AFYA EDUCACIONAL
UniREDENTOR

ENGENHARIA CIVIL

WEVERTON HEN RIQUE LAMELHA RIVELLO
WILSON TINOCO LANNES NETO

LOTEAMENTO VILLAGE NITERÓI, NO BAIRRO NITERÓI NO MUNICÍPIO DE ITAPERUNA - RJ.

Itaperuna

2022

WEVERTON HENRIQUE LAMELHA RIVELLO
WILSON TINOCO LANNES NETO

LOTEAMENTO VILLAGE NITERÓI, NO BAIRRO NITERÓI NO MUNICÍPIO DE ITAPERUNA - RJ.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil ao Centro Universitário Redentor.

Orientador: Pietro Valdo Rostagno

Itaperuna

2022

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autores: WEVERTON HENRIQUE LAMELHA RIVELLO e WILSON TINOCO LANNES NETO

Título: LOTEAMENTO VILLAGE NITERÓI, NO BAIRRO NITERÓI NO MUNICÍPIO DE ITAPERUNA - RJ.

Natureza: Trabalho de Conclusão de Curso

Objetivo: Título de Bacharel em Engenharia Civil

Instituição: Centro Universitário Redentor

Área de Concentração: Engenharia Civil

Aprovada em: _____/_____/_____

Banca Examinadora:

_____

Prof. Pietro Valdo Rostagno
Engenheiro Civil – Engenheiro de Segurança do Trabalho
Instituição: Centro Universitário Redentor

_____

Eng. Gabriel Pereira Gonçalves
Engenheiro Civil– Engenheiro de Segurança do Trabalho
Instituição: Centro Universitário Redentor

_____

Eng. Ester Oliveira Teixeira
Engenheira Civil
Instituição: Centro Universitário Redentor

Primeiramente agradeço a Deus, por me permitir ultrapassar todos os obstáculos encontrados ao longo da minha formação.

Ao meu pai, Wilson Lima Lannes (in memorian), pelo exemplo e amor, que ajudaram em muito a definir o meu caráter, por ter me inspirado na escolha pela profissão, cujas lembranças estarão sempre na minha memória. À minha mãe, Rita Rosália de Britto Lannes (in memorian) pelo carinho, dedicação e amor, que sempre me apoiou e me amparou quando se fazia necessário.

À minha esposa, Danyelle Pecly Lannes, por todo o amor, carinho e compreensão, que muito me incentiva e apóia e que é a luz que me ilumina durante todos os momentos e a nossa linda filha amada Liz Pecly Lannes, que foi minha inspiração e motivação para retornar e concluir essa graduação,como elazinha me chama "emegenheiro" pois foram muitos retornos e trancamentos de matricula.

À minha sogra, Maria Helena Pecly, que muito me incentivou a concluir esse curso, que sempre dizia"Neto você tem que terminar a engenharia" meu muito obrigado.

A minha irmã de coração Marilena Mendes Castelar(lelena) sempre minha confidente e minhas primas lindas que amo Mariá e Barbara e não poderia deixar de fora minha tia Enelita que foi a primeira a me pegar no colo.

Por fim, ao meu Orientador, Pietro Valdo Rostagno, pelos seus ensinamentos e colaboração, que foram imprescindíveis para a construção desse trabalho.

Wilson Tinoco Lannes Neto

Primeiramente agradeço a Deus pelo apoio espiritual que me concedeu nesse momento, só Ele e eu sabemos o quanto foi difícil realizar essa graduação, quantos momentos eu pensei em desistir de tudo, mas a minha fé me sustentou. Deus, agradeço por ser meu norte, por me ajudar a passar pelas adversidades.

Agradeço também aos meus pais, minha eterna gratidão, não só pela força nos momentos difíceis, mas por toda a ajuda na realização dos meus sonhos. Sem o apoio de meus pais eu não teria conseguido completar essa jornada, eles foram a minha força ao longo do caminho, e meu modelo a ser seguido. Meu pai, Wilson de Almeida Rivello, por me passar sempre força, respeito, honestidade e responsabilidade, assim ajudando a formar meu caráter. À minha mãe, Marta da Conceição Lamelha, pelo carinho, dedicação, amor e fé, para que eu sempre acreditasse até o fim, seguindo me apoiando em todos os momentos que fosse necessário.

Obrigado a minha namorada Iorrana Abreu de Oliveira por todo o amor, carinho e compreensão, que mesmo com inúmeros momentos de ansiedade e estresse, esteve sempre ao meu lado nas decisões, para apoiar e incentivar. Me mantendo sempre disciplinado e firme no propósito para concluir esse curso, pois no passado tive outros caminhos que me faltou garra para concluir, mas dessa vez tive uma inspiração e motivação maior para concluir esta licenciatura.

Agradeço, aos meus amigos que estiveram ao meu lado ao longo do curso, tornando tudo mais leve, pois eu sabia que poderia sempre contar com vocês. Aos meus colegas de curso, com quem convivi intensamente durante os últimos anos, pelo companheirismo e pela troca de experiências que me permitiram crescer não só como pessoa, mas também como formando.

Por fim, gostaria de agradecer ao meu mentor Pietro Valdo Rostagno por seus ensinamentos e cooperação, que foram imprescindíveis para a construção desse trabalho.

Foi graças a todo incentivo que recebi durante estes anos que hoje posso celebrar este marco na minha vida: a minha formatura. Um agradecimento a todos!

Weverton Henrique Lamelha Rivello

RESUMO

O tema proposto como objeto do presente estudo foi o Loteamento Village Niterói, localizado na cidade de Itaperuna - RJ. Diante do crescimento e desenvolvimento do município o loteamento acima citado visa contribuir para uma melhor qualidade de vida para as pessoas que ali habitarem, oferecendo para esses infraestrutura mínima e adequada as necessidades básicas para o desenvolvimento urbano, como abastecimento de água, serviços de esgotos, energia elétrica, entre outros, sendo ideal para a habitação e a circulação de pessoas no local, considerando seus aspectos topográficos, geográficos, legais, sociais e econômicos. Para o estudo utilizou-se os conhecimentos de engenharia civil para planejar e projetar a divisão da gleba, bem como sistemas de abastecimento de água potável, drenagem das águas pluviais, esgotamento sanitário e pavimentação das vias. A área total foi desmembrada em cento e sessenta e seis lotes, contando ainda com mais de oito mil metros quadrados destinados à área verde. Para a reservação de água potável foram utilizados dois reservatórios metálicos tubulares de oitenta mil litros cada, totalizando cento e sessenta metros cúbicos. Por conta da inclinação local, foi necessário instalar válvulas reguladoras de pressão em alguns pontos da rede. Ademais, instalou-se poços de visita para a drenagem pluvial para diminuição da sobrecarga do sistema. A rede de esgotamento sanitário conta com uma extensão de mais de mil e quinhentos metros, com a utilização de tubos PVC de cento e cinquenta milímetros de diâmetro e uma fossa séptica com capacidade para até dois mil e quinhentos habitantes. No que tange o projeto de pavimentação realizou-se o estudo do solo em laboratório, o que culminou na implantação de blocos intertravados de concreto de seis centímetros, sobre uma camada de assentamento de areia de cinco centímetros. Todas as análises realizadas são imprescindíveis para promover o crescimento urbano ordenado do local, demonstrando a viabilidade de implantação do empreendimento.

Palavras-chave: Planejamento urbano; abastecimento; drenagem; esgotamento sanitário; pavimentação.

ABSTRACT

The theme proposed as the object of this study was the Allotment Village Niterói, located in the city of Itaperuna - RJ. In view of the growth and development of the municipality, the aforementioned subdivision aims to contribute to a better quality of life for the people who live there, offering them minimum and adequate infrastructure for the basic needs for urban development, such as water supply, sewage services, electricity, among others, being ideal for housing and the movement of people in the place, considering its topographical, geographical, legal, social and economic aspects. For the study, civil engineering knowledge was used to plan and design the division of the land, as well as drinking water supply systems, rainwater drainage, sanitary sewage and road paving. The total area was divided into one hundred and sixty-six lots, with more than eight thousand square meters destined for the green area. Two metallic tubular reservoirs of eighty thousand liters each were used to store drinking water, totaling one hundred and sixty cubic meters. Due to the local slope, it was necessary to install pressure regulating valves in some points of the network. In addition, manholes were installed for rainwater drainage to reduce system overload. The sanitary sewage network has a length of more than one thousand five hundred meters, using PVC pipes of one hundred and fifty millimeters in diameter and a septic tank with a capacity for up to two thousand five hundred inhabitants. Regarding the paving project, a soil study was carried out in the laboratory, which culminated in the implantation of six-centimeter interlocking concrete blocks, on a five-centimeter layer of sand. All the analyzes carried out are essential to promote the orderly urban growth of the place, demonstrating the feasibility of implementing the enterprise.

Keywords: Urban planning; supply; drainage; sanitary sewage; paving.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Gleba a ser loteada.....19
Figura 2 - Divisa da gleba a ser loteada 22
Figura 3– Exemplo de Perímetro de quadra a ser parcelada 23
Figura 4– Definição do terreno e dos estilos de lote e legenda 24
Figura 5– Exemplo de lote criado 24
Figura 6 – Definição das dimensões do lote 25
Figura 7– Definição do terreno e dos estilos de lote e legenda 26
Figura 8 – Linha de deslizamento.....26
Figura 9 – Exemplo de parcelamento concluído.....27
Figura 10 – Fração sujeita a terraplenagem 28
Figura 11 – Disponibilidade de água.....31
Figura 12 - Esquema do Ciclo Hidrológico.....40
Figura 13 - Bocas de Lobo do tipo A, B e C.....42
Figura 14 - Sarjeta 42
Figura 15 - Boca coletora e tubo de ligação 43
Figura 16 – Seção transversal do pavimento.....58
Figura 17- Coeficientes para determinação da intensidade pluviométrica.....79
Figura 18 - Ensaio de Granulometria: amostra para peneiramento 98
Figura 19 – Ensaio de Granulometria: Peneiramento 99
Figura 20 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 2,36 mm 99
Figura 21 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,60 mm (1).....100
Figura 22 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,60 mm (2).....100
Figura 23 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 1,18 mm 101
Figura 24 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,30 mm (1).....101
Figura 25 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,30 mm (2) 102
Figura 26 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,15 mm (1).....102
Figura 27 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,15 mm (2) 103
Figura 28 – Ensaio de Granulometria: Fundo (1).....103
Figura 29 – Ensaio de Granulometria: Fundo (2).....104
Figura 30 – Ensaio de Granulometria: Peneiramento completo 104

LISTA DE QUADROS

Quadro 1– Dimensões comerciais de reservatórios tubulares 35
Quadro 2 – Locação de hidrantes na Rede de Distribuição..... 38
Quadro 3 – Classificação de hidrantes 38
Quadro 4-Valores de n de Manninge da rugosidade para a formula de Darcy-Weisback 55
Quadro 5 – Espessura e resistência dos blocos de revestimento 62
Quadro 6 – Ensaios geotécnicos 63
Quadro 7 - Ensaios Geotécnicos para a Camada de Revestimento Primário 64
Quadro 8 - Valores de “t” de Student 65
Quadro 9 - Valores prováveis de CBR para os grupos SUCS 66
Quadro 10 – Classificação das Vias e Parâmetros de Tráfego 67
Quadro 11 – Dimensionamento da rede de distribuição: Extensão e cotas 72
Quadro 12 - Dimensionamento da rede de distribuição: Vazões 73
Quadro 13 - Dimensionamento da rede de distribuição: Diâmetros e velocidade 74
Quadro 14 - Dimensionamento da rede de distribuição: Perdas de carga e cotas piezométricas 75
Quadro 15 - Dimensionamento da rede de distribuição: Pressões disponíveis ... 76
Quadro 16 – Coeficiente de escoamento superficial 78
Quadro 17 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua A 81
Quadro 18 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua B 82
Quadro 19 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua C 83
Quadro 20 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua D 84
Quadro 21 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua E 85
Quadro 22 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua F 86
Quadro 23 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua G 87
Quadro 24 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua H 88
Quadro 25 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Cotas..... 90
Quadro 26 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Vazão..... 92
Quadro 27 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Declividade e diâmetro 94
Quadro 28 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Velocidades 96

Quadro 29 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Tensão trativa e verificações 97
Quadro 30 - Ensaio de Granulometria: peneiramento 105
Quadro 31 - Ensaio de Granulometria: peneiramento 105
Quadro 32 - Ensaio de Granulometria:peneiramento 105

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland

CEIVAP - Comitê de Integração da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul

DBO - Demanda Bioquímica de Oxigênio

DN - Diâmetro Nominal

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DQO - Demanda Química de Oxigênio

EIA RIMA - Estudo de Impacto Ambiental e Relatório de Impacto Ambiental

FUNASA - Fundação Nacional de Saúde

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

NBR - Norma Brasileira Regulamentadora

ODS - Objetivos de Desenvolvimento Sustentável

ONU - Organização das Nações Unidas

PNSB - Pesquisa Nacional de Saneamento Básico

PVC - Policloreto de Vinila

SAVEH - Sistema de Autoavaliação de Eficiência Hídrica

SIURB/PMSP - Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo

SNIS - Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento

UFPR - Universidade Federal do Paraná

UNIMED - Confederação Nacional das Cooperativas Médicas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 14
1.1 Justificativa 19
1.2 Objetivos 20
1.2.1 Objetivo Geral 20
1.2.2 Objetivos Específicos 20
2 METODOLOGIA 21
2.1 Projeto de Engenharia Civil 21
2.1.1 Loteamento pelo *software* Autodesk Civil 3D 22
2.1.2 Terraplenagem e projetos geotécnicos 27
2.1.3 Levantamento Expedito 29
2.1.4 Levantamento Topográfico Planialtimétrico 29
2.1.5 Aerofotogrametria 29
2.2 Projeto de abastecimento de água potável 29
2.2.1 Saneamento Básico 30
2.2.2 Qualidade da água para consumo humano 30
2.2.3 Disponibilidade de água no planeta 31
2.2.4 Consumo per capita de água 31
2.2.5 Vazão Média Necessária 32
2.2.6 Vazão de Máximo Consumo em um dia 33
2.2.7 Vazão na hora de máximo consumo 33
2.2.8 Dimensionamento do reservatório 34
2.2.9 Dimensionamento da rede de abastecimento 35
2.2.10 Locação de Hidrantes 37
2.3 Projeto de drenagem pluvial 39
2.3.1 Ciclo Hidrológico 39
2.3.2 Drenagem 40
2.3.3 Microdrenagem 41
2.3.4 Dispositivos de drenagem urbana 41
2.3.5 Macrodrenagem 43
2.3.6 Projeto de drenagem de águas pluviais 43
2.3.7 Coeficiente de escoamento superficial 44
2.3.8 Coeficiente de distribuição 44

2.3.9 Tempo de Concentração da Chuva 44
2.3.10 Intensidade Pluviométrica 45
2.3.11 Coeficiente de deflúvio 45
2.3.12 Deflúvio parcial 45
2.3.13 Declividade 46
2.3.14 Fator de condução K 46
2.3.15 Parâmetro C2 47
2.3.16 Enchimento y/d e parâmetro C1 47
2.3.17 Tirante normal 47
2.3.18 Velocidade de escoamento 48
2.3.19 Cálculo do nível de água do poço de visita 48
2.3.20 Cálculo do recobrimento mínimo 49
2.3.21 Tempo de percurso 49
2.4 Projeto de esgotamento sanitário 50
2.4.1 Contextualização 50
2.4.2 Legislação pertinente 50
2.4.3 Estações de Tratamento de Esgotos Sanitários 50
2.4.4 População de Projeto e Vazão de Projeto 51
2.4.5 Vazões dos Trechos e Declividade 53
2.4.6 Cálculos das velocidades 54
2.5 Projeto de Pavimentação 56
2.5.1 Tipos de Pavimentos 57
2.5.2 Pavimentação com Revestimento Flexível por Calçamento com Blocos Intertravados de Concreto 60
3 RESULTADOS E DISCUSSÃO 70
3.1 Projeto de Engenharia Civil 70
3.2 Projeto de abastecimento de água potável 71
3.2.1 Dimensionamento da Rede de Distribuição 71
3.2.2 Locação de Hidrantes 77
3.3 Projeto de rede de drenagem pluvial 77
3.4 Projeto de esgotamento sanitário 89
3.4.1 População e vazão de projeto 89
3.4.2 Comprimento dos Trechos e Cotas 90
3.4.3 Vazões de contribuição, montante, jusante e de cálculo 91

3.4.4 Declividade e Diâmetro 93
3.4.5 Lâmina d'água, conferência de velocidades e tensão trativa 95
3.5 Projeto de pavimentação 98
3.5.1 Ensaios de Granulometria 98
3.5.2 Dimensionamento do pavimento 106
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS 107
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 108
ANEXO I 115
ANEXO II 116
ANEXO III 117

1 INTRODUÇÃO

Itaperuna é uma cidade do estado do Rio de Janeiro, o municipio se estende por 1106,694km² e conta com 103224 habitantes no último censo. Tendo uma densidade demográfica de 93,4 habitantes por km² no território do município. Sendo vizinho dos municípios de São José de Ubá, Natividade e Bom Jesus do Itabapoana. O município está situado a 50 km a Sul-Leste de Muriaé.

Estudos apontam a cidade como melhor desenvolvimento socioeconômico do estado do Rio de Janeiro, é o que aponta o Índice de Desenvolvimento Municipal (IFDM), divulgado pela Federação das Indústrias do Estado do Rio de Janeiro (FIRJAN) com base em dados oficiais de 2016. Contando com diversas atividades econômicas, como confecções, pecuária e de laticínios. Fazendo consumidores locais e de diversas cidades vizinhas, visitar cada vez mais. Além de empregar colaboradores de toda a região noroeste fluminense.

Na área de saúde é uma referência, pois conta com um hospital São José do Avaí referência nacional em neurologia e cirurgia cardíaca. Além de ser uma cidade universitária, pois possui uma vasta diversidades de cursos, como na área da saúde, engenharia, administrativa, biológica, entre outros, atraindo vários jovens de diversas regiões do país em busca de oportunidades de aprendizagem.

Portanto, para dar continuidade a esse desenvolvimento e uma melhor qualidade de vida a essas pessoas, apresenta-se um loteamento com infraestrutura mínima e adequada as necessidades básicas para o desenvolvimento urbano, como abastecimento de água, serviços de esgotos, energia elétrica, entre outros, sendo ideal para a habitação e a circulação de pessoas no local.

De acordo com o parcelamento de solo urbano no Brasil tem como base, os princípios da Lei Federal nº 6.6 de 1979. Nenhum local estudado todas as condições podem ser resolvidas já que há bairros ao lado. Ele poderá ser realizado mediante algumas circunstâncias. É regido pela lei 404 de 28 de dezembro de 2007. Se faz necessário estar conforme o plano diretor vigente local.

Regras adequadas de loteamento são fundamentais para o bom funcionamento, pois determinam parâmentros para garantir conforto, condições básicas de vida para quem vai usufruir do local e evitar o caos no futuro próximo. Para determinar isso, são necessárias pesquisas prévias sobre as condições e características do governo municipal.

Segundo MIGUEL et al.(2015) A drenagem urbana é o conjunto de elementos cuja finalidade é coletar a água da chuva que se deposita em um determinado local e transportá-la com segurança até o seu destino final. O sistema é projetado para reduzir todo o tipo de dano à comunidade causado por enchentes e promover o desenvolvimento urbano de forma harmoniosa e sustentável.

Um sistema de abastecimento de água potável pode ser definido como um conjunto de obras, equipamentos e serviços cujo objetivo é fornecer água continuamente a toda a comunidade, atendendo aos requisitos de qualidade. Ele é composto por unidades como nascentes, bacias hidrográficas, desvio de água, redes de tratamento, reservatórios, redes de distribuição de água e ramais vivos, e é responsável pelo fornecimento de água potável às residências. A água potável é um direito necessário na vida de qualquer cidadão. No entanto, segundo dados da Empresa Brasil de Comunicação (2021), aproximadamente 35 milhões de pessoas no Brasil não têm acesso à água potável.

Com a concessão do Instituto Brasileiro de Normas Técnicas (1999), Norma 8160, um sistema de esgotamento sanitário é um conjunto de tubulações e acessórios projetados para coletar e transportar esgoto doméstico para um destino adequado de forma contínua e higienicamente segura.

Os sistemas de esgoto doméstico são fundamentais para a proteção do meio ambiente e da saúde da população, pois o contato com a água contaminada pode levar à disseminação de doenças como hepatite, leptospirose e diversas outras doenças. Apesar de essencial, ainda há muitos locais no Brasil que não possuem o sistema e, segundo dados da Empresa Brasil de Comunicação (2021), cerca de 100 milhões de pessoas não possuem serviços de esgoto adequados.

Rigatti (2002), sustenta que a expansão urbana se dá pela integração

de áreas que não eram urbanas. A incorporação de áreas novas ocorrer por meio do processo de parcelamento do solo, podendo ser por meio de desmembramento, loteamento, entre outros. Para que a expansão urbana aconteça de forma organizada, o parcelamento do solo desempenha um papel fundamental. O mesmo é regulamentado pela Lei Federal nº 6.766,de 19 de dezembro de 1979 (BRASIL, 1979), que dispõe especificamente sobre o parcelamento do solo urbano.

O parcelamento do solo urbano pode ser realizado na forma de loteamento ou desmembramento, sendo que o primeiro é objeto de estudo deste trabalho, e consiste na “subdivisão de gleba em lotes destinados a edificação, com abertura de novas vias de circulação, de logradouros públicos ou prolongamento, modificação ou ampliação das vias existentes”, segundo a Lei Federal nº 6.766/1979 (BRASIL, 1979), e em observância às legislações estaduais e municipais relacionadas.

Embora, a Lei Federal nº 6.766/1979 (BRASIL, 1979) apresenta que a pavimentação das vias do loteamento não é obrigatória para a aprovação desse empreendimento, a Lei Municipal de Itaperuna nº 879 de 2019, no plano diretor do município, estipula que a liberação do empreendimento deve tornar obrigatória a pavimentação das ruas do loteamento. A lei possui como objetivo mitigar futuros problemas para os proprietários, a saber: poeira, lama, erosão do solo, bloqueios na rede de drenagem, etc., pois a pavimentação das ruas pode enriquecer o lote à venda e melhorar a infraestrutura da cidade local.

É sabido que os projetos de loteamentos obedecem exigências urbanísticas no que se refere a proporcionalidade entre as áreas e espaços destinados a determinadas atividades e a densidade de ocupação prevista na legislação municipal, de acordo com o zoneamento; A garantia de, no mínimo, 125 m² (cento e vinte e cinco metros quadrados) de área e 5 (cinco) metros de frente, salvo no tange a situações específicas, como aedificação de conjuntos habitacionais de interesse social; A reserva de, no mínimo, 15 (quinze) metros de cada lado de faixa não edificável, ao longo do domínio público. Ressalta-se que tal valor pode variar de acordo com instrumento legal que aprove o planejamento territorial, com exceção ao longo de águas correntes e dormentes e de faixa de domínio ferroviário; e, por fim, a

articulação das vias pertencentes ao loteamento com as vias oficiais, além da harmonização com a topografia local (BRASIL, 1979).

Ressalta-se ainda que o Poder Público pode estabelecer que seja reservada faixa *non aedificandi* designada para equipamentos urbanos, compostos pelos dispositivos de abastecimento de água potável e coleta de águas pluviais, esgotos, energia elétrica, redes telefônicas e gás canalizado. Além disso, antes que o projeto seja elaborado, o órgão responsável, Prefeitura Municipal ou Distrito Federal, deverá ser contactado e, de posse do requerimento e da planta do imóvel, definir os procedimentos para uso do solo, traçado dos lotes e outros parâmetros (BRASIL, 1979).

A planta do imóvel deverá conter, por sua vez, informações referentes às divisas da gleba, curvas de nível (quando houver exigência estadual ou municipal), localização dos cursos d'água, bosques e construções, indicação dos arruamentos contíguos, localização das vias de comunicação, áreas livres, equipamentos urbanos e comunitários e as respectivas distâncias da área que se pretende lotear, o tipo de uso predominante e demais informações referentes às zonas de uso contíguo (BRASIL, 1979).

No que tange a drenagem urbana, Tucci (2005) assevera que a drenagem urbana abarca uma rede de coleta de água pluvial e seu retorno ao curso d'água, a fim de reduzir os infortúnios das inundações nos centros urbanos decorrentes da impermeabilização do solo ou a obstrução do escoamento. O autor, também, apresenta dois erros que são responsáveis por gerar prejuízo à população, sendo eles o princípio dos projetos de drenagem e a avaliação e controle por trecho. O primeiro trata sobre a ideia de que a retirada rápida da água excedente é considerada a melhor forma de drenagem e, o segundo, o desvio da inundação para outro local.

O SNIS (BRASIL, 2020) conceitua o sistema de esgotamento sanitário como o conjunto de infraestruturas, equipamentos e serviços que tem a finalidade de realizar coletas e tratamentos do esgoto sanitário, evitando assim a poluição de cursos d'água e a proliferação de doenças, enquanto o sistema de abastecimento de água potável é constituído pelos mesmos pré-requisitos, priorizando a distribuição de água em quantidade, qualidade e pressões apropriadas, de forma constante, para a população de uma cidade.

De acordo com o termo brasileiro (TB-7) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1982), os pavimentos podem ser divididos em pavimentos rígidos e pavimentos flexíveis. Entre eles, a rigidez é feita de concreto de cimento, brita de cimento e paralelepípedos rebocados, enquanto a flexibilidade é especificada entre dois materiais, asfalto e pavimentação articulada, asfalto feito de pré-mistura a quente ou a frio, pavimento articulado feito de alvenaria poliédrica, paralelepípedo, blocos de concreto pré-moldados e outros revestimentos.

Os paralelepípedos, blocos regulares de granito, basalto ou gnaisse, por exemplo, são utilizados na execução de pavimentos com revestimentos flexíveis por calçamento. Os blocos são assentados sobre uma camada de material granular adequado e as juntas entre os blocos podem ser preenchidas com o próprio material desssa camada, conhecida como colchão, ou com outros materiais apropriados como a argamassa de cimento Portland. Outro material comum utilizado nesse tipo de revestimento são os *blockrets*, blocos intertravados confeccionados de concreto. A execução de pavimentos com *blockrets* é semelhante a de pavimentos com paralelepípedos, devendo levar em consideração a garantia do intertravamento dos blocos (DNIT, 2006).

A pavimentação das vias diminui a capacidade de infiltração das águas provindas das chuvas no solo e o acúmulo dessa água na superfície do pavimento pode vir a danificá-lo, bem como colocar em risco a segurança de pedestres e veículos que trafegam nessas vias. Portanto, faz-se necessário um sistema de drenagem urbana eficaz para captar as águas superficiais sobre o pavimento, evitando que se acumule água em locais indevidos e prejudiciais à estrutura e à qualidade de vida das pessoas que utilizam a via (DIOGO; SCIAMMARELLA, 2008).

Todas as informações acima mencionadas serão levadas em consideração no estudo da gleba a ser loteada para uso particular, localizada à Rua José Pires da Luz no bairro Niterói, que é uma área urbana da cidade de Itaperuna – RJ

Figura 1 – Gleba a ser loteada

Fonte: Autores (2022).

1.1 Justificativa

A divisão dos trechos citados visa fechar a lacuna entre a expansão urbana de Itaperuna, pois com o aumento gradativo da população, fica cada vez mais difícil oferecer opções de novas oportunidades formais e de investimento para novos moradores, considerando a importância de não agredir o meio ambiente. Sendo importante destacar que a cidade está localizada às margens do Rio Muriaé.

Por meio de um levantamento de terrenos selecionados, pode-se obter um projeto adequado melhorando assim a qualidade de vida da comunidade e atender às necessidades humanas básicas de moradia, como o fornecimento de água potável, saneamento, abastecimento urbano de água e habitação local.

Ressalta-se que a área selecionada possui um bom movimento comercial ao seu redor, por se tratar de um local com grandes empresas e diversas oportunidades de trabalho, além de um índice de criminalidade baixo, entre outras características que a tornam uma cidade lugar acolhedor, fazendo com que a tendência na sua busca por moradia torna-se maior, resultando, neste caso, no aumento da população. Trazendo as pessoas uma satisfação habitacional.

Justifica-se a importância de um estudo detalhado para a implantação de um loteamento, incluindo o desenvolvimento de projetos de infraestrutura

que melhorem a qualidade de vida da população residente, com a escassez de empreendimentos estruturados como o que se planeja para a cidade.

Portanto através de um partilhamento de terra entre família, deu início a geração de um loteamento, cujo nome é Village Niterói. Visando o crescimento populacional do município de Itaperuna – RJ, e presando pela qualidade de vida de sua população, assim atendendo todas as necessidades básicas, como abastecimento de água potável, coleta de esgoto, drenagem e pavimentação.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Projetar um loteamento residencial no município de Itaperuna/RJ, por meio dos projetos de loteamento da gleba e de infraestrutura básica, preconizados em Norma, sendo eles os projetos de sistema de abastecimento de água potável, de esgotamento sanitário e de escoamento das águas pluviais, bem como o projeto de pavimentação das vias do loteamento, levando em consideração os aspectos topográficos, geográficos, legais, sociais e econômicos relacionados ao empreendimento em questão.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Planejar e projetar a divisão da gleba em lotes, indicando também as vias, as áreas não edificantes e as áreas comuns do loteamento;
- Planejar e projetar sistema de abastecimento de água potável;
- Planejar e projetar sistema de drenagem das águas pluviais;
- Planejar e projetar sistema de esgotamento sanitário;
- Planejar e projetar sistema de pavimentação das vias do loteamento.

2 METODOLOGIA

2.1 Projeto de Engenharia Civil

Para fins da análise, objeto deste estudo, será considerado projeto de loteamento, que consiste na divisão da gleba em lotes. Segundo a Lei Federal nº 6.766/1979 (BRASIL, 1979), lote é o terreno que possui infraestrutura básica, que possui dimensões que contemplam aos índices urbanísticos do Plano Diretor e/ou zoneamento municipal. Sendo assim, uma área a ser definida do terreno, que possui cerca de 7,93 hectares de área total, será dividida em quadras com lotes de dimensões a serem definidas posteriormente nos projetos, para fins de edificação. A área utilizada na execução do empreendimento também será definida após o estudo com levantamentos expedito e planialtimétrico do local, verificando quais as áreas mais viáveis para esse fim.

O Art. 9º da Lei Federal nº 6.766/1979 (BRASIL, 1979), no que se trata expedito Prefeitura Municipal, sendo eles: o memorial descritivo, o cronograma das obras com prazo máximo de quatro anos, certidão negativa de tributos municipais, certidão atualizada da matrícula da gleba a ser loteada e o projeto de loteamento propriamente dito, contendo, no mínimo, os ítens dispostos no § 1º desse artigo:

> I – a subdivisão das quadras em lotes, com as respectivas dimensões e numeração;
> II - o sistema de vias com a respectiva hierarquia;
> III - as dimensões lineares e angulares do projeto, com raios, cordas,arcos, pontos de tangência e ângulos centrais das vias;
> IV - os perfis longitudinais e transversais de todas as vias de circulação e praças;
> V - a indicação dos marcos de alinhamento e nivelamento localizados nos ângulos de curvas e vias projetadas;
> VI - a indicação em planta e perfis de todas as linhas de escoamento das águas pluviais.

Quanto as instalações elétricas, vale ressaltar a importância da utilização da NBR 5410, a fim de manter a segurança de pessoas, animais, a preservação dos bens materiais e o funcionamento correto das instalações elétricas, aplicados em todos os tipos de edificações que possuem instalações em baixa tensão (ISAMI & BIS, 2020).

Para que se inície as obras de loteamento faz-se necessário providenciar todas as licenças necessárias para sua execução. É fundamental, o licenciamento ambiental e documentações necessárias para aprovação na prefeitura municipal. Todavia, conforme a complexidade das edificações, pode-se exigir o detalhamento desses estudos ambientais, com realização do EIA-RIMA, por exemplo. Tais exigências geralmente fazem parte de empreendimentos que podem gerar um impacto ambiental considerável na localidade. Em alguns casos, torna-se, também, necessário regularizar a situação do terreno, uma demanda que pode envolver sua retificação, subdivisão ou unificação, de modo que a nova matrícula represente a realidade da área em análise (SANTOS, 2016).

Quanto ao projeto de loteamento, que inclui a criação de novas vias de circulação interna, o primeiro passo consiste na definição das testadas e áreas para os lotes, considerando que a área mínima de cada lote deve ser de 125 m², segundo a Lei Federal nº 6.776/1979 (BRASIL, 1979). Para a definição desses parâmetros realiza-se, entre outros estudos, o levantamento expedito das condições do terreno e os levantamentos topográfico e planimétrico, por aerofotogrametria, que serão descritos do decorrer do trabalho.

Figura 2– Divisa da gleba a ser loteada

Fonte: Autores (2022)

2.1.1 Loteamento pelo *software* Autodesk Civil 3D

Para melhor compreenssão utilizar-se-á a versão de 2021 em português do *software* Autodesk Civil 3D. Após definidas as vias de acesso e internas,

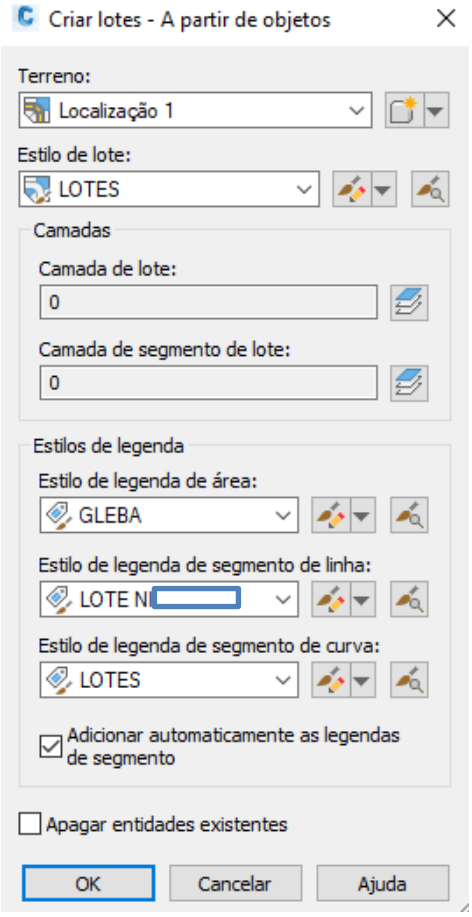
o loteamento é dividido em quadras e cada quadra é parcelada em lotes. Primeiramente realiza-se configurações no programa, como a definição dos estilos de lote e de legenda, incluindo área, linha e curva. Feito isso, é realizado o desenho do perímetro da quadra a ser parcelada, com a ferramenta Polilinha, conforme ilustrado na imagem a seguir (Figura 3).

Figura 3– Exemplo de Perímetro de quadra parcelada

Fonte: Autores (2022).

Realizado o desenho do perímetro, esse será convertido em uma entidade clicando em “lote” e posteriormente em “criar lote a partir de objetos”. Escolhe-se o terreno, o estilo de lote e o estilo de legenda, que foram criados anteriormente, clicando em “ok” para concluir, conforme imagem a seguir (Figura 4).

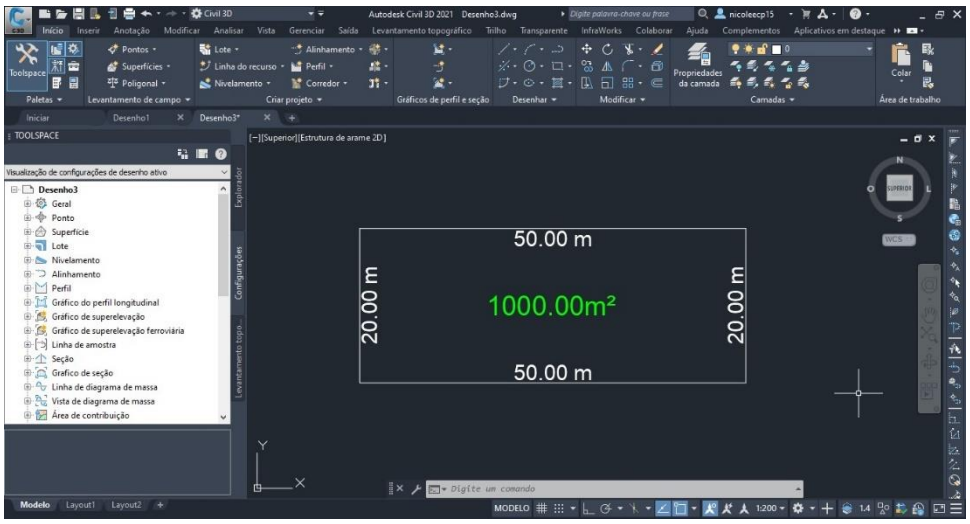
Figura 4– Definição do terreno e dos estilos de lote e legenda



Fonte: Autores (2022).

A imagem representada na Figura 5, mostra o exemplo de um lote criado a partir de um objeto no programa, contendo área do lote e dimensões do perímetro.

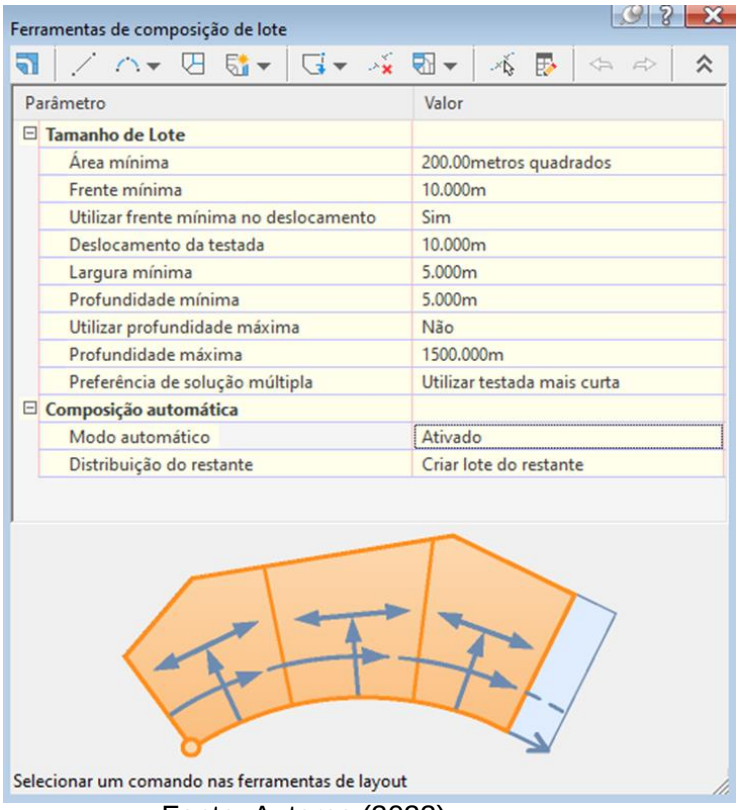
Figura 5 – Exemplo de lote criado



Fonte: Autores (2022).

Em seguida, utiliza-se novamente a ferramenta, clicando em “lote” e depois em “Ferramentas Criação de Lotes”. Nessa etapa define-se alguns parâmetros para o tamanho do lote, sendo: área mínima, frente mínima, se será utilizada frente mínima no deslocamento, deslocamento da testada, largura mínima, profundidade mínima, se será utilizada profundidade máxima e a preferência de solução múltipla, e, por fim, define-se se os lotes serão definidos de forma automática ou se será analisado e aprovado um a um. Os parâmetros para o parcelamento da quadra estão dispostos na imagem abaixo (Figura 6).

Figura 6– Definição das dimensões do lote



Fonte: Autores (2022).

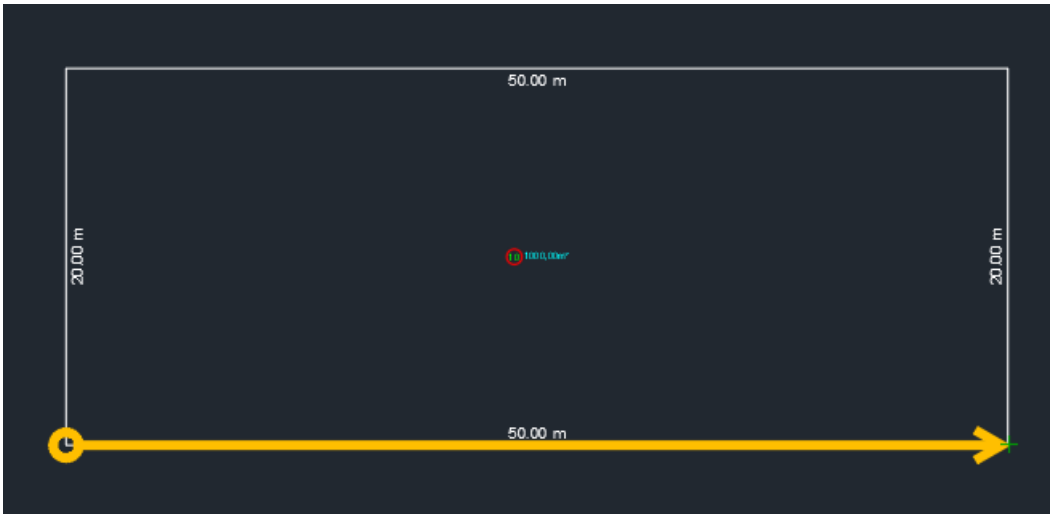
Posteriormente cria-se a linha de deslizamento, que apontará a direção na qual os lotes dever-se-ão ser criados, a partir da testada. Tal linha é criada clicando na ferramenta “Linha de deslizamento – Criar”, definindo os estilos, conforme imagem abaixo (Figura 7).

Figura 7 – Definição do terreno e dos estilos de lote e legenda

Fonte: Autores (2022).

Em seguida, indica-se a quadra ou gleba que será parcelada clicando sobre essa no programa. Posteriormente, define-se o ponto inicial do parcelamento e o ponto final, que indica a linha de testadas dos lotes, sinalizada em amarelo no exemplo seguinte (Figura 8).

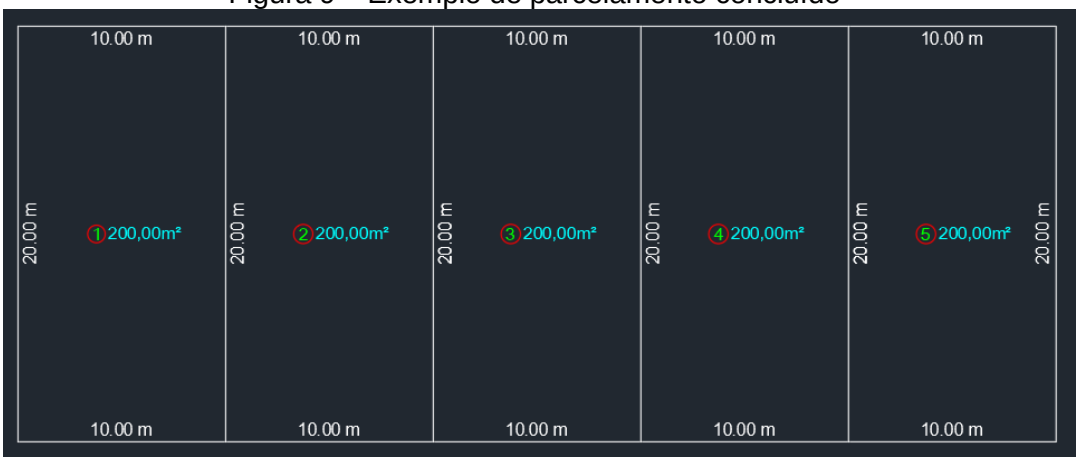
Figura 8 – Linha de deslizamento



Fonte: Autores (2022).

Logo depois define-se o ângulo, geralmente de 90º, concluindo o parcelamento, como no exemplo da imagem abaixo (Figura 9).

Figura 9 – Exemplo de parcelamento concluído



Fonte: Autores (2022).

2.1.2 Terraplenagem e projetos geotécnicos

Pereira *et al.* (2015) assevera que os serviços de terraplenagem, são as operações que possuem como objetivo conformar o terreno às definições constantes em projeto, dividindo-os em cortes, aterros e empréstimos, contando com uma norma do DNIT para apresentar cada uma dessas etapas.

Os requisitos mínimos para escavação, carga, transporte e classificação dos materiais escavados estão contidos na Norma DNIT 106/2009 - ES, para a execução de cortes em terrenos, quando necessário. Portanto nomeia-se corte, os segmentos em que o terreno natural deve ser escavado para alinhamento (DNIT, 2009).

A Norma DNIT 108/2009 – ES já apresenta as condições para que o aterro possa ser executado, que consistem nas áreas que demandem depósito de materiais advindos, de modo geral, dos cortes, conforme acima mencionados, ou de empréstimos, que são regulados pela Norma DNIT 107/2009 - ES e estabelecido pela mesma como as áreas indicadas em projeto para atender a deficiência ou insuficiência de material local, também, com vista ao alinhamento do terreno (DNIT, 2009).

No decorrer do processo também pode utilizar-se a Norma DNIT 105/2009 - ES, que apresenta os caminhos de serviço, que são as vias utilizadas de forma provisória, viabilizando assim o deslocamento dos equipamentos e veículos utilizados durante a terraplenagem e a Norma DNIT 104/2009 - ES, cita os serviços preliminares, operações de preparo das áreas que a serem utilizadas

em quaisquer das fases do serviço em questão (DNIT, 2009).

De forma relacionada, têm-se a ABNT NBR 8044:2018, que elenca os procedimentos necessários para a realização de projetos geotécnicos, utilizando outras normas como referências e dividindo os projetos geotécnicos por categorias. Nesta norma, considera-se projeto geotécnico o "conjunto de documentos que englobam investigações geotécnicas, análises, interpretações, estudos, memória de cálculo e desenhos”. Torna-se então importante que esses documentos sejam detalhados de acordo com a fase do projeto, bem como com as características e porte da obra (ABNT, 2018).

Ressalta-se que na primeira categoria se enquadram, por exemplo, os aterros menores, de até 4 m de espessura e que não estão assentados sobre solos moles. A segunda categoria, apresenta as demais obras de terraplenagem, não descritas na categoria anterior, enquanto a terceira e última categoria, pouco usada, envolve estruturas com riscos fora do comum ou condições do terreno excepcionalmente complexas (ABNT, 2018).

Figura 10 – Fração sujeita a terraplenagem

Fonte: Autores (2022).

2.1.3 Levantamento Expedito

A ABNT NBR 13133:1994, apresenta que o levantamento expedito do terreno consiste na coleta de dados gerais do mesmo, sem a necessidade de informações exatas, apenas com o intuito de reconhecimento do local. No levantamento expedito são coletados dados a respeito do relevo do local, a localização, os confrontantes do terreno, área do terreno, dentre outras informações gerais (ABNT, 1994).

2.1.4 Levantamento Topográfico Planialtimétrico

O levantamento topográfico planialtimétrico engloba as especificações dos levantamentos topográficos planimétrico e altimétrico. Esse é realizado para definir dados como o perímetro do local analisado, alinhamento com a via de acesso e os limites e confrontantes que delimitam o local do terreno. Quanto ao levantamento planialtimétrico, este é realizado para verificar os desníveis existentes no terreno e confeccionar as curvas de nível do local (ABNT, 1994).

2.1.5 Aerofotogrametria

A aerofotogrametria utiliza-se para confeccionar mapas ou realizar levantamentos topográficos por meio da fotogrametria. A fotogrametria é a técnica de produzir imagens que assegurem as medidas reais em certa escala, possibilitando a utilização dessas imagens para reproduzir medidas fidedignas em levantamentos. Para a aerofotogrametria podem ser utilizados equipamentos com câmeras específicas aerotransportadas, como as transportadas por drones (ROSTAGNO,2018).

2.2 Projeto de abastecimento de água potável

O abastecimento de água potável é imprescindível para atender às condições básicas da vida humana, portanto envolve desde questões no que se refere a habitação e higiene até o conforto proporcionado pela disponibilidade desse recurso. Sendo assim, é indispensável que as instalações hídricas sejam corretamente dimensionadas e que sejam utilizados

os materiais, equipamentos e mão de obra adequados. Vale ressaltar que tais fatores são previstos no projeto referido (MACINTYRE, 2010).

2.2.1 Saneamento Básico

Trata-se de uma importante ferramenta de proteção à saúde humana e do meio ambiente. O saneamento básico consiste na infraestrutura mínima, adequada e necessária para que a população local tenha qualidade de vida e possibilidade de se desenvolver social e economicamente. Nesse sentido, desde 2010 o acesso à água potável e saneamento básico foram incluidos nos objetivos dos direitos humanos, com sua importância reafirmada através da Agenda 2030 de Desenvolvimento Sustentável da ONU: O assunto está contido na ODS 6 sob o título "Água potável e saneamento" (UNIMED, 2020).

A Unimed (2020) afirma que, no Brasil, o marco legal que estabeleceu as diretrizes a serem adotadas quanto ao tema está contido na Lei Federal nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007 (BRASIL, 2007), também conhecida como a Lei de Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico, que por sua vez é interpretado como parte das obras de infraestrutura, englobando o abastecimento de água potável, o esgotamento sanitário, a drenagem e manejo das águas pluviais e a limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos. O presente trabalho, discorre sobre os três primeiros assuntos.

2.2.2 Qualidade da água para consumo humano

O controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e padrão de potabilidade encontra-se na Portaria nº 518, de 25 de março de 2004 (BRASIL, 2004), toda a água destinada ao consumo humano está sujeita a esse dispositivo. Para tanto, considera-se água potável aquela que obedece a parâmetros microbiológicos, físicos, químicos e radioativos pré-estabelecidos, atendendo ao padrão de potabilidade de modo a preservar a saúde humana (BRASIL, 2004).

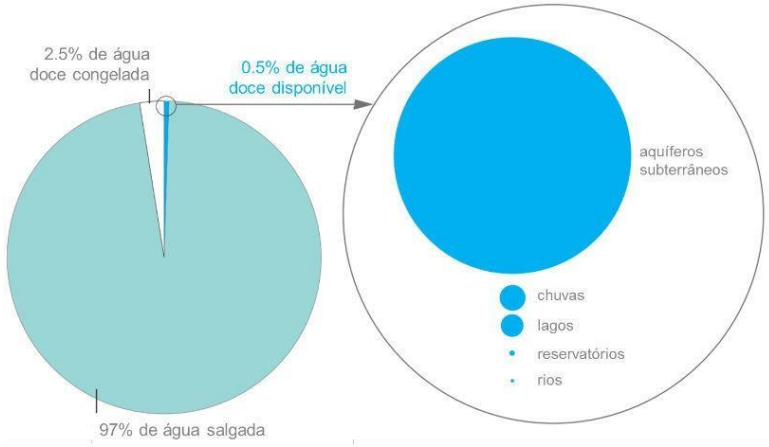
O Ministério da Saúde, por meio da Secretaria de Vigilância em Saúde em articulação com as secretarias estaduais e do Distrito Federal é o órgão responsável por promover a vigilância da qualidade da água.

O Ministério da Saúde também é responsável por outras demandas nesse sentido, como o estabelecimento das referências laboratoriais nacionais e regionais, por exemplo. Desta forma, a referida norma traz tabelas de padrões de portabilidade, considerando as variáveis microbiológica, de turbidez para água pós-filtração ou pré-desinfecção, para substâncias químicas que representam risco à saúde, de radioatividade e, por fim, de aceitação para consumo humano (BRASIL, 2004).

2.2.3 Disponibilidade de água no planeta

SAVEH (*Online*, 2016) afirma que cerca de 70% da superfície terrestre é submersa em água, porém 97% dessa água é salgada, encontra-se nos mares, e somente 3% dela é doce. Analisando a porcentagem de água total no planeta, 2,5% são de água doce mas se encontram indisponíveis para consumo, por formarem as geleiras, lençóis de grande profundidade ou até mesmo vapor de água. Com isso,a água disponível para o consumo representa apenas 0,5% do volume total, sendo que 0,46% pode ser encontrado em nascentes ou fontes subterrâneas, assim, restando somente 0,04% do volume total para o consumo.

Figura 11 - Disponibilidade de água



Fonte: SAVEH, *Online* (2016)

2.2.4 Consumo per capita de água

O consumo, conforme Gabriel (2018), é de suma importância para que se determine a vazão de água, e consequentemente, o dimensionamento de

tubulações e outras estruturas hidráulicas para o abastecimento de água potável. De acordo com o Manual de Saneamento da Funasa (2019), no projeto de sistema de abastecimento de água deve-se levar em consideração, nos cálculos de volume a ser consumido,as variações que o consumo de água pode sofrer, podendo ser anuais, mensais, diárias, horárias e até mesmo instantâneas.

Já para o consumo per capita de água, o volume é calculado anualmente. Ademais, o mesmo material traz que o valor do consumo de água é baseado no volume distribuído durante um período de tempo analisado e no número da população que será beneficiada, podendo ser descrito pela seguinte expressão:

$$qm = \frac{Vd}{(365 \times pb)} \qquad (1)$$

Onde:

- qm é o consumo per capita (l/hab.dia);
- Vd é o volume anual distribuído;
- Pb é a população beneficiada.

2.2.5 Vazão Média Necessária

Gabriel (2018) sustenta que, o cálculo da vazão média necessária para atender à população é de grande importância para o dimensionamento da rede de abastecimento de água e possui como finalidade determinar os diâmetros das tubulações, devendo-se considerar o consumo específico da área estudada. Nesse sentido, têm-se:

$$Q = \frac{P \times q}{3600 \times h} \qquad (2)$$

Onde:

- Q é a vazão média anual (l/s);
- P é a população beneficiada;
- h é o tempo de funcionamento (horas).

2.2.6 Vazão de Máximo Consumo em um dia

Conforme o Manual de Saneamento da Funasa (2019), faz-se necessário o cálculo do consumo ao longo do dia para determinar a vazão de máximo consumo durante o dia. Para isso, é estimado um coeficiente de variação de consumo chamado “k1”, normalmente entre 1,20 e 1,50, no Brasil. Dessa forma:

$$Q1 = \frac{\mathrm{P\ x\ q\ x\ k1}}{\mathrm{3600\ x\ h}} \qquad (3)$$

Onde:

- Q1 é a vazão do máximo de um dia (l/s);
- k1 é o coeficiente de variação de máximo consumo durante um dia.

2.2.7 Vazão na hora de máximo consumo

Quanto a vazão de máximo consumo horária, esta é de suma importância para o cálculo dos picos de consumo em certas horas do dia. Para tal, é necessário o uso de um coeficiente da hora de maior consumo chamado de “k2”. Esse coeficiente é calculado pela divisão entre a maior vazão horária no dia e a vazão média no dia (FUNASA, 2019).

De acordo com o Manual de Saneamento da Funasa (2019), os picos de maior consumo ocorrem nos horários das refeições e os picos de menor consumos ocorrem, geralmente, na madrugada. O valor de k2 pode ser expresso pela equação a seguir:

$$k2 = \frac{maior\ vazão\ horária\ no\ dia}{vazão\ média\ do\ dia} \qquad (4)$$

O valor da vazão na hora de máximo consumo também é analisado no material supracitado, podendo ser descrito pela seguinte expressão:

$$Q2 = \frac{\mathrm{P\ x\ q\ x\ k2}}{\mathrm{3600\ x\ h}} \qquad (5)$$

2.2.8 Dimensionamento do reservatório

A vazão consumida é expressa em L/s e leva em consideração fatores como o coeficiente de consumo, a área a ser atendida e o coeficiente do dia de maior consumo (k1), já referido, que, neste projeto, será considerado igual a 1,20 (AZEVEDO; PRELLWITZ, 2018). Têm-se:

$$\frac{Qconsumida = Coefconsumo\ x\ Area\ x\ K1}{60\ x\ 60\ x\ 24} \qquad (6)$$

Conforme, AZEVEDO e PRELLWITZ (2018), de posse da vazão consumida calcula-se o volume consumido, em m³, dado por:

$$V_{consumido} = \frac{Q_{consumida} \times 60 \times 60 \times 24}{1000} \qquad (7)$$

Por último, para o dimensionamento do reservatório do loteamento, este trabalho baseia-se na ABNT NBR 12217:1994, que estabelece condições volumétricas para tanto. O reservatório deve ter pelo menos 1/3 da sua capacidade volumétrica, para atender a demanda máxima diária do loteamento. Desse modo:

$$Vreservatório = \frac{Vconsumido}{3} \qquad (8)$$

Em função do valor encontrado escolhe-se o reservatório/reservatórios, de acordo com o quadro a seguir, de dimensões comerciais:

Quadro 1– Dimensões comerciais de reservatórios tubulares

CAPACIDADE	DIÂMETRO	ALTURA
5.000 LITROS	1,11 m	5,40 m
10.000 LITROS	1,43 m	6,40 m
12.000 LITROS	1,43 m	7,80 m
15.000 LITROS	1,91 m	5,40 m
20.000 LITROS	1,91 m	7,20 m
30.000 LITROS	2,22 m	7,80 m
32.000 LITROS	2,22 m	8,40 m
40.000 LITROS	2,54 m	8,20 m
50.000 LITROS	2,54 m	10,20 m
60.000 LITROS	2,86 m	9,60 m
70.000 LITROS	3,00 m	10,20 m
80.000 LITROS	3,18 m	10,20 m
90.000 LITROS	3,18 m	11,40 m
100.000 LITROS	3,18 m	12,60 m
110.000 LITROS	3,18 m	13,80 m
120.000 LITROS	3,18 m	15,60 m
130.000 LITROS	3,82 m	11,40 m
140.000 LITROS	3,82 m	12,40 m
150.000 LITROS	3,82 m	13,20 m
160.000 LITROS	3,82 m	14,00 m
170.000 LITROS	3,82 m	15,00 m
200.000 LITROS	3,82 m	18,00 m

Fonte: ZILOTTI (2021).

2.2.9 Dimensionamento da rede de abastecimento

Considerando a distribuição em marcha, tendo em vista que a vazão não é constante e o Coeficiente da hora de maior consumo (k2) igual a 1,50, a vazão média consumida pelo loteamento no final de plano, segundo AZEVEDO e PRELLWITZ (2018), é dada por:

$$Q_{média} = \frac{\boldsymbol{Coef}\ consumo\ x\ Area\ X\ K1\ x\ K2}{60\ x\ 60\ x\ 24} \qquad (9)$$

Sendo assim, a vazão média deve ser dividida pela extensão total da rede de abastecimento, em metros, para determinação da vazão em marcha do sistema, dada em (L/s)/m, que será utilizada no dimensionamento dessas redes (AZEVEDO; PRELLWITZ,2018):

$$Qmarcha = \frac{Qmédia}{L} \qquad (10)$$

A vazão em marcha obtida é multiplicada pela extensão de cada trecho para determinação da vazão de contribuição, em L/s:

$$Q_{contribuição} = Q_{marcha} \times L_{trecho} \qquad (11)$$

As vazões seguintes, calculadas em sequência para cada trecho, são as de jusante e montante, em L/s. No primero trecho, a vazão de jusante deve ser considerada igual a zero e a de montante igual à soma da jusante com a vazão de contribuição do trecho, calculada acima.

Para os trechos seguintes, a vazão de jusante será igual à de montante do trecho imediatamente anterior. A vazão de cálculo, em L/s, será a média das anteriores, segundo AZEVEDO e PRELLWITZ (2018). Dessa forma:

$$Qcálculo = \frac{Qjusante + Qmontante}{2} \qquad (12)$$

A velocidade de escoamento, em m/s, será expressa por:

$$V = \frac{Qcálculo}{\frac{1000}{\pi\, x \left(\frac{D}{1000}\right) 2 \;\; X\; 0{,}25}} \qquad (13)$$

Onde:

- D é o diâmetro do tubo (mm).

Em sequência calcula-se a perda de carga unitária, em m.c.a., dada pela equação:

$$hf = 10{,}68\ X\ \frac{Ltrecho}{D4{,}87}\ X\ \left(\frac{Qcálculo}{C}\right)^{1{,}852} \qquad (14)$$

Onde:

- C é o coeficiente de hazen-williams, para PVC C=140.

Quanto a perda de carga no trecho, expressa em m.c.a/m, é dada pela perda de carga linear multiplicada pela extensão do referido trecho. As cotas piezométricas a jusante e montante também são calculadas em sequência para cada trecho e dadas em m (metros). No primero trecho, a cota piezométrica de jusante é igual à soma da cota do terreno a jusante (no ponto em análise) com 10 (dez), que é a pressão dinâmica no ponto inicial e a de montante é igual à soma da cota piezométrica de jusante com a perda de carga no trecho. Para os trechos seguintes, a cota de jusante será igual à de montante do trecho imediatamente anterior (AZEVEDO; PRELLWITZ,2018).

Por fim, as pressões disponíveis no trecho (a jusante e montante) são definidas. Para tal, deve-se fazer a diferença entre as cotas piezométrica e altimétrica no ponto em análise. As pressões mínima e máxima devem ser de 10 e 50 m.c.a, respectivamente. Há opções disponíveis caso os valores escontrados estejam fora deste intervalo, como alterar os diâmetros, a cota de fundo do reservatório, bem como a implantação de equipamentos que reduzam ou aumentem a referida pressão (AZEVEDO; PRELLWITZ, 2018).

2.2.10 Locação de Hidrantes

A NBR 12218:2017 assegura que para o combate a incêndio, considerando a capacidade da rede de distribuição devem ser instalados hidrantes urbanos. Veja os quadros a seguir:

Quadro 2– Locação de hidrantes na rede de distribuição de água

POPULAÇÃO	RAIO/DISTÂNCIA	OCUPAÇÃO PREDOMINANTE
< 20 mil habitantes	Ponto (s) no sistema deabastecimento de água	Unifamiliar adensada/comercial/patrimônio público, áreas horizontalizadas
> 20 mil habitantes	800 m / 1.600 m	Unifamiliar adensada/comercial/patrimônio público, áreas horizontalizadas
	600 m / 1.200 m	Verticalização adensada, área de baixa mobilidade (trânsito intenso, vias estreitas, dificuldade de deslocamento)
Ocupações especiais	300 m / 600 m	Hospital, presídio, *shopping*, área com alto adensamento vertical, escola, museu, depósito
Setor industrial	A ser definido	Área com ocupação industrial

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 12218:2017.

Quadro 3 – Classificação de hidrantes

CATEGORIA	VAZÃO		DIÂMETRO DA REDE	PRESSÃO NA REDE	COR DE IDENTIFICAÇÃO
	L/min	L/s	mm	kPa	
A	> 2.000	> 33	≥ 300	≥ 100	Verde
B	> 1.000 e < 2.000	> 16 a 33	> 150	≥ 100	Amarela
C	360 a 1.000	> 6 a 16	≤ 150	≥ 200	Vermelha
D	< 360	< 6	≤ 100	≥ 300	Azul

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 12218:2017.

2.3 Projeto de drenagem pluvial

2.3.1 Ciclo Hidrológico

Conforme Shahidian *et al.* (2017), o ciclo hidrológico é definido como o fechamento de uma sequência de fenômenos naturais, em que a água passa pelos estados físicos líquido, sólido e gasoso, na forma de vapor, por este último, sucedendo-se em oceanos, mares, rios, águas subterrâneas e na atmosfera. Tais fenômenos ocorrem por meio da energia solar.

Os autores afirmam que a água é evaporada e se concentra na atmosfera, formando as nuvens, que, por sua vez, precipitam-se em forma de chuva ou neve, devido à gravidade ou à intercepção da nuvem por alguma elevação. O Ciclo Hidrológico é influenciado por alguns fatores como a topografia do local, o clima, as elevações do terreno, a vegetação e as características geológicas do solo.

Shahidian *et al.* (2017) também expõe que a água, durante sua precipitação, pode evaporar, sendo interceptada pela vegetação, evaporando novamente em seguida ou sendo absorvida pelas plantas, escoando pela superfície terrestre ou infiltrando-se. Durante seu escoamento, as águas se dirigem aos corpos hídricos, como rios e lagos alimentados até chegar ao oceano e a parte que infiltra no solo dirige-se a lençóis freáticos e aquíferos, zonas do solo saturadas, que acabam alimentando os cursos d'água superficiais, de onde a água evapora novamente, reiniciando o ciclo.

Para os engenheiros, lançar mão do conhecimento do ciclo hidrológico é de grande relevância, principalmente no que se refere ao conhecimento dos períodos de seca e cheia. Carvalho e Silva (2006) asseveram que esses extremos do ciclo hidrológico são importantes durante o dimensionamento de dispositivos hidráulicos.

Figura 12 - Esquema do Ciclo Hidrológico

Fonte: USGS, *Online* (2000).

O ciclo Hidrológico é expresso pela Equação Hidrológica, que calcula a diferença entre a entrada e a saída de água para uma região, conforme exposto abaixo:

$$I - O = \Delta S \qquad (15)$$

Onde:

- I é a entrada da água na superfície terrestre até o subterrâneo;
- O é a saída de água devido à evaporação e transpiração da vegetação;
- ΔS é a variação de água dentro desse sistema.

2.3.2 Drenagem

Na atualidade a drenagem urbana, segundo Diogo e Sciammarella (2008), deve introduzir formas para conduzir as ações baseadas na complexa relação entreo sistema urbano, a sociedade e o ecossistema natural. Dessa forma, é imprescindível o entendimento do homem acerca da drenagem natural que os cursos d'água oferecem e seu essencial papel para o escoamento das águas da chuva.

Entretanto, devido à crescente urbanização e à impermeabilização do terreno natural, faz-se necessárias uma série de medidas de controle de

inundações. Tais medidas, segundo Diogo e Sciammarella (2008), divididem-se em não-estruturais e estruturais, sendo as medidas estruturais os projetos de engenharia propriamente ditos.

No que tange as medidas de controle de inundações não estruturais, Diogo e Sciammarella (2008) asseveram que essas são basicamente dirigidas para reduzir a suscetibilidade a inundações em áreas de risco ou controle do uso e ocupação do solo e complementa mostranto que tais medidas ainda podem ser preventivas ou corretivas.

Ademais Diogo e Sciammarella (2008) afirmam que nas medidas preventivas não estruturais o governo objetiva a antecipação do problema com a criação de leis de parcelamento de solo e zoneamento dos municípios de forma correta. Já nas medidas corretivas, como o nome diz, são medidas que buscam evitar que o problema ocorra normalmente ou reduza as consequências, como, por exemplo, as ações de defesa civil e plano de reurbanização e recuperação de áreas deterioradas.

2.3.3 Microdrenagem

A microdrenagem tradicional visa a drenagem das águas pluviais precipitadas em praças, loteamentos, construções e etc., captando as águas superficiais e conduzindo-as, através de dispositivos de drenagem, para a macrodrenagem o quanto antes. Esse tipo de sistema é composto por bocas de lobo, sarjetas, galerias de águas pluviais, entre outros (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015).

2.3.4 Dispositivos de drenagem urbana

Como supracitado, a microdrenagem possui a função de conduzir as águas da chuva até um corpo hídrico, sendo composta por dispositivos de drenagem. Um desses dispositivos são as galerias que consistem, de acordo com Rezende (2018), em tubulações que conduzem as águas da chuva. Para que essas águas pluviais cheguem nas galerias necessita-se da sua captação. Tal função é exercida pelas bocas coletoras ou bocas de lobo. As bocas de lobo mais utilizadas, segundo Valencia (2016), são:

a) Bocas de lobo do tipo A, também conhecidas como bocas de lobo de cantoneira, que são consideradas simples e captam a água da sarjeta por meio de uma abertura no sentido vertical no meio-fio. Todavia, possibilitam a entrada de resíduos e detritos dentro da rede de drenagem;

b) Bocas de lobo do tipo B, do tipo grelha, que interceptam resíduos sólidos, impedindo-os de chegarem às galerias pluviais. Porém, com a retenção de resíduos, a área útil da boca de lobo acaba sendo parcialmente bloqueada, reduzindo o potencial de drenagem do dispositivo;

c) Bocas de lobo tipo C são a combinação entre os dois primeiros tipos já apresentados, ou seja, simples, porém, possuem grelhas. Esse tipo de boca de lobo está sujeita a menor obstrução por resíduos em comparação com as do tipo B, possibilitando maior passagem de afluentes, porém, possibilitam a entrada de maior quantidade de detritos.

Figura 13 - Bocas de Lobo do tipo A, B e C

Fonte: Adaptado de Ebanataw, *Online* (2021).

As bocas de lobo segundo DNIT (2004), localizam-se nas sarjetas, que são canais que se encontram junto ao meio fio. De acordo com DNIT (2006) o meio fio possui a função de interceptação do fluxo da água da chuva e sua condução.

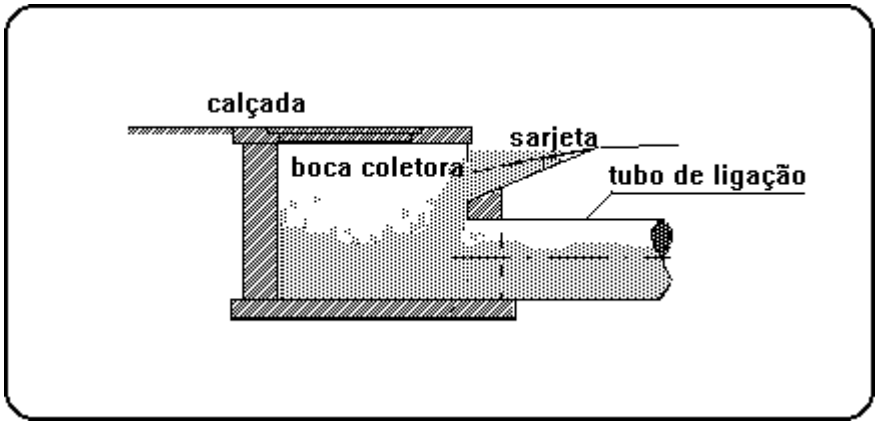
Figura 14 – Sarjeta

Fonte: Ferreira (2015).

Rezende (2018) pontua que as águas captadas pelas bocas de lobo

passam para condutos de ligação que, como o nome já diz, faz a ligação para as caixas de passagem ou caixas de ligação, normalmente feitas de alvenaria ou concreto. Essas caixas não possuem tampão externo ou possibilitam a sua visita a nível da rua. Outro elemento importante para a microdrenagem são os poços de visita que, ainda segundo o autor, permitem a realização de inspeções e limpeza e se localizam ao longo do sistema de drenagem, em pontos estratégicos, a fim de facilitar a limpeza dos mesmos.

Figura 15 – Boca coletora e tubo de ligação



Fonte: Adaptado do Bacelar, *Online* (2013).

2.3.5 Macrodrenagem

Miguez, Veról e Rezende (2015) sustentam que a macrodrenagem é a drenagem natural constituída por rios, córregos, canais, talvegues e fundos de vales que conduzem a água proveniente do sistema de macrodrenagem urbana. Tal sistema pode receber intervenções hidráulicas e deve ser capaz de comportar maior volume de água que o sistema de microdrenagem.

Nos municípios esse sistema de drenagem é abordado pontualmente, executando um sistema que não supre às necessidades de drenagem, ou seja, é insuficiente para evitar as inundações, tampouco em relação proporcionar uma melhor qualidade de vida à população (REZENDE, 2018).

2.3.6 Projeto de drenagem de águas pluviais

Para dar início ao projeto de drenagem de um loteamento necessita-se realizar um levantamento buscando dados e informações da área de interesse.

Conforme Diogo e Sciammarella (2008), essas informações incluem as características geotécnicas da área estudada, o lençol freático, bem como a realização de levantamentos hidrológicos. Durante o dimensionamento do sistema de drenagem há diversos fatores da região que devem ser considerados para que o sistema seja o mais eficiente possível.

2.3.7 Coeficiente de escoamento superficial

O escoamento superficial trata-se de uma das fases mais importantes do projeto, a de transporte das águas pluviais em meio terrestre. Conforme Tucci (2000) o coeficiente de escoamento superficial (C) é a razão entre o volume total escoado (V_{esc}) e o volume total precipitado (V_{prec}) durante a chuva, logo, é dado pela equação:

$$C = \frac{V\ esc}{V\ prec} \qquad (16)$$

2.3.8 Coeficiente de distribuição

O coeficiente de distribuição necessita ser igual a 1,0 para bacias de contribuição menores do que 10.000 m², de acordo com o DNIT (2006).

2.3.9 Tempo de Concentração da Chuva

No que tange o tempo de concentração da chuva, Silveira (2016) assevera que consiste no tempo desde o início da precipitação até que em determinado ponto a bacia passe a contribuir. Pode ser definido pela equação de Kirpch:

$$tc = 0{,}0663 \times L^{0{,}77} \times S^{-0{,}385} \qquad (17)$$

Onde:

- tc é o tempo de contribuição (minutos);
- L é a distância máxima do talvegue (km);
- S é a diferença de nível ou cota entre o ponto mais alto e o ponto analisado (metros).

De acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006) “o

tempo de concentração mínimo adotado em sistemas urbanos é de t = 10 minutos”.

2.3.10 Intensidade Pluviométrica

A intensidade pluvométrica é outro item que deve ser calculado para o dimensionamento do sistema de drenagem, segundo Pereira (*et al*., 2007), é a intensidade pluviométrica (I), que é definida a partir do tempo de retorno (T), do tempo de concentração da chuva e dos coeficientes que são relativas às características pluviométricas da região:

$$I = \frac{k \times T^{a}}{(t + b)^{c}} \qquad (18)$$

Sendo que:

- I é a intensidade pluviométrica (mm/hora);
- T é o tempo de retorno ou recorrência (anos);
- t é tempo de concentração da chuva (minutos);
- k,a,b e c são as constantes que dependem do local.

2.3.11 Coeficiente de deflúvio

Conforme o DNIT (2006), o coeficiente de deflúvio pode ser obtido através do critério de Fantoli, através da equação:

$$f = 0{,}0725 \times C \times (I \times t)^{1/3} \qquad (19)$$

Sendo que:

- C é o coeficiente de escoamento superficial;
- I é a intensidade pluviométrica (mm/hora);
- t é tempo de concentração da chuva (minutos).

2.3.12 Deflúvio parcial

De acordo com o DNIT (2006), o deflúvio parcial, que é a vazão de projeto de acordo com a bacia de contribuição dada em m³/s, pode ser determinado pelo método racional modificado, nesse método, a vazão é determinada

partindo do pressuposto de que a área analisada está submetida a uma chuva de intensidade máxima em um certo de tempo de concentração, através da equação:

$$Q = f\ X\ Cd\ X\ C\ \left(\frac{I}{3600}\ X\ 10^{-3}\right) X\ A \qquad (20)$$

Sendo que:

- f é o coeficiente de deflúvio;
- Cd é o coeficiente de distribuição;
- C é o coeficiente de escoamento superficial;
- I é a intensidade pluviométrica (mm/hora);
- A é a área (m^2).

2.3.13 Declividade

Quanto ao valor da declividade, esse será obtido através divisão da diferença de cota de topo dos poços de visita pela extensão do trecho:

$$S = \Delta h \times L \qquad (21)$$

Onde:

- S é a declividade (metros);
- Δh é a diferença de cota de topo dos poços de visita;
- L é a extensão do trecho.

2.3.14 Fator de condução K

O fator de condução K é calculado de acordo com a seguinte equação (DNIT, 2006):

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}} \qquad (22)$$

Sendo que:

- Q é o deflúvio total a escoar (m^3/s);
- S é a declividade da galeria (m/m).

2.3.15 Parâmetro C_2

O parâmetro C_2 é calculado após a obtenção do fator de condução, atravésda equação (DNIT, 2006):

$$C_2 = \frac{K}{\frac{D^{8/3}}{n}} \qquad (23)$$

Sendo que:

- K é o fator de condução;
- D é o diâmetro do tubo (m);
- n é o coeficiente de rugosidade de Manning.

2.3.16 Enchimento y/d e parâmetro C1

Para a obtenção do valor do enchimento, que demonstra a porcentagem de enchimento do tubo, é necessário ter conhecimento do parâmetro C2. De posse do valor de C2 utiliza-se a Tabela 51 – Dados numéricos para o cálculo do escoamento em galerias circulares parcialmente cheias, do Manual de Drenagem de Rodovias doDNIT (2006) para determinar o valor de y/d e C1 relacionados.

2.3.17 Tirante normal

O tirante normal (y) representa a altura da lâmina d'água dentro do tubo e é dada pela equação abaixo (DNIT, 2006):

$$y = C_2 \times D \qquad (24)$$

Sendo que:

- D é o diâmetro do tubo (m).

2.3.18 Velocidade de escoamento

De acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006), a velocidade de escoamento pode ser determinada pela equação da continuidade:

$$V = \frac{Q}{A} \qquad (25)$$

Onde:

- V é a velocidade de escoamento (m/s);
- Q é o deflúvio total a escoar (m^3/s);
- A é a área da seção molhada (m^2).

Para determinar a área da seção molhada multiplica-se o parâmetro C1 pelo diâmetro do tubo ao quadrado. Substituindo o valor da área na equação, tem-se:

$$V = \frac{Q}{C^1 \; X \; D_2} \qquad (26)$$

Onde:

- V é a velocidade de escoamento (m/s);
- Q é o deflúvio total a escoar (m^3/s);
- D é o diâmetro do tubo (m).

A velocidade máxima admissível para tubos feitos de concreto, segundo o Manual de drenagem urbana da Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, do município de Toledo (PARANÁ, 2017), é de 5 metros por segundo e a menor velocidade que o fluido pode atingir é de 0,75 metros por segundo.

2.3.19 Cálculo do nível de água do poço de visita

O nível de água no poço de visita pode ser dado pela equação:

$$n_{água} = Cf + y \qquad (27)$$

Onde:

- Cf é a cota de fundo do poço de visita (m);
- Y é o tirante normal (m).

2.3.20 Cálculo do recobrimento mínimo

O recobrimento mínimo é a distância mínima entre o topo do tubo e o greide da rua, dado pela equação:

$$\text{Recobrimento mínimo} = 0{,}4 + \frac{D}{2} \qquad (28)$$

Onde:

- D é o diâmetro do tubo (m).

2.3.21 Tempo de percurso

O tempo de percurso calcula-se por meio da divisão do comprimento do trecho de galeria pela velocidade de escoamento multiplicada por 60:

$$Tp = \frac{L}{60\ x\ V} \qquad (29)$$

Onde:

- L é a extensão do trecho;
- V é a velocidade de escoamento.

2.4 Projeto de esgotamento sanitário

2.4.1 Contextualização

Vale ressaltar que o esgotamento sanitário realizado de forma correta é indispensável para a saúde não só do meio ambiente, mas também da população urbana. Porém, segundo a PNSB (2017), tal serviço no Brasil ainda está sendo tratado com descaso, visto que cerca de 39,7% dos municípios brasileiros ainda não têm serviço de coleta de esgoto.

O objetivo do sistema de esgotamento sanitário, de acordo com SNIS (BRASIL, 2020), é impedir que haja proliferação de doenças e prevenir a poluição de cursos d'água, através da coleta e tratamento do esgoto. A Lei Federal nº 6.766/1979 (BRASIL, 1979) discorre sobre as soluções para o esgotamento sanitário como parte do sistema de infraestrutura básica em um parcelamento de solo.

2.4.2 Legislação pertinente

A ABNT NBR 9649:1986 estabelece as condições necessárias para elaborar os projetos de redes coletoras de esgoto sanitário. Para isso, considera-se a rede coletora como o "conjunto constituído por ligações prediais, coletores de esgoto, e seus órgãos acessórios". Dentre os requisitos desses projetos, têm-se aqueles já cumpridos anteriormente, em função dos demais projetos analisados, mas, de maneira geral, deve-se elaborar relatório do estudo de concepção, levantamento planialtimétrico da área do projeto e suas zonas de expansão, representação das áreas das bacias de esgotamento de interesse, levantamento de obstáculos nos locais em que a rede coletora será instalada, bem como a sondagem de reconhecimento do terreno e dos níveis do lençol freático. A referida Norma cita, ainda, as condições específicas do dimensionamento hidráulico, que serão vistas posteriormente (ABNT, 1986).

2.4.3 Estações de Tratamento de Esgotos Sanitários

Destaca-se que as estações de tratamento sanitário têm suas condições

elencadas pela ABNT NBR 12209:2011, que também torna necessária a consulta à ABNT NBR 9649:1986, conforme já mencionamos, e algumas outras, como a ABNT NBR 12207:2016, que trata de interceptores de esgoto sanitário e a ABNT NBR 12208:2020, referente aos projetos de estações elevatórias. A estação de tratamento de esgoto é definida como o "conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de utilidades cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento". Torna-se exigência para a concepção deste projeto, além de alguns anteriores, o estudo da população atendida e atendível pela estação, das vazões e demais características dos diferentes tipos de esgotos, da área selecionada para construção da estação, com levantamento planialtimétrico, entre outros (ABNT, 2011).

Ainda segundo a ABNT NBR 12209:2011, têm-se que, no dimensionamento das estações de tratamento de esgotos ser obtidos os parâmetros básicos para as etapas do projeto, que incluem as vazões afluentes máxima e média, a DBO ou a DQO e os sólidos em suspensão. Também deve-se prever a canalização de desvio para isolamento da estação (by-pass), além do dispositivo utilizado para mensurar a vazão afluente. Além disso, é recomendado que tais unidades de tratamento possuam dispositivos que tornem viável seu isolamento, caso necessário. O dimensionamento da tubulação deve ser realizado de modo a evitar a deposição de sólidos, dadas as características do líquido transportado. A referida norma também traz os critérios necessários para o tratamento das fases líquida e sólida (ABNT, 2011).

2.4.4 População de Projeto e Vazão de Projeto

Segundo a ABNT NBR 9649:1986 quando não há referências suficientes para utilizar dados reais do local de projeto, recomenda-se utilizar k1 e k2, respectivamente coeficiente de máxima vazão diária e coeficiente de máxima vazão horária com os valores de 1,25 e 1,5. Esses coeficientes são adimensionais. Partindo do mesmo pressuposto e ainda utilizando a mesma norma regulamentadora, o coeficiente de retorno, que consiste na relação entre os volumes de esgoto produzido e de água efetivamente consumida, deve ser

considerado no valor de 0,8 e a taxa de contribuição de infiltração, um valor entre o intervalo de 0,05 a 1,0 l/s.km (ABNT, 1986).

Inicialmente é necessário determinar a população de projeto e seu consumo per capita. A determinação da população inicial é baseada no número de lotes e a quantidade de pessoas por lote, após isso se utiliza da fórmula matemática de juros compostos para estimar a população futura para 20 anos:

$$Pi = lotes \cdot hab \quad (30)$$

$$Pf = Pi \cdot (1 + g)^n \quad (31)$$

Pi = população inicial (hab);
Pf = população estimada de projeto (hab);
n = tempo de projeção (anos);
g = taxa média de crescimento populacional (CEIVAP, 2014).

Para o dimensionamento da rede de esgoto sanitário necessita-se determinar as vazões e contribuições do esgoto. Para o cálculo da vazão gerada pela população baseia-se no consumo per capita por pessoa que será baseado no estudo da progressão esperada do consumo per capita do município de Itaperuna realizado pela CEIVAP (2014) e também pelos coeficientes vazão e retorno:

$$Q = \frac{P \cdot q \cdot C \cdot k1 \cdot k2}{86400} \quad (32)$$

Q = Vazão gerada (l/s);
P = população de projeto (hab);
q = consumo per capita (l/hab/dia);
C = coeficiente retorno;
K2 é o coeficiente de máxima vazão horária;
K1 é o coeficiente de máxima vazão diária.

Também é importante calcular a vazão de infiltração (DEMSUR, 2014):

$$Qinf = L \cdot c \qquad (33)$$

Qinf = vazão de infiltração (l/s);
L = extensão total da rede (km);
c = coeficiente de infiltração.

Com a vazão gerada e de infiltração pode-se calcular a vazão de projeto e de marcha (DEMSUR, 2014):

$$Qproj = Q + Qinf \qquad (34)$$

$$Qmarcha = Qproj / L \qquad (35)$$

Qproj = vazão de projeto (l/s);
Qmarcha = Vazão de marcha (l/s.m)
L = extensão total da rede (m).

2.4.5 Vazões dos Trechos e Declividade

Para o dimensionamento da rede esgoto são calculadas a vazões de contribuição, montante e jusante. Se a vazão jusante for menor ou igual que 1,5 l/s,a vazão de cálculo assumirá o valor de 1,5 l/s, porém, caso a vazão jusante possuir valor maior que 1,5 l/s, a vazão de cálculo assumirá o mesmo valor da jusante. Logo de acordo com a ABNT NBR 9649:1986 a vazão de cálculo possui o valor mínimo de1,5 l/s:

$$Qt = Qmarcha \cdot L \qquad (36)$$

$$Qm = Qja \qquad (37)$$

$$Qj = Qm + Qt \qquad (38)$$

$$Se\ Qj \leq 1{,}50\ l/s, logo, Qc = 1{,}50\ l/s \qquad (39)$$

$$Se\ Qj > 1{,}50\ l/s, logo, Qc = Qj \qquad (40)$$

Qt = vazão de contribuição (l/s);
L = comprimento do trecho (m);
Qm = vazão de montante (l/s);
Qja = vazão jusante do trecho anterior (l/s);Qj = vazão jusante (l/s);
Qc = vazão de cálculo (l/s).

De acordo com o DEMSUR (2014) a vazão de montante quando o início da rede se torna nula e quando esse estiver em outros trechos da rede a seu valor será o mesmo da jusante do trecho anterior.

A declividade de cada trecho da rede deve ser calculada com base no comprimento da mesma e a cota no início do trecho e no final. Essa declividade deve respeitar a declividade mínima que é determinada pela seguinte equação (DEMSUR, 2014):

$$Imín = 0{,}0055 \cdot Qc^{-0{,}47} \quad (41)$$

$$It = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{L} \quad (42)$$

$$d0 = 0{,}3415 \cdot (\frac{Qf}{\sqrt{I}})^{3/8} \quad (43)$$

Imín = declividade mínima (m/m);
Qc = vazão de cálculo (l/s);
It = declividade do trecho (m/m);
d0 = diâmetro mínimo (m);
I = declividade utilizada (m/m).

2.4.6 Cálculos das velocidades

Conforme Nuvolari (2011), para calcular a velocidade de escoamento da rede de esgoto necessita-se utilizar a tabela de escoamento permanente uniforme de canais circulares. Achando a lâmina D'água, referente ao trecho em que está analisando, substitui-se na fórmula de Manning. Também deve ser lembrado que se a velocidade encontrada for maior que a velocidade crítica o valor da lâmina D'água máxima será mudada de 75% para 50% do diâmetro do

tubo. A velocidade máxima admissível é de 5 m/s.

$$\frac{Y}{d} = \frac{Q.n}{D^{8/3}.I^{1/2}} \quad (44)$$

$$\frac{Y}{d} = \frac{V.n}{D^{8/3}.I^{1/2}} \quad (45)$$

y/d = lâmina D'água;

Q = vazão de cálculo (m/s);

D= diâmetro da tubulação (m);

I = inclinação do trecho (m/m);

V = velocidade de escoamento (m/s);

n = coeficiente de Manning.

Para Tomaz (2013) em condutos conforçados o dimensionamento hidráulico se dá pela equação de Hazen-Willians, onde para os condutos de PVC o valor de C é de 150 e a velocidade máxima, de 1,5 metros por segundo. Porém, para os condutos livres a fórmula de Manning pode ser usada, sendo que para o PVC o n é igual a 0,010. Na tabela a seguir são trazidos os valores de n:

Quadro 4 - Valores de n de Manning e da rugosidade para a formula de Darcy-Weisback

Material	n de Manning	Rugosidade (mm)
Concreto	0,013	0,30
Manilha	0,013	1,50
PVC	0,010	0,10

Fonte: Adaptado de Tomaz (2013).

Para o cálculo da velocidade crítica é necessário determinar o raio hidráulico:

$$Rh = \frac{(\theta - sen\theta)}{40} \quad (46)$$

$$\theta = 2\arccos(1 - 2y/d) \quad (47)$$

$$Vc = 6 \cdot (g \cdot Rh)^{1/2} \quad (48)$$

Rh = raio hidráulico;

θ= ângulo teta;

y/d = lâmina d'água;

Vc = velocidade crítica (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²).

2.4.7 Cálculos da Tensão Trativa

As tubulações não devem acumular sólidos, proveniente do esgoto sanitário, no seu interior, logo, a capacidade de limpeza desses sólidos depositados é Tensão trativa. Diante disso, de acordo com a ABNT NBR 9649:1986 a tensão trativa deve possuir um valor mínimo de 1,0 Pascal. Logo, se calcula a tensão trativa pela fórmula:

$$\sigma t = \gamma \cdot Rh \cdot I \qquad (49)$$

αt= tensão trativa (Pa);

γ= peso específico do líquido (10.000 N/m³);

Rh = raio hidráulico;

I = declividade (m/m);

2.5 Projeto de Pavimentação

A Lei Federal nº 6.766/1979 (BRASIL, 1979), em seu Art. 2º, § 5º pontua que os itens que constituem a infraestrutura básica necessária para os parcelamentos de solo urbano são os “[...] equipamentos urbanos de escoamento das águas pluviais, iluminação pública, esgotamento sanitário, abastecimento de água potável, energia elétrica pública e domiciliar e vias de circulação” (BRASIL, 1979).

Ademais, segundo a Lei Municipal nº 404/2007 (ITAPERUNA, 2007) juntamente com a legislação federal, estadual e, também, com o Plano Diretor Participativo de Itaperuna, no que couber, garantindo o interesse público e o princípio da função social da propriedade. Ainda de acordo com a Lei supracitada, uma das formas de evitar a desordem na execução de loteamentos, bem como as consequências geradas por tal desordem, seria

impor ao loteador que, além das obras de infraestrutura básica, sejam realizados também os serviços de nivelamento, regularização e pavimentação das vias pertencentes ao loteamento (ITAPERUNA, 2007).

Sendo assim, para o planejamento do loteamento apresentado neste trabalho, optou-se pelo desenvolvimento do projeto de pavimentação das vias. Pode-se definir o pavimento de uma rodovia como sendo:

> [...] a superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um mesmo semi-espaço (sic) considerado teoricamente como infinito – a infra-estrutura (sic) ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito (DNIT, 2006, p. 95).

2.5.1 Tipos de Pavimentos

No que se refere aos tipos de pavimentos, esses podem ser classificados quanto à sua rigidez, portanto, são divididos em três grupos, a saber: pavimentos rígidos, pavimentos semirrígidos e pavimentos flexíveis. O pavimento é construído sobre o subleito, que pode ser estabelecido como o terreno que compreende a fundação do mesmo. O pavimento é constituído por diversas camadas que possuem funções e características específicas, essas camadas são de: regularização, reforço do subleito, sub-base, base e revestimento.

A camada de regularização necessita ser realizada antes da execução do pavimento propriamente dito, sobre o leito obtido após a terraplenagem do solo, com o intuito de, regularizar o terreno,ajustando-o às especificações (DNIT, 2006, p. 106).

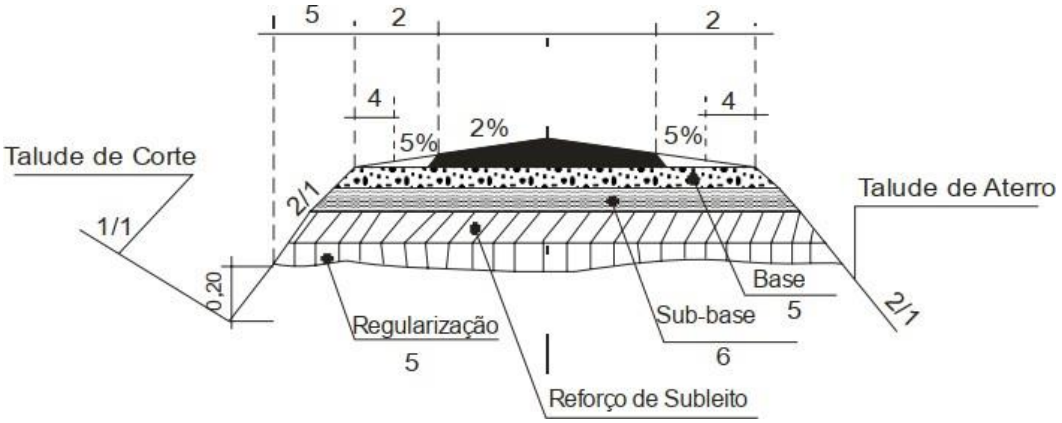
Já o reforço do subleito, possui espessura constante, e é executada sobre a regularização, com material de qualidade superior ao do subleito, com o intuito de otimizar a resistência estrutural do pavimento, se necessário, e possibilitar a redução da camada de sub-base quando a mesma se mostrar muito espessa no projeto para resistir aos esforços solicitados. A sub-base é a camada que antecede a base, de forma complementar a essa, e deve ser executada quando não for viável executar a base diretamente sobre a regularização do terreno (DNIT, 2006, p. 106).

O papel da camada de base é receber e transmitir as cargas provenientes dos fluxos de veículos e, também, receber a camada de revestimento. Por fim,

a camada de revestimento é executada sobre a base, com material adequado e o mais impermeável possível, com o objetivo de resistir aos desgastes pela ação do tráfego e distribuir os esforços causados por essa ação à estrutura do pavimento, de forma a tornar a via mais segura e confortável (DNIT, 2006, p. 106).

A imagem a seguir ilustra as camadas da seção transversal do pavimento:

Figura 16- Seção transversal do pavimento



Fonte: DNIT (2006, p.106).

2.5.1.1 Pavimento Flexível

No pavimento flexível todas as camadas captam os carregamentos atuantes sobre o revestimento de forma semelhante, ou seja, cada camada, mais externa, absorve uma porção do carregamento e conduz o restante para as camadas mais internas, até que a última porção do carregamento seja transmitida à camada inferior, devido à deformação nas camadas desse tipo de pavimento serem elásticas. A execução de revestimento por uma camada asfáltica sobre uma base executada com britas ou com solo pedregulhoso constituem exemplos de pavimentos flexíveis (DNIT, 2006, p. 95).

Para a estrutura de pavimentos flexíveis utiliza-se bases e sub-bases flexíveis e revestimentos flexíveis, do tipo granulares, podendo ser de estabilização granulométrica, quando constituída por materiais granulares variados ou individuais que apresentam boa compactação devido à granulometria adequada, garantindo tal estabilização, podendo utilizar os seguintes materiais: britas de rocha, escória de alto forno e solos, ou de macadames hidráulicos. Ressalta-se que quando utilizada brita do tipo

macadame com tamanhos adequados os vazios desses macadames são preenchidos com solos próprios ou pó de pedra que penetram nos vazios com ajuda da irrigação (DNIT, 2006, p. 96-97).

Além disso, podem ser utilizadas bases e sub-bases estabilizadas dos tipos: solo melhorado com cimento, no qual uma pequena quantidade de cimento é adicionada ao solo; solo melhorado com cal, adicionando uma quantidade de cal menor do que a quantidade de solo para compor a mistura e solo-betume, no qual é realizada uma mistura de solo, betume e água, caracterizando bases flexíveis, além de bases betuminosas de variados tipos (DNIT, 2006, p. 96-97).

Destaca-se que os revestimentos flexíveis podem ser dos tipos betuminosos ou por calçamento. Os revestimentos flexíveis betuminosos se dão através da mistura de materiais betuminosos e agregados, com granulometria adequada para tal, sendo classificados de acordo com o método executivo, podendo ser por penetração direta ou invertida, ou por mistura, a frio ou a quente. Os revestimentos flexíveis por calçamento, recomenda-se para vias urbanas e de trânsito leve, por exemplo, são executados através do assentamento de alvenarias poliédricas, paralelepípedos ou blocos intertravados de concreto de cimento, sobre uma camada base (DNIT, 2006, p. 99-100).

2.5.1.2 Pavimento Semirrígido

O pavimento semirrígido, que possui rigidez intermediária se comparado aos demais tipos de pavimento flexível e rígido, compõe-se por revestimento com uma camada asfáltica sobre uma base cimentada, como uma base de solo cimento, por exemplo, ou de solo com outro aglutinante que possua propriedades cimentícias (DNIT, 2006, p. 95).

Quanto as bases e sub-bases utilizadas nesse tipo de pavimento podem ser as estabilizadas com aditivos, como a de solo-cimento, que é uma mistura de solo, cimento e água, essa deve ser adequadamente compactada, e a de solo-cal, que é uma mistura de solo, água e cal, estabilizada por carbonatação ou acrescida de cinza volante, estabilizada por pozolanização (DNIT, 2006, p. 97).

Os revestimentos nesse tipo de pavimento são do tipo flexíveis betuminosos, ou seja, uma camada composta por materiais granulares e materiais betuminosos, unidos por penetração ou por mistura (DNIT, 2006, p. 98).

2.5.1.3 Pavimento Rígido

No pavimento rígido, a camada de revestimento absorve a maior fração dos esforços gerados pelas ações do tráfego, isso devido a sua maior rigidez em relação às demais camadas desse tipo de pavimento. (DNIT, 2006, p. 95)

O revestimento executado nesse tipo de pavimento é do tipo rígido e funciona simultaneamente como camada de base e revestimento, constituído por uma mistura de cimento Portland, água, agregado graúdo adequado e areia como agregado miúdo, formando uma camada adensada, de forma adequada, de concreto de cimento (DNIT, 2006, p. 100).

2.5.2 Pavimentação com Revestimento Flexível por Calçamento com Blocos Intertravados de Concreto

De acordo com a Especificação de Serviço DNER-ES 327/97 (1997, p. 2) a definição de Pavimentação realizada com peças pré-moldadas de concreto é:

> [...] tipo de pavimentação adequada para estacionamentos, vias de acesso, desvios ou rodovias de tráfego leve e preferencialmente urbanos, constituído por peças pré-moldadas de concreto, com diversos formatos, colocadas justapostas, com ou sem articulação e rejuntadas com asfalto.

Portanto, esse tipo de pavimentação é adequado as vias internas do loteamento. No que diz respeito ao tipo de via, por ser uma via de tráfego leve, apenas para dar acesso aos lotes. Para o dimensionamento do pavimento será utilizada a Instrução de Projeto IP-06/2004 da SIURB/PMSP (SÃO PAULO, 2004).

A pavimentação flexível com revestimento por calçamento com blocos intertravados de concreto possui método executivo semelhante ao do calçamento com paralelepípedos, porém com algumas melhorias e

adequações. Os blocos são fabricados com formas que facilitem a transmissão do carregamento atuante sobre um bloco para os demais que se encontrarem intertravados em suas faces, propiciando atenuação das tensões sobre as camadas do pavimento e sua fundação, o subleito. [1]

Destaca-se que algumas das vantagens da execução desse tipo de pavimento são: o menor custo e prazo, se comparado a outros tipos, como os revestimentos flexíveis betuminosose os pavimentos rígidos; exige-se menor especialização da mão-de-obra devido à facilidade do processo construtivo desse pavimento; o tráfego sobre a via poder ser liberado imediatamente após a execução completa, não sendo necessário aguardar qualquer tempo de cura; pode ser construído mesmo que o nível d'água sob a via se encontre próximo à superfície; permite a execução de manutenção e melhoramento sem serviços subterrâneos, como os de canalização de esgoto, pela facilidade de remoção e posterior reutilização dos blocos sobre esses serviços. [2]

A espessura do revestimento é definida de acordo com o Quadro 5, a seguir, em função do número de repetições do eixo padrão (N), que será tratado posteriormente:

---

[1]SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-06: Dimensionamento de pavimento com blocos intertravados de concreto**. São Paulo, 2004, p. 1.

[2]SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-06: Dimensionamento de pavimento com blocos intertravados de concreto**. São Paulo, 2004, p. 1-2.

Quadro 5 – Espessura e resistência dos blocos de revestimento

TRÁFEGO	ESPESSURA REVESTIMENTO	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES
$N \leq 5x10^5$	6,0 cm	35 MPa
$5x10^5<N<10^7$	8,0 cm	35 a 50 MPa
$N \geq 10^7$	10,0 cm	50 MPa

Fonte: SIURB/PMSP - Instrução de Projeto IP-06 (2004, p. 8).

2.5.2.1 Estudo Geotécnico do Subleito

A primeira etapa do estudo geotécnico do subleito, segundo a Instrução de Projeto IP-01, engloba os serviços de campo e de laboratório, subdividindo em outras três, a saber: reconhecimento preliminar de campo; amostragem sistemática e ensaios geotécnicos. Na etapa de reconhecimento, faz-se uma visita ao local onde se pretende pavimentar, por profissionais habilitados, para que obtenha-se informações sobre a topografia do local, dados sobre drenagem das vias e se existe revestimento primário das vias em estudo.

Na etapa de amostragem, obtém-se através da execução de sondagens, nas quais, entre os furos, locados a partir das informações da etapa de reconhecimento, devem existir espaçamentos máximos de 75 metros. Faz-se necessário a execução de furos intermediários a cada 25 metros para análise tátil-visual do solo.

A profundidade dos furos de sondagem deve ser de no mínimo 1,5 metros, o perfil geotécnico do solo deve ser relatado, bem como o nível d'água, caso esse seja observado, realiza-se os furos com auxílio de equipamentos manuais como trado helicoidal e cavadeira, por exemplo. Para amostragem de subleito natural as coletas devem ser feitas no primeiro metro de profundidade do subleito, já para amostragem de subleito com camada de revestimento primário, caso essa camada supere 10 cm, devem ser coletadas amostras separadas dessa camada e do subleito natural, também com profundidade de um metro.[3]

Na terceira etapa dos serviços de campo e laboratório realiza-se ensaios

geotécnicos, de acordo com as características do material encontrado e sua granulometria, levando em conta se o subleito é natural ou se existe camada de revestimento primário, para qualificar os materiais no primeiro metro de profundidade do solo de subleito, retirando amostras separadas de duas camadas de 50 cm de profundidade, exceto quando o material dessas camadas se provar igual por meio dagranulometria e análise tátil-visual, realizadas nas etapas anteriores. [4]

Os ensaios geotécnicos podem ser realizados "*in situ*" ou em laboratórios, seguindo os processos estabelecidos nas ABNT NBR específicas para cada ensaio, e os tipos de ensaios a serem realizados em cada camada de subleito natural estão dispostos no quadro a seguir:

Quadro 6 – Ensaios geotécnicos

Camada	Ensaios "*in situ*"	Ensaios Laboratoriais
1ª Camada Profundidade: 0 a 0,5 m São realizados os mesmos ensaios em ambas as camadas, individualmente 2ª Camada Profundidade: 0,5 a 1 m	- Massa específica aparente ME-12 (SIURB/PMSP) - Umidade dos solos ME-64 (SIURB/PMSP) - Índice de Suporte "*in situ*" ME-47 ; ME-55 ou ME-56 (SIURB/PMSP)	- Compactação com equipamento miniatura / Proctor ME-53 ; ME-07 (SIURB/PMSP) - Perda por imersão de solos ME-61 (SIURB/PMSP) - Índice de Suporte e Expansão ME-54 ou ME-09 (SIURB/PMSP) - Análise granulométrica completa ME-6 (SIURB/PMSP) - LL e IP Classificação MCT ou HRB

Fonte: Adaptado da SIURB/PMSP - Instrução de Projeto IP-01 (2004, p. 4).

A camada de revestimento primário, quando existente em espessura superior a 10 cm, deve ser ensaiada separadamente das camadas de subleito natural, e posteriormente avaliada, de acordo com o quadro abaixo.

---

[3]SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-01: Instrução Geotécnica**.São Paulo, 2004,p. 2-3.
[4]*Ibid*., 2004, p. 3.

Quadro 7 - Ensaios Geotécnicos para a Camada de Revestimento Primário

Camada	Ensaios Laboratoriais	Ensaios em Campo	Condição de Uso da Camada
Revestimento Primário	CBR / Expansão ME-12 (SIURB/PMSP)	Deflexão pela Viga Benkelman ME-46 (SIURB/PMSP)	
		≤ 160 (1/100 mm)	Poderá ser utilizada em sua condição natural, adotando CBR > 20%
		> 160 (1/100 mm)	Poderá ser usada, mas trabalhada

Fonte: Adaptado da SIURB/PMSP - Instrução de Projeto IP-01 (2004, p. 5).

A segunda etapa do estudo geotécnico do subleito trata-se da etapa de serviços de escritório. Nessa etapa são confeccionados documentos a partir dos estudos realizados na primeira etapa. Para o perfil geológico-geotécnico devem ser indicados os posicionamentos dos furos realizados na sondagem, as profundidades de cada furo e de cada camada estudada, além dos índices obtidos nos ensaios e a identificação tátil-visual realizada. Nessa etapa, também, são indicados os universos dos solos, separados de acordo com intervalos dos resultados obtidos nos ensaios determinantes do CBR ou mini-CBR em U1, no qual o CBR ou mini-CBR são menores do que 4%; U2, no qual o CBR é menor ou igual a 4% ou o mini-CBR é menor do que 8%; U3, no qual o CBR é menor ou igual a 8% ou o mini-CBR é menor do que 12% e U4 no qual os solos apresentam CBR ou mini-CBR maiores ou iguais a 12%. [5]

O segundo serviço de escritório realizado é a confecção da planta de locação das investigações, na qual devem ser apresentadas informações a respeito da via, como largura da seção transversal, localização e larguras das vias transversais corretamente identificadas por seus nomes e os detalhes das localizações dos furos de sondagem realizados. [6]

O terceiro serviço de escritório é a realização do cálculo do suporte do subleito.

---

[5]SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-01: Instrução Geotécnica**. São Paulo, 2004, p. 6-7.

[6]*Ibid*., 2004, p.8.

para o projeto. Nessa etapa serão tratados estatisticamente os dados geotécnicos obtidos. Uma forma de tratar esses dados é através da distribuição “t”de Student, que é um tipo de distribuição, que relaciona valores de t com o número de amostras analisadas “n”, conforme a figura a seguir . [8]

Quadro 8 - Valores de “t” de Student

n-1	$t_{0,90}$	n-1	$t_{0,90}$	n-1	$t_{0,90}$	n-1	$t_{0,90}$
1	3,08	11	1,36	21	1,32	40	1,30
2	1,89	12	1,36	22	1,32	60	1,30
3	1,64	13	1,35	23	1,32	120	1,29
4	1,53	14	1,34	24	1,32	∞	1,28
5	1,48	15	1,34	25	1,32		
6	1,44	16	1,34	26	1,32		
7	1,42	17	1,33	27	1,31		
8	1,40	18	1,33	28	1,31		
9	1,38	19	1,33	29	1,31		
10	1,37	20	1,32	30	1,31		

Fonte: Instrução Geotécnica – IP-01/2004 (SIURB/PMSP, 2004, p.10).

Para garantir confiabilidade de 95% no valor do CBR de projeto calculado, utiliza-se as equações 35 e 36, respectivamente,para determinar os valores de CBR e S, e, posteriormente, utilizar esses valores na equação 37 e determinar o CBR de projeto – CBRp. [9]

$$\overline{CBR} = \frac{\Sigma CBRi}{n} \qquad (50)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum CBRi - CBR)^2}{n-1}} \qquad (51)$$

$$CBRp = CBR - \frac{S \times t0{,}90}{\sqrt{n}} \qquad (52)$$

Na impossibilidade de realização do ensaio de CBR, que é um pouco mais complexo que os demais, pode-se utilizar o Quadro 8, a seguir, que estima tais valores em função do grupo SUCS em que o solo em análise está enquadrado:

---

[7]SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-01: Instrução Geotécnica**. São Paulo, 2004, p.10.

[8]*Ibid*, 2004, p. 6-7.

Quadro 9 - Valores prováveis de CBR para os grupos SUCS

Solos	CBR
GW	40 a mais de 80
GP	30 a mais de 60
GM	20 a mais de 60
GC e SW	20 a 40
SP e SM	10 a 40
SC	5 a 20
ML, CL, CH	15 a menos de 2
MH	10 a menos de 2
OL, OH	5 a menos de 2

Fonte: DNIT (2006).

2.5.2.2 Tráfego

A via a ser pavimentada, de acordo com a Instrução de Projeto IP-02, deve ser classificada de acordo com parâmetros relacionados ao tráfego local, à sua geometria, levando em conta a utilização do solo nas suas margens, com o intuito de identificar o método mais adequado para a execução da pavimentação que atenda aos usuários da via, proporcionando conforto e segurança. A carga máxima adotada é a de 10 toneladas por eixo simples de rodagem dupla, que é a carga máxima legal permitida no Brasil. As classificações das vias e os principais parâmetros do tráfego estão relacionados no quadro a seguir:[9]

[9]SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-01: Classificação das Vias**. São Paulo, 2004, p. 4.

Quadro 10 – Classificação das Vias e Parâmetros de Tráfego

Função predominante	Tráfego previsto	Vida de projeto	Volume inicial faixa mais carregada		Equiva-lente / Veículo	N	N característico
			Veículo Leve	**Caminhão/ Ônibus**			
Via local	LEVE	10	100 a 400	4 a 20	1,50	$2,70 \times 10^4$ a $1,40 \times 10^5$	10^5
Via Local e Coletora	MÉDIO	10	401 a 1500	21 a 100	1,50	$1,40 \times 10^5$ a $6,80 \times 10^5$	5×10^5
Vias Coletoras e Estruturais	MEIO PESADO	10	1501 a 5000	101 a 300	2,30	$1,4 \times 10^6$ a $3,1 \times 10^6$	2×10^6
	PESADO	12	5001 a 10000	301 a 1000	5,90	$1,0 \times 10^7$ a $3,3 \times 10^7$	2×10^7
	MUITO PESADO	12	> 10000	1001 a 2000	5,90	$3,3 \times 10^7$ a $6,7 \times 10^7$	5×10^7
Faixa Exclusiva de Ônibus	VOLUME MÉDIO	12		< 500		3×10^6 (1)	10^7
	VOLUME PESADO	12		> 500		5×10^7	5×10^7

Fonte: Adaptado da SIURB/PMSP - Instrução de Projeto IP-02 (2004, p. 4).

2.5.2.3 Estrutura do Pavimento

O dimensionamento do pavimento com revestimento flexível por calçamento com blocos intertravados de concreto tomará como base os dois métodos recomendados pela ABCP, procedimentos A e B, nos quais as espessuras das camadas do pavimento serão definidas através, da leitura direta de dois gráficos. O procedimento A é o mais adequado no dimensionamento de pavimentos de vias com tráfego leve, portanto, esse será utilizado no presente trabalho. [10]

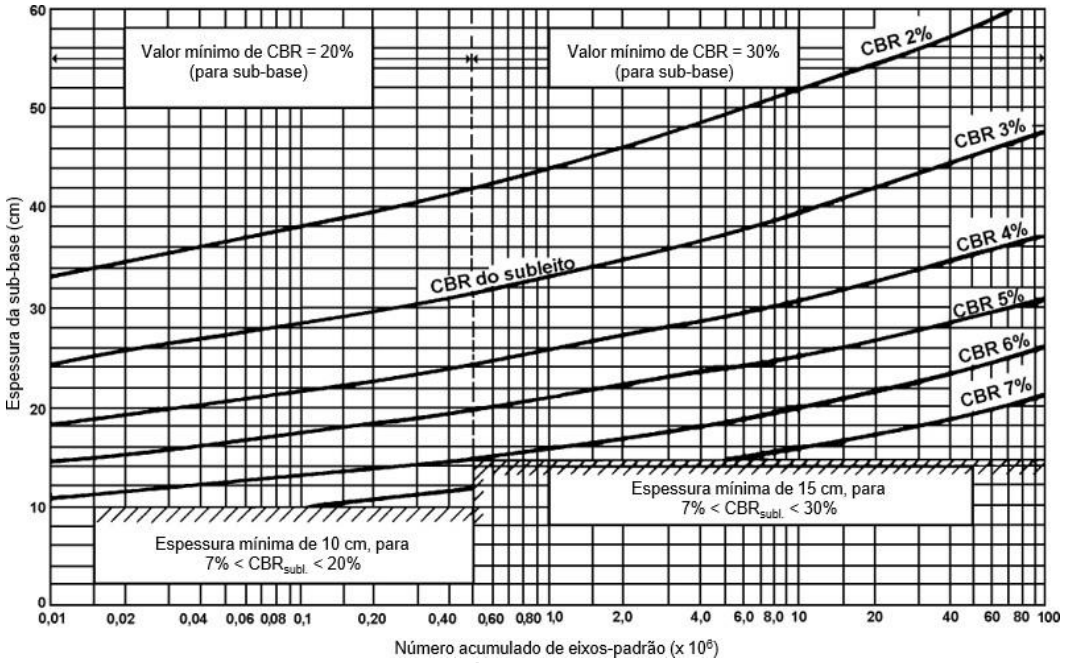
2.5.2.4 Dimensionamento

O pavimento dimensionado pelo procedimento A da ABCP dispensa o uso de camada de base quando o tráfego na via é leve, diminuindo os custos da estrutura. Caso o CBR calculado do subleito tenha valor maior ou igual a 20%, a camada de sub-base, também, pode ser dispensada, caso negativo, o material utilizado na execução dessa camada precisa ter esse valor mínimo

[10] SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-06: Dimensionamento de pavimento com blocos intertravados de concreto**. São Paulo, 2004, p. 5.

na execução dessa camada precisa ter esse valor mínimo de CBR de 20% e sua espessura deve ser estabelecida através do gráfico abaixo, retirado do EstudoTécnico – 27 da ABCP (CARVALHO, 1998). [11]

Gráfico 1 – Espessura Necessária de Sub-base



Fonte: ABCP – Estudo Técnico ET-27 (1998, p. 22).

Os blocos da camada de revestimento devem ser fabricados de cimento Portland, agregados e água, podendo ser adicionados aditivos e pigmentos, seguindo as orientações da ABNT NBR 9781/2013 – Peças de concreto para pavimentação – Especificação e métodos de ensaio. As medidas estabelecidas para as peças são de: no máximo 250 mm para comprimento nominal; mínimo de 97 mm de largura na área que receberá carregamento e espessura mínima de 60 mm, que aumenta de 20 em 20 mm, caso necessário. As formas das peças podem ser dos tipos: I, formas próximas à retangular, permitindo o assentamento em filas ou em formato de espinha de peixe; II, formato único com assentamento em fileiras; III, formatos geométricos como trapézios e hexágonos, com pesos superiores a 4 kg e

[11] SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-06: Dimensionamento de pavimento com blocos intertravados de concreto**. São Paulo, 2004, p. 7.

IV, que são conjuntos de peças diferentes ou peça com junta falsa. A resistência característica à compressão da peça deve ser de, no mínimo, 35 MPa e a espessuradas peças deve ser de 6 cm para vias de tráfego leve. As peças devem possuir índice máximo de absorção de água de 6% (ABNT, 2013).

2.5.2.5 Pressupostos do Dimensionamento

No que tange a realização do dimensionamento, pressupõe-se uma drenagem adequada superficial e localização do nível d'água a mais de 1,5 metros do greide de terraplenagem; todas as camadas serão executadas com devido controle; a camada de assentamento deve ser executada com areia, sendo admitido o uso de pó de pedra em sua substituição; blocos de concreto devem ser fabricados respeitando as especificações contidas na ABNT NBR 9781:2013 e não possuam defeitos; a via pavimentada deve ser dotada de infraestrutura de drenagem das águas superficiais, redes de água potável e esgoto. [12]

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Projeto de Engenharia Civil

Para a elaboração do projeto de engenharia civil foi utilizada a área total de, aproximadamente, 7,93 hectares. Da área total, 62,67% foi desmembrada em lotes, totalizando 49.662,32 m² divididos em 166 lotes. Uma área de 1.859,24 m² ficou reservada para doação à Prefeitura Municipal de Itaperuna e outra área de 8230,67m² ficou reservada para a área verde, que será utilizada para a área comum do loteamento, na qual será construído um parque. Para o reservatório de água potável foi utilizada uma área de 737,98m² e as vias e calçadas ocuparam um total de 18.749,74m².

Os lotes que tem testada voltada para a via principal do loteamento foram projetados com maiores dimensões do que os demais, para que possam ser utilizados como estabelecimentos comerciais que demandam maior área. Os lotes possuem metragem de aproximadamente, 240.00 m² ou 336.00 m², com testada de 12 m.

Entre os lotes que fazem divisa pelos fundos foi projetada uma faixa de servidão com largura de 3 metros, para a passagem de redes de esgoto ou de água potável, quando a faixa de servidão apresentar melhor alternativa de custo-benefício em relação a passagem dessas redes pelas vias, ou quando o desnível não permitir a passagem das redes pelas vias. Também foi projetada uma faixa de servidão na margem superior do loteamento, por onde a rede de abastecimento de água passa para chegar até as vias e ser distribuída por gravidade, na maior parte do trecho.

---

[12] SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-06: Dimensionamento de pavimento com blocos intertravados de concreto**.São Paulo, 2004, p. 11-13.

3.2 Projeto de abastecimento de água potável

$$Q_{consumida} = \frac{47.000 \times 8,5 \times 1,20}{60 \times 60 \times 24}$$

$$Q_{consumida} = 5,549\ L/s$$

De posse da vazão consumida é necessário calcular o volume consumido:

$$V_{consumido} = \frac{5,549 \times 60 \times 60 \times 24}{1000}$$

$$V_{consumido} = 479,434\ m^3$$

Por fim, calcula-se o volume de água a ser reservada:

$$V_{reservatório} = \frac{479,434}{3}$$

$$V_{reservatório} = 159,811\ m^3$$

De posse deste valor e seguindo o Quadro 1, serão utilizados dois reservatórios metálicos tubulares de 80.000 L cada, o que corresponde a 160 m³, conforme dimensões comercialmente adotadas.

3.2.1 Dimensionamento da Rede de Distribuição

A rede dimensionada será de padrão ramificado, acompanhando as ruas e, em alguns casos, as faixas de servidão demonstradas no projeto. A vazão média consumida pelo loteamento no final de plano é dada por:

$$Q_{média} = \frac{47.000 \times 8,5 \times 1,20 \times 1,50}{60 \times 60 \times 24}$$

$$Q_{média} = 8,323\ L/s$$

Dividindo-se a vazão encontrada pela extensão total da rede de abastecimento, que é de 1.452,90 m, têm-se a vazão em marcha do sistema:

$$Q_{marcha} = \frac{8,323}{1.452,90}$$

$$Q_{marcha} = 0,0058\ (l/s)/m$$

Os valores encontrados a seguir seguiram a metodologia de cálculo expressa no item 2.2.9 e estão representadas em projeto anexo a este caderno, resultando nos seguintes valores:

Quadro 11 – Dimensionamento da rede de distribuição: Extensão e cotas

Trecho	Extensão (m)	Cotas do terreno (m)	
		Jusante	Montante
1-2	24,09	481	477
2-3	42	477	465
3-4	93,66	465	438
2-5	5,53	477	480
5-6	61	480	477
6-7	143,16	477	435
6-8	62,33	477	471
8-9	5,85	471	472
9-10	142,7	472	431
9-11	92,32	472	474
11-12	171,51	474	430
11-13	42,47	474	472
13-14	7,29	472	470
14-15	30,92	470	459
15-16	175,6	459	425
15-17	55,88	459	449
17-18	13,36	449	447
18-19	32,69	447	442
19-20	32,49	442	438
20-21	107,11	438	423
20-22	10,34	438	438
22-23	41,73	438	431
23-24	81,49	431	420

Fonte: Autores (2022)

Quadro 12 - Dimensionamento da rede de distribuição: Vazões

Vazões				
Contribuição (L/s)	Jusante (L/s)	Montante (L/s)	Cálculo (L/s)	Cálculo (m^3/s)
0,139722	0	0,139722	0,069861	0,000069861
0,2436	0,13972	0,383322	0,261522	0,000261522
0,543228	0,38332	0,92655	0,654936	0,000654936
0,032074	0,13972	0,171796	0,155759	0,000155759
0,3538	0,1718	0,525596	0,348696	0,000348696
0,830328	0,5256	1,355924	0,94076	0,00094076
0,361514	0,5256	0,88711	0,706353	0,000706353
0,03393	0,88711	0,92104	0,904075	0,000904075
0,82766	0,92104	1,7487	1,33487	0,00133487
0,535456	0,92104	1,456496	1,188768	0,001188768
0,994758	1,4565	2,451254	1,953875	0,001953875
0,246326	1,4565	1,702822	1,579659	0,001579659
0,042282	1,70282	1,745104	1,723963	0,001723963
0,179336	1,7451	1,92444	1,834772	0,001834772
1,01848	1,92444	2,94292	2,43368	0,00243368
0,324104	1,92444	2,248544	2,086492	0,002086492
0,077488	2,24854	2,326032	2,287288	0,002287288
0,189602	2,32603	2,515634	2,420833	0,002420833
0,188442	2,51563	2,704076	2,609855	0,002609855
0,621238	2,70408	3,325314	3,014695	0,003014695
0,059972	2,70408	2,764048	2,734062	0,002734062
0,242034	2,76405	3,006082	2,885065	0,002885065
0,472642	3,00608	3,478724	3,242403	0,003242403

Fonte: Autores (2022)

Quadro 13 - Dimensionamento da rede de distribuição: Diâmetros e velocidade

Diâmetros		Velocidade (m/s)
Interno (mm)	Interno (m)	
50	0,05	0,035580965
50	0,05	0,133195989
50	0,05	0,333566004
50	0,05	0,079329747
50	0,05	0,177594652
50	0,05	0,479139265
50	0,05	0,359753239
75	0,075	0,204646754
100	0,1	0,16996594
100	0,1	0,151363107
100	0,1	0,248782429
100	0,1	0,201134363
100	0,1	0,21950826
100	0,1	0,233617317
100	0,1	0,309874901
100	0,1	0,265668248
100	0,1	0,291235142
100	0,1	0,308239121
100	0,1	0,33230686
100	0,1	0,38385421
100	0,1	0,348121853
100	0,1	0,367348719
100	0,1	0,412847748

Fonte: Autores (2022)

Quadro 14 - Dimensionamento da rede de distribuição: Perdas de carga e cotas piezométricas

Perdas de carga		Cotas piezométricas (m)	
Unitária (m.c.a)	Trecho (m.c.a/m)	Jusante	Montante
0,0011893723971	0,028651981	491,00	491,03
0,0239019173191	1,003880527	491,03	492,03
0,2918183901490	27,33171042	492,03	519,36
0,0012053316904	0,006665484	491,03	491,04
0,0591425198862	3,607693713	491,04	494,64
0,8722936626408	124,8775607	494,64	619,52
0,2233796977274	13,92325656	494,64	508,57
0,0045966380104	0,026890332	508,57	508,59
0,0568432736498	8,11153515	508,59	516,70
0,0296700150542	2,73913579	508,59	511,33
0,1383478476161	23,72803934	511,33	535,06
0,0231080718252	0,98139981	511,33	512,31
0,0046635797202	0,033997496	512,31	512,35
0,0221991155714	0,686396653	512,35	513,03
0,2127289489496	37,35520344	513,03	550,39
0,0509047490370	2,844557376	513,03	515,88
0,0144281552158	0,192760154	515,88	516,07
0,0392156951615	1,281961075	516,07	517,35
0,0447986963601	1,455509645	517,35	518,81
0,1928994062567	20,6614554	518,81	539,47
0,0155393106855	0,160676472	518,81	518,97
0,0692785342463	2,890993234	518,97	521,86
0,1679469489931	13,68599687	521,86	535,55

Fonte: Autores (2022)

Quadro 15 - Dimensionamento da rede de distribuição: Pressões disponíveis

Pressões disponíveis (m)	
Jusante	Montante
10,00	14,03
14,03	14,03
14,03	14,03
14,03	14,03
14,03	14,03
14,03	14,03
14,03	37,57
37,57	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59
36,59	36,59

Fonte: Autores (2022)

É importante ressaltar que foram instaladas válvulas reguladoras de pressão (VRP) após os nós 2, 3, 5, 6, 9, 11, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 10, 22 e 23 para que as pressões acima demonstradas fossem possíveis. Como a inclinação do terreno é muito alta, não foi possível controlar as pressões nos trechos apenas alterando o diâmetro e a cota de fundo do reservatório. A outra solução seria instalar vários reservatórios no loteamento, entre seis e oito unidades, opção que o grupo considerou não ser economicamente viável para o empreendimento.

Foi adotado o modelo comercial VA – 101 para a VRP. Este equipamento detecta a pressão onde é inserido e mantém esse valor constante ao longo dotrecho. Dessa forma, sempre que a pressão calculada em um trecho foi superior ao limite máximo permitido, instalou-se uma VRP do tipo referido no início desse trecho (a jusante) para controle da pressão. Os trechos

utilizaram tubos PVA PBC, próprios para condução de água potável em sistemas enterrados.

3.2.2 Locação de Hidrantes

De acordo com os quadros 2 e 3 e tendo em vista as dimensões do projeto foram instalados sete hidrantes do tipo Categoria D – Azul em pontos especificados no projeto.

3.3 Projeto de rede de drenagem pluvial

Quanto ao projeto de rede de drenagem pluvial, primeiramente realizou-se um esboço do traçado da rede, bem como da locação inicial dos poços de visita. Após ajustes na locação dos poços de visita, que foram distribuídos nos eixos das vias do loteamento, deu-se prosseguimento ao dimensionamento da rede de drenagem.

Para otimizar a apresentação dos resultados, confeccionou-se uma planilha com as informações do dimensionamento, a qual dividiu-se em 25 colunas, sendo: colunas de 1 a 5 apresenta o dimensionamento do poço de visita, de 6 a 14 o dimensionamento da bacia a escoar para jusante e de 15 a 25 o dimensionamento da galeria.

- Coluna 1 – Número do poço de visita.
- Coluna 2 – Terreno. Apresenta-se a elevação em que se encontra o topo do poço de visita, em metros.
- Coluna 3 – Nível de água. Apresenta a altura da água acima da cota de fundo do poço de visita, que é dada pela soma da cota de fundo (coluna 4) com a altura de água dentro do tubo (coluna 21), em metros.
- Coluna 4 – Cota de fundo. Apresenta a cota de fundo do poço de visita, dada pela diferença entre a cota de topo (coluna 2) e a soma do recobrimento mínimo do tubo (coluna 5) com o diâmetro do tubo (coluna 17), em metros.
- Coluna 5 – Recobrimento mínimo. Apresenta o recobrimento mínimo do tubo de concreto em relação ao greide da rua, dado pela equação 28.
- Coluna 6 – Área. Apresenta a área da bacia que escoa para o poço de visita que está sendo dimensionado, em metros quadrados.
- Coluna 7 – Coeficiente de escoamento superficial. Denomina-se o

coeficiente como a relação entre o volume precipitado e o volume que escoa na superfície, dado em função da ocupação do solo da bacia estudada, através do quadro a seguir:

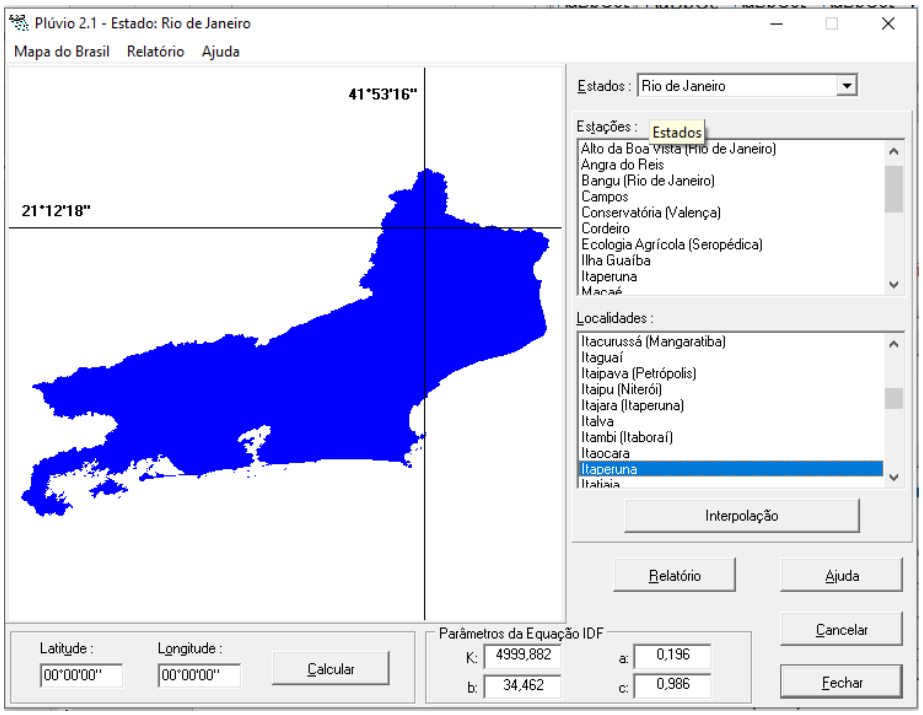
Quadro 16 – Coeficiente de escoamento superficial

Zonas	Valores de C
De edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas;	0,70 a 0,95
De edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas;	0,60 a 0,70
De edificação com pouca superfície livre: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas;	0,50 a 0,60
De edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais tipo cidade-jardim, ruas macadamizadas ou pavimentadas;	0,25 a 0,50
De subúrbios com alguma edificação: partes de arrebaldes com pequena densidade de construções;	0,10 a 0,25
De matas, parques e campos de esporte: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques e campos de esporte sem pavimentação.	0,05 a 0,20

Fonte: Wilken (1978)

- Coluna 8 – Área total. Trata-se da área da bacia acumulada de todos os poços de visita a montante do dimensionado, em metros quadrados.
- Coluna 9 – Coeficiente de distribuição (redução). Esse possui o papel de fazer a redução da chuva em relação à área da bacia. Se a bacia de contribuição do poço de visita for menor do que 10.000 m², o valor desse coeficiente é igual a 1,0.
- Coluna 10 –Tempo de concentração. De acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006) “o tempo de concentração mínimo adotado em sistemas urbanos é de t = 10 minutos”.
- Coluna 11 – Intensidade Pluviométrica. O valor da intensidade pluviométrica pode ser calculado através da equação 18, e as constantes dessa equação que variam com o local de estudo são dadas pela imagem a seguir, retirada do software Plúvio 2.1.

Figura 17 - Coeficientes para determinação da intensidade pluviométrica



Fonte: Autores (2022).

- Coluna 12 – Coeficiente de deflúvio. Utiliza-se o mesmo para corrigir a superestimação das vazões de pico, dado pela equação 19.
- Coluna 13 – Deflúvio parcial. Trata-se da vazão de projeto no poço de visita dimensionado, dada pela equação 20.
- Coluna 14 – Deflúvio total a escoar. É o somatório dos deflúvios parciais dos poços de visita a montante, para o cálculo do trecho de galeria a jusante.
- Coluna 15 – Trecho de galeria.
- Coluna 16 – Declividade “S”. É a declividade do trecho dimensionado, obtida através das cotas de topo dos poços de visita do trecho e a extensão do trecho.
- Coluna 17 – Diâmetro “D”. Nessa coluna realiza-se a estimativa do diâmetro do trecho, de acordo com os diâmetros comerciais, para futura verificação da velocidade e enchimento do tudo. Caso a velocidade ou o enchimento não permaneça dentro dos padrões, faz-se a tentativa com outro diâmetro.
- Coluna 18 – Parâmetro K. Apresenta-se o valor do fator de condução K, que é determinado através da equação 22.
- Coluna 19 – Parâmetro “C_2”. Tal parâmetro pode ser obtido através da equação 23.

- Coluna 20 – Enchimento y/d. Trata-se da razão entre o tirante normal e o diâmetro do tubo, e pode ser obtido, de posse do valor de C_2, através da tabela 51 do Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006).
- Coluna 21 – Normal. É o tirante normal (y), representa a altura da lâmina d'água dentro do tubo, podendo ser determinada através da equação 24.
- Coluna 22 – Parâmetro "C_1". É definido por meio da tabela 51 do Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006).
- Coluna 23 – Velocidade de escoamento. A velocidade de escoamento pode ser determinada através da equação 26, devendo resultar no intervalo de 0,75 a 5,0 m/s.
- Coluna 24 – Extensão. Representa a extensão do trecho, ou seja, a distância entre os dois poços de visita, em metros.
- Coluna 25 – Tempo de Percurso. É o tempo que a água leva para percorrer o trecho da galeria, dado pela equação 29.

As planilhas abaixo demonstram o dimensionamento do trecho da rede de drenagem em cada rua, iniciando na Rua A e terminando na Rua H.

Quadro 17 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua A

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA A

POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. de escoa-mento	Área total (m²)	Coef. de distri-buição (redução)	Tempo de concen-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
1	471	470,06	470	0,6	963,69	0,7	963,69	1	10	126,2703511	0,548533525	0,01297889	0,012979
2	453,2	452,268	452,2	0,6	3730,77	0,7	4694,46	1	10,9112	122,6486459	0,559260403	0,04975891	0,062738
17	432,9	-	-	-	2797,85	0,7	7492,31	1	11,1644	121,6835903	0,562071967	0,03720865	0,099946

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho De galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro "D" (m)	Parâmetro K	Parâmetro "c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro "c1"	Velocidade "v"(m/s)	Extensão"L" (m)	Tempo de percurso(min)
T01-02	0,29661723	0,4	0,0238308	0,0035666	0,15	0,06	0,0739	1,097673133	60,01	0,91117
T02-17	0,27428726	0,4	0,1197916	0,0179285	0,17	0,068	0,0805	4,870946858	74,01	0,253236

Fonte: Autores (2022).

Quadro 18 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua B

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA B													
POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. De escoa-mento	Área total (m²)	Coef. de distri-buição (redução)	Tempo de concen-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
3	469,1	468,16	468,1	0,6	1411,56	0,7	1411,56	1	10	126,2703511	0,548533525	0,01901076	0,019011
4	450,8	449,872	449,8	0,6	3854,53	0,7	5266,09	1	10,6245	123,7625782	0,555991307	0,05157323	0,070584
18	430,7	-	-	-	2730,79	0,7	7996,88	1	10,8807	122,765926	0,558917432	0,03643421	0,107018

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho de galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro"D" (m)	Parâmetro K	Parâmetro "c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro"c1"	Velocidade "v" (m/s)	Extensão"L" (m)	Tempo de percurso (min)
T03-04	0,30378486	0,4	0,0344918	0,0051622	0,15	0,06	0,0739	1,607811109	60,24	0,624451
T04-18	0,28478322	0,4	0,1322662	0,0197955	0,18	0,072	0,0961	4,590529852	70,58	0,256252

Fonte: Autores (2022).

Quadro 19 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua C

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA C

POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. de escoa-mento	Área total (m²)	Coef. Dedistri buição (redução)	Tempo de concen-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
5	463,7	462,76	462,7	0,6	1634,3	0,7	1634,3	1	10	126,2703511	0,548533525	0,02201065	0,022011
6	446,4	445,472	445,4	0,6	3839,74	0,7	5474,04	1	10,5372	124,1061675	0,55497768	0,05142405	0,073435
19	428,4	-	-	-	2340,86	0,7	7814,9	1	10,7728	123,1832802	0,557694628	0,03126938	0,104704

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho de galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro"D" (m)	ParâmetroK	Parâmetro"c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro"c1"	Velocidade "v"(m/s)	Extensão "L" (m)	Tempo de percurso (min)
T05-06	0,28833333	0,4	0,0409906	0,0061348	0,15	0,06	0,0739	1,861518955	60	0,537196
T06-19	0,26658768	0,4	0,1422266	0,0212862	0,18	0,072	0,0961	4,775926479	67,52	0,235626

Fonte: Autores (2022).

Quadro 20 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua D

POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. De escoa-mento	Área total (m²)	Coef. de distri-buição (redução)	Tempo de concen-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
7	468,8	467,86	467,8	0,6	1343,53	0,7	1343,53	1	10	126,2703511	0,548533525	0,01809454	0,018095
8	455,2	454,264	454,2	0,6	3091,47	0,7	4435	1	10,5445	124,0771347	0,555063428	0,04139949	0,059494
9	442,3	441,09	441	0,7	3197,37	0,7	7632,37	1	10,7154	123,4067561	0,557038375	0,04273783	0,102232
20	425,8	-	-	-	2145,52	0,7	9777,89	1	10,9979	122,3160841	0,560231407	0,02858769	0,13082

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA D

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho de galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro"D" (m)	Parâmetro K	Parâmetro"c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro"c1"	Velocidade "v" (m/s)	Extensão"L" (m)	Tempo de percurso(min)
T07-08	0,272	0,4	0,0346947	0,0051925	0,15	0,06	0,0739	1,530322806	50	0,544547
T08-09	0,27446809	0,4	0,1135605	0,0169959	0,16	0,064	0,0811	4,584927747	47	0,17085
T09-20	0,25330058	0,6	0,2031272	0,0103112	0,15	0,09	0,0739	3,842724943	65,14	0,282525

Fonte: Autores (2022).

Quadro 21 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua E

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA E

POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col (3)	Col (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. de escoa-mento	Área total (m²)	Coef. de distri-buição (redução)	Tempo de concen-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
10	454,6	453,66	453,6	0,6	2648,59	0,7	2648,59	1	10	126,2703511	0,548533525	0,03567096	0,035671
11	443,3	442,38	442,3	0,6	2990,8	0,7	5639,39	1	10,2935	125,0775296	0,552098215	0,04015865	0,07583
12	433,7	432,8	432,7	0,6	2815,02	0,7	8454,41	1	10,4886	124,2983109	0,554409729	0,03772012	0,11355
21	423,1	-	-	-	1834,07	0,7	10288,48	1	10,7033	123,4539107	0,5568997687	0,02451847	0,138068

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho de galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro"D" (m)	Parâetro K	Parâmetro"c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro "c1"	Velocidade "v"(m/s)	Extensão "L" (m)	Tempo de percurso (min)
T10-11	0,2127259	0,4	0,0773401	0,011575	0,15	0,06	0,0739	3,016827075	53,12	0,293465
T11-12	0,192	0,4	0,1730565	0,0259003	0,2	0,08	0,111	4,269682543	50	0,195175
T12-21	0,17800168	0,4	0,2691373	0,0402801	0,25	0,1	0,1535	4,623358487	59,55	0,214671

Fonte: Autores (2022).

Quadro 22 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua F

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA F

POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. de escoa-mento	Área total (m²)	Coef. de distri-buição (redução)	Tempo de concen-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
13	452	451,06	451	0,6	2052,23	0,7	2052,23	1	10	126,2703511	0,548533525	0,02763924	0,027639
14	436	435,068	435	0,6	1673,55	0,7	3725,78	1	10,349	124,8546342	0,552760785	0,02245826	0,050098
15	429	428,088	428	0,6	2087,05	0,7	5812,83	1	10,5588	124,0210468	0,555229031	0,02794447	0,078042
22	421,5	-	-	-	1367,17	0,7	7180	1	10,812	123,0312179	0,558140574	0,0182548	0,096297

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho de galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro"D" (m)	ParâmetroK	Parâmetro"c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro"c1"	Velocidade "v"(m/s)	Extensão"L" (m)	Tempo de percurso (min)
T13-14	0,32686415	0,4	0,048344	0,0072353	0,15	0,06	0,0739	2,337554332	48,95	0,349011
T14-15	0,14300306	0,4	0,1324779	0,0198271	0,17	0,068	0,0805	3,889557714	48,95	0,20975
T15-22	0,12759442	0,4	0,2184804	0,0326986	0,22	0,088	0,1261	3,868059979	58,78	0,253271

Fonte: Autores (2022).

Quadro 23 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua G

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA G

POÇO DE VISITA													
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobri-mento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. de escoa-mento	Área total (m²)	Coef. de distri-buição (redução)	Tempo de conce n-tração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
16	426,2	425,26	425,2	0,6	1685,23	0,7	1685,23	1	10	126,2703511	0,548533525	0,02269652	0,022697
23	418,6	-	-	-	2307,33	0,7	3992,56	1	10,5292	124,1377238	0,554884458	0,03090378	0,0536

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. (17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col. (24)	Col. (25)
Trecho de galeria entre PV'S	Declividade"S" (m/m)	Diâmetro"D" (m)	ParâmetroK	Parâmetro"c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro"c1"	Velocidade "v"(m/s)	Extensão"L" (m)	Tempo de percurso (min)
T16-23	0,12469237	0,4	0,0642746	0,0096196	0,15	0,06	0,0739	1,919529822	60,95	0,5292095

Fonte: Autores (2022).

Quadro 24 – Dimensionamento de rede de drenagem pluvial – Rua H

DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DRENAGEM PLUVIAL - RUA H

POÇO DE VISITA					BACIA A ESCOAR PARA JUSANTE								
LOCAÇÃO	COTAS NO POÇO DE VISITA				BACIA CONSIDERADA			CONTRIBUIÇÃO PARCIAL					
Col. (1)	Col. (2)	Col. (3)	Col. (4)	Col. (5)	Col. (6)	Col. (7)	Col. (8)	Col. (9)	Col. (10)	Col. (11)	Col. (12)	Col. (13)	Col. (14)
Nº do P.V.	Terreno(m)	N.A.	C.F.	Recobrimento mínimo (m)	Área (m²)	Coef. de escoamento	Área total (m²)	Coef. de distribuição (redução)	Tempo de concentração	Intensidade pluviométrica(mm/h)	Coef. de deflúvio (f)	Deflúvio parcial (m³/s)	Deflúvio total a escoar (m³/s)
17	432,9	432,052	431,9	0,6	1154,77	0,7	1154,77	1	10	126,2703511	0,548533525	0,11549878	0,115499
18	430,7	429,944	429,7	0,6	2605,22	0,7	3759,99	1	10,4151	124,5906141	0,553544185	0,14195455	0,257453
19	428,4	427,346	427,1	0,7	2813,74	0,7	6573,73	1	10,7708	123,1913071	0,557671075	0,14229102	0,399744
20	425,8	424,8	424,5	0,7	2781,49	0,7	9355,22	1	11,1006	121,925097	0,561370129	0,16783776	0,567582
21	423,1	422,148	421,8	0,7	2639,75	0,7	11994,97	1	11,4121	120,7563493	0,564755913	0,17307307	0,740655
22	421,5	420,204	419,9	0,8	1229,1	0,7	13224,07	1	11,572	120,1658747	0,566456398	0,11256463	0,85322
23	418,6	416,98	416,7	0,9	1469,65	0,7	14693,72	1	11,7816	119,4021482	0,568646066	0,07300307	0,926223
24	415,8	415,18	414,9	0,9	1577	0,7	16270,72	1	11,9657	118,7406502	0,570533921	0,02077343	0,946996

GALERIA										
Col. (15)	Col. (16)	Col. 17)	Col. (18)	Col. (19)	Col. (20)	Col. (21)	Col. (22)	Col. (23)	Col.(24)	Col. (25)
Trechode galeriaentre PV'S	Declividade "S"(m/m)	Diâmetro "D"(m)	Parâmetro K	Parâmetro "c2"	Y/d normal	Normal (m)	Parâmetro "c1"	Velocidade "v"(m/s)	Extensão "L" (m)	Tempo de percurso(min)
T17-18	0,03351615	0,4	0,6308852	0,0944207	0,38	0,152	0,2739	2,635514325	65,64	0,415099
T18-19	0,03362573	0,4	1,4039856	0,2101258	0,61	0,244	0,502	3,205345221	68,4	0,355656
T19-20	0,03587196	0,6	2,1105943	0,1071383	0,41	0,246	0,3032	3,662272345	72,48	0,32985
T20-21	0,03601441	0,6	2,990822	0,1518206	0,5	0,3	0,393	4,01174804	74,97	0,31146
T21-22	0,03824092	0,6	3,7874937	0,1922613	0,58	0,348	0,472	4,358846435	41,84	0,159981
T22-23	0,04737788	0,8	3,9198832	0,0923939	0,38	0,304	0,2739	4,867309116	61,21	0,209596
T23-24	0,05174644	1	4,0716952	0,052932	0,29	0,28	0,189	4,90065018	54,11	0,184023

Fonte: Autores (2022).

Dimencionou-se 24 poços de visita e 23 trechos de galeria. O diâmetro dos tubos variou de 0,40 a 1,00 m, sendo que 17 trechos utilizou-se tubos de 0,40

m, em 4 trechos, tubos de 0,60 m, em um trecho tubo de 0,80 m e no último tubo de 1,00 m.

3.4 Projeto de esgotamento sanitário

Embasando-se na ABNT NBR 9649:1986, adotou-se o valor de 0,90 de recobrimento mínimo sobre a geratriz superior do tubo. A altura mínima dos poços de visita foi de 1,10 m e o diâmetro adotado dos tubos, para a rede de esgoto, foi de 100 mm. A rede de esgoto traçada atingiu uma extensão total de 1530,89 metros.

3.4.1 População e vazão de projeto

Para o cálculo da população de projeto considerou-se 5 habitantes por lote euma taxa de crescimento geométrica de 0,28% ao ano, de acordo com o estudo populacional da CEIVAP (2014), com projeção de 20 anos. Com isso, foi obtido uma população de 880 habitantes.

$$Pi = 166 \cdot 5$$

$$Pi = 830\ habitantes$$

$$Pf = 830 \cdot (1 + 0{,}0028)^{20}$$

$$Pf = 880\ habitantes$$

$$Q = \frac{880 \cdot 188 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}50}{86400}$$

$$Q = 2{,}87\ l/s$$

$$Qinf = 1{,}5309 \cdot 0{,}05$$

$$Qinf = 1{,}5309 \cdot 0{,}05$$

$$Qinf = 0{,}077\ l/s$$

$$Qproj = 1{,}5309 + 0{,}077$$

$$Qproj = 2{,}9488\ l/s$$

$$Qmarcha = 2{,}9488 / 15309{,}90$$

$$Qmarcha = 0{,}0019\ l/s.m$$

3.4.2 Comprimento dos Trechos e Cotas

Os trechos utilizados encontram-se entre os poços de visitas com suas respectivas numerações . Esses PVs foram posicionados nos encontros de tubulação e com distância de aproximadamente 50 metros. No total obteve-se 36 PV com 34 trechos entre eles. As cotas de cada PV foram baseadas nas curvas de níveis retiradas do programa Infraworks da Autodesk. Com isso, o PV com maior cota foi o PV 1 de 481 metros e o de menor elevação foi o PV 36 de 416 metros, conforme a tabela a seguir:

Quadro 25 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Cotas

Dados							
Trecho	Comp. (m)	Cota do Terreno Montante (m)	Cota do terreno jusante (m)	Cota do coletor a montante (m)	Cota do coletor a jusante (m)	Prof. a montante (m)	Prof.a jusante (m)
1--2	47,2	481	467	479,90	465,90	1,10	1,10
2--3	46,6	467	451	465,90	449,90	1,10	1,10
3--4	46,6	451	434	449,90	432,90	1,10	1,10
4--5	37,3	434	432	432,90	430,90	1,10	1,10
6--7	47,13	481	466	479,90	464,90	1,10	1,10
7--8	47,13	466	449	464,90	447,90	1,10	1,10
8--5	47,13	449	432	447,90	430,90	1,10	1,10
5--9	33,1	432	431	430,90	429,90	1,10	1,10
9--10	33,8	431	430	429,90	428,90	1,10	1,10
11--12	47,85	471	460	469,90	458,90	1,10	1,10
12--13	47,85	460	447	458,90	445,90	1,10	1,10
13--10	47,85	447	430	445,90	428,90	1,10	1,10
10--14	34,7	430	429	428,90	427,90	1,10	1,10
14--15	35,7	429	427	427,90	425,90	1,10	1,10
16--17	53,96	474	462	472,90	460,90	1,10	1,10
17--18	53,96	462	451	460,90	449,90	1,10	1,10
18--15	53,96	451	427	449,90	425,90	1,10	1,10
15--19	36,9	427	426	425,90	424,90	1,10	1,10
19--20	37,4	426	425	424,90	423,90	1,10	1,10
21--22	47,61	471	463	469,90	461,90	1,10	1,10
22--23	47,61	463	459	461,90	457,90	1,10	1,10
23--24	47,3	459	447	457,90	445,90	1,10	1,10
24--20	47,3	447	425	445,90	423,90	1,10	1,10
20--25	43,1	425	423	423,90	421,90	1,10	1,10
25--26	42,74	423	421	421,90	419,90	1,10	1,10
27--28	52,3	446	442	444,90	440,90	1,10	1,10
28--29	37	442	435	440,90	433,90	1,10	1,10
29--30	50,4	435	434	433,90	432,90	1,10	1,10
30--31	39,9	434	431	432,90	429,90	1,10	1,10
31--26	39,9	431	421	429,90	419,90	1,10	1,10
26--34	49,3	421	419	419,90	417,90	1,10	1,10
32--33	46,4	431	427	429,90	425,90	1,10	1,10
33--34	45,8	427	419	425,90	417,90	1,10	1,10
34--35	30	419	419	417,90	415,90	1,10	1,10
35--36	28,11	417	417	415,90	414,90	1,10	1,10

Fonte: Autores (2022).

3.4.3 Vazões de contribuição, montante, jusante e de cálculo trecho 1-2

$$Qt = 0{,}0019 \cdot 47{,}2$$

$$Qt = 0{,}0909\ l/s$$
$$Qm = 0\ l/s$$
$$Qj = 0 + 0{,}0909$$

$$Qj = 0{,}0909\ l/s$$
$$Se\ Qj \leq 1{,}50\ l/s, logo, Qc = 1{,}50\ l/s$$

A metodologia de cálculo, mencionada foi seguida para os outros trechos, porém nos trechos após as bifurcações das tubulações foram somadas as jusantes dos dois trechos anteriores que se bifurcam. Esses trechos são: 5-9, 10-14, 15-19, 20- 25, 26-34 e 34-35. Obtivemos uma vazão de cálculo no final da rede de 3,0381 l/s. Os valores das vazões de cada trecho podem ser verificadas na tabela seguinte:

Quadro 26 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Vazão

Trecho	Vazão de Contribuição (l/s)	Vazão de Montante (l/s)	Vazão de Jusante (l/s)	Vazão de Cálculo (l/s)
1-2	0,0909	0	0,0909	1,50
2-3	0,0898	0,0909	0,1807	1,50
3-4	0,0898	0,1807	0,2704	1,50
4-5	0,0718	0,2704	0,3423	1,50
6-7	0,0908	0	0,0908	1,50
7-8	0,0908	0,0908	0,1816	1,50
8-5	0,0908	0,1816	0,2723	1,50
5-9	0,0638	0,6146	0,6784	1,50
9-10	0,0651	0,6784	0,7435	1,50
11-12	0,0922	0	0,0922	1,50
12-13	0,0922	0,0922	0,1843	1,50
13-10	0,0922	0,1843	0,2765	1,50
10-14	0,0668	1,0200	1,0868	1,50
14-15	0,0688	1,0868	1,1556	1,50
16-17	0,1039	0	0,1039	1,50
17-18	0,1039	0,1039	0,2079	1,50
18-15	0,1039	,2079	0,3118	1,50
15-19	0,0711	1,4674	1,5385	1,54
19-20	0,0720	1,5385	1,6105	1,61
21-22	0,0917	0	0,0917	1,50
22-23	0,0917	0,0917	0,1834	1,50
23-24	0,0911	0,1834	0,2745	1,50
24-20	0,0911	0,2745	0,3656	1,50
20-25	0,0830	1,9761	2,0592	2,06
25-26	0,0823	2,0592	2,1415	2,14
27-28	0,1007	0	0,1007	1,50
28-29	0,0713	0,1007	0,1720	1,50
29-30	0,0971	0,1720	0,2691	1,50
30-31	0,0769	0,2691	0,3459	1,50
31-26	0,0769	0,3459	0,4228	1,50
26-34	0,0950	2,5643	2,6592	2,66
32-33	0,0894	0	0,0894	1,50
33-34	0,0882	0,0894	0,1776	1,50
34-35	0,0578	2,8368	2,8946	2,89
35-36	0,0541	2,9840	3,0381	3,04

Fonte: Autores (2022).

3.4.4 Declividade e DiâmetroTrecho 1-2

$Imín$ = 0,0055 · 1,5 $^{-0,47}$

$Imín$ = 0,00455 m/m

$$It = \frac{479,90 - 469,90}{47,20}$$

$$It = 0,2966\ m/m$$

$$d0 = 0,3415\ \cdot \frac{0,0015}{(\sqrt{0,2966})3/8}$$

$d0$ = 0,03448 m

$d0$ = 34,48 mm

A metodologia de cálculo, acima apresentada foi seguida para os outros trechos com seus respectivos fatores. A maior declividade obtida foi de 0,4725 m/m no trecho entre os PV 21 e 23 e a menor declividade obtida foi de 0,0198 m/m no trecho entre os PV 29e 30, obtendo todas as declividades acima da declividade mínima de cada trecho.

Em relação aos diâmetros inicialmente calculados foram inferiores ao diâmetro mínimo de 100 mm determinado pela norma ABNT NBR 9649:1986. Para um melhor dimensionamento da rede optamos por utilizar o diâmetro de 100 mm nos tubos.

Quadro 27 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário:Declividade e diâmetro

Trecho	Declividade Mínima (m/m)	Declividade do Trecho (m/m)	Declividade usada (m/m)	Diâmentro Inicial (mm)	Diâmetro utilizado(mm)
1-2	0,00455	0,2966	0,2966	34,48	100
2-3	0,00455	0,3433	0,3433	33,55	100
3-4	0,00455	0,3648	0,3648	33,17	100
4-5	0,00455	0,0536	0,0536	47,52	100
6-7	0,00455	0,3183	0,3183	34,03	100
7-8	0,00455	0,3607	0,3607	33,24	100
8-5	0,00455	0,3607	0,3607	33,24	100
5-9	0,00455	0,0302	0,0302	52,92	100
9-10	0,00455	0,0296	0,0296	53,13	100
11-12	0,00455	0,2299	0,2299	36,17	100
12-13	0,00455	0,2717	0,2717	35,06	100
13-10	0,00455	0,3553	0,3553	33,34	100
10-14	0,00455	0,0288	0,0288	53,39	100
14-15	0,00455	0,0560	0,0560	47,13	100
16-17	0,00455	0,2224	0,2224	36,40	100
17-18	0,00455	0,2039	0,2039	37,00	100
18-15	0,00455	0,4448	0,4448	31,96	100
15-19	0,00449	0,0271	0,0271	54,53	100
19-20	0,00440	0,0267	0,0267	55,61	100
21-22	0,00455	0,1680	0,1680	38,36	100
22-23	0,00455	0,0840	0,0840	43,69	100
23-24	0,00455	0,2537	0,2537	35,51	100
24-20	0,00455	0,4651	0,4651	31,69	100
20-25	0,00392	0,0464	0,0464	54,99	100
25-26	0,00385	0,0468	0,0468	55,72	100
27-28	0,00455	0,0765	0,0765	44,46	100
28-29	0,00455	0,1892	0,1892	37,52	100
29-30	0,00455	0,0198	0,0198	57,26	100
30-31	0,00455	0,0752	0,0752	44,60	100
31-26	0,00455	0,2506	0,2506	35,59	100
26-34	0,00347	0,2506	0,2506	44,12	100
32-33	0,00455	0,0406	0,0406	50,07	100
33-34	0,00455	0,0862	0,0862	43,48	100
34-35	0,00334	0,1747	0,1747	48,73	100
35-36	0,00326	0,0667	0,0667	59,45	100

Fonte: Autores (2022).

3.4.5 Lâmina d'água, conferência de velocidades e tensão trativa

Como os tubos da rede são de PVC, o valor do coeficiente de Manning (n) foi de 0,010 e o diâmetro adotado foi de 100 mm, obtendo os seguintes valores de lâmina d'água, velocidade e tensão trativa: Trecho 1-2

$$\frac{y}{d} = \frac{0{,}0015 \cdot 0{,}010}{0{,}10^{8/3} \cdot 0{,}2966^{1/2}}$$

$$\frac{y}{d} = 0{,}0128 \text{ . } Então, 14\% \ de \ Lâmina \ d'água$$

$$0{,}1956 = \frac{V \cdot 0{,}010}{0{,}10^{\frac{8}{3}} \cdot 0{,}2966^{\frac{1}{2}}}$$

$$V = 3{,}6432 \ m/s$$

$$\theta = 2 \ arccos \ (1 - 2 \cdot (14/100))$$

$$\theta = -0{,}5676$$

$$Rh = \frac{(-0{,}5676 - sen \ (-0{,}5676))}{4 \cdot (-0{,}5676)}$$

$$Rh = 0{,}0132$$

$$Vc = 6 \cdot (9{,}81 \cdot 0{,}0132)^{1/2}$$

$$Vc = 2{,}1598 \ m/s$$

$$Vc < 5{,}0 \ m/s$$

O.K. !

$$\sigma t = 10000 \cdot 0{,}0132 \cdot 0{,}2966$$

$$\sigma t = 39{,}1781 \ Pa$$

$$\sigma t > 1 \ Pa$$

O.K. !

Essa metodologia de cálculo foi seguida para os outros trechos com seus respectivos fatores:

Quadro 28 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Velocidades

Trecho	Declividade Mínima (m/m)	Declividade do Trecho (m/m)	Declividade usada (m/m)	Diâmentr Inicial (mm)	Diâmetro utilizado (mm)
1-2	0,00455	0,2966	0,2966	34,48	100
2-3	0,00455	0,3433	0,3433	33,55	100
3-4	0,00455	0,3648	0,3648	33,17	100
4-5	0,00455	0,0536	0,0536	47,52	100
6-7	0,00455	0,3183	0,3183	34,03	100
7-8	0,00455	0,3607	0,3607	33,24	100
8-5	0,00455	0,3607	0,3607	33,24	100
5-9	0,00455	0,0302	0,0302	52,92	100
9-10	0,00455	0,0296	0,0296	53,13	100
11-12	0,00455	0,2299	0,2299	36,17	100
12-13	0,00455	0,2717	0,2717	35,06	100
13-10	0,00455	0,3553	0,3553	33,34	100
10-14	0,00455	0,0288	0,0288	53,39	100
14-15	0,00455	0,0560	0,0560	47,13	100
16-17	0,00455	0,2224	0,2224	36,40	100
17-18	0,00455	0,2039	0,2039	37,00	100
18-15	0,00455	0,4448	0,4448	31,96	100
15-19	0,00449	0,0271	0,0271	54,53	100
19-20	0,00440	0,0267	0,0267	55,61	100
21-22	0,00455	0,1680	0,1680	38,36	100
22-23	0,00455	0,0840	0,0840	43,69	100
23-24	0,00455	0,2537	0,2537	35,51	100
24-20	0,00455	0,4651	0,4651	31,69	100
20-25	0,00392	0,0464	0,0464	54,99	100
25-26	0,00385	0,0468	0,0468	55,72	100
27-28	0,00455	0,0765	0,0765	44,46	100
28-29	0,00455	0,1892	0,1892	37,52	100
29-30	0,00455	0,0198	0,0198	57,26	100
30-31	0,00455	0,0752	0,0752	44,60	100
31-26	0,00455	0,2506	0,2506	35,59	100
26-34	0,00347	0,2506	0,2506	44,12	100
32-33	0,00455	0,0406	0,0406	50,07	100
33-34	0,00455	0,0862	0,0862	43,48	100
34-35	0,00334	0,1747	0,1747	48,73	100
35-36	0,00326	0,0667	0,0667	59,45	100

Fonte: Autores (2022).

Quadro 29 – Dimensionamento de rede de coleta de esgoto sanitário: Tensão trativa e verificações

Trecho	Q*n/(D^2/3) *(I^1/2)	Lâmina D´água (%)	v*n/(D^2/3) *(I^1/2)	Velocidade Escoamento(m/s)	θ	Rh	Velocidade Crítica (m/s)
1-2	0,0128	14,00%	0,1956	3,6432	-0,5676	0,0132	2,1598
2-3	0,0119	13,00%	0,1877	3,7614	-0,5260	0,0114	2,0040
3-4	0,0115	13,00%	0,1877	3,8772	-0,5260	0,0114	2,0040
4-5	0,0301	21,00%	0,3136	2,4835	-0,8669	0,0302	3,2635
6-7	0,0123	14,00%	0,1956	3,7739	-0,5676	0,0132	2,1598
7-8	0,0116	13,00%	0,1877	3,8553	-0,5260	0,0114	2,0040
8-5	0,0116	13,00%	0,1877	3,8553	-0,5260	0,0114	2,0040
5-9	0,0401	24,00%	0,2716	1,6145	-1,0013	0,0397	3,7458
9-10	0,0405	24,00%	0,2716	1,5977	-1,0013	0,0397	3,7458
11-12	0,0145	15,00%	0,2051	3,3631	-0,6094	0,0152	2,3160
12-13	0,0134	14,00%	0,1956	3,4867	-0,5676	0,0132	2,1598
13-10	0,0117	13,00%	0,1877	3,8262	-0,5260	0,0114	2,0040
10-14	0,0410	25,00%	0,278	1,6140	-1,0472	0,0433	3,9083
14-15	0,0294	21,00%	0,3136	2,5385	-0,8669	0,0302	3,2635
16-17	0,0148	13,00%	0,1877	3,0272	-0,5260	0,0114	2,0040
17-18	0,0154	15,00%	0,2051	3,1670	-0,6094	0,0152	2,3160
18-15	0,0104	12,00%	0,1786	4,0735	-0,4847	0,0097	1,8485
15-19	0,0434	25,00%	0,278	1,5651	-1,0472	0,0433	3,9083
19-20	0,0457	26,00%	0,2843	1,5899	-1,0937	0,0469	4,0717
21-22	0,0170	16,00%	0,2133	2,9902	-0,6515	0,0173	2,4726
22-23	0,0240	19,00%	0,2367	2,3464	-0,7796	0,0246	2,9454
23-24	0,0138	14,00%	0,1956	3,3694	-0,5676	0,0132	2,1598
24-20	0,0102	12,00%	0,1786	4,1656	-0,4847	0,0097	1,8485
20-25	0,0444	26,00%	0,2843	2,0945	-1,0937	0,0469	4,0717
25-26	0,0459	26,00%	0,2843	2,1033	-1,0937	0,0469	4,0717
27-28	0,0252	19,00%	0,2367	2,2387	-0,7796	0,0246	2,9454
28-29	0,0160	13,00%	0,1877	2,7921	-0,5260	0,0114	2,0040
29-30	0,0494	27,00%	0,2905	1,3994	-1,1409	0,0508	4,2361
30-31	0,0254	19,00%	0,2367	2,2197	-0,7796	0,0246	2,9454
31-26	0,0139	14,00%	0,1956	3,3489	-0,5676	0,0132	2,1598
26-34	0,0247	19,00%	0,2367	4,0526	-0,7796	0,0246	2,9454
32-33	0,0346	22,00%	0,2582	1,7786	-0,9112	0,0332	3,4235
33-34	0,0237	19,00%	0,2367	2,3768	-0,7796	0,0246	2,9454
34-35	0,0321	22,00%	0,2582	3,6905	-0,9112	0,0332	3,4235
35-36	0,0546	28,00%	0,2843	2,5104	-1,1888	0,0549	4,4016

Fonte: Autores (2022).

Sendo assim, atendendo a todos os critérios de cálculo da norma ABNT NBR9649:1986, estabeleceu-se para cada trecho de tubo PVC 100 mm de diâmetro.Definiu-se o uso de uma fossa séptica no final da rede de coleta de esgoto sanitário para realizar o descarte do líquido no córrego próximo ao terreno.

3.5 Projeto de pavimentação

3.5.1 Ensaios de Granulometria

Ensaiou-se em laboratório a amostra total de 1kg de solo coletado no local do empreendimento, cujos valores e índices obtidos estão demonstrados a seguir:

Figura 18 – Ensaio de Granulometria: amostra para peneiramento

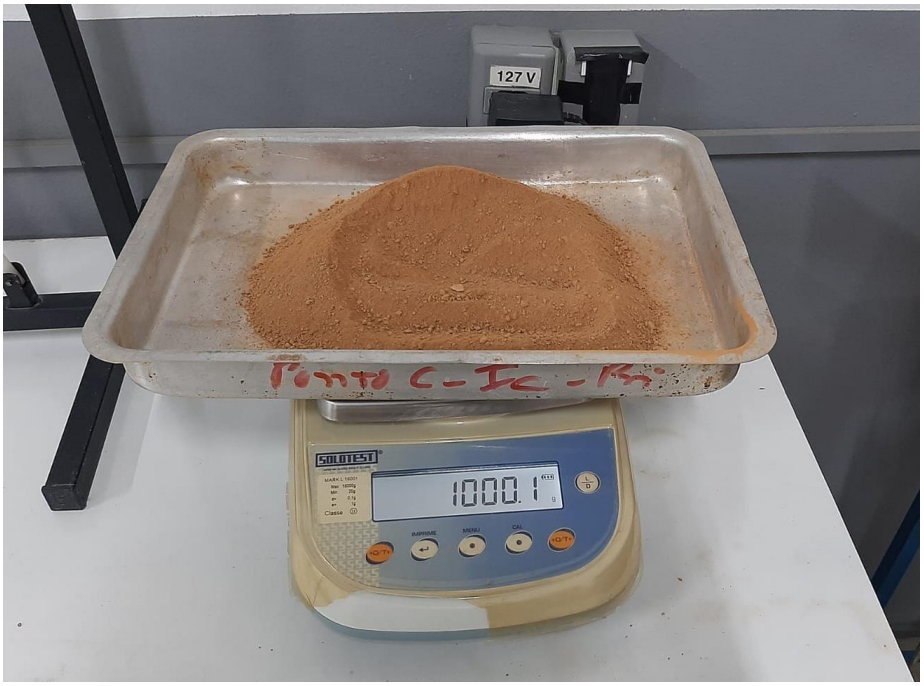
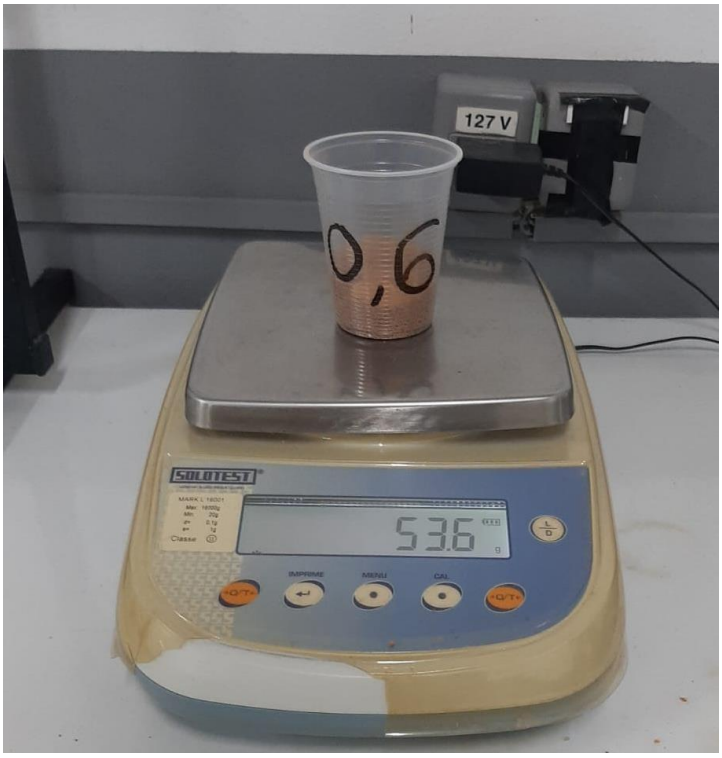


Figura 19 – Ensaio de Granulometria: Peneiramento

Fonte: Autores (2022)

Figura 20 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 2,36 mm

Figura 21 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,60 mm (1)



Fonte: Autores (2022)

Figura 22 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,60 mm (2)

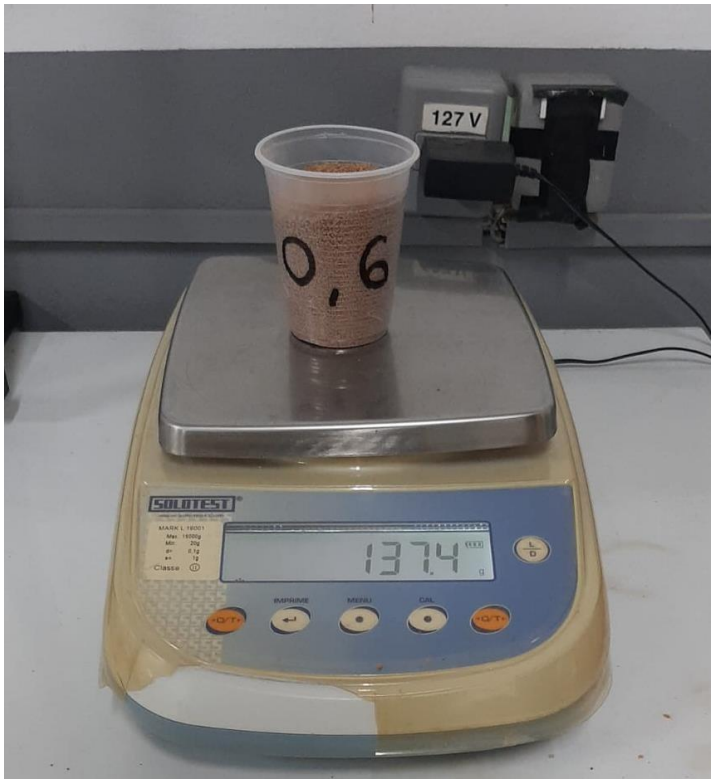
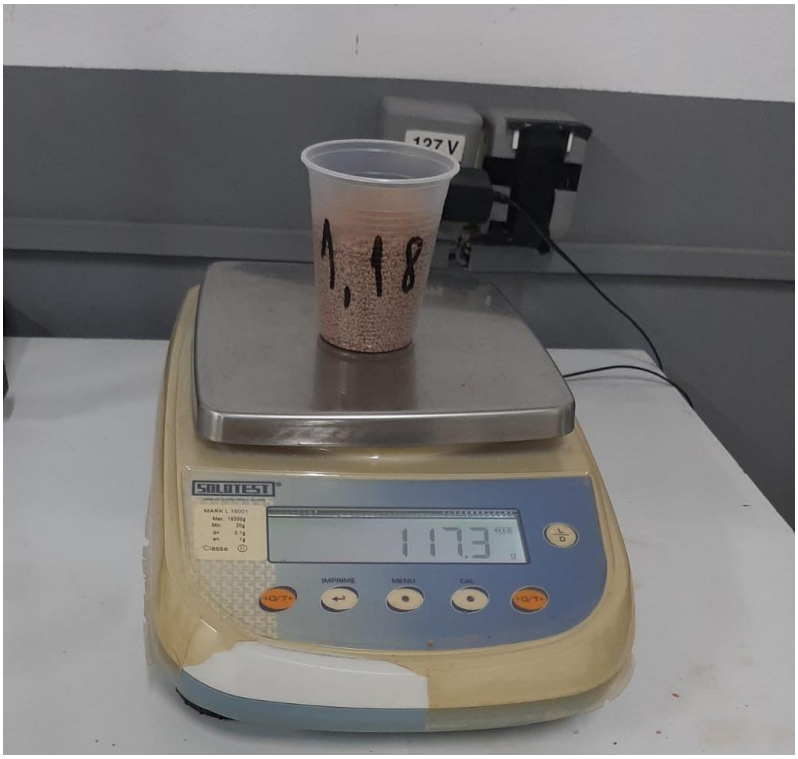


Figura 23 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 1,18 mm



Fonte: Autores (2022)

Figura 24 – Ensaio de Granulometria:Retido na peneira de 0,30 mm (1)

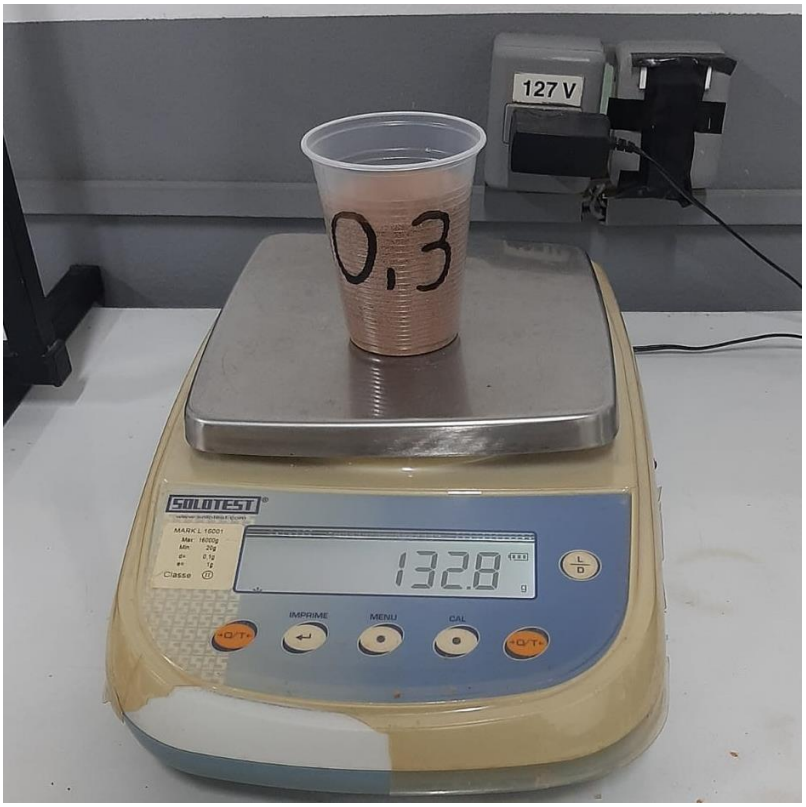


Figura 25 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,15 mm (2)

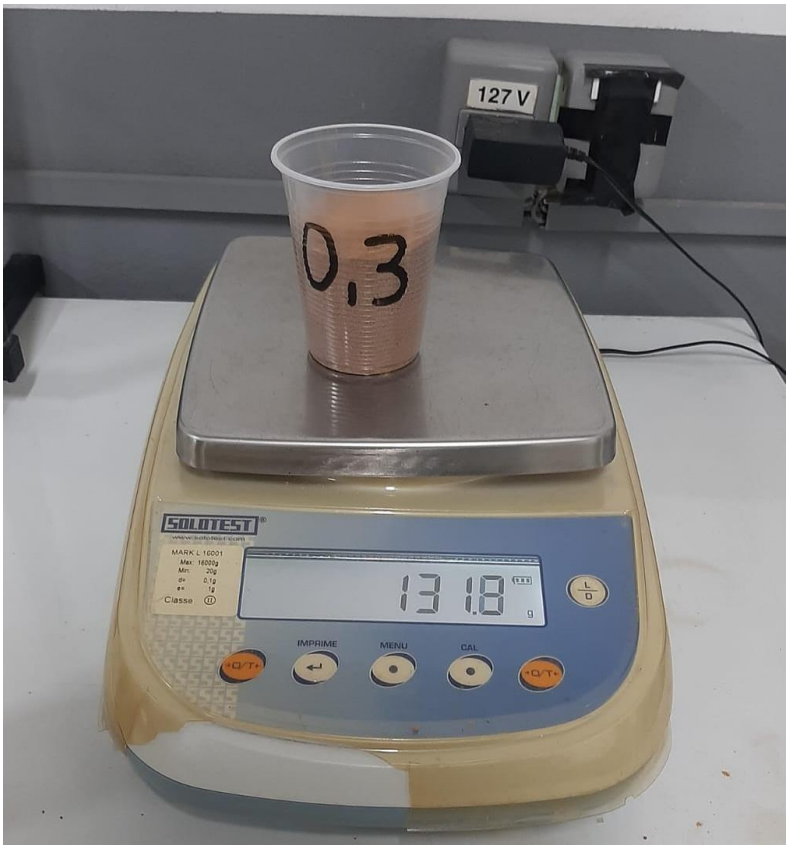


Figura 26 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,15 mm (1)

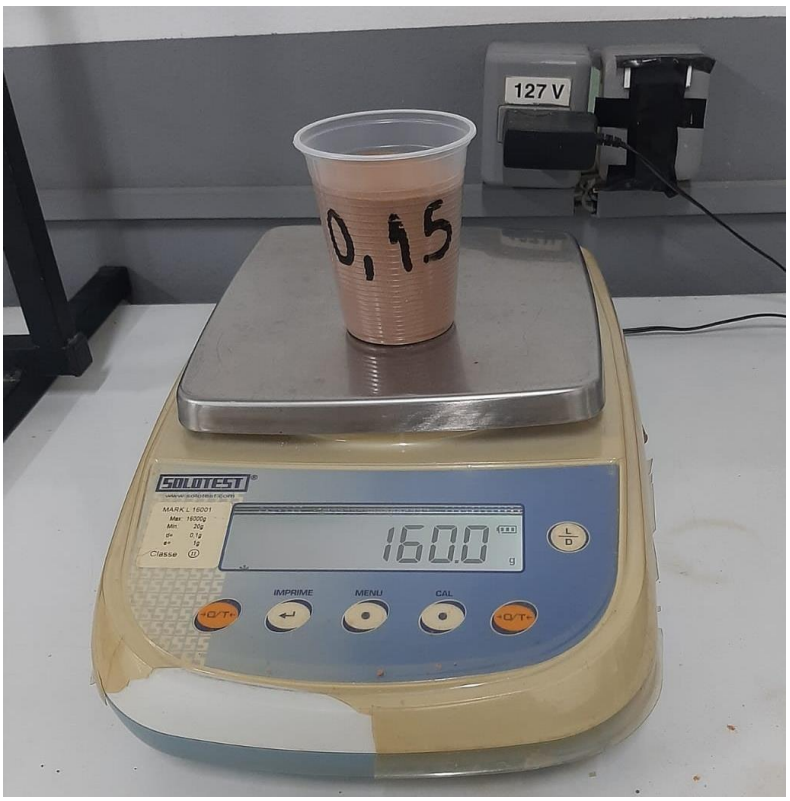
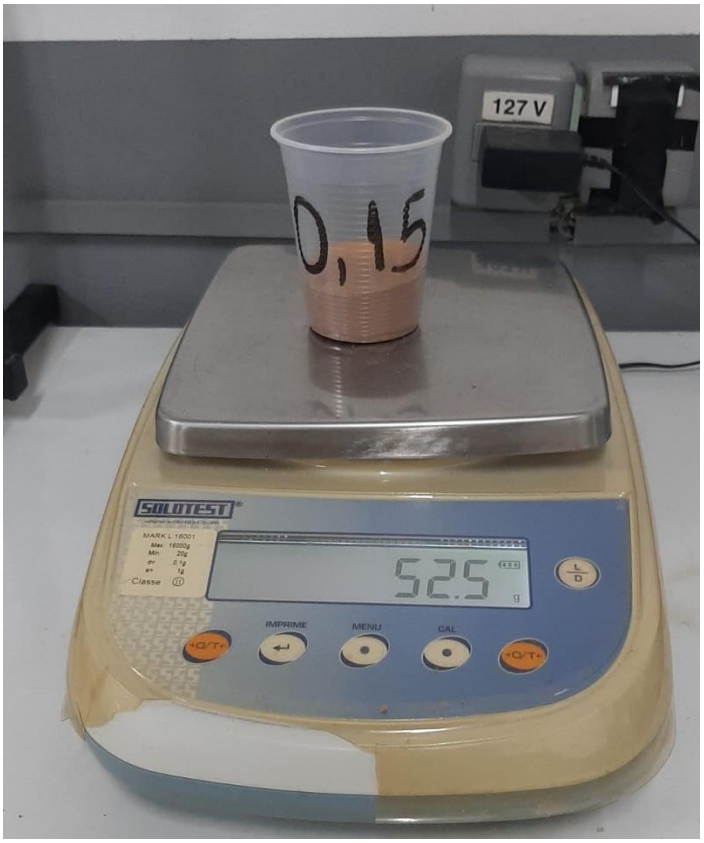


Figura 27 – Ensaio de Granulometria: Retido na peneira de 0,15 mm (2)



Fonte: Autores (2022)

Figura 28 – Ensaio de Granulometria: Fundo (1)

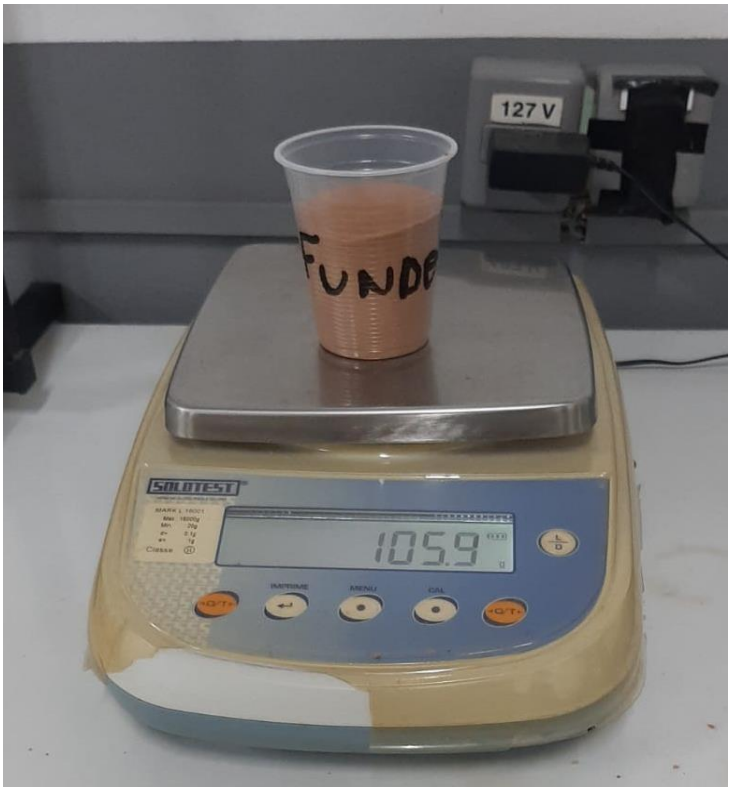
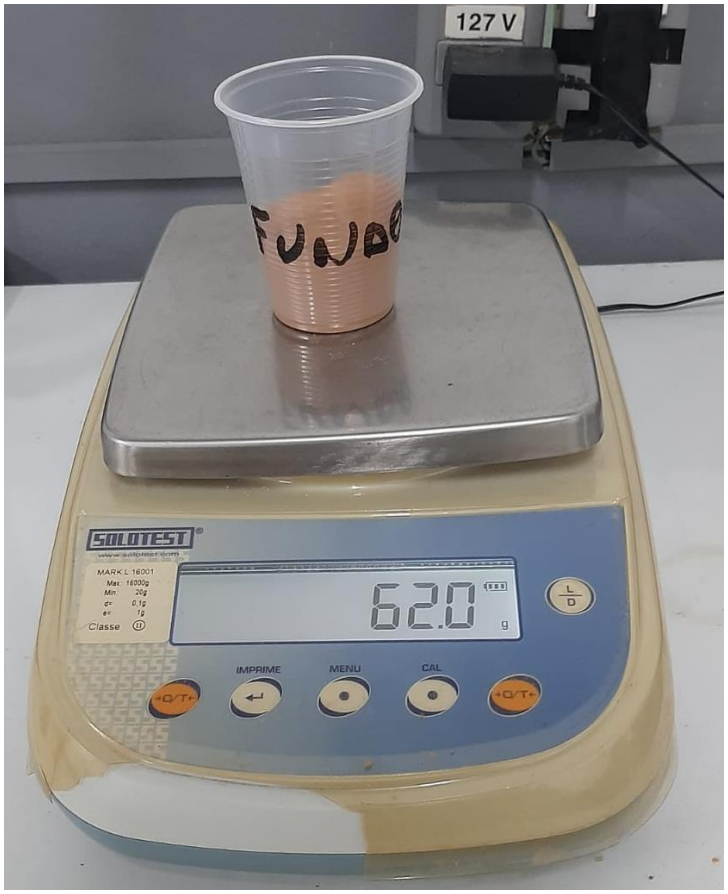


Figura 29 – Ensaio de Granulometria: Fundo (2)



Fonte: Autores (2022)

Figura 30 – Ensaio de Granulometria: Peneiramento completo

Fonte: Autores (2022)

A execução do ensaio de peneiramento determinou que o solo no local é uma areia bem graduada, conforme quadros a seguir:

Quadro 30 - Ensaio de Granulometria: peneiramento

EXÉRCITO BRASILEIRO INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE FORTIFICAÇÃO E CONSTRUÇÃO

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DOS SOLOS

OBRA:	DATA:
REGISTRO:	VISTO:
AMOSTRA:	OPERADOR:

Amostra Total Seca		Umidade Higroscópica		Resumo Granulometria			
Amostra Total Úmida (g)	1.000,00	Peso Cápsula Nr. 99 (g)	15,40	Pedregulho Acima 4,8 mm	0,34	Areia Fina 0,42 - 0,05 mm	33,83
Retido nr. 10 (g)	58,68	Cápsula e Solo Umido (g)	28,80				
Passando Nr. 10 Úmida (g)	941,32	Cápsula e Solo Seco (g)	25,80	Areia Grossa 4,8 - 2,0 mm	5,59	Silte 0,05 - 0,005 mm	0,96
Água (g)	210,74	Solo Seco (g)	10,40				
Passando Nr. 10 Seca (g)	730,58	Água (g)	3,00	Areia Média 2,0 - 0,42 mm	55,16	Argila Abaixo 0,005mm	4,12
Amostra Total Seca (g)	789,26	Umidade Higroscópica(%)	28,85				
		Fator de Correção	0,7761	Total	.....	.....	100,00

Fonte: Autores (2022).

Quadro 31 - Ensaio de Granulometria: peneiramento

PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL (AT)

Peneiras	Material Retido			% Que Passa Amostra Total	Peneiras (mm)
	Peso (g)	% Amostra Total	% Acumulada		
1 1/2 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	38,10
1 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	25,40
3/4 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	19,10
3/8 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	9,50
Nr. 4	2,70	0,34	0,34	99,66	4,80
Nr. 10	44,10	5,59	5,93	94,07	2,00

Fonte: Autores (2022).

Quadro 32 - Ensaio de Granulometria: peneiramento

PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL (AP)

Amostra Parcial (Ph) = 941,32 Amostra seca parcial 730,58

Peneiras	Material Retido			% Que Passa Amostra Parcial	% Que Passa Amostra Total	Peneiras (mm)
	Peso (g)	% Amostra Total	% Acumulada			
Nr. 16	117,40	16,07	16,07	83,93	78,95	1,2
Nr. 30	191,00	26,14	42,21	57,79	54,36	0,6
Nr. 40	120,00	16,43	58,64	41,36	38,91	0,42
Nr. 50	143,50	19,64	78,28	21,72	20,43	0,3
Nr. 100	212,60	29,10	107,38	-7,38	-6,94	0,15
Nr. 200	105,50	14,44	121,82	-21,82	-20,53	0,074

Fonte: Autores (2022).

3.5.2 Dimensionamento do pavimento

Sabendo que se trata de uma areia bem graduada, que se enquadra no grupo SUCS como “SW”, pode-se determinar o CBR do subleito, conforme Quadro 8. Sendo assim, sabe-se que o CBR do subleito está entre 20 e 40%, o dispensa a camada de sub-base quando o dimensionamento é realizado pelo procedimento A da ABCP, segundo explicitado no item 2.5.2.4., tal procedimento dispensa a execução da camada de base quando o tráfego na via é considerado leve, que é o caso deste trabalho.

Considerando a impossibilidade de calcular o número de repetições do eixo padrão (N), por não haver ainda tráfego no local para a contagem, adota-se o N característico de 10^5, de acordo com o Quadro 9. Com o valor de N definido determina-se a espessura do revestimento que, conforme o Quadro 5 deve ser de 6 cm. Portanto, a camada de areia para assentamento deve ser de 5 cm após a compactação (SIURB/PMSP, 2004). Resumidamente, o solo local deve ser compactado para execução da camada de areia de assentamento, logo após a qual devem ser encaixados os blocos intertravados de concreto e o pavimento é compactado por inteiro. Ressalta-se que as camadas do pavimento estão devidamente demonstradas em projeto.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pode-se concluir que, o presente trabalho incluiu o projeto de engenharia civil, em que desmembrou-se os lotes e a criação de vias, contando com projetos de infraestrutura e pavimentação. Tais projetos foram dimensionados com o objetivo de ofertar lotes grandes e com infraestrutura básica, proporcionando aos futuros moradores conforto e boa condição de vida. Proporcionando assim, um crescimento urbano ordenado e econômico do Município de Itaperuna.

Foi destinado para área comum do loteamento 8.230,67 m² de área verde e uma área de 1.859,24 m² de doação para a Prefeitura Municipal.

Foram consideradas algumas legislações e normas da ABNT e do DNIT, dentre eles, a Lei 6676/79 (Lei de Parcelamento do Solo para fins Urbano) e as NBRs 1227:94, 9649:86, 9781:2013 e o DNIT IPR 719 de 2006.

No que se refere ao projeto de abastecimento de água, dimensiou-se uma rede de 1.452,90 m de extensão total, utilizando tubos PVA PBC, próprios para condução de água potável em sistemas enterrados, com diâmetros de 50, 75 e 100 mm.

No projeto de drenagem pluvial dividiu-se a rede em 23 trechos com 24 poços de visita, composta por manilhas de até 1,00 m de diâmetro para o escoamento das águas pluviais de forma eficiente.

Para o sistema de coleta de esgoto sanitário, a rede, em alguns trechos passa sobre o passeio a 0,80 m do alinhamento dos lotes e em outros trechos nos becos de servidão projetados entre os lotes. Obteve-se uma rede de coleta de esgoto de 1530,89 metros de extensão, dividida em 35 trechos com 36 poços de visita. No final da rede foi definiu-se o uso de uma fossa séptica que atende a capacidade de até 2.500 habitantes.

Sendo assim, os resultados dos projetos mostraram a viabilidade da implementação de um loteamento na gleba analisada, atendendo os objetivos do presente trabalho. O projeto exibiu uma composição de urbanização planejada e normatizada, atendendo assim as necessidades dos futuros moradores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9649**: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9781**: Pufpreças de concreto para pavimentação: especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro:ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8044**: Projeto Geotécnico: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12207**: Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12208**: Projeto de estação de bombeamento ou de estação elevatória de esgoto: requisitos. Rio deJaneiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR12209**: Elaboração de Projetos Hidráulico-Sanitários de Estações de Tratamento de EsgotosSanitários. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12217**: Projeto de Reservatório de Distribuição de Água para Abastecimento Público. Rio deJaneiro: ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR13133**: Execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

AGÊNCIA IBGE NOTÍCIAS. PNSB 2017: Abastecimento de água atinge 99,6% dosmunicípios, mas esgoto chega a apenas 60,3%.2017. Disponível em: https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-sala-de-imprensa/2013-agencia-de- noticias/releases/28324-pnsb-2017-abastecimento-de-agua-atinge-99-6-dos- municipios-mas-esgoto-chega-a-apenas-60-3. Acesso em: 10 maio 2022.

AZEVEDO, Afonso Rangel Garcez de; PRELLWITZ, Marta Fleichman. **Apostila de Saneamento Ambiental**. Centro Universitário UniRedentor, 2018.

BACELAR , Flávio. **Prof. M. Bacelar**: Microdrenagem. 2013. Disponível em: https://profmbacelar.blogspot.com/2013/02/micro-drenagem.html. Acesso em: 8 maio2022.

BRASIL. **Ministério da Saúde**. 5. ed. Brasília: Funasa, 2019. 545 p.; il. (Manual de saneamento). ISBN 978-85-7346-060-5

BRASIL. Lei n. 6.766, de 19 de dezembro de 1979. Dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano e dá outras providências. Presidência da República, Casa Civil, Brasília,DF: Diário Oficial, 1979.

BRASIL. Lei n. 10.257, de 10 de julho de 2001. Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências. Brasília, DF: Diário Oficial, 2001.

BRASIL. Lei n. 11.445, de 05 de janeiro de 2007. Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico; cria o Comitê Interministerial de Saneamento Básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.666, de 21 de junho de 1993, e 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; e revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de1978. Brasília, DF: Diário Oficial, 2007.

BRASIL. Portaria nº 518, de 25 de março de 2004. Estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências. Brasil, 2004. Disponível em: http://189.28.128.100/dab/docs/legislacao/portaria518_25_03_04.pdf. Acesso em: 7 maio 2022.

BRASIL. Sistema Nacional De Informações Sobre Saneamento. Diagnóstico dosserviços de água e esgotos. **SNIS,** Brasília, 16 mar. 2020. (Informações e indicadores). Disponível em: https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/saneamento/snis

CARVALHO, D. F.; SILVA, L. D. B. **Apostila de Hidrologia:** Capítulo 2 - Ciclo Hidrológico . Curso Engenharia Agrícola. 2006. (Notas de aula) - Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006. Disponível: http://www.ufrrj.br/institutos/it/deng/leonardo/it113-hidrologia.htm. Acesso em: 8 maio2021.

CARVALHO, Marcos Dutra de. Associação Brasileira de Cimento Portland. E**studo Técnico:** Pavimentação com peças pré-moldadas de concreto. 4 ed. São Paulo: ABCP ET-27, 1998. 32 p. ISBN 85-87024-17-5. Disponível em: https://abcp.org.br/wp-content/uploads/2016/01/ET-27_Pavimentacao_pecas_premoldadas.pdf. Acesso em: 12 maio 2022.

COMPANHIA ENERGÉTICA DE MINAS GERAIS DISTRIBUIÇÃO S.A. **Critérios de interferências com faixas de linhas de distribuição e transmissão**: linhas de distribuição. Belo Horizonte: Cemig, 2015. (Classificação da informação, n. 30.000- PE/LS-5621d. Disponível em: https://www.cemig.com.br/wp- content/uploads/2020/07/pels_5621_000001p-3.pdf. Acesso em: 13 maio 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ES 327**.Pavimentação: pavimento com peças pré-moldadas de concreto. Rio de Janeiro:DNER, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT - IPR 719**. Manual de Pavimentação. 3 ed. 274p. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT - IPR 724**. Manual de Drenagem de Rodovias. 2 ed. 333p. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 104:** Especificação de Serviço. Terraplenagem: Serviços Preliminares. Rio de Janeiro, 2009. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e- pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico- es/dnit104_2009_es.pdf. Acesso em: 12 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 105:** Especificação de Serviço. Terraplenagem: Caminhos de Serviço. Rio de Janeiro, 2009. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e- pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico- es/dnit105_2009_es.pdf. Acesso em: 12 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 106:** Especificação de Serviço. Terraplenagem: Cortes. Rio de Janeiro, 2009.Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e- pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico- es/dnit106_2009_es.pdf. Acesso em: 12 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 107:** Especificação de Serviço. Terraplenagem: Empréstimos. Rio de Janeiro, 2009.Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico- es/dnit107_2009_es.pdf. Acesso em: 13 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 108:** Especificação de Serviço. Terraplenagem: Aterros. Rio de Janeiro, 2009.Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e- pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico- es/dnit108_2009_es.pdf. Acesso em: 11 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 020:** Especificação de Serviço. Drenagem: Meios-fios e guias. Rio de Janeiro, 2006. 6 p. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e- pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico- es/dnit_020_2006_es.pdf. Acesso em: 11 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 030:** Especificação de Serviço. Drenagem: Dispositivos de drenagem

pluvial urbana.Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt- br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de- normas/especificacao-de-servico-es/dnit_030_2004_es.pdf. Acesso em: 11 maio2022.

DIOGO, F. J. A. SCIAMMARELLA, J. C. **Manual de pavimentação urbana**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2008. 160 p., 29 cm. (Manual de pavimentação, v. 2). ISBN 978-85-88353-02-2.

EBANATAW: **Drenagem Urbana:** boca de lobo. 2021. Disponível em: http://www.ebanataw.com.br/drenagem/bocadelobo.htm. Acesso em: 19 maio 2022.

FERREIRA, Artur Francisco Mendonça da Silva Piva. **Avaliação e proposta de sistema de drenagem pluvial da Superquadra 411/12**: um estudo de caso. 2015. 71 f., il. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) — Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

FRITSCH, Fabricius Eduardo Danieli. **Influência do uso e ocupação do solo nas vazões de pico na bacia hidrográfica do alto rio ligeiro, Pato Branco – PR.** Orientador: Ney Lyzandro Tabalipa. 2013. 85 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) -Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, PR, 2013.

GABRIEL, Dayana Karla de Souza. **Dimensionamento de uma rede de abastecimento de água de uma área delimitada do município de Japi-RN com a utilização do sistema UFC**. Orientadora: Dra. Karine Cristiane de Oliveira Souza. 2018. 56 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2018.

ISAMI, Alessandra Meiko & BIS, Edivaldo. A importância da norma ABNT NBR 5410 nas instalações elétricas. Revista eSALENG – Revista eletrônica das Engenharias do UniSALESIANO – Vol.9. no. 1, 2020. Disponível em: https://unisalesiano.com.br/aracatuba/wp-content/uploads/2021/03/09_A-importancia-da-norma_160_171.pdf
Acesso em 16 set 2022

MACINTYRE, Archibald Joseph. **Instalações hidráulicas:** Prediais e Industriais. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010. 596 p., 28 cm. (Livros Técnicos e Científicos). Bibliografia: 596 p. ISBN 9788521616573. in Ciberdúvidas da Língua Portuguesa, https://ciberduvidas.iscte-iul.pt/consultorio/perguntas/idem-e-ibidem-nas-citacoes/35249 [consultado em 18-11-2021]

MARTINS, F.S.V.; CASTIÑEIRAS, T.M.P.P. Inundações, doenças e vacinas. **Centro de Informação em Saúde para Viajantes**. **Cives:** Rio de Janeiro, 06 de out. de 2008. Disponível em: http://www.cives.ufrj.br/informacao/inundacoes/inundacoes.html#:~:text=As%2

0inunda%C3%A7%C3%B5es%20aumentam%20os%20riscos,grau%2C%20febre%20tif%C3%B3ide%20e%20c%C3%B3lera. Acesso em: 8 maio 2022.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M. **Drenagem Urbana:** Do Projeto Tradicional à Sustentabilidade. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.384p. ISBN 978-85-352-7746-3. Disponível em: https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595155695/. Acesso em: 25 fev. 2022.

NUVOLARI, Ariovaldo. **Esgoto Sanitário:** Coleta, Transporte, Tratamento e Reúso Agrícola. 2. ed. São Paulo: BLUCHER, 2011. 562 p., 28 cm. (Livros Técnicos e Científicos). Bibliografia: 562 p. ISBN 9788521205685.

PARANÁ. **Manual de drenagem urbana**. Toledo: Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, 2017. 37 p. v. 1. Disponível em: https://www.toledo.pr.gov.br/sites/default/files/manual_de_drenagem_urbana_-_volume_i.pdf. Acesso em: 12 maio 2022.

PEREIRA, Djalma M. *et al*. **Introdução à Terraplenagem**. Paraná: Universidade Federal do Paraná, 2015. 103 p. (Disciplina de Infraestrutura Viária). Disponível em: http://www.tecnologia.ufpr.br/portal/dtt/wp-content/uploads/sites/12/2019/05/Terraplenagem2015.pdf. Acesso em: 18 maio2022.

PEREIRA, Silvio Bueno *et al.* **Equação de intensidade, duração e frequência da precipitação para a região de Dourados, MS**. 1 ed. Dourados: Embrapa, 2007. 18 p., 21 cm. (Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento, 44). ISSN 1679-0456.

PLANO DIRETOR DO MUNICÍPIO DE ITAPERUNA. **Lei complementar nº 879 de 06 de novembro de 2019**. Prefeitura de Itaperuna. Acesso em: 17 de abril de 2022.

REZENDE, Rafaela de Freitas. **Dimensionamento do sistema de drenagem tradicional e sistema com utilização de microrreservatórios**: estudo de caso no município de Itabirito - MG. Orientador: André Luiz Marques Rocha. 2018. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Ambiental e Sanitarista) - Centro Tecnológico, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2018.

RIGATTI, Décio. Loteamentos, expansão e estrutura urbana. **Paisagem e Ambiente**, São Paulo, v. 1, n. 15, p. 35-69, dez. 2002. DOI: 10.11606/issn.2359- 5361.v0i15p35-69. Disponível em: https://www.revistas.usp.br/paam/article/view/40195. Acesso em: 8 maio. 2022.

ROSTAGNO, Pietro Valdo. **Apostila de Topografia II**. Centro Universitário UniRedentor, 2018.

SANTOS, Altair. Loteamento:IP-06 do projeto à execução, saiba como fazer.

Cimento Itambé, Balsa Nova, Paraná, 13 jul. 2016.Disponível em: https://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/loteamento-do-projeto-a-execucao/. Acesso em: 12 maio 2022.

SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-01: Instrução Geotécnica**. SãoPaulo, 2004.

SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-02: Classificação das Vias**. São Paulo, 2004.

SÃO PAULO (SP). Secretaria de Infraestrutura e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo - SIURB/PMSP. **Instrução de Projeto IP-06: Dimensionamento de pavimento com blocos intertravados de concreto**. São Paulo, 2004.

SISTEMA DE AUTOAVALIAÇÃO DE EFICIÊNCIA HÍDRICA. A disponibilidade de água no mundo e no Brasil. **SAVEH AMBEV**, 2016. Disponível em: https://saveh.ambev.com.br/artigos/a-disponibilidade-de-agua-no-mundo-e-no-brasil. Acesso em: 12 maio 2022.

SHAHIDIAN, Shakib *et al*. **Hidrologia Agrícola**. 2. ed. Évora, Portugal: Escola de Ciência e Tecnologia da Universidade de Évora, 2017. 292 p. ISBN 978-989-8550- 40-8.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de águas pluviais:** Capítulo 5 - Microdrenagem.11 out. 2013. 1800 p. (Livro eletrônico em A4. Word10 e 12). ISBN 85-905933-3-9. Disponível em: https://docplayer.com.br/3290863-Capitulo-5-microdrenagem.html. Acesso em: 17 maio 2022.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. 4. ed. Brasília: Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2005. 194 p. (Saneamento para Todos, v. 4).ISBN 978-85-60133-35-2.

TUCCI, C. E. M. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas.**Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Rbrh,** Porto Alegre, v. 5, n. 1, p. 61–68,1 jan./mar. 2000. DOI:10.21168/rbrh.v5n1.p15-23. Disponível em: https://www.abrhidro.org.br/SGCv3/publicacao.php?PUB=1&ID=46&SUMARIO=661. Acesso em: 20 fev. 2022.

UNIMED. O que é Saneamento Básico?: entenda como funciona essa importante ferramenta de proteção à saúde humana e ambiental. **UNIMED**, Paraná, 18 ago. 2020. Disponível em: https://www.unimed.coop.br/web/canal-unimed-parana/papo- sutentavel/o-que-e-saneamento-basico-. Acesso em: 13 maio 2022.

UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY - USGS. HYDRO1k Documentation. VA: USGS. 2000. Disponível em: https://water.usgs.gov/gotita/watercyclegraphicspanishhi.html. Acesso em: 13

maio 2021.

VALENCIA, Astrid Carolina Bustos. **Modelo para a determinação da afluência dos resíduos sólidos ao sistema de drenagem urbana:** estudo de caso em Belo Horizonte (MG). 2016. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2016.

WILKEN, P.S. Engenharia de drenagem superficial. 1 ed. São Paulo: CETESB, 1978.

ZILOTTI: Caixa D'água Tubular. Caixa D'água Tubular. Disponível em: https://www.zilotti.com.br/produto/caixa-d-agua-tubular. Acesso em: 13 maio 2022.

ANEXO I

TABELA 2.15 Escoamento em regime permanente uniforme — Canais circulares

y/D	$v \cdot n/D^{2/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$v \cdot n/D^{2/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$v \cdot n/D^{2/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$v \cdot n/D^{2/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$v \cdot n/D^{2/3} \cdot I^{1/2}$
0,01	0,0353	0,21	0,2512	0,41	0,3624	0,61	0,4279	0,81	0,4524
0,02	0,0559	0,22	0,2582	0,42	0,3666	0,62	0,4301	0,82	0,4524
0,03	0,0730	0,23	0,2650	0,43	0,3708	0,63	0,4323	0,83	0,4522
0,04	0,0881	0,24	0,2716	0,44	0,3748	0,64	0,4343	0,84	0,4519
0,05	0,1019	0,25	0,2780	0,45	0,3787	0,65	0,4362	0,85	0,4514
0,06	0,1147	0,26	0,2843	0,46	0,3825	0,66	0,4381	0,86	0,4507
0,07	0,1267	0,27	0,2905	0,47	0,3863	0,67	0,4398	0,87	0,4499
0,08	0,1381	0,28	0,2965	0,48	0,3899	0,68	0,4414	0,88	0,4489
0,09	0,1489	0,29	0,3023	0,49	0,3934	0,69	0,4429	0,89	0,4476
0,10	0,1592	0,30	0,3080	0,50	0,3968	0,70	0,4444	0,90	0,4462
0,11	0,1691	0,31	0,3136	0,51	0,4002	0,71	0,4457	0,91	0,4445
0,12	0,1786	0,32	0,3190	0,52	0,4034	0,72	0,4469	0,92	0,4425
0,13	0,1877	0,33	0,3243	0,53	0,4065	0,73	0,4480	0,93	0,4402
0,14	0,1965	0,34	0,3295	0,54	0,4095	0,74	0,4489	0,94	0,4376
0,15	0,2051	0,35	0,3345	0,55	0,4124	0,75	0,4498	0,95	0,4345
0,16	0,2133	0,36	0,3394	0,56	0,4153	0,76	0,4505	0,96	0,4309
0,17	0,2214	0,37	0,3443	0,57	0,4180	0,77	0,4512	0,97	0,4267
0,18	0,2291	0,38	0,3490	0,58	0,4206	0,78	0,4517	0,98	0,4213
0,19	0,2367	0,39	0,3535	0,59	0,4231	0,79	0,4520	0,99	0,4142
0,20	0,2441	0,40	0,3580	0,60	0,4256	0,80	0,4523	1,00	0,3968

TABELA 2.13 Escoamento em regime permanente uniforme — Canais circulares

y/D	$Q \cdot n/D^{8/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$Q \cdot n/D^{8/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$Q \cdot n/D^{8/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$Q \cdot n/D^{8/3} \cdot I^{1/2}$	y/D	$Q \cdot n/D^{8/3} \cdot I^{1/2}$
0,01	0,0001	0,21	0,0301	0,41	0,1099	0,61	0,2147	0,81	0,3083
0,02	0,0002	0,22	0,0331	0,42	0,1148	0,62	0,2200	0,82	0,3118
0,03	0,0005	0,23	0,0362	0,43	0,1197	0,63	0,2253	0,83	0,3151
0,04	0,0009	0,24	0,0394	0,44	0,1247	0,64	0,2305	0,84	0,3182
0,05	0,0015	0,25	0,0427	0,45	0,1298	0,65	0,2357	0,85	0,3211
0,06	0,0022	0,26	0,0461	0,46	0,1349	0,66	0,2409	0,86	0,3238
0,07	0,0031	0,27	0,0497	0,47	0,1401	0,67	0,2460	0,87	0,3263
0,08	0,0041	0,28	0,0534	0,48	0,1453	0,68	0,2510	0,88	0,3285
0,09	0,0052	0,29	0,0571	0,49	0,1505	0,69	0,2560	0,89	0,3305
0,10	0,0065	0,30	0,0610	0,50	0,1558	0,70	0,2609	0,90	0,3322
0,11	0,0079	0,31	0,0650	0,51	0,1611	0,71	0,2658	0,91	0,3335
0,12	0,0095	0,32	0,0691	0,52	0,1665	0,72	0,2705	0,92	0,3345
0,13	0,0113	0,33	0,0733	0,53	0,1718	0,73	0,2752	0,93	0,3351
0,14	0,0131	0,34	0,0776	0,54	0,1772	0,74	0,2797	0,94	0,3352
0,15	0,0151	0,35	0,0819	0,55	0,1825	0,75	0,2842	0,95	0,3349
0,16	0,0173	0,36	0,0864	0,56	0,1879	0,76	0,2885	0,96	0,3339
0,17	0,0196	0,37	0,0909	0,57	0,1933	0,77	0,2928	0,97	0,3321
0,18	0,0220	0,38	0,0956	0,58	0,1987	0,78	0,2969	0,98	0,3293
0,19	0,0246	0,39	0,1003	0,59	0,2040	0,79	0,3008	0,99	0,3247
0,20	0,0273	0,40	0,1050	0,60	0,2094	0,80	0,3046	1,00	0,3116

ANEXO II

Tabela 45 - Planilha para cálculo de coletores circulares de águas pluviais

POÇO DE VISITA						DEFLUVIO A ESCOAR PARA JUSANTE													GALERIA DE JUSANTE							
LOCAÇÃO		COTAS NO POÇO			Recobrimento	BACIA LOCAL		CONTRIBUIÇÃO PARCIAL							Defl. Total a escoar	Declividade	Diâmetro	Enchimento	Tirante		Velocidade	Extensão	Tempo Percurso
Nº	Estaca	Terreno	Nível d'água	Fundo		Área	Coef. Imper.	Área Total	Coef. Distr.	Tempo Conc.	Intes Pluv.	Coef. Defl.	Defl. Parcial						Normal	Crítico			
		m	m	m	m	ha		ha		min	mm/h	mm/h	ℓ/s		ℓ/s	%	m	%	m	m	m/s	m	min
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		15	16	17	18	19	20	21	22	23

ANEXO III

Tabela 51 - Dados numéricos para o cálculo do escoamento em galerias circulares parcialmente cheias

$\frac{y}{d}$	C_1	C_2	C_3
0,15	0,0739	0,0152	0,0237
0,16	0,0811	0,0174	0,0269
0,17	0,0805	0,0197	0,0304
0,18	0,0961	0,0221	0,0340
0,19	0,1030	0,0246	0,0377
0,20	0,1110	0,0273	0,0418
0,21	0,1199	0,0302	0,0461
0,22	0,1261	0,0331	0,0304
0,23	0,1366	0,0361	0,0549
0,24	0,1449	0,0394	0,0597
0,25	0,1535	0,0427	0,0646
0,26	0,1623	0,0432	0,0698
0,27	0,1711	0,0498	0,0752
0,28	0,1800	0,0535	0,0805
0,29	0,1890	0,0573	0,0862
0,30	0,1982	0,0613	0,0921
0,31	0,2074	0,0653	0,0981
0,32	0,2167	0,0694	0,1044
0,33	0,2260	0,0735	0,1107
0,34	0,2355	0,0777	0,1174
0,35	0,2450	0,0818	0,1242
0,36	0,2546	0,0864	0,1312
0,37	0,2642	0,0910	0,1383
0,38	0,2739	0,0955	0,1455
0,39	0,2836	0,1002	0,1530
0,40	0,2934	0,1050	0,1604
0,41	0,3032	0,2090	0,1683
0,42	0,3130	0,1148	0,1762
0,43	0,3229	0,1198	0,1844
0,44	0,3328	0,1248	0,1926
0,45	0,3420	0,1298	0,2014
0,46	0,3527	0,1347	0,2098
0,47	0,3627	0,1401	0,2185
0,48	0,3727	0,1451	0,2276
0,49	0,3827	0,1508	0,2368
0,50	0,3930	0,1559	0,2464
0,51	0,4030	0,1612	0,2550
0,52	0,4130	0,1668	0,2651
0,53	0,4230	0,1719	0,2751
0,54	0,4330	0,1773	0,2853
0,55	0,4430	0,1828	0,2956
0,56	0,4530	0,1883	0,3069
0,57	0,4620	0,1830	0,3157
0,58	0,4720	0,1988	0,3263
0,59	0,4820	0,2038	0,3374
0,60	0,4920	0,2098	0,3466
0,61	0,5020	0,2149	0,3599
0,62	0,5120	0,2202	0,3717
0,63	0,5220	0,2251	0,3828
0,64	0,5310.	0,2305	0,3949
0,65	0,5400	0,2354	0,4062
0,66	0,5500	0,2410	0,4162
0,67	0,5590	0,2461	0,4312
0,68	0,5690	0,2510	0,4444

Tabela 51 – (Continuação)

$\frac{y}{d}$	C_1	C_2	C_3
0,69	0,5780	0,2561	0,4570
0,70	0,5870	0,2607	0,4700
0,71	0,6960	0,2659	0,4831
0,72	0,6050	0,2705	0,4987
0,73	0,6140	0,2751	0,5108
0,74	0,6230	0,2798	0,5240
0,75	0,6320	0,2845	0,5400
0,76	0,6400	0,2881	0,5543
0,77	0,6490	0,2928	0,5599
0,78	0,6570	0,2970	0,6051
0,79	0,6660	0,3011	0,6020
0,80	0,6740	0,3047	0,6185
0,81	0,6810	0,3079	0,6348
0,82	0,6890	0,3115	0,6526
0,83	0,6970	0,3151	0,6714
0,84	0,7040	0,3183	0,6898
0,85	0,7120	0,3212	0,7106
0,86	0,7190	0,3243	0,7270
0,87	0,7250	0,3263	0,7527
0,88	0,7320	0,3267	0,7767
0,89	0,7380	0,3300	0,8017