro interno seja superior ou igual ao valor encontrado.

Os ábacos foram construídos para condutores verticais rugosos (coeficiente de atrito $f = 0,04$) com dois desvios na base. Figura 8 mostra os ábacos para a determinação de diâmetros de condutores verticais.

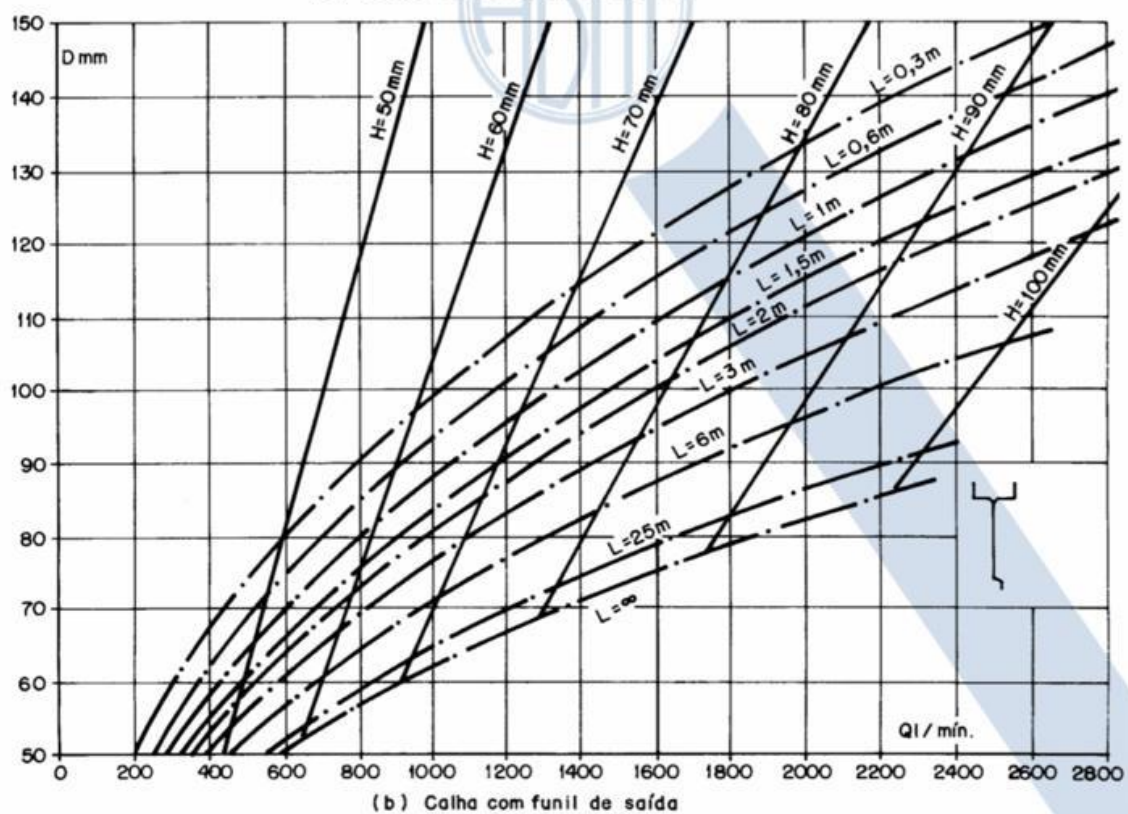
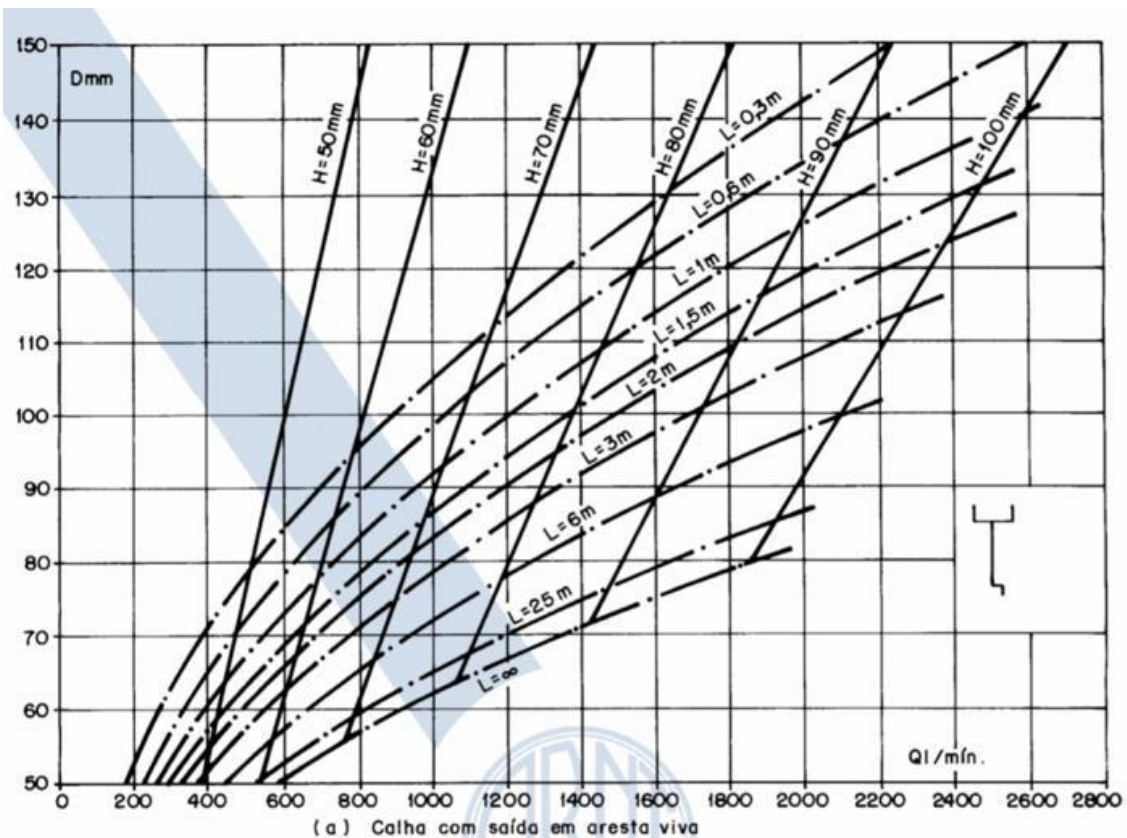


Figura 8: Ábacos para a determinação de diâmetros de condutores verticais.
Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

5.2.7 CONDUTORES HORIZONTAIS

Os condutores horizontais devem ser projetados, sempre que possível, com declividade uniforme, com valor mínimo de 0,5%.

O dimensionamento dos condutores horizontais de seção circular deve ser feito para escoamento com lâmina de altura igual a 2/3 do diâmetro interno (D) do tubo. As vazões para tubos de vários materiais e inclinações usuais estão indicadas na Tabela 13.

Tabela 13: Capacidade de condutores horizontais de seção circular (vazões em L/min.).

	Diâmetro interno (D) (mm)	n=0,011				n=0,012				n=0,013			
		0,5%	1%	2%	4%	0,5%	1%	2%	4%	0,5%	1%	2%	4%
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	50	32	45	64	90	29	41	59	83	27	38	54	76
2	75	95	133	188	267	87	122	172	245	80	113	159	226
3	100	204	287	405	575	187	264	372	527	173	243	343	486
4	125	370	521	735	1040	339	478	674	956	313	441	622	882
5	150	602	847	1190	1690	552	777	1100	1550	509	717	1010	1430
6	200	1300	1820	2570	3650	1190	1670	2360	3350	1100	1540	2180	3040
7	250	2350	3310	4660	6620	2150	3030	4280	6070	1990	2800	3950	5600
8	300	3820	5380	7590	10800	3500	4930	6960	9870	3230	4550	6420	9110

Fonte: NBR 10844 (ABNT, 1989)

Nas tubulações aparentes, devem ser previstas inspeções sempre que houver conexões com outra tubulação, mudança de declividade, mudança de direção e ainda a cada trecho de 20 m nos percursos retilíneos.

Nas tubulações enterradas, devem ser previstas caixas de areia sempre que houver conexões com outra tubulação, mudança de declividade, mudança de direção e ainda a cada trecho de 20 m nos percursos retilíneos.

A ligação entre os condutores verticais e horizontais é sempre feita por curva de raio longo, com inspeção ou caixa de areia, estando o condutor horizontal aparente ou enterrado.

5.3 INSTALAÇÕES DE SISTEMAS PREDIAIS DE ÁGUA FRIA

O dimensionamento das instalações de sistemas prediais de água fria, são de acordo com a NBR 5626 (ABNT, 1998) e NBR 5626 (ABNT, 2020), que estabelecem exigências e recomendações relativas ao projeto, execução e

manutenção da instalação predial de água fria. As exigências e recomendações estabelecidas emanam fundamentalmente do respeito aos princípios de bom desempenho da instalação e da garantia de potabilidade da água no caso de instalação de água potável.

As instalações prediais de água fria de uma edificação iniciam-se logo após o dispositivo de medição de consumo, o hidrômetro. Para definir alguns parâmetros básicos dos projetos é necessário a definição do tipo de abastecimento da rede interna, podendo ser direto, indireto ou misto.

De acordo com a NBR 5626 (ABNT, 1998), tanto os tubos como as conexões, constituintes de uma instalação predial de água fria, podem ser de aço galvanizado, cobre, ferro fundido, PVC rígido ou de outros materiais, de tal modo que satisfaçam a condição de que a pressão de serviço não deva ser superior a pressão estática, no ponto considerado, somada à sobre pressão devido a golpes de aríete.

Os tubos e conexões mais empregados nas instalações prediais de água fria são os de aço galvanizado e os de PVC rígido.

As tubulações devem ser dimensionadas de modo que a velocidade da água, em qualquer trecho de tubulação, tenha velocidade máxima de 3 m/s.

A perda de carga ao longo de um tubo depende do seu comprimento e diâmetro interno, da rugosidade da sua superfície interna e da vazão. Para calcular o valor da perda de carga nos tubos, recomenda-se utilizar a equação universal, obtendo-se os valores das rugosidades junto aos fabricantes dos tubos. Na falta dessa informação, podem ser utilizadas a Equação 7 e a Equação 8 de Fair-Whipple-Hsiao indicadas a seguir.

- Para tubos rugosos (tubos de aço-carbono, galvanizado ou não):

$$J = 20,2 \times 10^6 \times Q^{1,88} \times d^{-4,88}$$

- Para tubos lisos (tubos de plástico, cobre ou liga de cobre):

$$J = 8,69 \times 10^6 \times Q^{1,75} \times d^{-4,75}$$

Onde:

J= perda de carga unitária, em quilopascals por metro;

Q= vazão estimada na seção considerada, em litros por segundo;

d= diâmetro interno do tubo, em milímetros.

Nas instalações prediais, considera-se dois tipos de pressão: a estática (pressão nos tubos com a água parada) e a dinâmica (pressão com a água em

movimento). Em condições dinâmicas (com escoamento), a pressão da água nos pontos de utilização deve ser estabelecida de modo a garantir a vazão de projeto e o bom funcionamento da peça de utilização e de aparelho sanitário. Em qualquer caso, a pressão não deve ser inferior a 10 kPa, com exceção do ponto da caixa de descarga onde a pressão pode ser menor do que este valor, até um mínimo de 5 kPa, e do ponto da válvula de descarga para bacia sanitária onde a pressão não deve ser inferior a 15 kPa. Em qualquer ponto da rede predial de distribuição, a pressão da água em condições dinâmicas (com escoamento) não deve ser inferior a 5 kPa. Em condições estáticas (sem escoamento), a pressão da água em qualquer ponto de utilização da rede predial de distribuição não deve ser superior a 400 kPa. A ocorrência de sobre pressões devidas a transientes hidráulicos deve ser considerada no dimensionamento das tubulações. Tais sobre pressões são admitidas, desde que não superem o valor de 200 kPa.

As instalações prediais de água fria devem ser dimensionadas de modo que a vazão de projeto estabelecida na Tabela 14 seja disponível no respectivo ponto de utilização, se apenas tal ponto estiver em uso.

Tabela 14: Vazão nos pontos de utilização em função do aparelho sanitário e da peça de utilização.

Aparelho sanitário		Peça de utilização	Vazão de projetos L/s
Bacia sanitária		Caixa de descarga	0,15
		Válvula de descarga	1,70
Banheira		Misturador (água fria)	0,30
Bebedouro		Registro de pressão	0,10
Bidê		Misturador (água fria)	0,10
Chuveiro ou ducha		Misturador (água fria)	0,20
Chuveiro elétrico		Registro de pressão	0,10
Lavadora de pratos ou de roupas		Registro de pressão	0,30
Lavatório		Torneira ou misturador (água fria)	0,15
Mictório cerâmico	com sifão integrado	Válvula de descarga	0,50
	sem sifão integrado	Caixa de descarga, registro de pressão ou válvula de descarga para mictório	0,15
Mictório tipo calha		Caixa de descarga ou registro de pressão	0,15 por metro de calha
Pia		Torneira ou misturador (água fria)	0,25
		Torneira elétrica	0,1
Tanque		Torneira	0,25
Torneira de jardim ou lavagem em geral		Torneira	0,2

Fonte: NBR 5626 (ABNT, 1998)

5.3.1 DETERMINAÇÃO DO CONSUMO DIÁRIO DE ÁGUA FRIA

No dimensionamento do consumo diário é necessário determinar a população. Para isso descobre-se o consumo diário per capita dado pela Tabela 15 e a taxa de ocupação informada pela Tabela 16. Com esses dados é possível encontrar o consumo diário de uma edificação pela Equação 9:

$$CD = P \times C_{\text{per capita}}$$

Onde:

CD= Consumo diário, em Litros por dia;

P= População, em habitantes;

$C_{\text{per capita}}$ = Consumo per capita, em Litros por dia por habitante.

Tabela 15: Estimativa de consumo diário de água.

Tipo de construção	Consumo médio (litros/dia)
Alojamentos provisórios	80 por pessoa
Casas populares ou rurais	120 por pessoa
Residências	150 por pessoa
Apartamentos	200 por pessoa
Hotéis (s/cozinha e s/ lavanderia)	120 por hóspede
Escolas - internatos	150 por pessoa
Escolas - semi-internatos	100 por pessoa
Escolas - externatos	50 por pessoa
Quartéis	150 por pessoa
Edifícios públicos ou comerciais	50 por pessoa
Escritórios	50 por pessoa
Cinemas e teatros	2 por lugar
Templos	2 por pessoa
Restaurantes e similares	25 por refeição
Garagens	50 por automóvel
Lavanderia	30 por kg de roupa seca
Mercados	5 por m ² de área
Matadouros - animais de grande porte	300 por cabeça abatida
Matadouros - animais de pequeno porte	150 por cabeça abatida
Postos de serviço p/ automóveis	150 por veículo
Cavalariças	100 por cavalo
Jardins	1,5 por m ²
Orfanato, asilo, berçário	150 por pessoa
Ambulatório	25 por pessoa
Creche	50 por pessoa
Oficina de costura	50 por pessoa

Fonte: Catálogo Tigre (2018)

Tabela 16: Taxa de ocupação de acordo com a natureza do local.

Natureza do local	Taxa de ocupação
Prédio de apartamentos	Duas pessoas por dormitório e 200 a 250 l/pessoa/dia
Prédio de escritórios de	
- Uma só entidade locadora	Uma pessoa por 7 m ² de área
- Mais de uma entidade locadora	Uma pessoa por 5 m ² de área
- Segundo o Código de Obras do R.J	6 litros por m ² de área útil
Restaurantes	Uma pessoa por 1,50 m ² de área
Teatros e cinemas	Uma cadeira para cada 0,70 m ² de área
Lojas (pavimento térreo)	Uma pessoa por 2,5 m ² de área
Lojas (pavimentos superiores)	Uma pessoa por 5,0 m ² de área
Supermercados	Uma pessoa por 2,5 m ² de área
<i>Shopping centers</i>	Uma pessoa por 5,0 m ² de área
Salões de hotéis	Uma pessoa por 5,5 m ² de área
Museus	Uma pessoa por 5,5 m ² de área

Fonte: Macintyre (1996)

5.3.2 DIMENSIONAMENTO DO RAMAL PREDIAL, CAVALETE E ALIMENTADOR PREDIAL

Com o consumo diário é possível realizar o dimensionamento do diâmetro mínimo do ramal predial, que geralmente é de 25 mm (soldável) e 3/4" (roscável) para residências e pequenos edifícios. O diâmetro mínimo é definido de acordo com a hipótese, expressa pela Equação 10:

$$Q_{\min} = CD / 86400$$

Onde:

Q_{\min} = vazão mínima em litros/s;

CD = consumo diário em litros/dia.

A Equação 11, mostra como obter o consumo diário por trinta dias. Assim, tanto o cavalete, quanto o alimentar predial e o ramal predial terão o mesmo diâmetro.

$$CM = 30 \text{ dias} \times CD$$

Onde:

CM = Consumo mensal, em Litros.

5.3.3 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE RESERVAÇÃO

A reservação de água fria deve ser o suficiente para 24 horas de consumo normal de uma edificação, sem considerar a reserva de incêndio. Com o consumo diário é possível calcular a capacidade do reservatório. O volume total reservado varia de 1 a 3 vezes o consumo diário (Equação 12).

$$1 \times CD \leq V \leq 3 \times CD$$

Onde:

CD= Consumo diário, em Litros por dia;

V= Volume total reservado.

A norma ABNT NBR 5626:1998 aconselha a distribuição do volume armazenado em reservatórios superior e inferior a uma taxa de 40% e 60% do volume total, respectivamente.

5.3.4 DIMENSIONAMENTO DAS TUBULAÇÕES

No dimensionamento da rede interna de distribuição as vazões dos ramais e sub-ramais são obtidas por meio da Tabela 17 que relaciona os pesos relativos, obtidos empiricamente, com a vazão de projeto.

Tabela 17: Pesos relativos nos pontos de utilização identificados em função do aparelho sanitário e da peça de utilização.

Aparelho sanitário		Peça de utilização	Vazão de projetos L/s	Peso relativo
Bacia sanitária		Caixa de descarga	0,15	0,3
		Válvula de descarga	1,70	32
Banheira		Misturador (água fria)	0,30	1,0
Bebedouro		Registro de pressão	0,10	0,1
Bidê		Misturador (água fria)	0,10	0,1
Chuveiro ou ducha		Misturador (água fria)	0,20	0,4
Chuveiro elétrico		Registro de pressão	0,10	0,1
Lavadora de pratos ou de roupas		Registro de pressão	0,30	1,0
Lavatório		Torneira ou misturador (água fria)	0,15	0,3
Mictório cerâmico	com sifão integrado	Válvula de descarga	0,50	2,8
	sem sifão integrado	Caixa de descarga, registro de pressão ou válvula de descarga para mictório	0,15	0,3
Mictório tipo calha		Caixa de descarga ou registro de pressão	0,15 por metro de calha	0,3
Pia		Torneira ou misturador (água fria)	0,25	0,7
		Torneira elétrica	0,1	0,1
Tanque		Torneira	0,25	0,7
Torneira de jardim ou lavagem em geral		Torneira	0,2	0,4

Fonte: NBR 5626 (ABNT, 1998)

Para dimensionar as tubulações do barrilete, das prumadas, ramais e sub-ramais a NBR 5626 (ANT, 1998) utiliza uma rotina de cálculos, demonstrada na Tabela 18, a serem utilizados para preenchimento da planilha modelo apresentada na Figura 9.

Tabela 18: Rotina para dimensionamento de tubulações.

Passo	Atividade	Coluna da planilha a preencher
1º	Preparar o esquema isométrico da rede e numerar seqüencialmente cada nó ou ponto de utilização desde o reservatório ou desde a entrada do cavalete	
2º	Introduzir a identificação de cada trecho da rede na planilha	1
3º	Determinar a soma dos pesos relativos de cada trecho, usando a tabela A.1	2
4º	Calcular para cada trecho a vazão estimada, em litros por segundo, com base na equação apresentada em A.1.2	3
5º	Partindo da origem de montante da rede, selecionar o diâmetro interno da tubulação de cada trecho, considerando que a velocidade da água não deva ser superior a 3 m/s. Registrar o valor da velocidade e o valor da perda de carga unitária (calculada pelas equações indicadas em A.2.1) de cada trecho	4, 5 e 6
6º	Determinar a diferença de cotas entre a entrada e a saída de cada trecho, considerando positiva quando a entrada tem cota superior à da saída e negativa em caso contrário	7
7º	Determinar a pressão disponível na saída de cada trecho, somando ou subtraindo à pressão residual na sua entrada o valor do produto da diferença de cota pelo peso específico da água (10 kN/m³)	8
8º	Medir o comprimento real do tubo que compõe cada trecho considerado	9
9º	Determinar o comprimento equivalente de cada trecho somando ao comprimento real os comprimentos equivalentes das conexões	10
10º	Determinar a perda de carga de cada trecho, multiplicando os valores das colunas 6 e 10 da planilha	11
11º	Determinar a perda de carga provocada por registros e outras singularidades dos trechos	12
12º	Obter a perda de carga total de cada trecho, somando os valores das colunas 11 e 12 da planilha	13
13º	Determinar a pressão disponível residual na saída de cada trecho, subtraindo a perda de carga total (coluna 13) da pressão disponível (coluna 8)	14
14º	Se a pressão residual for menor que a pressão requerida no ponto de utilização, ou se a pressão for negativa, repetir os passos 5º ao 13º, selecionando um diâmetro interno maior para a tubulação de cada trecho	

Fonte: NBR 5626 (ABNT,1998)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada	Diâmetro	Velocidade	Perda de carga unitária	Diferença de cota desce + sobe -	Pressão disponível (14) + 10 x (7)	Comprimento da tubulação		Perda de carga			Pressão disponível residual (8) - (13)	Pressão requerida no ponto de utilização
								Real	Equivalente	Tubulação (10) x (6)	Registros e outros	Total (11) + (12)		
		L/s	mm	m/s	kPa/m	m	kPa	m	m	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa

Figura 9: Planilha modelo.
Fonte: NBR 5626 (ABNT,1998)

A Equação 13 estima a vazão na tubulação em análise.

$$Q = 0,3 \times \sqrt{\sum P}$$

Onde:

Q= Vazão estimada da seção considerada, em Litros por segundo;

$\sum P$ = Soma dos pesos relativos de todas as peças de utilização alimentadas pela tubulação considerada.

A Equação 14 determina a velocidade da água dentro da tubulação em análise.

$$V = 4000 \times \frac{Q}{\pi d^2}$$

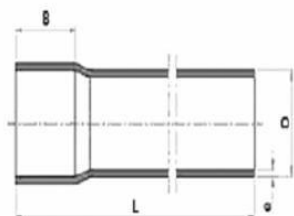
Onde:

V= Velocidade, em m/s;

Q= Vazão estimada, em L/s;

D= Diâmetro interno da tubulação, em mm.

Para dimensionar o diâmetro da tubulação compara-se a vazão estimada na Equação 13. Na Figura 10, mostra as dimensões das tubulações e a Tabela 19 mostra as vazões máximas para as bitolas comerciais da tubulação e é onde busca-se um diâmetro que suporte a vazão.



	DIMENSÕES								
Cotas	20	25	32	40	50	60	75	85	110
B	32	32	32	40	50	60	70	77	91
D	20	25	32	40	50	60	75	85	110
e	1,5	1,7	2,1	2,4	3,0	3,3	4,2	4,7	6,1
L	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000

**Figura 10: Dimensões das tubulações da marca Tigre.
Fonte: Catálogo Tigre (2018)**

Tabela 19: Vazões máximas para as bitolas comerciais da tubulação Tigre.

DE (mm)	ESP. (mm)	DI (mm)	Q Máx (l/s)
20	1,5	17	0,7
25	1,7	21,6	1,1
32	2,1	27,8	1,8
40	2,4	35,2	2,9
50	3	44	4,6
60	3,3	53,4	6,7
75	4,2	66,6	10,5
85	4,7	75,6	13,5
110	6,1	97,8	22,5

Fonte: Catálogo Tigre (2018)

As perdas de carga são calculadas pelas Equações 7 e 8, dependendo do tipo de material que é constituída a tubulação.

A perda de carga total é obtida multiplicando o comprimento da tubulação pela perda de carga unitária. No entanto as tubulações possuem peças especiais e conexões. A perda de carga nesses elementos é calculada pelo método dos comprimentos virtuais ou equivalentes, que compara a perda de carga produzida por uma peça especial ou conexão com a mesma perda de carga produzida por um comprimento equivalente de um tubo de mesmo material e diâmetro. Tais valores são encontrados na Tabela 20 e Tabela 21.

Tabela 20: Perda de carga em conexões - Comprimento equivalente para tubo rugoso.

Diâmetro nominal (DN)	Tipo de conexão					
	Cotovelo 90°	Cotovelo 45°	Curva 90°	Curva 45°	Tê passagem direta	Tê passagem lateral
15	0,5	0,2	0,3	0,2	0,1	0,7
20	0,7	0,3	0,5	0,3	0,1	1,0
25	0,9	0,4	0,7	0,4	0,2	1,4
32	1,2	0,5	0,8	0,5	0,2	1,7
40	1,4	0,6	1,0	0,6	0,2	2,1
50	1,9	0,9	1,4	0,8	0,3	2,7
65	2,4	1,1	1,7	1,0	0,4	3,4
80	2,8	1,3	2,0	1,2	0,5	4,1
100	3,8	1,7	2,7	...	0,7	5,5
125	4,7	2,2	0,8	6,9
150	5,6	2,6	4,0	...	1,0	8,2

Fonte: NBR 5626 (ABNT,1998)

Tabela 21: Perda de carga em conexões - Comprimento equivalente para tubo liso.

Diâmetro nominal (DN)	Tipo de conexão					
	Cotovelo 90°	Cotovelo 45°	Curva 90°	Curva 45°	Tê passagem direta	Tê passagem lateral
15	1,1	0,4	0,4	0,2	0,7	2,3
20	1,2	0,5	0,5	0,3	0,8	2,4
25	1,5	0,7	0,6	0,4	0,9	3,1
32	2,0	1,0	0,7	0,5	1,5	4,6
40	3,2	1,0	1,2	0,6	2,2	7,3
50	3,4	1,3	1,3	0,7	2,3	7,6
65	3,7	1,7	1,4	0,8	2,4	7,8
80	3,9	1,8	1,5	0,9	2,5	8,0
100	4,3	1,9	1,6	1,0	2,6	8,3
125	4,9	2,4	1,9	1,1	3,3	10,0
150	5,4	2,6	2,1	1,2	3,8	11,1

Fonte: NBR 5626 (ABNT,1998)

A Equação 15 calcula a perda de carga em válvulas de pressão (torneiras e registros de pressão) e o valor do coeficiente de perda de carga, presente na equação, é dado pela Tabela 22. A NBR 5626 (ABNT, 1998) indica a norma NBR

10071 (ABNT, 1994) para obter a Tabela 22 com o valor do coeficiente K, mas ela fora substituída pela NBR 15704-1 (ABNT, 2011).

$$hf = 8 \times 10^6 \times ((K \times Q) / (\pi \times D^2))^2$$

Onde:

hf= Perda de carga, em kPa;

K= Coeficiente de perda de carga;

Q= Vazão, em L/s;

D= Diâmetro, em mm.

Tabela 22: Valores máximos do coeficiente K da perda de carga.

Diâmetro nominal DN	Diâmetro externo DE	Valores de K	Faixa de vazão para determinação de K L/s
15	20	45	0,25 ± 0,05
20	25	40	0,50 ± 0,10
25	32	32	0,85 ± 0,25

Fonte: NBR 15704-1 (ABNT, 2011)

Verifica-se a pressão disponível em cada ponto de utilização e na rede. A pressão na rede não deve ser inferior a 5 kPa (0,5 m.c.a.), 10 kPa (1 m.c.a.) para os pontos de utilização, com exceção da válvula de descarga que deve ser de no mínimo 15 kPa (1,5 m.c.a.). Com esse método calcula-se o diâmetro das tubulações do barrilete, colunas, ramais e sub-ramais, atendendo as exigências da NBR 5626 (ABNT, 1998).

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O projeto consiste em uma edificação comercial de dois pavimentos, composta por cinco lojas térreo com mezanino, possuindo vagas de estacionamento, descobertas, localizada na parte da frente da edificação. A edificação será construída em um terreno de 464 m², onde o pavimento térreo terá uma área construída de 260,31 m² e o pavimento superior (mezanino) 109,5 m². Cada loja possui aproximadamente 74,62 m². Para a construção da edificação será utilizado alvenaria convencional, tijolo cerâmico, com estrutura das lajes, vigas e pilares em concreto armado. As instalações de água fria, esgoto sanitário e águas pluviais serão de PVC e o sistema de abastecimento da rede interna da edificação será indireto, sendo contribuído pelo sistema de captação de água de chuva para determinados aparelhos sanitários. As Figuras 11, 12 e 13 são a planta baixa dos pavimentos inferior, superior e cobertura da edificação.

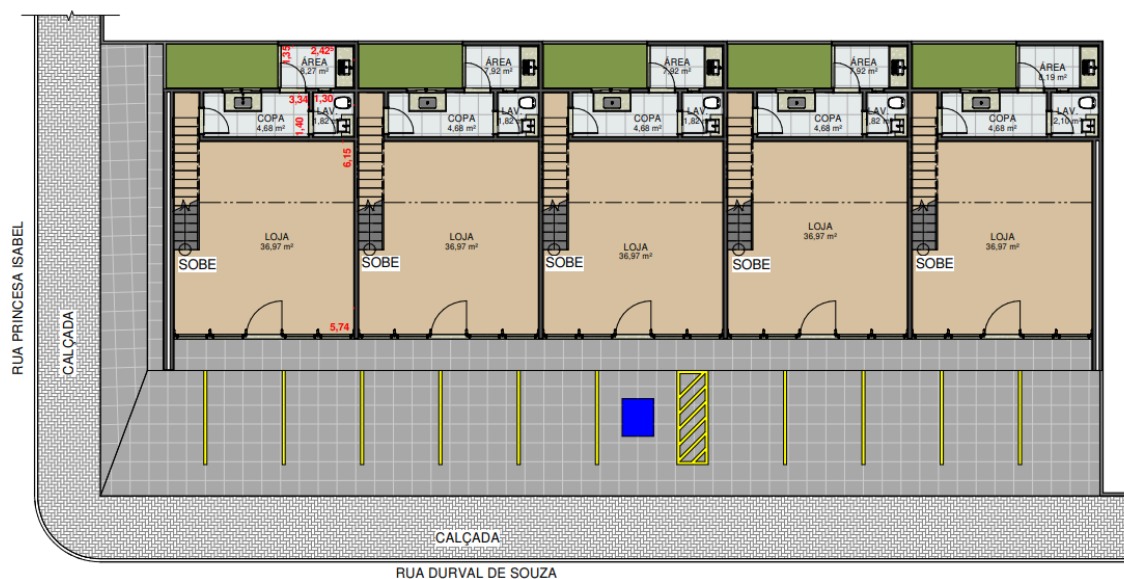


Figura 11: Planta baixa do pavimento inferior.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

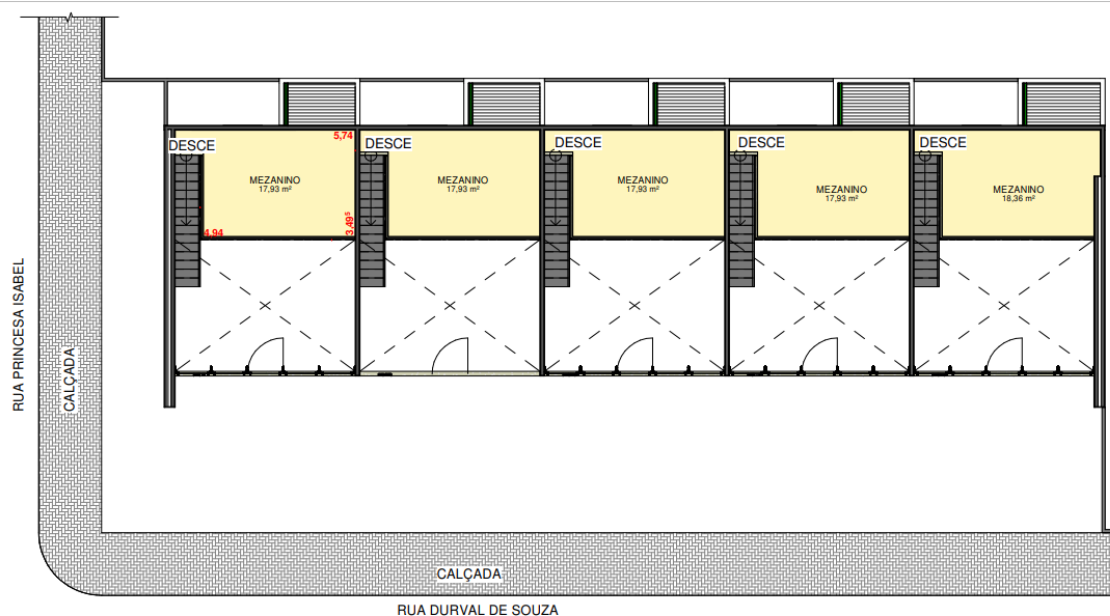


Figura 12: Planta baixa do pavimento superior.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

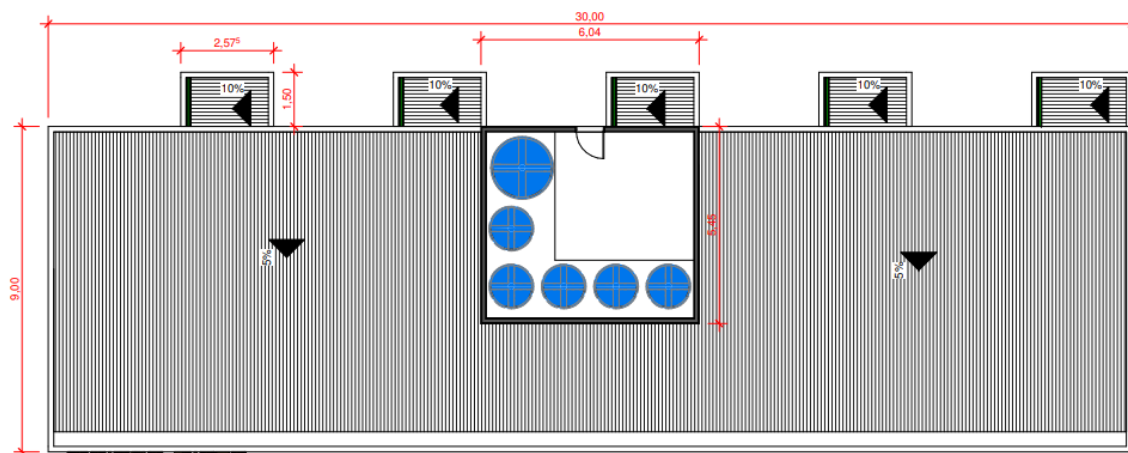


Figura 13: Planta de cobertura.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

As Figuras 14, 15, 16 e 17 mostram a fachada da edificação.



Figura 14: Fachada.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)



Figura 15: Fachada.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)



Figura 16: Fachada.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)



Figura 17: Fachada.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

6.1 INSTALAÇÃO DE ÁGUA FRIA

Neste item foi feito o dimensionamento das instalações de água fria para uma edificação comercial.

A determinação do consumo diário de água fria foi realizada conforme item 5.3.1. Na Tabela 16 encontra-se a taxa de ocupação de acordo com a natureza do local. Utilizando como critério a pior condição, a natureza do local ficou definida como Loja (pavimento térreo) com taxa de ocupação de uma pessoa por 2,5 m² de área. Cada loja possui uma área aproximada de 74,62 m², logo a estimativa de população é de 30 pessoas. Com a utilização da Tabela 15 determina-se o consumo médio ou consumo *per capita*, 50 litros por dia, onde aplicando estes valores na Equação 9 encontra-se o consumo diário.

$$CD = P \times C_{per\ capita}$$

$$CD = 30 \times 50 = 1.500 \text{ L/dia}$$

Com a determinação do consumo diário realiza-se o dimensionamento do diâmetro mínimo do ramal predial utilizando a Equação 10.

$$Q_{min} = CD / 86.400$$

$$Q_{min} = 1.500 / 86.400 = 0,017 \text{ L/s}$$

Com a Equação 11 determina-se o consumo diário por tinta dias. Desta forma, obtém-se o diâmetro do cavalete, alimentador predial e ramal predial, que será o mesmo valor para todos.

$$CM = 30 \text{ dias} \times CD$$

$$CM = 30 \times 1.500 = 45.000 \text{ L} = 45\text{m}^3$$

Utilizando a Equação 12 acha-se a capacidade do reservatório, onde o volume total reservado varia de 1 a 3 vezes o consumo diário.

$$1 \times CD \leq V \leq 3 \times CD$$

$$1 \times 1.500 \leq V \leq 3 \times 1.500$$

$$1.500 \leq V \leq 4.500$$

O volume a ser utilizado deverá estar dentro da faixa de valores, conforme resultado da Equação 12. Com isso, encontra-se o volume utilizando o valor igual a 1,5 vezes o consumo diário, onde manterá a edificação por um dia e meio sem abastecimento público.

$$V = 1,5 \times CD = 1,5 \times 1.500 = 2.250 \text{ L}$$

O reservatório adotado é de 2.500 L, de acordo com o tamanho existente de reservatórios comercializados. O alimentador a ser utilizado é de $\frac{3}{4}$ " , com extravasor de 1" , adotando um diâmetro comercial acima da bitola do alimentador dimensionado.

As Figuras 18, 19, 20, 21, 22 e 23 mostram a rede de distribuição de água fria através dos reservatórios.

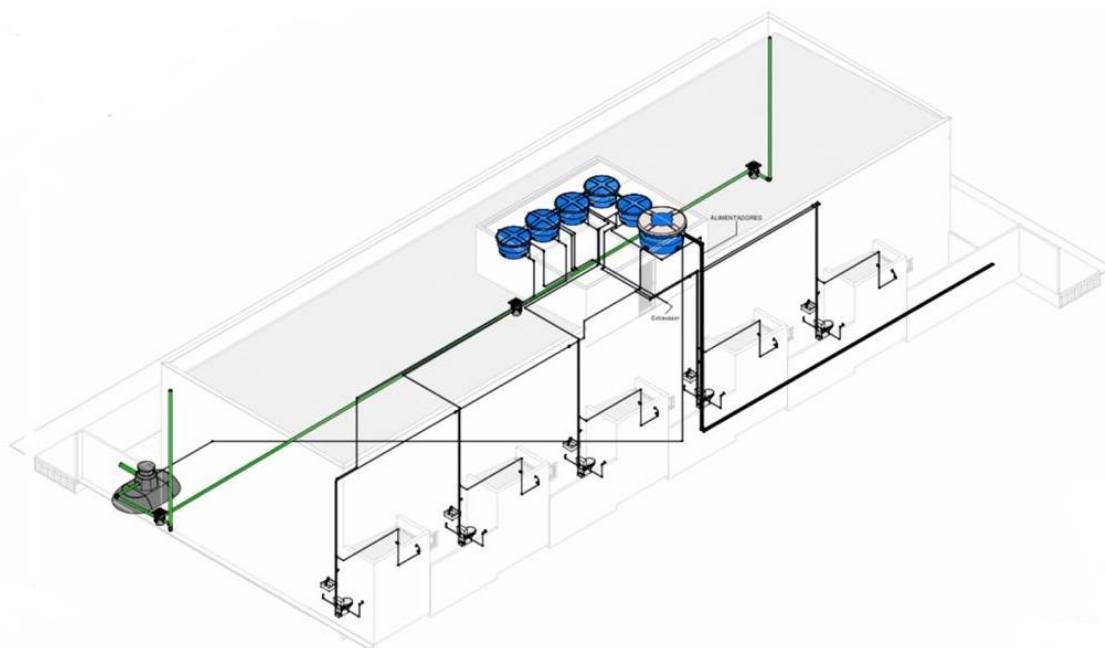


Figura 18: Reservatórios.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

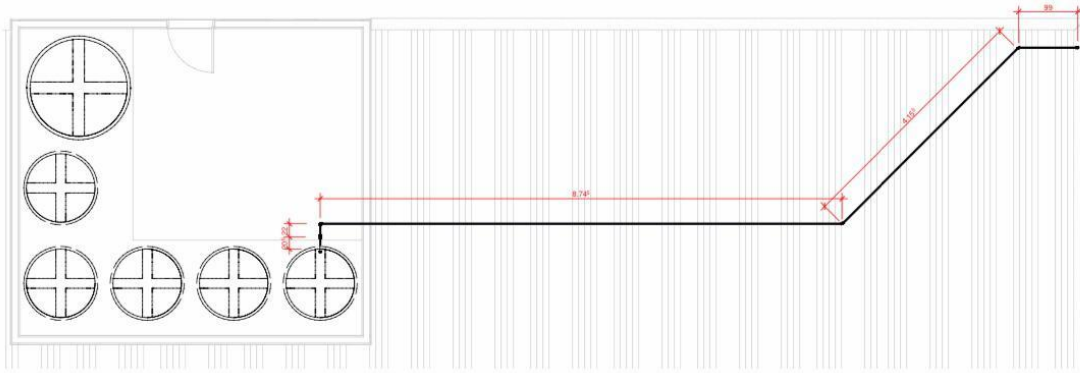


Figura 19: Reservatórios.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

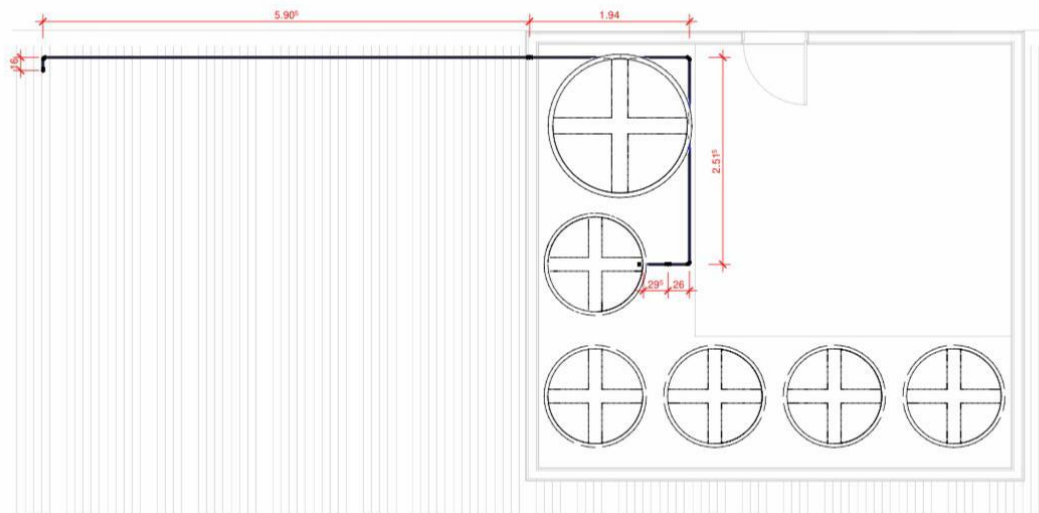


Figura 20: Reservatórios.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

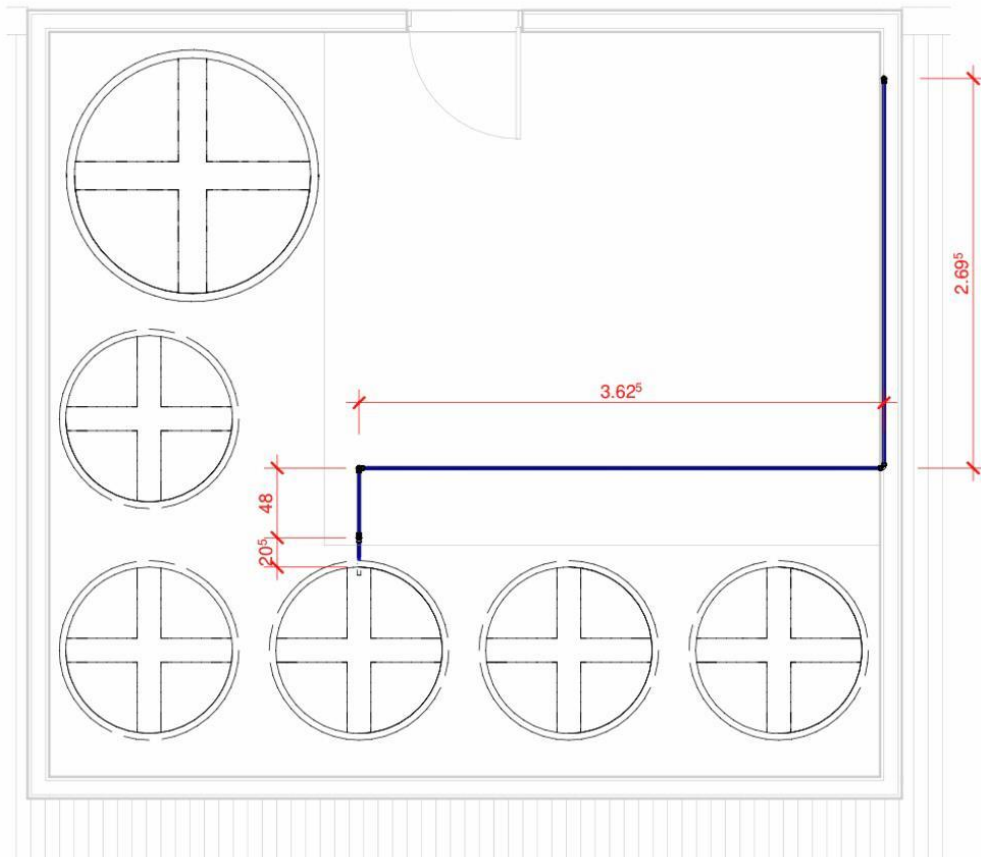


Figura 22: Reservatórios.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

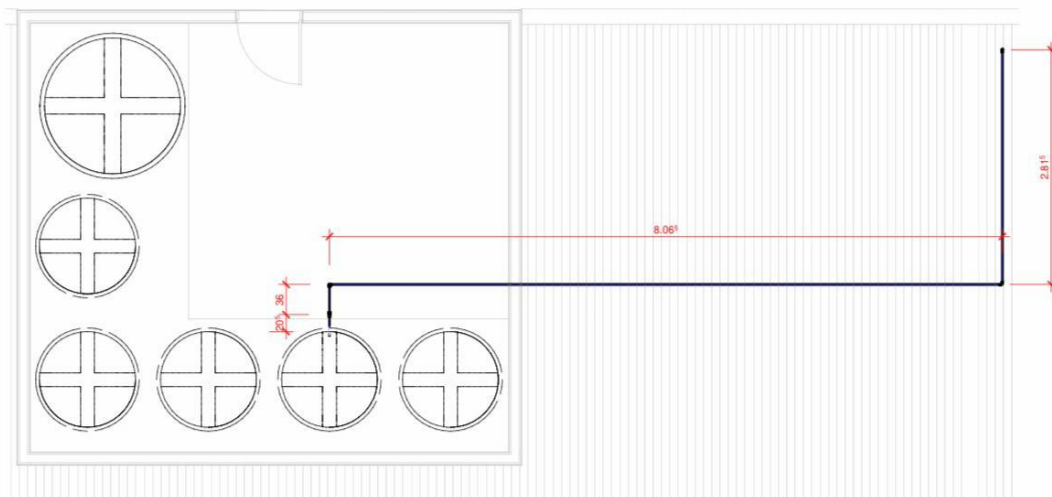


Figura 23: Reservatórios.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

Foi calculado os pesos da copa, lavabo e área de serviço de cada loja, pois compartilham a mesma prumada de água fria. Com a planta baixa (Figura 24) da copa, lavabo e área, identifica-se as seguintes peças de utilização: tanque da área de serviço, lavatório da copa, lavatório do lavabo e bacia sanitária. Dessa forma, a Figura 25 mostra o isométrico das tubulações de água fria da copa e do lavabo.

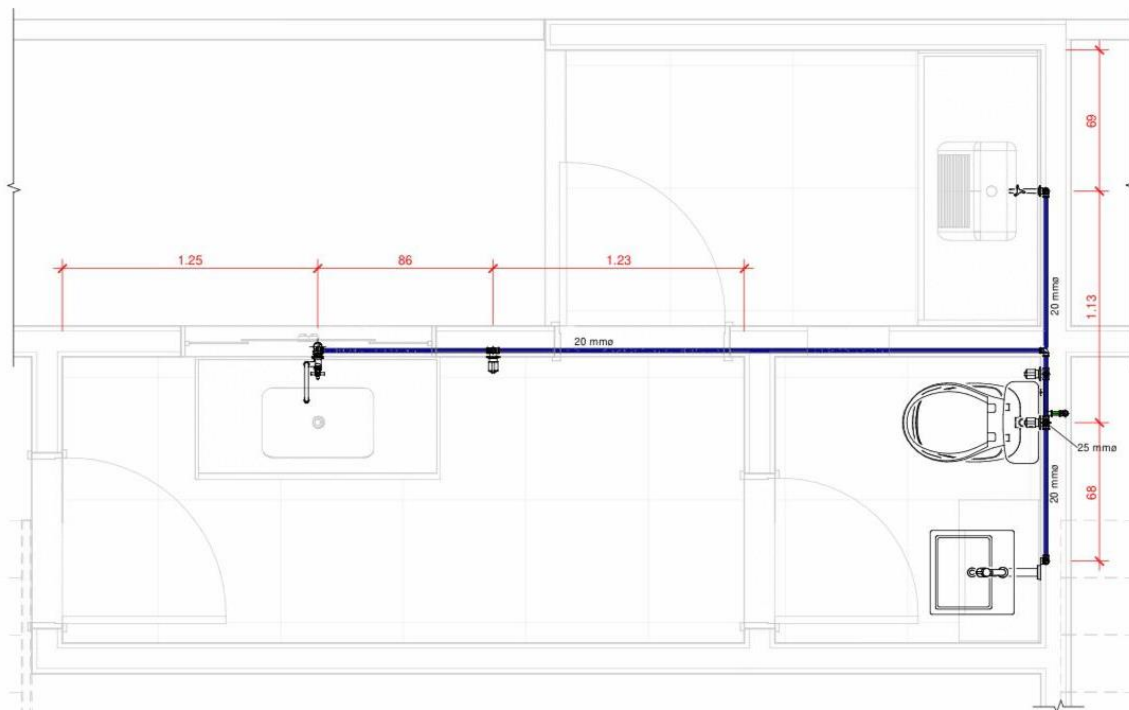


Figura 24: Planta baixa da copa, lavabo e área.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

carga total de cada trecho (quinta, sexta e sétima coluna da Tabela 24). Os resultados obtidos para a copa, lavabo e área da Loja 01 estão expressos nas Tabelas 23 e 24.

Cálculos realizados para cada trecho:

$$Q = 0,3 \times \sqrt{2,0} = 0,42 \frac{l}{s}$$

$$v = 4.000 \times \frac{0,42}{\pi \times 21,6^2} = 1,15 \frac{m}{s}$$

$$J = 8,63 \times 10^6 \times 0,42^{1,75} \times 21,6^{-4,75} = 0,087 \frac{m}{m}$$

$$h_{f \text{ tubulação}} = 0,087 \times 12,58 = 1,11 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ conexão}} = 0,087 \times 3,6 = 0,32 \text{ m}$$

$$h_{tub+cone} = 1,11 + 0,32 = 1,43 \text{ m}$$

Tabela 23: Memorial de cálculo da Loja 01.

LOJA 01					
Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada (l/s)	Diâmetro interno (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária (m/m)
Reserv - AF1	2	0,42	21,6	1,15	0,09
AF1 - A	2	0,42	21,6	1,15	0,09
A - PIA	0,7	0,25	17	1,1	0,11
A - B	1,3	0,34	17	1,5	0,19
B - LV	0,3	0,16	17	0,7	0,05
B - C	1	0,30	17	1,32	0,15
C - VS	0,3	0,16	17	0,7	0,05
C - TQ	0,7	0,25	17	1,1	0,11

Fonte: Autor (2021)

Tabela 24: Memorial de cálculo da Loja 01.

LOJA 01						
Trecho	Comprimento (m)			Perda de carga total		
	Real	Conexões presentes	Equivalente das conexões	Tub.	Conexões	Total
Resev - AF1	13,58	RG+ (6 x C90)	3,6	1,20	0,32	1,52
AF1 - A	3,30	Tpass	0,9	0,29	0,08	0,37
A - PIA	5,48	T lat + (3 x C90) + RG + J90	5,1	0,60	0,56	1,16
A - B	2,02	RG + Tpass	0,8	0,38	0,15	0,53
B - LV	0,92	(2 x C90) + J90	2,2	0,05	0,12	0,16
B - C	0,24	T lat + Tpass	3,2	0,04	0,48	0,52
C - VS	0,46	T lat + RG + C90 + T pass	3,7	0,02	0,19	0,22
C - TQ	1,44	C90 + J90	1,7	0,16	0,19	0,34

Fonte: Autor (2021)

O procedimento foi reproduzido para as áreas de serviço, lavabos e copas de toda a edificação, onde o memorial de cálculo das lojas 02, 03, 04 e 05 foram mostrados nas Tabelas 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31 e 32.

Tabela 25: Memorial de cálculo da Loja 02.

LOJA 02					
Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada (l/s)	Diâmetro interno (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária (m/m)
Reserv - AF2	2	0,42	21,6	1,15	0,09
AF2 - A	2	0,42	21,6	1,15	0,09
A - PIA	0,7	0,25	17	1,1	0,11
A - B	1,3	0,34	17	1,5	0,19
B - LV	0,3	0,16	17	0,7	0,05
B - C	1	0,30	17	1,32	0,15
C - VS	0,3	0,16	17	0,7	0,05
C - TQ	0,7	0,25	17	1,1	0,11

Fonte: Autor (2021)

Tabela 26: Memorial de cálculo da Loja 02.

LOJA 02						
Trecho	Comprimento (m)			Perda de carga total		
	Real	Conexões presentes	Equivalente das conexões	Tub.	Conexões	Total
Resev - AF1	9,73	RG+ (7 x C90)	4,2	0,86	0,37	1,23
AF1 - A	3,30	Tpass	0,9	0,29	0,08	0,37
A - PIA	5,48	T lat + (3 x C90) + RG + J90	5,1	0,60	0,56	1,16
A - B	2,02	RG + Tpass	0,8	0,38	0,15	0,53
B - LV	0,92	(2 x C90) + J90	2,2	0,05	0,12	0,16
B - C	0,24	T lat + Tpass	3,2	0,04	0,48	0,52
C - VS	0,46	T lat + RG + C90 + T pass	3,7	0,02	0,19	0,22
C - TQ	1,44	C90 + J90	1,7	0,16	0,19	0,34

Fonte: Autor (2021)

Tabela 27: Memorial de cálculo da Loja 03.

LOJA 03					
Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada (l/s)	Diâmetro interno (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária (m/m)
Reserv - AF3	2	0,42	21,6	1,15	0,09
AF3 - A	2	0,42	21,6	1,15	0,09
A - PIA	0,7	0,25	17	1,1	0,11
A - B	1,3	0,34	17	1,5	0,19
B - LV	0,3	0,16	17	0,7	0,05
B - C	1	0,30	17	1,32	0,15
C - VS	0,3	0,16	17	0,7	0,05
C - TQ	0,7	0,25	17	1,1	0,11

Fonte: Autor (2021)

Tabela 28: Memorial de cálculo da Loja 03.

LOJA 03						
Trecho	Comprimento (m)			Perda de carga total		
	Real	Conexões presentes	Equivalente das conexões	Tub.	Conexões	Total
Resev - AF1	9,51	RG+ (5 x C90)	3	0,84	0,26	1,10
AF1 - A	3,30	Tpass	0,9	0,29	0,08	0,37
A - PIA	5,48	T lat + (3 x C90) + RG + J90	5,1	0,60	0,56	1,16
A - B	2,02	RG + Tpass	0,8	0,38	0,15	0,53
B - LV	0,92	(2 x C90) + J90	2,2	0,05	0,12	0,16
B - C	0,24	T lat + Tpass	3,2	0,04	0,48	0,52
C - VS	0,46	T lat + RG + C90 + T pass	3,7	0,02	0,19	0,22
C - TQ	1,44	C90 + J90	1,7	0,16	0,19	0,34

Fonte: Autor (2021)

Tabela 29: Memorial de cálculo Loja 04.

LOJA 04					
Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada (l/s)	Diâmetro interno (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária (m/m)
Reserv - AF4	2	0,42	21,6	1,15	0,09
AF4 - A	2	0,42	21,6	1,15	0,09
A - PIA	0,7	0,25	17	1,1	0,11
A - B	1,3	0,34	17	1,5	0,19
B - LV	0,3	0,16	17	0,7	0,05
B - C	1	0,30	17	1,32	0,15
C - VS	0,3	0,16	17	0,7	0,05
C - TQ	0,7	0,25	17	1,1	0,11

Fonte: Autor (2021)

Tabela 30: Memorial de cálculo da Loja 04.

LOJA 04						
Trecho	Comprimento (m)			Perda de carga total		
	Real	Conexões presentes	Equivalente das conexões	Tub.	Conexões	Total
Resev - AF1	13,95	RG+ (5 x C90)	3	1,21	0,26	1,47
AF1 - A	3,30	Tpass	0,9	0,29	0,08	0,37
A - PIA	5,48	T lat + (3 x C90) + RG + J90	5,1	0,60	0,56	1,16
A - B	2,02	RG + Tpass	0,8	0,38	0,15	0,53
B - LV	0,92	(2 x C90) + J90	2,2	0,05	0,12	0,16
B - C	0,24	T lat + Tpass	3,2	0,04	0,48	0,52
C - VS	0,46	T lat + RG + C90 + T pass	3,7	0,02	0,19	0,22
C - TQ	1,44	C90 + J90	1,7	0,16	0,19	0,34

Fonte: Autor (2021)

Tabela 31: Memorial de cálculo da Loja 05.

LOJA 05					
Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada (l/s)	Diâmetro interno (mm)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária (m/m)
Reserv - AF5	2	0,42	21,6	1,15	0,09
AF5 - A	2	0,42	21,6	1,15	0,09
A - PIA	0,7	0,25	17	1,1	0,11
A - B	1,3	0,34	17	1,5	0,19
B - LV	0,3	0,16	17	0,7	0,05
B - C	1	0,30	17	1,32	0,15
C - VS	0,3	0,16	17	0,7	0,05
C - TQ	0,7	0,25	17	1,1	0,11

Fonte: Autor (2021)

Tabela 32: Memorial de cálculo da Loja 05.

LOJA 05						
Trecho	Comprimento (m)			Perda de carga total		
	Real	Conexões presentes	Equivalente das conexões	Tub.	Conexões	Total
Resev - AF1	16,81	RG+ (4 x C90) + (2 x C45)	3,8	1,46	0,33	1,79
AF1 - A	3,30	Tpass	0,9	0,29	0,08	0,37
A - PIA	5,48	T lat + (3 x C90) + RG + J90	5,1	0,60	0,56	1,16
A - B	2,02	RG + Tpass	0,8	0,38	0,15	0,53
B - LV	0,92	(2 x C90) + J90	2,2	0,05	0,12	0,16
B - C	0,24	T lat + Tpass	3,2	0,04	0,48	0,52
C - VS	0,46	T lat + RG + C90 + T pass	3,7	0,02	0,19	0,22
C - TQ	1,44	C90 + J90	1,7	0,16	0,19	0,34

Fonte: Autor (2021)

Com a obtenção das perdas de carga de cada trecho, verifica-se a pressão disponível de toda a rede de distribuição, considerando uma pressão mínima de 5 kPa (0,5 m.c.a.) em todos os trechos e pressão não inferior a 10 kPa (1,0 m.c.a.) nos trechos com peças de utilização, visto que nos banheiros optou-se pela utilização de vaso sanitário com caixa de descarga.

O primeiro trecho da rede é logo após o reservatório, onde a pressão disponível inicial é igual a altura do fundo do reservatório em relação a prumada de distribuição, identificada com o prefixo AF e o número da prumada, que para este projeto foi estipulado em 2,50 metros de altura, de acordo com o projeto arquitetônico. Com isso, o primeiro trecho possui uma pressão disponível de 2,50 m.c.a. (25 kPa), onde com a perda de carga total deste trecho é possível calcular a pressão disponível para o próximo ponto. Com a utilização das diferenças de cota e perdas de carga em cada trecho se obtém valores de pressão residual em todos os pontos da rede de distribuição, conforme demonstrado nas Tabelas 33, 34, 35, 36 e 37.

$$Pressão\ disponível_{Reserv.} = Pressão\ disponível_{AF} + Desnível_{Reserv.-AF}$$

$$- Perda\ de\ carga_{Reserv.-AF}$$

Tabela 33: Pressões disponíveis da Loja 01.

LOJA 01					
Trecho	Diferença de cota	Pressão disponível (m.c.a.)	Preda de carga Total	Pressão residual (m.c.a.)	Pressão residual (kPa)
Resev - AF1	2,50	2,500	1,52	0,980	9,80
AF1 - A	3,30	4,280	0,37	3,910	39,10
A - PIA	1,56	5,470	1,16	4,310	43,10
A - B	2,02	5,930	0,53	5,400	54,00
B - LV	-0,05	5,355	0,16	5,195	51,95
B - C	0,00	5,400	0,52	4,880	48,80
C - VS	0,36	5,240	0,22	5,020	50,20
C - TQ	-0,55	4,330	0,34	3,990	39,90

Fonte: Autor (2021)

Tabela 34: Pressões disponíveis da Loja 02.

LOJA 02					
Trecho	Diferença de cota	Pressão disponível (m.c.a.)	Preda de carga Total	Pressão residual (m.c.a.)	Pressão residual (kPa)
Resev - AF2	2,50	2,500	1,23	1,270	12,70
AF2 - A	3,30	4,570	0,37	4,200	42,00
A - PIA	1,56	5,760	1,16	4,600	46,00
A - B	2,02	6,220	0,53	5,690	56,90
B - LV	-0,05	5,645	0,16	5,485	54,85
B - C	0,00	5,690	0,52	5,170	51,70
C - VS	0,36	5,530	0,22	5,310	53,10
C - TQ	-0,55	4,620	0,34	4,280	42,80

Fonte: Autor (2021)

Tabela 35: Pressões disponíveis da Loja 03.

LOJA 03					
Trecho	Diferença de cota	Pressão disponível (m.c.a.)	Preda de carga Total	Pressão residual (m.c.a.)	Pressão residual (kPa)
Resev - AF3	2,50	2,500	1,10	1,400	14,00
AF3 - A	3,30	4,700	0,37	4,330	43,30
A - PIA	1,56	5,890	1,16	4,730	47,30
A - B	2,02	6,350	0,53	5,820	58,20
B - LV	-0,05	5,775	0,16	5,615	56,15
B - C	0,00	5,820	0,52	5,300	53,00
C - VS	0,36	5,660	0,22	5,440	54,40
C - TQ	-0,55	4,750	0,34	4,410	44,10

Fonte: Autor (2021)

Tabela 36: P Pressões disponíveis da Loja 04.

LOJA 04					
Trecho	Diferença de cota	Pressão disponível (m.c.a.)	Perda de carga Total	Pressão residual (m.c.a.)	Pressão residual (kPa)
Resev - AF4	2,50	2,500	1,47	1,030	10,30
AF4 - A	3,30	4,330	0,37	3,960	39,60
A - PIA	1,56	5,520	1,16	4,360	43,60
A - B	2,02	5,980	0,53	5,450	54,50
B - LV	-0,05	5,405	0,16	5,245	52,45
B - C	0,00	5,450	0,52	4,930	49,30
C - VS	0,36	5,290	0,22	5,070	50,70
C - TQ	-0,55	4,380	0,34	4,040	40,40

Fonte: Autor (2021)

Tabela 37: Pressões disponíveis da Loja 05.

LOJA 05					
Trecho	Diferença de cota	Pressão disponível (m.c.a.)	Perda de carga Total	Pressão residual (m.c.a.)	Pressão residual (kPa)
Resev - AF5	2,50	2,500	1,79	0,710	7,10
AF5 - A	3,30	4,010	0,37	3,640	36,40
A - PIA	1,56	5,200	1,16	4,040	40,40
A - B	2,02	5,660	0,53	5,130	51,30
B - LV	-0,05	5,085	0,16	4,925	49,25
B - C	0,00	5,130	0,52	4,610	46,10
C - VS	0,36	4,970	0,22	4,750	47,50
C - TQ	-0,55	4,060	0,34	3,720	37,20

Fonte: Autor (2021)

Com isso, é possível observar que todos os trechos possuem pressão residual acima de 5 kPa e os pontos destinados aos aparelhos de utilização apresentaram pressão acima de 10 kPa.

Silva (2019) realizou o dimensionamento de água fria, seguindo a mesma metodologia e as mesmas normas para realizar o dimensionamento, levando em conta que é uma edificação residencial e apresenta dimensões e valores que atendem a norma.

Guarezi (2018) efetuou o dimensionamento de água fria da Unidade de Ensino de Suinocultura (UES) levando em conta as normas e encontrou valores dentro da norma.

6.2 INSTALAÇÃO DE ESGOTO SANITÁRIO

Nesta etapa calculou-se o sistema de esgoto sanitário. O método utilizado para o dimensionamento das instalações foi o das Unidades de *Hunter* de Contribuição. As lojas possuem os mesmos espaços de utilização, como copa, lavabo e área de serviço.

Relacionou-se os aparelhos sanitários da copa, área de serviço e banheiro, identificando o número de Unidades de *Hunter* de Contribuição, por meio da Tabela 2, definindo o diâmetro mínimo de cada ramal de descarga. Os resultados estão apresentados na Tabela 38.

Tabela 38: Diâmetros adotados para os ramais de descarga.

Ambiente	Aparelhos sanitários	UHC	Diâmetro do ramal de descarga adotado (mm)
Copa	Lavatório de uso geral	2	40
Área de serviço	Tanque	3	40
Banheiro	Lavatório residencial	1	40
	Bacia Sanitária	6	100

Fonte: Autor (2021)

Os ramais de descarga do lavatório do banheiro e tanque finalizam-se na caixa sifonada com grelha, assim como uma caixa sifonada de poucos efluentes. Todos os aparelhos sanitários conectados a caixa sifonada com grelha possuem fecho hídrico evitando retorno de gases. O dimensionamento dos desconectores é realizado consultando a Tabela 3. Adotando o valor de 6 UHC, sendo o somatório das contribuições dos aparelhos conectados a caixa sifonada com grelha, temos um valor de diâmetro igual a 100 mm, medida da caixa sifonada com grelha. O lavatório de uso geral da copa finaliza-se na caixa de gordura, sendo

dimensionada de acordo com as características da instalação, adotando desta forma, um diâmetro de 100 mm de saída para conexão a caixa de inspeção. Para os ramais de ventilação, utiliza-se a Tabela 8, onde com o número de unidades de *Hunter* de contribuição encontra-se o diâmetro nominal do ramal de ventilação. Com a somatória das unidades de *Hunter* de contribuição, foi encontrado um valor de 12 UHC, determinando uma tubulação de 50 mm de diâmetro, com comprimento permitido de 61 m, de acordo com a Tabela 9.

Os resultados do dimensionamento estão presentes nas Figuras 26, 27 e 28.

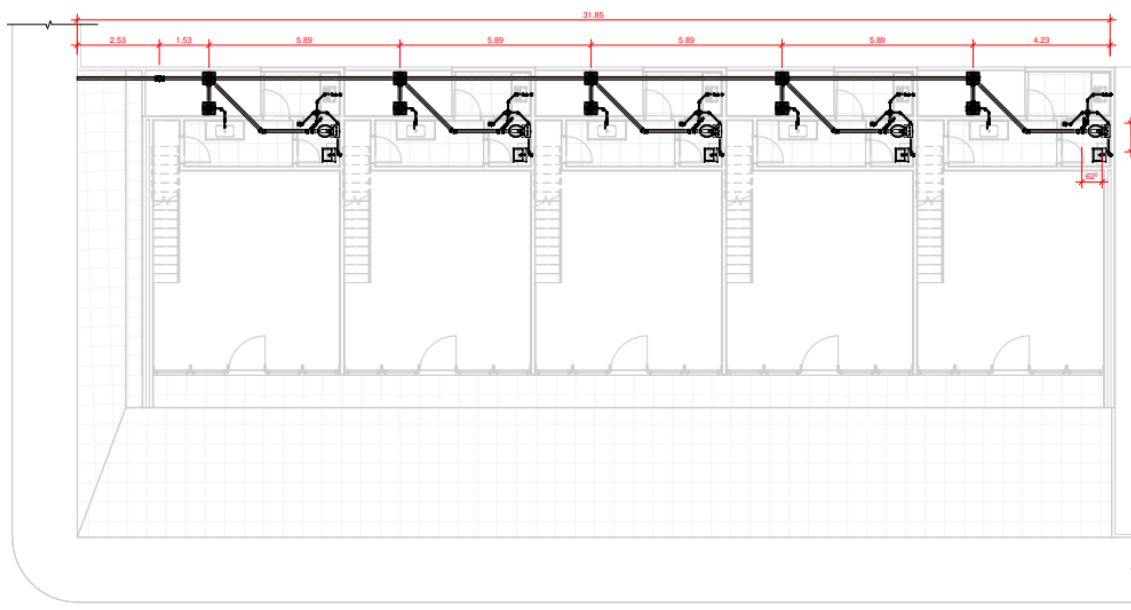


Figura 26: Sistema de esgoto.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

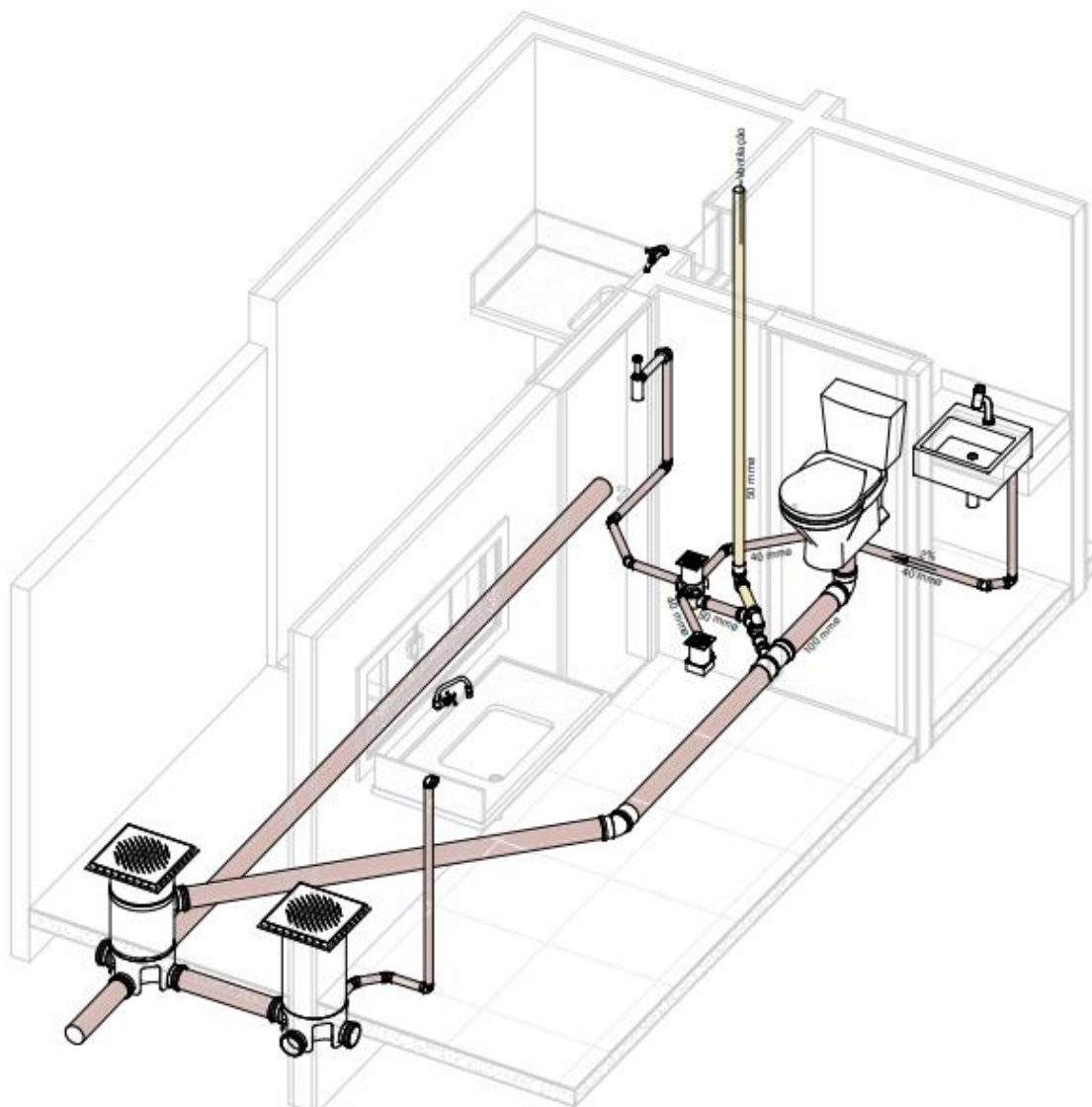


Figura 28: Isométrico do sistema de esgoto.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

6.3 INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUAS PLUVIAIS

Nesta etapa foi realizado o dimensionamento das instalações prediais de águas pluviais para cobertura.

O período de retorno a ser utilizado é de 25 anos e a duração de precipitação fixada em $t = 5$ min, conforme item 5.2.1. Com isso, o valor da intensidade pluviométrica é igual a 240 mm/h para o município de Campos dos Goytacazes- RJ, de acordo com a NBR 10844 (ABNT, 1989). Os valores das áreas de contribuição utilizado, serão, aproximadamente, 276,75 m² e 4,06 m²,

sendo o último valor referente a cobertura da área de serviço, mesma medida para as demais lojas. Os cálculos das áreas de contribuição foram dimensionados, de acordo com as indicações para cálculos da Figura 7.

Dimensionamento da calha:

- Maior cobertura

Como a cobertura possui dimensões simétricas, a calha foi dividida em dois trechos, para determinar a vazão adequada.

Sendo assim:

$$A_{contribuição} = 276,75 \text{ m}^2 = \frac{276,75}{2} = 138,38 \text{ m}^2 \text{ (cada trecho)}$$

Logo:

$$Q_{por\ trecho} = \frac{i \times A}{60}$$

$$Q_{por\ trecho} = \frac{240 \times 138,38}{60}$$

$$Q_{por\ trecho} = 553,52 \frac{l}{min}$$

No projeto, as calhas utilizadas são de seção semicircular com coeficiente de rugosidade 0,011, por ser de material plástico, e possui uma declividade de 0,5%. Com isso, conforme a tabela 12 o diâmetro interno da calha é igual a 200 mm.

No dimensionamento do condutor vertical foi utilizada a vazão em cada trecho.

$$Q_{cv} = Q_{por\ trecho} = 553,52 \frac{l}{min}$$

Com a saída da calha determinada como do tipo funil, em consulta ao Ábaco na Figura 8, observa-se que para esta vazão não há interseção com as linhas L e H, desta forma, foi adotado o diâmetro interno mínimo 70 mm, em cada trecho.

Na determinação do diâmetro internos dos condutores horizontais, foi utilizado a vazão em cada trecho e também a soma das vazões dos trechos para dimensionar condutor de interligação.

Logo:

$$Q_{ch \text{ por trecho}} = Q_{\text{por trecho}} = 553,52 \frac{l}{min}$$

$$Q_{ch \text{ interligação}} = 2 \times Q_{\text{por trecho}} = 1.107,04 \frac{l}{min}$$

Sabendo que a declividade adotada é de 0,5% e o coeficiente de rugosidade 0,011, para material plástico, o diâmetro interno foi estabelecido por meio da Tabela 13.

Logo:

$$\text{Condutor horizontal}_{\text{por trecho}} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Condutor horizontal}_{\text{interligação}} = 200 \text{ mm}$$

- Menor cobertura

No dimensionamento, foi considerado uma calha com seção semicircular de material plástico, mesmo material utilizado nos condutores verticais e horizontais, com instalação de apenas um condutor vertical.

Logo:

$$Q = \frac{240 \times 4,06}{60}$$

$$Q = 16,24 \frac{l}{min}$$

Com o coeficiente de rugosidade 0,011 e declividade mínima adotada 0,5%, em consulta a tabela 12 foi determinado um diâmetro interno de 100 mm.

Para o dimensionamento do condutor vertical, foi utilizado a vazão total da cobertura.

$$Q_{cv} = Q = 16,24 \frac{l}{min}$$

Considerando a saída da calha do tipo funil, em consulta ao Ábaco na Figura 8, observa-se que para esta vazão não há interseção com as linhas L e H, sendo adotado o diâmetro interno mínimo 70 mm.

No dimensionamento dos condutores horizontais, também foi utilizada a vazão total da cobertura.

$$Q_{ch} = Q = 16,24 \frac{l}{min}$$

Sabendo que a declividade é de 0,5% e o coeficiente de rugosidade 0,011, para material plástico, o diâmetro interno foi encontrado através da Tabela 13.

$$\text{Condutor horizontal} = 50 \text{ mm}$$

As Figuras 29, 30, 31 e 32, mostram as tubulações utilizadas para as águas pluviais.



Figura 29: Pavimento térreo pluvial.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

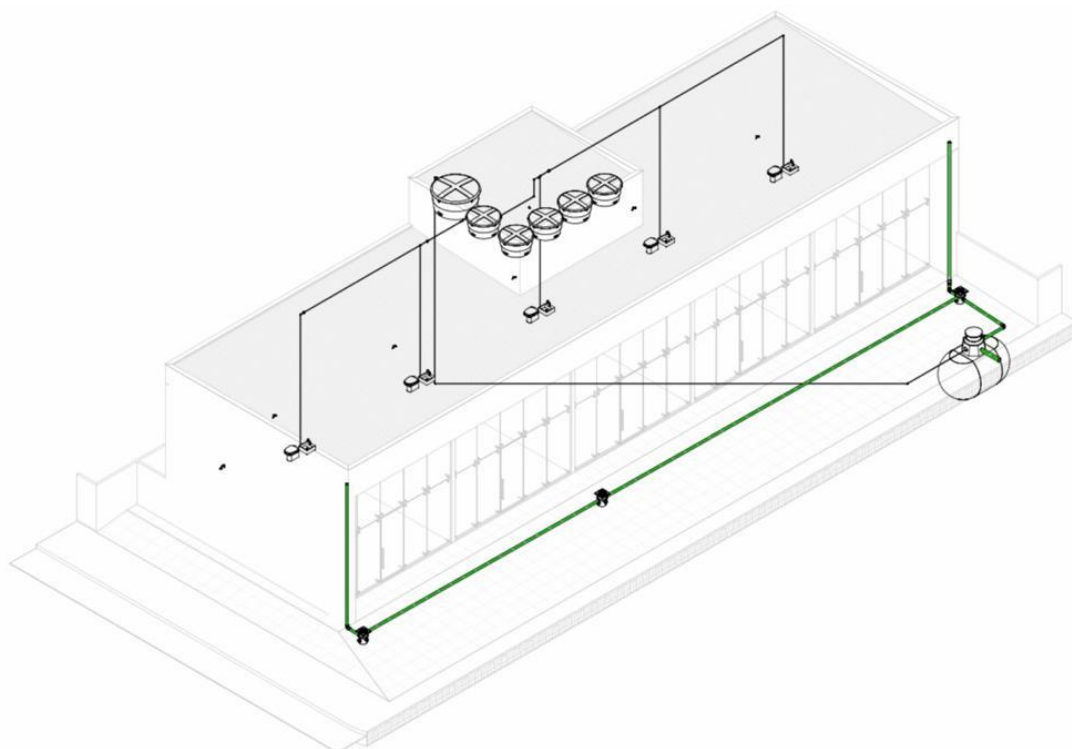


Figura 30: Isométrico das tubulações das águas pluviais.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

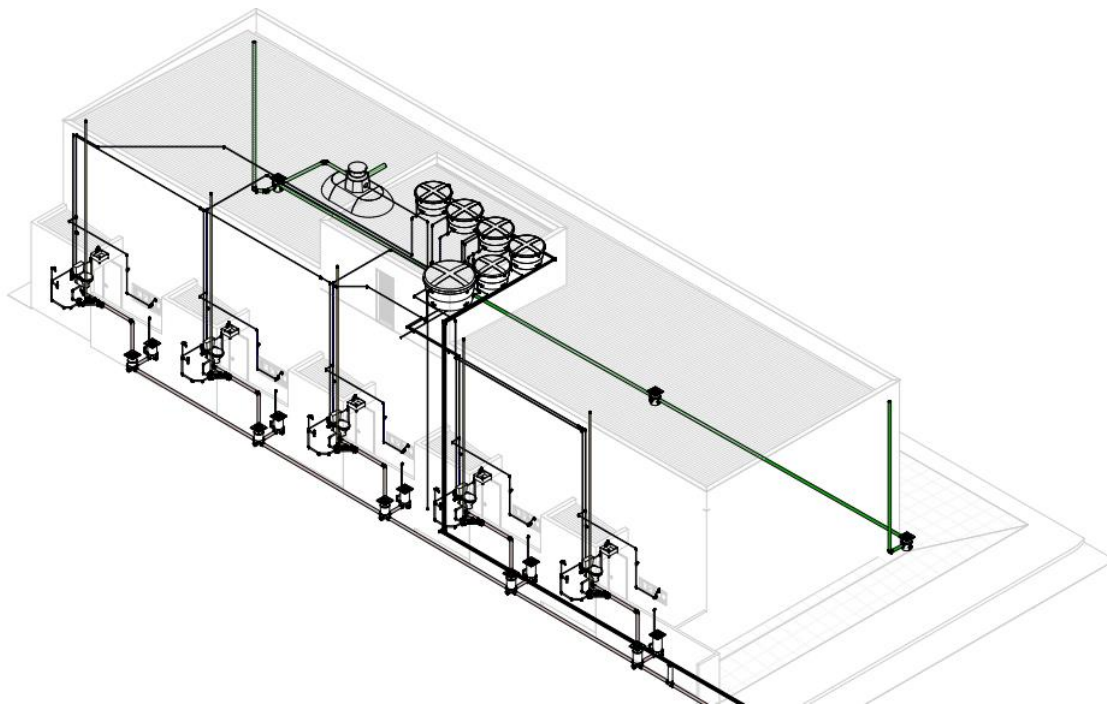


Figura 31: Isométrico geral.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

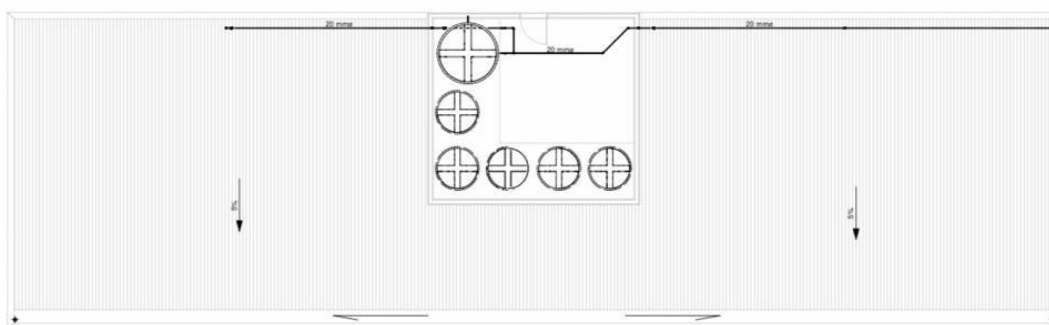


Figura 32: Cobertura pluvial.
Fonte: Arquiteto Keven Figueira e Autor (2021)

6.4 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Com a utilização do método Azevedo Neto para o dimensionamento do reservatório, descrito no ANEXO A e os valores de precipitação demonstrado no ANEXO B, indicando a média mensal e anual para o município de Campos dos Goytacazes, adquiriu-se os seguintes dados para o cálculo do volume de captação da água de chuva:

$P = 1112 \text{ mm}$ – precipitação média anual;

$A = 276,75 \text{ m}^2$ - área de contribuição para coleta;

$T = 5 \text{ meses}$ – número de meses de pouca ou nenhuma chuva, sendo utilizado como referência o valor de 74,14 mm, 80% da média mensal.

Utilizando a equação indicada no método Azevedo Neto, obtém-se o seguinte volume:

$$V = 0,042 \times P \times A \times T$$

$$V = 0,042 \times 1112 \times 276,75 \times 5$$

$$V = 64.626,66 \text{ litros} = 64,63 \text{ m}^3$$

6.4.1 DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO SUPERIOR DE ÁGUAS PLUVIAIS

Sabendo que a utilização de água de chuva do projeto é exclusiva para as bacias sanitárias das cinco lojas, e que o consumo de água deste aparelho sanitário representa uma parcela na ordem 30% em relação ao consumo total de uma edificação, foi possível estimar o consumo diário decorrente do uso da bacia sanitária de cada loja. Sendo assim, o volume destinado ao reservatório superior precisa ser suficiente para atender a demanda diária das cinco lojas, visto que o projeto contempla apenas um reservatório.

O valor de volume utilizado como referência foi o mesmo calculado para o reservatório de água potável, $V_{por\ loja} = 2.250L$, conforme item 6.1. Com a

estimativa de consumo das bacias sanitárias em 30% do consumo total de uma edificação, tem-se um volume de $V_{por\ loja} = 675\ L$ para cada unidade, onde multiplicando este valor pela quantidade de lojas temos um volume de $V_{total} = 3.375\ L$, obtendo desta forma um valor comercial em $3.500\ L$ para o reservatório superior.

6.4.2 INSTALAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Os métodos aplicados no dimensionamento das instalações de distribuição de águas pluviais são os mesmos realizados para o dimensionamento das instalações de água fria demonstrado no item 6.1.

Para obter-se os pesos das peças de utilização (segunda coluna da Tabela 39), utiliza-se a Tabela 17 e realiza-se o somatório de pesos relativos. Com a Equação 13, que relaciona os pesos com a vazão necessária para o bom funcionamento das peças de utilização, calcula-se a vazão (terceira coluna da Tabela 39). Com a vazão consulta-se na Tabela 19 e adota-se o diâmetro do tubo (quarta coluna da Tabela 39). Em seguida a velocidade da água na tubulação é calculada com a Equação 14 (quinta coluna da Tabela 39). A perda de carga unitária foi calculada com a Equação 8, por se tratar de uma tubulação de PVC (sexta coluna da Tabela 39). Para o cálculo da perda de carga total de cada trecho é necessário o comprimento da tubulação de cada trecho (segunda coluna da Tabela 40) e a identificação das conexões presentes (terceira coluna da Tabela 40). Com a Tabela 21 foi identificado e somado os comprimentos equivalentes das conexões (quarta coluna da Tabela 40). Com os comprimentos e as perdas de carga unitária de cada trecho foi possível calcular a perda de carga total de cada trecho (quinta, sexta e sétima coluna da Tabela 40).

Demonstrativo dos cálculos realizados em cada trecho:

$$Q = 0,3 \times \sqrt{1,5} = 0,37 \frac{l}{s}$$

$$v = 4.000 \times \frac{0,37}{\pi \times 21,6^2} = 1,01 \frac{m}{s}$$

$$J = 8,63 \times 10^6 \times 0,37^{1,75} \times 21,6^{-4,75} = 0,069 \frac{m}{m}$$

$$h_{f \text{ tubulação}} = 0,069 \times 2,85 = 0,20 \text{ m}$$

$$h_{f \text{ conexão}} = 0,069 \times 2,1 = 0,14 \text{ m}$$

$$h_{tub+cone} = 0,20 + 0,14 = 0,34 \text{ m}$$

Tabela 39: Memorial de cálculo das instalações pluviais.

Trecho	Soma dos pesos	Vazão estimada (l/s)	Diâmetro interno (mm)	Velocidade de (m/s)	Perda de carga unitária
Reserv - A	1,5	0,37	21,6	1,01	0,07
A - AF2	0,6	0,23	21,6	0,63	0,03
A - AF3	0,9	0,28	21,6	0,76	0,04
AF2 - AF1	0,3	0,16	17	0,70	0,05
AF3 - AF4	0,6	0,23	21,6	0,63	0,03
AF4 - AF5	0,3	0,16	17	0,70	0,05
AF1 - VS	0,3	0,16	17	0,70	0,05
AF2 - VS	0,3	0,16	17	0,70	0,05
AF3 - VS	0,3	0,16	17	0,70	0,05
AF4 - VS	0,3	0,16	17	0,70	0,05
AF5 - VS	0,3	0,16	17	0,70	0,05

Fonte: Autor (2021)

Tabela 40: Memorial de cálculo das instalações pluviais.

Trecho	Comprimento (m)			Perda de carga total		
	Real	Conexões presentes	Equivalente das conexões	Tub.	Conexões	Total
Reserv - A	2,85	RG+ (2 x C90) + T pass	2,1	0,20	0,14	0,34
A - AF2	2,91	T lat + Tpass	4	0,09	0,12	0,21
A - AF3	4,00	(2 x C45) + T pass	0,9	0,18	0,04	0,22
AF2 - AF1	6,09	C90	0,5	0,32	0,03	0,34
AF3 - AF4	6,09	T pass	0,9	0,19	0,03	0,22
AF4 - AF5	6,09	C90	0,5	0,32	0,03	0,34
AF1 - VS	5,78	C90 + T pass	1,3	0,30	0,07	0,37
AF2 - VS	5,78	T lat + C90 + T pass	3,7	0,30	0,19	0,50
AF3 - VS	5,78	T lat + C90 + T pass	3,7	0,30	0,19	0,50
AF4 - VS	5,78	T lat + C90 + T pass	3,7	0,30	0,19	0,50
AF5 - VS	5,78	C90 + T pass	1,3	0,30	0,07	0,37

Fonte: Autor (2021)

Com a obtenção das perdas de carga de cada trecho, verifica-se a pressão disponível de toda a rede de distribuição, considerando uma pressão mínima de 5 kPa (0,5 m.c.a.) em todos os trechos e pressão não inferior a 10 kPa (1,0

m.c.a.) nos trechos com peças de utilização, visto que nos banheiros optou-se pela utilização de vaso sanitário com caixa de descarga.

O primeiro trecho da rede é logo após o reservatório, onde a pressão disponível inicial é igual a altura do fundo do reservatório em relação a prumada de distribuição, identificada com o prefixo A e o número da prumada, que para este projeto foi estipulado em 2,50 metros de altura, de acordo com o projeto arquitetônico. Com isso, o primeiro trecho possui uma pressão disponível de 2,50 m.c.a. (25 kPa), onde com a perda de carga total deste trecho é possível calcular a pressão disponível para o próximo ponto. Com a utilização das diferenças de cota e perdas de carga em cada trecho se obtém valores de pressão residual em todos os pontos da rede de distribuição, conforme demonstrado na Tabela 41.

$$\text{Pressão disponível}_{Reserv.} = \text{Pressão disponível}_A + \text{Desnível}_{Reserv.-A} \\ - \text{Perda de carga}_{Reserv.-A}$$

Tabela 41: Pressões disponíveis nas instalações de águas pluviais.

Trecho	Diferença de cota	Pressão disponível (m.c.a.)	Perda de carga Total	Pressão residual (m.c.a.)	Pressão residual (kPa)
Reserv - A	2,50	2,500	0,34	2,160	21,60
A - AF2	0,00	2,160	0,21	1,950	19,50
A - AF3	0,00	2,160	0,22	1,940	19,40
AF2 - AF1	0,00	1,950	0,34	1,610	16,10
AF3 - AF4	0,00	1,940	0,22	1,720	17,20
AF4 - AF5	0,00	1,720	0,34	1,380	13,80
AF1 - VS	5,68	7,290	0,37	6,920	69,20
AF2 - VS	5,68	7,630	0,50	7,130	71,30
AF3 - VS	5,68	7,620	0,50	7,120	71,20
AF4 - VS	5,68	7,400	0,50	6,900	69,00
AF5 - VS	5,68	7,060	0,37	6,690	66,90

Fonte: Autor (2021)

Com os dados levantados, é possível observar que todos os trechos possuem pressão residual acima de 5 kPa e os pontos destinados aos aparelhos de utilização apresentaram pressão acima de 10 kPa.

7 CONCLUSÕES

Utilizando a metodologia proposta no trabalho de conclusão de curso, baseado em normas técnicas, mostra um dimensionamento adequado e padronizado, diminuindo os possíveis erros em um projeto de instalações hidrossanitárias.

A escolha por uma metodologia que inclui o reaproveitamento das águas pluviais, traz enormes ganhos no consumo de água, diminuindo o custo e evitando desperdício com o uso exagerado da água potável, proporcionando uma grande contribuição para a comunidade e o meio ambiente.

Os projetos de sistema de distribuição de água fria, esgoto sanitário e águas pluviais, propostos se mostram satisfatórios.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA – **Agência Nacional de Águas**. Disponível em: <http://www2.ana.gov.br/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 07 nov. 2020.

ARRETCHE, M. T. S. **Saneamento Básico**. Disponível em: <http://www.tecsi.fea.usp.br/eventos/Contecsi2004/>. Acesso em 01 nov. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10071: Registro de pressão fabricado com corpo e castelo em ligas de cobre para instalações hidráulicas prediais**. Rio de Janeiro, 1994

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10844: Instalação prediais de águas pluviais**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15704-1: Registro- Requisitos e métodos de ensaio- Parte 1: Registros de pressão**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5626: Instalação predial de água fria**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5626: Instalação predial de água fria e água quente**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8160: Sistemas prediais de esgoto sanitário- Projeto e execução**. Rio de Janeiro, 1999.

BRASIL. **Lei Federal n.º 9433 de 08 de janeiro de 1997**. Institui a Política Nacional de Recursos Aquífero Guarani. Departamento Autônomo de Água e Esgoto (DAAE). Acesso em: 16 out. 2020.

BRITTO, F. P. et al. **Variabilidade espacial e temporal da Precipitação pluvial no Rio Grande do Sul: Influência do fenômeno el niño oscilação sul**. Revista Brasileira de Climatologia. ISSN: 1980-055X, 2008.

CATÁLOGO TIGRE. **Predial – Catálogo de produtos**. Disponível em: <file:///C:/Users/Downloads/ct-agua-fria.pdf>. Acesso em: 5 nov. 2020.

CILENTO, F. C. **Soluções para o aproveitamento de água pluvial em edificações existentes por meio do desenvolvimento de reservatórios de descarte e armazenamento**. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental) - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2009.

FARIA, Caroline, 19 de julho de 2007. **Tratamento de esgoto**. Disponível em: <https://www.infoescola.com/meio-ambiente/tratamento-de-esgoto/>. Acesso em: 23 out. 2020.

FUNASA, Fundação Nacional de Saúde. **Manual de saneamento**. Brasília, 3ª edição, 2006.

GARCEZ, L. N.; ALVAREZ, G. A. **Hidrologia**. 2º ed., São Paulo: Edgard Blucher, 1988.

GNADLINGER, J. **Colheita em Água da Chuva em Áreas Rurais**. Associação Internacional de Sistemas de Captação de Água de Chuva. 2º Fórum Mundial da Água, Holanda, 2000.

GUAREZI, N. J. **Projeto dos sistemas prediais de água fria e quente em uma Unidade de Ensino de Suinocultura em Florianópolis**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Sanitária e Ambiental, Florianópolis, 2018.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico de 2010**. 2013. Disponível em <http://censo2010.ibge.gov.br/>. Acesso em 10 out. 2020.

IBGE- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD), 2010**; Disponível em: <http://censo2010.ibge.gov.br/>. Acesso em: 1 nov. 2020.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa de Informações Básicas Municipais 2012**. Disponível em <http://www.ibge.gov.br/>. Acesso em: 17 out. 2020.

INMET – **Instituto Nacional de Meteorologia**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home2/index>>. Acesso em: 15 nov. 2020.

KOBIYAMA, M.; TSUYOSHI, U. ANJOS AFONSO, M. (organizadores da tradução). **Aproveitamento de água de chuva** – Ed. Organic Trading, 1º edição, 196p – Curitiba/ PR – Brasil, 2002.

MACINTYRE, A. J. **Instalações hidráulicas prediais e industriais**. 3. Ed. LTC, 1996.

MANO, R. S.; SCHMITT, C. M. **Captação Residencial de Água Pluvial, para Fins Não Potáveis, em Porto Alegre: Aspectos Básicos da Viabilidade Técnica e dos Benefícios do Sistema**. CLACS' 04 – I Conferência Latino-Americana de Construção Sustentável e ENTAC 04, - 10º Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo - SP, Anais. CD Rom, 2004.

MAY S.; PRADO R. T. A. **Estudo da Qualidade da Água de Chuva para Consumo Não Potável em Edificações**. CLACS' 04 – I Conferência Latino - Americana de Construção Sustentável e ENTAC 04, - 10º Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo – SP. Anais.CD Rom, 2004.

MIERZWA, J. C. et al. **Águas pluviais: método de cálculo do reservatório e conceitos para um aproveitamento adequado**. REGA – Vol. 4, nº 1, p. 29-37, jun. 2007.

NETTO, J. M. A. **Manual de hidráulica**. 9. Ed. Edgard Blücher Ltda, 2015.

OLIVEIRA, M. V. C. de. CARVALHO, A. R. **Princípios Básicos de Saneamento do meio**. São Paulo. Editora Senac, 2003.

PEREIRA, José Almir Rodrigues. **Rede Coletora de Esgoto Sanitário: Projeto, Construção e Operação**. 2. Ed. rev. e ampliada. Universidade Federal do Pará, 2006.

PEREIRA, José Almir Rodrigues (Org.). **Saneamento Ambiental em Áreas Urbanas: esgotamento Sanitário na Região Metropolitana de Belém**. Belém: NUMA/UFGPA/EDUFGPA, 2003.

REZENDE, S. C.; HELLER, L. **O saneamento no Brasil: políticas e interfaces**. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

SEEGER, L. M. K.; SARI, V.; PAIVA, E. M. C. D. **Análise comparativa do aproveitamento da água da chuva na lavagem de veículos em duas cidades da Região Sul e Centro-Oeste**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007, São Paulo. Anais... São Paulo: [s.n.], 2007. 1-13

SILVA, Eduardo Rosa. **Aproveitamento de água pluvial para consumo não potável em postos de combustíveis**. Canoas. 75 p. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, ULBRA, 2007.

SILVA, Raphael Alvim. **Dimensionamento das instalações hidráulicas de água fria e esgoto de uma edificação**. Uberlândia. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, UFU, 2019.

TOMAZ, P. **Aproveitamento de Água de Chuva** – Para Áreas Urbanas e Fins não Potáveis. Navegar Editora, São Paulo, 2003.

TORDO, O. C. **Caracterização e avaliação do uso de água de chuva para fins potáveis**. Dissertação (Mestrado) - Centro de Ciências Tecnológicas e Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Regional de Blumenau. Blumenau, 2004.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.

TUCCI, C. E. M., **Inundações Urbanas**. Coleção ABRH V, 11, Porto Alegre/ RS – Brasil, 2007.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação: 2. ed.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH, 2001. 943 p.

VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, Volume 1: Introdução À Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos**. 3ª Edição. Belo Horizonte, Minas Gerais: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2005.

WATERFALL, P.H. **Harvesting Rainwater for Landscape Use. University of Arizona Cooperative (2002)**. Disponível em: <<http://ag.arizona.edu/pubs/water/az1052/>>. Acesso em: 07 out. 2020.

CLIMATE-DATA.ORG. **Clima: Campos dos Goytacazes - RJ**. Disponível em: <<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/rio-de-janeiro/campos-dos-goytacazes-4053/>> Acesso em 29 jun. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15527: Aproveitamento de água de chuva de coberturas para fins não potáveis - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2019.

DEBOITA, M. & BACK, N. **Consumo de água em bacias sanitárias com a utilização de descarga de duplo acionamento: Estudo de Viabilidade Econômica**. Artigo submetido ao curso de Engenharia Civil da Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC, 2014.

ANEXO A

Método de cálculo adotado para o dimensionamento do reservatório de água pluvial: Método Azevedo Neto.

O volume de chuva é obtido pela seguinte equação de acordo com NBR 15527 (ABNT, 2019):

$$V = 0,042 \times P \times A \times T$$

Onde:

P - valor numérico da precipitação média anual, expresso em milímetros (mm);

T - valor numérico do número de meses de pouca chuva ou seca;

A - valor numérico da área de coleta em projeção, expresso em metros quadrados (m²);

V - valor numérico do volume de água aproveitável e o volume de água do reservatório, expresso em litros (L).

ANEXO B

Tabela com valores de precipitação média mensal e anual no município de Campos dos Goytacazes – RJ.

Mês	Precipitação média mensal (mm)
Janeiro	150
Fevereiro	86
Março	146
Abril	87
Mai	52
Junho	24
Julho	27
Agosto	26
Setembro	50
Outubro	87
Novembro	175
Dezembro	202
Total	1112

Fonte: Climate-Data.Org (2021)