

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

RUAN MARCUS DE PAULA

**PROJETOS DE INFRAESTRUTURA URBANA EM LOTEAMENTO RESIDENCIAL
POPULAR NO MUNICÍPIO DE ARAQUARI – SC**

Joinville

2018

RUAN MARCUS DE PAULA

**PROJETOS DE INFRAESTRUTURA URBANA EM LOTEAMENTO RESIDENCIAL
POPULAR NO MUNICÍPIO DE ARAQUARI – SC**

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Yáder Alfonso Guerrero Pérez.

Joinville

2018

RUAN MARCUS DE PAULA

**PROJETOS DE INFRAESTRUTURA URBANA EM LOTEAMENTO RESIDENCIAL
POPULAR NO MUNICÍPIO DE ARAQUARI – SC**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville, 04 de julho de 2018.

Dra. Valéria Bennack

Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Dr. Yáder Alfonso Guerrero Pérez

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Breno Barra

Membro

Universidade Federal de Santa Catarina

Grasieli Cristina Machado Carvalho

Membro

Irineu Imóveis LTDA

RESUMO

O déficit habitacional brasileiro é um dos maiores responsáveis pela proliferação urbana, entretanto, boa parte das ocupações não contam com infraestrutura de boa qualidade. Assim, este trabalho objetiva criação de proposta de ocupação do tipo loteamento no Município de Araquari – Santa Catarina, com foco nos projetos integrantes de responsabilidade da Engenharia Civil, a saber: Projeto Urbano, de Terraplenagem, de Drenagem de Água Pluviais, de Distribuição de Água Potável e de Coleta de Esgoto Sanitário. Estes projetos foram desenvolvidos com foco no aproveitamento máximo das características naturais benéficas, de forma a intervir o mínimo possível no terreno natural. Para isso, foi necessária análise criteriosa do levantamento topográfico, da ocupação atual do solo, das condições hidrogeológicas e sociais da região, bem como da extensa legislação em vigência. As diferentes metodologias levantadas foram selecionadas de acordo com o grau de otimização capazes de trazer ao dimensionamento dos sistemas de infraestrutura. O procedimento de dimensionamento foi feito de maneira gradativa, conforme se aumentava o grau de detalhamento exigido e conforme eram avaliadas e corrigidas interferências entre diferentes sistemas. Com isso, foi possível a criação de proposta de um loteamento com 153 unidades e do dimensionamento final dos sistemas integrantes de infraestrutura.

Palavras-chave: Compatibilização de Projetos. Drenagem. Loteamento. Saneamento. Urbanismo.

ABSTRACT

Housing inequality in Brazil is one of the most powerful forces responsible for urban sprawl, however, a good part of occupations does not count on infrastructure of good quality. Thus, this project proposes land subdivision in the Municipality of Araquari - Santa Catarina, focusing on the projects that are part of a Civil Engineering Program, namely: Urban Parcel Project, Earthworks Analysis, Stormwater Network System, Water Supply Pipe Network and Sanitary Sewer Network. These projects were developed with a focus on maximizing the beneficial natural characteristics. Thus, it was necessary to analyze the natural terrain, current occupation of the soil, hydrogeological and social conditions of the region, as well as the extensive legislation. The different methodologies were selected according to the degree of optimization they can bring to the design of infrastructure systems. The design procedure was done in a gradual way, as the degree of detail required was increased and as interferences were evaluated and corrected between different systems. With this, it was possible to create a proposal for a subdivision with 153 units.

Keywords: Interference check. Land parcel. Sewage system. Stormwater Network. Urbanism.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Gleba inserida em contexto urbano.....	14
Figura 2 - Loteamento regular	15
Figura 3 - Fases de projetos de Engenharia e Arquitetura.....	19
Figura 4 - Opções de traçado viário fechado	29
Figura 5 - Opções de traçado viário aberto	29
Figura 6 - Inconsistência entre ocupações no bairro Petrópolis, Joinville – SC	30
Figura 7 - Curvas de nível em áreas planas e acidentadas.....	31
Figura 8 – Fundos de vale e coxilhas	32
Figura 9 - Traçado introverso e extroverso	32
Figura 10 - Ruas perpendiculares às curvas de nível	33
Figura 11 - Parcelamento com lotes patamarizados no CivilCAD 3D.....	35
Figura 12 - Corte e aterro em terreno modificado	39
Figura 13 - Representação de machas de corte e aterro em planta.....	40
Figura 14 – Detalhe de sub-bacias de microdrenagem em loteamento	46
Figura 15 - Sarjeta	48
Figura 16 - Configurações de bocas de lobo	51
Figura 17 - Vista longitudinal de boca de lobo em ponto baixo	52
Figura 18 - Corte transversal de boca de lobo com grelha	52
Figura 19 - Instalação de manilhas de concreto	58
Figura 20 - Tubo PEAD corrugado para drenagem.....	58
Figura 21 - Partes constituintes do abastecimento público de água	60
Figura 22 - Rede malhada constituída de 4 anéis	61
Figura 23 - Problema genérico de circuito fechado.....	66
Figura 24 - Exemplo de circuito hidráulico em malha de diâmetros arbitrados.....	67
Figura 25 - Tubo PEAD para rede de água potável.....	70
Figura 26 - Terminal de inspeção e limpeza.....	72
Figura 27 - Terminal de limpeza	73
Figura 28 - Caixa de passagem.....	73
Figura 29 - Tensão trativa.....	76
Figura 30 - Perfil transversal do pavimento	79
Figura 31 - Elementos constituintes de passeio.....	80
Figura 32 – Composição de imagem de satélite e perímetro da gleba a ser loteada	82

Figura 33 - Perfis de elevações e declividades do terreno.....	83
Figura 34 – Fotografias da área	84
Figura 35 - Amostra de solo obtida com trado manual	85
Figura 36 - Croqui geológico conforme levantamento.....	86
Figura 37 - Concepções iniciais para o loteamento	91
Figura 38 - Projeto Urbano modificado.....	95
Figura 39 - Representação tridimensional do terreno primitivo.....	96
Figura 40 - Perfil de alinhamento criado para a Rua 2	96
Figura 41 - Rua com perfil vertical criado	97
Figura 42 - Seção-tipo de via.....	98
Figura 43 - Corredor criado	98
Figura 44 - Superfície do corredor	99
Figura 45 - Patamarização prévia	99
Figura 46 - Criação de breaklines.....	100
Figura 47 - Superfície final de terraplenagem	100
Figura 48 – Croqui de rede prevista de galerias pluviais	101
Figura 49 - Esquemático de distância entre redes	102
Figura 50 - Avaliação de fluxo de sarjeta no Hydraflow	103
Figura 51 – Croqui de traçado da rede de esgoto	106
Figura 52 - Demarcação manual de pontos de checagem de interferência	107
Figura 53 – Croqui de traçado de rede de água potável	108
Figura 54 - Áreas de contribuição por nó	109
Figura 55 - Rede malhada no EPANET	110
Figura 56 - Caixa de texto de dados gerada no EPANET	110
Figura 57 - Mapa de pressão e velocidade na rede de distribuição de água.....	111
Figura 58 - Intersecção entre vias.....	112
Figura 59 - Taludes de fundos de quadras	113
Figura 60 - Mapa de corte e aterro	113
Figura 61 - Rede de drenagem pluvial no SSA	115
Figura 62 - Destaque a trechos subdimensionados.....	115
Figura 63 - Perfil temporal de escoamento no trecho 50-63	116
Figura 64 - Resumo de análise do trecho 59-60	117
Figura 65 - Detalhe rede de esgoto Rua 4	118

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Distribuição recomendada da hierarquia viária.....	28
Quadro 2 - Aplicabilidade das alternativas	37
Quadro 3 - Equações IDF válidas sobre a área em estudo	44
Quadro 4 - Coeficientes de escoamento superficial de acordo com o uso do solo.....	45
Quadro 5 - Tempo de entrada.....	47
Quadro 6 - Fatores de redução do escoamento de sarjetas	49
Quadro 7 - Inundação admissível nas vias em função da classificação de tráfego	50
Quadro 8 - Fatores de redução do escoamento para bocas de lobo.....	53
Quadro 9 - Relações baseadas na equação de Manning em função de y/d	56
Quadro 10 - Balanceamento de vazões para os nós do circuito hidráulico arbitrário	67
Quadro 11 - Balanceamento de perdas de carga para os anéis da rede hidráulica arbitrária....	68
Quadro 12 - Velocidades máxima em função do diâmetro	68
Quadro 13 - Valores limitantes de CBR e expansibilidade.....	79
Quadro 14 – Dimensões de seções transversais das vias em Araquari	90
Quadro 15 - Quadro comparativo de critérios para urbanização.....	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

APP – Área de Preservação Permanente

ASBEA – Associação Brasileira de Escritórios de Arquitetura

Casan – Companhia Catarinense de Águas e Saneamento

CDHU – Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

MPSC – Ministério Público de Santa Catarina

NBR – Norma Brasileira

PDDU-BHRC – Plano Diretor de Drenagem Urbana – Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira

PDPDTA – Plano Diretor Participativo de Desenvolvimento Territorial de Araquari

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

SSA – Storm and Sanitary Analysis

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	LIMITAÇÕES.....	12
1.2	OBJETIVOS.....	13
1.2.1	Objetivo Geral	13
1.2.2	Objetivos Específicos.....	13
2	PARCELAMENTOS DE SOLO.....	14
2.1	TIPOS DE PARCELAMENTO DE SOLO URBANO	14
2.2	LEGISLAÇÃO E NORMAS APLICÁVEIS	15
2.3	PRINCÍPIOS DA ENGENHARIA CIVIL APLICADOS A LOTEAMENTOS.....	16
3	FASES DE PROJETOS DE ENGENHARIA.....	18
3.1	CONCEPÇÃO DO PRODUTO	20
3.2	DEFINIÇÃO DO PRODUTO.....	22
3.3	IDENTIFICAÇÃO E SOLUÇÃO DE INTERFACES	23
3.4	PROJETO DE DETALHAMENTO DAS ESPECIALIDADE	24
3.5	PÓS-ENTREGA DO PROJETO.....	25
3.6	PÓS-ENTREGA DA OBRA.....	26
4	PROJETO URBANÍSTICO.....	27
4.1	OPÇÕES DE TRAÇADO URBANO	27
4.2	COMPATIBILIZAÇÃO COM ÁREAS ADJACENTES.....	30
4.3	COMPATIBILIZAÇÃO COM TOPOGRAFIA LOCAL.....	31
4.4	CRITÉRIOS ESTABELECIDOS EM NORMAS	33
5	TERRAPLENAGEM.....	35
5.1	ESTUDOS PRELIMINARES.....	36
5.1.1	Aterros Sobre Solos Moles.....	36
5.1.2	Estabilização de Taludes Naturais.....	37
5.2	PROJETO BÁSICO DE TERRAPLENAGEM	38
5.3	PROJETO EXECUTIVO DE TERRAPLENAGEM.....	40
6	ESGOTAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS	41
6.1	PARÂMETROS HIDROLÓGICOS DE DIMENSIONAMENTO	42
6.1.1	Período de Retorno de Projeto	42
6.1.2	Precipitações de Projeto.....	43
6.1.3	Coeficientes de Escoamento Superficial	44

6.1.4	Vazões de Projeto	45
6.2	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	48
6.2.1	Sarjetas	48
6.2.2	Bocas de Lobo	50
6.2.3	Poços de Visita e Caixas de Ligação	54
6.2.4	Galerias.....	54
6.3	SISTEMAS PLUVIAIS NÃO CONVENCIONAIS.....	57
6.4	MATERIAIS DE REDES DE DRENAGEM	57
7	DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA POTÁVEL	60
7.1	TIPOS DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO	61
7.2	CONDICIONANTES DE PROJETO	62
7.3	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	63
7.3.1	Método da Correção de Vazões.....	65
7.4	MATERIAIS DA TUBULAÇÃO.....	69
8	COLETA DE ESGOTO SANITÁRIO	71
8.1	PARÂMETROS DE PROJETO.....	71
8.2	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	74
8.3	MATERIAIS DA TUBULAÇÃO.....	77
9	PROJETOS COMPLEMENTARES.....	78
9.1	ESTRUTURA RODOVIÁRIA	78
9.2	PASSEIOS.....	80
9.3	PAISAGISMO DE VIAS PÚBLICAS.....	81
10	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	82
10.1	GEOMORFOLOGIA	83
10.2	PEDOLOGIA	84
10.3	COBERTURA VEGETAL E FAUNA	86
10.4	INFRAESTRUTURA EXISTENTE.....	87
10.5	CONDICIONANTES LEGAIS	88
11	METODOLOGIA E ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS	89
11.1	CONCEPÇÃO DO PRODUTO	89
11.2	DEFINIÇÃO DO PRODUTO.....	94
11.3	IDENTIFICAÇÃO E SOLUÇÃO DE INTERFACES	112
11.4	PROJETO DE DETALHAMENTO DAS ESPECIALIDADES	119
11.5	APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS	120

12	CONCLUSÃO	121
	REFERÊNCIAS	123
	ANEXO 1 – MAPA CADASTRAL DA GLEBA	128
	ANEXO 2 – RELATÓRIO DE TERRAPLENAGEM.....	Erro! Indicador não definido.
	ANEXO 3 – RELATÓRIO DE DIMENSIONAMENTO HIDRODINÂMICO	Erro!
	Indicador não definido.	
	ANEXO 4 – RELATÓRIO DE DIMENSIONAMENTO DE CONDUTO FORÇADO	
	Erro! Indicador não definido.	
	APÊNDICE 1 – PROJETO URBANÍSTICO	Erro! Indicador não definido.
	APÊNDICE 2 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 1/8: IMPLANTAÇÃO DE VIAS	
	Erro! Indicador não definido.	
	APÊNDICE 3 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 2/8: PERFIS 1 A 3.....	Erro!
	Indicador não definido.	
	APÊNDICE 4 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 3/8: PERFIS 4 A 7.....	Erro!
	Indicador não definido.	
	APÊNDICE 5 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 4/8: LOCALIZAÇÃO DE SEÇÕES	Erro! Indicador não definido.
	APÊNDICE 6 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 5/8 : SEÇÕES 1 A 3.....	Erro!
	Indicador não definido.	
	APÊNDICE 7 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 6/8: SEÇÕES 4 A 6	Erro! Indicador não definido.
	APÊNDICE 8 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 7/8: SEÇÕES 7 E 8	Erro! Indicador não definido.
	APÊNDICE 9 – PROJETO DE TERRAPLENAGEM 8/8: MAPA DE CORTE E ATERRO	Erro! Indicador não definido.
	APÊNDICE 10 – PROJETO DE REDE DRENAGEM PLUVIAL	Erro! Indicador não definido.
	APÊNDICE 11 – PROJETO DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA POTÁVEL	
	Erro! Indicador não definido.	
	APÊNDICE 12 – PROJETO DE REDE COLETORA DE ESGOTO SANITÁRIO...Erro!	
	Indicador não definido.	
	APÊNDICE 13 – PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DE SARJETAS E BOCAS DE LOBO	Erro! Indicador não definido.

APÊNDICE 14 – PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS DE DRENAGEM Erro! Indicador não definido.

APÊNDICE 15 – PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DE REDE COLETORA DE ESGOTO SANITÁRIO..... Erro! Indicador não definido.

1 INTRODUÇÃO

O processo de inchamento dos centros urbanos é verificado mundialmente desde a Revolução Industrial, com o crescimento vertiginoso da população urbana e o encolhimento da rural, que migrou para as cidades em busca de melhores condições de vida. De fato, o Brasil viu sua transformação em país urbano ainda na década de 1960, e em 2010 a população nas cidades já correspondia a 84,4% do total (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE, 2010a), com perspectiva de crescimento ainda maior desta proporção.

Ainda mais intenso foi o processo de urbanização de Joinville, Santa Catarina, em que a população cresceu 240% entre os anos 1970 e 2000, ou seja, expansão muito superior à média brasileira, que ficou em 80% (IBGE, 2010b). Este processo se deve especialmente à elevada industrialização do município, que empregou mão de obra, principalmente, do interior dos estados da Região Sul do Brasil.

Contudo, ao longo dos anos, o setor industrial se viu fadado a encarar maiores exigências ambientais, gargalos logísticos e o encarecimento da mão de obra. Segundo Fernandes (2011), estes fatores fizeram com que o eixo de desenvolvimento industrial migrasse do extremo norte de Joinville, para os limites da rodovia BR-101, especialmente na região sul da cidade e no município limítrofe, Araquari, onde ainda há abundância de terras a serem exploradas, e que pode enfrentar desafios semelhantes em futuro próximo. Assim, a demanda por moradia seguiu a mesma rota, de forma que a população da cidade de Araquari cresceu 55% nos últimos 20 anos (FERNANDES, 2011).

Com isso, os desafios dos setores públicos, proporcionar moradia digna aos cidadãos, e do setor privado, que é equilibrar os custos de instalação da infraestrutura urbana básica e de venda, mostram-se desafiadores, uma vez que a tendência é de descompasso entre oferta e demanda, e consequente aumento de ocupações irregulares.

Entretanto, a ocupação urbana planejada tem inúmeras vantagens para os moradores, a cidade e a sociedade em geral. Dentre os destaques, citam-se o aumento da segurança frente a desastres naturais, o atendimento de infraestrutura de saneamento, além da observação de diversas exigências urbanísticas, viárias e ambientais, obtidas quando cumpridos os requisitos dos Planos Diretores Municipais.

Com isso, é possível verificar que o planejamento de um parcelamento de solo é tarefa multidisciplinar complexa, que abrange, sobretudo, áreas do Urbanismo e da Engenharia Civil. Todavia, é papel dos profissionais responsáveis a solução destas barreiras, de forma que os envolvidos – tanto os consumidores finais, o Poder Público, ou empresas imobiliárias, não sejam prejudicados em nenhuma etapa, e que o empreendimento cumpra o papel de inserção social, e se torne parte ativa da uma cidade no futuro.

Tendo isso em vista, este trabalho se propõe a realizar uma pesquisa seguindo a metodologia de ciência do projeto, de modo a descrever e quantificar as características da área de estudo, de tal forma que seja possível fornecer os diferentes projetos de urbanização de uma área de 101.535,63 m² na zona de expansão urbana no município de Araquari, com foco no planejamento de longo prazo, na otimização de processos e nas restrições orçamentárias.

1.1 LIMITAÇÕES

Tendo em vista a extensão do trabalho proposto e se tratando de um empreendimento privado ainda em estudo, são necessárias definições quanto as limitações de projeto e de informações cedidas.

Assim, para privar a empresa com interesse em investir nesta gleba, a localização desta não poderá ser especificada neste trabalho. Com isso, não constarão nos projetos coordenadas verdadeiras, indicação de norte, nome de ruas existentes, mapa de localização, e demais elementos que indiquem o correto local em análise.

Ademais, quanto à extensão deste estudo, planeja-se a entrega de um Programa de Urbanização mais completo possível, dentro das atribuições da Engenharia Civil. Assim, dentre os projetos possíveis de urbanismo, terraplenagem, paisagismo, drenagem, abastecimento de água, esgotamento sanitário, eletricidade e telefonia, não poderão ser dimensionados os sistemas de distribuição de energia elétrica, já que este é de responsabilidade de Engenheiro Eletricista. Com isso, também não serão dimensionados os subsistemas de iluminação pública e telefonia, que são dependentes daquele.

Além disso, também não farão parte deste trabalho os estudos de viabilidade anteriores a um dimensionamento definitivo. Estes estudos contemplam o levantamento topográfico georreferenciado, criação de mapas cadastrais, sondagens no solo, levantamento socioeconômico, geológico, florestal, faunístico, e declarações de viabilidade técnica das concessionárias de água, esgoto, energia elétrica, telefonia, coleta de resíduos, dentre outros.

As etapas burocráticas, com destaque aos Projetos Legais, também não poderão fazer parte deste trabalho, uma vez que envolvem longo tempo de espera e geram custo.

Assim, se partirá do princípio de que a área em estudo foi julgada apta a receber o empreendimento proposto, e que os estudos supracitados já estão em sua versão final e descrevem adequadamente as características necessárias aos Projetos Executivos. Quando as informações forem julgadas insuficientes, serão consultados materiais acadêmicos que auxiliem na tomada de decisões quanto a escolha de parâmetros de análise.

1.2 OBJETIVOS

Para a proposta apresentada, idealiza-se o cumprimento dos objetivos a seguir.

1.2.1 Objetivo Geral

Apresentar um conjunto com os diferentes Projetos de Urbanização que constituem um loteamento e que são atribuições da Engenharia Civil: Projeto Urbanístico, de Terraplenagem, de Drenagem de Águas Pluviais, de Distribuição de Água Potável e de Coleta de Esgoto Sanitário.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Sistematizar sequência de trabalho de acordo com atividades técnicas envolvidas;
- Analisar as diversas abordagens disponíveis na literatura para cada projeto;
- Verificar compatibilidade entre os diferentes projetos.

2 PARCELAMENTOS DE SOLO

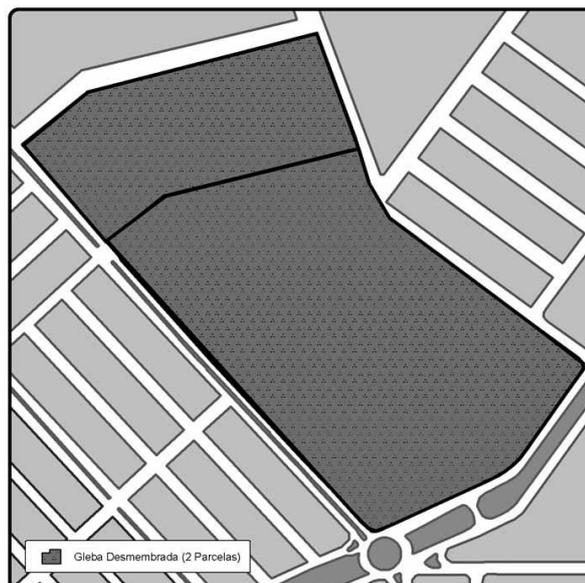
Neste capítulo serão apresentadas as principais regras impostas ao parcelamento do solo urbano, as definições básicas dos componentes destes empreendimentos e os fundamentos da Engenharia Civil aplicados à urbanização.

2.1 TIPOS DE PARCELAMENTO DE SOLO URBANO

O processo de divisão de grandes áreas em terrenos menores, com infraestrutura adequada e aptos a receberem edificações é denominado parcelamento de solo, e é regido pela Lei Federal nº 6.766/79, que profere em seu art. 2º que “[...] poderá ser feito mediante loteamento ou desmembramento, observadas as disposições desta Lei e as das legislações estaduais e municipais pertinentes.” (BRASIL, 1979).

Por sua vez, as áreas que são objetos desta resolução são denominadas glebas, e se caracterizam como terrenos nunca antes alvos de loteamento ou desmembramento (MINISTÉRIO PÚBLICO DE SANTA CATARINA - MPSC, 2010), como visto na Figura 1:

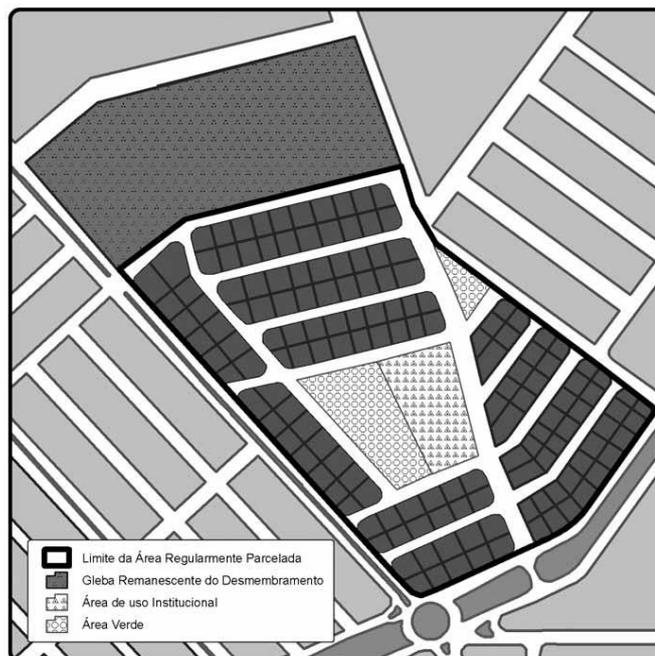
Figura 1 – Gleba inserida em contexto urbano



Fonte: SANTA CATARINA (2012, p. 23)

Assim, conforme art. 2º, § 1º da Lei 6.766 (BRASIL, 1979), a subdivisão de gleba em lotes destinados à edificação, que exige a abertura ou prolongamento de ruas e destina parte de sua extensão à equipamentos comunitários e área verde, constitui o loteamento (Figura 2).

Figura 2 - Loteamento regular



Fonte: SANTACATARINA (2012, p. 24)

Com isso, os lotes originários dos parcelamentos devem atender aos critérios da Legislação Municipal quanto aos índices urbanísticos, bem como serem servidos de infraestrutura básica, conforme diretrizes das concessionárias de serviços públicos.

2.2 LEGISLAÇÃO E NORMAS APLICÁVEIS

A Legislação sobre o tema é extensa e, por vezes, conflitante. Segundo o *Guia do Parcelamento do Solo Urbano*, elaborado pelo MPSC (SANTA CATARINA, 2010) são 12 Leis Federais; 4 Leis Estaduais; 6 Leis Municipais em Araquari, além de diversas resoluções do Conselho Nacional do Meio Ambiente; Instruções Normativas do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária e Fundação do Meio Ambiente; e Provimentos da Corregedoria de Justiça do Estado de Santa Catarina. Para os casos em que há conflito, recomenda-se seguir a determinação mais rigorosa.

No presente trabalho, a Lei de maior interesse é o Plano Diretor Participativo de Desenvolvimento Territorial de Araquari (PDPDTA) de 2006, especialmente a Seção III do Capítulo II, que norteia boa parte das decisões de projeto necessárias a um parcelamento de solo do tipo *loteamento* no Município, além de sintetizar parte da legislação ambiental pertinente ao tema. Este capítulo do Plano Diretor baseia-se na Lei Federal nº 6.766/79, que dispõe sobre o parcelamento de solo e dita que Estados e Municípios podem estabelecer normas complementares a fim de adequar os parâmetros nacionais às particularidades regionais.

Quanto às normas, serão seguidas as Normas Brasileiras (NBRs) pertinentes a cada projeto, da mesma forma que as instruções normativas dos órgãos reguladores de cada assunto específico, como o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), relativas ao projeto viário, à drenagem urbana e à terraplenagem, e manuais técnicos da Companhia de Águas e Saneamento de Santa Catarina (Casan), quanto aos projetos de distribuição de água e coleta de esgoto sanitário.

2.3 PRINCÍPIOS DA ENGENHARIA CIVIL APLICADOS A LOTEAMENTOS

Os projetos de infraestrutura responsáveis por atender aos padrões sanitários e urbanísticos exigidos pela legislação especificada devem estar baseados em métodos consagrados da Engenharia Civil, e seguir exigências da municipalidade. Para tanto, são mesclados elementos do Urbanismo, da Engenharia Ambiental, Sanitária e de Transportes, além de se estar atento à viabilidade financeira da proposta. Também é de responsabilidade do profissional constante atualização referente a normas e leis, e das inovações tecnológicas de sua área de atuação.

Esta análise multidisciplinar que se recorre durante o planejamento de expansão urbana exige preparo do corpo técnico das empresas de engenharia, e representa oportunidade de buscar soluções inovadoras para desafios em campo, uma vez que o emprego de novas técnicas construtivas constitui um dos principais combustíveis à diminuição dos custos e aumento da competitividade (THOMÉ, 2017).

Além destas análises, a viabilidade dos empreendimentos também passa pelas exigências do Poder Público: o art. 157º do PDPDTA (ARAQUARI, 2006), com base no art. 3º da Lei nº 6.766/79 (BRASIL, 1979), veda os parcelamentos de solo nos seguintes casos:

Art. 157. Fica vedado o parcelamento do solo, para fins urbanos:

- I – Terrenos onde as condições geológicas não são adequadas à edificação;
- II – Em terrenos alagadiços e sujeitos a inundações, antes de tomadas as providências para assegurar o escoamento das águas ou a proteção contra as cheias e inundações;
- III – Em terrenos que tenham sido aterrados com material nocivo à saúde, sem que sejam previamente saneados;
- IV – Em áreas onde a poluição ambiental impeça condições sanitárias, salvo se houver correção de acordo com as normas oficiais;
- V – Em terrenos com declividade igual ou superior a 30%;
- VI – Em imóveis dos quais resultem terrenos encravados ou lotes em desacordo com os padrões estabelecidos em lei;
- VII – Em áreas de preservação natural, cultural ou paisagística;
- VIII – Em terrenos situados fora do alcance dos equipamentos urbanos, notadamente das redes públicas de abastecimento de água potável e de energia elétrica, salvo se atendidas exigências específicas dos órgãos competentes.

Tais impeditivos, com exceção do item VII, podem ser corrigidos com técnicas rotineiras de engenharia, embora nem sempre seu custo seja viável. No presente estudo, se partirá do princípio de que a área foi julgada apta a receber um empreendimento do porte proposto. Além disso, não serão consideradas eventuais medidas ambientais mitigadoras, já que estas não fazem parte das atribuições da Engenharia Civil. Assim, resta ao projetista definir soluções de urbanização baseadas em estudos prévios, como hidrológicos, geológicos e ambientais, que cabem a profissionais das respectivas áreas, fundamentando, assim, suas decisões técnicas.

Com isso em vista, as diferentes metodologias desenvolvidas ao longo dos anos pertinentes aos sistemas de infraestrutura de loteamentos buscam entregar a melhor solução possível aos usuários finais. Assim, fazem parte do projeto completo, no mínimo: o Projeto Urbanístico; de Terraplenagem e Estabilização do Solo, de Drenagem de Águas Pluviais; de Abastecimento de Água Potável; de Coleta de Esgoto Sanitário; e de Pavimentação.

Apesar não existir sequência rígida de trabalho, é rotineiro começar pelos Projetos Urbanísticos e de Terraplenagem em conjunto, já que deles dependem completamente todos os demais projetos, e, caso se julgue necessário, devem ser modificados a fim de se resolver incompatibilidades entre os demais sistemas. Na seção a seguir, será mostrada a rotina de desenvolvimento de projetos de arquitetura e engenharia mais adequada, que trata o Programa de Urbanização como um produto em constante melhoria.

3 FASES DE PROJETOS DE ENGENHARIA

O planejamento de obras de grande porte deve ser feito de maneira rigorosa, já que durante esta etapa devem ser levantadas as dificuldades pontuais do empreendimento, discutidas as possibilidades de enfrentamento de situações desfavoráveis, e tomadas decisões complexas previamente. Assim, o planejamento adequado diminui o risco de surpresas durante a execução e acelera este processo. Entretanto, para isso, é necessária definição de uma sistemática de trabalho, que prevê consistência entre os diferentes sistemas integrantes e otimiza o tempo investido no Programa de Projetos.

Com isso, a Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (CDHU) define Programa de Projeto como a “[...] sistematização das necessidades funcionais e sociais que caracterizam um tema de projeto” (SÃO PAULO, 1998, p. 3) e acrescenta que, para habitações, é necessária definição dos Programas de Edificação e de Urbanismo. Por sua vez, o Programa de Urbanização refere-se ao conjunto contendo os projetos de: Urbanismo, Terraplenagem, Paisagismo, Drenagem, Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário, Eletricidade e Telefonia.

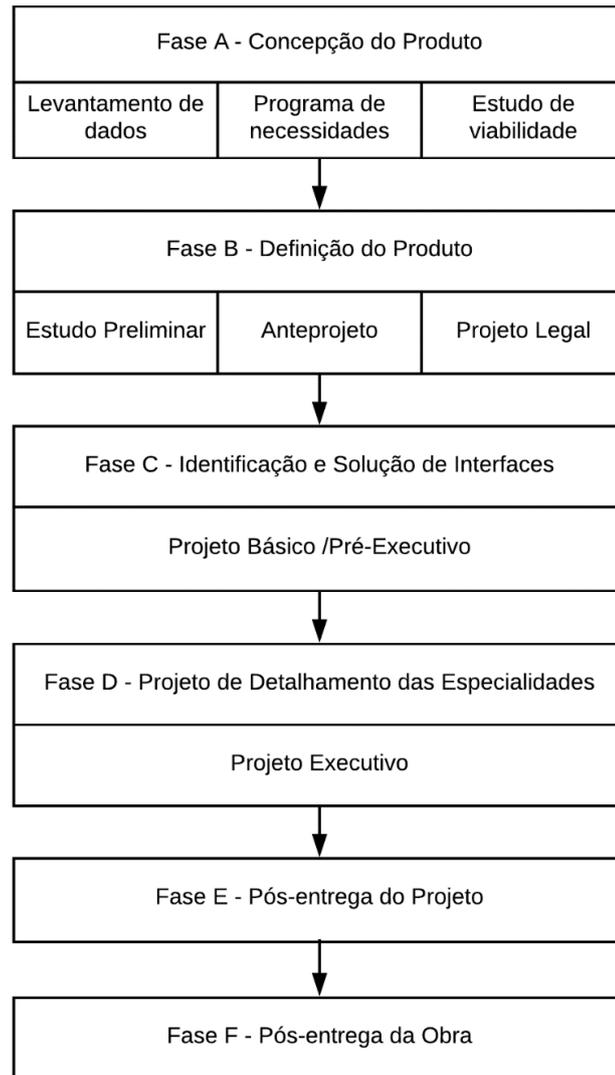
Assim, tendo em vista a complexidade deste programa, faz-se necessário cumprimento de determinada sequência lógica de trabalho para adequada compreensão da influência das características físicas e sociais da área de estudo, dos condicionantes legais, e, principalmente, da relação entre os diferentes sistemas que compõem o Programa de Urbanização da gleba.

Dentre as possibilidades de sequenciamento, o mais usual é aquele disposto na NBR 13.531/95, intitulado *Elaboração de Projetos de Edificações – Atividades Técnicas*. Apesar de focar no Programa de Edificação, os objetos constituintes são os mesmos, apenas as atividades são adaptadas ao objetivo do presente trabalho, que é urbanização. Assim, a norma expõe que são produtos das atividades técnicas do projeto: levantamento, programa de necessidades, estudo de viabilidade, estudo preliminar, anteprojeto, projeto legal, projeto básico, e projeto para execução (ABNT, 1995), mesmo que nem todas as etapas descritas sejam obrigatórias.

Neste trabalho será seguido o *Manual de Escopo de Projetos e Serviços de Arquitetura e Urbanismo*, da Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura (ASBEA), que é baseado na norma técnica citada acima, porém adaptado a projetos de arquitetura e urbanismo, e possui

alto nível de detalhamento. No material, o programa é dividido em seis etapas: concepção do produto, definição do produto, identificação e solução de interfaces, projeto de detalhamento das especialidades, pós-entrega do projeto e pós-entrega da obra (ASBEA, 2012). Esta sequência, com seus produtos gerados, pode ser vista na Figura 3:

Figura 3 - Fases de projetos de Engenharia e Arquitetura



Fonte: Autor (2018)

Assim, as atividades constituintes deste sequenciamento, dados necessários e produtos gerados dispostos no manual, serão descritas nos tópicos a seguir.

3.1 CONCEPÇÃO DO PRODUTO

Segundo a ASBEA (2012, p. 5), esta primeira fase objetiva “levantar um conjunto de informações jurídicas, legais, programáveis e técnicas; dados analíticos e gráficos, Normas Técnicas aplicáveis [...]”, além de demais critérios estabelecidos pelo empreendedor. Com isso, busca verificar a viabilidade de soluções construtivas existentes e as possibilidades ao produto em questão através dos produtos gerados nesta etapa, que são: levantamento de dados, programa de necessidades e estudo de viabilidade.

Sobre o levantamento, a NBR 13.531/95 (ABNT, 1995, p. 4) esclarece que é uma “etapa destinada à coleta das informações de referência que representem as condições preexistentes, de interesse para instruir a elaboração do projeto [...]”, e que inclui dados planialtimétricos, cadastrais, geológicos, hídricos, ambientais, climáticos, ecológicos, técnicos, legais e jurídicos, sociais, econômicos, financeiros, dentre outros.

Já o programa de necessidades é definido como uma “etapa destinada à determinação das exigências de caráter prescritivo ou de desempenho (necessidades e expectativas dos usuários) a serem satisfeitas pela edificação a ser concebida.” (ANBT, 1995, p. 4). Com este documento, o profissional tem respaldo nas futuras decisões de projeto.

Por fim, o estudo de viabilidade destina-se “[...] à elaboração de análise e avaliações para seleção e recomendação de alternativas para a concepção da edificação e de seus elementos, instalações e componentes.” (ABNT, 1995, p. 4).

Assim, para que os objetivos destas etapas sejam cumpridos, são recomendados os seguintes passos, de acordo com manual da ASBEA (2012):

- a) Levantamento de dados e restrições físicas e legais: análise do conteúdo das escrituras e matrículas, identificando restrições da legislação. São necessárias plantas de localização, situação e orientação da gleba, com dimensões e confrontantes, fotos do local, matrículas atualizadas do(s) terreno(s), identificação de faixas não edificáveis, reservas legais averbadas, áreas de preservação permanente (APPs), solo contaminado, zoneamento local, vias planejadas pelo Poder Público, padrão de desempenho, dentre outros impeditivos;
- b) Levantamento e análise física dos condicionantes do entorno: análise de características físicas da área que possam interferir em seu dimensionamento, como padrões urbanísticos, tendências de desenvolvimento para a área, condições de tráfego, dados climáticos e ambientais, dentre outros;

- c) Quantificação do potencial construtivo do empreendimento: prévia do potencial da gleba baseado na área de lotes do zoneamento em questão, na tipologia pretendida ao empreendimento, na topografia local, vegetação existente e capacidade de infraestrutura local (água, esgoto, energia elétrica e vias de acesso);
- d) Análise de viabilidade da implantação do empreendimento: geração de croquis esquemáticos de implantação com indicação prévia de acessos, quadras, ruas e áreas verdes, levando em consideração os condicionantes de infraestrutura existente, como pressão de captação de água potável, por exemplo;
- e) Concepção das unidades do empreendimento: proposta de estudos alternativos para permitir a escolha do produto pelo empreendedor. Para isso, são necessárias informações sobre recursos tecnológicos disponíveis, levantamento topográfico extensivo e definitivo (de acordo com normas específicas), relatórios de sondagem de solo ou análise com profissionais com experiência na região, recomendações preliminares de complementação de infraestrutura (necessidade de reservatórios de água ou estação de tratamento de esgoto, por exemplo). Com isso, são criadas plantas esquemáticas básicas e quadros preliminares com as áreas do empreendimento. Nesta etapa, a concepção do empreendimento pode ser alterada quantas vezes forem necessárias, até aprovação pelo empreendedor;
- f) Outras etapas opcionais, quando pertinentes, como: levantamento e análise das restrições das legislações específicas nas esferas municipais, estaduais e federais; seleção do local do empreendimento, quando há diversas localidades disponíveis; levantamento e análise das variáveis programáticas do empreendimento, com a geração de um Programa de Necessidades; verificação analítica da viabilidade econômica do empreendimento, com geração de relatório de fluxo de caixa; e boletins técnicos dos órgãos municipais.

Portanto, caso o empreendimento mostre-se previamente adequado aos objetivos do empreendedor e dentro dos demais critérios desta etapa, é necessário procedimento mais rigoroso a fim de se determinar a melhor alternativa e refinar o produto, que é objetivo da segunda fase de análise.

3.2 DEFINIÇÃO DO PRODUTO

Esta etapa é responsável por “desenvolver o partido arquitetônico e demais elementos do empreendimento, definindo e consolidando todas as informações necessárias a fim de verificar sua viabilidade física, legal e econômica bem como possibilitar a elaboração dos Projetos Legais.” (ASBEA, 2012, p. 18). Para isso, os seguintes passos são necessários:

- a) Consolidação da qualificação do potencial construtivo das áreas e número total de unidades: consolida a viabilidade em função dos estudos da fase anterior, com número total de lotes e outras áreas técnicas. Para isso, é necessária adequação dos projetos realizados na fase anterior, formalizar os projetos de acordo com as diretrizes seguidas, definir previamente sistema construtivo, contratar projetistas específicos e definir se haverá adoção de sistema de classificação da informação da construção (BIM);
- b) Solução preliminar dos ambientes das unidades: desenvolver solução preliminar das unidades para verificação dos ambientes, principalmente com relação a taxa de ocupação dos lotes;
- c) Solução preliminar de implantação: desenvolvimento de relação do empreendimento com o entorno. Necessário levantamento florestal completo;
- d) Solução preliminar de terraplenagem, estrutura viária, e demais: desenvolver solução preliminar para verificação dos condicionantes de infraestrutura, principalmente as de alto impacto em caso de incompatibilidade, como cortes, aterros e taludes;
- e) Verificação dos sistemas e métodos construtivos e definições dos materiais de acabamento: conceituação da solução geral para materiais, sistemas e métodos construtivos do empreendimento, gerando um planejamento preliminar de execução;
- f) Consolidação dos documentos arquitetônicos gerados na fase: verificação preliminar de compatibilidade dos sistemas de infraestrutura, e dimensionamento dos sistemas com tolerância de até 5%;
- g) Projetos a órgãos técnicos públicos específicos: gerar os Projetos Legais, com desenhos e informações técnicas exigidas pelos órgãos públicos;
- h) Estudo de alternativas de sistemas construtivos e tecnologias: analisar a conveniência e viabilidade da utilização de sistemas construtivos não convencionais;
- i) Outras etapas opcionais, quando pertinentes, como: criação de maquetes eletrônicas e perspectivas volumétricas, roteirização de aprovações legais junto aos órgãos técnicos

públicos, seleção e tomada de preços de serviços de terceiros, assessoria no preparo de material de comercialização e divulgação, memorial de incorporação, dentre outras.

Ao final desta segunda fase do Programa de Urbanização, há informação suficiente para a criação de um Anteprojeto, com a escolha da alternativa urbanística e método construtivo acertadas e pré-dimensionamento dos sistemas de infraestrutura integrantes. Entretanto, para solução das incompatibilidades, é necessário aprofundamento do estudo.

3.3 IDENTIFICAÇÃO E SOLUÇÃO DE INTERFACES

A terceira fase de um Programa de Urbanização é responsável pela resolução de interferências entre sistemas, consolidação de todos os elementos, e é de caráter opcional (ASBEA, 2012). Esta fase é conhecida pela geração dos Projetos Básicos referentes às obras, e passa a contar com normativas mais claras de sua função e limitações. A Lei Federal nº 8.666/93, conhecida como Lei das Licitações, dispõe nos termos do art. 6º, inciso IX:

IX - Projeto Básico - conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, ou complexo de obras ou serviços objeto da licitação, elaborado com base nas indicações dos estudos técnicos preliminares, que assegurem a viabilidade técnica e o adequado tratamento do impacto ambiental do empreendimento, e que possibilite a avaliação do custo da obra e a definição dos métodos e do prazo de execução, devendo conter os seguintes elementos:

- a) desenvolvimento da solução escolhida de forma a fornecer visão global da obra e identificar todos os seus elementos constitutivos com clareza;
- b) soluções técnicas globais e localizadas, suficientemente detalhadas, de forma a minimizar a necessidade de reformulação ou de variantes durante as fases de elaboração do projeto executivo e de realização das obras e montagem;
- c) identificação dos tipos de serviços a executar e de materiais e equipamentos a incorporar à obra, bem como suas especificações que assegurem os melhores resultados para o empreendimento, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução;
- d) informações que possibilitem o estudo e a dedução de métodos construtivos, instalações provisórias e condições organizacionais para a obra, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução;
- e) subsídios para montagem do plano de licitação e gestão da obra, compreendendo a sua programação, a estratégia de suprimentos, as normas de fiscalização e outros dados necessários em cada caso;
- f) orçamento detalhado do custo global da obra, fundamentado em quantitativos de serviços e fornecimentos propriamente avaliados; (BRASIL, 1993, p. 1).

Constata-se pelo texto da Lei em questão que Projetos Básicos são fundamentais ao início do processo licitatório de obras públicas. Entretanto, caso o porte do empreendimento exija, esta fase opcional também pode ser incluída em projetos privados. Para isso, são necessários, portanto, os seguintes passos, de acordo com ASBEA (2012):

- a) Solução consolidada dos sistemas, métodos construtivos e materiais: determinar a solução mais adequada ao empreendimento de métodos construtivos e materiais empregados;
- b) Solução consolidada de implantação: visa “verificar e consolidar a solução de implantação quanto aos conceitos condicionantes técnicos, identificadas na fase anterior [...]” (ASBEA, 2012, p. 45);
- c) Solução consolidada de terraplenagem, estrutura viária, paisagística e demais sistemas de infraestrutura: assim como a solução de implantação, visa concretizar as soluções dos sistemas de infraestrutura individualmente;
- d) Compatibilização formal dos elementos: identificação e resolução de interferências, com a geração de solução definitiva;
- e) Outras etapas opcionais, quando pertinentes, como: compatibilização e substituição de documentação legal; personalização de unidades; plantas humanizadas; material gráfico promocional; e conclusão de projetos de baixo impacto de conflito, como paisagísticos, de iluminação, de produção, dentre outros.

Assim, com a conclusão desta etapa, o Projeto Básico referente ao parcelamento de solo é entregue, e os objetivos propostos a esta fase são atendidos, especialmente quanto à caracterização formal e precisa dos elementos constituintes. Apesar disso, o grau de detalhamento ainda não é o mais adequado para análises minuciosas de custos e prazos, por isso a etapa seguinte, que gera o Projeto Executivo, deve ser atendida.

3.4 PROJETO DE DETALHAMENTO DAS ESPECIALIDADE

A fase de detalhamento é fundamental ao Programa de Urbanização por elevar o nível de especificação dos projetos de forma a “[...] gerar um conjunto de referências suficientes para a perfeita caracterização das obras/serviços e serem executados [...]” (ASBEA, 2012, p. 70). Com isso, é possível a geração de projetos claros e objetivos, com completa elucidação de

detalhes e interferências. Este propósito é alcançado com a sequência dada pelo manual da ASBEA (2012):

- a) Solução definitiva de todos os métodos construtivos e materiais de acabamento: visa “estabelecer solução definitiva [...], validando as fases anteriores, de modo a subsidiar o desenvolvimento e detalhamento dos projetos.” (ASBEA, 2012, p. 71);
- b) Solução definitiva de implantação: desenhos executados conforme solução definitiva;
- c) Solução consolidada de terraplenagem, estrutura viária, paisagística e demais sistemas de infraestrutura: desenhos executados conforme solução definitiva, e compatíveis com a solução de implantação e demais sistemas integrantes, que seguem normativas dos órgãos técnicos a que fazem parte;
- d) Detalhamento construtivo: utilizando escala apropriada, gerar desenhos com soluções de detalhamentos específicos ou gerais, com geração de tabelas e memoriais descritivos de materiais, com padrão de acabamento exigido;
- e) Elaboração de planilha com quantificação de materiais e serviços: com o projeto detalhado, quantificar e orçar materiais e serviços;
- f) Outras etapas opcionais, quando pertinentes, como: projetos de produção, elaboração de cronogramas e orçamentos, dentre outros.

Assim, ao final da quarta fase do programa, o projeto é finalizado do ponto de vista técnico. Com isso, caso seguido corretamente, não restarão dúvidas no momento da obra e o produto gerado estará de acordo com as premissas estabelecidas no início do processo.

3.5 PÓS-ENTREGA DO PROJETO

Esta fase, de acordo com ASBEA (2012, p. 103), tem como função “garantir a plena compreensão e utilização das informações de projeto, bem como sua aplicação correta nos trabalhos de campo.” Para isso, requer apresentação e elucidação dos temas mais pertinentes aos envolvidos, especialmente o empreendedor, empregando linguagem acessível. Também inclui o acompanhamento técnico da obra e possíveis alterações não contempladas no Projeto Executivo.

3.6 PÓS-ENTREGA DA OBRA

Ainda de acordo com ASBEA (2012, p. 114), esta importante fase objetiva “analisar e avaliar o comportamento da edificação em uso para verificar e reafirmar se os condicionantes e pressupostos de projeto foram adequados e se eventuais alterações, realizadas em obra, estão compatíveis com as expectativas do empreendedor e de ocupação dos usuários.” Nesta fase também se incluem as etapas de desenho conforme executado, ou seja, o projeto as built, e o acompanhamento da ocupação e seu uso, com identificação de pontos críticos.

Assim, com a completa descrição e sequenciamento do planejamento de trabalho, pode-se analisar as particularidades dos diversos projetos específicos que integram o Programa de Urbanização da gleba, com início pelo primordial, o Projeto Urbanístico.

4 PROJETO URBANÍSTICO

O projeto urbanístico (ou urbano) é a base para a aprovação de um parcelamento de solo e posterior dimensionamento dos demais sistemas de infraestrutura integrantes. Neste, constam as vias públicas com respectiva hierarquia, divisão das quadras e lotes, e delimitação dos espaços reservados a áreas verdes e áreas institucionais. Sendo assim, constata-se que o impacto de um projeto racional e bem estruturado é significativo não apenas na questão da mobilidade da cidade (TERRY; JAVOSKI; CARVALHO; 2013), mas também no dimensionamento dos sistemas e custo global do empreendimento (MASCARÓ, 2005).

Com isso em vista, neste capítulo serão discutidos os critérios urbanísticos pertinentes, as técnicas para traçado de vias e os padrões de urbanização, com especial destaque à adequada acomodação dos sistemas de infraestrutura.

4.1 OPÇÕES DE TRAÇADO URBANO

Sendo os condomínios horizontais grandes polos geradores de tráfego, e, em geral, com população dependente dos veículos automotores, (TORQUATTO; RAIA JUNIOR; 2013), o empreendimento precisa dispor de malha viária racional e hierarquizada, de acordo com classificação funcional adotada pelo DNIT (2010, p. 37):

- a) Via arterial primária: via de capacidade e velocidade menores que as vias expressas, com traçado sensivelmente contínuo e interseções predominantemente em nível, atendendo principalmente à mobilidade do tráfego, podendo, contudo, ser permitido o acesso a propriedades adjacentes. Redistribui o tráfego das vias expressas para os seus destinos, até o nível das arteriais secundárias;
- b) Via arterial secundária: via que complementa e interconecta as vias do sistema arterial principal, com menor nível de mobilidade que as vias arteriais primárias;
- c) Via coletora: via que coleta o tráfego das vias locais e o canaliza para as vias arteriais e vice-versa;
- d) Via local: via que tem como função principal prover acesso às propriedades adjacentes.

Tendo esta classificação em vista, resta definir a taxa de participação na malha de cada tipo de via. Esta escolha, na falta de dados levantados, é feita com recomendações baseadas no empirismo das ocupações no Brasil. Mascaró (2005) indica as seguintes taxas de vias em relação ao total da malha viária proposta, conforme Quadro 1:

Quadro 1 - Distribuição recomendada da hierarquia viária

SISTEMA VIÁRIO	PARTICIPAÇÃO NO TOTAL (%)	
	Veículos/km	Extensão
(1) Arterial Principal	40-55	5-10
(2) Arterial Secundário	20-55	10-15
(3) Vias Coletoras	5-10	5-10
(4) Vias Locais	15-30	65-80

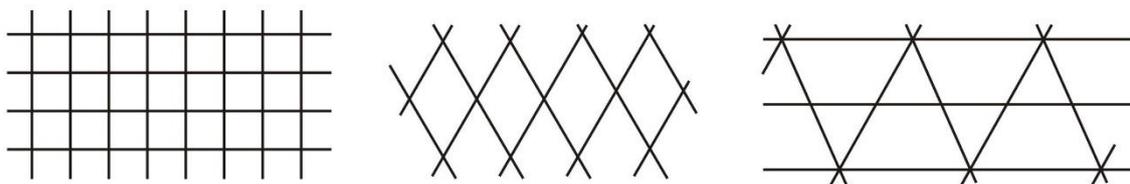
Fonte: Adaptado de Mascaró (2005, p. 71)

Esta indicação é válida para ocupações suburbanas, e, por ser um ponto de partida, deve ser constantemente revista, principalmente caso sejam consideradas ocupações posteriores ao loteamento proposto. Assim, deve-se ter em vista que critérios de disposição das vias no sítio são subjetivos e não obedecem a um método específico. De fato, seus maiores condicionantes são a integração com ocupações lindeiras à área do parcelamento e harmonização com a topografia local, que serão tratados nos subcapítulos seguintes, além do tipo de traçado urbano escolhido para o loteamento em questão. Ou seja, diversas opções igualmente aceitáveis podem ser sugeridas pelo projetista.

Ademais, a morfologia do traçado urbano do loteamento projetado, em geral, é definida em consonância com o público alvo do empreendimento. Mascaró (2005), argumenta que os traçados ortogonais em malha urbana fechada, ou seja, com quadras retangulares e vias em tangente, são os mais econômicos e frequentemente empregados em loteamentos populares. Enquanto isso, a malha não-ortogonal, com muitas vias em *cul-de-sac* ou em alça, é mais comum em loteamentos de alto padrão.

O autor também comenta que o histórico demonstra que traçados fechados e ortogonais são mais adequados para vias arteriais, por permitir percurso menor e uniforme, embora necessitem de volumes de corte e aterro maiores para se adequar às exigências dos órgãos reguladores, já que enfrentam maiores restrições quanto a raios de curvatura vertical e horizontal do que as vias locais. Algumas opções de traçados fechados são vistas na Figura 4:

Figura 4 - Opções de traçado viário fechado

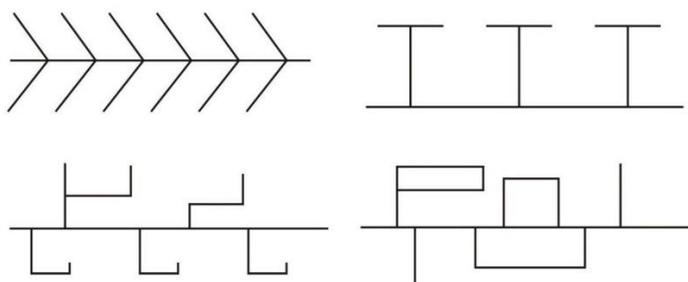


Fonte: Adaptado de Mascaró (2005, p. 37)

As figuras acima ilustram alternativas quanto à disposição das ruas em projetos de urbanização. É visível a não regularidade das quadras nas duas últimas opções, o que causa transtornos na disposição dos lotes e aumento de custos sem necessidade, já que diminui o aproveitamento da área e aumenta o comprimento de vias a se pavimentar (MASCARÓ, 2005).

Entretanto, a monotonia do padrão ortogonal pode ser quebrada com ruas locais sem saída, que são, ainda, soluções de diminuição dos custos de infraestrutura. As principais alternativas neste caso são: ruas sem saída com bolsão de retorno (também chamadas *cul-de-sac*); ruas em T (ou *cul-de-sac* duplo); ou em alça, ilustradas na Figura 5:

Figura 5 - Opções de traçado viário aberto



Fonte: Adaptado de Mascaró (2005, p. 38-39)

As duas primeiras alternativas ilustradas representam ruas sem saída comuns e em T, a terceira demonstra outro tipo de desenho com maior penetração, enquanto na quarta há combinação de traçados, com destaque às ruas em alça.

Assim, observa-se que os critérios de escolha da morfologia são muitas vezes comerciais, baseados no público-alvo, que apresenta padrões de consumo típicos. Assim, loteamentos para fins populares se caracterizam pelo máximo aproveitamento de área para otimizar resultados. Portanto, o traçado preferencialmente fechado e ortogonal, com eventuais ruas em *cul-de-sac*, é o ideal neste caso.

que a correta disposição de vias integradas com as existentes é ferramenta importante de melhoria da mobilidade no futuro.

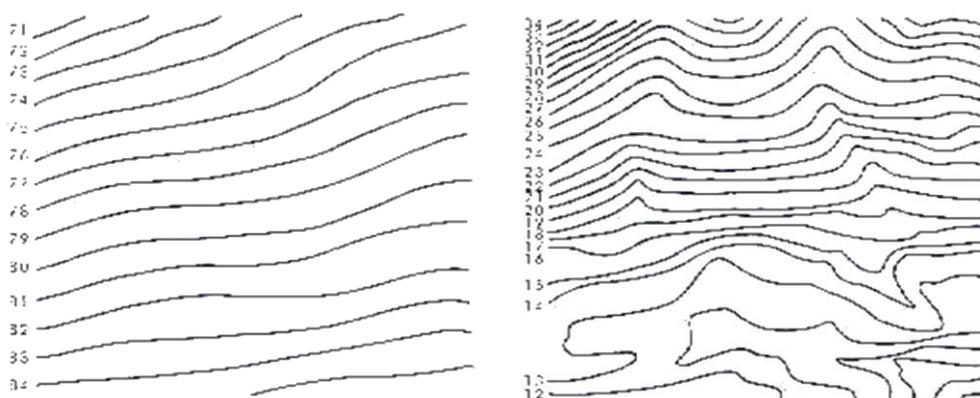
4.3 COMPATIBILIZAÇÃO COM TOPOGRAFIA LOCAL

Por fim, a topografia de uma região é uma de suas características de maior impacto à definição de sua malha viária e ao dimensionamento dos sistemas de infraestrutura. Este fato se deve porque a declividade das vias projetadas irá afetar o escoamento das águas pluviais e de esgoto, além de alterar a pressão disponível na rede de água potável.

Assim, apesar de ajustes com cortes e aterros serem indispensáveis, é ideal que o planejamento de um loteamento vise desde a concepção que estas interferências na topografia sejam as mínimas possíveis. Mascaró (2005), sugere valores de declividade na faixa de 2 a 7%, e argumenta que sítios com declividades inferiores ou superiores apresentam custos de implantação que crescem exponencialmente. Entretanto, com as tecnologias atuais, o custo de implantação de infraestrutura em terrenos com declividade a partir de 0,2%, é viável (RIO DE JANEIRO, 2010).

Para isso, é importante o conhecimento de padrões topográficos típicos e sugestões de alternativas que melhor se adaptem a eles. Na Figura 7 a seguir, são mostradas as curvas de nível típicas de terrenos planos e acidentados, respectivamente:

Figura 7 - Curvas de nível em áreas planas e acidentadas



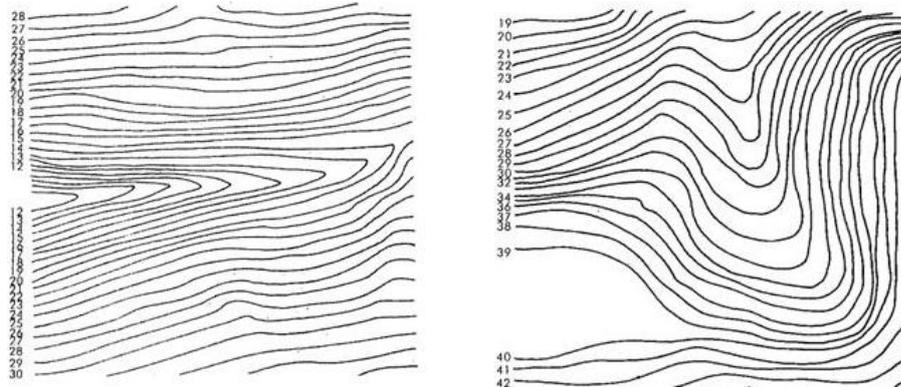
Fonte: Mascaró (2005, p. 26)

Observa-se que o afastamento entre curvas de nível tende a ser constante em terrenos planos, e de distribuição sem padrão definido em terrenos acidentados. O primeiro caso é de simples idealização da estrutura viária, sendo necessário apenas evitar ruas totalmente paralelas

às curvas de nível, já que neste caso a declividade seria nula. Já no caso de urbanização de glebas de terreno acidentado, é necessária análise criteriosa dos elementos topográficos presentes, a fim de se tirar proveito de suas características físicas.

Assim, são elementos geomorfológicos de destaque os fundos de vale e coxilhas. Enquanto o primeiro marca linhas de drenagem natural, o segundo sinaliza, em geral, fronteiras entre bacias hidrográficas. Estes podem ser vistos na Figura 8:

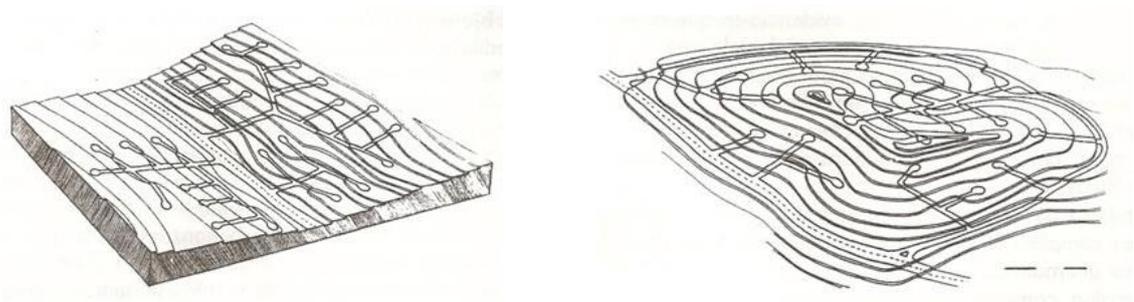
Figura 8 – Fundos de vale e coxilhas



Fonte: Mascaró (2005, p. 27)

Estas formas de relevo são pontos de inflexão de curvas de nível e diferenciáveis pela análise dos valores das curvas: enquanto os vales são tipicamente pontos baixos entre dois morros, as coxilhas são pontos elevados entre depressões. Devido a estas características distintas, é possível descrever os trajetos preferenciais de escoamento de água. Assim, com estas definições, o autor propõe duas alternativas de traçado segundo Figura 9:

Figura 9 - Traçado introverso e extroverso

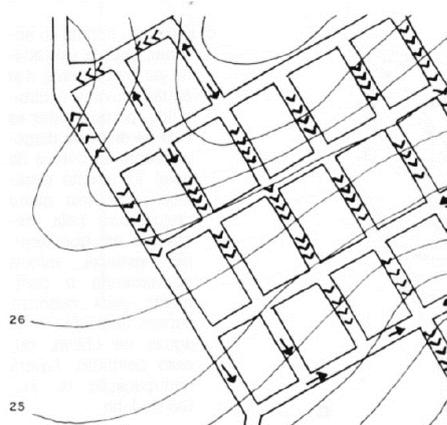


Fonte: Mascaró (2005, p.14)

Verifica-se que as vias principais são sempre dispostas nas cotas mais baixas. Esta alternativa aumenta a segurança quanto à trafegabilidade e auxilia na instalação dos sistemas de drenagem mais robustos nas vias mais largas, e dispõe as vias locais, de tráfego inferior, nos pontos altos.

Ademais, busca-se a alocação das ruas e quadras em ângulos não perpendiculares às curvas de nível (MASCARÓ, 2005). A Figura 10 a seguir exemplifica traçado a se evitar:

Figura 10 - Ruas perpendiculares às curvas de nível



Fonte: Mascaró (2005, p. 28)

No caso ilustrado, a declividade é acentuada com a disposição das ruas perpendicularmente, já que o traçado cruza as curvas na menor distância possível. Esta configuração aumenta a velocidade nas tubulações de drenagem e provoca aceleração da erosão das paredes, e impede a circulação de pedestres e veículos de forma fluida e segura (MASCARÓ, 2005).

Esta morfologia, caso seja a única alternativa viável, pode ter alguns de seus impactos negativos reduzidos com desencontros entre as vias de maior declividade. Assim, é possível a definição de traçado viário que se adapta à topografia local com mínimo impacto. Todavia, em terrenos com topografia excessivamente acidentada ou seguindo pedidos do empreendedor, a regularização é inevitável.

4.4 CRITÉRIOS ESTABELECIDOS EM NORMAS

Além dos critérios técnicos até aqui definidos, o Capítulo II do PDPDTA (ARAQUARI, 2006) resume boa parte das restrições de urbanização do ponto de vista legal.

Tais condicionantes são quanto ao estabelecimento de valores limitantes de áreas reservadas a espaços de uso comum e comprimentos mínimos e máximos de lotes.

Assim, quanto aos critérios de dimensionamento, o traçado viário deve ser planejado de tal forma que as rampas sejam de, no máximo, 10%, ou 15% para regiões excessivamente onduladas, desde que a taxa de vias com inclinação superior a 10% não ultrapasse 1/3 do total. As quadras, que delimitam as interseções entre vias perpendiculares, possuem comprimento máximo de 240 m, segundo o PDPDTA (ARAQUARI, 2006).

Além destes, a Prefeitura ou outro órgão competente pode exigir o cumprimento de faixa non aedificandi (não edificável) ao longo dos eixos de domínio de rodovias, ferrovias, dutovias e abaixo de linhas de transmissão de alta tensão, que valem, no mínimo, 15 m para cada lado a partir do eixo central.

Quanto à legislação ambiental, a Lei Federal nº 7.803/89 (BRASIL, 1989) ordena reserva de faixa variável de acordo com a largura do curso do rio. Nos casos mais usuais, ou seja, cursos d'água com largura entre margens inferior a 10 m, a faixa destinada à preservação deve ter 30 m e, em caso de nascentes, a APP é definida como um raio não edificável de 50 m. Além desta, a Lei Federal 11.428/2006 estabelece limites quanto ao total de vegetação suprimível para o bioma da Mata Atlântica, em valores que variam de 30 a 70%.

Assim, a parcela restante da gleba é denominada *área loteável*, e exige destinação de área a outros usos: 5% de sua extensão a área verde, 10% a equipamentos urbanos e, no mínimo, 20% a ruas, calçadas e demais espaços de uso coletivo. Estas 3 parcelas são de uso público e doadas à Prefeitura Municipal após a conclusão do empreendimento.

Portanto, com a proposta de ocupação baseada nas normas nacionais e municipais, e na experiência dos autores citados, é possível a criação de projeto urbanístico que tire o melhor proveito da integração urbana, da geografia local e da manutenção das áreas de preservação. Assim, parte-se ao dimensionamento das seções de cortes e aterros para o parcelamento proposto.

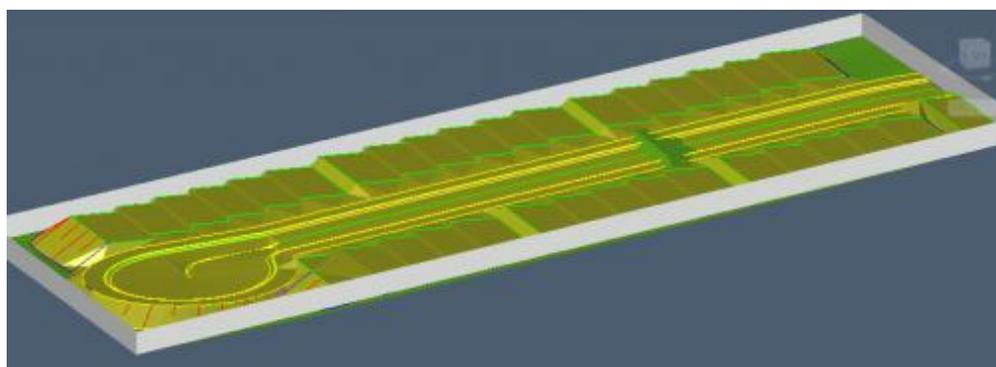
5 TERRAPLENAGEM

De forma a facilitar o tráfego e a ocupação, obras de loteamentos urbanos possuem, invariavelmente, grandes extensões que necessitam de regularização topográfica. Assim, a escolha de solução otimizada, seja com compensação de volumes, seja com diminuição dos riscos de rompimento, é fundamental à viabilidade financeira e segurança da ocupação.

Com isso, o Projeto de Terraplenagem objetiva adequar o Projeto Urbanístico à realidade tridimensional do terreno, através de retificação de curvas de nível, classificação de materiais, padronização e estabilização de taludes, identificação de possíveis jazidas e botaforas, orientação do movimento de materiais, dentre outras atividades (DNIT, 2015).

Portanto, é objetivo da terraplenagem de parcelamentos, a patamarização de lotes de modo que se facilite o tráfego e acesso às residências, como visto na Figura 11:

Figura 11 - Parcelamento com lotes patamarizados no CivilCAD 3D



Fonte: Soethe (2017)

Assim, as Instruções do DNIT ISF 207 – Estudos Geotécnicos, ISF 211 – Projeto de Terraplenagem e NBR 11.682/2009 – Estabilidade de Taludes, discorrem sobre as análises mínimas necessárias a projetos de terraplenagem tanto nas fases de estudos preliminares, quanto de projetos básicos e executivos. Além destas normas nacionais, também serão seguidas as instruções contidas na IN 06 da Secretaria do Meio Ambiente de Joinville (2014), que dispõe sobre os requisitos mínimos relativos a obras de terraplenagem no Município. Esta referência será utilizada na ausência de documento similar para o Município de Araquari.

5.1 ESTUDOS PRELIMINARES

Os estudos de solos constituintes do terreno a ser terraplenado são fundamentais ao dimensionamento econômico das plataformas e da segurança dos demais sistemas de infraestrutura. Entretanto, costumam ser bastante negligenciados nas obras, mesmo que os ensaios sejam relativamente simples e baratos quando comparados ao preço global de urbanização (DNER, 1998).

No caso de obras com previsão de elevado volume de aterro, e conseqüente maior exigência de suporte do solo que irá receber as tensões, como grandes rodovias e ferrovias, é exigido nesta etapa um roteiro extensivo de sondagens, coleta de amostras e ensaios laboratoriais. Todavia, a Prefeitura Municipal de Joinville autoriza a desconsideração destes estudos desde que sejam adotados critérios bastante conservadores ao dimensionamento das plataformas, como inclinações de 50% para taludes de aterro e de 66,67% para os de corte.

Apesar desta flexibilidade, nesta etapa preliminar devem, obrigatoriamente, ser identificadas regiões de solos moles e de instabilidade prévia de encostas, analisadas de forma a se garantir a segurança de uso e a definir a viabilidade da ocupação.

5.1.1 Aterros Sobre Solos Moles

A delimitação de regiões com presença de solos compressíveis e moles tem em vista a baixa capacidade de suporte destes solos coesivos, característica que é ainda mais prejudicial caso sejam previstos aterros nestas áreas. Estes solos precisam de determinação dos valores de coesão e adensamento, e estes devem se adequar ao prescrito na Norma DNER PRO 381/98 - Projeto de Aterros sobre Solos Moles para Obras Viárias (DNER, 1998).

Assim, a escolha dentre as diversas abordagens possíveis deve levar em conta aspectos técnicos e econômicos, baseados, especialmente, na classe do aterro e no tipo de solo, como consta no Quadro 2:

Quadro 2 - Aplicabilidade das alternativas

Alternativas	Classe de aterros			Tipo de solo		
	I	II	III	Silte	Argila	Turfa
Aterros leves						
Substituição total da camada mole						
Bermas de equilíbrio						
Construção por etapas						
Pré-carregamento						
Geodrenos						
Aterro estaqueado						
Aterro reforçado com geossintéticos						

Fonte: Adaptado de DNER (1998, p. 13)

Onde as classes indicam condições especiais de projeto. Classe I significa aterro a menos de 50 m de estruturas sensíveis, como pontes e oleodutos; Classe II aterros com mais de 3 m de altura e Classe os menores de 3 m.

Assim, tendo-se em vista que todas as alternativas possíveis geram resultados dentro dos padrões de segurança estabelecidos, é comum que a escolha baseie-se no menor custo e tempo necessários. Entretanto, como a análise financeira foge ao foco deste trabalho, a alternativa escolhida será aquela mais comumente empregada nestes casos: a simples substituição da camada crítica. Esta alternativa é a mais empregada na região neste tipo de obra, já que as classes de aterro e o típico solo argiloso da região de Joinville permitem o uso da técnica. Cabe ressaltar, entretanto, que a viabilidade financeira desta abordagem é restrita a casos em que o depósito de material possua comprimento inferior a 200 m e altura de 3 m (DNER, 1998, p. 14).

5.1.2 Estabilização de Taludes Naturais

Projetos de estabilização de taludes visam a aplicação de alternativas que aumentem a segurança frente a ruptura de terrenos inclinados. Os parâmetros, nível de precisão e demais critérios necessários ao dimensionamento seguro destas estruturas constam na Norma Brasileira 11.682/2009 – Estabilidade de Encostas. Segundo a norma, os passos necessários à escolha da solução incluem: caracterização do mecanismo de instabilização; criação de modelo geológico-

geotécnico; e estudo de alternativas, que consideram custos, prazos, interferências com estruturas existentes ou previstas, dentre outros (ABNT, 2011).

Quanto aos métodos de estabilização, são empregadas soluções envolvendo obras de terraplenagem, ou de contenção do solo. Esta última possui diversas abordagens, que são escolhidas conforme os critérios já citados. Entretanto, não é comum que parcelamentos de solo prevejam estruturas de contenção, mas apenas estabilização com alteração de topografia e drenagem.

Com isso, o procedimento se inicia com a definição de uma metodologia de análise. Assim, a NBR 11.682/2009 recomenda a seguinte sequência: definição das seções geológico-geotécnicas consideradas; definição dos parâmetros geotécnicos do terreno; aplicação do método de cálculo; e variação de análises com alteração de níveis de lençol freático, poropressões e sobrecargas. Em casos mais complexos, com variação de geometria e materiais, é indicada utilização de softwares específicos, que aceleram este processo.

Assim, as diversas análises geradas devem embasar uma escolha que alie viabilidade técnica e econômica, em conjunto com a segurança da população lindeira ao talude. Esta garantia é mensurada na forma de fatores mínimos de segurança, que variam conforme o dano potencial ambiental, material e de vidas humanas.

Entretanto, A IN 06 da SEMA exige estes estudos apenas em áreas com declividade superior a 30% ou previamente rompidas (JOINVILLE, 2014).

5.2 PROJETO BÁSICO DE TERRAPLENAGEM

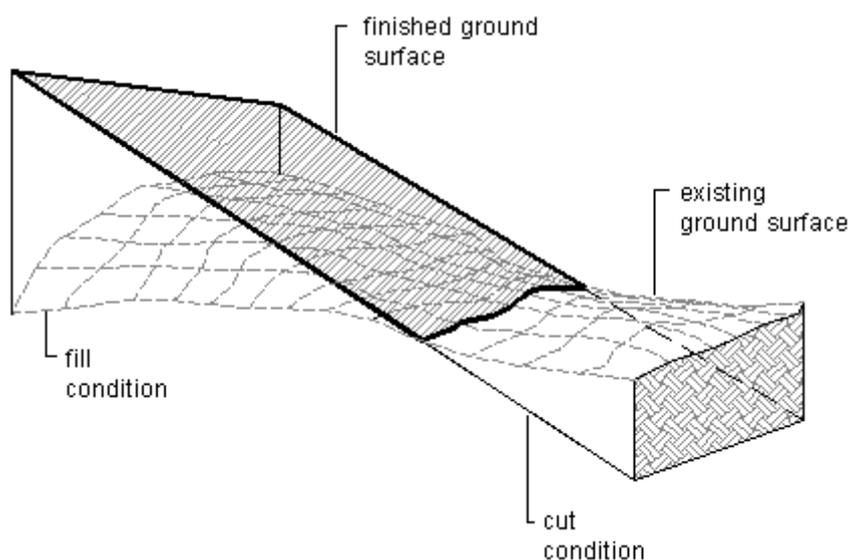
Após a etapa de reconhecimento de material constituinte e ensaios necessários, bem como definição de intervenção adotada em casos de dificuldades técnicas, deve-se partir ao estudo preliminar de movimentação de materiais. Com isso em vista, faz parte do projeto básico:

Este estudo deverá avaliar, cuidadosamente, as alternativas que se apresentem quanto à movimentação dos volumes de terraplenagem, de modo a ajustar, entre outras, as necessidades de empréstimos e bota-foras com disponibilidade de áreas para tal, levando ainda em conta os planos de urbanização e paisagismo existentes ou planejados, para mútua compatibilização, além da proteção ao meio ambiente. Considerar também a conveniência e possibilidade de deslocamentos longitudinais extensos de volumes de terra para fins de compensação. (DNIT, 2015)

Ou seja, deve-se propor solução que alie os estudos urbanísticos aos de terraplenagem, de forma a prever desde a concepção do empreendimento solução que diminua o impacto no terreno natural.

Esta etapa é, portanto, a responsável pela definição da viabilidade da proposta de interferência no terreno natural. Isto é feito com a análise detalhada das soluções encontradas para aterros sobre solos moles e estabilização de taludes, e posterior greide final do terreno terraplenado, de forma a se manter certo equilíbrio entre cortes e aterros, quando possível. A Figura 12 abaixo representa visualmente as condições de corte e aterro presentes em obras:

Figura 12 - Corte e aterro em terreno modificado

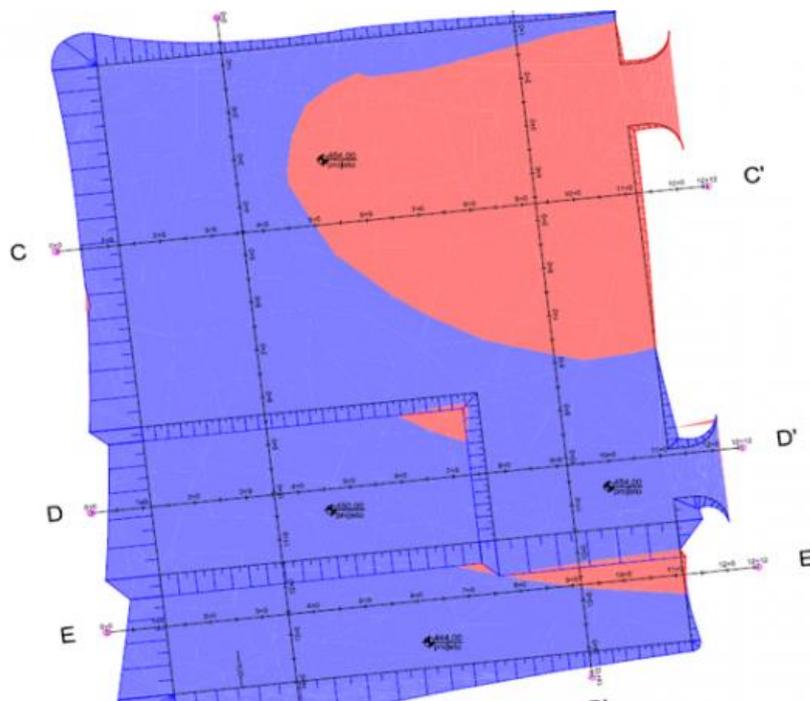


Fonte: Autodesk (2018)

O método de cálculo para definição destes volumes é por simplificação das seções estudadas a figuras geométricas simples bidimensionais, e multiplicação pelo comprimento entre seções e de valores de empolamento. No caso de material de 1ª categoria, o DNIT recomenda adoção de fator de 25% em corte (2015, p. 5).

Entretanto, este método não é feito manualmente devido à sua complexidade, sendo substituído, portanto, por ferramentas computacionais. Neste trabalho, será empregado o software Autodesk CivilCAD 3D, capaz de analisar em tempo real a vinculação entre duas ou mais superfícies distintas, melhorando a precisão do método, e possibilitando representações como as da Figura 13:

Figura 13 - Representação de machas de corte e aterro em planta



Fonte: Precisão Topografia e Engenharia (2018)

Com isso, após realização da análise da movimentação de materiais, é necessário aprofundamento do projeto, de modo a avaliar interferências entre demais sistemas de infraestrutura e adequações necessárias.

5.3 PROJETO EXECUTIVO DE TERRAPLENAGEM

Na fase de projeto executivo são previstas todas as especificações necessárias à correta execução da obra. Desta forma, devem ser sanadas quaisquer incompatibilidades com as estruturas de saneamento, e definidos os métodos de correção necessários avaliados na etapa de estudos geotécnicos, de forma a não gerar dúvidas durante a execução.

Para isso, necessita-se da definição de origem, classificação, distância e grau de compactação de materiais de aterro; criação de seções transversais e longitudinais com nível de detalhamento necessário; cálculo de distâncias de transporte; localização de bota-foras; emissão de notas de serviço e orientação de terraplenagem.

Com isso, após extensivos estudos de conformação do terreno, espera-se que se tenha encontrado a solução mais segura e econômica ao empreendimento.

6 ESGOTAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Dentre os melhoramentos públicos necessários para o parcelamento, o dimensionamento do sistema de drenagem se caracteriza como um dos mais importantes, uma vez que a ocupação urbana aumenta consideravelmente a impermeabilização do solo e o escoamento superficial. Assim, conforme dito por São Paulo (1999, p. 9), “A qualidade desse sistema é que determinará se os benefícios ou prejuízos à população serão maiores ou menores”.

Portanto, são objetivos desta intervenção: redução da população e das propriedades aos riscos de inundação; diminuição dos danos das inundações quando estas ocorrem; preservação de áreas alagáveis; redução dos problemas relativos à erosão e sedimentação; proteção da qualidade ambiental e garantia do uso de várzeas para atividades de lazer e contemplação (SÃO PAULO, 2012).

Quanto à classificação, o sistema de drenagem urbana subdivide-se em micro e macrodrenagem. Sobre os elementos integrantes da microdrenagem, é dito:

Constituem a microdrenagem, estruturas de captação e condução de águas pluviais que chegam aos elementos viários como ruas, praças e avenidas, e provenientes não apenas da precipitação direta sobre eles, mas também das captações existentes nas edificações e lotes lindeiros. Pode-se entender a microdrenagem como a estrutura de entrada no sistema de drenagem das bacias urbanas. (SÃO PAULO, 2012, p. 24).

Observa-se, portanto, que o sistema principal a ser proposto em um loteamento é o de microdrenagem. Assim, o roteiro básico de um projeto de drenagem urbana em pequenas bacias pode ser dividido em cinco passos principais, conforme São Paulo (1999): escolha do período de retorno baseado em aspectos sociais e econômicos; análise da tormenta de projeto, através de séries históricas de estações pluviométricas; determinação do escoamento superficial direto, com base nas tabelas disponíveis; cálculo das vazões de projeto, baseada nos princípios da hidrologia; e o dimensionamento das estruturas hidráulicas, através dos fundamentos da hidráulica.

Quanto às ferramentas de pesquisa, destaca-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana da Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira (PDDU-BHRC), de Joinville, por se tratar do estudo mais abrangente e melhor fundamentado da região. Este manual declara que integram o projeto completo as seguintes etapas: subdivisão da área em sub-bacias e traçado da rede; determinação das características das bacias contribuintes; cálculo das vazões que afluem à rede de condutos; dimensionamento da rede de condutos e das medidas de controle (JOINVILLE, 2011a).

Portanto, a fim de se dimensionar economicamente os sistemas constituintes da rede de drenagem pluvial, é necessário o conhecimento das características hidrogeológicas da área em estudo.

6.1 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS DE DIMENSIONAMENTO

De acordo com São Paulo (1999, p. 9), “[...] o desempenho de uma obra de drenagem estará sempre associado à quantidade e qualidade dos dados e informações básicas disponíveis e ao conhecimento e experiência dos técnicos encarregados da elaboração do projeto.” Ou seja, os dados de entrada para os modelos matemáticos hidráulico-hidrológicos são de fundamental importância, embora nem sempre existam ou estejam disponíveis ao público.

Assim, faz-se necessário o conhecimento dos valores de período de retorno, precipitação de projeto, coeficiente de escoamento superficial e vazão. Estes dados serão tirados, preferencialmente, do PDDU da Bacia do Rio Cachoeira, por ser um documento local e recente quando comparado a outros materiais de consulta da área.

6.1.1 Período de Retorno de Projeto

Define-se o período de retorno como o intervalo de tempo esperado para que dois eventos naturais cíclicos se repitam. Ou seja, no caso das chuvas, baseando-se nas informações de décadas de dados pluviométricos, faz-se uma análise estatística a fim de se determinar a distribuição ao longo do período levantado. Ressalta-se, porém, que estes eventos são aleatórios, não sendo o período de retorno a garantia de repetição (HIPÓLITO; VAZ, 2013).

Quanto ao valor do período de retorno empregado, este depende do risco assumido e do tempo de vida planejado para os equipamentos. Alguns autores citam valores a se considerar dependendo da ocupação da área, como o Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo – DAEE (1980) citado por São Paulo (1999, p. 222), que prevê período de retorno de 2 anos em regiões exclusivamente residenciais. O PDDU da Bacia do Rio Cachoeira

(JOINVILLE, 2011a), por a vez, é mais conservador e recomenda emprego de período de retorno de 10 anos em projetos de parcelamento do solo. Portanto, este será o valor a ser seguido neste estudo.

6.1.2 Precipitações de Projeto

Para fins de dimensionamento de obras de microdrenagem, é necessário conhecimento do volume de precipitação por determinado período. Para tal, são empregadas formulações matemáticas que relacionam intensidade (relação entre altura pluviométrica e duração), duração (tempo total de observação de determinada chuva) e frequência (número de vezes que uma determinada intensidade ou duração são iguais ou superadas em um ano) das chuvas, as chamadas equações IDF. Estas equações possuem, genericamente, a forma:

$$i = \frac{kT^m}{(t + t_0)^n} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde: i = intensidade da chuva ao longo da duração t , em mm/h.;

T = período de retorno em anos, que depende do tipo de obra;

t = duração da chuva, em minutos;

k , m , n e t_0 são constantes que devem ser determinadas em cada local segundo metodologia específica.

Estas formulações matemáticas possuem característica decrescente: quanto menor a duração da chuva, maior sua intensidade e a vazão gerada por unidade de tempo. Contudo, a escolha de uma equação dentro da área de abrangência nem sempre é tarefa simples, já que faltam séries históricas em boa parte do território nacional, e nem sempre determinada estação já conta com esta análise feita.

No caso do presente trabalho, podem ser empregadas as equações IDF sobre os postos pluviométricos de Joinville ou São Francisco do Sul, já que Araquari não conta com nenhuma análise concluída. As IDFs mais apropriadas para uso neste trabalho podem ser vistas no Quadro 3 a seguir:

Quadro 3 - Equações IDF válidas sobre a área em estudo

Autor	Equação IDF	Localização
Steinke Junior (2017)	$i = \frac{712,22 \ln(T) + 1775,8}{(t + 22)^{8 \cdot 10^{-5} \ln(T) + 0,9131}}$	Joinville (Itaum)
Steinke Junior (2017)	$i = \frac{925,86 \ln(T) + 3925,1}{(t + 42)^{-0,018 \ln(T) + 1,0108}}$	Joinville (Guanabara)
Benetti e Ramos (2005) apud Steinke Junior (2017)	$i = \frac{77,22 e^{1,5 \ln\left(\frac{\ln t}{7,3}\right)} (1 + 0,428 K_T)}{t}$	Joinville
Simões e Ramos (2003) apud Steinke Junior (2017)	$i = \frac{10,844 T^{0,2277}}{(t + 8)^{0,6644}}$	Joinville
Pfafstter (1982) apud Steinke Junior (2017)	$P = T^{\alpha + \frac{\beta}{T\gamma}} [\alpha t + b \log(1 + ct)]$	São Francisco do Sul

Fonte: Adaptado de Steinke Junior (2017)

A região de Joinville é reconhecidamente mal servida de análises pluviométricas confiáveis. Até pouco tempo atrás, a única equação válida era aquela apresentada por Pfafstter em 1982, baseada em um método arcaico e em desuso (STEINKE JUNIOR, 2017). Apesar disso, outras equações só passaram a ser feitas nos anos 2000, a despeito da necessidade de atualização constante devido ao dinamismo climático.

Com isso em vista, o emprego de uma metodologia desatualizada está associado a um risco de mal dimensionamento do sistema. Assim, dentre as opções disponíveis, a equação mais recente merece destaque, já que foi criada com análise criteriosa dos dados de entrada e correção de dados faltantes com técnica de algoritmos genéticos. Portanto, será empregada a equação de Steinke Junior (2017) relativa ao posto pluviométrico do Itaum, o mais próximo da área em estudo.

6.1.3 Coeficientes de Escoamento Superficial

Após a definição do posto pluviométrico, parte-se para a definição do coeficiente de escoamento superficial (ou coeficiente de runoff - C). Este dado empírico é empregado já que

apenas a parcela de água que escoar pela superfície contribui de fato para a microdrenagem em pequenas áreas urbanizadas, sendo as taxas de escoamento subsuperficial e subterrâneo insignificantes ao sistema. A análise deste valor deve sempre ser feita considerando-se o horizonte de projeto, que, no caso de parcelamento de solo, considera a futura ocupação urbana de determinada bacia (JOINVILLE, 2011a).

Assim, tendo-se em vista que o escoamento superficial é uma complexa combinação de fatores, como o tipo e nível de saturação do solo e taxa de impermeabilização, “a adoção [...] de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista” (JOINVILLE, 2011a, p. 2 ID 5). Portanto, após a definição do projeto urbanístico, bem como observando-se a taxa de ocupação por lote definida no plano diretor, deve ser feita análise entre as áreas afetadas pelos diferentes valores do coeficiente, a fim de se determinar qual o valor médio em cada sub-bacia. Os valores base do coeficiente para período de retorno de 10 anos podem ser vistos no Quadro 4, a seguir:

Quadro 4 - Coeficientes de escoamento superficial de acordo com o uso do solo

Zonas	C
Partes centrais, densamente construídas, com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 – 0,95
Partes adjacentes o centro, de menor densidade de ocupação, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 – 0,70
Partes residenciais com construções cerradas e ruas pavimentadas	0,50 – 0,60
Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 – 0,50
Partes de subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parque, campos	0,05 – 0,20

Fonte: Adaptado de Joinville (2011a, p. 3 ID 5)

Constata-se, portanto, que o parcelamento do solo realizado em área de diversidade urbana enquadra-se no critério de *partes residenciais com construções cerradas e ruas pavimentadas*, além de conter regiões de áreas verdes.

6.1.4 Vazões de Projeto

A etapa de cálculo de vazão é necessária para a correlação entre o total precipitado e a vazão máxima originada em determinada bacia hidrográfica. Dentre os métodos hidrológicos disponíveis na literatura para a citada conversão, Azevedo Netto (1998, p. 540) cita: métodos

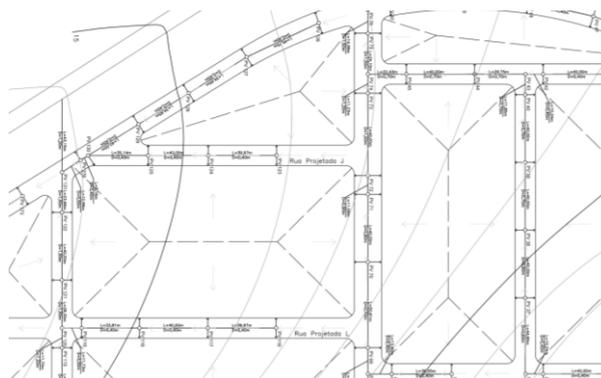
estatísticos, empíricos, hidrometeorológicos e o método racional. Dentre os citados, o método racional é extensivamente aplicado em análises de bacias pequenas.

A Prefeitura de São Paulo (2012), garante que o emprego desta metodologia é o mais difundido não apenas no Brasil, mas em todo o mundo. Algumas características que o fazem ter alta penetração entre projetistas são simplicidade e resultados satisfatórios, desde que sua aplicação seja feita dentro dos parâmetros definidos, que são: chuva uniformemente distribuída ao longo do tempo e espaço; duração da chuva normalmente excede o tempo de concentração da bacia; e escoamento superficial devido ao escoamento sobre superfícies impermeabilizadas.

A prática demonstrou que estas considerações estão presentes com elevado grau de precisão em bacias pequenas, ou seja, aquelas com menos de 3 km² de extensão ou com período de concentração menor de 1 hora (SÃO PAULO, 2012, p. 51). Assim, tendo em vista que a área em estudo se enquadra nas características acima descritas, e que a falta de dados históricos pluviométricos dificultaria o emprego das demais técnicas, o método racional será empregado no dimensionamento hidráulico das estruturas de microdrenagem do loteamento.

Para isso, se faz necessária delimitação das áreas de contribuição aos sistemas de captação da microdrenagem. No caso de pequenos trechos urbanos, a Figura 14 ilustra o modo que as sub-bacias de contribuição são geradas a partir da análise do terreno terraplanado, no qual os pontos mais altos do terreno as dividem:

Figura 14 – Detalhe de sub-bacias de microdrenagem em loteamento



Fonte: Adaptado de Alves (2013)

No exemplo, o autor representou as quadras e metade das vias como contribuintes às sarjetas, com o sentido do escoamento representado por flechas e o terreno primitivo com as curvas de nível.

A seguir, é necessária a definição do tempo de concentração para cada sub-bacia. Este valor representa “o tempo em que leva para que toda a bacia considerada contribua para o

escoamento superficial na seção estudada” (TOMAZ, 2013, p. 3). Ou seja, após o início da chuva, é neste tempo que a vazão atingirá o pico do hidrograma, e é este o valor t a ser utilizado na equação IDF. No caso de galerias pluviais, a primeira sub-bacia contribuinte para o sistema deve adotar valor padronizado de tempo de concentração, que segue o Quadro 5:

Quadro 5 - Tempo de entrada

Natureza da área	Declividade da sarjeta	
	I < 3%	I > 3%
Área de construção densa	10 min	7 min
Áreas residenciais	12 min	10 min
Parques, jardins, campos	15 min	12 min

Fonte: DNIT (2006b, p. 303)

Para as sub-bacias à jusante, é necessário cálculo do tempo de concentração conforme Equação 2:

$$t_c = t_e + t_p \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde: t_c = tempo de concentração do trecho em análise;

t_e = tempo de entrada, ou seja, o tempo de concentração da sub-bacia anterior;

t_p = tempo de percurso, calculado em função da velocidade e comprimento do trecho (conforme equações de velocidade nas sarjetas ou galerias, a depender do caso).

Por fim, com estes valores, é possível o cálculo de vazão conforme o método racional (SÃO PAULO, 2012, p. 51):

$$Q = \frac{c i A}{360} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde: Q = vazão de pico, em m^3/s ;

c = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva em mm/h ;

A = área da bacia, em ha (1 ha = 10.000 m^2).

Assim, com a vazão de pico definida, é possível dimensionar economicamente os equipamentos de microdrenagem de um loteamento.

6.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O *Manual de Drenagem de Rodovias* do DNIT (2006b) estabelece que os sistemas públicos de drenagem pluvial contêm os seguintes dispositivos: sarjetas, bocas de lobo, poços de visita, galerias e estruturas especiais. A função principal do sistema é garantir o livre escoamento de águas de tormenta e a segurança de motoristas e moradores quanto às chuvas intensas.

O mesmo manual aconselha o emprego de planilhas de cálculo, tabelas e ábacos, bem como o uso de metodologia empírica no dimensionamento das estruturas, tendo em vista os extensos cálculos do movimento uniformemente variado. Sendo assim, a seguir são descritos os procedimentos de dimensionamento, separadamente:

6.2.1 Sarjetas

A estrutura de entrada das águas pluviais ao sistema de microdrenagem se dá, em geral, pelas sarjetas. Estes elementos localizam-se a céu aberto, entre o meio-fio e o leito carroçável de vias públicas (Figura 15):

Figura 15 - Sarjeta



Fonte: Mascaró (2005, p. 161)

Segundo DNIT (2006b, p. 280), sua finalidade é “conduzir as águas que se precipitam sobre a plataforma da rodovia e áreas adjacentes ao ponto de captação que normalmente é uma boca de lobo”. Assim, a vazão da torrente na sarjeta é dada com a aplicação da fórmula de Manning para canais abertos triangulares (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 546):

$$Q = \frac{A}{\eta} R_H^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde: Q = vazão da sarjeta, em m³/s;

A = área molhada, em m²;

R_H = raio hidráulico, definido como área molhada sobre perímetro molhado, em m;

I = declividade longitudinal, em m/m;

η = coeficiente de rugosidade de Manning.

Em geral, a altura da lâmina d'água é condicionada pelo meio-fio, ou pela altura máxima da lâmina d'água totalmente conduzida pela sarjeta. No caso de sarjetas pré-moldadas, valores típicos são: largura de 40 cm e altura de 8 cm, sendo esta, portanto, a altura máxima de cálculo caso não seja admitido extravasamento.

Os materiais empregados na fabricação de sarjetas podem ser concreto moldado in loco, concreto extrusado, concreto pré-moldado, ou o próprio revestimento da via de circulação, em geral concreto asfáltico. Esta definição altera o valor do coeficiente de Manning (η) a ser empregado na equação: 0,018 para concreto e 0,016 para asfalto (AZEVEDO NETTO, 1998 p. 419). Além disso, devido ao desgaste natural do revestimento a possíveis impedimentos de fluxo nas sarjetas, o DAEE (1980), citado por Azevedo Netto (1998, p. 546), recomenda a redução da capacidade de escoamento das sarjetas em função da declividade, a fim de aproximar os resultados teóricos das condições reais, como visto no Quadro 6:

Quadro 6 - Fatores de redução do escoamento de sarjetas

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,4 a 5,0%	0,50
5,1 a 6,0%	0,40
6,1 a 8,0%	0,27
Acima de 8,0%	0,20

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto (1998, p. 546)

Por fim, o escoamento livre das águas pode extravasar ao leito carroçável em limites que dependem da classificação das vias em relação ao tráfego esperado, conforme Quadro 7:

Quadro 7 - Inundação admissível nas vias em função da classificação de tráfego

Nível de tráfego	Inundação máxima
Muito leve	Admissível até a crista da rua
Leve	Sem transbordamento sobre a guia e preservar, ao menos, uma faixa de trânsito (3,05 m)
Pesado	Sem transbordamento sobre a guia e preservar, ao menos, uma faixa de trânsito em cada direção (6,10 m)
Muito pesado	Inundação não permitida em nenhuma faixa de trânsito
Viela sanitária	Admissível sobre toda a extensão

Fonte: Adaptado de Joinville (2011a, p. 14, ID-08)

Assim, com o esgotamento da capacidade de transporte por sarjeta em determinado trecho, é necessária a instalação de boca de lobo, que conduzirá o fluxo de água aos demais elementos de microdrenagem.

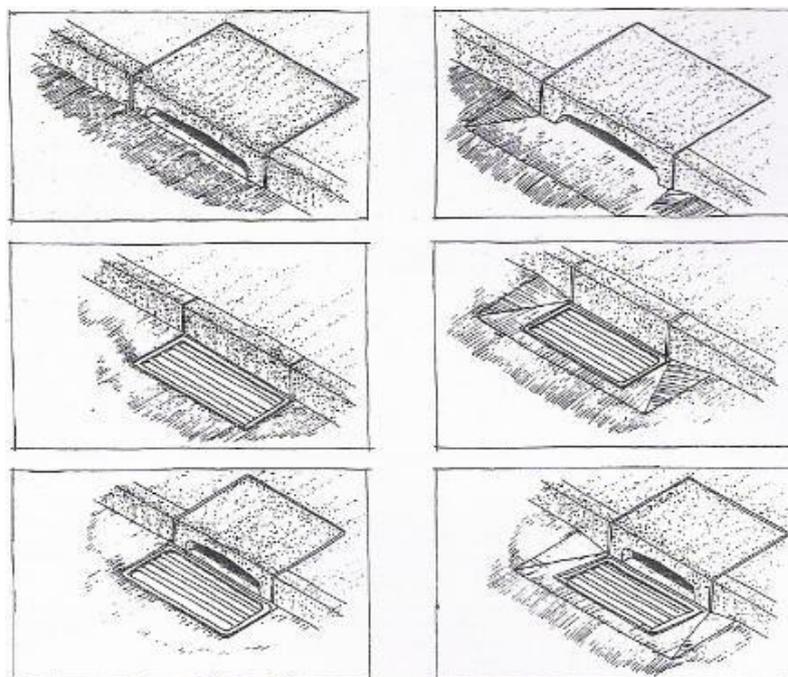
6.2.2 Bocas de Lobo

Como sequência do escoamento livre das águas pluviais, as bocas de lobo são os equipamentos responsáveis pela retirada das águas das vias públicas quando estas esgotem sua capacidade de escoamento sem interferência ao tráfego ou desconforto aos pedestres, para, em seguida, conduzi-las às galerias subterrâneas (DNIT, 2006b, p. 282).

Além disso, as bocas de lobo devem ser localizadas, obrigatoriamente, nos pontos mais baixos das vias e antes de faixas de travessias de pedestres (MASCARÓ, 2005, p. 164). A fim de se evitar conflitos com entrada de veículos nas propriedades, também se indica disposição na divisa entre lotes, evitando o meio destes.

A classificação de tais equipamentos é dada pela maneira de captação das águas de enxurrada: aquelas ditas simples apresentam abertura contínua abaixo do nível do passeio, já as de grelhas possuem aberturas longitudinais abaixo das sarjetas. Os dois tipos de bocas de lobo podem funcionar tanto como vertedouros quanto orifícios, dependendo da localização nas sarjetas e do nível d'água. Também é possível combinação das duas aberturas. As possibilidades descritas de combinação podem ser melhor visualizadas através da Figura 16:

Figura 16 - Configurações de bocas de lobo



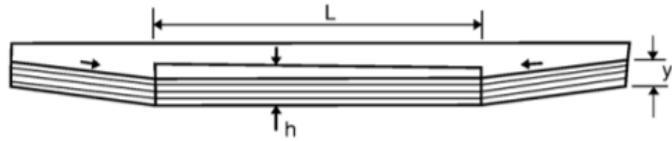
Fonte: Mascaró (2005, p. 165)

As figuras mostram as configurações possíveis de abertura das bocas de lobo, bem como depressões nas sarjetas, que facilitam o direcionamento do escoamento de água. O DAEE (1980), citado por Tomaz (2010, p. 14), recomenda a adoção de bocas de lobo simples sem depressão em trechos com declividade de até 5%, e de grelhas nos demais casos.

Por fim, com a definição do modelo da boca de lobo, calcula-se o distanciamento máximo entre duas estruturas baseado na sua capacidade. Em geral, o valor da vazão é aquele dado pelo limite de escoamento das sarjetas: quando este valor é ultrapassado, deve ser instalada uma boca de lobo para captação de água. Com isto, a incógnita a ser determinada é o comprimento de abertura da estrutura, denominado L . Estes valores costumam ser arredondados de 10 a 10 cm, e iniciados em 1,0 m. O dimensionamento dos equipamentos leva em conta o tipo de boca de lobo, sua localização e a altura de lâmina d'água, que dita o funcionamento hidráulico. Assim, as configurações de funcionamento mais comuns serão descritas a seguir:

a) Boca de lobo simples, com depressão: neste caso, a abertura localiza-se junto ao meio-fio, e é vista na Figura 17:

Figura 17 - Vista longitudinal de boca de lobo em ponto baixo



Fonte: DNIT (2006b, p. 286)

Nos casos em que a lâmina d'água é menor que o dobro da altura de abertura da boca de lobo, seu funcionamento é análogo ao de vertedores, e a capacidade de esgotamento é dada pela Equação 5 (FHWA, 1996, apud TOMAZ, 2010, p. 516):

$$Q = 1,25(L + 1,8W)y^{3/2} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde: Q = vazão máxima esgotada pela boca de lobo, em m^3/s ;

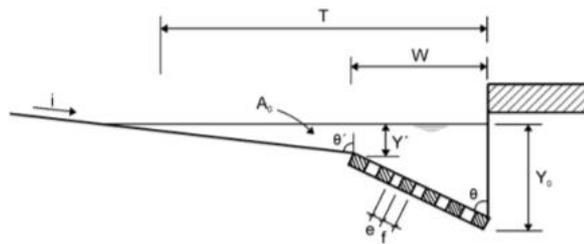
L = comprimento longitudinal de abertura, em m;

W = comprimento da sarjeta onde está a depressão, em m;

y = profundidade de abertura da boca de lobo, em m (máximo 15 cm);

b) Boca de lobo com grelha em pontos intermediários nas sarjetas: nestes casos, a água é extravasada por uma abertura abaixo da sarjeta, e todo o volume acima e lateralmente à grelha deve ser escoado, como visto na Figura 18:

Figura 18 - Corte transversal de boca de lobo com grelha



Fonte: DNIT (2006b, p. 293)

O comprimento mínimo L' da grelha para escoar completamente a água é determinado pela equação de Chin (2000), citado por Tomaz (2010, p. 518):

$$L' = 0,91v_0 \sqrt{t + y} \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde: v_0 = velocidade média de escoamento nas sarjetas, em m/s;
 t = espessura da grelha, em m;
 y = altura de água sobre a grelha, em m.

Como, em geral, conhece-se L' , t e v_0 , é possível calcular a altura máxima admissível de água. No caso de grelha 36x97x2 cm (ABRAZILIAN, 2018), e velocidade máxima nas sarjetas estipulada em 4,0 m/s (TOMAZ, 2010), a altura máxima será de 5,1 cm. Caso a velocidade seja inferior a 3,0 m/s, a altura será de 10,6 cm.

Por fim, a vazão de entrada nas grelhas é dada pela equação de FHWA (1996) citado por Tomaz (2010, p. 518):

$$Q = 1,66Py^{3/2} \quad (\text{Eq. 7})$$

Onde: Q = vazão de engolimento da grelha, em m³/s;
 P = perímetro da boca de lobo, em m;
 y = altura de água sobre a grelha, em m.

Portanto, com os parâmetros de cálculo definidos, é necessária redução do escoamento para bocas de lobo pelos mesmos motivos das sarjetas: obstrução da entrada e irregularidades no escoamento. O DAEE (1980), citado por Azevedo Netto (1998, p. 548), sugere as porcentagens apresentadas no Quadro 8 sobre o valor teórico calculado:

Quadro 8 - Fatores de redução do escoamento para bocas de lobo

Localização na sarjeta	Tipo de boca de lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto intermediário	De guia	80
	Com grelha	60
	Combinada	110% do valor para a grelha

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto (1998, p. 548)

Observa-se que bocas de lobo simples são menos propensas a entupimentos, já que sua abertura é sensivelmente maior do que as de grelha. Entretanto, para bom funcionamento do sistema e para se evitar danos materiais e à saúde dos moradores, é indispensável limpeza e revisão constante destes equipamentos, seja qual for seu princípio de captação.

6.2.3 Poços de Visita e Caixas de Ligação

São estruturas de funcionamento semelhante, responsáveis pelo encaixe dos tubos de ligação das bocas de lobo ou das galerias, a fim de concentrar o escoamento em apenas um tubo à jusante. A diferença entre ambos está no fato dos poços de visitas serem visitáveis, ou seja, com abertura na superfície e espaço suficiente para uma pessoa realizar vistorias. Apesar desta diferença significativa, muitos autores, como a Prefeitura de São Paulo (2012) e Macintyre (2010), não fazem distinção entre as estruturas, deixando, assim, a cargo do projetista a melhor disposição dos poços visitáveis.

Segundo Joinville (2011a), as caixas ou poços devem estar localizadas, obrigatoriamente, nas seguintes situações:

- a) Mudanças de direção;
- b) Mudanças de diâmetro;
- c) Mudanças de declividade;
- d) Ligações de bocas-de-lobo;
- e) Confluência de coletores;
- f) No máximo a cada 50 m em alinhamentos retos.

Na prática, os poços de visita costumam ser dispostos a cada 50 m, enquanto as caixas de ligação estão nas outras situações. A ligação das bocas de lobo com as caixas deve ser feita com tubulação do mesmo material das galerias, e com diâmetro mínimo de 40 cm para tubulação de concreto, conforme recomendação do DNIT (2006b, p. 301).

6.2.4 Galerias

A “canalização pública utilizada para conduzir as águas pluviais, interligando os vários poços de visita, até o despejo em um curso d’água, canal ou galeria de maior porte” (JOINVILLE, 2011a), forma a parte mais importante do sistema de microdrenagem, por onde

as águas de tormentas escoam. O principal método de dimensionamento destas galerias é baseado na hipótese de escoamento em conduto livre e regime permanente e uniforme (AZEVEDO NETTO, 1998). Assim, faz-se necessário o estabelecimento de critérios a fim de garantir tal hipótese e bom funcionamento do sistema, conforme estipulado no Manual de Drenagem do Rio Cachoeira (JOINVILLE, 2011a):

- a) Diâmetro mínimo da tubulação: 40 cm;
- b) Diâmetros comerciais possíveis: 40, 50, 60, 80, 100, 120 e 150 cm;
- c) Altura de água máxima: 75% do diâmetro do coletor;
- d) Velocidade mínima de escoamento: 0,80 m/s;
- e) Velocidade máxima de escoamento: 4,0 m/s;
- f) Recobrimento mínimo de 80 cm;
- g) Nas mudanças de diâmetro, as geratrizes superiores internas devem estar alinhadas;
- h) Assentamento de tubulações com berço de material granular ou concreto;
- i) Altura máxima de queda em PVs de 1,50 m.

Alguns tópicos não abordados pelo Manual, mas recomendados por outros autores da área são: recobrimento máximo de acordo com Azevedo Netto (1998, p. 549) de 3,50 m; e altura mínima de água de 20% do diâmetro do coletor (DNIT, 2006b, p. 301). Cabe ressaltar que tais valores são referentes à tubulação típica de concreto, e, na ausência de critérios para outros materiais, é necessária justificativa técnica para adoção de outros valores.

Quanto ao procedimento de cálculo, são empregadas extensivamente planilhas para o pré-dimensionamento. Segundo Azevedo Netto (1998, p. 550), o problema mais comum na determinação das galerias é calcular relação altura/diâmetro, raio hidráulico, área molhada e velocidade, conhecendo-se vazão (a partir do método racional), declividade (inicialmente assume-se igual à do terreno), e diâmetro (valor arbitrado inicialmente).

Segundo o autor, o roteiro de cálculo inicia-se tipicamente com adoção de diâmetro mínimo e declividade idêntica à do terreno nos trechos iniciais, bem como a relação máxima altura/diâmetro (0,75 no caso de Joinville).

Com estes valores, e com a vazão calculada através do método racional, é possível a determinação de todos os demais fatores importantes ao dimensionamento. Este procedimento pode ser acelerado com a utilização de tabelas de relações adimensionais pré-calculadas em função de y/d , conforme visto no Quadro 9 a seguir:

Quadro 9 - Relações baseadas na equação de Manning em função de y/d

y/d	R _h /d	A/d	v/v _p	Q/Q _p
(...)	(...)	(...)	(...)	(...)
0,74	0,3008	0,6231	1,1313	0,89758
0,75	0,3017	0,6319	1,1335	0,91188
0,76	0,3024	0,6425	1,1354	0,92585
(...)	(...)	(...)	(...)	(...)

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto (1998, p. 551)

Ou seja, no caso de fixação de relação altura/diâmetro em 0,75, e cálculo da vazão no trecho, o volume escoado em seção plena é definido pela razão entre seu valor e 0,91188. Com isso, calcula-se o diâmetro em seção plena, segundo equação de Manning:

$$d = 1,5483 \left(\frac{Q_p \eta}{\sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{Eq. 8})$$

Após adoção do diâmetro comercial superior mais próximo, recalcula-se vazão plena:

$$Q_p = \frac{\pi d^2}{4\eta} \left(\frac{d}{4} \right)^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{Eq. 9})$$

E velocidade plena:

$$v_p = \frac{1}{\eta} \left(\frac{d}{4} \right)^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde: Q_p = vazão plena, em m³/s;

d = diâmetro da galeria, em m;

η = coeficiente de Manning, ou de rugosidade (adimensional);

I = declividade, em m/m

v_p = velocidade plena, em m/s;

Com a nova taxa Q/Q_p , consultar na tabela a relação y/d real e utilizar o valor correspondente de v/v_p para definição da velocidade efetiva no percurso. Por fim, utilizar o

comprimento do trecho e velocidade real para cálculo de tempo de escoamento no trecho, a ser somado com o tempo de concentração da galeria a jusante.

Assim, caso os valores computados de velocidade, recobrimento e y/d estejam dentro dos limites estipulados, partir para o dimensionamento do trecho seguinte, caso contrário, alterar declividade até atingir os parâmetros.

6.3 SISTEMAS PLUVIAIS NÃO CONVENCIONAIS

Enquanto os sistemas convencionais de drenagem visam a rápida remoção da água da superfície, sistemas alternativos optam pelo retardo do escoamento através de aumento da infiltração da água no solo. Grande parte das opções atualmente empregadas para este fim visa a retenção da água pluvial em grandes telhados, entretanto, pequenas obras nos ambientes urbanos podem ter função semelhante ou superior.

Dentre muitos exemplos, citam-se: trincheiras de infiltração, que são valas preenchidas com blocos de rocha de grande dimensão e se integram facilmente a áreas de lazer; pavimentos permeáveis e semipermeáveis, que podem ser de concreto asfáltico ou blocos de concreto Portland; jardins de chuva, que são canteiros lineares com função paisagística e de aumento de infiltração; além de bacias de retenção, que são regiões mais baixas que o entorno e que podem armazenar grande volume de água sem grandes prejuízos, além de poderem ser utilizadas como áreas de lazer quando vazias.

Sendo assim, é necessária análise criteriosa da área se lotear, já que se pode evitar prejuízos futuros com procedimentos simples e de baixo valor. Obras mais caras e complexas, como as citadas, podem ser vantajosas em muitos casos, já que a drenagem representa um custo significativo em obras de urbanização.

6.4 MATERIAIS DE REDES DE DRENAGEM

Historicamente, a tubulação de redes de drenagem pluvial é feita, na grande maioria dos casos, com o emprego de manilhas de concreto, a exemplo da Figura 19:

Figura 19 - Instalação de manilhas de concreto

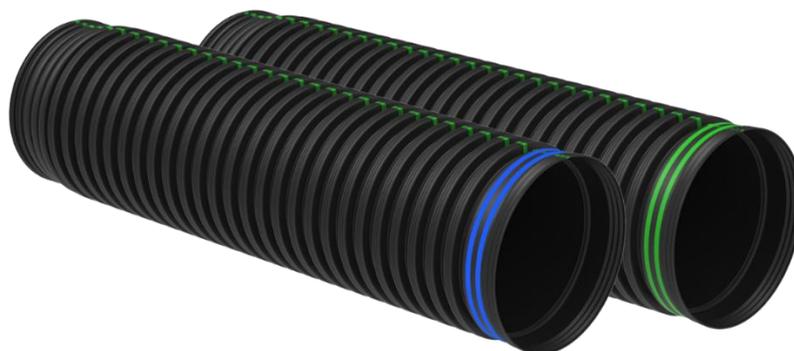


Fonte: Gimenez (2018)

Estas estruturas robustas apresentam bom comportamento estrutural, já que suportam grande quantidade de carga no aterro acima destas e podem conter armadura quando necessário (GIMENEZ, 2018). Entretanto, seu peso elevado e a disponibilização de peças de apenas 1 m são impedimentos ao aumento da produtividade da construção de galerias. Além destes fatores, o elevado grau de rugosidade ($n = 0,016$) impacta fortemente na redução da velocidade de escoamento de águas pluviais e, conseqüentemente, exige o emprego de diâmetros cada vez maiores.

Com isso, surgiram no mercado materiais que visam o aumento da eficiência hidráulica sem comprometimento das características estruturais. Dentre muitas soluções, cita-se o uso cada vez mais difundido de tubulação em Polietileno de Alta Densidade (PEAD), material com rugosidade de 0,011, até 30 vezes mais leve que o concreto, flexível e disponibilizado em barras de 6 m, o que contribui com a rapidez nas obras (TIGRE-ADS, 2016). Seu aspecto pode ser visto na Figura 20:

Figura 20 - Tubo PEAD corrugado para drenagem



Fonte: Tigre-ADS (2016)

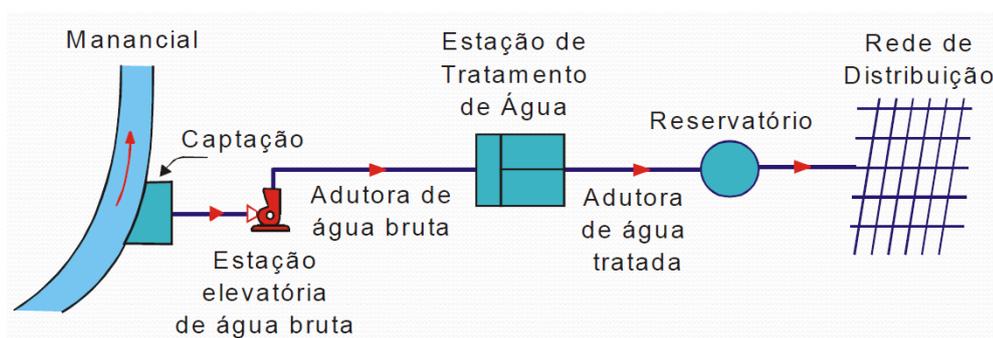
O exterior corrugado garante a resistência mecânica, enquanto o interior liso proporciona melhora do escoamento. Entretanto, a maior vantagem é vista quando se comparados os cronogramas de obras, já que redes similares em PEAD são feitas até 50% mais rapidamente quando comparadas às de concreto (TIGRE-ADS, 2016), o que também impacta no custo final do sistema.

Assim, tendo em vista o potencial deste material, este será empregado no dimensionamento das galerias de drenagem pluvial. Desta forma, uma vez que as recomendações do PDDU-BHRC contemplam apenas galerias em concreto, deverão ser feitas adaptações baseadas nas recomendações dos fabricantes, como redução do diâmetro mínimo a 300 mm, recobrimento mínimo de 30 cm, e velocidades de escoamento sem valor limitante (TIGRE-ADS, 2016).

7 DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA POTÁVEL

A rede de distribuição de água potável é um dos constituintes de loteamentos mais críticos, isto porque deve atendê-la de maneira segura e estanque durante seu horizonte de projeto, que pode ser da ordem de décadas. No caso do abastecimento público, as obras de captação, adução e tratamento são de responsabilidade da concessionária local, enquanto a malha de distribuição e reservatório, caso necessário, fazem parte do escopo de um projeto de loteamento. A integração do sistema pode ser vista na Figura 21:

Figura 21 - Partes constituintes do abastecimento público de água



Fonte: Zambon, Contrera e Souza (2017)

Assim, define-se a rede de distribuição como a “[...] parte do sistema de abastecimento formada de tubulações e órgãos acessórios, destinados a colocar água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade, qualidade, e pressão adequadas” (TSUTIYA, 2006, p. 369). Destas características, excluindo-se em parte a qualidade – que dependerá do processo de tratamento da água e impermeabilização dos dutos – a quantidade e a pressão são grandezas facilmente calculadas, e dependem, principalmente, da população abastecida, da topografia local e do traçado escolhido.

A concepção dos sistemas públicos de abastecimento de água deve seguir a NBR 12.211/92, no que diz respeito aos critérios de população abastecida, horizonte de projeto, e caracterização básica do sistema. Já o projeto em si segue a NBR 12.218/94, que trata dos elementos e atividade necessárias à elaboração de um projeto completo de abastecimento.

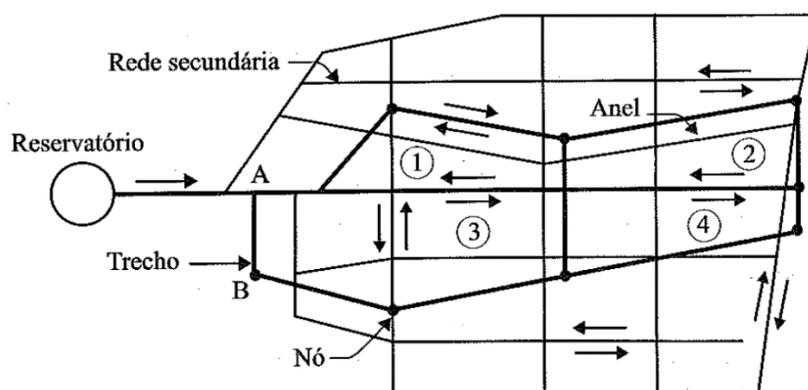
7.1 TIPOS DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO

A classificação usual de redes, segundo Tsutiya (2006), se dá de acordo com a disposição das canalizações principais (as de maior diâmetro) e o sentido de escoamento das secundárias (as responsáveis pelo abastecimento direto dos pontos de consumo), que podem ser ramificadas, malhadas ou mistas.

A rede ramificada, apesar de eficiente no consumo de materiais, não é recomendada na maior parte das situações, já que sua operação é comprometida facilmente por qualquer acidente na rede principal. Assim, seu emprego fica restrito a casos onde a topografia não permita o traçado de redes malhadas.

Por sua vez, “as redes malhadas são constituídas por tubulações principais que formam anéis ou blocos, de modo que, pode-se abastecer qualquer ponto do sistema por mais de um caminho [...]” (TSUTIYA, 2006, p. 391), como visto abaixo na Figura 22. Tal configuração é a mais comum no abastecimento das cidades, já que há aumento da flexibilidade caso seja necessário interromper a vazão em algum trecho, embora seu dimensionamento seja mais complexo do que o de uma rede ramificada.

Figura 22 - Rede malhada constituída de 4 anéis



Fonte: Tsutiya (2006, p. 361)

A complexidade dos cálculos neste caso se deve ao desconhecimento do sentido de fluxo d'água nos anéis. Assim, é necessário arbitrar diâmetro e sentido de escoamento na maioria dos métodos de dimensionamentos, e caso o resultado dos cálculos não seja o esperado, mudam-se os dados de entrada até a convergência.

Alternativamente, existem opções de redes malhadas por blocos, que nada mais é do que a subdivisão de um setor abastecido em subsetores, onde há apenas uma entrada e uma

saída da tubulação principal; além do traçado misto, com anéis e ramos de ponta seca. Estas duas alternativas, entretanto, possuem aplicações muito restritas: a rede de blocos necessita de um grande planejamento regional (TSUTIYA, 2006), enquanto a rede mista apresenta os mesmos impedimentos das redes ramificadas.

Assim, tendo-se em vista que o sistema de distribuição deve ser constituído por uma rede fechada, Tsutiya (2006) faz algumas recomendações para a disposição dos dutos principais:

- a) Evitar interferências externas e solos de baixa qualidade;
- b) Cobrir todo o arruamento existente;
- c) Dispostas preferencialmente sob o passeio;
- d) Limitar-se a comprimentos de 600 m, com alimentação pelas 2 extremidades;
- e) Onde a tubulação principal tiver diâmetro superior a 300 mm, prever tubulação secundária paralela para alimentar as ligações prediais.

Assim, constata-se que a utilização de redes malhadas produz alternativa mais vantajosa do ponto de vista de economia de custos de manutenção e de segurança ao abastecimento. Entretanto, estas características têm ligação direta com a existência de reservatórios próximos, estações elevatórias, ou adutoras abastecidas por estações de tratamento, componentes que dependem exclusivamente da concessionária local.

Além disso, o funcionamento e o dimensionamento racional e econômico de uma malha são resultados do grau de confiança dos dados de entrada, do método de dimensionamento da tubulação e da escolha adequada dos materiais e equipamentos constituintes do sistema, observando-se as diretrizes previstas nas normas em vigor.

7.2 CONDICIONANTES DE PROJETO

O dimensionamento das tubulações da malha de distribuição de água potável é baseado no consumo médio por habitante do empreendimento, no tamanho da população projetada (e possíveis expansões futuras), e em coeficientes de ponderação, tendo em vista o consumo variável ao longo do tempo. Para tanto, é empregada a equação de vazão a seguir:

$$Q = \frac{k_1 k_2 P q}{86400} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde: Q = vazão (l/s),
 k_1 = coeficiente do dia de maior consumo,
 k_2 = coeficiente da hora de maior consumo,
 P = população atendida (hab),
 q = consumo diário per capita (l/hab.dia).

Segundo o *Manual de Serviços de Instalação Predial e Esgotos Sanitários* da Casan (2014, p. 9), salvo apresentação de estudo técnico que justifique emprego de outros valores, o recomendado é a adoção de 1,2 e 1,5 para k_1 e k_2 , respectivamente; população de 5 pessoas por 360 m² de área loteada (incluindo áreas públicas); e consumo diário de 200 l por habitante.

Além disso, também são importantes condições de entrada os limites admissíveis de pressão na rede. O manual da Casan (2014) estabelece pressão mínima de 10 mca (cerca de 100 kPa), e, de acordo com Zambon, Contrera e Souza (2017), este dado é obtido com cálculo nas piores condições: demanda de pico e reservatório em nível mínimo. Já a pressão máxima é estipulada a 50 mca (500 kPa), na condição de vazão nula e reservatórios cheios. Caso estes limites sejam ultrapassados, são necessárias alterações no projeto.

Por fim, o último dado de entrada necessário à maioria dos métodos de dimensionamento é o diâmetro inicial das tubulações. Para esta condição, a NBR 12.218/94 (ABNT, 1994) estabelece diâmetro mínimo de 50 mm para tubulação secundária, entretanto, conforme observado por Tsutiya (2006), não há menção a limite inferior para tubulação principal. Assim, o autor sugere o emprego, ao menos inicialmente, de valor entre 100 mm e 150 mm para zonas residenciais com população estimada próxima a 5000 pessoas.

Assim, observando-se as recomendações das normas e das distribuidoras, se prossegue aos cálculos de perda de carga e pressão disponível na rede.

7.3 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

No cálculo de redes de condutos forçados, a pressão disponível nos pontos de captação sofre influência tanto da diferença de cotas entre o reservatório e o ponto de ligação, quanto das perdas de carga ao longo da canalização. Por sua vez, as perdas de carga localizadas podem ser desconsideradas neste caso, já que, segundo Azevedo Netto (1998, p. 131), em tubulações cujo comprimento exceda cerca de 4000 vezes o diâmetro, as perdas localizadas são desprezíveis comparando-as às perdas por unidade de comprimento.

Assim, faz-se necessário cálculo da perda de carga média ao longo da tubulação. Sobre este, a experiência mostrou que é dependente do diâmetro do escoamento (D) e da velocidade do fluido (V), (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 116). Sua fórmula generalizada é vista a seguir:

$$J = k \frac{V^n}{D^p} \quad (\text{Eq. 12})$$

Dentre os diversos ensaios realizados ao longo dos anos a fim de se determinar os coeficientes n e p , destaca-se o trabalho pioneiro de Darcy, além de demais fórmulas consagradas pelo uso, como as de Manning e Hazen-Williams. Destas, a NBR 12.218/94 recomenda a utilização da Fórmula Universal, como é conhecida a de Darcy, embora deixe a decisão a cargo do projetista (ABNT, 1994).

Apesar disso, Azevedo Netto (1998, p. 147-148) critica o uso deliberado da Fórmula Universal, que não se adapta às novas condições de materiais empregados nas redes, e, por este motivo, recomenda o emprego da Fórmula de Hazen-Williams, que, segundo o autor, é amplamente aceita e experimentalmente consagrada. Por este motivo, esta fórmula será utilizada neste estudo, na sua forma com os dados no sistema internacional de unidades:

$$J = 10,643 \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde: Q = vazão (m^3/s);

D = diâmetro (m);

C = coeficiente adimensional referente à rugosidade do material da tubulação;

J = perda de carga unitária (m/m).

O sucesso de um bom dimensionamento, segundo Azevedo Netto (1998), leva em conta a escolha criteriosa do coeficiente C , que é função da rugosidade do material e do tempo. Por este motivo, caso não sejam previstas manutenções preventivas durante a vida útil do sistema público de abastecimento, o ideal é a escolha do valor que leva em conta o desgaste ao longo do tempo. O material mais comum nas redes de distribuição, o PVC, apresenta redução de $C = 140$ quando novo para $C = 130$ após 20 anos de uso, enquanto o PEAD varia de 150 a 145 (ABPE, 2013). Assim, com a definição da estrutura da rede e dos parâmetros de cálculo, é possível o dimensionamento do sistema.

Dentre os métodos empregados no dimensionamento de novas redes malhadas, existem os clássicos e os modernos, com grande volume de cálculos computacionais. Como observado por Tsutiya (2006, p. 405), os problemas são trabalhosos, uma vez que não se conhece o sentido de escoamento de água nos anéis, mas são de resolução analítica possível. Além disso, a tendência atual é de dimensionamento focado na otimização de custos de implantação e de manutenção.

Sendo assim, constituem os métodos clássicos aqueles consagrados pela aplicação ao longo dos anos, e que atingem resultados muitos bons quando o número de dados de entrada do sistema é suficiente para a resolução sem necessidade de grande capacidade computacional. Destes, fazem parte o seccionamento fictício, o método da correção de vazões (Hardy-Cross), e o método da linearização (matricial). Estes buscam a convergência de valores tendo em vista os limites aceitáveis de aproximação, que, segundo a NBR 12.218/94, são de 0,1 l/s para vazão e 0,5 kPa para carga piezométrica (ABNT, 1994).

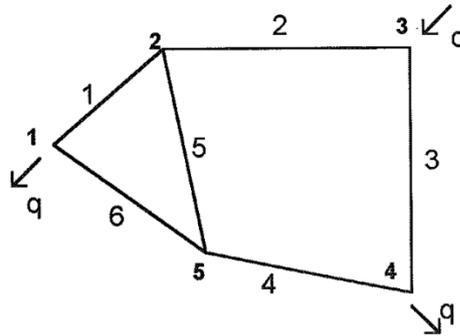
Dentre estas opções, a metodologia do seccionamento fictício não é aplicável, já que se baseia na simplificação da malha fechada à uma rede ramificada, o que a torna inviável em grandes redes. Já a correção de vazões e a linearização buscam solução de um sistema de $N - 1$ equações (onde N são os nós), lineares em Q ; e $P - (N - 1)$ equações (sendo P o número de tubos) não lineares. Enquanto o primeiro método, por arbitração inicial de vazões, busca a solução iterativa do problema, o segundo o lineariza e o soluciona em apenas uma iteração.

Assim, em casos complexos, com múltiplos reservatórios, por exemplo, o dimensionamento da maneira tradicional torna-se trabalhoso e dificilmente converge. Por isso, é comum o emprego de soluções baseadas em inteligência artificial com alto grau de otimização. A seguir, será tratada a metodologia mais empregada no dimensionamento de redes de distribuição de água.

7.3.1 Método da Correção de Vazões

O método da correção de vazões é a variação mais conhecida do método de Hardy-Cross, e uma das metodologias mais empregadas para determinação de vazões em circuitos fechados, como o visto na Figura 23. De acordo com Tsutiya (2006, p. 407), “[...] o número de variáveis desconhecidas no dimensionamento corresponde ao número de tubos na rede e sua determinação envolve a solução de igual número de equações simultâneas”.

Figura 23 - Problema genérico de circuito fechado



Fonte: Tsutiya (2006, p. 408)

Com a rede malhada simplificada do exemplo acima, as Leis de Kirchhoff devem ser aplicadas nos nós do sistema de modo a se determinar vazões de entrada e saída. Neste caso, os nós são pontos de descontinuidade, como mudança de diâmetro de tubulação ou derivação do fluxo. Sua base é a teoria dos grafos, onde, em cada nó, é aplicada a equação da continuidade:

$$\sum Q_{i,j} + E_i = 0 \quad (\text{Eq. 14})$$

A Equação 14 representa matematicamente que a soma de vazões que afluem em um nó deve ser igual às que saem, somado do termo E_i , que representa vazão concentrada no nó i (vazão consumida pelas unidades ao longo do trecho).

Já a Equação 15 diz que o somatório de perdas de carga em um anel fechado é igual a zero. Neste circuito hidráulico, i representa o nó inicial, e j , o final:

$$\sum \Delta H_{i,j} = 0 \quad (\text{Eq. 15})$$

Onde em cada elemento (comprimento de tubulação uniforme) deve ser satisfeita a lei da perda de carga:

$$\Delta H_{i,j} = r_{i,l} Q_{i,j}^m \quad (\text{Eq. 16})$$

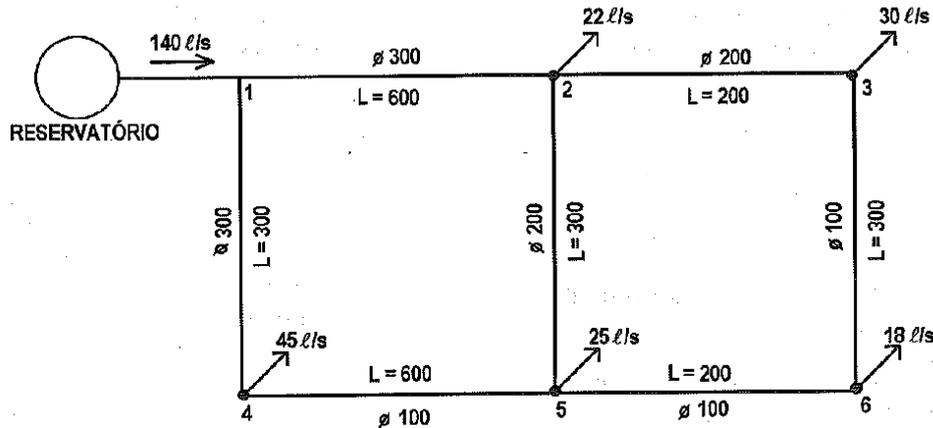
Onde: r_{i-j} = fórmula de Hazen-Williams para o trecho $i-j$;

$Q_{i,j}$ = vazão no trecho $i-j$;

$m = 1,85$ para a fórmula de Hazen-Williams.

Assim, para um circuito arbitrário constituído por 6 nós e 2 anéis, como a Figura 24 a seguir, as vazões nos nós são conhecidas e iguais ao consumo previsto no trecho:

Figura 24 - Exemplo de circuito hidráulico em malha de diâmetros arbitrados



Fonte: Tsutiya (2006, p. 408)

O sistema de equações para os nós do circuito segundo Equação 14, onde, por convenção, as vazões afluentes em determinado nó são positivas, enquanto as efluentes são negativas, fica conforme mostrado no Quadro 10:

Quadro 10 - Balanceamento de vazões para os nós do circuito hidráulico arbitrário

Nó	Equações
1	$Q_r + Q_{12} + Q_{14} = 0$
2	$-Q_2 + Q_{12} + Q_{23} + Q_{25} = 0$
3	$-Q_3 + Q_{23} + Q_{36} = 0$
4	$-Q_4 + Q_{14} + Q_{45} = 0$
5	$-Q_5 + Q_{45} + Q_{25} + Q_{56} = 0$
6	$-Q_6 + Q_{56} + Q_{36} = 0$

Fonte: adaptado de Tsutiya (2006, p. 408)

Enquanto para as equações dos anéis convencionam-se sentido horário como positivo, e as perdas de carga serão também positivas caso o fluxo do trecho coincida com o sentido adotado, como mostra o Quadro 11:

Quadro 11 - Balanceamento de perdas de carga para os anéis da rede hidráulica arbitrária

Anel	Equações
1	$\Delta H_{12} + \Delta H_{25} + \Delta H_{54} + \Delta H_{41} = 0$
2	$\Delta H_{23} + \Delta H_{36} + \Delta H_{65} + \Delta H_{52} = 0$

Fonte: adaptado de Tsutiya (2006, p. 408)

Tais perdas de cálculo por trecho analisado são calculadas segundo a fórmula de Hazen-Williams. Assim, para continuação da aplicação do método de Hardy-Cross, Tsutiya (2006), recomenda a seguinte sequência de cálculos:

- Com o traçado definitivo da malha, pontos de carregamento das vazões e cotas, calculam-se os comprimentos das tubulações e se fixa o sentido positivo de escoamento;
- Cálculo das vazões de saída e entrada (baseada na área atendida por cada nó);
- Estabelece-se a primeira distribuição de vazões, se respeitando a equação de continuidade ($\Sigma Q = 0$);
- Admite-se diâmetro inicial para cada trecho do anel, com base nas velocidades limites:

Quadro 12 - Velocidades máxima em função do diâmetro

D (mm)	V _{máx} (m/s)	Q _{máx} (l/s)
50	0,50	1,0
75	0,50	2,2
100	0,60	4,7
150	0,80	14,1
200	0,90	28,3

Fonte: Adptado de Tsutiya (2006, p. 402)

- Prosseguir com o cálculo das perdas de cargas em todos os trechos de determinado anel; caso se respeite a condição de $\Sigma H = 0$, a distribuição de vazões está correta;
- Caso ao menos um anel de toda a rede não obedeça ao equilíbrio de perdas de carga, deve-se corrigir a vazão admitida no trecho. Este valor de acréscimo de vazão, denominado ΔQ , é calculado com a aproximação da expansão em série do somatório de perdas de carga, resultando em:

$$\Delta Q = -\frac{\sum \Delta H}{n \sum \frac{\Delta H}{Q}} \quad (\text{Eq. 17})$$

- g) Com as novas vazões, volta-se ao item *e* quantas vezes forem necessárias, até que o erro acumulado seja igual ou inferior ao inicialmente estipulado;
- h) Por fim, deve-se reavaliar a rede quanto ao atendimento das velocidades e pressões estabelecidas,

Assim, em caso de não conformidade, pode ser necessária alteração nos diâmetros, mudança de cota do reservatório, ou emprego de equipamentos auxiliares de aumento ou diminuição de pressão. Nestes casos, toda a rede deve ser novamente recalculada, sendo que o método Hardy-Cross pode ser inviável ao dimensionamento de redes muito complexas. Deste modo, destaca-se a importância do auxílio de softwares especializados, que buscam a solução otimizada do sistema.

7.4 MATERIAIS DA TUBULAÇÃO

Da mesma forma que para rede de drenagem, também se observa tendência à migração ao uso de PEAD em redes pressurizadas de abastecimento de água. De fato, a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp, exige o uso do material em redes novas. Enquanto isso, a Casan ainda não exige, porém acrescentou parâmetros em seu manual referente a este material.

Este fato se deve ao elevado grau de perdas no abastecimento de água potável no Brasil, e o PVC tipicamente utilizado nas redes possui parcela de culpa, já que a junção entre duas peças do material nem sempre é executada corretamente, ou a movimentação da tubulação promove frouxidão no encaixe, ocasionando pequenos vazamentos. Com isso, a rede em PEAD, mais flexível e sem pontos de juntas (os encaixes são feitos por compressão ou eletrofusão) é substituta ideal neste caso.

Portanto, no caso de utilização deste material, deve-se atentar à classe e identificação dos tubos, conforme Figura 25:

Figura 25 - Tubo PEAD para rede de água potável



Fonte: Angare (2018)

Alguns valores relevantes ao dimensionamento são: classe PE 100, resistentes o suficiente até mesmo para linhas adutoras, porém ainda flexíveis e disponibilizadas em bobinas de até 50 m; diâmetros comerciais a partir de DN 63 (interno 50,9 mm) para linhas de distribuição; e coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams de 145 (ABPE, 2013).

8 COLETA DE ESGOTO SANITÁRIO

Historicamente, a coleta e tratamento de esgoto sanitário no Brasil é um tema negligenciado, apesar de inúmeras vantagens ambientais, econômicas, de saúde e qualidade de vida que proporciona (ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE – OMS, 2014). De fato, apesar de avanços nos últimos anos, apenas 42% do esgoto gerado no país é tratado (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2017), e como forma de amenizar este déficit, a Lei 6.766 (BRASIL, 1979), onera aos loteadores soluções para o esgotamento sanitário.

Com isso, dentre as soluções mais aplicadas nestes empreendimentos, citam-se: o tratamento individual, por fossas sépticas; e tratamento coletivo, por condução dos dejetos até estações de tratamento adequadas. Para o segundo caso, se faz necessária rede à exemplo da captação de água pluvial, também com funcionamento por gravidade e em regime de escoamento livre (à pressão atmosférica).

Assim, tendo-se em vista que o tratamento coletivo se mostra vantajoso em áreas com grande densidade populacional, este será dimensionado no presente trabalho, com as metodologias e materiais empregados descritos a seguir. Além disso, por fugir do escopo do trabalho, não será determinado ou dimensionado o sistema de tratamento, apenas a rede de coleta.

8.1 PARÂMETROS DE PROJETO

Com a implantação de sistemas públicos de esgotamento sanitário, objetiva-se proporcionar coleta adequada, afastamento, tratamento e disposição final dos rejeitos gerados por certa comunidade (AZEVEDO NETTO, 1998). O autor enfatiza que este sistema é essencial em qualquer comunidade civilizada, já que proporciona preservação ambiental, melhoria das condições higiênicas e estéticas.

Desta forma, observando-se a importância deste projeto, a condução das águas residuais deve ser dimensionada de forma a proporcionar a melhor alternativa à comunidade. Para isso, é necessária definição de alguns parâmetros de cálculo (AZEVEDO NETTO, 1998):

- a) Esgoto doméstico: constitui todo o rejeito líquido de habitações, instituições públicas, comerciais e acadêmicas;
- b) Esgoto industrial: efluente gerado através de processos industriais, necessita ser analisado individualmente;
- c) Água de infiltração: contribuição parasitária de águas pluviais na rede coletora de esgoto, compreendida entre 0,2 e 0,5 l/s.km para redes em PVC (CASAN, 2014);
- d) Esgoto sanitário: despejo líquido constituído da soma de esgoto doméstico, esgoto industrial e águas de infiltração.
- e) Rede coletora de esgoto: conjunto de ligações prediais, coletores e órgãos acessórios por onde flui o esgoto sanitário;
- f) Órgãos acessórios: estruturas localizadas em pontos estratégicos de forma a facilitar os processos de escoamento e limpeza. Citam-se:

Tubo de inspeção e limpeza (TIL): dispositivo que não permite visitação, mas garante inspeção visual e introdução de equipamento de limpeza, que pode ser visto na Figura 26:

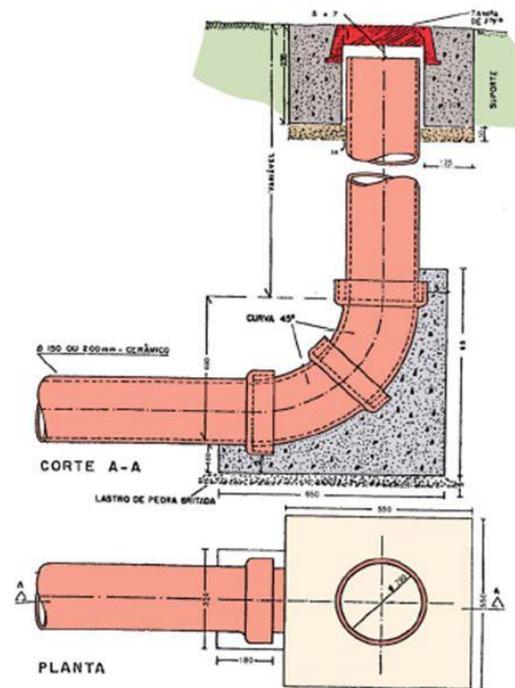
Figura 26 - Terminal de inspeção e limpeza



Fonte: Guia Mais Plásticos (2018)

Terminal de limpeza: estrutura instalada no início da rede e permite apenas a introdução de equipamentos de limpeza, conforme Figura 27:

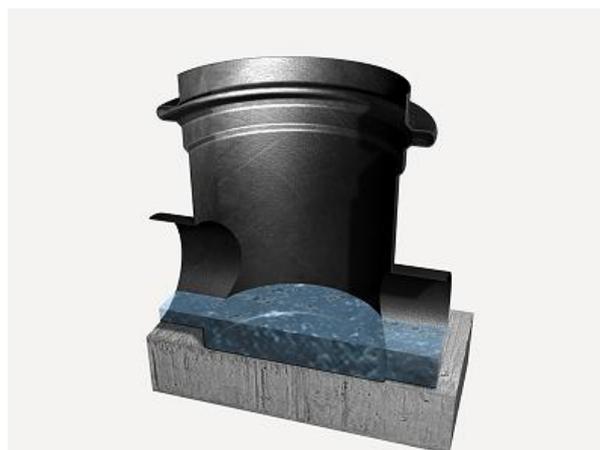
Figura 27 - Terminal de limpeza



Fonte: Silveira (2015)

Caixa de passagem: câmara sem acesso, instalada em pontos singulares de mudanças de declividade, conforme Figura 28:

Figura 28 - Caixa de passagem



Fonte: CYPE Ingenieros (2018)

Assim, com estas definições, é possível prever o traçado da rede. Nele, deve ser disposta a rede de forma a atender todos os lotes, pontos de possíveis expansões e de

contribuições singulares significativas, como hospitais e indústrias (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 518).

Após a definição destes pontos, são dispostos órgãos acessórios de acordo com o máximo distanciamento entre eles e de acordo com seu princípio de uso. O traçado deve obedecer, dentro do possível, a declividade prevista ao parcelamento de solo, de forma a minimizar necessidade de grandes escavações.

Por fim, é estabelecido o sentido de escoamento com uso de setas indicativas e são numerados os trechos de maneira coerente.

8.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

À exemplo da rede pluvial, redes coletoras de esgoto também são projetadas de forma a funcionar como conduto livre. Desta forma, os cálculos destes sistemas mostram-se similares. Com isso, inicia-se o processo de dimensionamento hidráulico com as vazões previstas em cada trecho seguindo regras da concessionária local e NBR 9.649/86.

O Manual de Serviços de Instalação Predial de Água e Esgoto Sanitário da Casan (2014) prevê consumo diário de 200 l de água por habitante, conforme anteriormente especificado no capítulo de dimensionamento de rede de água. Porém, a rede deve ser dimensionada para captação de 160 l/hab.dia, já que a taxa de retorno ao sistema de esgotamento é da ordem de 80%. Além disso, soma-se à vazão total o volume esperado de infiltração no sistema. O mesmo manual citado anteriormente exige adoção de taxa entre 0,2 e 0,5 l/s.km, que varia em função da saturação do solo e tipo de material constituinte da rede.

Com isso, realiza-se o cálculo da vazão esperada por trecho da rede, de acordo com:

$$Q_f = \frac{P_f q_p k_1 k_2}{86400} + t_i L \quad (18)$$

Onde: Q_f = vazão máxima prevista ao fim do trecho em análise, em l/s;

P_f = população atendida no trecho;

q_p = contribuição diária por pessoa (160 l/dia)

k_1 = coeficiente de máxima vazão diária (1,2);

k_2 = coeficiente de máxima vazão horária (1,5);

t_i = taxa de infiltração pluvial, em l/s.m;

L = comprimento do trecho, em m;

Com isso, parte-se ao dimensionamento do trecho a jusante. Neste, a vazão é dada por:

$$Q_{f,j} = Q_f + \sum Q_{f,i} \quad (19)$$

Onde: $Q_{f,j}$ = vazão final no trecho em análise, em l/s;
 Q_f = vazão calculada das contribuições do trecho (equação Y);
 $Q_{f,i}$ = somatório de vazões dos trechos à montante, em l/s.

Assim, é possível o cálculo do diâmetro mínimo necessário para a tubulação, segundo Equação de Manning modificada para $y/d = 0,75$, conforme recomendações da Casan (2014):

$$d_0 = 0,3145 \left(\frac{Q_{f,i}}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} \quad (20)$$

Onde: d_0 = diâmetro calculado, em m;
 $Q_{f,i}$ = vazão final máxima do trecho, em l/s;
 I_0 = declividade inicialmente adotada, em m/m.

Caso o diâmetro calculado resulte menor que 150 mm, este será o adotado, já que é o valor mínimo segundo exigências da Casan (2014, p. 17). Assim, prossegue-se com o cálculo de recobrimento, respeitando valor mínimo de 60 cm e máximo de 3 m. Nesta etapa, podem ser previstos tubos de queda de forma a minimizar o volume total de escavações.

Em seguida, de maneira similar ao dimensionamento das galerias de drenagem, calcula-se a vazão em seção plena da tubulação, e posteriormente a relação Q/Q_p . Entretanto, o valor de Q deve ser ajustado de forma que seja de, no mínimo, 1,5 l/s (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 524) ou superior, de acordo com Equação 19. Com este valor, é possível retirar da mesma tabela disponível para as galerias de drenagem as relações y/d , R_h/d e v/v_p . Assim, é possível o cálculo de raio hidráulico e velocidade efetiva, que deve ser comparada à velocidade máxima permitida (ou velocidade crítica), conforme Equação 21:

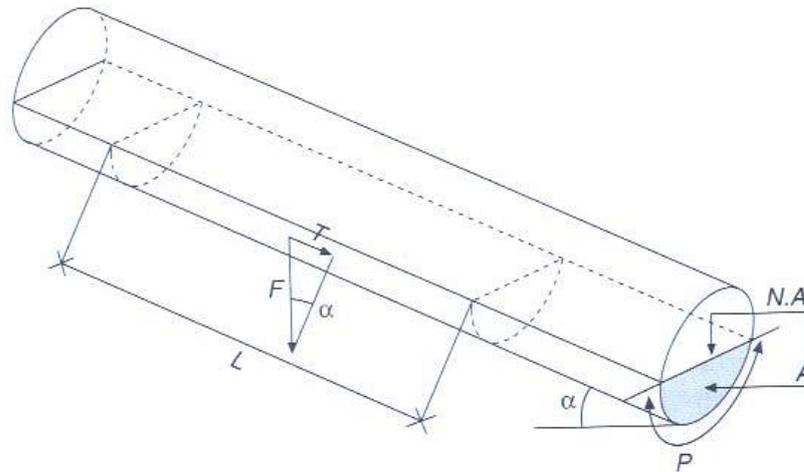
$$v_c = 6\sqrt{R_h g} \quad (21)$$

Onde: v_c = velocidade crítica, em m/s;
 R_h = raio hidráulico ao final do trecho, em m;
 g = aceleração da gravidade, adotada 9,8 m/s².

A necessidade desta verificação dá-se de forma a evitar emulsão de ar ao líquido, aumentando a área molhada no conduto (AZEVEDO NETTO, 1998, p. 513). Caso ocorra, a lâmina máxima deve ser estipulada em 50% do diâmetro do coletor.

Por fim, o dimensionamento encerra-se com a checagem de tensão trativa. Esta grandeza física visa a garantia de fluxo mínimo tal que garanta a autolimpeza de materiais sedimentáveis na tubulação. É, então, de acordo com Azevedo Netto (1998, p. 514) “a componente tangencial do peso do líquido sobre a unidade de área da parede do coletor e que atua portanto sobre o material aí sedimentado, promovendo o seu arraste.” Os parâmetros de cálculo necessários ao dimensionamento podem ser verificados na Figura 29 a seguir:

Figura 29 - Tensão trativa



Fonte: Azevedo Netto, 1998, p. 514

Portanto, o cálculo necessário é:

$$\sigma_t = \gamma R_h I_0 \quad (22)$$

Onde: σ_t = tensão trativa atuante, em Pa (pascal);
 γ = peso específico do líquido, tomado igual ao da água (1000 N/m³);
 R_h = raio hidráulico, em m;
 I_0 = declividade do trecho, em m/m.

A tensão trativa mínima a se considerar em tubulações é de 1,0 Pa. Caso este ou demais critérios acima estabelecidos não sejam respeitados, deve-se alterar as declividades dos coletores, de forma a garantir o escoamento segundo os parâmetros hidráulicos aqui verificados.

8.3 MATERIAIS DA TUBULAÇÃO

Da mesma forma já vista nos capítulos de drenagem e distribuição de água, a substituição dos materiais tradicionais em redes de esgoto sanitário, que são PVC e Defofo, por PEAD, apresenta inúmeras vantagens. Assim, este será utilizado também neste caso, apenas se atentando à identificação da tubulação nas cores preto e ocre, e diminuição do valor mínimo admissível de recobrimento a 30 cm (TIGRE-ADS, 2018, p.2).

9 PROJETOS COMPLEMENTARES

Loteamentos urbanos são notórios polos geradores de tráfego. De fato, “os condomínios residenciais horizontais têm grande influência na expansão da malha viária, na diminuição da eficiência do transporte coletivo, e, por consequência, no aumento da dependência do automóvel” (GRIECO et al., 2012 apud TORQUATO; RAIA JUNIOR; 2013). Assim, faz-se necessário prever na concepção destes empreendimentos acesso às vias expressas próximas, bem como adequada integração com ocupações anteriores, de forma a melhorar a mobilidade aos futuros moradores e diminuir a dependência do transporte individual com o decorrer dos anos.

Entretanto, a ocupação destes condomínios costuma levar décadas para alcançar níveis de zonas urbanas consolidadas, e raramente há tráfego pesado. Com isso em vista, o procedimento para dimensionamento de pavimentos é dispensável, já que necessariamente os cálculos indicarão uso de estrutura mínima. Portanto, se partirá do princípio que o sub-leito, formado pelo material natural do terreno, foi compactado de forma a possuir o CBR necessário a uma obra rodoviária.

Assim, este capítulo contará com definições básicas das estruturas rodoviárias, especialmente pavimentos flexíveis, e dos demais componentes de travessia presentes ao longo das vias públicas: calçadas e elementos paisagísticos.

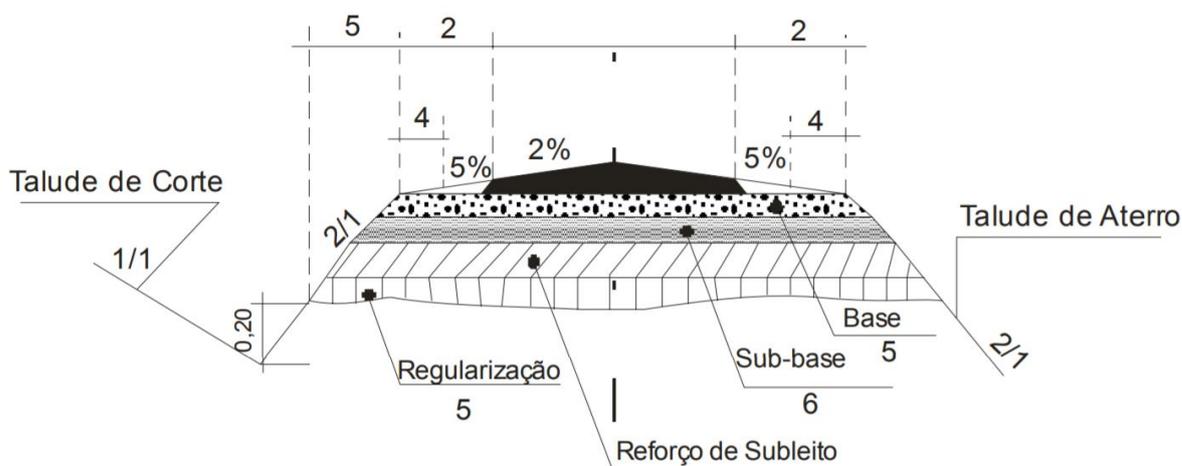
9.1 ESTRUTURA RODOVIÁRIA

O DNIT (2006a, p. 194) define pavimento como:

Estrutura construída após a terraplenagem, destinada a resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais oriundos dos veículos, a melhorar as condições de rolamento quanto ao conforto e segurança e a resistir aos esforços horizontais, tornando mais durável a superfície do rolamento.

Por sua vez, esta estrutura rodoviária é constituída de diversas camadas de materiais, vistas na Figura 30. A sobreposição de materiais com diferentes desempenhos mecânicos, segundo o DNIT (2006a, p. 95), eleva o grau de complexidade dos cálculos de comportamento de deformações e tensões atuantes.

Figura 30 - Perfil transversal do pavimento



Fonte: DNIT (2006a, p. 109)

Em geral, dimensionam-se sub-base, base e revestimento, enquanto reforço de subleito é feito quando a camada de assentamento possui CBR inferior ao mínimo admitido pelo IPR-719. Estas camadas são dimensionadas conforme o revestimento previsto para a via. Para os casos mais comuns, de pavimento flexível, o método de dimensionamento mais empregado é denominado Marshall, e aplica extensivamente dados de natureza empírica em suas formulações. Assim, se faz necessário o conhecimento do CBR mínimo exigido em norma para as camadas, disponível no Quadro 13:

Quadro 13 - Valores limitantes de CBR e expansibilidade

Camada	CBR	Expansão
Sub-leito	$\geq 2,0 \%$	$\leq 2,0 \%$
Reforço do sub-leito	\geq CBR do sub-leito	$\leq 1,0 \%$
Sub-base	$\geq 20,0 \%$	$\leq 1,0 \%$
Base	$\geq 80,0 \%$	$\leq 0,5 \%$

Fonte: Adaptado de DNIT (2006a, p. 142)

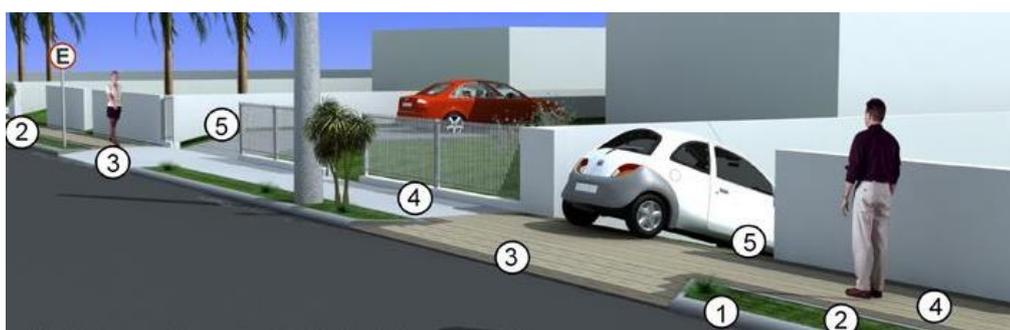
Além disto, outro dado de entrada necessário à metodologia diz respeito ao tráfego previsto durante a vida útil da estrutura. Este valor, denominado *número N*, é calculado com o emprego de técnicas da Engenharia de Transportes, que visam prever o tráfego futuro das vias, principalmente em relação a veículos de carga, que geram maiores tensões na estrutura rodoviária.

Assim, com o conhecimento destes valores básicos, é possível dar sequência à metodologia de dimensionamento. Entretanto, na falta destes dados para a gleba em estudo, não será possível a realização deste dimensionamento, portanto, será estipulada estrutura asfáltica mínima prevista segundo as normas do DNIT, que estabelece camadas granulares de 15 cm e capa asfáltica de 5 cm, desde que seguidas as exigências quanto ao comportamento da camada de sub-leito.

9.2 PASSEIOS

Os critérios urbanísticos para padronização de calçadas são regidos por leis municipais, em geral. Porém, na falta de regulamentação para o Município de Araquari, será utilizado o padrão seguido em Joinville. Para isso, necessitam-se ser observadas exigências de tamanhos mínimos para os elementos de passeios localizados em frente a lotes residenciais, conforme Figura 31:

Figura 31 - Elementos constituintes de passeio



Fonte: Joinville (2011b)

- Onde:
- 1 – meio-fio: deve ter altura entre 15 e 17,5 cm;
 - 2 – faixa de serviço: deve ter 65 cm;
 - 3 – rampa de acesso de veículos: 80 cm de extensão e 5 m de largura no máximo;
 - 4 – faixa de circulação: destinada aos pedestres, com, no mínimo, 1,20 m de largura;
 - 5 – rampa de acesso à residência: deve ficar de preferência dentro do imóvel.

Ademais, exige-se que o material constituinte da faixa de circulação proporcione segurança ao pedestre, por isso são recomendados: concreto, lajotão, paver, granitinho ou concreto rústico.

9.3 PAISAGISMO DE VIAS PÚBLICAS

O projeto paisagístico completo preocupa-se com a integração de elementos de paisagismo (vegetação, terra, água, equipamentos urbanos, pisos, iluminação) ao uso do espaço público, de forma que se melhorem as condições de conforto, evite erosão do solo e promova maior integração social (SÃO PAULO, 1998).

Assim, mesmo que o projeto final seja de responsabilidade de um profissional capacitado para tal, algumas de suas observações podem ser utilizadas para tirar melhor proveito dos projetos de engenharia, como: dispor o sistema elétrico nas faces sul e leste, já que a norte e oeste são as mais apropriadas ao plantio de árvores; promover faixas de serviço de largura adequada em calçadas, para maior aproveitamento de árvores e arbustos; dispor áreas verde e de manutenção florestal em pontos onde seja possível a contemplação das espécies ali presentes; e uso adequado do mobiliário urbano pelo moradores.

10 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A gleba selecionada para a realização dos projetos possui 101.535,63 m², com confrontação de 344,00 m com importante via estruturante; 483,00 m do lado esquerdo a partir do ponto de vista da rodovia em direção à gleba e 245,99 m de fundo, com loteamento consolidado; e 278,61 m do lado direito, com área não urbanizada. Na Figura 32 é possível a visualização da área e de seu entorno imediato:

Figura 32 – Composição de imagem de satélite e perímetro da gleba a ser loteada



Fonte: Autor (2018)

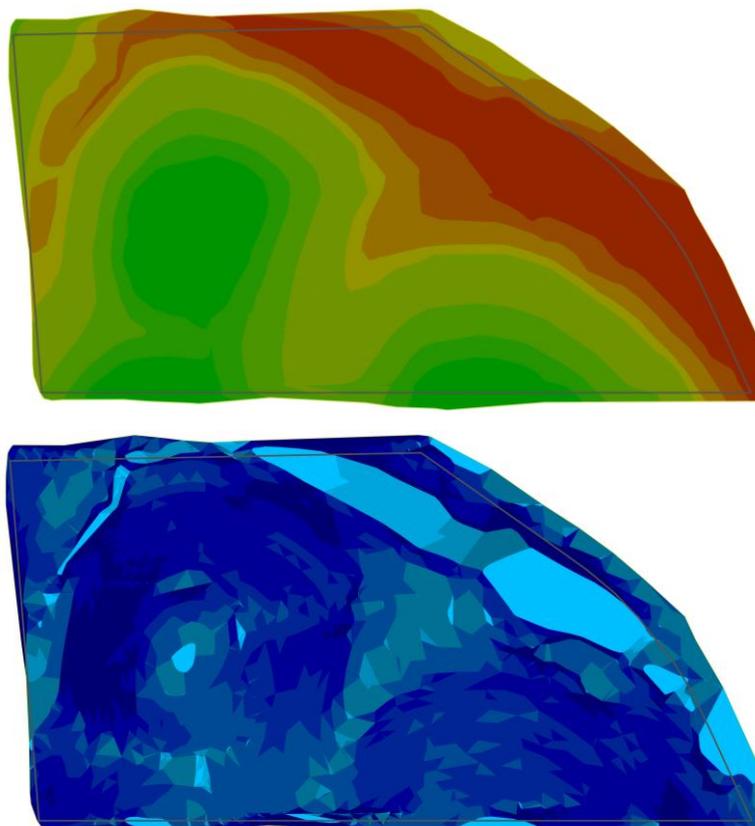
Demais informações, como levantamento planialtimétrico, podem ser vistas na planta cadastral disponível no Anexo 1. Todavia, por razões de preservação do patrimônio privado, outras informações que possibilitem a identificação do local não serão mostradas.

Assim, com a análise preliminar da planta, citam-se como características marcantes da área: presença de elevações expressivas; nascente, curso d'água e mata em estado de regeneração ao fundo; vale seco entre elevações; depressão alagadiça na parte frontal. Com isso em vista, os tópicos seguintes darão as informações no nível necessário à conclusão dos projetos aqui propostos.

10.1 GEOMORFOLOGIA

Com o levantamento do terreno disponibilizado no Anexo 1, foram criados os mapas temáticos observados na Figura 33, que mostram o perfil de elevação do terreno, onde tons verde são elevados e vermelhos baixos; e o perfil de declividades, onde os tons claros mostram as regiões de baixa declividade relativa:

Figura 33 - Perfis de elevações e declividades do terreno



Fonte: Autor (2018)

A partir destes, observam-se áreas geologicamente vulneráveis, como as altas declividades dos promontórios, o vale seco, que serve como linha de drenagem natural entre as elevações, e zona de acúmulo de água nas cotas baixas. Estas características foram acentuadas pelo uso anterior da área – de cultivo de arroz, e pelo desmatamento, que geraram intensa impermeabilização do solo.

A região compreendida entre o cume do promontório e a nascente possui declividade superior a 30%, devendo ser preservada. Ademais, não foi visto material provindo de rompimentos das encostas, o que, segundo a instrução da Secretaria do Meio Ambiente de

Joinville (2014), isenta a necessidade de estudos aprofundados de estabilização de taludes, desde que seguidos os demais parâmetros do Manual.

As fotografias vistas na Figura 34 a seguir mostram as regiões de vale e depressão presentes na gleba em estudo:

Figura 34 – Fotografias da área



Fonte: Nota de rodapé ¹

Observam-se nas imagens as elevações com boa parte da vegetação nativa removida, o que acelera o processo de escoamento de água e sedimentos.

10.2 PEDOLOGIA

O levantamento geológico ¹ realizado na gleba identificou que a superfície é formada por elevações compostas por espesso horizonte de regolito, com presença de sedimentos argilo-

¹ Informações obtidas em sigilo durante estágio curricular obrigatório em empresa loteadora de Joinville

siltosos e silto-argilosos nos vales e talvegues, sendo a composição basicamente formada por alteração de rochas pertencentes ao Complexo Granulítico de Santa Catarina. Esta informação vai de encontro ao histórico dos empreendimentos e sondagens realizadas na região, que confirmam a grande extensão do horizonte A do solo.

Na região do vale represado, foi observada a presença de aquiclude, ou seja, solo hidromórfico de condutividade hidráulica quase nula, gerando, portanto, uma região de acúmulo de água nos interstícios e na superfície. Na Figura 35 é possível visualizar uma amostra de solo com este perfil:

Figura 35 - Amostra de solo obtida com trado manual



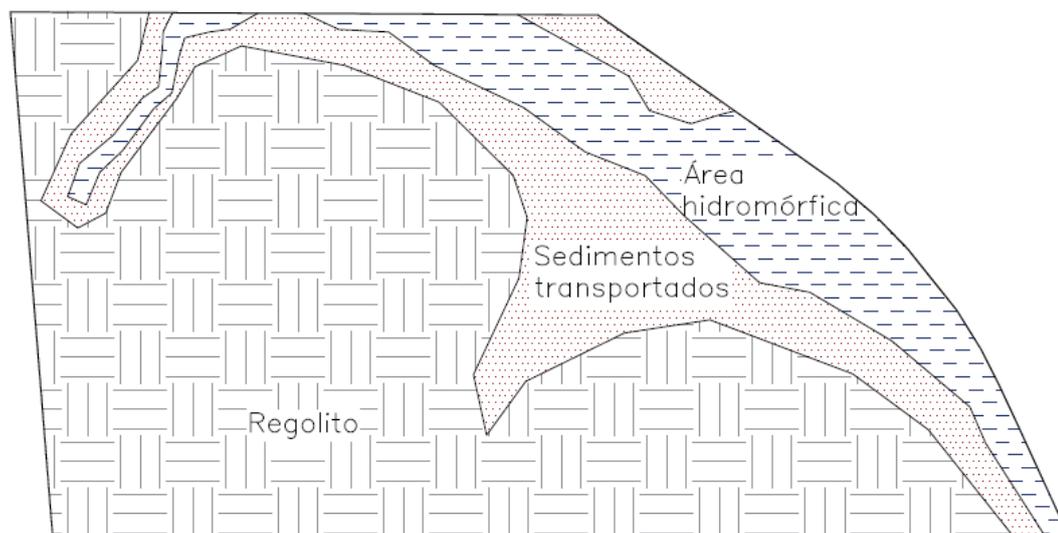
Fonte: Nota de rodapé ²

Esta característica é explicada pelo processo contínuo de transporte de sedimentos até as áreas baixas, sendo que a investigação geológica verificou que a profundidade do solo com estas propriedades chega a 1,0 m.

Por fim, o levantamento conclui que o ambiente da área de interesse é bastante heterogêneo superficialmente. Neste, existem porções das encostas formadas por materiais transportados por chuva (colúvios), enquanto em outros pontos o solo não sofreu movimentação, sendo denominado regolito, além do depósito sedimentar hidromórfico de material argilo-siltoso constatado no fundo de vale. A Figura 36 mostra o croqui de situação da geologia local:

² Informações obtidas em sigilo durante estágio curricular obrigatório em empresa loteadora de Joinville

Figura 36 - Croqui geológico conforme levantamento



Fonte: Autor (2018)

Entretanto, como o levantamento não classifica o solo da área, partiu-se ao estudo disponível no mapa de Cobertura Pedológica do Município de Joinville, que abrange parte de Araquari. Este estudo descreve o solo residual da região em argissolo amarelo distrófico típico, de horizonte A proeminente, com textura argilosa, e de substrato gnaisse (JOINVILLE, 2012). As principais características desta classificação são, segundo a EMPRABA (2011): condições de retenção de umidade aliada a alta permeabilidade; pouco férteis; abundantes em carbono; e tamanho de partículas predominantes menores que 0,002 mm.

Esta classificação permite classificar o solo como sendo de 1ª categoria (DNIT, 2015), e tendo coeficiente de empolamento de 25%. Além disso, na falta de ensaios de cisalhamento, deverão ser adotados os valores estabelecidos na instrução de obras de terraplenagem da SEMA, no que diz respeito às inclinações admissíveis em taludes.

10.3 COBERTURA VEGETAL E FAUNA

A região de estudo encontra-se em ambiente típico de Floresta Atlântica, de natureza Ombrófila Densa Sub-Montana. Os habitats encontrados referem-se a áreas de pastagem com árvores isoladas, severamente antropizada; e mata em estágio médio de regeneração natural, que ocupa 31.316,30 m². Algumas espécies vegetais encontradas são: ipê-amarelo, bromélias, figueira e jabuticabeira. Assim, com a definição das características naturais dadas pelo levantamento faunístico, devem ser observadas as exigências contidas na Lei Federal n°

11.428/2006, no Capítulo VI, que trata da proteção do bioma Mata Atlântica nas áreas urbanas e regiões metropolitanas:

Art. 31 § 1º: Nos perímetros urbanos aprovados até a data de início de vigência desta Lei, a supressão de vegetação secundária em estágio médio de regeneração somente será admitida, para fins de loteamento ou edificação, no caso de empreendimentos que garantam a preservação de vegetação nativa em estágio médio de regeneração em no mínimo 30% (trinta por cento) da área total coberta por esta vegetação. (BRASIL, 2006)

Quanto ao levantamento faunístico, foram observadas diretamente as espécies conhecidas popularmente como capivara, garça-branca e diversas outras aves. As armadilhas fotográficas instaladas na mata não obtiveram sucesso para aquisição de imagens que pudessem comprovar a presença de outros animais. As entrevistas realizadas com moradores confirmaram também a eventual aparição de roedores diversos, gambás, tatus, mãos-peladas e graxains. Portanto, pela não observação de espécies ameaçadas na área, o relatório de fauna e flora não se opôs à urbanização, desde que se atenda o limite mínimo de preservação estabelecido por lei.

10.4 INFRAESTRUTURA EXISTENTE

A infraestrutura dos arredores da gleba caracteriza-se como adequada ao parcelamento desde que se tomem medidas de ampliação de capacidade. Quanto aos acessos rodoviários, a via estrutural confrontante possui capacidade de tráfego saturada em alguns momentos, por isso será necessária implementação de via marginal, já prevista no Plano Diretor.

Em relação à drenagem de águas pluviais, há um bueiro visto na planta cadastral do Anexo 1. Este possui diâmetro de 80 cm e geratriz inferior de 5,93 m, estando convenientemente localizado na cota mais baixa do terreno para travessia da via. Entretanto, tendo-se em vista que a urbanização aumenta o escoamento superficial, este deverá ter sua capacidade aumentada.

Quanto ao abastecimento de água, será possível sem a necessidade de construção de reservatório nos limites do loteamento, já que existe uma adutora de grande capacidade junto à rodovia. Esta possui pressão disponível de 40 mca e é constituída de tubo de ferro fundido de diâmetro 300 mm.

Com relação ao sistema de esgoto sanitário, será necessária destinação de espaço nos limites do loteamento à estação de tratamento, tendo em vista que não existe rede coletora nos arredores.

10.5 CONDICIONANTES LEGAIS

A gleba objeto de parcelamento encontra-se em Macrozona de Ocupação Intensiva, segundo o Mapa de Macrozoneamento (ARAQUARI, 2006). O Mapa de Estratégia de Estruturação Urbana, por sua vez, coloca o terreno em Zona de Diversidade Urbana e Interesse Cultural do Município de Araquari. Estas classificações permitem o parcelamento do solo, desde que atendidos os demais critérios estabelecidos em Lei e comentados no Capítulo 2.

Assim, é necessária interpretação dos demais anexos constantes no Plano Diretor Municipal, a fim de se observar eventuais restrições ao uso e traçado viário:

- a) Mapa de Qualificação Ambiental: localiza áreas de recuperação, preservação e conservação ambientais, culturais e históricas dentro do limite municipal: nenhuma restrição;
- b) Mapa de Mobilidade Urbana: hierarquização rodoviária existente e de vias projetadas (exceto locais), além de demais vias de outros modais de transporte: única restrição quanto à não ocupação da faixa de domínio da rodovia, destinada à via marginal;
- c) Mapa de Zoneamento: subdivisão do macrozoneamento. Complementam este mapa os anexos do PDPDTA de números 8 (com os usos permitidos em cada zona), 9 (com classificação das atividades industriais quanto ao potencial de degradação ambiental), 10 (com as atividades sujeitas e estudos de impacto de vizinhança) e 11 (com índices urbanísticos conforme zoneamento). A gleba em análise pertence à Zona de Diversidade Urbana II, onde são permitidos uso residencial uni ou multifamiliar de até 4 pavimentos; comercial, prestação de serviços e institucional de pequeno porte; e industrial de pequeno porte e baixo impacto.

Assim, com o aval do Plano Diretor Municipal e observando-se as restrições da legislação já citadas, não existem limitações legais quanto à ocupação da gleba. Parte-se, então, ao estudo da viabilidade técnica e posterior dimensionamento dos sistemas de infraestrutura integrantes do parcelamento do solo.

11 METODOLOGIA E ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS

A metodologia que se aplica neste trabalho, chamada ciência de projeto, ou design science, caracteriza-se por ser uma pesquisa de gênero prático e natureza aplicada. O objetivo central da metodologia, segundo Van Aken (2004), citado por Lacerda et al. (2013, p. 743), é “[...] desenvolver conhecimento para concepção e desenvolvimento de artefato.” Neste caso, entende-se artefato como o projeto de dimensionamento e desenhos esquemáticos dos sistemas constituintes. Assim, para o objeto deste estudo, se fez necessário, além de extensa pesquisa bibliográfica, coleta de dados por medição (topográfica), análise documental e de mapas, e observação, a fim de desenvolver os projetos necessários para a execução deste projeto de engenharia.

Portanto, para este fim, este capítulo apresenta o sequenciamento para a definição da proposta de urbanização da gleba em estudo. Para isto, foi preterido, quando possível, dimensionamento dos sistemas de infraestrutura puramente através de planilhas de cálculo e desenho em planta, que apresentam natureza subjetiva e suscetível a erros. Desta forma, buscou-se aproximação da metodologia de modelagem da informação da construção, que visa a criação de projetos tridimensionais e vinculação entre processos. Assim, neste trabalho serão utilizados extensivamente os softwares Autodesk AutoCAD Civil 3D, Storm and Sanitary Analysis (SSA), Hydraflow e EPANET, que, apesar de pequenas incompatibilidades, apresentam adequada interação entre si e interface amigável.

O sequenciamento dos passos tomados para o dimensionamento dos sistemas será dado a seguir, sendo observados o grau de detalhamento exigido visto no capítulo 3, as obrigações técnicas demonstradas nos capítulos 4 a 9, e as condições ambientais da gleba em estudo, expostas no capítulo 10; sempre se atentando à relação intrínseca entre os projetos constituintes do Programa de Urbanização.

11.1 CONCEPÇÃO DO PRODUTO

Esta etapa visa levantar as informações mais relevantes ao dimensionamento prévio dos sistemas integrantes de um projeto deste porte. Assim, através dos passos sugeridos na

seção 3.1, e com a caracterização da área no capítulo 10, é possível idealizar inicialmente o produto arquitetônico.

Assim, o levantamento de dados e restrições mostrou que o Plano Diretor Municipal prevê construção de via marginal dentro dos limites da gleba, dentro da faixa não edificável relativa à rodovia confrontante. Já no aspecto ambiental, há uma nascente e um pequeno curso fluvial nos domínios da matrícula, gerando, portanto, uma área de preservação permanente de 9.274,35 m²; o restante da área de vegetação é 23.955,23 m², o que, segundo a legislação vigente, exige manutenção de ao menos 7.186,60 m². Também foi identificado solo impróprio do ponto de vista técnico e ambiental, que deverá ser removido e substituído caso o projeto de terraplenagem assim o exija.

Quanto ao padrão de desempenho, serão seguidos o zoneamento local e as recomendações de Mascaró (2005) no que diz respeito ao traçado preferencialmente ortogonal e testada mínima para loteamentos populares. Estas recomendações visam a otimização do espaço disponível e diminuição dos custos globais de infraestrutura. Quanto aos sistemas de saneamento, o padrão será de máximo aproveitamento das características locais e segurança ao uso dos futuros ocupantes, com utilização dos materiais julgados mais adequados e dimensionamento baseado nos princípios da engenharia.

Outra definição foi a hierarquização viária proposta de ao menos uma via coletora de acesso, com 15 m de largura, e outra transversal a esta, capaz de promover acessibilidade à possível área de expansão na lateral da gleba. O restante das vias foi definido como local, com 12 m de largura. O Quadro 14 abaixo apresenta a largura mínima exigida às pistas e passeios, de acordo com o Plano Diretor Municipal:

Quadro 14 – Dimensões de seções transversais das vias em Araquari

Tipo	Pista mínima	Passeio mínimo
Via Estrutural (Rodovias)	Faixa não-edificável de 15 m para cada lado	
Via Arterial	12,00 m	3,00 m
Via Coletora	10,00 m	2,50 m
Via Local	8,00 m	2,00 m
Ciclovía	1,50 m se mão única 2,50 m se mão dupla	n/a
Via de pedestre	n/a	3,00 m

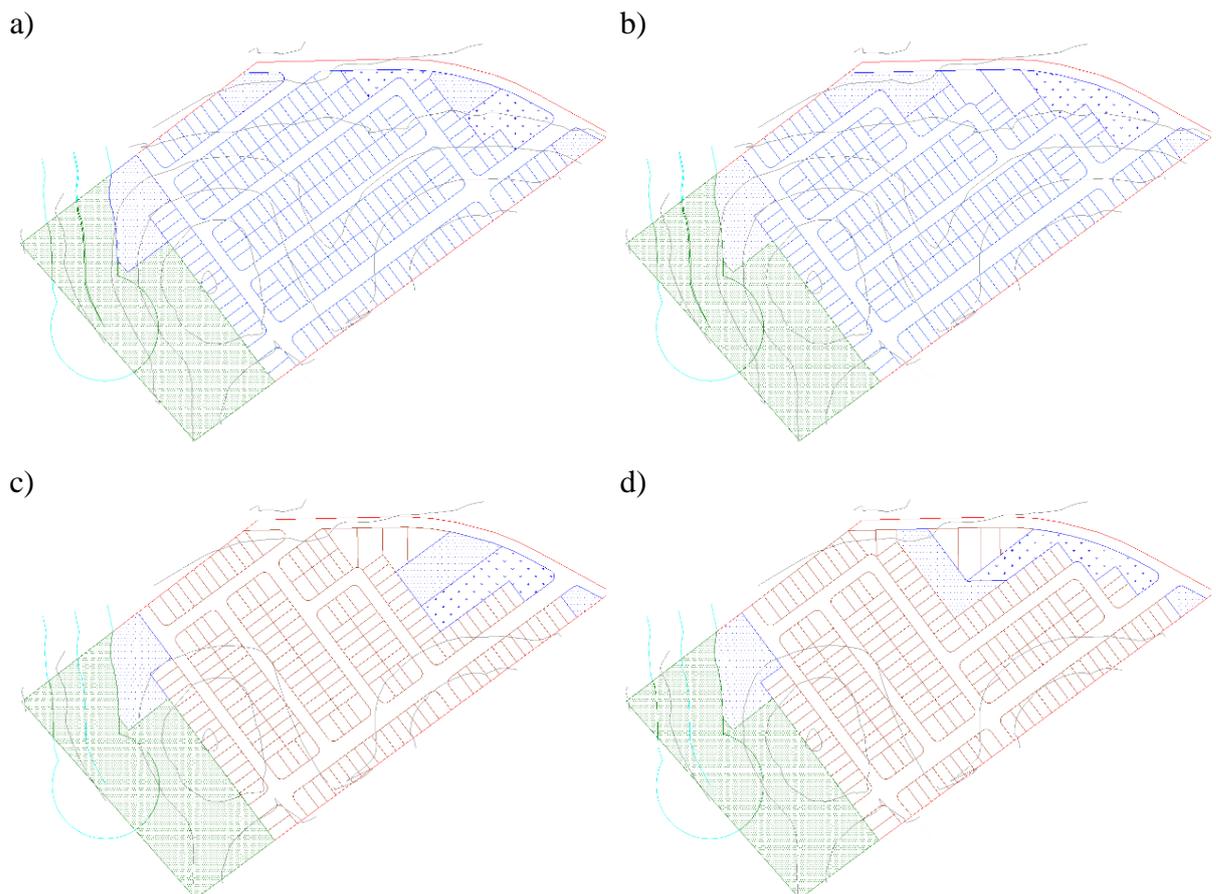
Fonte: Adaptado de Araquari (2006, p. 2 anexo VII)

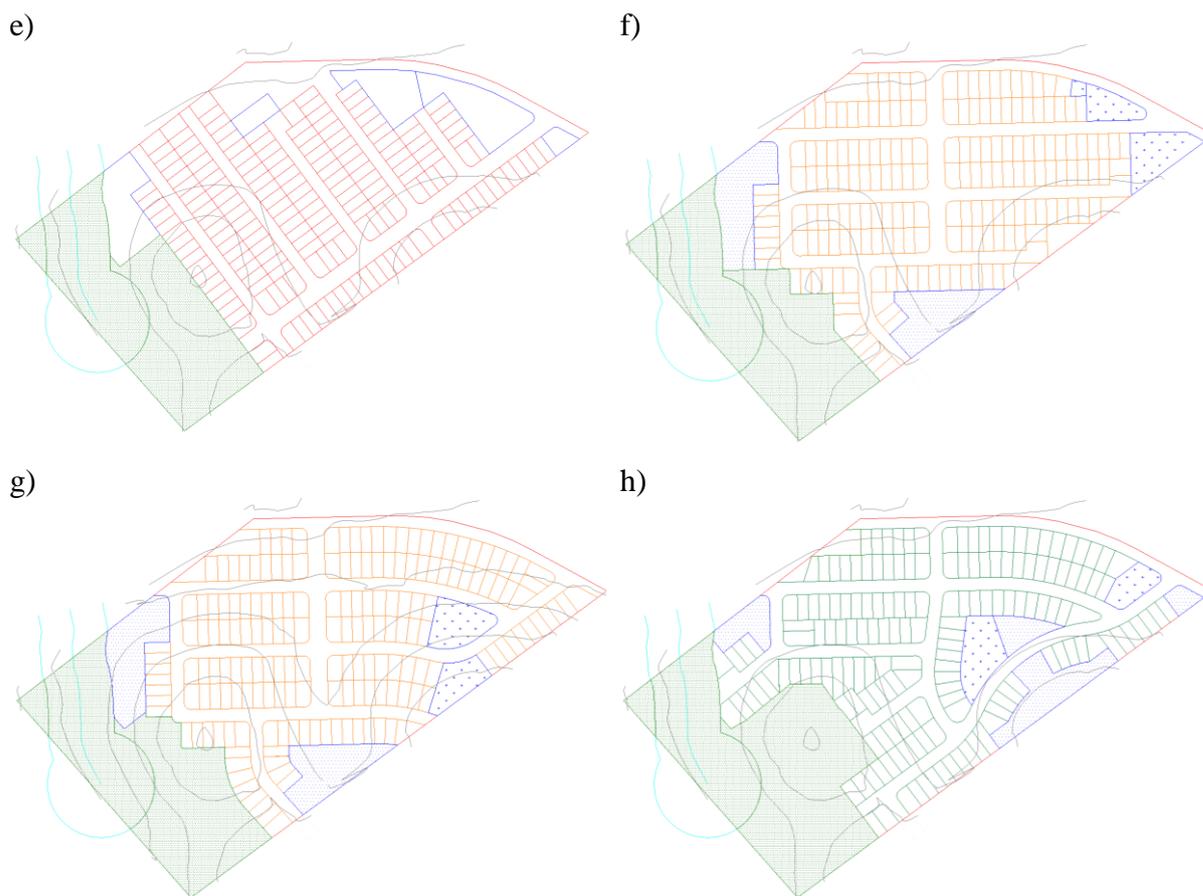
Assim, as quadras devem ser projetadas com afastamento correspondente à abertura necessária para correta inserção das vias de acesso.

Portanto, com análise minuciosa da planta cadastral da gleba (disponível no Anexo 1), e das restrições impostas, conclui-se que a melhor solução é urbanizá-la na região entre a marginal prevista até as proximidades do acesso ao loteamento adjacente. Esta decisão foi tomada uma vez que o sentido natural de declividade após este trecho é alterado, o que ocasionaria a obrigatoriedade de bombeamento de águas pluviais e de esgotamento sanitário, contrariando o princípio da economia.

Assim, foram criadas 8 concepções iniciais de urbanização, que podem ser vistas na Figura 37 a seguir:

Figura 37 - Concepções iniciais para o loteamento





Fonte: Autor (2018)

As alternativas *a*, *b*, *c*, *d* e *e* foram concebidas a partir da criação de quadras paralelas aos limites laterais da gleba nos 2 primeiros casos, e paralelas aos fundos nos demais, o que gerou lotes com excelente aproveitamento da área útil do terreno, com a quase totalidade destes lotes regulares, ou seja, frente 10 m e profundidade 24 m. Entretanto, como ponto negativo, está a necessidade de grande movimentação de terra para promover a adequada condução de águas pluviais e de esgotamento sanitário.

As alternativas *f* e *g* foram imaginadas com acesso principal perpendicular à marginal, o que facilita o tráfego viário. Desta forma, as quadras foram dispostas perpendicularmente à avenida. Com isso, apesar de a grande maioria dos lotes ainda ser regular, houve aumento do número de irregulares, porém, com pequena variação de área acrescida. Como principal vantagem desta disposição verifica-se o excelente escoamento de águas, que se direcionam à avenida de acesso, disposta deliberadamente no fundo do vale formado pelas elevações. Além disso, o volume de escavação necessário é reduzido em relação às alternativas anteriores.

Por fim, a alternativa *h* foi planejada de forma a se otimizar a movimentação de terra seguindo as premissas de Mascaró (2005) e máxima manutenção de área verde remanescente.

Entretanto, apesar destas interessantes vantagens urbanísticas e ambientais, a concepção foge do propósito deste trabalho, que visa a otimização da ocupação da gleba, e que é afetada negativamente pelo grande número de lotes irregulares gerados.

Assim, tendo-se em vista a necessidade de escolha assertiva, uma vez que o projeto urbanístico é de extrema importância aos demais, foi montado o Quadro 15, visto em sequência, que visa a adoção de critérios objetivos para a definição da melhor disposição de quadras. Os critérios selecionados foram retirados das recomendações de Mascaró (2005) e U. S. Green Building Council (2009), com adaptações:

Quadro 15 - Quadro comparativo de critérios para urbanização

Critério	Alternativa							
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>h</i>
Menor movimentação de terra	--	--	-	-	--	++	++	++
Potencial construtivo	++	++	++	++	++	+	+	-
Integração com áreas adjacentes	+	+	+	+	+	++	++	++
Segurança ao tráfego	-	-	-	-	-	+	+	-
Menor área impermeabilizada (ruas)	-	-	-	-	+	-	-	--
Localização de áreas públicas	-	-	+	-	-	+	-	+
Infraestrutura energeticamente eficiente	+	-	+	-	--	++	++	++
Segurança frente a deslizamentos	-	-	-	-	-	+	+	++
Áreas de preservação	+	+	+	+	+	+	+	++
Hierarquização viária	++	+	++	+	++	++	++	--
Custo global estimado	--	--	-	-	--	-	+	+
Proteção de encostas e topos de morros	+	+	+	+	+	+	+	++
Acessibilidade universal	-	-	-	-	-	-	-	-
Orientação solar	+	+	+	+	+	++	++	+

Fonte: Autor (2018)

O quadro comparativo ajudou a tomada da decisão na escolha da alternativa *g*, embora esta análise sirva apenas como um procedimento inicial, que necessita ser comprovado e revisto com frequência, no decorrer dos projetos de urbanização.

A seguir, é necessária a definição do Projeto Urbanístico, uma vez que o pré-dimensionamento dos demais sistemas depende fortemente deste.

11.2 DEFINIÇÃO DO PRODUTO

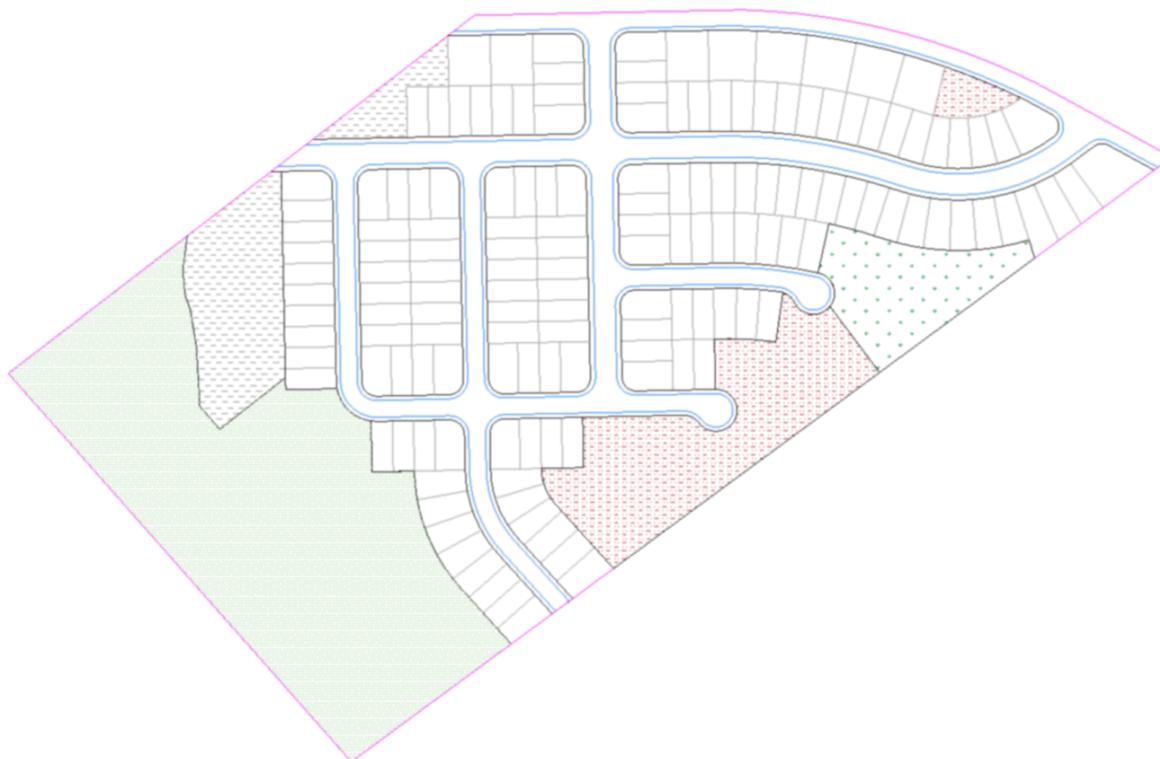
A consolidação do potencial construtivo da gleba é o principal produto gerado na etapa de definição do produto arquitetônico, gerando o número total de lotes e outras áreas. Para isto, é necessário olhar especial à topografia da região e do projeto de terraplenagem, que será o responsável pela adaptação à realidade tridimensional do terreno. No caso da gleba em questão, foi necessária atenção extra nesta etapa, uma vez que as altas declividades presentes no terreno natural impactam na taxa de ocupação dos lotes, já que devem ser previstos taludes para se vencer as diferenças de altura.

Com isso, foram identificadas duas regiões críticas do ponto de vista da terraplenagem: a elevação na lateral da gleba, que possui residências em toda a sua extensão no loteamento adjacente, e a depressão na parte frontal, responsável por acúmulo de água no interior da área.

Para o primeiro caso, foram definidos como parâmetros limitantes: altura máxima de taludes de 8 m (DNIT, 2015), ângulo interno de $66,7^\circ$ para cortes e 50° para aterros (JOINVILLE, 2014), presença de drenagem superficial, dissipadores de energia e recobrimento vegetal. Embora este trabalho não contemple a avaliação geotécnica dos taludes gerados, estes fatores estão próximos aos usualmente encontrados em obras, e, caso julgados insatisfatórios, podem ser reavaliados à luz da NBR 11.682/09. Para os taludes entre dois lotes adjacentes, fixou-se como limite altura de 3 m e inclinação 1V:1H, o que não interfere na taxa de ocupação do lote, e é comum na prática. Já para a depressão, o solo hidromórfico ali presente foi julgado insatisfatório para utilização, por isso é prevista remoção do material em profundidade de 1 m. Ressalta-se, porém, que este valor é uma recomendação baseada em poucas sondagens, e, portanto, a altura real de remoção dependerá do observado durante a execução.

Assim, com estas definições prévias do projeto de terraplenagem, o desenho viário foi alterado, conforme visto na Figura 38:

Figura 38 - Projeto Urbano modificado



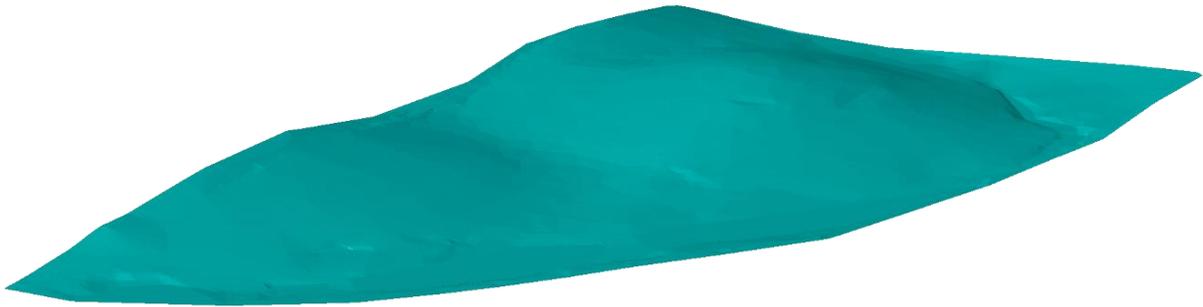
Fonte: Autor (2018)

As alterações foram feitas de forma a se equilibrar as declividades do terreno e melhorar a ocupação dos lotes, evitando dedicação de parte deles a áreas de taludes. Desta forma, boa parte dos lotes residenciais foi deslocada dos limites laterais da gleba, onde foram dispostas áreas verdes e de prefeitura. Algumas vias locais foram modificadas para cul-de-sacs, o que diminuiu sensivelmente a área total de ruas necessária. Outra diferença significativa foi a rotação das quadras D e E de forma a ficarem paralelas à Rua 2. Assim, os degraus entre lotes adjacentes foram reduzidos significativamente. Também foram previstos lotes maiores defronte à marginal, auxiliando na ocupação mista do loteamento.

Entretanto, esta disposição prejudicou a ocupação das regiões localizadas no quarto quadrante, que foram, então, designadas como áreas remanescentes. Isto faz com que estas duas áreas não sejam loteadas neste momento, necessitando, então, de futura expansão das Ruas 1 e 3 de forma a melhorar o seu acesso.

Portanto, com esta definição da disposição urbanística do loteamento, foi dado início à criação do terreno de terraplenagem. Para isto, foi utilizado o software Autodesk CivilCAD 3D. O primeiro passo foi a criação da superfície natural, baseada no levantamento topográfico, e vista na Figura 39:

Figura 39 - Representação tridimensional do terreno primitivo



Fonte: Autor (2018)

A seguir, o terreno foi modificado com a utilização do comando raise/lower surface, responsável por rebaixar a superfície de projeto em 20 cm para remoção da camada vegetal, e 80 cm adicionais na região de solo hidromórfico. Esta superfície, portanto, foi nomeado *Superfície Rebaixada*, e utilizada como base de dimensionamento do sistema viário. Como resultado, prevê-se 36.680,73 m³ de corte natural nesta etapa, corrigido a 45.850,91 m² com fator de empolamento de 1,25 (DNIT, 2010, p. 243).

Em seguida, com a utilização do comando xref, foi inserido o projeto urbanístico no arquivo de projeto de terraplenagem. Este comando foi escolhido por criar um vínculo em tempo real entre os dois projetos, sem necessidade de alteração através do projetista. Logo após, foram desenhados os alinhamentos de ruas, e utilizado o comando de vista de perfil para cada alinhamento, tomando como referência de superfície o terreno rebaixado. Isto gera objetos que demonstram o comportamento do terreno em relação à linha de análise, similares à Figura 40:

Figura 40 - Perfil de alinhamento criado para a Rua 2

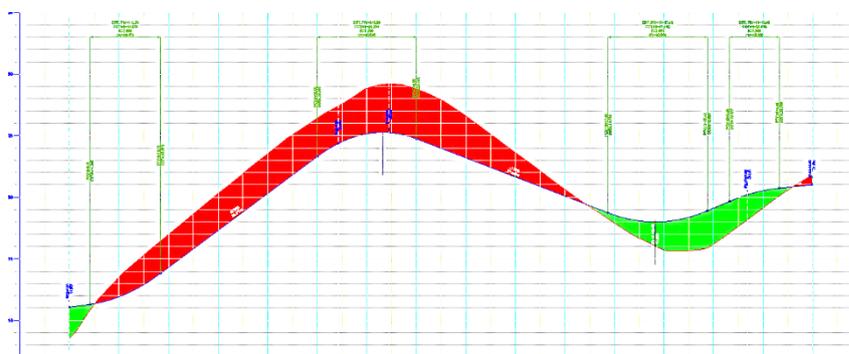


Fonte: Autor (2018)

Após isto, o comando profile creation tools é utilizado, e com ele é desenhado o perfil de projeto da via. No caso do município de Araquari, a rampa máxima possível é de 15% de inclinação. Com isso em vista, nas Ruas 4 e 5 foi considerado necessário a utilização de grandes rampas, uma vez que se encontram em região de promontório. Por outro lado, as Ruas 1 e 3 possuem boa parte de sua extensão com declividades inferiores a 0,25%, o que exigiu aumento do greide de projeto através de aterro.

Esta etapa gera uma extensiva quantidade de trabalho, uma vez que são necessários diversos ajustes de forma a compatibilizar encontros em esquinas, alturas máximas de patamares entre lotes adjacentes, ajustes de curvas verticais, locação de pontos altos e baixos de vias em locais convenientes e diminuição de alturas de cortes e aterros. Por fim, uma vez pensadas e esgotadas todas as possibilidades de perfis verticais para o arruamento do terreno, os perfis finais ficam com a aparência similar ao mostrado na Figura 41, que representa o alinhamento contínuo das Ruas 4 e 7, bem como as áreas previstas de corte (em vermelho) e aterro (em verde):

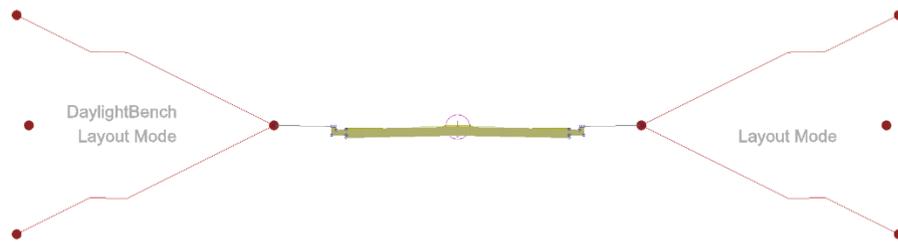
Figura 41 - Rua com perfil vertical criado



Fonte: Autor (2018)

O passo seguinte é a criação das seções-tipo das vias, ou seja, seções transversais que seguirão o traçado dos alinhamentos criados. Para isso, com o comando tool palette, foram montadas as duas seções básicas: das vias locais e das vias coletoras. Neste objeto, fazem parte a base e sub-base, previamente estipuladas com 15 cm de altura cada; o revestimento betuminoso, com 5 cm e abaulamento de 2%; sarjeta de altura 15 cm, largura 40 cm e declividade 20%; calçada de 2,00 m para vias locais e 2,50 m para coletoras; e taludes de inclinação 1:1. O objeto, conforme mostrado no software, pode ser visto na Figura 42:

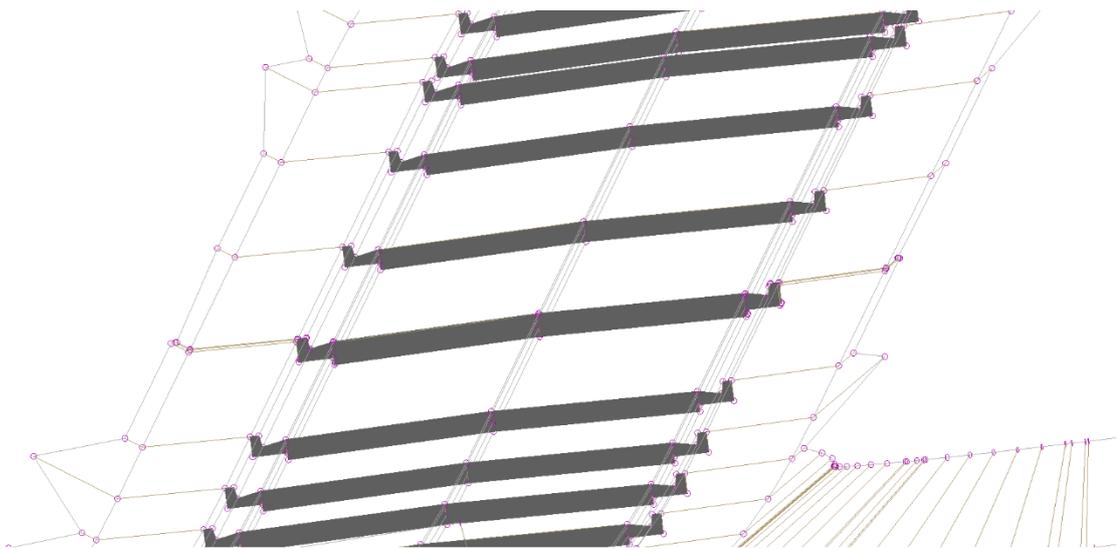
Figura 42 - Seção-tipo de via



Fonte: Autor (2018)

Assim, com o componente montado, é possível a etapa de criação do corredor em si. O comando do programa chama-se create corredor, e nele é necessária inserção de alinhamento, perfil (neste caso, o perfil vertical) e seção-tipo. Com isso, após ajustes de targets e frequência de espaçamento entre seções, é criado o corredor final. Seu aspecto é visto na Figura 43:

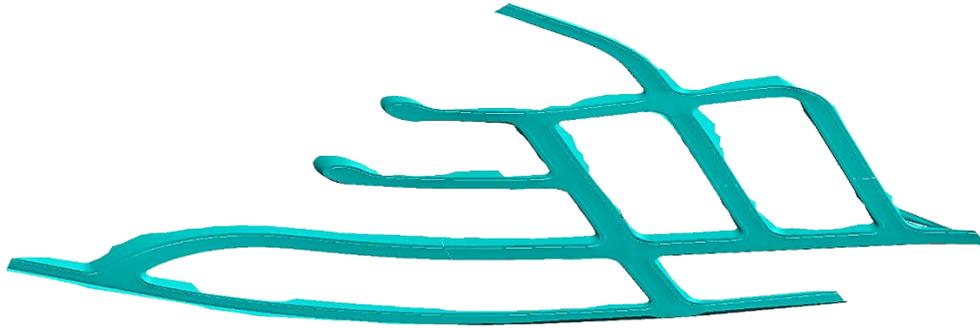
Figura 43 - Corredor criado



Fonte: Autor (2018)

Por fim, a etapa de geração de corredor é finalizada com a criação da superfície deste. O software faz o cálculo automaticamente baseado na triangulação entre os pontos de apoio criados, e gera a superfície visualizada na Figura 44:

Figura 44 - Superfície do corredor

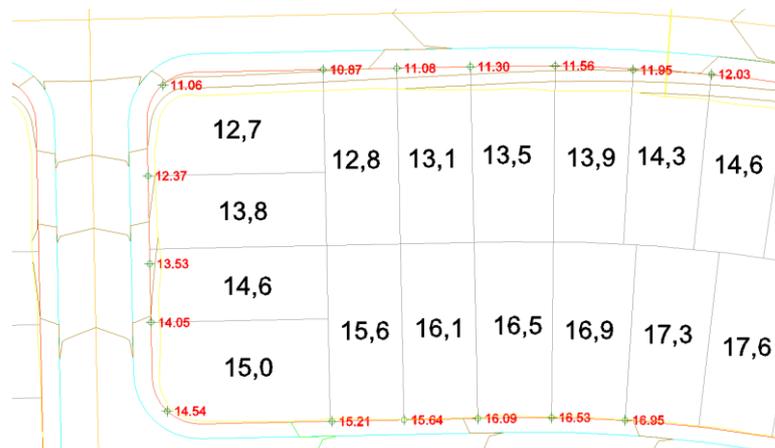


Fonte: Autor (2018)

Após a elaboração da superfície do corredor, a próxima grande etapa é a definição da elevação final dos lotes. De modo geral, há duas possibilidades neste caso: manutenção da topografia próxima ao original, deixando aos compradores dos lotes a regularização do terreno, ou criação de patamares e taludes pelo loteador, criando terrenos planos e prontos para construir. Neste trabalho, foi definido que o procedimento será o segundo, já que as grandes declividades presentes necessitam de estudo aprofundado e estabilização, caso necessário.

Deste modo, utilizou-se o comando add surface spot elevation labels, que cria pontos com elevação da superfície selecionada, neste caso, a superfície do corredor. Estes pontos serviram de apoio na definição das alturas estimadas das plataformas finais dos lotes. Além destes, outras análises necessárias foram: máxima diferença entre cotas de lotes vizinhos de 3 m, máxima diferença entre cotas da via e de lote de 3 m, e avaliação das cotas do terreno natural, com tentativa de equilíbrio entre corte e aterro. Assim, seguindo estes preceitos, algumas plataformas previstas para os lotes da Quadra F podem ser vistas na Figura 45:

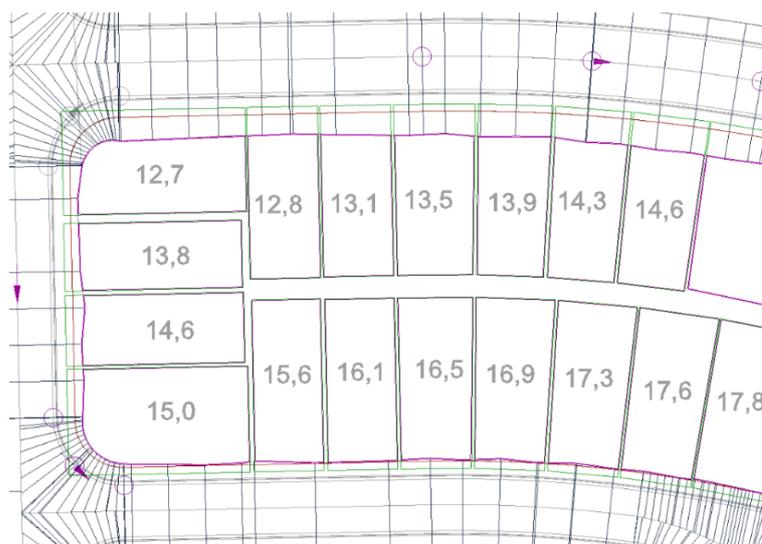
Figura 45 - Patamarização prévia



Fonte: Autor (2018)

Estes valores, após ampla reavaliação, foram convertidos em polilinhas com elevação de valor igual ao projetado por lote. Posteriormente, as linhas vizinhas foram afastadas de modo que a distância em metros entre uma e outra fosse idêntica à variação de altura entre elas, formando os taludes com inclinação 1:1 previstos, como mostrado na Figura 46:

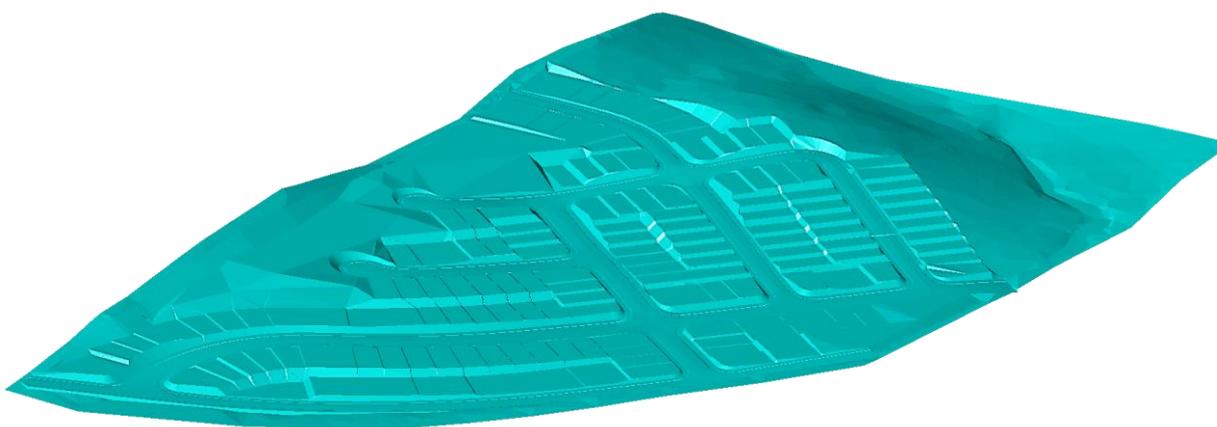
Figura 46 - Criação de breaklines



Fonte: Autor (2018)

Por fim, criou-se a superfície denominada *Lotes – alvo* através da inserção das polilinhas como breaklines, que foi então utilizada para compor a superfície final de terraplenagem, juntamente com a superfície do corredor. A Figura 47 mostra esta superfície finalizada:

Figura 47 - Superfície final de terraplenagem



Fonte: Autor (2018)

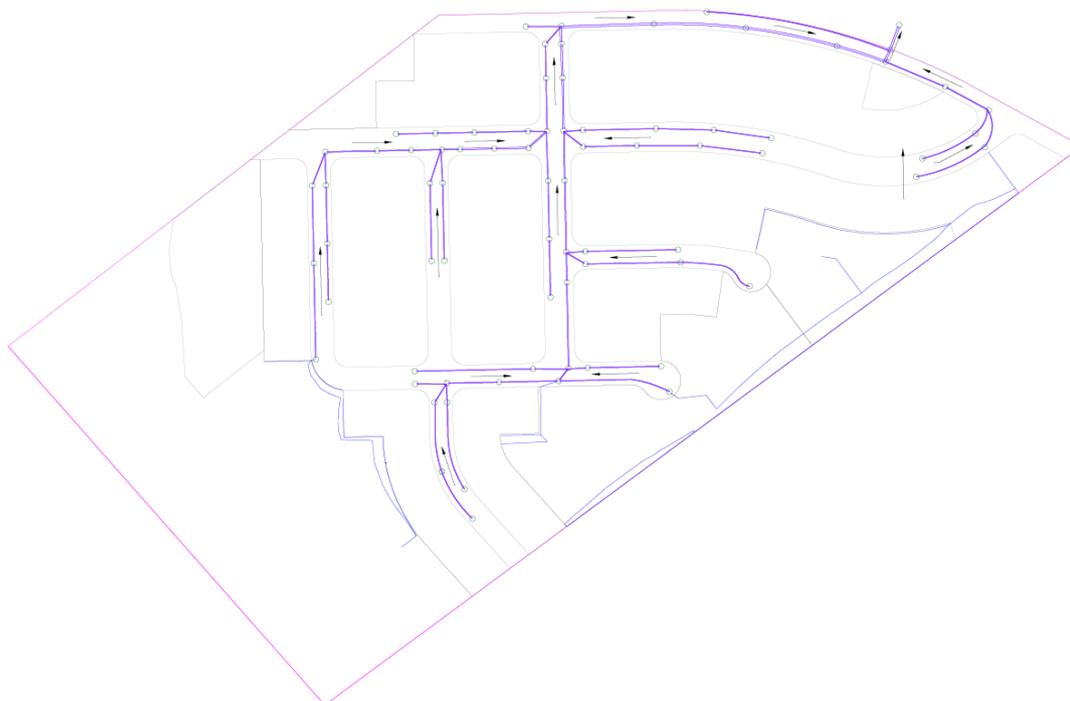
Assim, com a definição – ao menos prévia – do projeto de terraplenagem, se tem início o pré-dimensionamento dos sistemas de infraestrutura. Esta solução preliminar visa o estudo inicial dos traçados das redes de saneamento, de forma que, caso não se atendam aos requisitos mínimos dos cálculos hidráulicos, a terraplenagem possa ser alterada ainda no início, com baixo impacto ao andamento dos demais projetos.

Portanto, este dimensionamento prévio será realizado por planilhas de cálculo, deixando os cálculos definitivos para a etapa posterior, a ser realizada em softwares específicos e após alteração de grandes interferências.

Com isso, iniciou-se o dimensionamento dos sistemas de drenagem com a locação das meia-calhas de concreto nos pontos superiores e inferiores dos taludes. Quando possível, estas estruturas se direcionam às galerias de drenagem, caso contrário, foram dispostos poços e valetas de infiltração. Estas estruturas não foram dimensionadas, dessa forma, tomou-se cuidado para disposição de forma a drenarem pequenas áreas.

A seguir, ainda no desenho em planta, foram previstas galerias que começam após cerca de 50 m das bacias iniciais, tendo-se em vista que neste trecho possivelmente as sarjetas escoam as águas pluviais sem extravasamento. A Figura 48 abaixo demonstra a primeira disposição da rede de drenagem no loteamento:

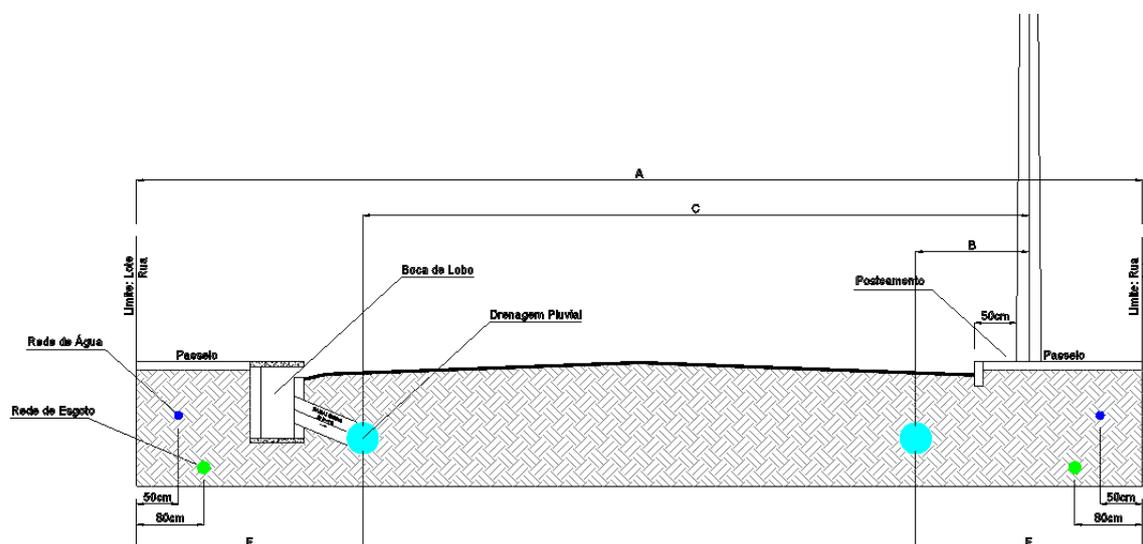
Figura 48 – Croqui de rede prevista de galerias pluviais



Fonte: Autor (2018)

As galerias foram dispostas em planta conforme Figura 49, que estabelece critérios de afastamento de redes de infraestrutura:

Figura 49 - Esquemático de distância entre redes



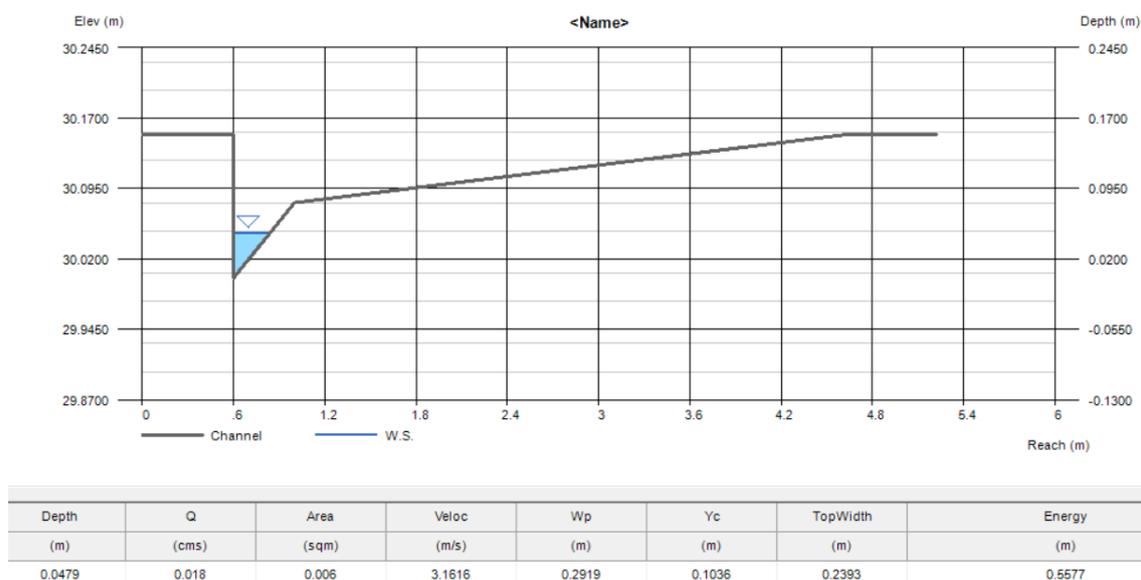
Fonte: Nota de rodapé³

Onde a distância entre limite de lotes e rede de água é de 50 cm, de esgoto de 80 cm, e a drenagem varia conforme diâmetro: a distância do meio fio à linha média das galerias deve ser igual à metade de seu diâmetro acrescido de 50 cm, de forma a proporcionar melhor integração com bocas de lobo.

A seguir, foi necessária confirmação da capacidade das sarjetas nos trechos analisados. Para isso, calculou-se a área de contribuição através da ferramenta catchment, do Civil 3D, que cria a entidade da bacia de contribuição, utilizada posteriormente na exportação dos dados ao Storm and Sanitary Analysis. Tomando como exemplo a sarjeta localizada no trecho esquerdo da Rua 4, com tempo de retorno de 10 anos e tempo de concentração de 10 minutos, calcula-se uma intensidade de chuvas de 144,16 mm/h. Com este dado, além de sua área de contribuição de 603,40 m², e coeficiente runoff de 60%, chega-se a uma vazão de pico de 14,5 l/s de acordo com o Método Racional, corrigida a 18,1 l/s com o fator de redução de escoamento. Estes dados foram, então, levados à extensão Hydraflow, software de cálculos expressos de hidráulica da Autodesk. A Figura 50 mostra o resultado obtido:

³ Informações obtidas em sigilo durante estágio curricular obrigatório em empresa loteadora de Joinville

Figura 50 - Avaliação de fluxo de sarjeta no Hydraflow



Fonte: Autor (2018)

A tabela de resultados mostra os dados calculados de diversas propriedades do escoamento. Neste caso, é importante a análise dos valores de altura e comprimento de lâmina d'água e velocidade do escoamento, que precisam estar dentro dos padrões limitantes definidos no capítulo de drenagem.

Assim, com as análises de diversos trechos, notou-se um padrão de comportamento: nas ruas de alta declividade, acima de 7%, as sarjetas dificilmente extravasam, porém ultrapassam o limite de velocidade de escoamento (4,0 m/s), e este comportamento se reverte nas ruas com menos de 1% de inclinação, onde quase a totalidade dos equipamentos extravasam ($h > 8$ cm), porém apresentam velocidades muito baixas.

Por fim, a análise de capacidade de escoamento das sarjetas mostrou-se crucial, já que com ela foi possível a escolha da posição mais assertiva das bocas de lobo. Em alguns casos, as sarjetas exigiram bocas de lobo com espaçamento menor de 20 m, enquanto que em outros locais foi possível o início das galerias após mais de 130 m de escoamento puramente superficial.

Assim, na sequência, calculou-se a capacidade de descarga das bocas de lobo. Esta capacidade é função da configuração, conforme vista no subcapítulo 6.2.2. Portanto, as configurações possíveis são de guia, com abertura simples no meio fio, ou de grelha, com entrada de água imediatamente abaixo da sarjeta. Enquanto o primeiro caso é interessante para declividades inferiores a 5%, o segundo é o melhor para as superiores. Com isso, foram definidos alguns parâmetros de entrada aos cálculos:

- a) Altura de abertura da boca de lobo de guia = 8,5 cm
- b) Largura de abertura da boca de lobo de guia = 1,00 m
- c) Profundidade da depressão = 2,5 cm

O que gera, segundo a equação 7, a capacidade:

$$Q = 1,25(L + 1,8W)y^{3/2} = 1,25[1 + 1,8(0,8)]0,11^{3/2} = 0,111 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando o fator de redução, a capacidade da boca de lobo de guia torna-se 89,0 m³/s, ou seja, sempre que a capacidade hidráulica de uma sarjeta superar este valor, devem ser dispostas bocas de lobo dupla. Entretanto, este caso não aconteceu, já que os limites definidos de velocidade máxima e largura máxima de lâmina d'água nas sarjetas são mais restritivos, e a máxima vazão calculada foi de 65,3 m³/s na boca de lobo 37.

Já para a boca de lobo de grelha, definido o fabricante, a vazão é calculada segundo a equação:

$$Q = 1,66Py^{3/2} = 1,66(2,66) \left(0,08^{3/2}\right) = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}$$

Da mesma forma, aplicando-se o fator de redução, neste caso de 40%, chega-se à vazão limite de 59,9 l/s para a boca de lobo de grelha calculada no pior cenário. Tal qual a boca de lobo de guia, nenhum caso necessitou de grelha dupla ou combinação de grelha e guia.

Assim, com a finalização da avaliação de capacidade das sarjetas e bocas de lobo, é possível prosseguir ao pré-dimensionamento das galerias de condução. Neste caso, de avaliação inicial, desenhou-se o traçado em planta e os valores das cotas dos poços de visita foram digitados em uma planilha do software Microsoft Excel.

Os dados foram tratados de forma prudente, com recobrimento mínimo de 95 cm, superior aos 30 cm julgados adequados pelos fabricantes de tubos em polietileno denso. Este valor foi adotado devido a dois motivos importantes: primeiro, porque este programa de urbanização também contempla a rede de esgoto sanitário, que necessita da mesma forma de espaço adequado para condução das águas, e, como ocorrem cruzamentos entre as redes, é preciso afastamento adequado; já o segundo motivo está ligado à obra, que será executada no terreno final de terraplenagem, ou seja, ainda sem a camada extra de proteção dada pela pavimentação. Ou seja, após a implantação dos tubos, será feito o reaterro de 60 cm, e só

posteriormente a pavimentação com seus 35 cm adicionais, gerando, então, o recobrimento de 95 cm.

Assim, com o procedimento de cálculo descrito no subcapítulo 6.2.4, foi montado o roteiro de cálculo de capacidade das galerias circulares, que pode ser visto no Apêndice 14. No terreno estudado, a declividade é excelente do ponto de vista do escoamento, já que possui valores iguais ou superiores a 0,5% em todos os trechos. Desta forma, foi possível manter o recobrimento mínimo na grande maioria dos casos. O único local em que a declividade, e, conseqüentemente, o recobrimento foram aumentados, é o trecho de confluência entre os PVs 72 e 73.

Com isso, foi possível o deságue dos 1,64 m³/s calculados para período de retorno de 10 anos na cota do bueiro existente para travessia da rodovia, porém com necessidade de pequeno alargamento da seção existente. Os diâmetros encontrados, todos na faixa de 300 a 900 mm, estão, a princípio, abaixo do necessário caso fossem utilizados tubos de concreto. No trecho 75-76, por exemplo, a alteração do coeficiente de Manning para estrutura de concreto acarreta na necessidade de tubo de 1200 mm, bastante superior ao encontrado para a tubulação em PEAD, de 900 mm. Entretanto, a afirmação do menor custo da troca de materiais para a tubulação deve ser feita com análise caso a caso, já que é necessário estudo mais aprofundado e alteração de outros valores importante, como recobrimento e maior controle de velocidade de escoamento.

Com isso, a etapa de definição do produto arquitetônico segue com o dimensionamento da rede de captação de esgoto sanitário. Esta etapa é também crucial na definição do traçado de águas pluviais, já que ambas são regidas pelo princípio do livre escoamento, e a necessidade de manutenção de tensão trativa mínima no escoamento de esgoto pode exigir mudança no traçado das galerias pluviais.

Assim, o dimensionamento da rede teve início com a criação do traçado em planta. Este traçado seguiu as prerrogativas da concessionária local, que define que todos os lotes precisam de, ao menos, 3 m de rede em frente disponível para ligação predial. Desta forma, procurou-se fazer a rede mais econômica possível, com início nos pontos altos das ruas e fim nos coletores principais. Por fim, os coletores dirigem-se à área de prefeitura localizada na Quadra B, onde se prevê a instalação de uma estação de tratamento de efluentes compacta. Este traçado pode ser visualizado na Figura 51:

Figura 51 – Croqui de traçado da rede de esgoto



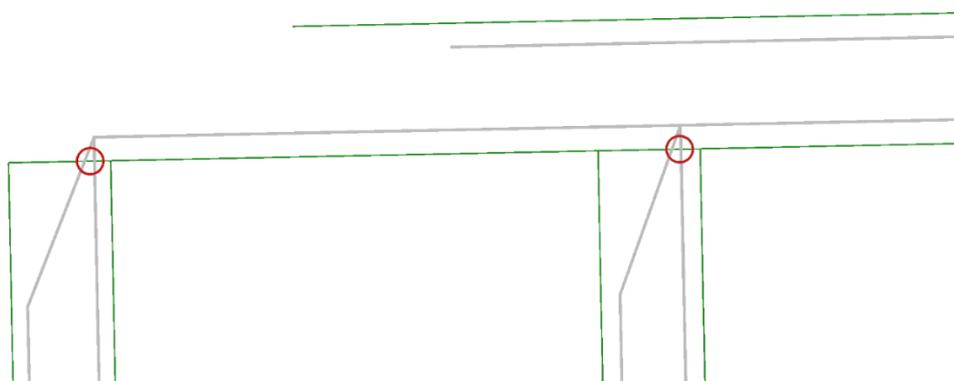
Fonte: Autor (2018)

Posteriormente, de forma análoga ao dimensionamento da rede pluvial, foi feito o pré-dimensionamento da rede coletora de esgoto sanitário em planilha de cálculo, de forma a melhor localizar os pontos de conflito e se ter noção dos diâmetros necessários para a tubulação. Como critérios de análise, deve-se manter controle rígido sobre as verificações exigidas por norma, que são: manutenção de recobrimento mínimo, velocidade inferior à crítica e tensão trativa superior à mínima.

Desta forma, o dimensionamento teve início com a transferência para a planilha de dados como nome dos trechos, extensão, número de lotes atendidos e cotas do terreno. Com isso, foi verificada a questão das declividades inferiores à mínima, e ajustado onde necessário. Por fim, os cálculos de vazão inicial, vazão de infiltração, profundidade de escavação, diâmetro do coletor, velocidade e tensão trativa, foram feitas de maneira automática pela planilha segundo os cálculos vistos no capítulo 8. O ponto de destaque neste caso é a utilização de valor mínimo de taxa de infiltração na rede, ou seja, 0,2 l/s.km, apesar de fabricantes garantirem até mesmo taxa nula com uso de redes em PEAD. Apesar disso, manteve-se a prudência de utilizar a menor taxa prevista no manual da concessionária.

Assim, com o fim do pré-dimensionamento da rede esgoto, partiu-se à análise manual de pontos de conflito. Esta etapa foi feita com a sobreposição de ambas as redes em um mesmo desenho, de modo a se verificar as posições e cotas das tubulações. Para isso, foi definida tolerância de 10 cm, ou seja, esta é a distância mínima entre os pontos mais próximos de cada tubulação. Os pontos de análise foram demarcados, conforme visto na Figura 52, e, no caso de interferência, a rede de drenagem deve se adequar, mantendo a de esgoto fixada.

Figura 52 - Demarcação manual de pontos de checagem de interferência



Fonte: Autor (2018)

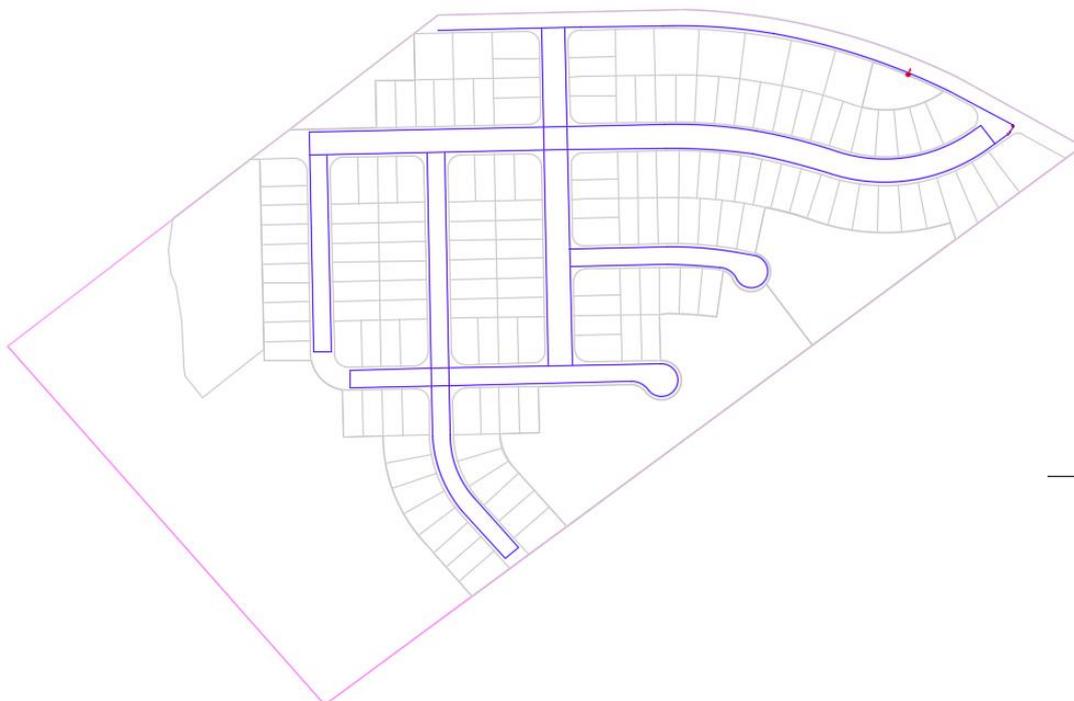
Esta avaliação inicial, como preconizada pelo manual da ASBEA (2012), possui caráter preliminar e serve para conferência de grandes interferências e alteração no pré-dimensionamento. Desta forma, é aceitável a análise manual, que será refinada no decorrer do procedimento, com desenhos tridimensionais e análise por ferramenta computacional.

Logo, com este procedimento foram identificados 18 pontos de cruzamentos entre as diferentes tubulações, dos quais, 5 apresentaram incompatibilidades: os trechos 3-7 e 6-7 da drenagem com o trecho 4-8 de esgoto, 24-25 drenagem com 26-30 esgoto, e 54-59 e 58-59 drenagem com 68-73 esgoto. Portanto, estes trechos de drenagem foram redimensionados de forma a aumentarem a altura de recobrimento de solo. Os trechos a jusante aos citados na drenagem tiveram suas declividades reduzidas, de forma a diminuir a profundidade de assentamento após o fim das regiões de interferência.

Com isso, o pré-dimensionamento de drenagem e de esgoto sanitário são finalizados, e conclui-se que do ponto de vista do livre escoamento, não há mudanças necessárias nos projetos urbanístico ou de terraplenagem, já que se garante escoamento livre sem necessidade de qualquer bombeamento.

Há ainda, entretanto, que se fazer a análise da rede de água potável, e esclarecer se a pressão disponível na adutora será suficiente para o abastecimento do loteamento sem necessidade de reservatórios ou boosters. Para isso, seguindo o procedimento de cálculo para redes malhadas pressurizadas, é necessária definição da rede em planta, cumprindo o requisito de locação de ao menos 3 m de tubulação em frente a cada lote. A solução pensada pode ser vista na Figura 53 abaixo:

Figura 53 – Croqui de traçado de rede de água potável



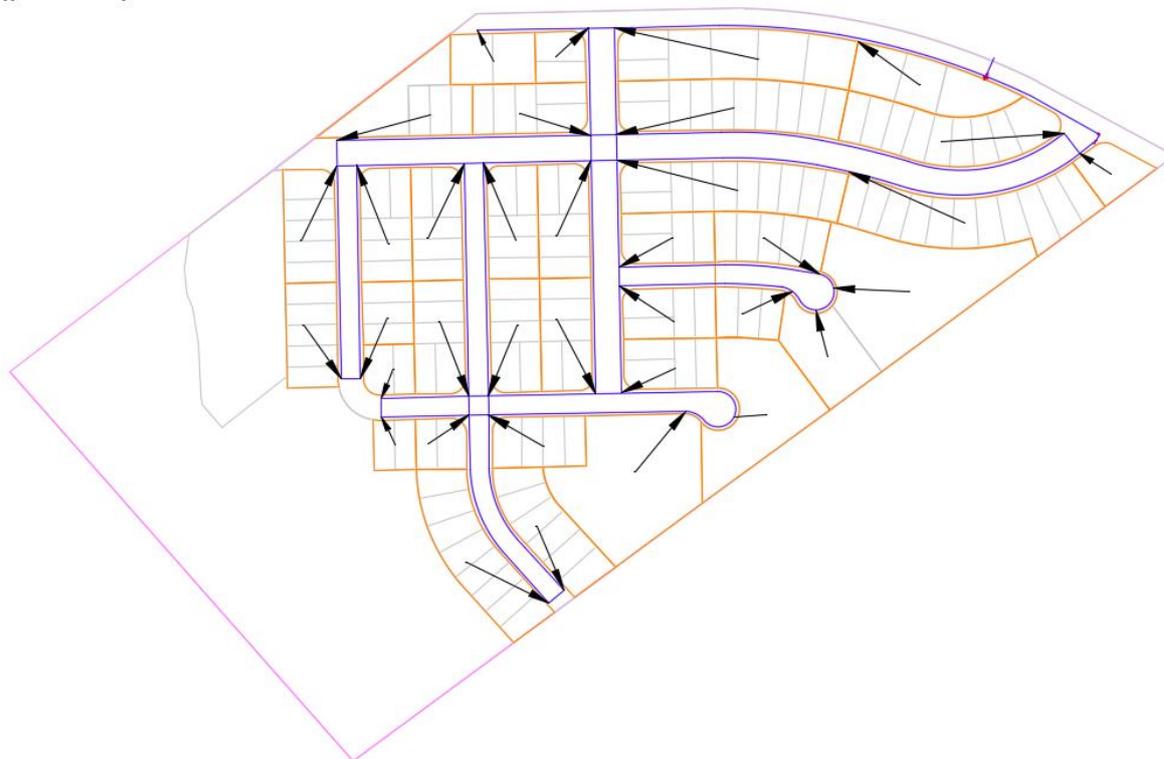
Fonte: Autor (2018)

O ponto de captação escolhido localiza-se próximo ao ponto mais baixo do loteamento, onde se encontra o sistema mais robusto de drenagem pluvial. É interessante a escolha deste ponto devido à exigência de um registro de descarga no início da rede e direcionado à drenagem.

Além disso, apesar da tentativa de dispor apenas de anéis fechados na distribuição, em um pequeno trecho na Rua 1 isto não foi possível, já que não havia por onde prosseguir o restante da rede. Apesar disso, este fato pouco influi no resultado do dimensionamento.

Sendo assim, baseado no roteiro de cálculo mostrado no capítulo 7, foram determinadas as vazões concentradas por anel, seguindo o princípio das áreas de abastecimento, conforme Figura 54:

Figura 54 - Áreas de contribuição por nó



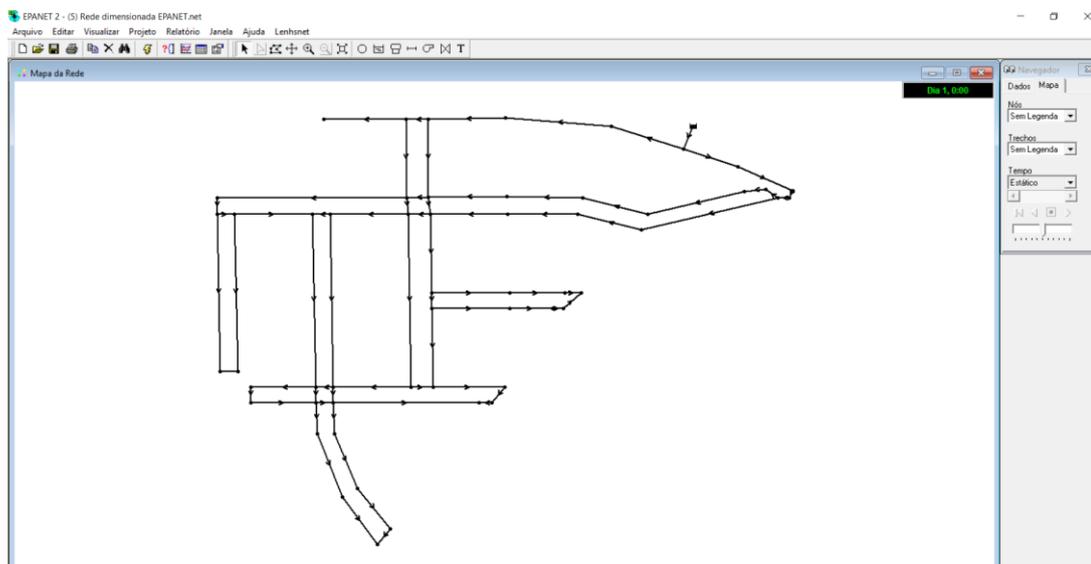
Fonte: Autor (2018)

Após a determinação das vazões, buscando-se rapidez e precisão na etapa, foi utilizado o software EPANET, programa largamente utilizado para dimensionamento de redes de abastecimento de água potável, devido à interface amigável e licença gratuita. Assim, a rede foi exportada em formato dwg ao software, que cria automaticamente os objetos *nós* e *tubos*.

Em cada nó foi necessário preenchimento dos valores de cota de projeto e consumo base por segundo, calculado conforme área servida e já majorado pelos fatores de consumo horário e diário. Já nos tubos entrou-se com dados de comprimento, diâmetro (tomado como mínimo, DN 50, para a primeira avaliação) e coeficiente de rugosidade ($C = 145$ para tubulação em PEAD – ABPE, 2013).

Também é necessária locação do ponto de entrada na rede. No caso de captação por adutora existente, o elemento equivalente no software chama-se reservatório de nível fixo, em que se define o nível d'água. Neste caso, como não é possível definir diretamente a pressão disponível, entra-se com a carga hidráulica total, ou seja, pressão disponível somada da cota do local de captação, que, neste caso é 8,26 m. Assim, após a etapa de definição dos dados de entrada, a rede fica com o aspecto visto na Figura 55:

Figura 55 - Rede malhada no EPANET



Fonte: Autor (2018)

Com isso, é possível executar a simulação. O resultado mostra os cálculos realizados nos nós e trechos, como o visto na Figura 56 a seguir:

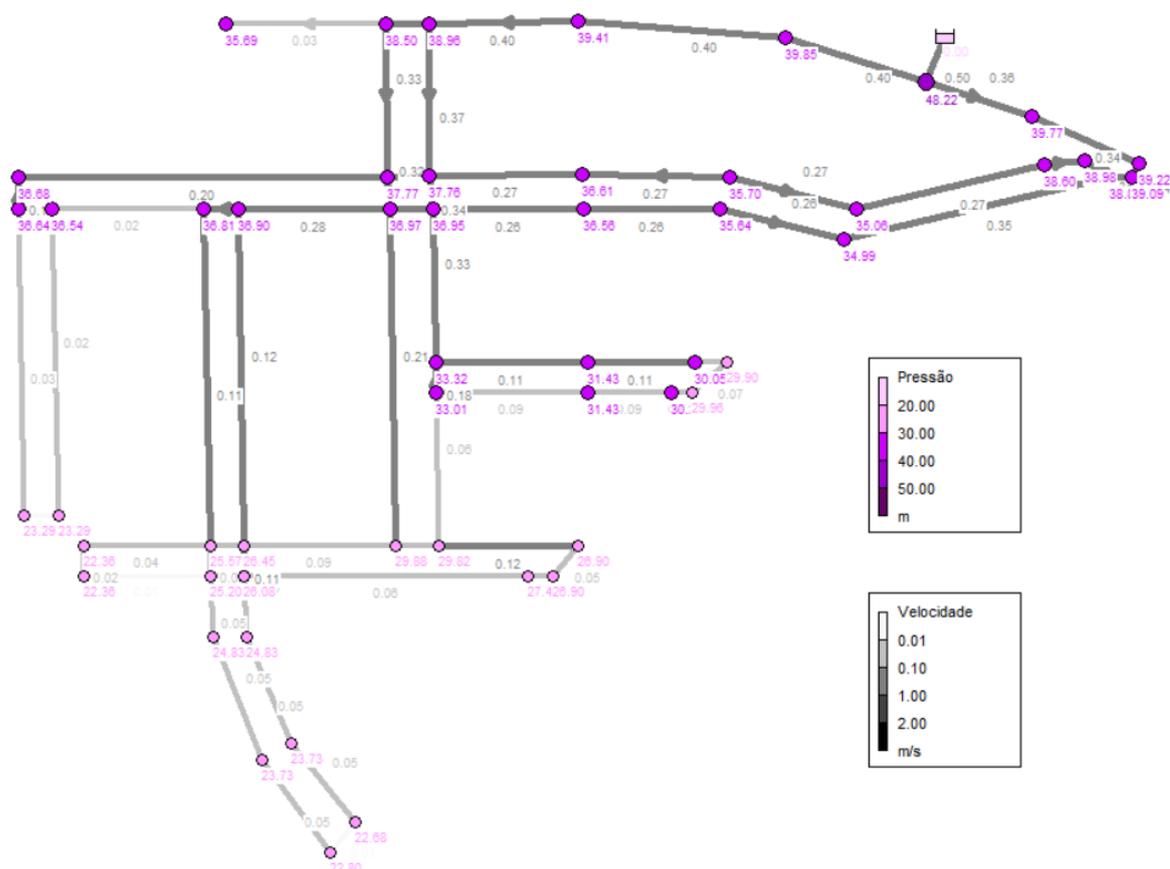
Figura 56 - Caixa de texto de dados gerada no EPANET

Propriedade	Valor
*Identificador do Trecho	Tubo-54
*Nó Inicial	No-49
*Nó Final	No-25
Descrição	
Zona	
*Comprimento	45
*Diâmetro	50.9
*Rugosidade	145
Coef. Perda de Carga Singu	0
Estado Inicial	Open
Coef. Reação no Escoamer	
Coef. Reação na Parede	
Vazão	0.53
Velocidade	0.26
Perda de Carga	1.82

Fonte: Autor (2018)

Ainda é possível a análise dos dados em formato de mapa, como visto na Figura 57:

Figura 57 - Mapa de pressão e velocidade na rede de distribuição de água



Fonte: Autor (2018)

O software também é capaz de gerar relatórios que auxiliam na tomada de decisões do projetista em alterar diâmetros da rede, alterar cotas e mudar traçados. No caso do loteamento em análise, foi necessária a substituição da tubulação do pequeno trecho de entrada para DN 90, bem como dos trechos na Rua A para tubos DN 75, de forma a se adequar as velocidades estabelecidas como limites e vistas no Quadro 12 do capítulo 7.

No mais, as boas características topográficas do terreno ajudaram na manutenção das pressões disponíveis dentro dos padrões estabelecidos em norma, ou seja, entre 10 e 50 mca. Neste caso, o relatório criado pelo software apontou pressão mínima de 22,36 mca e máxima de 39,77 mca. Além disso, como se trata de rede pressurizada em PEAD, não é necessário análise de interferências com as demais redes, uma vez que nesta é possível utilizar a maleabilidade do material para vencer possíveis obstáculos.

Assim, com a finalização da segunda fase do Programa de Urbanização, onde são pré-dimensionados os principais sistemas integrantes de infraestrutura, é possível a escolha ou replanejamento do produto arquitetônico imaginado. Neste caso, após extensivas análises de

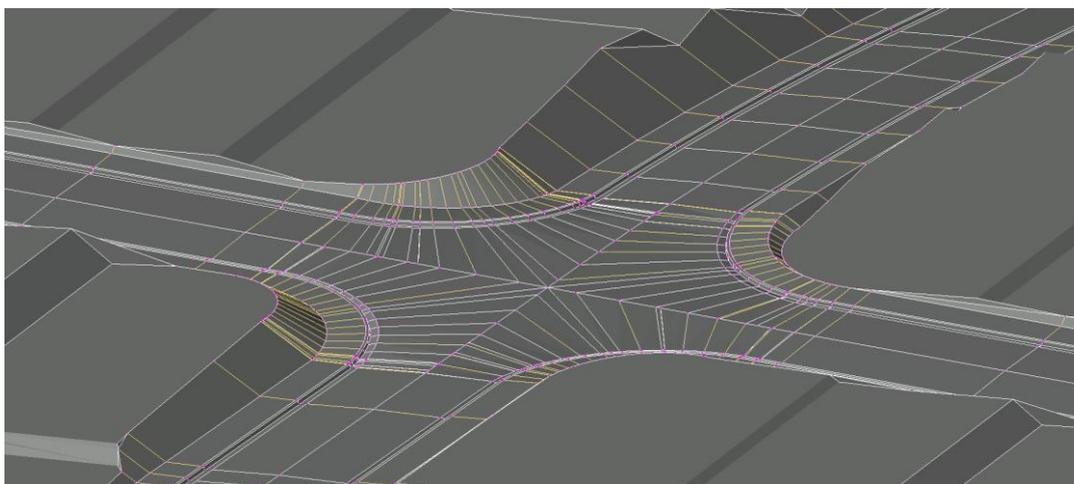
terraplenagem, drenagem, esgotamento sanitário e abastecimento público de água potável, é possível confirmar a plena capacidade de urbanização desta gleba, com todos os seus sistemas integrantes aptos a operar segundo o projeto urbanístico criado.

11.3 IDENTIFICAÇÃO E SOLUÇÃO DE INTERFACES

A terceira fase de um Programa de Urbanização, conforme ASBEA (2012), é responsável pela consolidação de todos os elementos, e, caso a etapa anterior tenha sido planejada corretamente, não gera grandes mudanças aos outros projetos.

Assim, com a aprovação do projeto urbanístico na fase anterior, parte-se ao detalhamento do projeto de terraplenagem. Isto foi feito com o refinamento da superfície inicialmente criada, com maior rigor aos detalhes de alinhamentos de cul-de-sacs e interseções. O aspecto final, após ajustes na triangulação da superfície, pode ser visto na Figura 58:

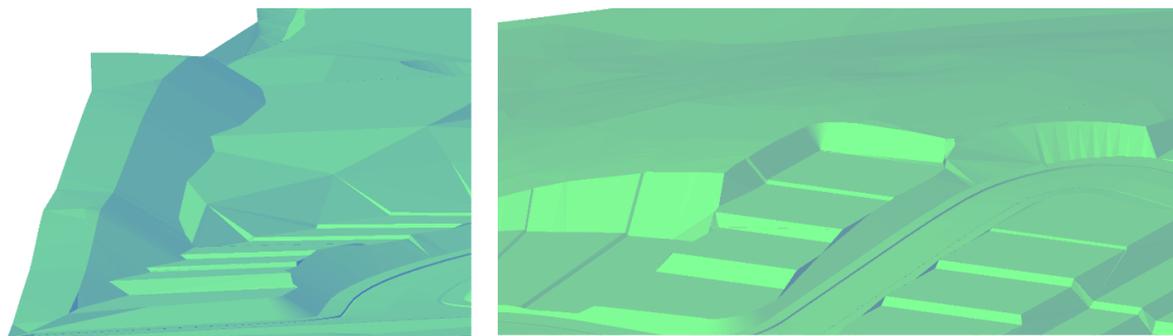
Figura 58 - Intersecção entre vias



Fonte: Autor (2018)

Os taludes também necessitaram de tratamento rigoroso. Nas regiões limites entre o terreno natural e as plataformas de lotes foram extraídas feature lines, que auxiliaram no processo de criação da transição. Assim, com a definição prévia dos ângulos internos, foram criados os taludes com auxílio da ferramenta grading. A Figura 59 mostra alguns dos taludes criados através desta abordagem:

Figura 59 - Taludes de fundos de quadras

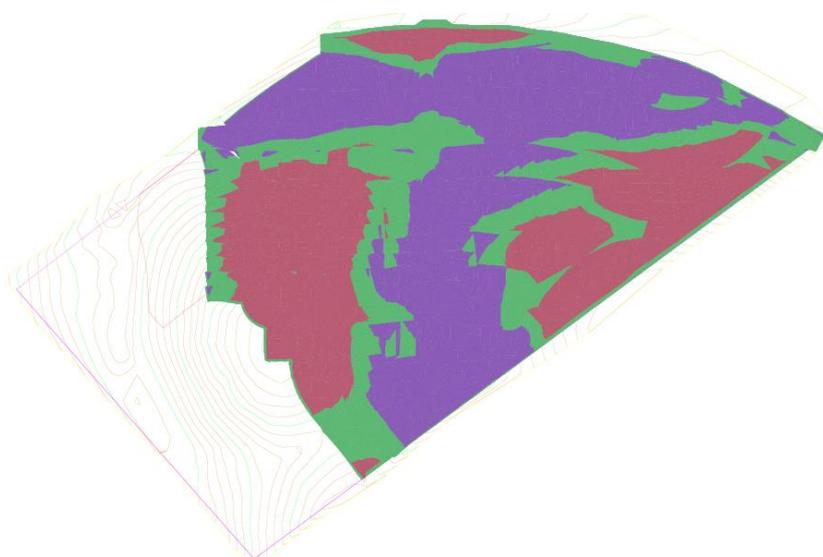


Fonte: Autor (2018)

As imagens mostram os taludes de fundos das Quadras F e C, respectivamente. Neles, percebe-se a baixa inclinação, feita deste modo para aumento da segurança, uma vez que faltam dados geotécnicos para correto dimensionamento destes elementos. É importante ressaltar que, com dados confiáveis de estudo do solo constituinte, seria possível dimensionar os taludes de forma a aumentar seu ângulo interno e, conseqüentemente, aumentar a área loteável.

Assim, após revisão minuciosa nos detalhes da superfície final de projeto, é criada uma *TIN Volume Surface*, ou seja, uma superfície compreendida entre a superfície base – o terreno natural – e a superfície de projeto. Com isso, é possível analisar o volume final de corte e aterro, bem como as cotas máximas destes ajustes. O mapa de elevações do terreno de comparação é visto na Figura 60, onde a coloração roxa mostra regiões de aterro, vermelho os cortes e verde áreas de transição:

Figura 60 - Mapa de corte e aterro



Fonte: Autor (2018)

Nota-se certo equilíbrio aparente entre áreas de corte e aterro, como foi estabelecido no início da avaliação. Entretanto, devido aos ajustes necessários para regularização dos greides das Ruas 4 e 5, o volume natural de corte supera o aterro em 10.625,63 m³, que é aumentado para 37.237,92 m³ com a utilização de fatores de empolamento e compactação. Assim, com o acréscimo do volume removido de solo hidromórfico e camada vegetal, o volume total de corte excedente salta a 83.088,83 m³, sendo necessária definição de bota-fora com esta capacidade. Neste trabalho não foi prevista localização de bota-fora, já que este depende de licenciamento ambiental, o que foge ao objetivo do estudo.

Além disso, o volume de aterro no projeto é de 61.600,86 m³. Não foi possível o depósito de mais material no terreno, uma vez que é necessária manutenção das cotas próximas às áreas adjacentes, de forma a auxiliar a futura urbanização destas regiões.

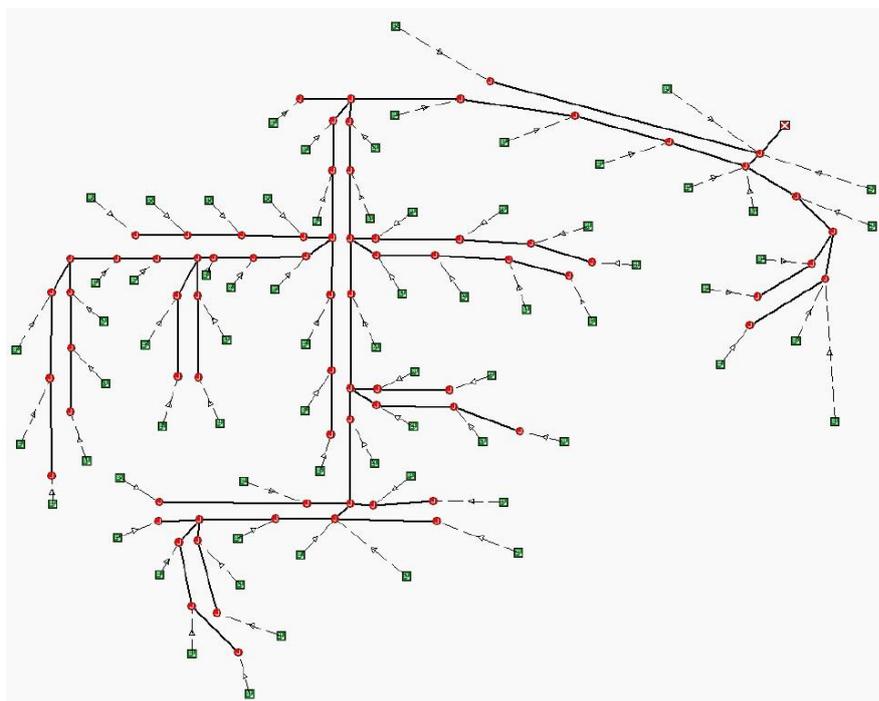
Assim, após esta definição, é finalizado o projeto de terraplenagem, e são gerados os elementos de seções transversais e longitudinais em locais estratégicos, que servem como referência para obras. As pranchas contendo perfis longitudinais de ruas, curvas de nível do terreno terraplenado e seções podem ser vistas nos Apêndices 2 a 9. As tabelas de cálculos de volumes são vistas no Anexo 2.

Portanto, com a definição de terraplenagem, parte-se ao dimensionamento definitivo do sistema de drenagem pluvial. Para isso, a planilha empregada no pré-dimensionamento é utilizada como base para a transferência de dados ao Storm and Sanitary Analysis, que irá realizar a avaliação hidráulica da rede baseada nos princípios do escoamento não permanente, levando em considerações efeitos não previstos anteriormente, como o fenômeno de remanso. Este tipo de avaliação é facilitada com o emprego do software, porém é comumente ignorada na maior parte dos dimensionamentos das redes públicas. Por isso, este estudo se propõe a analisar o impacto da não verificação dos efeitos do escoamento não uniforme em galerias.

Com isto em vista, foi construído no software a rede e as bacias de contribuição. Nas tubulações, entra-se com dados de comprimento, altura da geratriz inferior inicial e final, diâmetro e coeficiente de rugosidade; nos poços de visita atribuem-se cotas de fundo e topo; e nas bacias é definida área de contribuição, comprimento do talvegue, declividade média e tempo de concentração. Os parâmetros de entrada necessários podem variar de acordo com a metodologia de cálculo definida pelo projetista e escolhida no software.

Assim, ao final da criação da rede, visualiza-se o sistema por completo, conforme Figura 61, com bacias em verde, PVs em vermelho e galerias em preto:

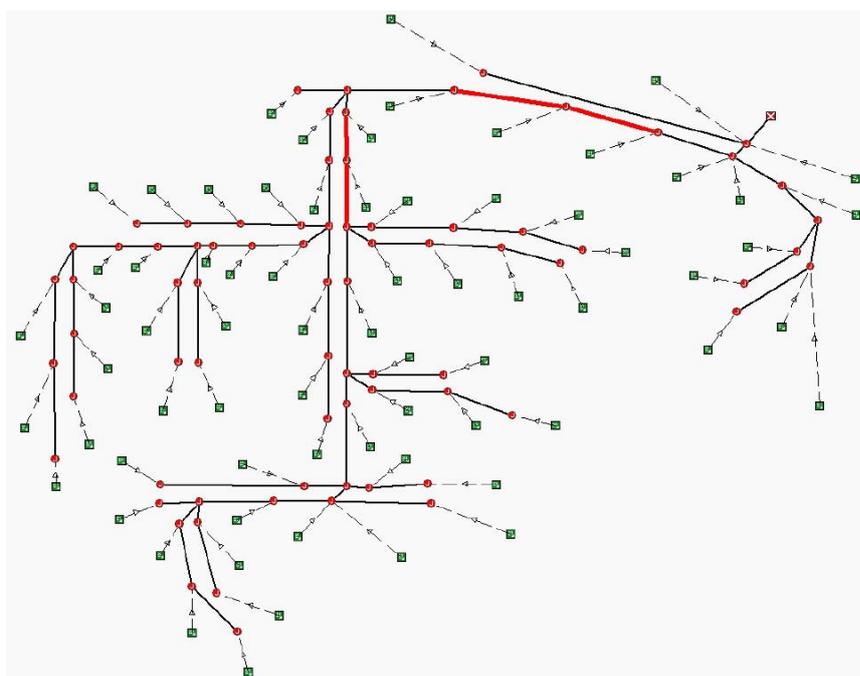
Figura 61 - Rede de drenagem pluvial no SSA



Fonte: Autor (2018)

Após conferência minuciosa dos dados transferidos ao software, é possível a realização da simulação de drenagem. Caso mal sucedida, os trechos são destacados, conforme Figura 62:

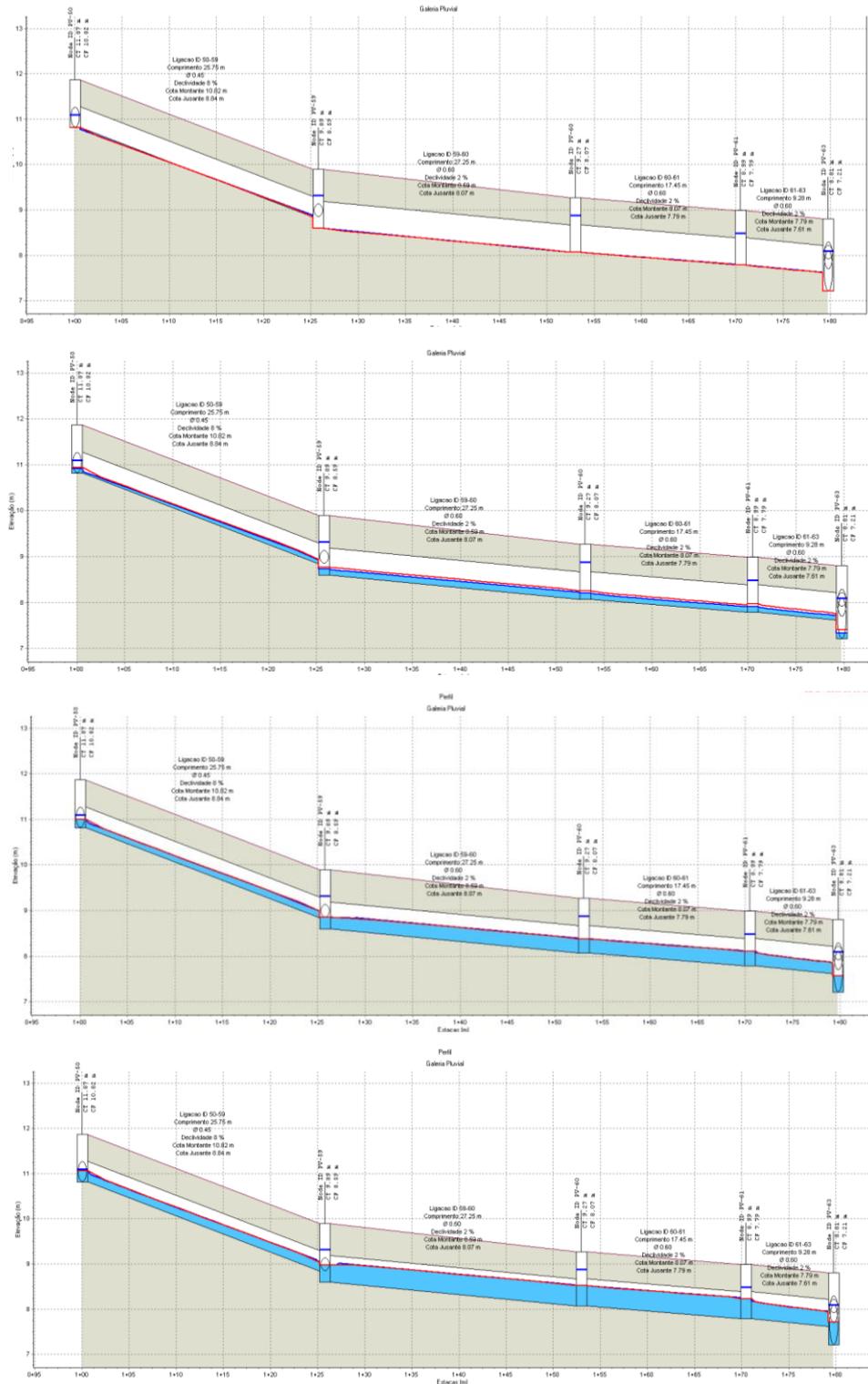
Figura 62 - Destaque a trechos subdimensionados

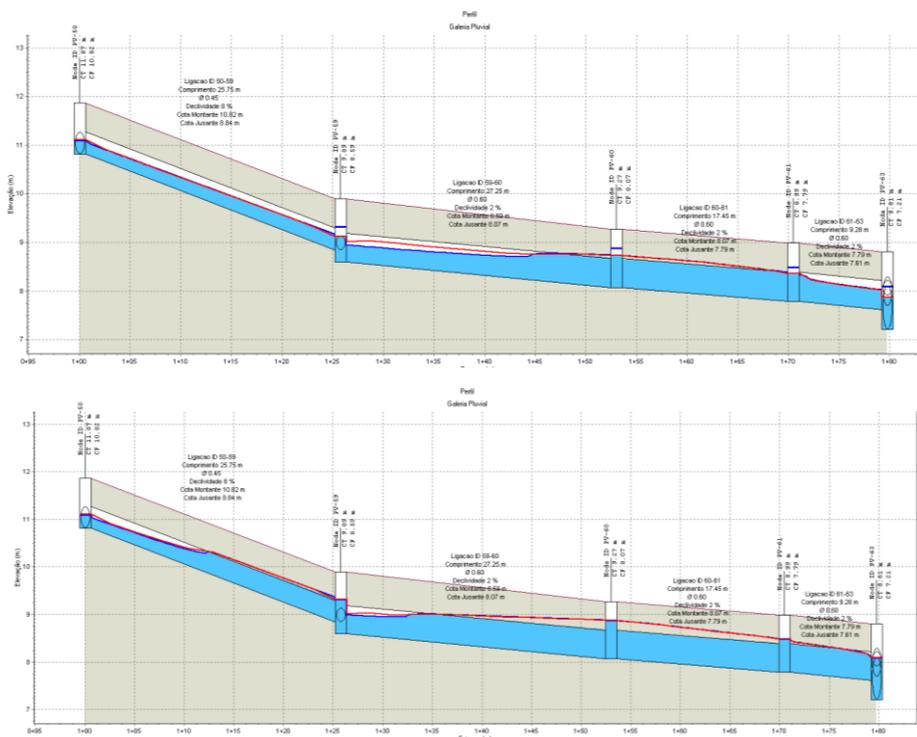


Fonte: Autor (2018)

Como visto, os trechos 59-61 e 64-66 apresentaram extravasamento. Para melhor análise, é possível a conferência do escoamento em perfil em função do tempo, visto na Figura 63:

Figura 63 - Perfil temporal de escoamento no trecho 50-63





Fonte: Autor (2018)

As imagens mostram o escoamento previsto no início da chuva, e após 3, 6, 9, 12 e 14 minutos, quando se atinge máxima vazão. Apesar de não ter sido observado extravasamento à rua, observa-se escoamento em seção plena durante o ápice. Segundo o relatório do trecho apresentado na Figura 64, esta configuração de escoamento ocorre durante 3 minutos.

Figura 64 - Resumo de análise do trecho 59-60

Conveyance Links

Link ID: 59-60

Description:

Shape: Pipe, Open channel, Culvert, Direct, Circular

Properties: Number of barrels: 1, Diameter: 600.0 mm

Physical properties: Length: 27.25 m, Inlet invert elevation: 8.59 m, Outlet invert elevation: 8.07 m, Manning's roughness: 0.011

Flow properties: Entrance losses: 0.5, Exit/bend losses: 0.5, Additional losses: 0, Initial flow: 0 cms, Maximum flow: 0 cms

Analysis summary: Constructed slope: 0.0191 m/m, Design flow capacity: 1.00 cms, Peak flow during analysis: 0.627 cms, Additional flow capacity: Surcharged cms, Max velocity attained: 2.22 m/sec, Max/design flow ratio: 0.63, Max/total depth ratio: 1.00, Total time surcharged: 9 min

Connectivity: From (Inlet): PV-59, To (Outlet): PV-60, Invert elevation: 8.59 m, Invert elevation: 8.07 m

ID /	From Node	To Node	Shape	Length	Height/Diameter	Inlet Elev.	Outlet Elev.	Manning's Roughness	Entrance Losses	Exit/Bend Losses	
54	58-59	PV-59	Circular	9.75	300.0	9.14	8.84	0.011	0.5	0.5	
55	59-60	PV-59	PV-60	Circular	27.25	600.0	8.59	8.07	0.011	0.5	0.5
56	6-7	PV-6	PV-7	Circular	17.26	300.0	10.62	9.75	0.011	0.5	0.5
57	60-61	PV-60	PV-61	Circular	17.45	600.0	8.07	7.79	0.011	0.5	0.5
58	61-62	PV-61	PV-62	Circular	9.28	600.0	7.79	7.61	0.011	0.5	0.5

Fonte: Autor (2018)

Com isso, mesmo que o resultado não tenha de fato mostrado incapacidade do sistema proposto, optou-se pelo redimensionamento dos trechos afetados, de forma a se garantir o escoamento seguro de acordo com os parâmetros exigidos pelos órgãos públicos.

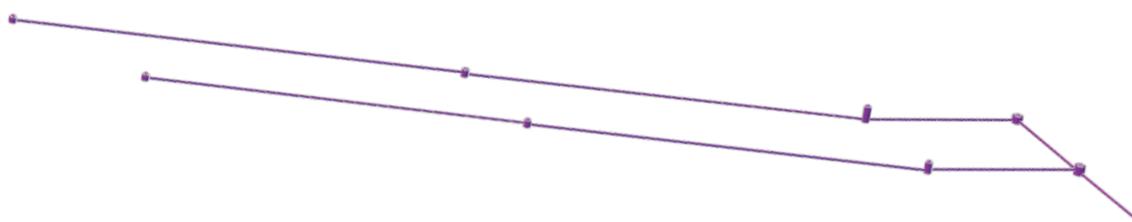
Para isso, o rebaixo em 18 cm da confluência do tubo 66-73 e ajuste da declividade à montante do trecho 63-73 foi suficiente para garantia do escoamento livre neste trecho. Já para o trecho 59-61 não foi possível aumento da vazão apenas com ajuste de declividade. Desta forma, entre os poços 59 e 63 o diâmetro da tubulação foi alterado para 750 mm. Assim, toda a rede apresentou bom comportamento na nova simulação de escoamento hidrodinâmico.

Por fim, com a definição do traçado, declividades e diâmetro da tubulação, a rede pode ser exportada ao CivilCAD, e parte-se ao estudo final em conjunto com a rede de esgotamento sanitário, já que ainda é necessária análise de interferências para a definição final de ambas.

Para isso, é preciso realizar o mesmo procedimento anterior de desenho tridimensional da rede. Além disso, tendo-se em vista que neste trabalho o comportamento da rede coletora de esgoto sanitário é excelente, já que o diâmetro necessário de todos os trechos não excedeu o mínimo, e as demais condicionantes, velocidade crítica e tensão trativa, também apresentaram bom comportamento, optou-se pela manutenção do dimensionamento em planilha, que teve o resultado dentro do padrão de desempenho esperado.

Portanto, neste caso, bastou a transferência dos dados de cotas calculadas ao Civil 3D, onde foi criado o conjunto de tubos e PVs, a exemplo da rede de drenagem. Nesta rede, foi utilizado o estilo *cylindrical structure slab top circular frame* para os poços de visita, com diâmetros internos de 45 e 75 cm, e *150 mm corrugated HDPE pipe* para a tubulação. Na Figura 65 abaixo, é possível visualizar com maior detalhe um dos trechos:

Figura 65 - Detalhe rede de esgoto Rua 4



Fonte: Autor (2018)

Assim, com a conclusão dos desenhos das redes de drenagem e esgotamento, deve-se criar data shortcuts dos sistemas e inseri-los em um novo arquivo. Com isso, com ambas as redes em um mesmo ambiente tridimensional, utiliza-se o comando *create interference check*,

responsável pela análise de possíveis sobreposições ou desrespeito a valores mínimos de afastamento entre tubos.

Neste caso, foi utilizado valor de 10 cm, tipicamente adotado em obras. A checagem foi feita sempre que havia cruzamentos entre tubulações, porém, não houve situação que o critério de proximidade foi desobedecido. Desta forma, conclui-se que os traçados estão adequados.

Quanto ao projeto de rede de água, o dimensionamento realizado na etapa anterior mostra-se adequado do ponto de vista de atendimento de critérios de identificação e solução de interfaces, já que não há qualquer tipo de interferência a ser analisada com mais profundidade. Com isso, este também é concluído. Os relatórios gerados pelo software de dimensionamento EPANET podem ser vistos no Anexo 4.

Nesta etapa também seriam incluídos os projetos complementares: viário, passeios e paisagístico. Entretanto, como não será possível o dimensionamento da estrutura rodoviárias, não há sentido em criar planilhas de cálculos de volumes de materiais, que não representariam valores realistas, e serviriam apenas como ponto de partida a estudo de cronograma e orçamentário, que sua vez, também não fazem parte do objetivo deste trabalho.

Assim, com a conclusão desta etapa, o Projeto Básico referente ao loteamento é entregue, dentro dos limitantes observados, e os objetivos propostos a esta fase são atendidos, especialmente quanto à caracterização dos elementos constituintes.

11.4 PROJETO DE DETALHAMENTO DAS ESPECIALIDADES

A etapa final necessária a projetos de engenharia visa a criação de Projetos Executivos, com os detalhamentos necessários ao correto desempenho de obras, sem deixar escolhas importantes serem feitas apenas no momento de execução. Alguns exemplos destes detalhamentos incluem: tipo de proteção superficial, de condutores e descidas d'água de taludes (que não foram dimensionados neste trabalho); material de bocas de lobo; procedimentos de execução de encaixes e assentamento de tubulações; dentre outros.

Entretanto, não seria prudente a escolha arbitrária de determinadas soluções neste trabalho, uma vez que elas dependem fortemente de critérios econômicos para sua escolha, o que foge ao objetivo proposto. Portanto, os projetos criados até então serão mostrados com o grau de detalhamento conseguido até a etapa anterior, ou seja, até próximo ao definido pela ASBEA como um Projeto Básico de Urbanização.

11.5 APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS

Por fim, após o longo processo de definição de parâmetros de análise e dimensionamento dos sistemas, podem ser geradas as plantas relativas a cada projeto, dando sequência ao procedimento definido pela ASBEA (2012). Estas pranchas podem ser vista nos Anexos e Apêndices, e estão organizadas da seguinte forma:

- a) Anexo 1: contém o levantamento topográfico e cadastral da gleba, realizado por empresa prestadora de serviço ao contratante proprietário da área;
- b) Apêndice 1: Projeto Urbanístico;
- c) Apêndice 2: Projeto de Terraplenagem – implantação de vias;
- d) Apêndice 3: Projeto de Terraplenagem – perfis das Ruas 1 a 3;
- e) Apêndice 4: Projeto de Terraplenagem – perfis das Ruas 4 a 7;
- f) Apêndice 5: Projeto de Terraplenagem – localização de seções;
- g) Apêndice 6: Projeto de Terraplenagem – seções 1 a 3;
- h) Apêndice 7: Projeto de Terraplenagem – seções 4 a 6;
- i) Apêndice 8: Projeto de Terraplenagem – seções 7 e 8;
- j) Apêndice 9: Projeto de Terraplenagem – mapa de corte e aterro;
- k) Apêndice 10: Projeto de Drenagem;
- l) Apêndice 11: Projeto de Distribuição de Água Potável;
- m) Apêndice 12: Projeto de Rede Coletora de Esgoto Sanitário;

Também nos Anexos e Apêndices constam as planilhas de dimensionamento e relatórios gerados pelos softwares, a saber:

- a) Anexo 2: Relatório de movimentação de terra pelo CivilCAD 3D;
- b) Anexo 3: Relatório de vazão de drenagem pelo Storm and Sanitary Analysis;
- c) Anexo 4: Relatório de vazão de água pelo EPANET;
- d) Apêndice 13: Planilha de dimensionamento de sarjetas e bocas de lobo;
- e) Apêndice 14: Planilha de dimensionamento de rede de drenagem;
- f) Apêndice 15: Planilha de dimensionamento de rede coletora de esgoto sanitário;

12 CONCLUSÃO

Este trabalho propôs-se a criar alguns dos Projetos de Urbanização integrantes do Programa de Urbanização de uma gleba no Município de Araquari, cidade que apresenta um dos maiores índices de crescimento populacional e econômico de Santa Catarina. Para isso, optou-se pelo sequenciamento e vinculação de projetos tipicamente visto em Programas de Edificação, porém em menor grau para estudos urbanos.

Dentre os projetos analisados, destaca-se o de drenagem pluvial, que apresentou variação significativa quando o grau de detalhamento foi aumentado, com a mudança de uso de planilhas de cálculos simplificados para emprego de software de análise hidrodinâmica, necessitando, inclusive, de alteração de diâmetros e declividades nos trechos mais afetados.

O projeto de terraplenagem também merece destaque, já que o intenso volume de cálculos e análises necessários à adequação deste terreno acidentado ao projeto urbanístico garantiram maior segurança com a utilização de vinculações e visualizações tridimensionais, além de minimizar o volume excedente de corte.

O projeto de abastecimento de água, por sua vez, possui análise complexa, e necessitou de simulação de fluxo logo no pré-dimensionamento, o que gerou economia de tempo de projeto e garantia de atendimento aos padrões estipulados.

Já o projeto de esgotamento sanitário mostrou-se simples neste caso, por se tratar de loteamento com reduzido número de contribuições e topografia favorável ao escoamento. Desta forma, foi possível manutenção de recobrimentos mínimos em boa parte do traçado, e sequer foi necessário aumento do diâmetro além do mínimo estipulado por norma.

Pontuando estes projetos, notou-se que a utilização da plena capacidade dos softwares é crucial ao correto dimensionamento dos sistemas integrantes, especialmente com a possibilidade de realizar simulações de interferências entre redes e de vincular superfícies topográficas a redes de saneamento.

Quanto às dificuldades encontradas, observa-se que a falta de dados, principalmente referente ao solo, impactou diretamente nos projetos, e este impacto era potencializado cada vez que se aumentava o nível de detalhamento exigido. Por este motivo, não puderam ser

tomadas algumas decisões técnicas que facilitariam a execução e, possivelmente, reduziriam custos das obras.

Outro ponto que merece destaque é relativo ao Plano de Estruturação Urbana Municipal, que, no caso de Araquari, é bastante básico e permissivo. Tratando-se de uma cidade com crescimento elevado e ainda muito potencial a ser explorado, é necessária revisão deste Plano, de forma a melhorar a mobilidade da cidade, e, conseqüentemente, respaldar o empreendedor quanto ao eixo de desenvolvimento preferencial para o município.

Por fim, sugere-se a trabalhos futuros propor projetos que acarretem em ganhos nos custos de instalação, rapidez das obras, ou aumento da segurança, como estudos paramétricos de custos em obras de drenagem com emprego de sistemas pluviais não convencionais.

REFERÊNCIAS

ABRAZILIAN. **Catálogo de podutos**. 2018. Disponível em: < <https://goo.gl/D6df8F>>. Acesso em: 21 mar. 2018.

ALVES, V. F. V. **Projeto de loteamento residencial unifamiliar em Guaratiba - RJ**. 2013. 92 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: < <https://goo.gl/y6V9Cg> >. Acesso em: 28 ago. 2017.

ANGARE. **Mangueiras de polietileno**. 2018. Disponível em: <<https://goo.gl/NR9eH6>>. Acesso em: 13 maio 2018.

ARAQUARI (Município). Lei Complementar nº 50, de 11 de outubro de 2006. **Dispõe sobre o Plano Diretor Participativo de Desenvolvimento Territorial de Araquari**. Araquari, SC.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA. **Manual de escopo de projetos de arquitetura e urbanismo**. 2. ed. São Paulo: ASBEA, 2012. Disponível em: <<https://goo.gl/NVMVRZ>>. Acesso em: 18 jan. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11.682**: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR 12.218**: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

_____. **NBR 13.531**: Elaboração de projetos de edificações - atividades técnicas. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE TUBOS POLIOLEFÍNICOS E SISTEMAS (ABPE). **Manual de boas práticas**. São Paulo: ABPE, 2013. Disponível em: <<https://goo.gl/9KjdM3>>. Acesso em: 11 abr. 2018.

AUTODESK. **Tutorial**: generating surface volume information. 2018. Disponível em: <<https://goo.gl/NoKTFJ>>. Acesso em: 16 maio 2018.

AZEVEDO NETTO, J. M. et al. **Manual de hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Blücher, 1998.

BRASIL. Lei nº 6766, de 19 de dezembro de 1979. **Dispõe sobre o parcelamento do solo urbano e dá outras providências**. Brasília, DF.

_____. Lei nº 7.803, de 18 de julho de 1989. **Altera a redação da Lei nº 4.771, de 15 de setembro de 1965, e revoga as Leis nºs 6.535, de 15 de junho de 1978, e 7.511, de 7 de julho de 1986.** Brasília, DF.

_____. Lei nº 8.666, de 21 de junho de 1993. **Regulamenta o art. 37, inciso XXI, da Constituição Federal, institui normas para licitações e contratos da Administração Pública e dá outras providências.** Brasília, DF.

_____. Lei nº 11.428, de 22 de dezembro de 2006. **Dispõe sobre a utilização e proteção da vegetação nativa do Bioma Mata Atlântica, e dá outras providências.** Brasília, DF.

CASAN. **Manual de serviços de instalação predial de água e esgotos sanitários.** Florianópolis: CASAN, 2017.

CYPE INGENIEROS. **Gerador de preços:** 2018. Disponível em: < <https://goo.gl/wfwZfL> >. Acesso em: 02 fev. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER/PRO 381:** Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro: DNER, 1998. Disponível em: <<https://goo.gl/k4bnA8>>. Acesso em: 28 dez. 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA RODOVIÁRIA (DNIT). **IPR – 715:** Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2005. Disponível em: < <https://goo.gl/pcSA4S> > Acesso em: 11 nov. 2017.

_____. **IPR – 719:** Manual de pavimentação. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006a. Disponível em: < <https://goo.gl/Tk7MoN> >. Acesso em: 26 nov. 2017.

_____. **IPR – 724:** Manual de drenagem de rodovias. 2 ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006b. Disponível em: < <https://goo.gl/JKem8r> >. Acesso em: 11 nov. 2017.

_____. **IPR – 740:** Manual de projeto geométrico de travessias urbanas. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2010. Disponível em: < <https://goo.gl/USxLkx> >. Acesso em: 6 nov. 2017.

_____. **ISF – 211:** Projeto de Terraplenagem. Rio de Janeiro: Diretoria de Infraestrutura Ferroviária, 2015.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (EMBRAPA) (Brasil). Ministério da Agricultura. **Argissolos amarelos.** 2011. Disponível em: <<https://goo.gl/pXLGr1>>. Acesso em: 09 abr. 2018.

FERNANDES, C. Araquari é o novo oásis industrial de Santa Catarina. **Notícias do Dia.** Joinville: 9 out. 2011. Disponível em: < <https://goo.gl/iSeo12> >. Acesso em: 5 set. 17.

GIMENEZ, A. B. **Rede de drenagem pluvial eficiente pode evitar enchentes.** Disponível em: <<https://goo.gl/PCRNax>>. Acesso em: 16 abr. 2018.

GOOGLE MAPS. **Mapa viário do bairro Petrópolis em Joinville – SC.** Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em 21 out. 2017.

GUIA MAIS PLÁSTICOS. **Catálogo de produtos.** 2018. Disponível em: <<https://goo.gl/JCHHC5>>. Acesso em: 11 maio 2018.

HIPÓLITO, J. R.; VAZ, A. C. **Hidrologia e recursos hídricos.** 2. ed. Lisboa: IST Press, 2013.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico, 2010:** População nos censos demográficos, segundo as grandes regiões, as unidades da federação e a situação do domicílio - 1960/2010. IBGE, 2010a. Disponível em <<http://www.censo2010.ibge.gov.br>>. Acesso em 4 set. 2017.

_____. **Séries históricas e estatísticas:** População presente e residente, por sexo. IBGE, 2010b. Disponível em <<http://seriesestatisticas.ibge.gov.br/>>. Acesso em 5 set. 2017.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Ranking do Saneamento das 100 Maiores Cidades - 2017.** 2017. Disponível em: < <https://goo.gl/vM54gp> >. Acesso em: 12 nov. 2017.

JOINVILLE. **IN 06 - Terraplanagem.** 8. ed. Joinville: SEMA, 2014. Disponível em: <<https://goo.gl/1YWS2Z>>. Acesso em: 25 abr. 2018.

_____. **Mapa pedológico do Município de Joinville.** Joinville: Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão, 2012. Disponível em: <<https://goo.gl/nTajXW>>. Acesso em: 11 nov. 2017.

_____. **Plano Diretor de Drenagem Urbana:** Manual de Drenagem. Joinville: Consórcio Engecorps - Hidrostudio - BRLi, 2011a. (R9).

_____. **Orientações na construção de calçadas.** 2011b. Disponível em: <<https://goo.gl/Sf75Ar>>. Acesso em: 01 jun. 2018.

LACERDA, D. P. et al. Design Science Research: método de pesquisa para a engenharia de produção. **Gest. Prod.** São Carlos, v. 20, n. 4, p. 741-761, maio 2013. Disponível em: <<https://goo.gl/tEvgW8> >. Acesso em: 29 out. 2017.

MACINTYRE, A. J. **Instalações hidráulicas:** prediais e industriais. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010.

MASCARÓ, J. L. **Loteamentos urbanos.** 2. ed. Porto Alegre: Masquatro, 2005.

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE (WORLD HEALTH ORGANIZATION). **Investing in water and sanitation:** increasing access, reducing inequalities. Genebra: UN-Water Global Analysis And Assessment Of Sanitation And Drinking-water, 2014. Disponível em: < <https://goo.gl/a3MvtG> >. Acesso em: 12 nov. 2017.

PRECISÃO TOPOGRAFIA E ENGENHARIA. **Projetos de terraplanagem e cálculo de corte/aterro.** 2018. Disponível em: <<https://goo.gl/jtBdbS>>. Acesso em: 7 maio 2018.

RIO DE JANEIRO. N 004/2010: instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana. 1 ed. Rio de Janeiro: Secretaria Municipal de Obras, 2010.

SANTA CATARINA. Ministério Público. Centro de Apoio Operacional do Meio Ambiente. **Guia de parcelamento do solo urbano**: perguntas e respostas: consultas e modelos. Florianópolis: MPSC, 2010.

SÃO PAULO (estado). Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano. Secretaria da Habitação. **Manual técnico de projetos**. 2. ed. São Paulo: CDHU, 1998. Disponível em: <<https://goo.gl/3AXFxG>>. Acesso em: 12 fev. 2018.

SÃO PAULO (cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos. São Paulo: SMDU, 2012.

_____. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. **Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo**. São Paulo: FAU-USP, 1999. Disponível em: <<https://goo.gl/wtXuMs>>. Acesso em: 20 set. 2017.

SILVEIRA, A. **Sistemas de esgoto e drenagem urbana**. 2015. Disponível em: <<https://goo.gl/GEsSBj>>. Acesso em: 09 fev. 2018.

SOETHE, P. **Projetos de Loteamentos Horizontais**: Como obter melhores resultados. 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/JrbtBc>>. Acesso em: 11 maio 2018.

STEINKE JUNIOR, R. **Desenvolvimento de equações de chuvas intensas a partir de dados pluviográficos no Município de Joinville**. 2017. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, 2017.

TERRY, T.; JAVOSKI, D. E. A.; CARVALHO, S. A. **Sistema viário**. Rio de Janeiro: Instituto de Arquitetos do Brasil, 2012. Cadernos Técnicos Morar Carioca.

TIGRE-ADS. **Profundidade mínima para tubos corrugados DrenPro Infra**. São Paulo: Tigre-ads, 2018. Disponível em: <<https://goo.gl/hRox9A>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

_____. **Uso de tubos corrugados de PEAD em redes de drenagem pluvial**. 2016. Disponível em: <<https://goo.gl/bmYpjQ>>. Acesso em: 26 jan. 2018.

THOMÉ, B. B. **Como a inovação ajuda a reduzir os custos de orçamento na construção civil**. Florianópolis: Scienge, 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/bGrFsS>>. Acesso em 29 out. 2017.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. 2. ed. Guarulhos: Prefeitura Municipal de Guarulhos, 2010.

TOMAZ, P. Microdrenagem. In: TOMAZ, Plínio. **Manejo de águas pluviais**. São Paulo: 2013. p. 52-152. Disponível em: <<https://goo.gl/6Nnx1g>>. Acesso em: 07 ago. 2017.

TORQUATO, T. L. L.; RAIA JUNIOR, A. A. Caracterização das viagens geradas por condomínios residenciais horizontais. **Ciência & Engenharia**: São Carlos, v. 22, n. 2, p. 21-27, jul. 2013.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de água**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

U. S. GREEN BUILDING COUNCIL. **Leed 2009 para desenvolvimento de bairros**: planilha de pontuação do projeto. 2009.

ZAMBON, R. C.; CONTRERA, R. C.; SOUZA, T. S. O. **Introdução e concepção de sistemas de abastecimento de água**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2017. 52 slides, color. Material da disciplina de Saneamento.

ANEXO 1 – MAPA CADASTRAL DA GLEBA

(Omitido da versão online a pedido do empreendedor)

Cut/Fill Report

Generated: 2018-06-29 20:03:14

By user: ruanm

Drawing: C:\Users\ruanm\Dropbox\TCC\Projetos\C:\Users\ruanm\Dropbox\TCC\Projetos\2) Projeto de Terraplenagem.dwg

Volume Summary							
Name	Type	Cut Factor	Fill Factor	2d Area (sq.m)	Cut (Cu. M.)	Fill (Cu. M.)	Net (Cu. M.)
Comparação	full	1.250	0.900	77285.68	98838.78*	61600.86*	37237.92*

Totals							
				2d Area (sq.m)	Cut (Cu. M.)	Fill (Cu. M.)	Net (Cu. M.)
Total				77285.68	98838.78*	61600.86*	37237.92*

* Value adjusted by cut or fill factor other than 1.0

SN	From (Inlet)	To (Outlet)	Length (m)	Inlet Invert Elevation (m)	Outlet Invert Elevation (m)	Outlet Invert Offset (m)	Total Drop (m)	Average Slope (%)	Pipe Diameter or Height (mm)	Manning's Roughness	Peak Flow (cms)
1	PV-10	PV-11	40.00	15.31	10.42	0.00	4.89	12.2300	300.000	0.0110	0.026
2	PV-11	PV-14	18.66	10.42	9.55	0.43	0.87	4.6600	300.000	0.0110	0.051
3	PV-1	PV-2	18.66	23.19	16.20	0.00	6.99	37.4600	300.000	0.0110	0.002
4	PV-12	PV-13	40.00	15.31	10.42	0.00	4.89	12.2300	300.000	0.0110	0.023
5	PV-13	PV-14	17.26	10.42	9.55	0.43	0.87	5.0400	300.000	0.0110	0.049
6	PV-14	PV-15	9.25	9.12	9.05	0.15	0.07	0.7600	450.000	0.0110	0.223
7	PV-15	PV-16	20.00	8.90	8.82	0.00	0.08	0.4000	600.000	0.0110	0.233
8	PV-16	PV-17	17.50	8.82	8.73	0.00	0.09	0.5100	600.000	0.0110	0.243
9	PV-17	PV-25	12.91	8.73	8.62	0.10	0.11	0.8500	600.000	0.0110	0.258
10	PV-18	PV-19	30.00	13.99	12.99	0.00	1.00	3.3300	300.000	0.0110	0.015
11	PV-19	PV-20	30.00	12.99	10.97	0.00	2.02	6.7300	300.000	0.0110	0.036
12	PV-20	PV-25	25.75	10.97	8.97	0.45	2.00	7.7700	300.000	0.0110	0.055
13	PV-21	PV-22	20.00	9.52	9.39	0.00	0.13	0.6500	300.000	0.0110	0.016
14	PV-22	PV-23	20.00	9.39	9.26	0.00	0.13	0.6500	300.000	0.0110	0.029
15	PV-2	PV-3	40.00	16.20	10.60	0.00	5.60	14.0000	300.000	0.0110	0.032
16	PV-23	PV-24	27.50	9.26	9.08	0.00	0.18	0.6500	300.000	0.0110	0.043
17	PV-24	PV-25	9.72	9.08	8.92	0.40	0.16	1.6500	300.000	0.0110	0.057
18	PV-25	PV-26	27.25	8.52	8.15	0.00	0.37	1.3600	600.000	0.0110	0.360
19	PV-26	PV-27	17.50	8.15	7.89	0.00	0.26	1.4900	600.000	0.0110	0.376
20	PV-27	PV-63	12.56	7.89	7.69	0.63	0.20	1.5900	600.000	0.0110	0.389
21	PV-28	PV-29	29.25	22.73	21.96	0.00	0.77	2.6300	300.000	0.0110	0.018
22	PV-29	PV-30	36.15	21.96	21.00	0.00	0.96	2.6600	300.000	0.0110	0.039
23	PV-30	PV-34	11.68	21.00	20.46	0.06	0.54	4.6200	300.000	0.0110	0.062
24	PV-31	PV-32	46.76	22.33	21.00	0.00	1.33	2.8400	300.000	0.0110	0.028
25	PV-32	PV-34	9.78	21.00	20.46	0.06	0.54	5.5200	300.000	0.0110	0.050
26	PV-33	PV-34	16.22	21.65	20.50	0.10	1.15	7.0900	300.000	0.0110	0.026
27	PV-34	PV-35	26.72	20.40	18.32	0.00	2.08	7.7800	300.000	0.0110	0.131
28	PV-35	PV-37	20.50	18.32	16.69	0.31	1.63	7.9500	300.000	0.0110	0.144
29	PV-36	PV-37	60.25	19.63	16.56	0.18	3.07	5.1000	300.000	0.0110	0.008
30	PV-3	PV-7	18.66	10.60	9.75	0.08	0.85	4.5600	300.000	0.0110	0.058
31	PV-37	PV-42	8.37	16.38	16.13	0.10	0.25	2.9900	380.000	0.0110	0.228
32	PV-38	PV-39	60.50	21.65	17.03	0.00	4.62	7.6400	300.000	0.0110	0.020
33	PV-39	PV-42	18.22	17.03	16.68	0.65	0.35	1.9200	300.000	0.0110	0.048
34	PV-40	PV-41	37.50	19.40	17.15	0.00	2.25	6.0000	300.000	0.0110	0.009
35	PV-41	PV-42	9.78	17.15	16.59	0.56	0.56	5.7300	300.000	0.0110	0.029
36	PV-42	PV-43	44.30	16.03	13.53	0.08	2.50	5.6400	380.000	0.0110	0.296
37	PV-43	PV-49	15.75	13.45	13.07	0.10	0.38	2.4100	450.000	0.0110	0.319
38	PV-44	PV-45	40.00	16.45	15.19	0.00	1.26	3.1500	300.000	0.0110	0.030
39	PV-4	PV-5	30.00	19.20	14.70	0.00	4.50	15.0000	300.000	0.0110	0.014
40	PV-45	PV-46	48.61	15.19	13.34	0.00	1.85	3.8100	300.000	0.0110	0.055

41	PV-46	PV-49	11.74	13.34	13.13	0.16	0.21	1.7900	300.000	0.0110	0.084
42	PV-47	PV-48	47.42	15.13	13.34	0.00	1.79	3.7700	300.000	0.0110	0.026
43	PV-48	PV-49	9.75	13.34	13.14	0.17	0.20	2.0500	300.000	0.0110	0.053
44	PV-49	PV-50	36.75	12.97	10.82	0.00	2.15	5.8500	450.000	0.0110	0.455
45	PV-50	PV-59	25.75	10.82	8.84	0.30	1.98	7.6900	450.000	0.0110	0.478
46	PV-51	PV-52	32.13	11.10	10.39	0.00	0.71	2.2100	300.000	0.0110	0.025
47	PV-52	PV-53	32.26	10.39	9.67	0.00	0.72	2.2300	300.000	0.0110	0.046
48	PV-53	PV-54	27.50	9.67	9.18	0.00	0.49	1.7800	300.000	0.0110	0.067
49	PV-54	PV-59	12.95	9.18	8.84	0.30	0.34	2.6300	300.000	0.0110	0.088
50	PV-55	PV-56	29.70	11.16	10.53	0.00	0.63	2.1200	300.000	0.0110	0.019
51	PV-5	PV-6	30.00	14.70	10.62	0.00	4.08	13.6000	300.000	0.0110	0.034
52	PV-56	PV-57	29.75	10.53	9.89	0.00	0.64	2.1500	300.000	0.0110	0.040
53	PV-57	PV-58	37.50	9.89	9.14	0.00	0.75	2.0000	300.000	0.0110	0.061
54	PV-58	PV-59	9.75	9.14	8.84	0.30	0.30	3.0800	300.000	0.0110	0.083
55	PV-59	PV-60	27.25	8.54	7.93	0.25	0.61	2.2400	600.000	0.0110	0.648
56	PV-60	PV-61	17.45	7.68	7.36	0.00	0.32	1.8300	750.000	0.0110	0.667
57	PV-61	PV-63	9.28	7.36	7.21	0.15	0.15	1.6200	750.000	0.0110	0.678
58	PV-62	PV-63	18.25	8.48	7.91	0.85	0.57	3.1200	300.000	0.0110	0.029
59	PV-63	PV-64	47.21	7.06	6.81	0.00	0.25	0.5300	900.000	0.0110	1.085
60	PV-64	PV-65	47.22	6.81	6.48	0.00	0.33	0.7000	900.000	0.0110	1.091
61	PV-65	PV-66	47.60	6.48	6.19	0.00	0.29	0.6100	900.000	0.0110	1.112
62	PV-66	PV-73	26.20	6.19	6.03	0.10	0.16	0.6100	900.000	0.0110	1.140
63	PV-6	PV-7	17.26	10.62	9.75	0.08	0.87	5.0400	300.000	0.0110	0.054
64	PV-67	PV-68	30.00	10.50	8.38	0.00	2.12	7.0700	300.000	0.0110	0.029
65	PV-68	PV-71	20.20	8.38	7.66	0.18	0.72	3.5600	300.000	0.0110	0.074
66	PV-69	PV-70	30.00	10.20	8.35	0.00	1.85	6.1700	300.000	0.0110	0.028
67	PV-70	PV-71	14.00	8.35	7.66	0.18	0.69	4.9300	300.000	0.0110	0.046
68	PV-71	PV-72	25.22	7.48	6.87	0.00	0.61	2.4200	380.000	0.0110	0.120
69	PV-72	PV-73	33.10	6.87	6.21	0.28	0.66	1.9900	380.000	0.0110	0.155
70	PV-73	PV-75	6.55	5.93	5.76	0.00	0.17	2.6000	900.000	0.0110	1.282
71	PV-74	PV-75	96.17	7.28	6.80	1.04	0.48	0.5000	300.000	0.0110	0.020
72	PV-7	PV-8	26.52	9.67	9.51	0.00	0.16	0.6000	380.000	0.0110	0.102
73	PV-8	PV-9	17.50	9.51	9.40	0.00	0.11	0.6300	380.000	0.0110	0.115
74	PV-9	PV-14	15.72	9.40	9.30	0.18	0.10	0.6400	380.000	0.0110	0.130
75	PV-75	Out-01	13.50	5.76	5.58	0.00	0.18	1.3300	900.000	0.0110	1.318

From (Inlet)	To (Outlet)	Time of Peak Flow Occurrence (days hh:mm)	Max Flow Velocity (m/sec)	Travel Time (min)	Design Flow Capacity (cms)	Max Flow / Design Flow Ratio	Max Flow Depth / Total Depth Ratio	Total Time Surcharged (min)	Max Flow Depth (m)
PV-10	PV-11	0 00:10	1.75	0.38	0.40	0.06	0.26	0.00	0.08
PV-11	PV-14	0 00:10	2.52	0.12	0.25	0.21	0.33	0.00	0.10
PV-1	PV-2	0 00:12	0.38	0.82	0.70	0.00	0.11	0.00	0.03
PV-12	PV-13	0 00:10	1.68	0.40	0.40	0.06	0.25	0.00	0.07
PV-13	PV-14	0 00:10	2.55	0.11	0.26	0.19	0.32	0.00	0.09
PV-14	PV-15	0 00:11	1.65	0.09	0.29	0.76	0.79	0.00	0.36
PV-15	PV-16	0 00:11	1.15	0.29	0.46	0.51	0.68	0.00	0.41
PV-16	PV-17	0 00:11	1.33	0.22	0.52	0.47	0.62	0.00	0.37
PV-17	PV-25	0 00:11	1.81	0.12	0.67	0.39	0.50	0.00	0.30
PV-18	PV-19	0 00:12	1.44	0.35	0.21	0.07	0.21	0.00	0.06
PV-19	PV-20	0 00:12	2.33	0.21	0.30	0.12	0.27	0.00	0.08
PV-20	PV-25	0 00:12	3.18	0.13	0.32	0.17	0.29	0.00	0.09
PV-21	PV-22	0 00:12	0.70	0.48	0.09	0.17	0.36	0.00	0.11
PV-22	PV-23	0 00:12	0.86	0.39	0.09	0.32	0.49	0.00	0.15
PV-2	PV-3	0 00:12	2.19	0.30	0.43	0.07	0.26	0.00	0.08
PV-23	PV-24	0 00:13	1.07	0.43	0.09	0.46	0.55	0.00	0.16
PV-24	PV-25	0 00:13	1.63	0.10	0.15	0.39	0.50	0.00	0.15
PV-25	PV-26	0 00:12	1.91	0.24	0.85	0.43	0.63	0.00	0.38
PV-26	PV-27	0 00:12	1.89	0.15	0.88	0.43	0.66	0.00	0.40
PV-27	PV-63	0 00:12	2.39	0.09	0.92	0.43	0.56	0.00	0.34
PV-28	PV-29	0 00:12	1.23	0.40	0.19	0.10	0.26	0.00	0.08
PV-29	PV-30	0 00:12	1.65	0.37	0.19	0.21	0.37	0.00	0.11
PV-30	PV-34	0 00:12	2.49	0.08	0.25	0.25	0.38	0.00	0.11
PV-31	PV-32	0 00:12	1.52	0.51	0.19	0.15	0.31	0.00	0.09
PV-32	PV-34	0 00:12	2.49	0.07	0.27	0.19	0.33	0.00	0.10
PV-33	PV-34	0 00:10	2.47	0.11	0.30	0.09	0.21	0.00	0.06
PV-34	PV-35	0 00:12	3.46	0.13	0.32	0.41	0.53	0.00	0.16
PV-35	PV-37	0 00:12	3.89	0.09	0.32	0.45	0.52	0.00	0.16
PV-36	PV-37	0 00:12	1.33	0.76	0.26	0.03	0.38	0.00	0.11
PV-3	PV-7	0 00:12	2.20	0.14	0.24	0.24	0.50	0.00	0.15
PV-37	PV-42	0 00:13	2.49	0.06	0.36	0.64	0.79	0.00	0.29
PV-38	PV-39	0 00:10	1.10	0.92	0.32	0.06	0.30	0.00	0.09
PV-39	PV-42	0 00:10	1.77	0.17	0.16	0.30	0.41	0.00	0.12
PV-40	PV-41	0 00:12	0.98	0.64	0.28	0.03	0.19	0.00	0.06
PV-41	PV-42	0 00:13	2.25	0.07	0.27	0.11	0.24	0.00	0.07
PV-42	PV-43	0 00:12	3.69	0.20	0.49	0.60	0.69	0.00	0.26
PV-43	PV-49	0 00:13	2.71	0.10	0.52	0.61	0.70	0.00	0.31
PV-44	PV-45	0 00:12	1.72	0.39	0.20	0.15	0.30	0.00	0.09
PV-4	PV-5	0 00:10	1.96	0.26	0.44	0.03	0.16	0.00	0.05
PV-45	PV-46	0 00:12	1.52	0.53	0.22	0.25	0.52	0.00	0.15

PV-46	PV-49	0 00:13	1.85	0.11	0.15	0.55	0.61	0.00	0.18
PV-47	PV-48	0 00:12	1.13	0.70	0.22	0.12	0.37	0.00	0.11
PV-48	PV-49	0 00:12	1.74	0.09	0.16	0.33	0.45	0.00	0.13
PV-49	PV-50	0 00:13	4.15	0.15	0.82	0.56	0.65	0.00	0.29
PV-50	PV-59	0 00:13	4.91	0.09	0.93	0.51	0.59	0.00	0.26
PV-51	PV-52	0 00:12	1.34	0.40	0.17	0.15	0.31	0.00	0.09
PV-52	PV-53	0 00:12	1.54	0.35	0.17	0.27	0.44	0.00	0.13
PV-53	PV-54	0 00:13	1.62	0.28	0.15	0.44	0.57	0.00	0.17
PV-54	PV-59	0 00:13	2.12	0.10	0.19	0.47	0.60	0.00	0.18
PV-55	PV-56	0 00:12	1.14	0.43	0.17	0.12	0.29	0.00	0.09
PV-5	PV-6	0 00:10	2.45	0.20	0.42	0.08	0.25	0.00	0.08
PV-56	PV-57	0 00:12	1.55	0.32	0.17	0.24	0.40	0.00	0.12
PV-57	PV-58	0 00:13	1.65	0.38	0.16	0.38	0.52	0.00	0.16
PV-58	PV-59	0 00:13	2.13	0.08	0.20	0.41	0.58	0.00	0.17
PV-59	PV-60	0 00:13	3.22	0.14	1.09	0.60	0.67	0.00	0.40
PV-60	PV-61	0 00:13	1.82	0.16	1.78	0.37	0.80	0.00	0.60
PV-61	PV-63	0 00:13	2.04	0.08	1.67	0.41	0.88	0.00	0.66
PV-62	PV-63	0 00:12	1.88	0.16	0.20	0.14	0.27	0.00	0.08
PV-63	PV-64	0 00:13	1.88	0.42	1.56	0.70	0.87	0.00	0.79
PV-64	PV-65	0 00:14	1.88	0.42	1.79	0.61	0.90	0.00	0.81
PV-65	PV-66	0 00:14	1.77	0.45	1.67	0.67	0.96	0.00	0.86
PV-66	PV-73	0 00:14	1.99	0.22	1.67	0.68	0.90	0.00	0.81
PV-6	PV-7	0 00:10	2.05	0.14	0.26	0.21	0.48	0.00	0.14
PV-67	PV-68	0 00:10	1.39	0.36	0.30	0.10	0.34	0.00	0.10
PV-68	PV-71	0 00:10	2.48	0.14	0.22	0.34	0.44	0.00	0.13
PV-69	PV-70	0 00:10	1.82	0.27	0.28	0.10	0.27	0.00	0.08
PV-70	PV-71	0 00:10	2.44	0.10	0.25	0.18	0.31	0.00	0.09
PV-71	PV-72	0 00:10	1.99	0.21	0.32	0.37	0.54	0.00	0.20
PV-72	PV-73	0 00:10	2.15	0.26	0.29	0.53	0.80	0.00	0.30
PV-73	PV-75	0 00:14	2.16	0.05	3.45	0.37	0.88	0.00	0.79
PV-74	PV-75	0 00:16	0.92	1.74	0.08	0.24	0.34	0.00	0.10
PV-7	PV-8	0 00:12	1.07	0.41	0.16	0.63	0.82	0.00	0.31
PV-8	PV-9	0 00:11	1.12	0.26	0.16	0.70	0.88	0.00	0.33
PV-9	PV-14	0 00:11	1.42	0.18	0.17	0.79	0.77	0.00	0.29
PV-75	Out-01	0 00:14	2.92	0.08	2.47	0.53	0.67	0.00	0.60

SN	Element ID	X Coordinate	Y Coordinate	Description	Invert Elevation	Boundary Type	Flap Gate	Fixed Water Elevation	Peak Inflow	Peak Lateral Inflow
					(m)			(m)	(cms)	(cms)
1	Out-01	580103.37	9652257.27		5.58	NORMAL	NO		1.32	0.00

Maximum HGL Depth Attained	Maximum HGL Elevation Attained
(m) 0.47	(m) 6.05

SN	Element ID	X Coordinate	Y Coordinate	Description	Invert Elevation (m)	Ground/Rim (Max) Elevation (m)	Ground/Rim (Max) Offset (m)	Initial Water Elevation (m)	Initial Water Depth (m)
1	PV-1	577078.81	9650798.35		23.19	24.09	0.90	23.19	0.00
2	PV-10	577599.62	9651211.55		15.31	16.21	0.90	15.31	0.00
3	PV-11	577597.47	9651547.28		10.42	11.32	0.90	10.42	0.00
4	PV-12	577683.55	9651207.25		15.31	16.21	0.90	15.31	0.00
5	PV-13	577681.40	9651547.28		10.42	11.32	0.90	10.42	0.00
6	PV-14	577680.71	9651706.85		9.12	10.45	1.33	9.12	0.00
7	PV-15	577747.01	9651704.19		8.90	10.22	1.32	8.90	0.00
8	PV-16	577910.84	9651705.93		8.82	10.09	1.27	8.82	0.00
9	PV-17	578130.65	9651711.91		8.73	9.98	1.25	8.73	0.00
10	PV-18	578231.20	9650970.40		13.99	14.89	0.90	13.99	0.00
11	PV-19	578234.34	9651237.32		12.99	13.89	0.90	12.99	0.00
12	PV-2	577072.35	9651205.09		16.20	17.10	0.90	16.20	0.00
13	PV-20	578230.19	9651551.58		10.97	11.87	0.90	10.97	0.00
14	PV-21	577426.05	9651800.70		9.52	10.42	0.90	9.52	0.00
15	PV-22	577639.85	9651800.70		9.39	10.29	0.90	9.39	0.00
16	PV-23	577862.30	9651798.54		9.26	10.16	0.90	9.26	0.00
17	PV-24	578116.86	9651793.44		9.08	9.98	0.90	9.08	0.00
18	PV-25	578237.48	9651788.41		8.52	9.87	1.35	8.52	0.00
19	PV-26	578235.91	9652071.03		8.15	9.27	1.12	8.15	0.00
20	PV-27	578239.96	9652276.40		7.89	9.01	1.12	7.89	0.00
21	PV-28	577846.80	9650069.48		22.73	23.63	0.90	22.73	0.00
22	PV-29	577657.73	9650253.86		21.96	22.86	0.90	21.96	0.00
23	PV-3	577076.66	9651562.34		10.60	11.62	1.02	10.60	0.00
24	PV-30	577603.92	9650520.72		21.00	21.90	0.90	21.00	0.00
25	PV-31	577760.09	9650235.02		22.33	23.23	0.90	22.33	0.00
26	PV-32	577681.40	9650529.33		21.00	21.90	0.90	21.00	0.00
27	PV-33	577519.99	9650608.96		21.65	22.55	0.90	21.65	0.00
28	PV-34	577687.86	9650615.42		20.40	21.40	1.00	20.40	0.00
29	PV-35	578004.21	9650619.72		18.32	19.21	0.89	18.32	0.00
30	PV-36	578668.14	9650609.50		19.63	20.53	0.90	19.63	0.00
31	PV-37	578247.40	9650619.72		16.38	17.58	1.20	16.38	0.00
32	PV-38	577524.30	9650690.74		21.65	22.55	0.90	21.65	0.00
33	PV-39	578133.34	9650684.28		17.03	17.93	0.90	17.03	0.00
34	PV-4	577151.15	9651074.53		19.20	20.10	0.90	19.20	0.00
35	PV-40	578653.61	9650693.43		19.40	20.30	0.90	19.40	0.00
36	PV-41	578405.04	9650677.29		17.15	18.05	0.90	17.15	0.00
37	PV-42	578309.81	9650682.13		16.03	17.58	1.55	16.03	0.00
38	PV-43	578311.27	9651033.21		13.45	14.51	1.06	13.45	0.00
39	PV-44	579013.10	9650984.53		16.45	17.35	0.90	16.45	0.00
40	PV-45	578736.76	9651085.02		15.19	16.09	0.90	15.19	0.00
41	PV-46	578418.04	9651091.30		13.34	14.24	0.90	13.34	0.00

42	PV-47	578719.49	9651155.67	15.13	16.03	0.90	15.13	0.00
43	PV-48	578422.75	9651158.81	13.34	14.24	0.90	13.34	0.00
44	PV-49	578311.27	9651161.95	12.97	14.12	1.15	12.97	0.00
45	PV-5	577159.46	9651330.95	14.70	15.60	0.90	14.70	0.00
46	PV-50	578314.12	9651553.74	10.82	11.87	1.05	10.82	0.00
47	PV-51	579214.07	9651632.98	11.10	12.00	0.90	11.10	0.00
48	PV-52	578967.56	9651698.92	10.39	11.29	0.90	10.39	0.00
49	PV-53	578661.40	9651714.62	9.67	10.57	0.90	9.67	0.00
50	PV-54	578419.61	9651714.62	9.18	10.08	0.90	9.18	0.00
51	PV-55	579308.27	9651686.36	11.16	12.06	0.90	11.16	0.00
52	PV-56	579057.06	9651766.43	10.53	11.43	0.90	10.53	0.00
53	PV-57	578763.45	9651782.13	9.89	10.79	0.90	9.89	0.00
54	PV-58	578416.47	9651785.27	9.14	10.04	0.90	9.14	0.00
55	PV-59	578311.27	9651786.84	8.54	9.89	1.35	8.54	0.00
56	PV-6	577155.27	9651563.31	10.62	11.62	1.00	10.62	0.00
57	PV-60	578311.87	9652070.16	7.68	9.27	1.59	7.68	0.00
58	PV-61	578309.22	9652271.71	7.36	8.99	1.63	7.36	0.00
59	PV-62	578105.02	9652367.18	8.48	9.38	0.90	8.48	0.00
60	PV-63	578314.53	9652367.18	7.06	8.81	1.75	7.06	0.00
61	PV-64	578766.95	9652368.64	6.81	8.32	1.51	6.81	0.00
62	PV-65	579238.25	9652296.00	6.48	8.08	1.60	6.48	0.00
63	PV-66	579628.85	9652189.48	6.19	7.84	1.65	6.19	0.00
64	PV-67	579961.34	9651426.04	10.50	11.40	0.90	10.50	0.00
65	PV-68	580272.84	9651618.11	8.38	9.28	0.90	8.38	0.00
66	PV-69	579993.62	9651545.48	10.20	11.10	0.90	10.20	0.00
67	PV-7	577155.63	9651701.54	9.67	10.80	1.13	9.67	0.00
68	PV-70	580214.74	9651679.45	8.35	9.25	0.90	8.35	0.00
69	PV-71	580303.51	9651815.02	7.48	8.56	1.08	7.48	0.00
70	PV-72	580153.41	9651961.90	6.87	7.90	1.03	6.87	0.00
71	PV-73	579942.13	9652088.86	5.93	7.75	1.82	5.93	0.00
72	PV-74	578887.34	9652441.43	7.28	8.18	0.90	7.28	0.00
73	PV-75	580003.30	9652139.44	5.76	7.76	2.00	5.76	0.00
74	PV-8	577349.22	9651701.54	9.51	10.48	0.97	9.51	0.00
75	PV-9	577510.99	9651701.54	9.40	10.39	0.99	9.40	0.00

Surcharge Elevation	Surcharge Depth	Ponded Area	Minimum Pipe Cover	Peak Inflow	Peak Lateral Inflow	Maximum HGL Elevation Attained	Maximum HGL Depth Attained	Maximum Surcharge Depth Attained	Minimum Freeboard Attained
(m)	(m)	(m ²)	(mm)	(cms)	(cms)	(m)	(m)	(m)	(m)
24.09	0.00	0.00	600.00	0.00	0.00	23.20	0.01	0.00	0.89
16.21	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	15.36	0.05	0.00	0.85
11.32	0.00	0.00	600.00	0.05	0.03	10.53	0.11	0.00	0.79
16.21	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	15.36	0.05	0.00	0.85
11.32	0.00	0.00	600.00	0.05	0.03	10.52	0.10	0.00	0.80
10.45	0.00	0.00	600.00	0.22	0.00	9.54	0.42	0.00	0.91
10.22	0.00	0.00	720.00	0.23	0.01	9.32	0.42	0.00	0.90
10.09	0.00	0.00	670.00	0.24	0.01	9.21	0.39	0.00	0.88
9.98	0.00	0.00	650.00	0.26	0.02	9.07	0.34	0.00	0.91
14.89	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	14.05	0.06	0.00	0.84
13.89	0.00	0.00	600.00	0.04	0.02	13.06	0.07	0.00	0.83
17.10	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	16.26	0.06	0.00	0.84
11.87	0.00	0.00	600.00	0.06	0.02	11.06	0.09	0.00	0.81
10.42	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	9.61	0.09	0.00	0.81
10.29	0.00	0.00	600.00	0.03	0.01	9.52	0.13	0.00	0.77
10.16	0.00	0.00	600.00	0.04	0.01	9.42	0.16	0.00	0.74
9.98	0.00	0.00	600.00	0.06	0.01	9.25	0.17	0.00	0.73
9.87	0.00	0.00	600.00	0.36	0.00	8.88	0.36	0.00	0.99
9.27	0.00	0.00	520.00	0.38	0.02	8.55	0.40	0.00	0.72
9.01	0.00	0.00	520.00	0.39	0.01	8.29	0.40	0.00	0.72
23.63	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	22.79	0.06	0.00	0.84
22.86	0.00	0.00	600.00	0.04	0.02	22.05	0.09	0.00	0.81
11.62	0.00	0.00	720.00	0.06	0.03	10.70	0.10	0.00	0.92
21.90	0.00	0.00	600.00	0.06	0.02	21.13	0.13	0.00	0.77
23.23	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	22.41	0.08	0.00	0.82
21.90	0.00	0.00	600.00	0.05	0.02	21.11	0.11	0.00	0.79
22.55	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	21.71	0.06	0.00	0.84
21.40	0.00	0.00	600.00	0.13	0.00	20.55	0.15	0.00	0.85
19.21	0.00	0.00	590.00	0.14	0.02	18.49	0.17	0.00	0.72
20.53	0.00	0.00	600.00	0.01	0.01	19.67	0.04	0.00	0.86
17.58	0.00	0.00	590.00	0.23	0.08	16.75	0.37	0.00	0.83
22.55	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	21.70	0.05	0.00	0.85
17.93	0.00	0.00	600.00	0.05	0.03	17.16	0.13	0.00	0.77
20.10	0.00	0.00	600.00	0.01	0.01	19.24	0.04	0.00	0.86
20.30	0.00	0.00	600.00	0.01	0.01	19.44	0.04	0.00	0.86
18.05	0.00	0.00	600.00	0.03	0.02	17.23	0.08	0.00	0.82
17.58	0.00	0.00	600.00	0.30	0.00	16.26	0.23	0.00	1.32
14.51	0.00	0.00	605.00	0.32	0.03	13.82	0.37	0.00	0.69
17.35	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	16.53	0.08	0.00	0.82
16.09	0.00	0.00	600.00	0.06	0.03	15.29	0.10	0.00	0.80
14.24	0.00	0.00	600.00	0.08	0.03	13.55	0.21	0.00	0.69

16.03	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	15.20	0.07	0.00	0.83
14.24	0.00	0.00	600.00	0.05	0.03	13.49	0.15	0.00	0.75
14.14	0.02	0.00	600.00	0.46	0.00	13.26	0.29	0.00	0.86
15.60	0.00	0.00	600.00	0.03	0.02	14.76	0.06	0.00	0.84
11.87	0.00	0.00	600.00	0.48	0.02	11.12	0.30	0.00	0.75
12.00	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	11.18	0.08	0.00	0.82
11.29	0.00	0.00	600.00	0.05	0.02	10.50	0.11	0.00	0.79
10.57	0.00	0.00	600.00	0.07	0.02	9.82	0.15	0.00	0.75
10.08	0.00	0.00	600.00	0.09	0.02	9.37	0.19	0.00	0.71
12.06	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	11.23	0.07	0.00	0.83
11.43	0.00	0.00	600.00	0.04	0.02	10.63	0.10	0.00	0.80
10.79	0.00	0.00	600.00	0.06	0.02	10.02	0.13	0.00	0.77
10.04	0.00	0.00	600.00	0.08	0.02	9.32	0.18	0.00	0.72
9.89	0.00	0.00	600.00	0.65	0.00	9.01	0.47	0.00	0.88
11.62	0.00	0.00	700.00	0.05	0.02	10.71	0.09	0.00	0.91
9.27	0.00	0.00	740.00	0.67	0.02	8.21	0.53	0.00	1.06
8.99	0.00	0.00	880.00	0.68	0.01	8.03	0.67	0.00	0.96
9.38	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	8.56	0.08	0.00	0.82
8.81	0.00	0.00	520.00	1.09	0.00	7.87	0.81	0.00	0.94
8.32	0.00	0.00	610.00	1.10	0.02	7.58	0.77	0.00	0.74
8.08	0.00	0.00	700.00	1.12	0.03	7.33	0.85	0.00	0.75
7.84	0.00	0.00	750.00	1.14	0.03	7.06	0.87	0.00	0.78
11.40	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	10.56	0.06	0.00	0.84
9.28	0.00	0.00	600.00	0.07	0.05	8.52	0.14	0.00	0.76
11.10	0.00	0.00	600.00	0.03	0.03	10.26	0.06	0.00	0.84
10.80	0.00	0.00	750.00	0.10	0.00	9.95	0.28	0.00	0.85
9.25	0.00	0.00	600.00	0.05	0.02	8.45	0.10	0.00	0.80
8.56	0.00	0.00	600.00	0.12	0.00	7.66	0.18	0.00	0.90
7.90	0.00	0.00	655.00	0.16	0.04	7.10	0.23	0.00	0.80
7.75	0.00	0.00	820.00	1.28	0.03	6.78	0.85	0.00	0.97
8.18	0.00	0.00	600.00	0.02	0.02	7.38	0.10	0.00	0.80
7.76	0.00	0.00	660.00	1.32	0.02	6.49	0.73	0.00	1.27
10.48	0.00	0.00	595.00	0.12	0.02	9.84	0.33	0.00	0.64
10.39	0.00	0.00	615.00	0.13	0.02	9.73	0.33	0.00	0.66

Average HGL Elevation Attained (m)	Average HGL Depth Attained (m)	Time of Maximum HGL Occurrence (days hh:mm)	Time of Peak Flooding Occurrence (days hh:mm)	Total Flooded Volume (ha-mm)	Total Time Flooded (minutes)
23.19	0.00	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
15.32	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
10.43	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
15.32	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
10.43	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
9.17	0.05	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00
8.95	0.05	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00
8.87	0.05	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00
8.78	0.05	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00
14.00	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
13.00	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
16.21	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
10.98	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
9.53	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
9.41	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
9.28	0.02	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
9.10	0.02	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
8.57	0.05	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
8.20	0.05	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
7.94	0.05	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
22.74	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
21.97	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
10.61	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
21.02	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
22.34	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
21.01	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
21.66	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
20.42	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
18.34	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
19.64	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
16.43	0.05	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
21.66	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
17.05	0.02	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
19.20	0.00	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
19.41	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
17.16	0.01	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
16.06	0.03	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
13.50	0.05	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
16.46	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
15.20	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
13.37	0.03	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00

15.14	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
13.36	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
13.01	0.04	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
14.71	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
10.86	0.04	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
11.11	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
10.41	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
9.69	0.02	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
9.21	0.03	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
11.17	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
10.54	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
9.91	0.02	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
9.16	0.02	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
8.60	0.06	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
10.63	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
7.75	0.07	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
7.44	0.08	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
8.49	0.01	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
7.16	0.10	0 00:13	0 00:00	0.00	0.00
6.91	0.10	0 00:14	0 00:00	0.00	0.00
6.59	0.11	0 00:14	0 00:00	0.00	0.00
6.30	0.11	0 00:14	0 00:00	0.00	0.00
10.51	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
8.40	0.02	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
10.21	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
9.70	0.03	0 00:12	0 00:00	0.00	0.00
8.36	0.01	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
7.50	0.02	0 00:10	0 00:00	0.00	0.00
6.90	0.03	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00
6.04	0.11	0 00:14	0 00:00	0.00	0.00
7.30	0.02	0 00:16	0 00:00	0.00	0.00
5.87	0.11	0 00:14	0 00:00	0.00	0.00
9.55	0.04	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00
9.44	0.04	0 00:11	0 00:00	0.00	0.00

SN	Element ID	Description	Area (ha)	Drainage Node ID	Weighted Runoff Coefficient	Accumulated Precipitation (mm)	Total Runoff (mm)	Peak Runoff (cms)	Rainfall Intensity (mm/hr)	Time of Concentration (days hh:mm:ss)
1	Sub-22		0.17	PV-74	0.3500	31.57	11.05	0.02	126.260	0 00:15:00
2	Sub-23		0.07	PV-75	0.4000	34.96	13.98	0.01	116.523	0 00:17:56
3	Sub-24		0.08	PV-75	0.4500	31.57	14.20	0.01	126.260	0 00:15:00
4	Sub-26		0.14	PV-2	0.6000	27.04	16.22	0.03	133.338	0 00:12:10
5	Sub-27		0.12	PV-3	0.6000	27.27	16.37	0.03	132.687	0 00:12:24
6	Sub-28		0.06	PV-4	0.6000	23.40	14.04	0.01	140.407	0 00:10:00
7	Sub-29		0.09	PV-5	0.6000	23.66	14.19	0.02	139.609	0 00:10:13
8	Sub-30		0.08	PV-6	0.6000	23.96	14.38	0.02	139.148	0 00:10:21
9	Sub-33		0.02	PV-1	0.2000	26.77	5.35	0.00	133.859	0 00:12:00
10	Sub-35		0.07	PV-8	0.6000	24.21	14.53	0.02	138.349	0 00:10:34
11	Sub-36		0.07	PV-9	0.6000	24.82	14.89	0.02	137.439	0 00:10:51
12	Sub-37		0.11	PV-10	0.6000	23.40	14.04	0.03	140.407	0 00:10:00
13	Sub-38		0.10	PV-12	0.6000	23.40	14.04	0.02	140.407	0 00:10:00
14	Sub-39		0.11	PV-11	0.6000	23.64	14.19	0.03	139.537	0 00:10:14
15	Sub-40		0.11	PV-13	0.6000	23.64	14.19	0.03	139.537	0 00:10:14
16	Sub-41		0.05	PV-15	0.6000	24.25	14.55	0.01	138.555	0 00:10:31
17	Sub-42		0.07	PV-21	0.6000	26.77	16.06	0.02	133.859	0 00:12:00
18	Sub-43		0.06	PV-22	0.6000	27.85	16.71	0.01	131.941	0 00:12:40
19	Sub-44		0.06	PV-23	0.6000	28.42	17.05	0.01	131.161	0 00:12:58
20	Sub-45		0.07	PV-24	0.6000	28.63	17.18	0.02	130.481	0 00:13:13
21	Sub-46		0.05	PV-16	0.6000	24.59	14.75	0.01	138.315	0 00:10:35
22	Sub-47		0.07	PV-17	0.6000	24.85	14.91	0.02	137.638	0 00:10:47
23	Sub-48		0.09	PV-26	0.6000	29.48	17.69	0.02	129.442	0 00:13:38
24	Sub-49		0.09	PV-20	0.6000	27.57	16.54	0.02	132.353	0 00:12:31
25	Sub-50		0.09	PV-19	0.6000	27.34	16.40	0.02	132.996	0 00:12:18
26	Sub-51		0.07	PV-18	0.6000	26.77	16.06	0.02	133.859	0 00:12:00
27	Sub-52		0.08	PV-28	0.6000	26.77	16.06	0.02	133.859	0 00:12:00
28	Sub-53		0.10	PV-29	0.6000	27.35	16.41	0.02	133.053	0 00:12:16
29	Sub-54		0.11	PV-30	0.6000	27.59	16.55	0.02	132.408	0 00:12:30
30	Sub-55		0.11	PV-33	0.6000	23.40	14.04	0.03	140.407	0 00:10:00
31	Sub-56		0.09	PV-38	0.6000	23.40	14.04	0.02	140.407	0 00:10:00
32	Sub-57		0.13	PV-31	0.6000	26.77	16.06	0.03	133.859	0 00:12:00
33	Sub-58		0.10	PV-32	0.6000	27.33	16.40	0.02	132.968	0 00:12:18
34	Sub-59		0.07	PV-35	0.6000	24.02	14.41	0.02	139.466	0 00:10:15
35	Sub-60		0.12	PV-37	0.6000	24.28	14.57	0.03	138.763	0 00:10:27
36	Sub-61		0.13	PV-39	0.6000	23.64	14.19	0.03	139.537	0 00:10:14
37	Sub-62		0.36	PV-37	0.4500	28.42	12.79	0.06	131.188	0 00:12:57
38	Sub-63		0.12	PV-36	0.2000	26.77	5.35	0.01	133.859	0 00:12:00
39	Sub-64		0.12	PV-40	0.2000	26.77	5.35	0.01	133.859	0 00:12:00
40	Sub-65		0.10	PV-41	0.6000	28.65	17.19	0.02	130.559	0 00:13:12
41	Sub-66		0.12	PV-43	0.6000	29.20	17.52	0.03	129.793	0 00:13:30

42	Sub-67	0.13	PV-48	0.6000	27.32	16.39	0.03	132.912	0 00:12:19
43	Sub-68	0.14	PV-46	0.6000	28.13	16.88	0.03	131.535	0 00:12:49
44	Sub-69	0.12	PV-45	0.6000	27.56	16.53	0.03	132.270	0 00:12:33
45	Sub-70	0.17	PV-44	0.5000	26.77	13.39	0.03	133.859	0 00:12:00
46	Sub-71	0.12	PV-47	0.6000	26.77	16.06	0.03	133.859	0 00:12:00
47	Sub-72	0.11	PV-50	0.6000	27.83	16.70	0.02	131.805	0 00:12:43
48	Sub-73	0.11	PV-51	0.6000	26.77	16.06	0.03	133.859	0 00:12:00
49	Sub-74	0.09	PV-55	0.6000	26.77	16.06	0.02	133.859	0 00:12:00
50	Sub-75	0.10	PV-52	0.6000	27.60	16.56	0.02	132.463	0 00:12:29
51	Sub-76	0.10	PV-56	0.6000	27.28	16.37	0.02	132.715	0 00:12:24
52	Sub-77	0.10	PV-53	0.6000	28.18	16.91	0.02	131.751	0 00:12:45
53	Sub-78	0.10	PV-57	0.6000	27.87	16.72	0.02	131.995	0 00:12:39
54	Sub-79	0.10	PV-54	0.6000	28.41	17.04	0.02	131.109	0 00:12:59
55	Sub-80	0.10	PV-58	0.6000	28.10	16.86	0.02	131.374	0 00:12:53
56	Sub-81	0.09	PV-60	0.6000	28.64	17.18	0.02	130.507	0 00:13:13
57	Sub-82	0.06	PV-61	0.6000	28.94	17.36	0.01	130.224	0 00:13:19
58	Sub-83	0.07	PV-27	0.6000	29.75	17.85	0.02	129.048	0 00:13:48
59	Sub-84	0.13	PV-62	0.6000	26.77	16.06	0.03	133.859	0 00:12:00
60	Sub-85	0.10	PV-64	0.6000	27.56	16.53	0.02	132.270	0 00:12:33
61	Sub-86	0.14	PV-65	0.6000	28.15	16.89	0.03	131.616	0 00:12:48
62	Sub-87	0.14	PV-66	0.6000	28.71	17.23	0.03	130.819	0 00:13:06
63	Sub-88	0.10	PV-73	0.6000	28.91	17.34	0.02	130.071	0 00:13:23
64	Sub-89	0.25	PV-68	0.2000	26.77	5.35	0.02	133.859	0 00:12:00
65	Sub-90	0.13	PV-67	0.6000	23.40	14.04	0.03	140.407	0 00:10:00
66	Sub-91	0.12	PV-69	0.6000	23.40	14.04	0.03	140.407	0 00:10:00
67	Sub-92	0.13	PV-68	0.6000	23.98	14.39	0.03	139.253	0 00:10:19
68	Sub-93	0.08	PV-70	0.6000	24.00	14.40	0.02	139.324	0 00:10:18
69	Sub-94	0.17	PV-72	0.6000	24.22	14.53	0.04	138.417	0 00:10:33
70	Sub-95	0.07	PV-73	0.6000	24.80	14.88	0.02	137.339	0 00:10:52

```

*****
*           EPANET 2.0 Brasil           *
*           Hidráulica e Qualidade da Água           *
*           Simulação da Rede           *
*           Versão 2.00.11           *
*****

```

Arquivo de Rede: (5) Rede dimensionada EPANET.net

(5) Rede dimensionada EPANET

Tabela de Trecho - Nó:

Trecho:	Início:	Fim:	Comprimento Diâmetro	
ID	Nó	Nó	m	mm

Tubo-1	No-1	No-2	49.00	50.9
Tubo-2	No-3	No-4	49.00	50.9
Tubo-3	No-5	No-6	14.00	50.9
Tubo-4	No-6	No-7	5.33	50.9
Tubo-5	No-8	No-3	48.72	72.9
Tubo-6	No-1	No-9	51.69	50.9
Tubo-8	No-11	No-12	92.01	50.9
Tubo-9	No-13	No-14	41.50	50.9
Tubo-10	No-14	No-15	11.00	50.9
Tubo-11	No-15	No-16	41.50	50.9
Tubo-12	No-17	No-18	49.00	50.9
Tubo-13	No-19	No-20	101.50	50.9
Tubo-14	No-20	No-21	11.00	50.9
Tubo-15	No-21	No-22	101.50	50.9
Tubo-16	No-23	No-2	120.00	50.9
Tubo-17	No-4	No-24	48.72	50.9
Tubo-18	No-25	No-26	48.72	50.9
Tubo-19	No-27	No-28	49.00	50.9
Tubo-20	No-28	No-17	109.00	50.9
Tubo-21	No-12	No-29	24.71	50.9
Tubo-22	No-30	No-31	33.69	50.9
Tubo-23	No-31	No-32	11.00	50.9
Tubo-24	No-32	No-33	33.69	50.9
Tubo-25	No-34	No-13	24.71	50.9
Tubo-26	No-16	No-35	109.00	50.9
Tubo-27	No-5	No-36	8.33	72.9
Tubo-28	No-36	No-37	3.57	72.9
Tubo-29	No-37	No-38	37.97	72.9
Tubo-30	No-39	No-40	48.72	50.9

Tubo-31	No-41	No-42	48.72	50.9
Tubo-32	No-43	No-44	44.50	50.9
Tubo-33	No-26	No-39	49.00	50.9
Tubo-34	No-27	No-18	109.00	50.9
Tubo-35	No-4	No-2	14.00	50.9
Tubo-36	No-2	No-27	14.00	50.9
Tubo-37	No-27	No-26	14.00	50.9
Tubo-38	No-26	No-4	14.00	50.9

Página 2 (5) Rede dimensionada EPANET

Tabela de Trecho - Nó: (continuação)

Trecho: ID	Início: Nó	Fim: Nó	Comprimento m	Diâmetro mm
Tubo-39	No-35	No-19	49.00	50.9
Tubo-40	No-42	No-43	49.00	50.9
Tubo-41	No-12	No-13	11.00	50.9
Tubo-42	No-13	No-16	11.00	50.9
Tubo-43	No-16	No-17	11.00	50.9
Tubo-44	No-17	No-12	11.00	50.9
Tubo-45	No-3	No-1	14.00	50.9
Tubo-46	No-45	No-8	56.94	72.9
Tubo-48	No-36	No-5	8.33	50.9
Tubo-49	No-5	No-46	91.6	50.9
Tubo-50	No-47	No-7	78.11	50.9
Tubo-51	No-48	No-47	42.72	50.9
Tubo-52	No-49	No-46	40.54	50.9
Tubo-53	No-48	No-24	47.66	50.9
Tubo-54	No-49	No-25	45	50.9
Tubo-55	No-28	No-35	11.00	50.9
Tubo-56	No-19	No-22	11.00	50.9
Tubo-57	No-22	No-23	14.00	50.9
Tubo-58	No-39	No-42	11.00	50.9
Tubo-59	No-43	No-18	14.00	50.9
Tubo-60	No-30	No-29	35.86	50.9
Tubo-61	No-34	No-33	43.67	50.9
Tubo-62	No-11	No-50	9.06	50.9
Tubo-63	No-50	No-44	38.92	50.9
Tubo-64	No-51	No-40	35.72	50.9
Tubo-65	No-41	No-52	27.21	50.9
Tubo-66	No-53	No-52	9.47	50.9
Tubo-67	No-54	No-51	9.95	50.9
Tubo-68	No-53	No-54	38.52	50.9
2	Entrada	1	11	89.3

3	1	No-45	72.01	72.9
4	1	No-38	23.2	72.9

Resultados nos Nós:

Nó ID	Consumo LPS	Carga Hidráulica m	Pressão m	Qualidade
No-1	0.03	47.71	38.50	0.00
No-2	0.07	47.58	37.77	0.00
No-3	0.15	47.76	38.96	0.00
No-4	0.15	47.60	37.76	0.00
No-5	0.00	48.09	38.88	0.00
No-6	0.00	48.04	38.98	0.00
No-7	0.14	48.03	38.60	0.00
No-8	0.00	47.89	39.41	0.00
No-9	0.06	47.71	35.69	0.00

Página 3 (5) Rede dimensionada EPANET

Resultados nos Nós: (continuação)

Nó ID	Consumo LPS	Carga Hidráulica m	Pressão m	Qualidade
No-11	0.21	47.38	27.41	0.00
No-12	0.06	47.39	26.08	0.00
No-13	0.03	47.39	25.20	0.00
No-14	0.03	47.39	22.36	0.00
No-15	0.03	47.39	22.36	0.00
No-16	0.07	47.40	25.57	0.00
No-17	0.07	47.40	26.45	0.00
No-18	0.07	47.41	29.88	0.00
No-19	0.07	47.44	36.54	0.00
No-20	0.04	47.43	23.29	0.00
No-21	0.07	47.43	23.29	0.00
No-22	0.07	47.44	36.64	0.00
No-23	0.10	47.45	36.68	0.00
No-24	0.00	47.69	36.61	0.00
No-25	0.00	47.64	36.56	0.00
No-26	0.15	47.56	36.95	0.00
No-27	0.07	47.54	36.97	0.00
No-28	0.07	47.44	36.90	0.00
No-29	0.00	47.39	24.83	0.00
No-30	0.00	47.39	23.73	0.00
No-31	0.09	47.38	22.68	0.00

No-32	0.12	47.38	22.80	0.00
No-33	0.00	47.39	23.73	0.00
No-34	0.00	47.39	24.83	0.00
No-35	0.07	47.43	36.81	0.00
No-36	0.00	48.09	39.09	0.00
No-37	0.00	48.10	39.22	0.00
No-38	0.09	48.17	39.77	0.00
No-39	0.06	47.42	33.32	0.00
No-40	0.00	47.40	31.43	0.00
No-41	0.00	47.40	31.43	0.00
No-42	0.06	47.41	33.01	0.00
No-43	0.06	47.41	29.82	0.00
No-44	0.14	47.39	26.90	0.00
No-45	0.00	48.04	39.85	0.00
No-46	0.18	47.80	34.99	0.00
No-47	0.00	47.87	35.06	0.00
No-48	0.00	47.79	35.70	0.00
No-49	0.00	47.73	35.64	0.00
No-50	0.00	47.38	26.90	0.00
No-51	0.07	47.39	30.05	0.00
No-52	0.04	47.39	30.23	0.00
No-53	0.00	47.39	29.96	0.00
No-54	0.30	47.39	29.90	0.00
1	0.00	48.22	48.22	0.00
Entrada	-3.16	48.26	0.00	0.00 RNF

Página 4 (5) Rede dimensionada EPANET

Resultados nos Trechos:

Trecho: ID	Vazão LPS	Velocidade m/s	Perda de Carga m/km	Estado
Tubo-1	0.67	0.33	2.79	Open
Tubo-2	0.74	0.37	3.39	Open
Tubo-3	0.70	0.34	3.01	Open
Tubo-4	0.70	0.34	3.01	Open
Tubo-5	1.66	0.40	2.60	Open
Tubo-6	0.06	0.03	0.03	Open
Tubo-8	-0.11	0.06	0.11	Open
Tubo-9	-0.02	0.01	0.00	Open
Tubo-10	-0.05	0.02	0.02	Open
Tubo-11	-0.08	0.04	0.05	Open
Tubo-12	-0.18	0.09	0.24	Open
Tubo-13	0.04	0.02	0.02	Open

Tubo-14	0.00	0.00	0.00	Open
Tubo-15	-0.07	0.03	0.04	Open
Tubo-16	-0.40	0.20	1.09	Open
Tubo-17	-0.56	0.27	1.98	Open
Tubo-18	0.53	0.26	1.82	Open
Tubo-19	0.57	0.28	2.04	Open
Tubo-20	0.23	0.12	0.40	Open
Tubo-21	0.11	0.05	0.10	Open
Tubo-22	0.11	0.05	0.10	Open
Tubo-23	0.02	0.01	0.00	Open
Tubo-24	-0.11	0.05	0.09	Open
Tubo-25	-0.11	0.05	0.09	Open
Tubo-26	-0.22	0.11	0.36	Open
Tubo-27	-1.01	0.24	1.05	Open
Tubo-28	-1.41	0.34	1.92	Open
Tubo-29	-1.41	0.34	1.92	Open
Tubo-30	0.23	0.11	0.40	Open
Tubo-31	-0.18	0.09	0.24	Open
Tubo-32	0.24	0.12	0.42	Open
Tubo-33	0.66	0.33	2.74	Open
Tubo-34	0.43	0.21	1.21	Open
Tubo-35	0.46	0.23	1.41	Open
Tubo-36	0.65	0.32	2.68	Open
Tubo-37	-0.41	0.20	1.14	Open
Tubo-38	-0.69	0.34	2.95	Open
Tubo-39	-0.04	0.02	0.01	Open
Tubo-40	0.13	0.06	0.13	Open
Tubo-41	-0.06	0.03	0.03	Open
Tubo-42	-0.18	0.09	0.24	Open
Tubo-43	-0.11	0.05	0.10	Open
Tubo-44	0.23	0.11	0.38	Open
Tubo-45	0.76	0.37	3.51	Open
Tubo-46	1.66	0.40	2.60	Open
Tubo-48	0.39	0.19	1.05	Open
Tubo-49	0.71	0.35	3.12	Open

Página 5 (5) Rede dimensionada EPANET
 Resultados nos Trechos: (continuação)

Trecho: ID	Vazão LPS	Velocidade m/s	Perda de Carga m/km	Estado
Tubo-50	-0.56	0.27	1.98	Open
Tubo-51	-0.56	0.27	1.98	Open
Tubo-52	-0.53	0.26	1.82	Open

Tubo-53	0.56	0.27	1.98	Open
Tubo-54	0.53	0.26	1.82	Open
Tubo-55	0.26	0.13	0.47	Open
Tubo-56	-0.16	0.08	0.19	Open
Tubo-57	-0.30	0.15	0.63	Open
Tubo-58	0.37	0.18	0.92	Open
Tubo-59	-0.17	0.09	0.23	Open
Tubo-60	-0.11	0.05	0.10	Open
Tubo-61	0.11	0.05	0.09	Open
Tubo-62	-0.10	0.05	0.08	Open
Tubo-63	-0.10	0.05	0.08	Open
Tubo-64	-0.23	0.11	0.40	Open
Tubo-65	0.18	0.09	0.24	Open
Tubo-66	-0.14	0.07	0.15	Open
Tubo-67	-0.16	0.08	0.20	Open
Tubo-68	0.14	0.07	0.15	Open
2	3.16	0.50	3.19	Open
3	1.66	0.40	2.60	Open
4	1.50	0.36	2.17	Open

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO:
(omitido da versão online)



ÁREA TOTAL	101535.6 m ²
ÁREA NÃO EDIFICÁVEL	
APP	9.274,35 m ²
Faixa de domínio	3.293,07 m ²
Manutenção	13.742,81 m ²
Remanescentes	5.401,15 m ²
	31.711,38 m ² 31,23%
ÁREA LOTEÁVEL	
PMA	8.180,62 m ²
Verde	3.676,82 m ²
Ruas	19.031,10 m ²
Lotes	42.228,78 m ²
	69.824,32 m ² 68,77%

Número de lotes = 153 unidades
Aproveitamento = 60,48 % da área loteável
População estimada = 510 pessoas

QUADRA	LOTES	ÁREA
A	1 e 2	480,00 m ²
	3	326,93 m ²
	4 e 5	240,00 m ²
	6	326,93 m ²
	7 a 12	240,00 m ²
B	1	480,00 m ²
	2	534,12 m ²
	3	548,57 m ²
	4	546,29 m ²
	5	542,89 m ²
	6	489,09 m ²
	7	441,17 m ²
	8 a 11	241,92 m ²
	12	262,24 m ²
	13 a 15	250,48 m ²
	16	250,67 m ²
	17 a 20	251,43 m ²
	21	246,61 m ²
22 e 23	240,00 m ²	
24	326,93 m ²	
25 e 26	240,00 m ²	
27	326,93 m ²	

QUADRA	LOTES	ÁREA
C	1	326,93 m ²
	2 a 9	240,00 m ²
	10	240,24 m ²
D	1	326,93 m ²
	2 e 3	240,00 m ²
	4	326,93 m ²
	5 a 10	240,00 m ²
	11	325,48 m ²
	12 e 13	240,00 m ²
E	14	325,48 m ²
	15 a 20	240,00 m ²
	1	326,93 m ²
	2 e 3	240,00 m ²
	4	326,93 m ²
F	5 a 10	240,00 m ²
	11	326,93 m ²
	12 e 13	240,00 m ²
	14	325,48 m ²
G	15 a 20	240,00 m ²
	1	620,30 m ²
	2	301,31 m ²
	3	321,55 m ²
	4	362,87 m ²
	5 a 9	272,00 m ²
	10	255,14 m ²
H	11 a 13	242,65 m ²
	14	242,02 m ²
	15 a 17	241,52 m ²
	18	266,44 m ²
	19 e 20	240,00 m ²
	21	326,93 m ²
	22 e 23	240,00 m ²
	24	326,93 m ²
	25 e 26	240,00 m ²
	27	248,81 m ²
I	28 a 30	255,24 m ²
	31	253,60 m ²
	1	245,85 m ²
	2	246,10 m ²

QUADRA	LOTES	ÁREA	
G	3	252,96 m ²	
	4 e 5	240,00 m ²	
	6	326,93 m ²	
	7 e 8	240,00 m ²	
	9	326,93 m ²	
	10 e 11	240,00 m ²	
	H	1	240,24 m ²
		2 e 3	240,00 m ²
		4	325,48 m ²
		5	285,49 m ²
6 a 8		286,45 m ²	
9		259,67 m ²	
10 e 11		240,00 m ²	
12		263,58 m ²	
I		1 a 3	240,00 m ²
		4	325,48 m ²
	5	256,55 m ²	
	6	255,36 m ²	

QUADRA	LOTES	ÁREA	
G	7	248,37 m ²	
	8 e 9	278,40 m ²	
	10	296,69 m ²	
	H	1	240,24 m ²
		2 e 3	240,00 m ²
		4	325,48 m ²
		5	285,49 m ²
		6 a 8	286,45 m ²
		9	259,67 m ²
		10 e 11	240,00 m ²
12		263,58 m ²	
I		1 a 3	240,00 m ²
		4	325,48 m ²
	5	256,55 m ²	
	6	255,36 m ²	

LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

URBANÍSTICO

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

NOME DO ARQUIVO: (1) Urbanístico - acabamento

PRANCHAS:
01/01

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Projeto Urbano com numeração e cotas de lotes e quadras, identificação de áreas verdes e de Prefeitura, identificação de ruas, Quadro geral de áreas e quadro de áreas de lotes por quadro

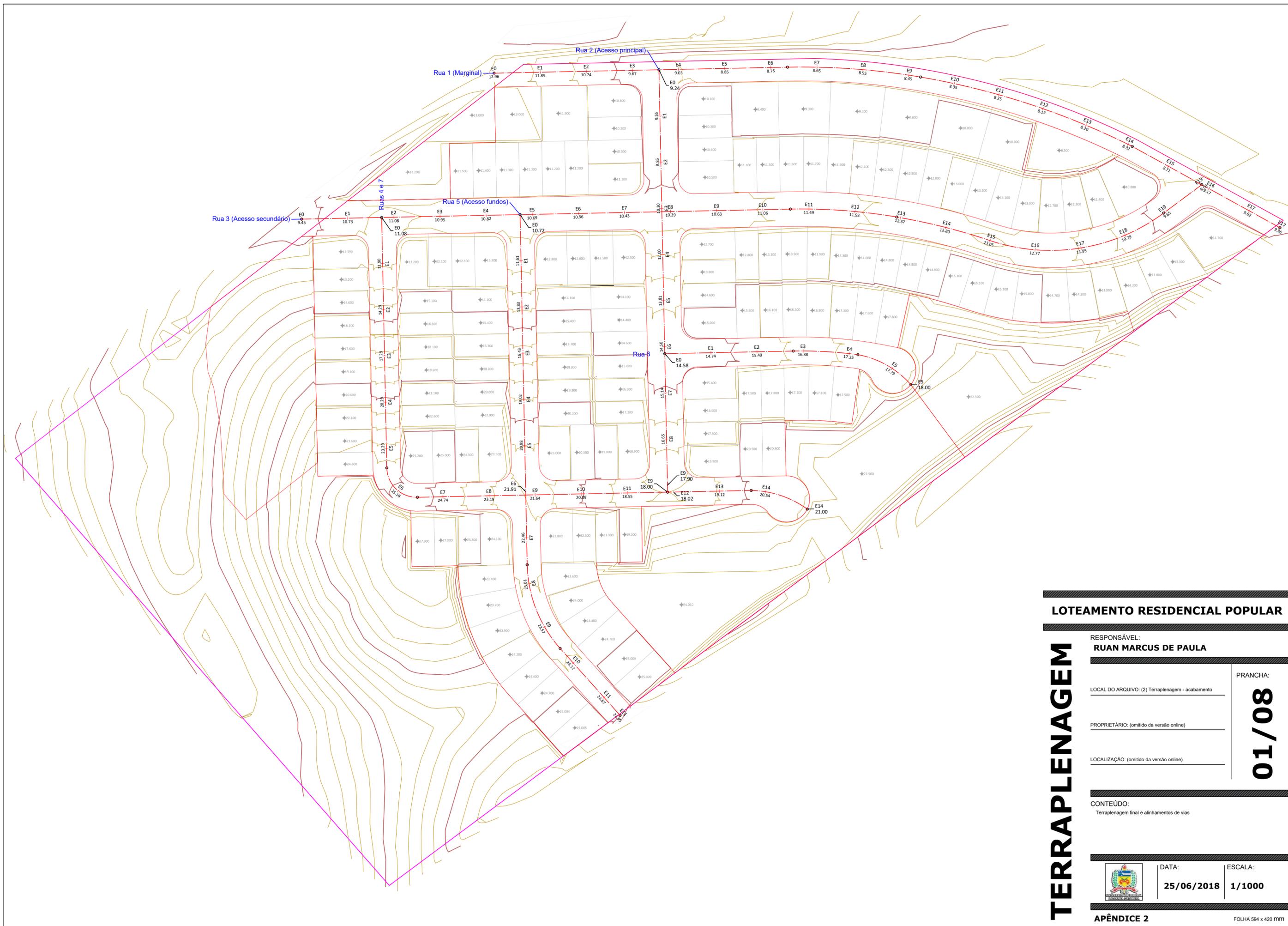
RESUMO DE ÁREAS:
Total = 101.535,60 m²
Loteável = 69.824,25 m²
de Lotes = 42.228,78 m²

DATA: **25/06/2018**

ESCALA: **1/1000**

APÊNDICE 1

FOLHA 75 x 420 mm



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - acabamento

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Terraplenagem final e alinhamentos de vias



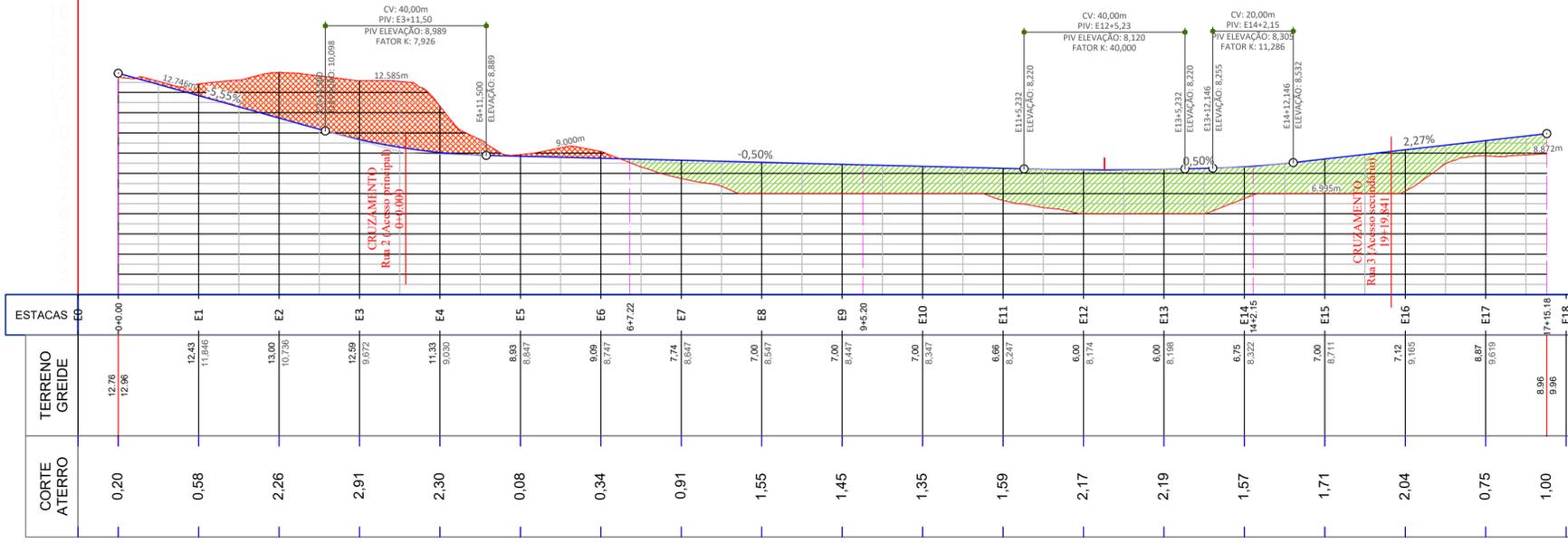
DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000

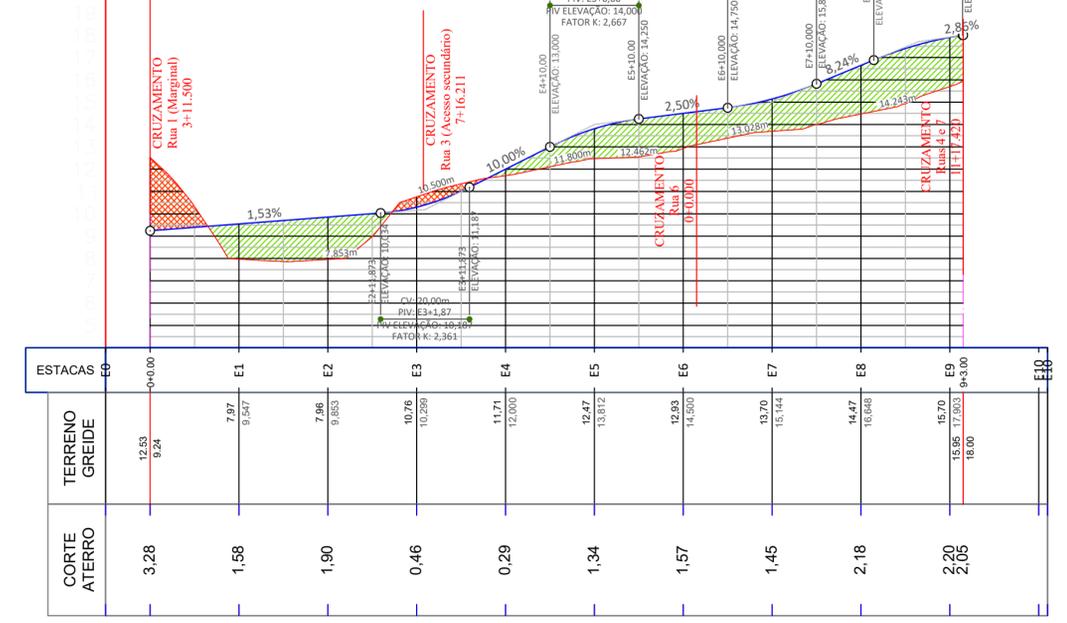
TERRAPLENAGEM

PRANCHA:
01/08

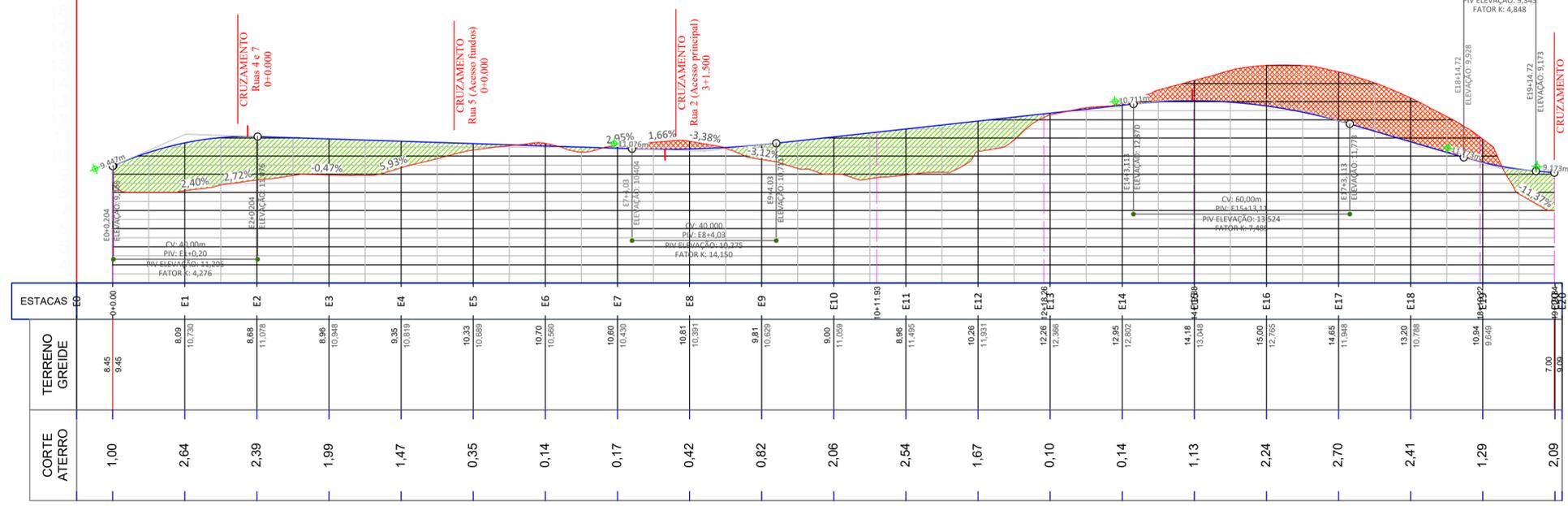
Rua 1 (Marginal)



Rua 2 (Acesso principal)



Rua 3 (Acesso secundário)



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - acabamento

PRANCHAS:
02/08

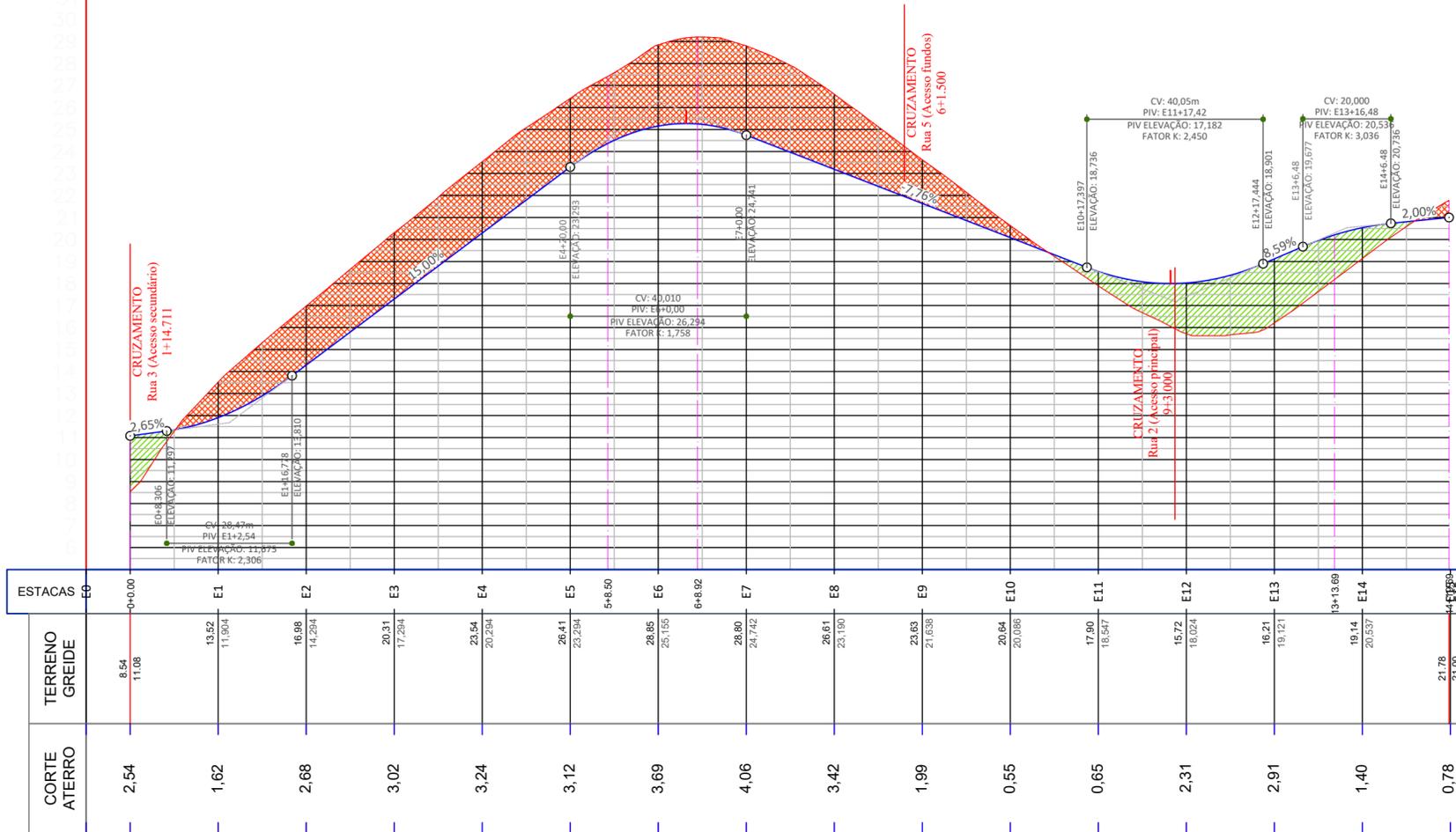
PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

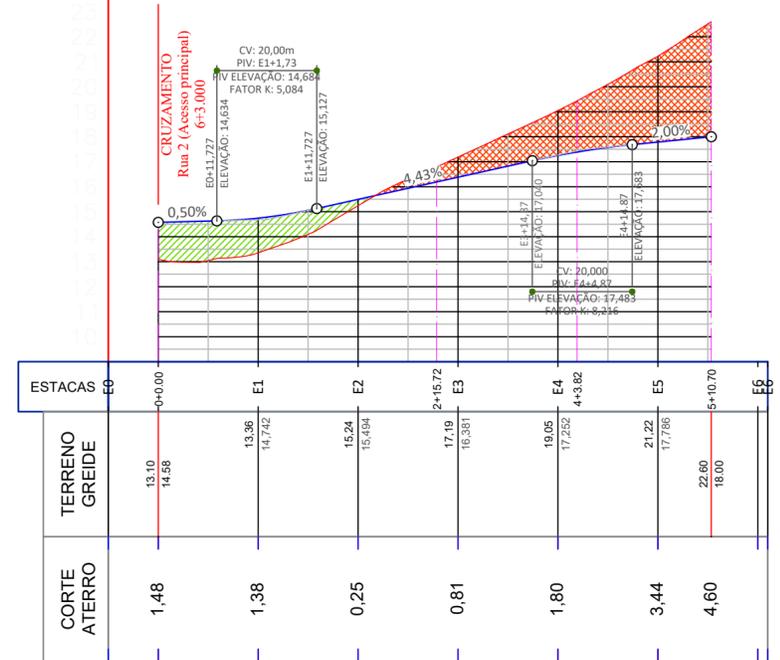
CONTEÚDO:
Perfis de alinhamentos das Ruas 1, 2 e 3

DATA: **25/06/2018** ESCALA: **1/1000**

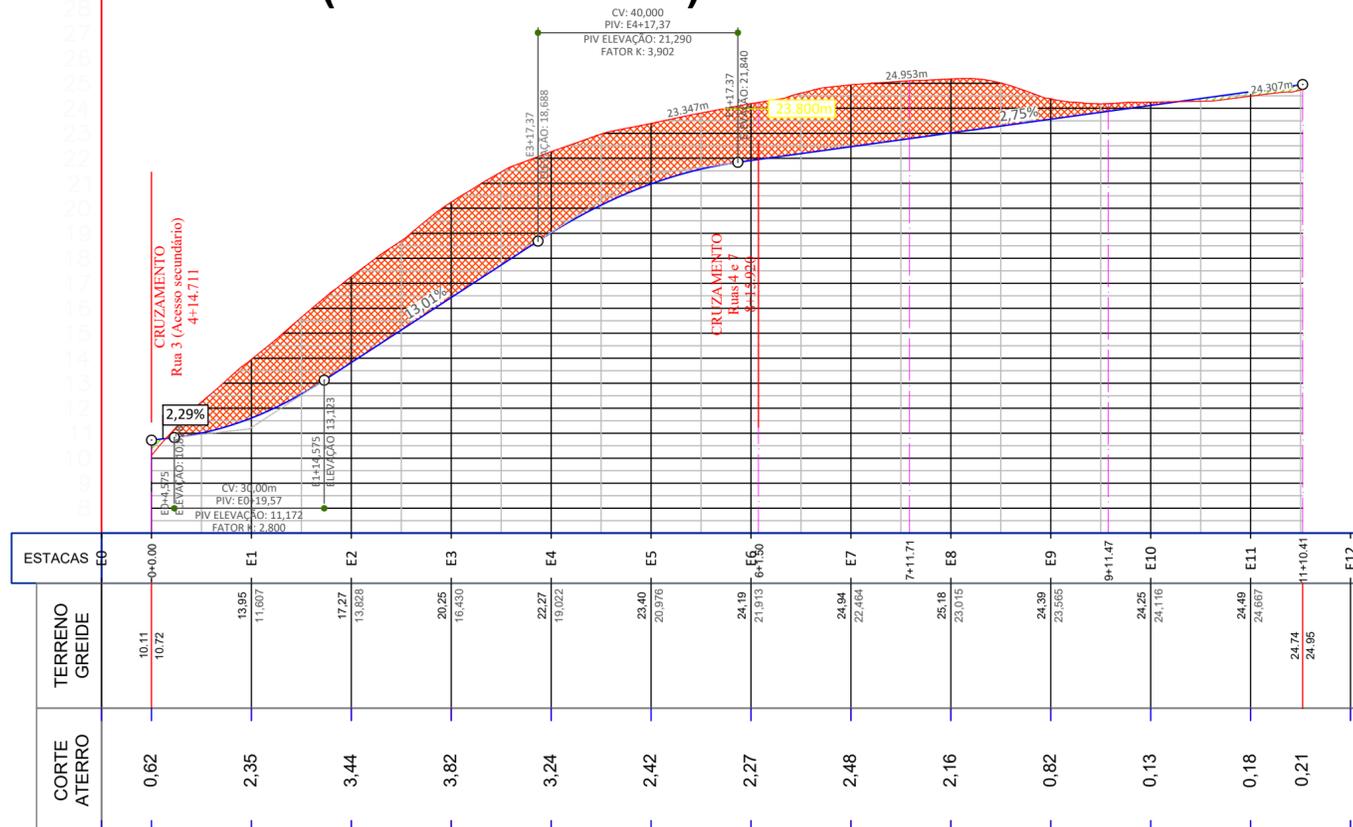
Ruas 4 e 7



Rua 6



Rua 5 (Acesso fundos)



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - acabamento

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Perfis de alinhamentos das Ruas 4, 5, 6 e 7



DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000

PRANCHA:

03/08

TERRAPLENAGEM



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - acabamento

PRÓPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

PRANCHA:
04/08

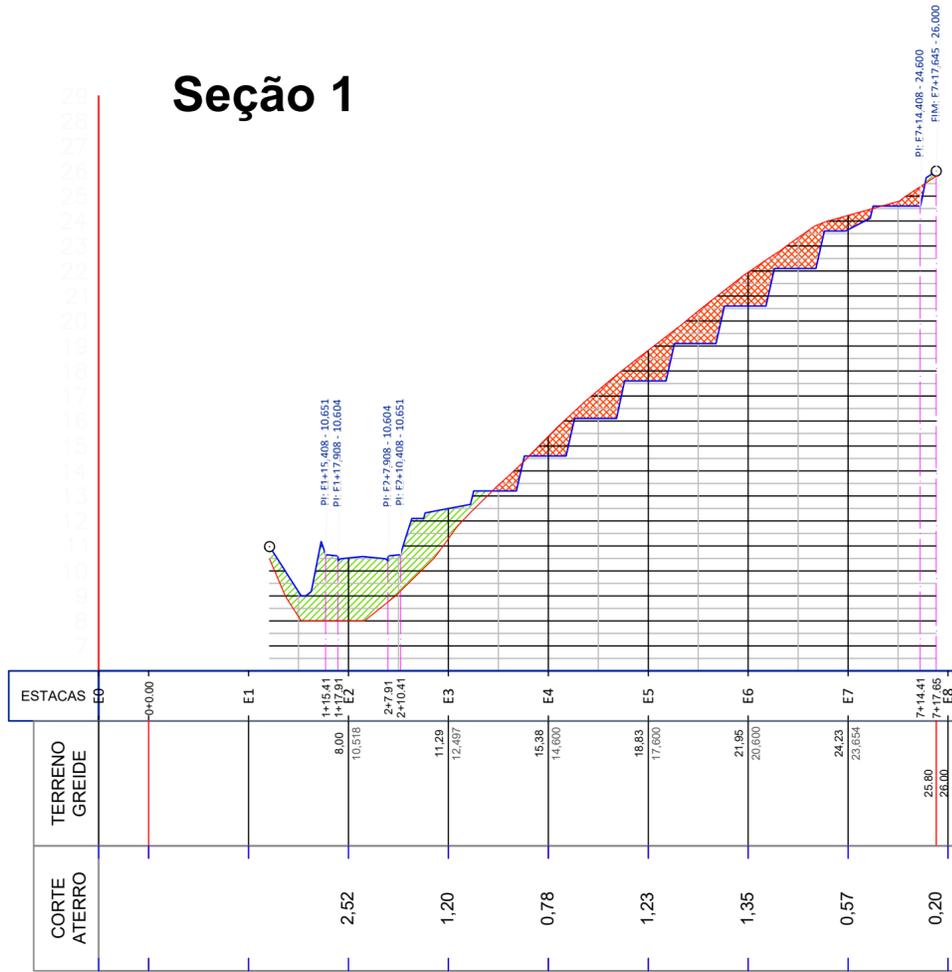
CONTEÚDO:
 Definição de seções



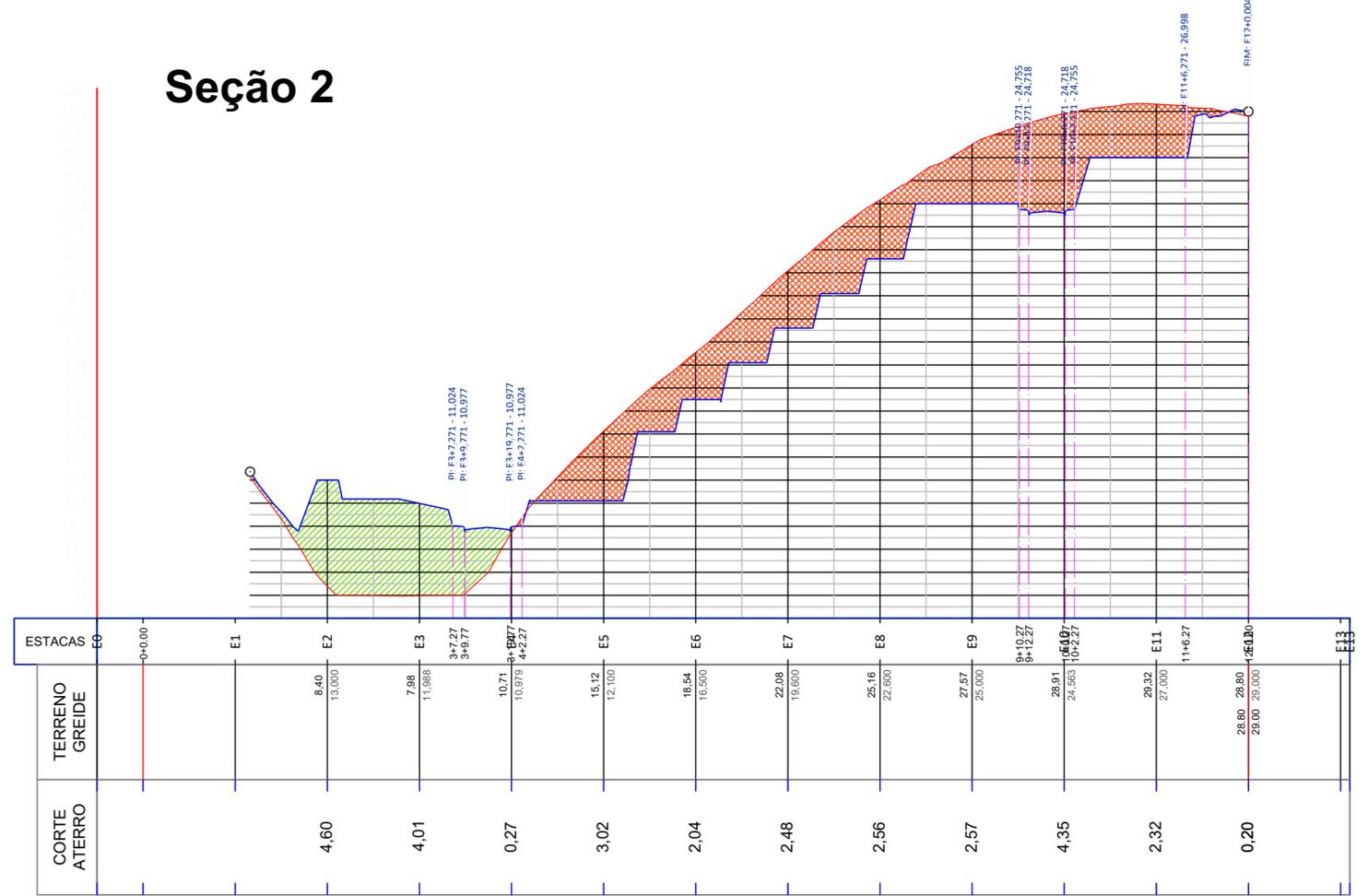
DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000

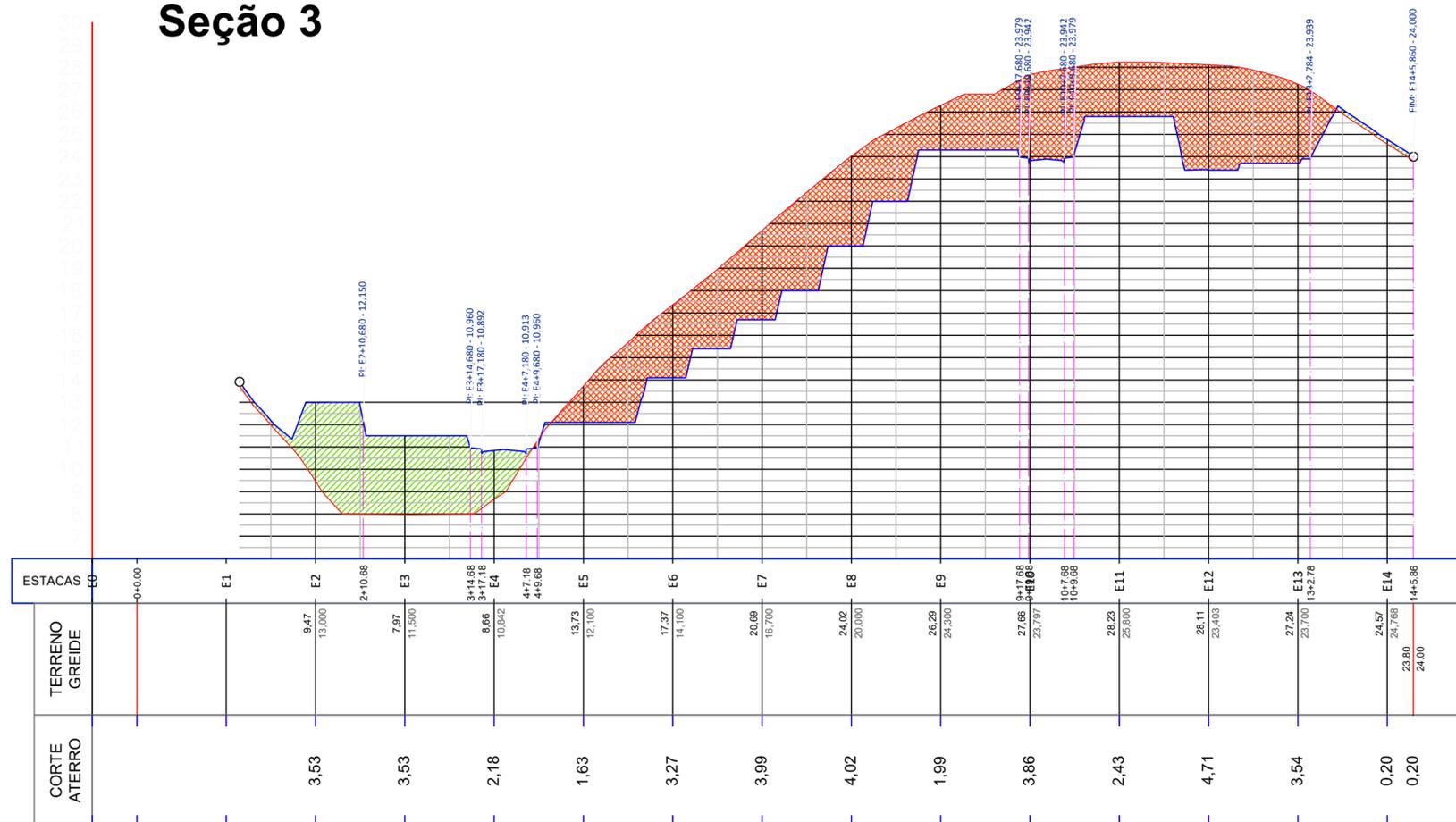
Seção 1



Seção 2



Seção 3



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - Acabamento

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

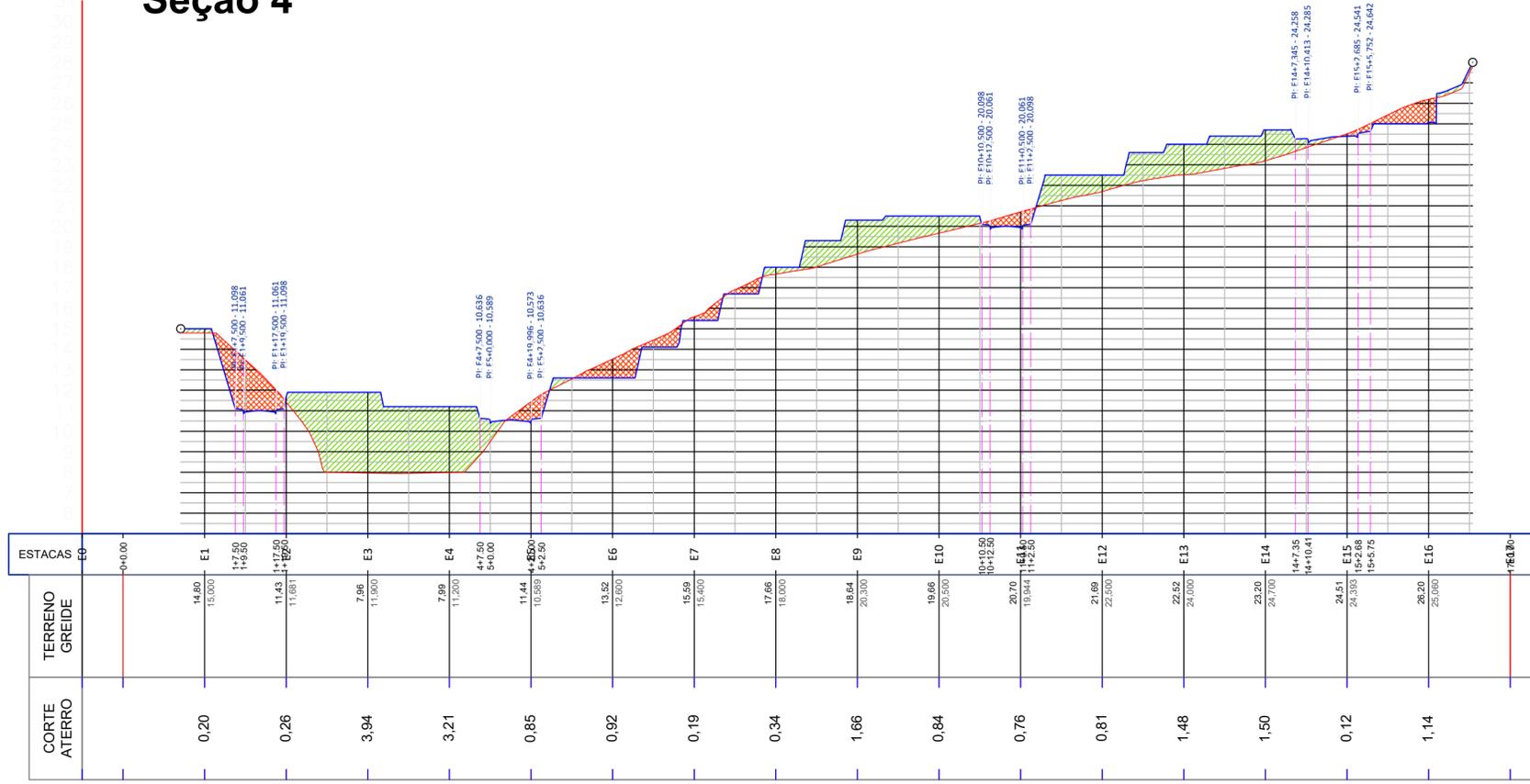
CONTEÚDO:
Seções 1, 2 e 3



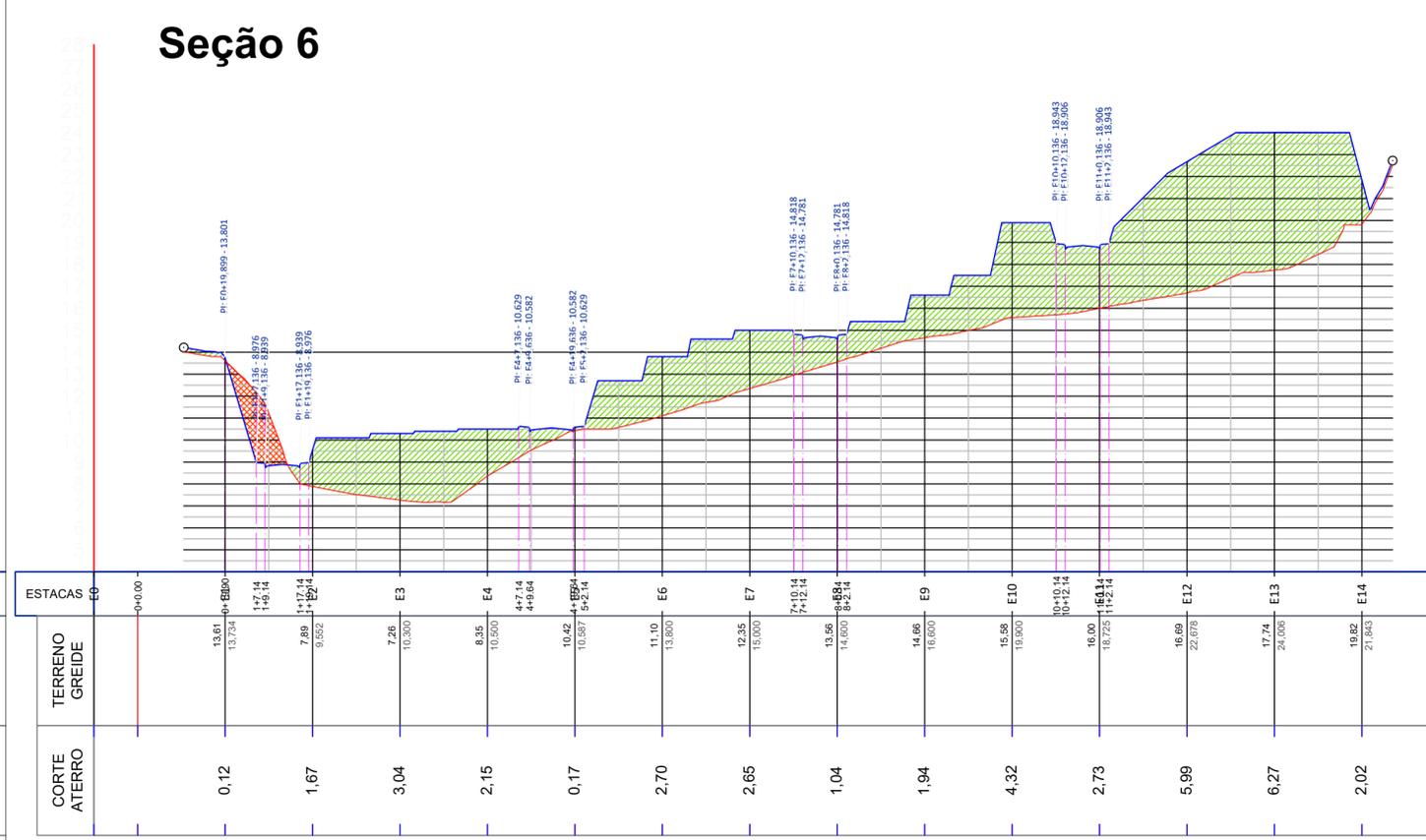
DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000

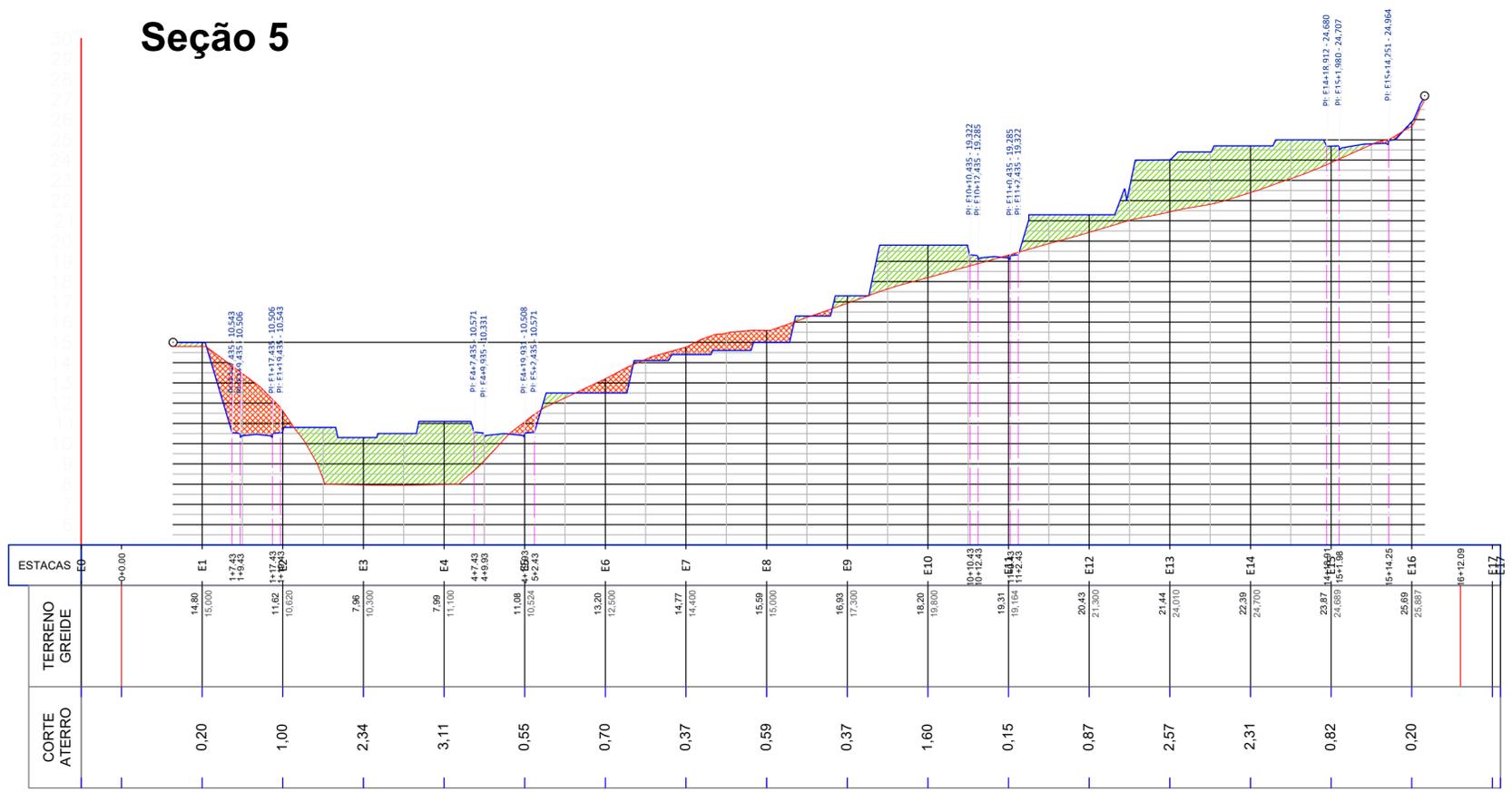
Seção 4



Seção 6



Seção 5



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - Acabamento

PRANCHAS:
06/08

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Seções 4, 5 e 6

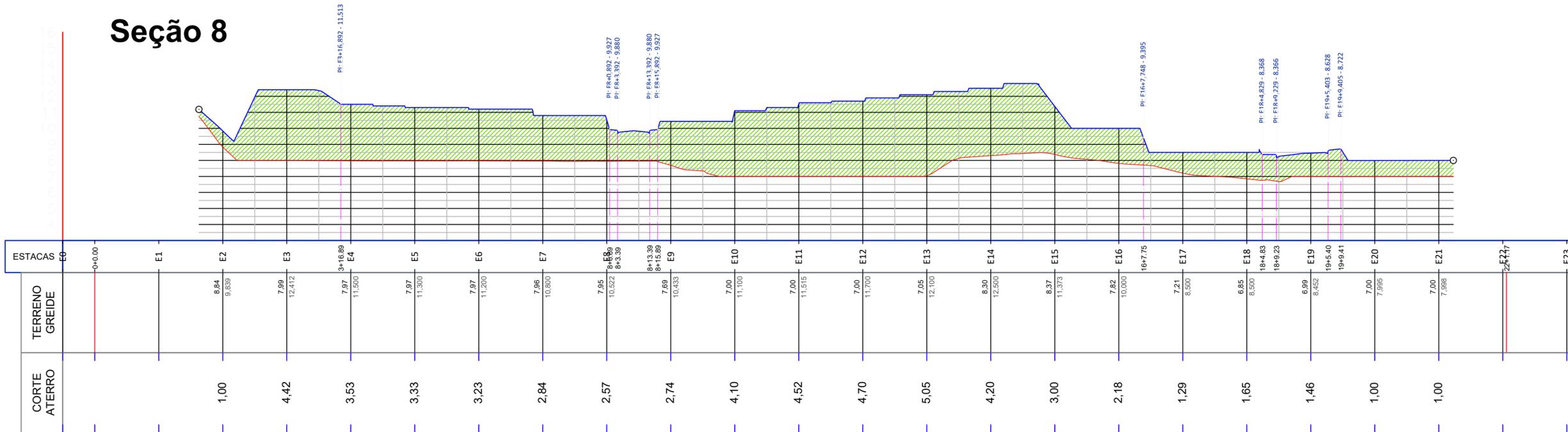
DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000

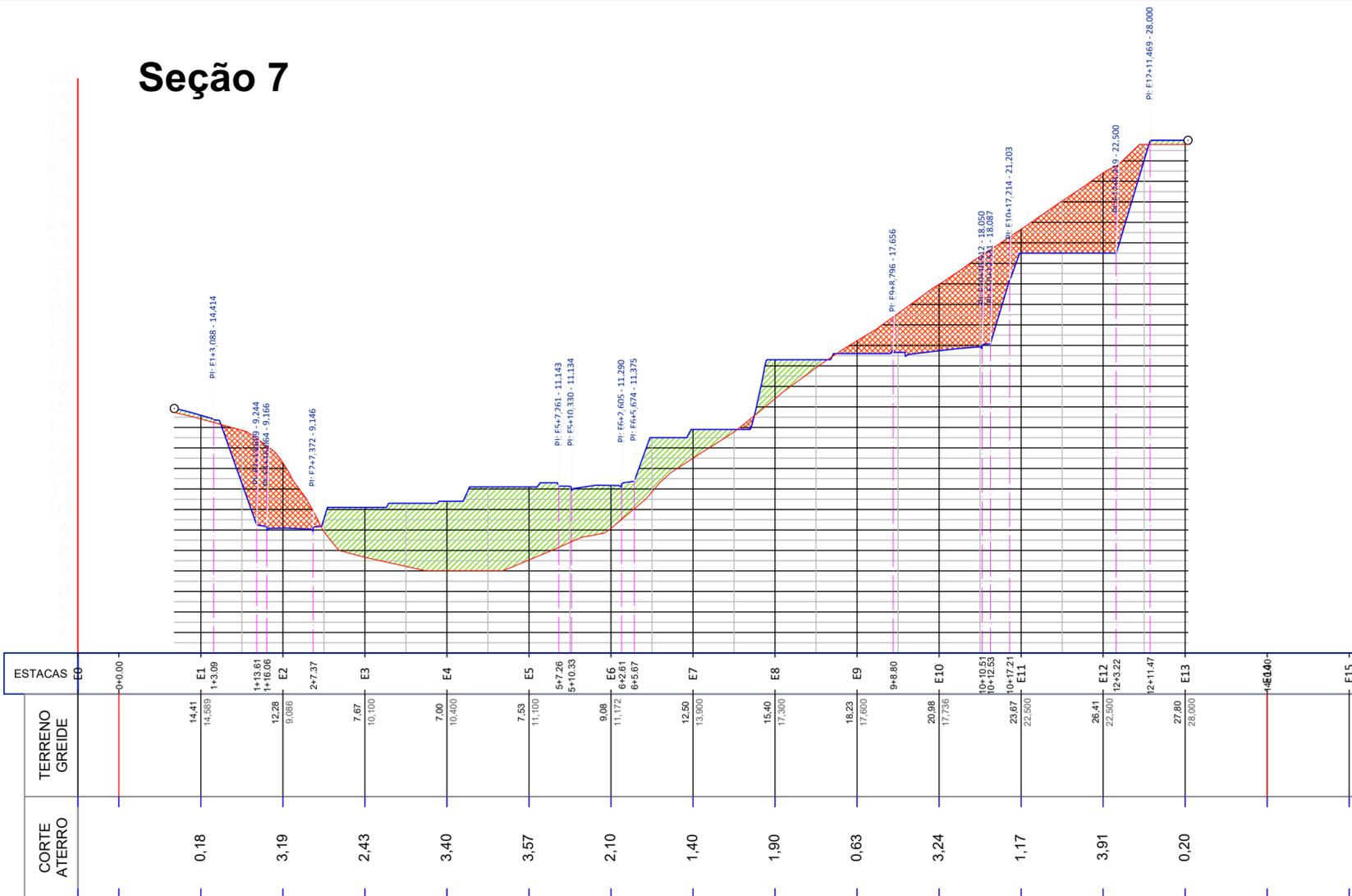
APÊNDICE 7

FOLHA 750 x 420 mm

Seção 8



Seção 7



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - acabamento

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Seções 7 e 8

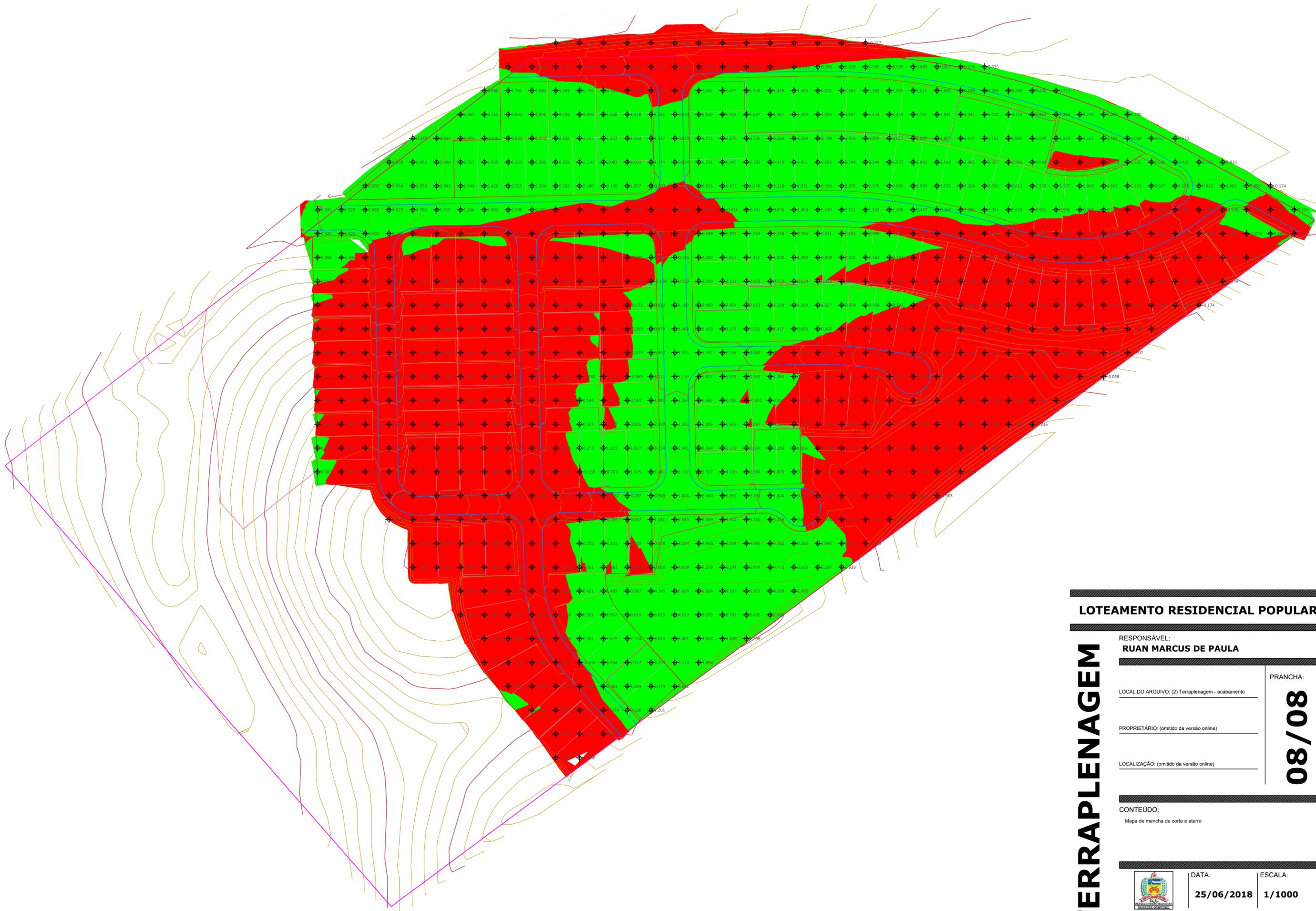
PRANCHA:

07/08



DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

TERRAPLENAGEM

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

LOCAL DO ARQUIVO: (2) Terraplenagem - acabamento

PRANCHA:
08/80

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

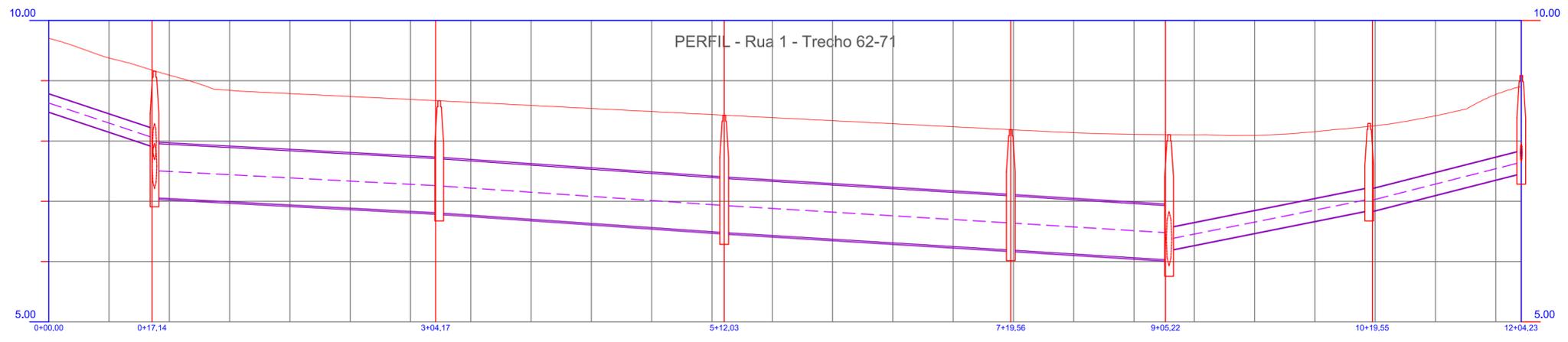
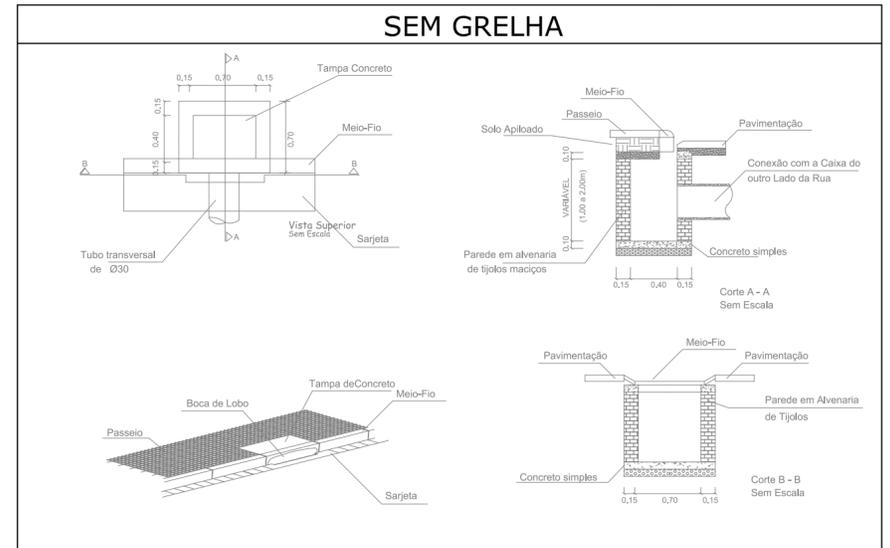
LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Mapa de mancha de corte e aterro


 DATA: **25/06/2018** ESCALA: **1/1000**

DETALHE DA CAIXA DE CAPTAÇÃO

SEM GRELHA



SEM ESCALA
EXAGERO VERTICAL: 10

LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

NOME DO ARQUIVO: (3) Projeto de Drenagem

PRANCHAS:
01/01

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

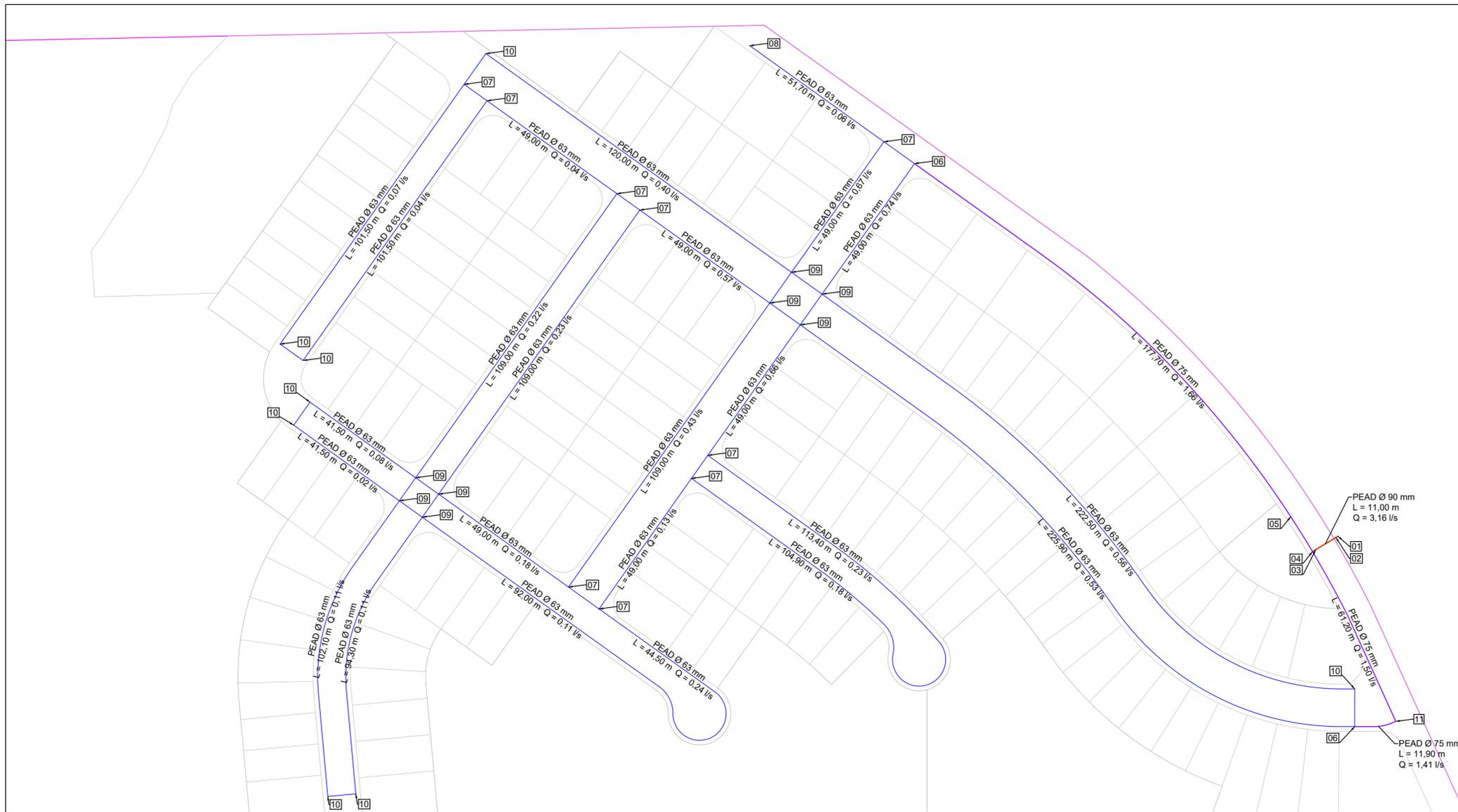
LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:
Planta contendo resumo de localização, comprimento e diâmetro das tubulações de drenagem pluvial. Também é visto perfil da tubulação principal da Rua 1

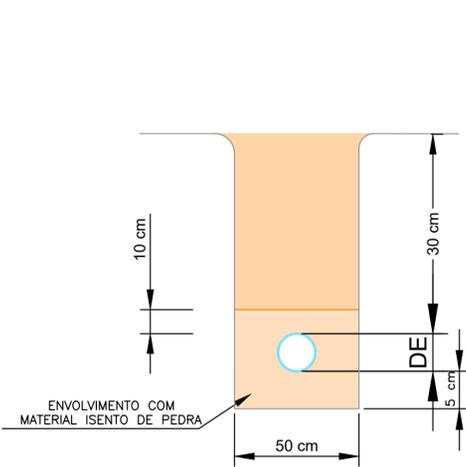
OBSERVAÇÕES:
Considerar disposição de bocas de lobo conforme dimensionamento.

DATA: 25/06/2018

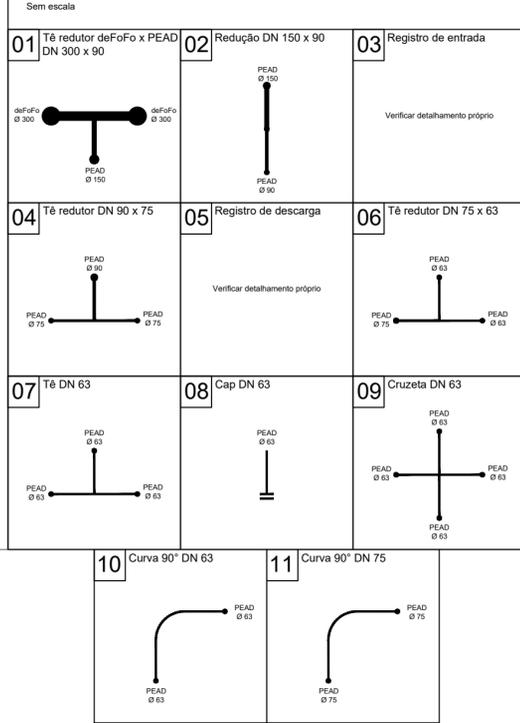
ESCALA: 1/1000



Assentamento da tubulação

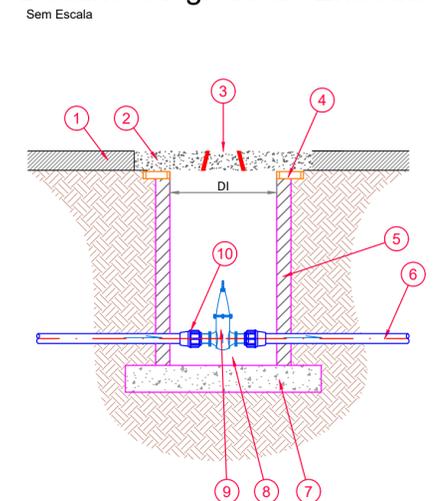


Detalhes Conexões PEAD

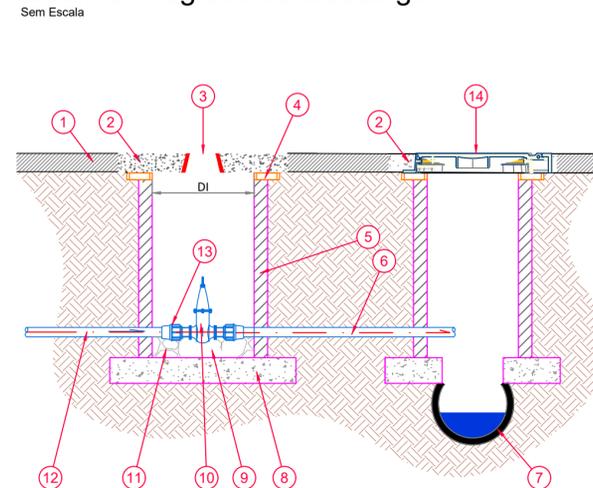


ITEM	DESCRIÇÃO
01	PASSEIO ACABADO
02	TAMPA DE CONCRETO ARMADO
03	TAMPA T-9 PARA MANOBRA
04	ALMOFADA DE TUILOS MACIÇOS
05	TUBO DE CONCRETO
06	DERIVAÇÃO DA REDE PARA DRENAGEM
07	TUBULAÇÃO DRENAGEM EMPRE.
08	LASTRO CONCRETO MAGRO
09	ANCORAGEM DO REGISTRO EM CONCRETO
10	REGISTRO GAV. FoFo PBA NBR14968
11	LASTRO DE PEDRA BRITA 03
12	TUBO PEAD PN10
13	ADAPTADOR PEAD x PVC/FoFo
14	TAMPAO PARA POÇO DE VISITA FoFo

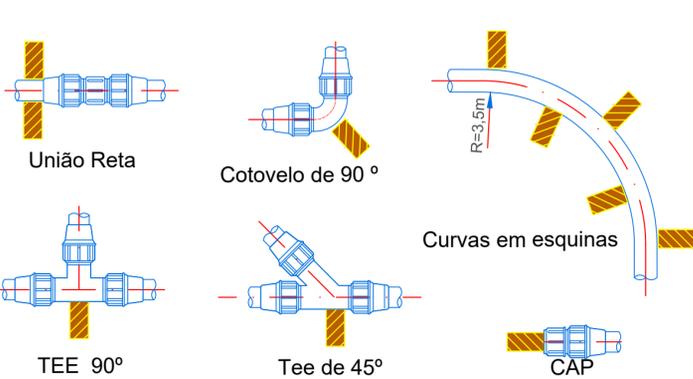
Detalhe "Registro de Entrada"



Detalhe "Registro de Descarga"



Conexão de Compressão em PEAD



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

NOME DO ARQUIVO: (5) PROJETO DE REDE DE AGUA

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

CONTEÚDO:

Localização em planta de rede de distribuição de água potável e detalhamento

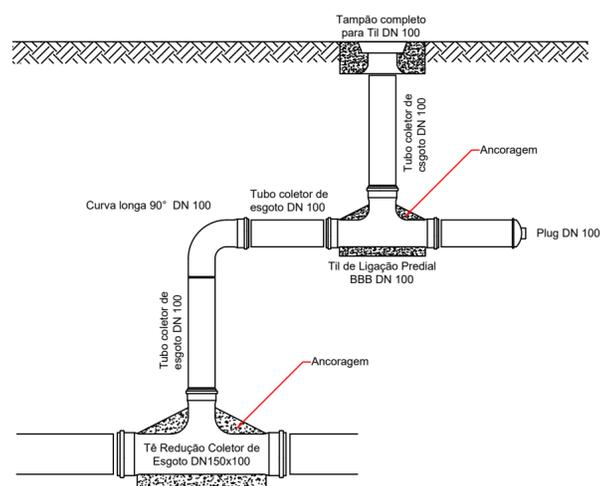
PRANCHA:
01/01

DATA: **25/06/2018** ESCALA: **1/1000**



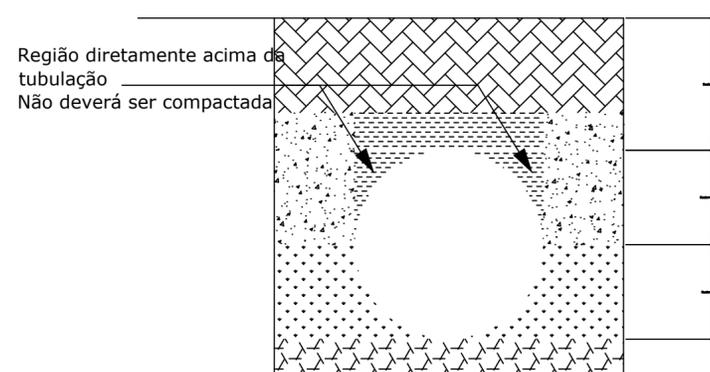
Detalhe ligação predial

Sem Escala



Detalhe assentamento de tubulação

Sem Escala



LOTEAMENTO RESIDENCIAL POPULAR

RESPONSÁVEL:
RUAN MARCUS DE PAULA

PRANCHA:

LOCAL DO ARQUIVO: (4) Rede de esgoto acabamento

PROPRIETÁRIO: (omitido da versão online)

LOCALIZAÇÃO: (omitido da versão online)

01/01

CONTEÚDO:
Locação de rede de coleta de esgoto sanitário em planta, juntamente com estruturas acessórias

OBSERVAÇÃO:
Foram dispostas as extensões e declividades apenas dos trechos maiores de forma a não poluir visualmente a prancha. Estes dados podem ser vistos no Apêndice relativo ao dimensionamento



DATA:
25/06/2018

ESCALA:
1/1000

REDE DE ESGOTO

APÊNDICE 13: Dimensionamento de sarjetas e bocas de lobo

Trecho		Extensão (m)	Declividade	Vazão (l/s)	Capacidade sarjeta (l/s)			Lâmina		Tráfego	Velocidade (m/s)	Boca de lobo		
PV	- PV				Plena	Fator	Corrigida	Altura (cm)	Largura (m)			Posição	Tipo	Quantidade
	1	15,89	4,52%	3,33	39,4	0,50	19,7	3,8	0,19	Muito leve	1,48	Intermediária	Simples	1
1	- 2	49,50	15,00%	33,16	71,8	0,80	57,4	6,0	0,30	Muito leve	3,68	Intermediária	Grelha	1
2	- 3	40,00	8,80%	28,83	55,0	0,80	44,0	6,3	0,31	Muito leve	2,93	Intermediária	Grelha	1
	4	39,38	15,00%	14,49	71,8	0,80	57,4	4,4	0,22	Muito leve	2,97	Intermediária	Grelha	1
4	5	30,00	15,00%	21,58	71,8	0,80	57,4	5,1	0,26	Muito leve	3,29	Intermediária	Grelha	1
5	- 6	30,00	8,81%	20,38	55,1	0,80	44,1	5,5	0,28	Muito leve	2,68	Intermediária	Grelha	1
6	8	38,65	0,65%	15,59	15,0	0,50	7,5	9,3	1,03	Leve	0,92	Intermediária	Simples	1
8	- 9	17,50	0,65%	16,19	15,0	0,50	7,5	9,4	1,08	Leve	0,91	Intermediária	Simples	1
	10	47,00	13,00%	26,67	66,9	0,80	53,5	5,7	0,28	Muito leve	3,32	Intermediária	Grelha	1
10	- 11	40,00	8,70%	27,63	54,7	0,80	43,8	6,2	0,31	Muito leve	2,87	Intermediária	Grelha	1
	12	47,00	13,00%	23,96	66,9	0,80	53,5	5,5	0,27	Muito leve	3,22	Intermediária	Grelha	1
12	- 13	40,00	8,70%	27,54	54,7	0,80	43,8	6,2	0,31	Muito leve	2,88	Intermediária	Grelha	1
13	- 15	17,50	0,65%	10,12	15,0	0,50	7,5	8,5	0,65	Leve	0,94	Intermediária	Simples	1
15	- 16	20,00	0,65%	10,71	15,0	0,50	7,5	8,6	0,67	Leve	0,94	Intermediária	Simples	1
16	- 17	17,50	0,65%	16,16	15,0	0,50	7,5	9,4	1,08	Leve	0,91	Intermediária	Simples	1
	18	40,00	6,00%	16,82	45,4	0,73	33,1	5,5	0,28	Leve	2,21	Intermediária	Grelha	1
18	- 19	30,00	2,50%	21,37	33,3	0,50	16,7	8,8	0,79	Leve	1,84	Intermediária	Simples	1
19	- 20	30,00	10,00%	21,46	58,7	0,80	47,0	5,5	0,28	Leve	2,82	Intermediária	Grelha	1
	21	37,30	0,65%	16,48	15,0	0,50	7,5	9,4	1,09	Leve	0,91	Intermediária	Simples	1
21	- 22	20,00	0,65%	14,32	15,0	0,50	7,5	9,1	0,96	Leve	0,93	Intermediária	Simples	1
22	- 23	20,00	0,65%	14,28	15,0	0,50	7,5	9,1	0,96	Leve	0,93	Intermediária	Simples	1
23	- 24	27,50	0,65%	15,66	15,0	0,50	7,5	9,3	1,05	Leve	0,91	Intermediária	Simples	1
24	- 26	31,61	1,53%	19,80	22,9	0,50	11,5	8,9	0,87	Leve	1,43	Intermediária	Simples	1
26	- 27	17,50	1,05%	19,00	19,0	0,50	9,5	9,2	1,00	Leve	1,17	Intermediária	Simples	1

28	32,50	2,75%	18,46	30,8	0,50	15,4	8,3	0,55	Muito leve	1,95	Intermediária	Simples	1
28 - 29	29,25	2,75%	21,78	30,8	0,50	15,4	8,6	0,70	Muito leve	1,93	Intermediária	Simples	1
29 - 30	36,15	2,75%			0,50							Simples	
31	35,36	2,75%	29,05	30,8	0,50	15,4	8,8	0,79	Muito leve	1,93	Intermediária	Simples	1
31 - 32	46,76	2,75%	29,05	30,8	0,50	15,4	9,1	0,94	Muito leve	1,91	Intermediária	Simples	1
33	37,35	7,75%											
33 - 35	43,00	7,75%	16,80	51,6	0,73	37,7	5,3	0,26	Muito leve	2,42	Intermediária	Grelha	1
35 - 37	30,52	5,34%	28,23	42,9	0,60	25,7	8,2	0,50	Muito leve	2,69	Baixa	Grelha	1
36	74,00	2,50%	8,18	29,3	0,50	14,7	5,1	0,26	Muito leve	1,29	Intermediária	Simples	1
36 - 37	60,25	5,01%	65,34	41,5	0,60	24,9	9,1	0,96	Muito leve	2,56	Baixa	Grelha	1
												Simples	0
38	36,00	7,76%	20,66	51,7	0,73	37,7	5,7	0,28	Muito leve	2,54	Intermediária	Grelha	1
38 - 39	60,50	6,00%	30,27	45,4	0,73	33,1	6,9	0,34	Muito leve	2,55	Intermediária	Grelha	1
40	74,00	1,16%	19,24	20,0	0,50	10,0	6,0	0,30	Muito leve	1,03	Intermediária	Simples	1
40 - 41	37,50	6,86%	23,19	48,6	0,73	35,5	6,1	0,30	Muito leve	2,52	Intermediária	Grelha	1
41 - 43	48,60	3,33%	28,23	33,9	0,50	17,0	8,9	0,83	Muito leve	2,12	Intermediária	Simples	1
44	62,00	2,68%	31,50	30,4	0,50	15,2	9,6	1,20	Muito leve	1,84	Intermediária	Simples	1
44 - 45	40,00	4,52%	28,14	39,4	0,50	19,7	8,6	0,70	Muito leve	2,48	Intermediária	Simples	1
45 - 46	48,61	1,05%	30,85	19,0	0,50	9,5	10,1	1,46	Muito leve	1,13	Intermediária	Simples	1
47	48,70	4,34%	28,66	38,6	0,50	19,3	8,7	0,73	Muito leve	2,44	Intermediária	Simples	1
47 - 48	47,42	1,05%	28,80	19,0	0,50	9,5	10,0	1,40	Muito leve	1,13	Intermediária	Simples	1
48 - 50	41,14	10,00%	25,52	58,7	0,80	47,0	5,9	0,29	Muito leve	2,95	Intermediária	Grelha	1
51	50,15	2,21%	25,82	27,6	0,50	13,8	9,1	0,94	Leve	1,7	Intermediária	Simples	1
51 - 52	32,13	2,00%	22,03	26,2	0,50	13,1	8,9	0,83	Leve	1,64	Intermediária	Simples	1
52 - 53	32,26	2,18%	22,39	27,4	0,50	13,7	8,8	0,82	Leve	1,71	Intermediária	Simples	1
53 - 54	27,50	2,51%	17,28	29,4	0,50	14,7	8,3	0,53	Leve	1,86	Intermediária	Simples	1
												Simples	0

55	41,40	2,14%	19,85	27,1	0,50	13,6	8,6	0,71	Leve	1,71	Intermediária	Simples	1
55 - 56	29,70	2,14%	22,12	27,1	0,50	13,6	8,8	0,82	Leve	1,69	Intermediária	Simples	1
56 - 57	29,75	2,18%	22,19	27,4	0,50	13,7	8,8	0,80	Leve	1,72	Intermediária	Simples	1
57 - 58	37,50	1,30%	22,96	21,2	0,50	10,6	9,4	1,08	Leve	1,29	Intermediária	Simples	1
58 - 60	31,62	1,53%	19,87	22,9	0,50	11,5	8,9	0,87	Leve	1,43	Intermediária	Simples	1
60 - 61	17,45	1,53%	13,21	22,9	0,50	11,5	8,2	0,52	Leve	1,45	Intermediária	Simples	1
62	63,40	4,95%	33,59	41,5	0,50	20,8	8,8	0,82	Leve	2,57	Intermediária	Simples	1
62 - 64	65,46	0,50%	21,94	13,1	0,50	6,6	10,2	1,49	Leve	0,78	Intermediária	Simples	1
64 - 65	47,21	0,50%	31,12	13,1	0,50	6,6	10,9	1,86	Leve	0,77	Intermediária	Simples	1
65 - 66	47,60	0,50%	31,17	13,1	0,50	6,6	10,9	1,86	Leve	0,77	Intermediária	Simples	1
66 - 73	26,20	0,50%	22,21	13,1	0,50	6,6	10,2	1,51	Leve	0,78	Baixa	Simples	1
67	51,50	5,31%	30,39	42,7	0,60	25,6	8,3	0,56	Leve	2,71	Intermediária	Grelha	1
67 - 68	38,92	5,04%	31,04	41,6	0,60	25,0	8,4	0,61	Leve	2,64	Intermediária	Grelha	1
												Simples	0
69	49,65	7,46%	29,58	50,7	0,73	37,0	6,6	0,33	Leve	2,76	Intermediária	Grelha	1
69 - 70	30,00	5,28%	18,50	42,6	0,60	25,6	5,8	0,29	Leve	2,16	Intermediária	Grelha	1
72	72,41	2,84%	38,12	31,3	0,50	15,7	9,6	1,19	Leve	1,89	Intermediária	Simples	1
72 - 73	33,10	0,50%	16,57	13,1	0,50	6,6	9,6	1,22	Leve	0,79	Baixa	Simples	1
												Simples	0
75	110,25	0,50%	13,42	13,1	0,50	6,6	9,2	1,02	Leve	0,81	Baixa	Simples	1
74	137,40	0,50%	20,91	13,1	0,50	6,6	10,2	1,52	Leve	0,78	Intermediária	Simples	1
74 - 75	96,17	0,50%	9,33	13,1	0,50	6,6	8,7	0,76	Leve	0,82	Baixa	Simples	1

APÊNDICE 14 - Dimensionamento de galerias de drenagem

Trecho	Comprimento (m)	Área (ha)		Cotas do coletor (m)		Decliv. adotada (%)	Recobrimento (m)		C	T (anos)	tc (min)	i (mm/h)
		Simplex	Acumulada	Montante	Jusante		Jusante	Montante				
PV 1	15,89	0,022	0,022						0,20	10	12,00	136,40
PV 1 - PV 2	49,50	0,138	0,160	23,19	16,20	14,12%	0,95	0,95	0,60	10	12,18	135,75
PV 2 - PV 3	40,00	0,120	0,280	16,20	10,60	14,00%	0,95	1,06	0,60	10	12,41	134,90
PV 3 - PV 7	18,66	0,000	0,280	10,60	9,75	4,55%	1,06	1,09	0,60	10	12,57	134,34
PV 4	39,38	0,060	0,060						0,60	10	10,00	144,16
PV 4 - PV 5	30,00	0,090	0,150	19,20	14,70	15,00%	0,95	0,95	0,60	10	10,22	143,26
PV 5 - PV 6	30,00	0,085	0,235	14,70	10,62	13,60%	0,95	1,05	0,60	10	10,35	142,72
PV 6 - PV 7	17,26	0,000	0,235	10,62	9,75	5,05%	1,05	1,10	0,60	10	10,48	142,23
PV 7 - PV 8	26,52	0,069	0,584	9,67	9,51	0,63%	1,10	0,95	0,60	10	10,58	141,83
PV 8 - PV 9	17,50	0,071	0,655	9,51	9,40	0,63%	0,95	0,97	0,60	10	10,85	140,77
PV 9 - PV 14	15,72	0,000	0,655	9,40	9,30	0,63%	0,97	1,12	0,60	10	11,02	140,10
PV 10	47,00	0,111	0,111						0,60	10	10,00	144,16
PV 10 - PV 11	40,00	0,115	0,226	15,31	10,42	12,23%	0,95	0,95	0,60	10	10,24	143,20
PV 11 - PV 14	18,66	0,000	0,226	10,42	9,55	4,70%	0,95	0,95	0,60	10	10,41	142,50
PV 12	47,00	0,100	0,100						0,60	10	10,00	144,16
PV 12 - PV 13	40,00	0,115	0,215	15,31	10,42	12,21%	0,95	0,95	0,60	10	10,24	143,17
PV 13 - PV 14	17,26	0,000	0,215	10,42	9,55	5,08%	0,95	0,95	0,60	10	10,42	142,47
PV 14 - PV 15	9,25	0,045	1,141	9,12	9,05	0,75%	1,23	1,08	0,60	10	10,52	142,07
PV 15 - PV 16	20,00	0,047	1,188	8,90	8,82	0,40%	1,08	1,03	0,60	10	10,59	141,77
PV 16 - PV 17	17,50	0,071	1,259	8,82	8,73	0,50%	1,03	1,00	0,60	10	10,79	140,99
PV 17 - PV 25	12,91	0,000	1,259	8,73	8,62	0,85%	1,00	1,00	0,60	10	10,94	140,38
PV 18	40,00	0,070	0,070						0,60	10	12,00	136,40
PV 18 - PV 19	30,00	0,094	0,164	13,99	12,99	3,34%	0,95	0,95	0,60	10	12,30	135,30
PV 19 - PV 20	30,00	0,089	0,253	12,99	10,97	6,75%	0,95	0,95	0,60	10	12,53	134,49
PV 20 - PV 25	25,75	0,000	0,253	10,97	8,97	7,76%	0,95	0,95	0,60	10	12,68	133,94

	PV 21	37,30	0,073	0,073							0,60	10	12,00	136,40
	PV 21 - PV 22	20,00	0,063	0,136	9,52	9,39	0,65%	0,95	0,95	0,60	10	12,68	133,94	
	PV 22 - PV 23	20,00	0,063	0,199	9,39	9,26	0,64%	0,95	0,95	0,60	10	12,97	132,94	
	PV 23 - PV 24	27,50	0,069	0,268	9,26	9,08	0,65%	0,95	0,95	0,60	10	13,23	132,04	
	PV 24 - PV 25	9,72	0,000	0,268	9,08	8,92	1,65%	0,95	1,00	0,60	10	13,56	130,92	
	PV 25 - PV 26	27,25	0,087	1,867	8,52	8,15	1,37%	1,10	0,87	0,60	10	13,64	130,64	
	PV 26 - PV 27	17,50	0,068	1,935	8,15	7,89	1,46%	0,87	0,87	0,60	10	13,80	130,14	
	PV 27 - PV 63	12,56	0,000	1,935	7,89	7,69	1,62%	0,87	0,87	0,60	10	13,89	129,82	
	PV 28	32,50	0,081	0,081						0,60	10	12,00	136,40	
	PV 28 - PV 29	29,25	0,096	0,177	22,73	21,96	2,61%	0,95	0,95	0,60	10	12,28	135,39	
	PV 29 - PV 30	36,15	0,107	0,284	21,96	21,00	2,67%	0,95	0,95	0,60	10	12,51	134,54	
	PV 30 - PV 34	11,68	0,000	0,284	21,00	20,50	4,26%	0,95	0,95	0,60	10	12,77	133,65	
	PV 31	35,36	0,128	0,128						0,60	10	12,00	136,40	
	PV 31 - PV 32	46,76	0,128	0,256	22,33	21,00	2,84%	0,95	0,95	0,60	10	12,31	135,29	
	PV 32 - PV 34	9,78	0,000	0,256	21,00	20,46	5,50%	0,95	0,99	0,60	10	12,63	134,11	
	PV 33	37,35	0,114	0,114						0,60	10	10,00	144,16	
	PV 33 - PV 34	16,22	0,000	0,114	21,65	20,50	7,07%	0,95	0,95	0,60	10	10,26	143,11	
	PV 34 - PV 35	26,72	0,070	0,724	20,40	18,32	7,80%	1,05	0,95	0,60	10	10,36	142,70	
	PV 35 - PV 37	30,50	0,118	0,842	18,32	16,69	5,34%	0,95	0,95	0,60	10	10,46	142,31	
	PV 36	74,00	0,117	0,117						0,20	10	12,00	136,40	
	PV 36 - PV 37	60,25	0,636	0,753	19,63	16,56	5,10%	0,95	1,08	0,45	10	12,96	132,99	
	PV 37 - PV 42	8,37	0,000	1,595	16,38	16,13	3,00%	1,18	1,42	0,60	10	13,24	132,00	
	PV 38	36,00	0,086	0,086						0,60	10	10,00	144,16	
	PV 38 - PV 39	60,50	0,126	0,212	21,65	17,03	7,64%	0,95	0,95	0,60	10	10,24	143,20	
	PV 39 - PV 42	18,22	0,000	0,212	17,03	16,68	1,92%	0,95	0,95	0,60	10	10,54	141,96	
	PV 40	74,00	0,122	0,122						0,20	10	12,00	136,40	

PV 40 - PV 41	37,50	0,097	0,219	19,40	17,15	6,02%	0,95	0,95	0,60	10	13,20	132,15
PV 41 - PV 42	9,78	0,000	0,219	17,15	16,59	5,70%	0,95	1,04	0,60	10	13,44	131,33
PV 42 - PV 43	44,30	0,118	2,144	16,03	13,53	5,63%	1,52	0,95	0,60	10	13,50	131,11
PV 43 - PV 49	15,75	0,000	2,144	13,45	13,07	2,40%	0,96	0,95	0,60	10	13,65	130,61
	PV 44	62,00	0,166	0,166					0,50	10	12,00	136,40
PV 44 - PV 45	40,00	0,117	0,283	16,45	15,19	3,15%	0,95	0,95	0,60	10	12,56	134,37
PV 45 - PV 46	48,61	0,136	0,419	15,19	13,34	3,81%	0,95	0,95	0,60	10	12,83	133,42
PV 46 - PV 49	11,74	0,000	0,419	13,34	13,13	1,72%	0,95	1,04	0,60	10	13,11	132,46
	PV 47	48,70	0,119	0,119					0,50	10	12,00	136,40
PV 47 - PV 48	47,42	0,127	0,246	15,13	13,34	3,77%	0,95	0,95	0,60	10	12,33	135,19
PV 48 - PV 49	9,75	0,000	0,246	13,34	13,14	2,00%	0,95	1,03	0,60	10	12,65	134,08
PV 49 - PV 50	36,75	0,106	2,915	12,97	10,82	5,85%	1,05	0,94	0,60	10	12,73	133,79
PV 50 - PV 59	25,75	0,000	2,915	10,82	8,84	7,69%	0,95	0,95	0,60	10	12,84	133,40
	PV 51	50,15	0,114	0,114					0,60	10	12,00	136,40
PV 51 - PV 52	32,13	0,097	0,211	11,10	10,39	2,23%	0,95	0,95	0,60	10	12,49	134,62
PV 52 - PV 53	32,26	0,099	0,310	10,39	9,67	2,20%	0,95	0,95	0,60	10	12,75	133,70
PV 53 - PV 54	27,50	0,076	0,386	9,67	9,18	1,79%	0,95	0,95	0,60	10	12,99	132,88
PV 54 - PV 59	12,95	0,000	0,386	9,18	8,84	2,60%	0,95	1,09	0,60	10	13,20	132,16
	PV 55	41,40	0,087	0,087					0,60	10	12,00	136,40
PV 55 - PV 56	29,70	0,097	0,184	11,16	10,53	2,14%	0,95	0,95	0,60	10	12,40	134,94
PV 56 - PV 57	29,75	0,098	0,282	10,53	9,89	2,14%	0,95	0,95	0,60	10	12,66	134,03
PV 57 - PV 58	37,50	0,101	0,383	9,89	9,14	2,00%	0,95	0,95	0,60	10	12,89	133,23
PV 58 - PV 59	9,75	0,000	0,383	9,14	8,84	3,05%	0,95	1,09	0,60	10	13,16	132,29
PV 59 - PV 60	27,25	0,087	3,771	8,54	7,93	2,24%	1,10	1,09	0,60	10	13,22	132,08
PV 60 - PV 61	17,45	0,058	3,829	7,68	7,36	1,83%	1,19	1,23	0,60	10	13,33	131,71
PV 61 - PV 63	9,28	0,000	3,829	7,36	7,21	1,62%	1,23	1,20	0,60	10	13,40	131,46
	PV 62	63,40	0,140	0,140					0,60	10	12,00	136,40
PV 62 - PV 63	18,25	0,000	0,140	8,48	7,91	3,11%	0,95	0,95	0,60	10	12,41	134,91

PV 63 - PV 64	47,21	0,097	6,001	7,06	6,81	0,53%	1,20	0,96	0,60	10	12,56	134,38
PV 64 - PV 65	47,22	0,137	6,138	6,81	6,48	0,70%	0,96	1,05	0,60	10	12,85	133,36
PV 65 - PV 66	47,60	0,137	6,275	6,48	6,19	0,61%	1,05	1,10	0,60	10	13,10	132,47
PV 66 - PV 73	26,20	0,098	6,373	6,19	6,03	0,61%	1,10	1,18	0,60	10	13,38	131,54
	PV 67	51,50	0,127	0,127					0,60	10	10,00	144,16
PV 67 - PV 68	38,92	0,381	0,508	10,50	8,38	5,44%	0,95	0,95	0,60	10	10,32	142,87
PV 68 - PV 71	20,20	0,000	0,508	8,38	7,66	3,57%	0,95	0,95	0,60	10	10,49	142,16
	PV 69	49,65	0,123	0,123					0,60	10	10,00	144,16
PV 69 - PV 70	30,00	0,077	0,200	10,20	8,35	6,14%	0,95	0,95	0,60	10	10,30	142,94
PV 70 - PV 71	14,00	0,000	0,200	8,35	7,66	4,99%	0,95	0,95	0,60	10	10,47	142,26
PV 71 - PV 72	25,22	0,168	0,876	7,48	6,87	2,40%	1,06	1,00	0,60	10	10,56	141,92
PV 72 - PV 73	33,10	0,073	0,949	6,87	6,21	2,00%	1,00	1,52	0,60	10	10,69	141,38
PV 73 - PV 75	6,55	0,000	7,322	5,93	5,76	2,60%	1,28	1,45	0,60	10	10,88	140,63
	PV 74	137,40	0,170	0,170					0,35	10	15,00	126,26
PV 74 - PV 75	96,17	0,146	0,316	7,28	6,80	0,50%	0,95	1,00	0,40	10	17,94	117,76
PV 75 - PV 76	13,50	0,000	7,638	5,76	5,58	1,33%	1,45	1,75	0,60	10	19,35	114,07

APÊNDICE 14 - Dimensionamento de galerias de drenagem

Trecho	Vazão trecho (m³/s)	Vazão acum. (m³/s)	Diâmetro calc. (cm)	Diâmetro adotado (cm)	Vel. Real (m/s)	Tempo de percurso (min)	y/d real
PV 1	0,0017	0,0017			1,48	0,18	
PV 1 - PV 2	0,0312	0,0329	11,8	30,0	3,51	0,24	0,18
PV 2 - PV 3	0,0270	0,0599	14,9	30,0	4,24	0,16	0,25
PV 3 - PV 7	0,0000	0,0599	18,3	30,0	2,82	0,11	0,33
PV 4	0,0144	0,0144			2,97	0,22	
PV 4 - PV 5	0,0215	0,0359	12,1	30,0	3,74	0,13	0,19
PV 5 - PV 6	0,0202	0,0561	14,6	30,0	4,08	0,12	0,24
PV 6 - PV 7	0,0000	0,0561	17,6	30,0	2,87	0,10	0,31
PV 7 - PV 8	0,0163	0,1323	35,8	37,5	1,65	0,27	0,67
PV 8 - PV 9	0,0167	0,1490	37,4	37,5	1,68	0,17	0,74
PV 9 - PV 14	0,0000	0,1490	37,4	37,5	1,68	0,16	0,74
PV 10	0,0267	0,0267			3,32	0,24	
PV 10 - PV 11	0,0274	0,0541	14,7	30,0	3,87	0,17	0,24
PV 11 - PV 14	0,0000	0,0541	17,6	30,0	2,77	0,11	0,31
PV 12	0,0240	0,0240			3,22	0,24	
PV 12 - PV 13	0,0274	0,0515	14,4	30,0	3,87	0,17	0,24
PV 13 - PV 14	0,0000	0,0515	17,0	30,0	2,83	0,10	0,30
PV 14 - PV 15	0,0107	0,2652	44,9	45,0	2,08	0,07	0,74
PV 15 - PV 16	0,0111	0,2763	51,3	60,0	1,69	0,20	0,55
PV 16 - PV 17	0,0167	0,2930	50,3	60,0	1,87	0,16	0,54
PV 17 - PV 25	0,0000	0,2930	45,6	60,0	2,28	0,09	0,46
PV 18	0,0159	0,0159			2,21	0,30	
PV 18 - PV 19	0,0212	0,0371	16,2	30,0	2,21	0,23	0,28
PV 19 - PV 20	0,0199	0,0571	16,7	30,0	3,20	0,16	0,29
PV 20 - PV 25	0,0000	0,0571	16,3	30,0	3,36	0,13	0,28

	PV 21	0,0166	0,0166			0,91	0,68	
PV 21 - PV 22		0,0141	0,0307	20,6	30,0	1,16	0,29	0,39
PV 22 - PV 23		0,0140	0,0446	23,7	30,0	1,28	0,26	0,49
PV 23 - PV 24		0,0152	0,0598	26,4	30,0	1,38	0,33	0,58
PV 24 - PV 25		0,0000	0,0598	22,2	30,0	1,96	0,08	0,44
PV 25 - PV 26		0,0189	0,4288	48,1	60,0	3,00	0,15	0,50
PV 26 - PV 27		0,0147	0,4435	48,1	60,0	3,10	0,09	0,50
PV 27 - PV 63		0,0000	0,4435	47,2	60,0	3,21	0,07	0,48
	PV 28	0,0184	0,0184			1,95	0,28	
PV 28 - PV 29		0,0217	0,0401	17,5	30,0	2,06	0,24	0,31
PV 29 - PV 30		0,0240	0,0641	20,8	30,0	2,38	0,25	0,40
PV 30 - PV 34		0,0000	0,0641	19,1	30,0	2,81	0,07	0,35
	PV 31	0,0291	0,0291			1,93	0,31	
PV 31 - PV 32		0,0289	0,0580	19,8	30,0	2,37	0,33	0,37
PV 32 - PV 34		0,0000	0,0580	17,5	30,0	3,00	0,05	0,31
	PV 33	0,0274	0,0274			2,42	0,26	
PV 33 - PV 34		0,0000	0,0274	12,6	30,0	2,64	0,10	0,20
PV 34 - PV 35		0,0166	0,1661	24,3	30,0	4,55	0,10	0,51
PV 35 - PV 37		0,0280	0,1941	27,7	30,0	4,07	0,12	0,63
	PV 36	0,0089	0,0089			1,29	0,96	
PV 36 - PV 37		0,1057	0,1146	22,9	30,0	3,52	0,29	0,46
PV 37 - PV 42		0,0000	0,3086	36,7	37,5	3,65	0,04	0,71
	PV 38	0,0207	0,0207			2,54	0,24	
PV 38 - PV 39		0,0301	0,0507	15,6	30,0	3,27	0,31	0,27
PV 39 - PV 42		0,0000	0,0507	20,3	30,0	1,97	0,15	0,38
	PV 40	0,0092	0,0092			1,03	1,20	

PV 40 - PV 41	0,0214	0,0306	13,5	30,0	2,58	0,24	0,22
PV 41 - PV 42	0,0000	0,0306	13,7	30,0	2,51	0,06	0,22
PV 42 - PV 43	0,0258	0,4158	36,5	37,5	4,98	0,15	0,70
PV 43 - PV 49	0,0000	0,4158	42,8	45,0	3,64	0,07	0,67
PV 44	0,0314	0,0314			1,84	0,56	
PV 44 - PV 45	0,0262	0,0577	19,4	30,0	2,46	0,27	0,36
PV 45 - PV 46	0,0302	0,0879	21,9	30,0	2,95	0,27	0,43
PV 46 - PV 49	0,0000	0,0879	25,4	30,0	2,20	0,09	0,55
PV 47	0,0225	0,0225			2,44	0,33	
PV 47 - PV 48	0,0286	0,0512	17,9	30,0	2,53	0,31	0,32
PV 48 - PV 49	0,0000	0,0512	20,2	30,0	2,01	0,08	0,38
PV 49 - PV 50	0,0236	0,5785	41,0	45,0	5,55	0,11	0,62
PV 50 - PV 59	0,0000	0,5785	38,9	45,0	6,15	0,07	0,56
PV 51	0,0259	0,0259			1,70	0,49	
PV 51 - PV 52	0,0218	0,0477	19,3	30,0	2,06	0,26	0,36
PV 52 - PV 53	0,0221	0,0697	22,3	30,0	2,27	0,24	0,44
PV 53 - PV 54	0,0168	0,0866	25,1	30,0	2,22	0,21	0,53
PV 54 - PV 59	0,0000	0,0866	23,4	30,0	2,56	0,08	0,48
PV 55	0,0198	0,0198			1,71	0,40	
PV 55 - PV 56	0,0218	0,0416	18,4	30,0	1,93	0,26	0,33
PV 56 - PV 57	0,0219	0,0635	21,6	30,0	2,19	0,23	0,42
PV 57 - PV 58	0,0224	0,0859	24,5	30,0	2,31	0,27	0,51
PV 58 - PV 59	0,0000	0,0859	22,6	30,0	2,69	0,06	0,45
PV 59 - PV 60	0,0192	0,7701	54,6	60,0	4,16	0,11	0,62
PV 60 - PV 61	0,0127	0,7828	57,1	75,0	3,88	0,07	0,46
PV 61 - PV 63	0,0000	0,7828	58,4	75,0	3,72	0,04	0,48
PV 62	0,0318	0,0318			2,57	0,41	
PV 62 - PV 63	0,0000	0,0318	15,5	30,0	2,04	0,15	0,26

PV 63 - PV 64	0,0217	1,2799	86,6	90,0	2,73	0,29	0,69
PV 64 - PV 65	0,0305	1,3104	82,9	90,0	3,06	0,26	0,63
PV 65 - PV 66	0,0302	1,3406	85,8	90,0	2,91	0,27	0,67
PV 66 - PV 73	0,0215	1,3621	86,3	90,0	2,92	0,15	0,68
	PV 67	0,0305	0,0305		2,71	0,32	
PV 67 - PV 68	0,0907	0,1212	23,1	30,0	3,67	0,18	0,47
PV 68 - PV 71	0,0000	0,1212	25,0	30,0	3,13	0,11	0,53
	PV 69	0,0296	0,0296		2,76	0,30	
PV 69 - PV 70	0,0183	0,0479	15,9	30,0	2,93	0,17	0,27
PV 70 - PV 71	0,0000	0,0479	16,6	30,0	2,75	0,08	0,29
PV 71 - PV 72	0,0397	0,2089	33,0	37,5	3,08	0,14	0,58
PV 72 - PV 73	0,0172	0,2261	35,2	37,5	2,92	0,19	0,65
PV 73 - PV 75	0,0000	1,5882	69,7	90,0	5,28	0,02	0,47
	PV 74	0,0209	0,0209		0,78	2,94	
PV 74 - PV 75	0,0191	0,0400	23,9	30,0	1,13	1,41	0,49
PV 75 - PV 76	0,0000	1,6282	79,7	90,0	4,14	0,05	0,59

APÊNDICE 15 - Dimensionamento de rede coletora de esgoto

Trecho		Vazão				Terreno	Coletor		Recobrimento		Diâmetro		Velocidade		Declividade adotada	Tensão trativa (Pa)
		Inicial		Final		Decliv.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Calculado	Adotado	Real	Crítica		
		Calculada (l/s)	Infiltração (l/s)	Calculada (l/s)	Total	%	(m)	(m)	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(m/s)	(m/s)		
1	2	0,0000	0,009	0,056	0,065	14,48%	23,33	16,79	0,65	0,65	12,1	150	1,40	1,92	14,48%	15,10
2	3	0,0646	0,008	0,109	0,117	12,68%	16,79	11,72	0,65	0,65	15,5	150	1,31	1,92	12,68%	13,21
3	4	0,1170	0,003	0,128	0,131	9,59%	11,72	10,30	0,65	0,65	17,1	150	1,20	2,00	9,59%	10,87
4	8	0,1311	0,002	0,131	0,133	-0,87%	10,30	10,25	0,65	0,79	30,1	150	0,42	2,79	0,48%	1,06
5	6	0,0000	0,008	0,044	0,052	14,15%	22,19	16,79	0,65	0,65	11,2	150	1,38	1,92	14,15%	14,75
6	7	0,0521	0,008	0,085	0,093	13,73%	16,79	11,30	0,65	0,65	14,1	150	1,36	1,92	13,73%	14,31
7	8	0,0934	0,003	0,093	0,096	6,15%	11,30	10,39	0,65	0,65	16,5	150	1,01	2,07	6,15%	7,50
8	12	0,2296	0,010	0,274	0,284	0,56%	10,25	10,01	0,79	0,75	40,0	150	0,42	2,79	0,48%	1,06
9	10	0,0000	0,008	0,044	0,052	10,90%	20,05	15,89	0,65	0,65	11,8	150	1,21	1,92	10,90%	11,36
10	11	0,0521	0,008	0,085	0,093	12,20%	15,89	11,01	0,65	0,65	14,4	150	1,28	1,92	12,20%	12,72
11	12	0,0934	0,003	0,093	0,096	6,08%	11,01	10,11	0,65	0,65	16,6	150	1,01	2,07	6,08%	7,42
12	16	0,3803	0,002	0,425	0,427	0,67%	10,01	9,96	0,75	0,73	46,6	150	0,42	2,79	0,48%	1,06
13	14	0,0000	0,008	0,044	0,052	10,90%	20,05	15,89	0,65	0,65	11,8	150	1,21	1,92	10,90%	11,36
14	15	0,0521	0,008	0,085	0,093	12,20%	15,89	11,01	0,65	0,65	14,4	150	1,28	1,92	12,20%	12,72
15	16	0,0934	0,003	0,093	0,096	6,55%	11,01	10,04	0,65	0,65	16,3	150	1,04	2,07	6,55%	7,99
16	17	0,5232	0,008	0,568	0,576	0,87%	9,96	9,67	0,73	0,65	48,8	150	0,48	2,69	0,69%	1,40
17	26	0,5761	0,001	0,576	0,578	-5,21%	9,67	9,63	0,65	1,07	51,0	150	0,44	2,74	0,55%	1,16
18	19	0,0000	0,006	0,033	0,039	6,14%	24,50	22,77	0,65	0,65	11,8	150	1,01	2,07	6,14%	7,49
19	20	0,0390	0,008	0,039	0,047	7,75%	22,77	19,67	0,65	0,65	12,1	150	1,08	2,00	7,75%	8,78
20	21	0,0470	0,006	0,069	0,075	7,49%	19,67	17,61	0,65	0,65	14,5	150	1,06	2,00	7,49%	8,48
21	22	0,0747	0,001	0,075	0,076	7,81%	17,61	17,04	0,65	0,65	14,5	150	1,08	2,00	7,81%	8,84
22	23	0,0761	0,009	0,109	0,118	6,53%	17,04	14,10	0,65	0,65	17,7	150	1,04	2,07	6,53%	7,97

23	24	0,1185	0,004	0,141	0,145	2,60%	14,10	13,58	0,65	0,65	22,6	150	0,75	2,28	2,60%	3,85
24	25	0,1447	0,008	0,178	0,186	7,33%	13,58	10,81	0,65	0,65	20,5	150	1,10	2,07	7,33%	8,94
25	26	0,1856	0,001	0,186	0,187	10,41%	9,85	9,63	1,61	1,07	24,3	150	0,80	2,28	3,01%	4,46
26	30	0,7646	0,003	0,765	0,767	5,45%	9,63	9,32	1,07	0,65	43,3	150	0,73	2,35	2,31%	3,62
27	28	0,0000	0,008	0,089	0,097	0,60%	10,21	9,98	0,65	0,65	25,6	150	0,46	2,74	0,60%	1,28
28	29	0,0965	0,010	0,141	0,150	0,65%	9,98	9,67	0,65	0,65	29,8	150	0,46	2,69	0,65%	1,34
29	30	0,1505	0,001	0,150	0,152	4,79%	9,67	9,32	0,65	0,65	20,6	150	0,93	2,15	4,79%	6,26
30	31	0,9192	0,001	0,919	0,921	1,23%	9,32	9,23	0,65	0,65	52,1	150	0,59	2,53	1,23%	2,23
31	32	0,9207	0,007	0,965	0,972	1,49%	9,23	8,71	0,65	0,65	51,4	150	0,63	2,47	1,49%	2,57
32	35	0,9721	0,001	0,972	0,974	0,14%	8,71	8,67	0,65	0,68	62,0	150	0,44	2,74	0,55%	1,16
33	34	0,0000	0,009	0,056	0,065	5,23%	11,45	9,06	0,65	0,65	14,7	150	0,98	2,15	5,23%	6,84
34	35	0,0647	0,001	0,065	0,066	4,93%	9,06	8,70	0,65	0,65	15,0	150	0,95	2,15	4,93%	6,44
35	76	1,0397	0,003	1,040	1,042	2,91%	8,67	8,31	0,68	0,65	47,2	150	0,76	2,28	2,69%	3,97
36	37	0,0000	0,006	0,033	0,039	2,55%	24,08	23,31	0,65	0,65	13,9	150	0,74	2,28	2,55%	3,78
37	38	0,0394	0,006	0,073	0,079	2,59%	23,31	22,54	0,65	0,65	18,0	150	0,75	2,28	2,59%	3,83
38	40	0,0786	0,009	0,112	0,121	1,97%	22,54	21,66	0,65	0,65	22,3	150	0,67	2,35	1,97%	3,08
39	40	0,0000	0,009	0,022	0,031	6,57%	24,50	21,66	0,65	0,65	10,7	150	1,04	2,07	6,57%	8,01
40	44	0,1518	0,002	0,152	0,154	7,98%	21,66	20,83	0,65	0,65	18,8	150	1,10	2,00	7,98%	9,04
41	42	0,0000	0,006	0,033	0,039	3,02%	24,19	23,28	0,65	0,65	13,5	150	0,80	2,28	3,02%	4,46
42	43	0,0394	0,005	0,073	0,078	2,99%	23,28	22,49	0,65	0,65	17,5	150	0,80	2,28	2,99%	4,42
43	44	0,0780	0,008	0,100	0,108	4,23%	22,49	20,83	0,65	0,65	18,5	150	0,88	2,15	4,23%	5,53
44	45	0,2619	0,009	0,295	0,304	7,43%	20,83	17,50	0,65	0,65	24,6	150	1,06	2,00	7,43%	8,42
45	46	0,3042	0,004	0,482	0,486	0,55%	17,50	17,40	0,65	0,65	47,7	150	0,44	2,74	0,55%	1,17
46	50	0,4856	0,002	0,486	0,488	2,98%	17,40	17,09	0,65	0,65	34,8	150	0,80	2,28	2,98%	4,41
47	48	0,0000	0,004	0,133	0,138	1,67%	20,09	19,73	0,65	0,65	24,1	150	0,64	2,41	1,67%	2,75
48	49	0,1376	0,006	0,160	0,165	7,27%	19,73	17,73	0,65	0,65	19,6	150	1,10	2,07	7,27%	8,87
49	50	0,1654	0,001	0,165	0,167	8,77%	17,73	17,09	0,65	0,65	19,0	150	1,15	2,00	8,77%	9,93

50	51	0,6545	0,008	0,688	0,696	6,83%	17,09	14,20	0,65	0,65	34,1	150	1,07	2,07	6,83%	8,33
51	56	0,6963	0,001	0,696	0,698	4,11%	14,20	13,90	0,65	0,65	37,5	150	0,87	2,15	4,11%	5,37
52	53	0,0000	0,004	0,100	0,104	3,10%	16,93	16,27	0,65	0,65	19,4	150	0,82	2,28	3,10%	4,58
53	54	0,1043	0,004	0,126	0,131	4,98%	16,27	15,27	0,65	0,65	19,3	150	0,95	2,15	4,98%	6,50
54	55	0,1305	0,007	0,164	0,171	3,65%	15,27	13,92	0,65	0,65	22,6	150	0,85	2,22	3,65%	5,08
55	56	0,1712	0,001	0,171	0,173	0,27%	13,92	13,88	0,65	0,67	32,4	150	0,44	2,74	0,55%	1,16
56	61	0,8705	0,002	0,870	0,873	2,79%	13,88	13,61	0,67	0,65	44,4	150	0,75	2,28	2,60%	3,84
57	58	0,0000	0,006	0,178	0,184	1,98%	17,14	16,54	0,65	0,65	26,1	150	0,68	2,35	1,98%	3,10
58	59	0,1838	0,006	0,217	0,223	4,25%	16,54	15,27	0,65	0,65	24,3	150	0,88	2,15	4,25%	5,55
59	60	0,2231	0,007	0,256	0,264	3,65%	15,27	13,92	0,65	0,65	26,6	150	0,85	2,22	3,65%	5,08
60	61	0,2639	0,001	0,264	0,265	4,25%	13,92	13,61	0,65	0,65	25,9	150	0,88	2,15	4,25%	5,55
61	62	1,1379	0,001	1,138	1,139	1,10%	13,61	13,53	0,65	0,65	57,7	150	0,55	2,53	1,10%	1,98
62	63	1,1393	0,007	1,173	1,180	7,77%	13,53	10,81	0,65	0,65	40,5	150	1,08	2,00	7,77%	8,80
63	68	1,1797	0,001	1,180	1,181	9,86%	10,81	10,09	0,65	0,65	38,8	150	1,22	2,00	9,86%	11,17
64	65	0,0000	0,008	0,044	0,052	2,12%	12,26	11,46	0,65	0,65	16,0	150	0,70	2,35	2,12%	3,32
65	66	0,0520	0,009	0,096	0,105	2,22%	11,46	10,49	0,65	0,65	20,7	150	0,72	2,35	2,22%	3,47
66	67	0,1052	0,007	0,127	0,135	1,92%	10,49	9,78	0,65	0,65	23,3	150	0,69	2,41	1,92%	3,16
67	68	0,1348	0,001	0,135	0,136	-4,25%	9,78	9,74	0,65	1,00	29,6	150	0,44	2,74	0,55%	1,16
68	73	1,3174	0,002	1,317	1,319	7,12%	9,74	9,35	1,00	0,65	48,4	150	0,86	2,22	3,75%	5,23
69	70	0,0000	0,007	0,044	0,052	1,99%	12,26	11,54	0,65	0,65	16,2	150	0,68	2,35	1,99%	3,12
70	71	0,0517	0,010	0,107	0,117	2,10%	11,54	10,49	0,65	0,65	21,8	150	0,70	2,35	2,10%	3,28
71	72	0,1172	0,007	0,151	0,158	2,03%	10,49	9,74	0,65	0,65	24,5	150	0,68	2,35	2,03%	3,17
72	73	0,1580	0,001	0,158	0,159	5,34%	9,74	9,35	0,65	0,65	20,5	150	0,99	2,15	5,34%	6,98
73	74	1,4789	0,001	1,479	1,480	1,64%	9,35	9,23	0,65	0,65	59,0	150	0,64	2,41	1,64%	2,70
74	75	1,4804	0,007	1,503	1,510	1,60%	9,23	8,67	0,65	0,65	59,8	150	0,63	2,41	1,60%	2,63
75	76	1,5096	0,001	1,510	1,511	4,93%	8,67	8,31	0,65	0,65	48,4	150	0,95	2,15	4,93%	6,44
76	77	2,5534	0,009	2,587	2,596	0,69%	8,31	8,00	0,65	0,65	85,7	150	0,56	3,01	0,69%	1,77
77	78	2,5957	0,009	2,640	2,650	0,51%	8,00	7,76	0,65	0,65	91,4	150	0,50	3,13	0,51%	1,42
78	79	2,6495	0,009	2,694	2,703	0,51%	7,76	7,52	0,65	0,65	92,1	150	0,50	3,13	0,51%	1,41

79	90	2,7034	0,008	2,726	2,733	0,16%	7,52	7,34	0,65	0,77	93,7	150	0,49	3,16	0,48%	1,35
80	81	0,0000	0,005	0,033	0,038	1,56%	12,31	11,91	0,65	0,65	15,2	150	0,64	2,47	1,56%	2,69
81	82	0,0385	0,012	0,105	0,117	4,91%	11,91	8,92	0,65	0,65	18,6	150	0,95	2,15	4,91%	6,41
82	84	0,1173	0,003	0,117	0,121	3,44%	8,92	8,36	0,65	0,65	20,1	150	0,83	2,22	3,44%	4,79
83	84	0,0000	0,003	0,011	0,014	2,11%	8,71	8,36	0,65	0,65	9,9	150	0,70	2,35	2,11%	3,30
84	88	0,1350	0,003	0,135	0,138	1,27%	8,36	8,19	0,65	0,65	25,4	150	0,58	2,47	1,27%	2,19
85	86	0,0000	0,004	0,022	0,026	1,58%	12,31	11,99	0,65	0,65	13,1	150	0,62	2,41	1,58%	2,59
86	87	0,0263	0,011	0,071	0,082	5,71%	11,99	8,91	0,65	0,65	15,8	150	0,97	2,07	5,71%	6,97
87	88	0,0815	0,002	0,082	0,084	6,77%	8,91	8,19	0,65	0,65	15,4	150	1,06	2,07	6,77%	8,26
88	89	0,1377	0,002	0,138	0,139	3,36%	8,19	7,89	0,65	0,65	21,3	150	0,82	2,22	3,36%	4,68
89	90	0,0000	0,008	0,000	0,008	1,13%	7,89	7,46	0,65	0,65	8,8	150	0,56	2,53	1,13%	2,05
90	ETE	2,7332	0,002	2,733	2,735	-2,40%	7,34	7,24	0,77	1,11	81,6	150	0,64	2,92	1,00%	2,42