

ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL - EIA PARCELAMENTO DE SOLO URBANO QUINHÃO 16

Volume II - Descrição do empreendimento



Março de 2017

NOTAS:

OC					
OB					
REV.	NATUREZA DA REVISÃO				
	DATA	DIGITADO	ELABORADO	VERIFICADO	APROVADO
					
EMPREENHIMENTO: PARCELAMENTO DE SOLO QUINHÃO 16					
FASE DO EMPREENHIMENTO: ESTUDO DE IMPACTO AMBIENTAL -EIA Volume II – Descrição do empreendimento					
TÍTULO DO DOCUMENTO:					
NÚMERO DO DOCUMENTO: 03701-320RT- 001				REVISÃO: 00	
R.TÉCNICO Érick Marcel e Silva Viana - Eng. Ambiental, CREA-DF 14.884/D				DATA: MAR / 2017 PÁGINAS: 203	

SUMÁRIO

1	IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DAS ALTERNATIVAS PARA O PARCELAMENTO ..	10
2	CONCEPÇÃO BÁSICA DOS SISTEMAS DE SANEAMENTO	30
2.1	DRENAGEM PLUVIAL	30
2.1.1	Princípios Norteadores	30
2.1.2	Memorial Descritivo do Sistema	33
2.1.3	Estudo de Pré-Desenvolvimento	67
2.1.4	Estudo De Capacidade Suporte	80
2.1.5	Características de Execução	108
2.2	ABASTECIMENTO E ÁGUA	111
2.2.1	Critérios E Parâmetros	111
2.3	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	155
2.3.1	Per Capita de Produção e Coeficientes Adotados	156
2.3.2	Diâmetro e Declividade Mínimos	156
2.3.3	Lâmina D'Água Máxima	157
2.3.4	Poços de Visita (PV's)	157
2.3.5	Profundidade Mínima	157
2.3.6	Distância Máxima	157
2.3.7	Material da Rede	157
2.3.8	Faixa de Servidão	157
2.3.9	Vazões de Projeto de Esgotos	158
2.4	REDE COLETORA DE ESGOTO	159
2.5	ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	161
2.5.1	Sistema Existente	161
2.5.2	Interceptor São Bartolomeu	162
2.5.3	Interferências da APA São Bartolomeu	165
2.5.4	Alternativas de Esgotamento Sanitário	165
2.5.5	Análise das Alternativas de Esgotamento Sanitário	173
2.6	DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS OPERACIONAIS	179
2.7	ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO BIOQUÍMICA DO RIBEIRÃO TABOCA	180
2.7.1	Cenário 01	185
2.7.2	Cenário 02	187
2.8	DESTINAÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS SÓLIDOS	188
2.8.1	Considerações Iniciais	188
2.8.2	Descrição em Nível Nacional e Regional	190
2.8.3	Geração De Resíduos Sólidos – Quinhão 16	191
2.8.4	Coleta Seletiva e Coleta Pública	193
3	DEMAIS ASPECTOS RELATIVOS AO PARCELAMENTO	197
3.1	MANIFESTAÇÃO DA EMPRESA CONCESSIONÁRIA DE ENERGIA ELÉTRICA	197
3.2	POSICIONAMENTO DAS CONCESSIONÁRIAS DE SERVIÇOS PÚBLICOS	197
3.2.1	CEB: Anexo I – Acervo Institucional	197
3.2.2	DER: Anexo I – Acervo Institucional	197
3.2.3	NOVACAP: Anexo I – Acervo Institucional	197
3.3	CRONOGRAMA DE IMPLANTAÇÃO	197
3.4	INFORMAÇÕES A RESPEITO DA EXECUÇÃO DA OBRA	198

3.5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	202
------------	--	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Mapa de localização da Gleba na Região do Jardim Botânico. Imagem sem escala.	10
Figura 1.2: Mapa de localização dos Parcelamentos da Região Administrativa do Jardim Botânico.	11
Figura 1.3: Diagrama da concepção dos novos eixos de conexão da Gleba com as principais vias existentes na região. Imagem sem escala.	12
Figura 1.4: Diagrama da concepção dos eixos viários e dos espaços de centralidade na poligonal de projeto. Imagem sem escala.	13
Figura 1.5: Diagrama da concepção dos conectores verdes na poligonal do projeto. Imagem sem escala.	14
Figura 1.6: Mapa das áreas parceláveis (destacado em amarelo) na poligonal do projeto. Imagem sem escala. 15	
Figura 1.7: Gráfico do percentual das áreas parceláveis na poligonal geral do projeto.	16
Figura 1.8: Plano de Uso e Ocupação do solo para a poligonal de projeto. Imagem sem escala.	17
Figura 1.9: Gráfico das áreas do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	19
Figura 1.10: Gráfico das áreas do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	20
Figura 1.11: Mapa das áreas parceláveis na poligonal da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.	21
Figura 1.12: Gráfico das áreas parceláveis da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	22
Figura 1.13: Plano de Uso e Ocupação do solo para da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.	23
Figura 1.14: Gráfico das áreas da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	24
Figura 1.15: Gráfico das áreas da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	25
Figura 1.16: Mapa das áreas parceláveis na poligonal da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.	26
Figura 1.17: Gráfico das áreas parceláveis da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	27
Figura 1.18: Plano de Uso e Ocupação do solo para da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.	28
Figura 1.19: Gráfico das áreas da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	29
Figura 1.20: Gráfico das áreas da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.	29
Figura 2.1: Área de Contribuição.	49
Figura 2.2: Lançamento no Ribeirão Taboca.	50
Figura 2.3: Vias a serem construídas no empreendimento.	53
Figura 2.4: Exemplo de trincheira de infiltração.	59
Figura 2.5: Corte de uma trincheira de infiltração.	60
Figura 2.6: Esquema e exemplo de bacia de retenção.	62
Figura 2.7: Esquema e exemplo de sistema enterrado de retenção.	63

Figura 2.8: Esquema de sistema enterrado de retenção.....	63
Figura 2.9: Modelo computacional de escoamento. (Figura ilustrativa, sem escala).....	68
Figura 2.10: Definição das sub-bacia do Ribeirão Taboca.	69
Figura 2.11: Hietograma de projeto.	71
Figura 2.12: Perdas e precipitações efetivas calculadas através do HEC-HMS.....	74
Figura 2.13: Localização dos reservatórios de Qualidade e Detenção.	78
Figura 2.14: Localização dos reservatórios de Qualidade e Detenção.	83
Figura 2.15: Hietograma de projeto para os diferentes tempos de retorno.	85
Figura 2.16: Perdas e Precipitações efetivas calculadas através do HEC-HMS.....	90
Figura 2.17: Resultados da modelagem chuva-deflúvio realizada através do HEC-HMS.	93
Figura 2.18: Hidrogramas de projeto simulados através do HEC-HMS.	96
Figura 2.19: Termos da Equação de Energia.....	98
Figura 2.20: Subdivisão da seção transversal para o cálculo da propagação.	99
Figura 2.21: Planície de inundação na situação mais desfavorável (Cenário 02 para um tempo de retorno de 50 anos).	107
Figura 2.22: Modelo de Ficha de Inspeção.	110
Figura 2.23: Domínio Fraturado no território do Distrito Federal (adaptado de Campos & Freitas-Silva 1998 e ADASA/PGIRH 2006).....	125
Figura 2.24: Mapa dos domínios geológicos presente na região de estudo Quinhão 16.	126
Figura 2.25: Principais Unidades do Sistema Paranoá.	133
Figura 2.26: Sistemas Produtores de Água no DF (SiÁgua,2014).....	134
Figura 2.27: Sistema Integrado de abastecimento de água (SiÁgua,2014).	135
Figura 2.28: Bacia hidrográfica do rio São Bartolomeu.	136
Figura 2.29: Bacia hidrográfica do ribeirão Taboca.	138
Figura 2.30: Relação cota versus vazão da estação 60480310.	140
Figura 2.31: Curva de regionalização de vazões médias mensais.....	143
Figura 2.32: Curva de regionalização de vazões médias mensais para o período comum de 1996 a 2006.	144
Figura 2.33: Curva de permanência.....	145
Figura 2.34: Comparação entre 1964 e 2004 nas áreas de preservação permanente na bacia do ribeirão Taboca. Fonte: Silva & Steinke (2009).	148
Figura 2.35: Haras existente na área de estudo.	149
Figura 2.36: Unidade de Reserva da CAESB – Reservatório Existente Apoiado Lago Sul 02.....	151
Figura 2.37: Reservatório Central Proposto	152

Figura 2.38: Mapa Geral de alternativas para abastecimento de água.....	153
Figura 2.39: Estrutura de Bomba Dosadora.	154
Figura 2.40: Interceptor São Sebastião.....	164
Figura 2.41: Diagrama Proposto para Reuso de Esgotos	169
Figura 2.42: Tipologia de Solos Presentes da Região.....	172
Figura 2.43: Resumo das Alternativas de Esgotamento Sanitário.	175
Figura 2.44: Diâmetros Médios para Coleta de Esgotos na Alternativa de Sistema Independente.	176
Figura 2.45: Representação da Declividade da Área de Projeto.....	177
Figura 2.46: Altimetria do Terreno Natural.	178
Figura 2.47: Evolução da Qualidade das Águas do Rib. taboca Após Lançamento da ETE.	185
Figura 2.48: Perfil da Demanda Bioquímica de Oxigênio (ETE).	186
Figura 2.49: Evolução da Qualidade das Águas do Rib. taboca Após Esgotos Brutos.....	187
Figura 2.50: Perfil da Demanda Bioquímica de Oxigênio (Esgotos Brutos).	188
Figura 2.51: Natureza Jurídica de Gestores em 2014. (Fonte SNIS)	190

ÍNDICE DETABELAS

Tabela 2.1: Valores para o coeficiente de escoamento superficial em função das características de uso e ocupação da área de drenagem.	34
Tabela 2.2: Percentuais de ocupação de um lote e seus coeficientes de escoamento.	34
Tabela 2.3: Parâmetros de projeto para a estimativa de vazões de escoamento superficial nos lotes.	37
Tabela 2.4: Resumo dos pontos de lançamento dos lotes.	51
Tabela 2.5: Parâmetros de projeto para a estimativa de vazões de escoamento superficial.	54
Tabela 2.6: Resumo dos pontos de lançamento das vias.	58
Tabela 2.7: Dimensões dos bueiros tipos e seus parâmetros hidráulicos associados.	65
Tabela 2.8: Emprego para os dispositivos de controle em nível de empreendimento.	66
Tabela 2.9: Características fisiográficas das bacias e das sub-bacia definidas.	70
Tabela 2.10: Dados pluviométricos utilizados na composição do hietograma.	71
Tabela 2.11: Classificação dos grupos hidrológicos dos solos de acordo com o SCS.	73
Tabela 2.12: Valores de CN para bacias rurais.	73
Tabela 2.13: Valores dos tempos de retardos calculados.	74
Tabela 2.14: Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning.	75
Tabela 2.15: Parâmetros de entrada para modelagem da propagação de cheias através do Método da Onda Cinemática.	76
Tabela 2.16: Vazão específica calculada.	77
Tabela 2.17: Volume e vazão de saída estimada para os reservatórios.	79
Tabela 2.18: Características fisiográficas da bacia hidrográfica definida e de suas sub-bacias discretizadas.	84
Tabela 2.19: Classificação dos grupos hidrológico dos solos de acordo com o SCS.	86
Tabela 2.20: Estimativa do CN para áreas urbanas.	86
Tabela 2.21: Valores de CN de cada sub-bacia para os cenários contemplados.	88
Tabela 2.22: Valores de percentual de área impermeável de cada sub-bacia para cenários contemplados.	88
Tabela 2.23: Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning.	95
Tabela 2.24: Coeficiente de expansão e contração.	100
Tabela 2.25: Vazões a montante e a jusante de cada trecho.	104
Tabela 2.26: Resumo das características hidráulicas resultantes das simulações realizadas.	105
Tabela 2.27: Comparação, entre cenários, dos resultados hidráulicos obtidos para o trecho crítico (Trecho 01).	105
Tabela 2.28: Área de inundação calculada para os cenários contemplados. (Km ²).	106

Tabela 2.29: Velocidades e Vazões Admissíveis para Sistema de Abastecimento de Água	112
Tabela 2.30: Largura da Faixa de Servidão	114
Tabela 2.31: Vazões para Abastecimento de Água para as Fases do Empreendimento	116
Tabela 2.32: Vazões Totais de Produção de Água.	117
Tabela 2.33: Dados do Sistema Produtor de Água para Atendimento Urbano (Torto/Santa Maria).	119
Tabela 2.34: Dados das elevatórias do Sistema Torto/Santa Maria.	120
Tabela 2.35: Dados das Captações Superficial do Sistema Integrado.	120
Tabela 2.36: Dados das Captações Subterrâneas do Sistema Integrado.	120
Tabela 2.37: Dados das Unidades de Tratamento de Água Bruta	121
Tabela 2.38: Vazões Subterrâneas.	127
Tabela 2.39: Poços Existentes Próximos na Região do Empreendimento.	128
Tabela 2.40: Fases Atendidas por Manancial Subterrânea.	130
Tabela 2.41: Medições de descarga líquida na estação 60480310.	139
Tabela 2.42: Vazões calculadas e observadas nos períodos de novembro de 2009 e novembro de 2010.	141
Tabela 2.43: Série de vazões da estação 60480310 para o período de junho de 2009 a julho de 2011.	142
Tabela 2.44: Estações existentes nas proximidades da bacia estudada com seu período de dados, área de drenagem e vazão média mensal.	143
Tabela 2.45: Estações existentes nas proximidades da bacia estudada com seu período de dados de 1996 a 2006, área de drenagem e vazão média mensal.	144
Tabela 2.46: Vazões características da estação 60480310.	145
Tabela 2.47: Vazões características do ribeirão Taboca na confluência com o ribeirão Taboquinha.	145
Tabela 2.48: Cronograma das Etapas de Implantação do Sistema de Abastecimento de Água.	155
Tabela 2.49 - Faixa de Servidão, Profundidade e Recobrimento para Redes de Esgotos.	157
Tabela 2.50: Vazões de esgoto para o empreendimento em tela.	159
Tabela 2.51: Custo e Manutenção da ETE São Sebastião.	162
Tabela 2.52: Unidades da ETE Compacta.	170
Tabela 2.53: Cronograma Físico das Obras de Esgotamento Sanitário.	179
Tabela 2.54: Conama 357/2005.	180
Tabela 2.55: Valores típicos para o coeficiente de desoxigenação.	182
Tabela 2.56: Parâmetros do efluente da ETE a ser lançado.	182
Tabela 2.57: Condições de DBO de Rio.	183
Tabela 2.58: Parâmetros do Ribeirão Taboca.	184

Tabela 2.59: Valores detalhado da coleta convencional.....	191
Tabela 2.60:: Quantidade de Resíduos produzidos por ano.	192
Tabela 2.61: Critérios para escolha de áreas para aterros sanitários	192
Tabela 3.1: Cronograma Físico de Implantação de Infraestrutura	198

ÍNDICE DE FOTOS

Foto 2.1: ETE São Sebastião	167
Foto 2.2: Visão Geral da ETE Compacta	170

1 IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DAS ALTERNATIVAS PARA O PARCELAMENTO

O projeto de parcelamento da Gleba denominada Quinhão 16, aqui em estudo, envolve duas poligonais, visto que o parcelamento será implantado em duas etapas. A poligonal da primeira etapa de implantação (etapa I) apresenta área de, aproximadamente 111,80 hectares e contam 36 lotes. A poligonal da segunda etapa de implantação (etapa II) apresenta área de, aproximadamente 92,20 hectares e contam 28 lotes. Assim, o parcelamento em questão envolve, no total, uma área de, aproximadamente, 204 hectares e contam, ao todo, 64 lotes.

Cada uma das poligonais (das etapas I e II) são constituídas por glebas menores que serão parceladas conjuntamente. As duas poligonais juntas configuram a Gleba que será parcelada e que é, nesse momento, objeto do Estudo Ambiental aqui apresentado. Ao longo do texto a área de estudo será considerada como uma Gleba única uma vez que as poligonais distintas indicam apenas as etapas diferentes de implantação do referido parcelamento.

A Gleba está localizada na Região Administrativa do Jardim Botânico – XXVII e faz parte de um dos principais vetores de desenvolvimento urbanístico do Distrito Federal.

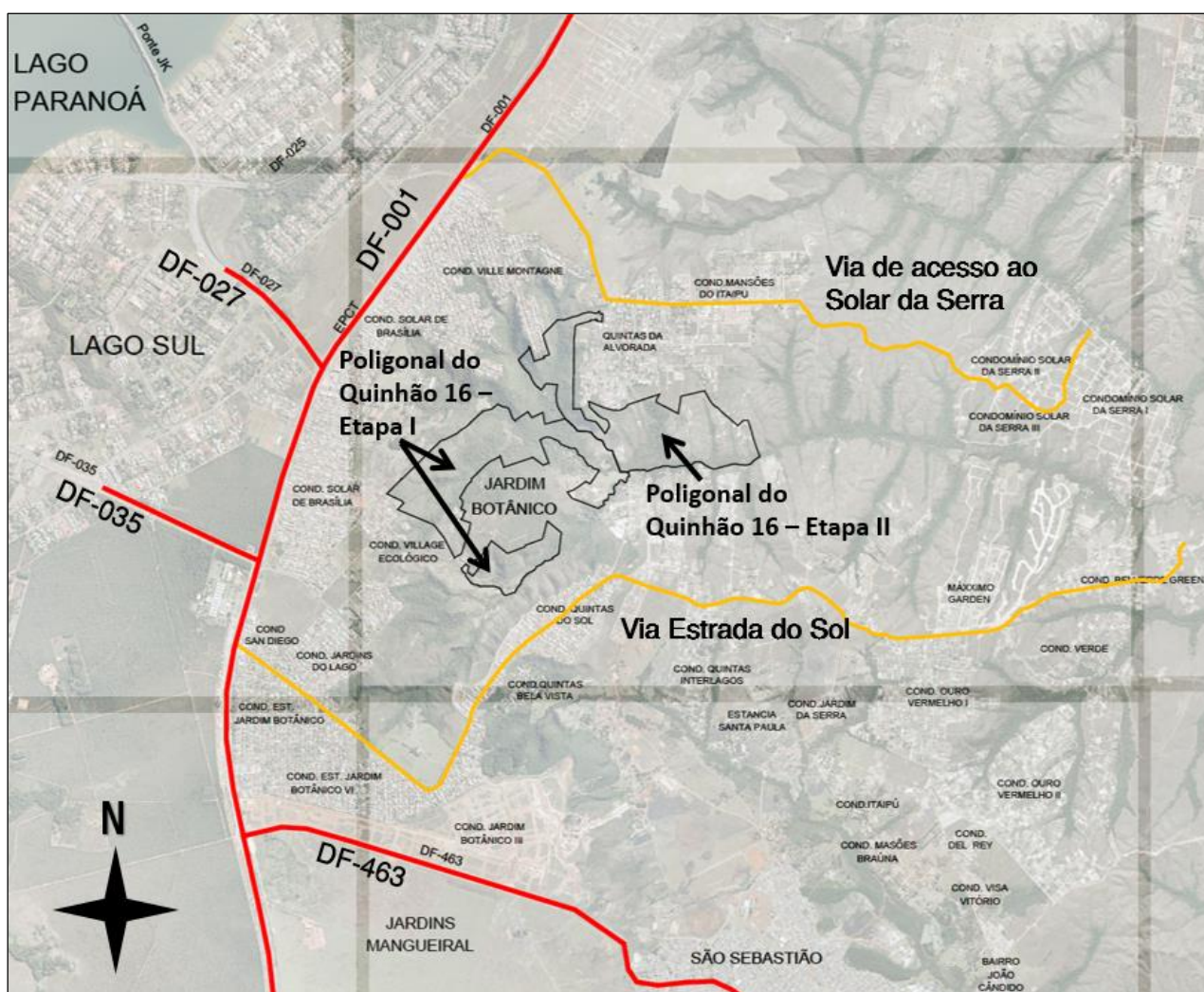


Figura 1.1: Mapa de localização da Gleba na Região do Jardim Botânico. Imagem sem escala.

A RA Jardim Botânico é hoje morfologicamente configurada por 31 parcelamentos consolidados, com lotes ocupados, na sua quase totalidade, por edificações residenciais unifamiliares. A Região apresenta muito baixa densidade demográfica e construtiva e os parcelamentos estão distribuídos de forma espaçada por toda a Região Administrativa, desconectados entre si. No Site da Administração Regional do Jardim Botânico é apresentado o mapa oficial da Região Administrativa, conforme imagem abaixo. Não é apresentada, porém, a Poligonal Oficial da RA.

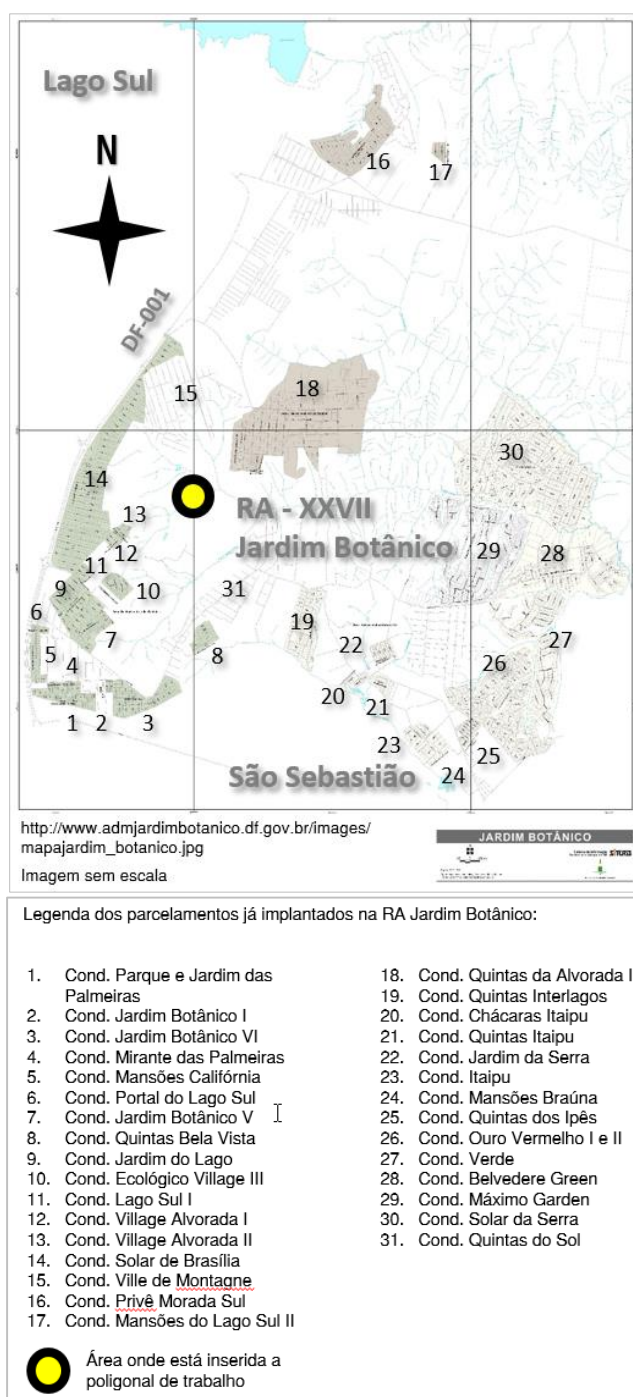


Figura 1.2: Mapa de localização dos Parcelamentos da Região Administrativa do Jardim Botânico.

Os novos eixos de circulação propostos atendem às Diretrizes Urbanísticas (DIUR 06/2014 e DIUPE 34/2016), que regem o processo de parcelamento e foram elaboradas pela Secretaria de Estado de Gestão Territorial e Habitação – SEGETH.

São, também, propostos outros possíveis conectores viários que poderão criar uma malha urbana que objetiva facilitar as atividades de circulação na região do Jardim Botânico.

O cruzamento entre os novos eixos propostos apresenta vocação de centralidade, principalmente focada em atividades de comércio/serviços, que geram emprego e renda na própria região.

Internamente à Gleba a proposta dos eixos de conexão Sudeste / Sudoeste têm por função estruturar uma malha de ligação da área do Quinhão 16 com as áreas vizinhas. São os eixos principais do sistema, conforme mapa abaixo.

O eixo Sudoeste conecta a poligonal de trabalho com a DF-001 e, através dela, com o Lago Sul e o Plano Piloto de Brasília. Poderá conectar futuramente, também, a poligonal de trabalho com a Estrada do Sol e com a cidade de São Sebastião. O eixo leste poderá conectar a poligonal de trabalho com os parcelamentos já existentes na Região do Jardim Botânico.

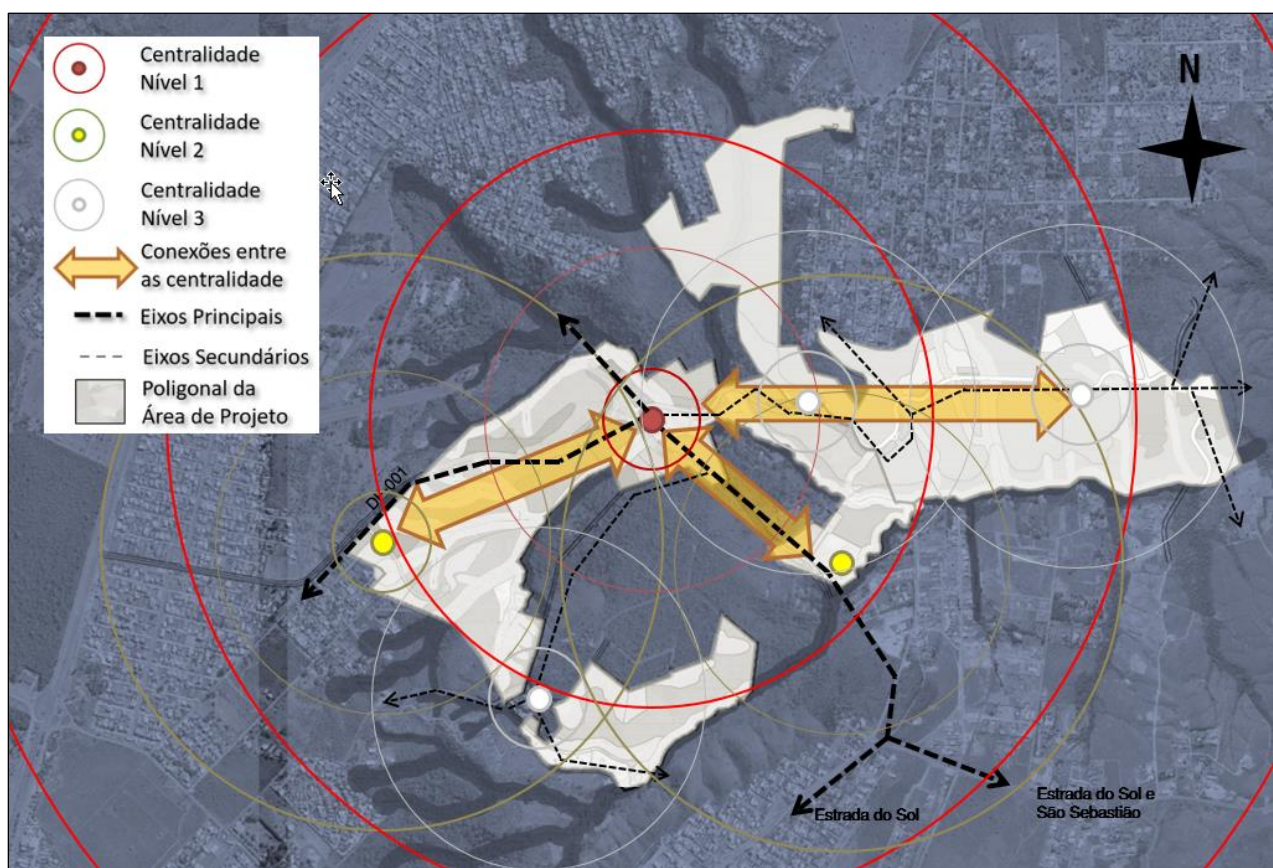


Figura 1.4: Diagrama da concepção dos eixos viários e dos espaços de centralidade na poligonal de projeto. Imagem sem escala.

O plano de uso e ocupação do solo adota, também, como princípios de concepção do parcelamento, soluções de desenho urbano que melhoram a distribuição dos usos e atividades na Região. Com base na estruturação da nova malha (de circulação de pessoas na RA), são propostas múltiplas

centralidades distribuídas ao longo da poligonal de projeto (ver mapa acima). Tal solução induz à necessidade de implantação, ao longo dos eixos que conectam as referidas centralidades, de espaços destinados a atividades que promovam a conexão entre as centralidades. A solução concebida possibilita que essas mesmas centralidades estejam conectadas com a principal via de acesso à Gleba (DF-001) e com as vias futuras de conexão com São Sebastião.

Com relação a integração do novo parcelamento com o meio ambiente natural existente, a concepção do parcelamento propõe a criação de corredores verdes que conectam as áreas de vegetação de forma a possibilitar a comunicação entre os espécimes da fauna e da flora na região, que de outra forma ficariam isolados (ver mapa abaixo).

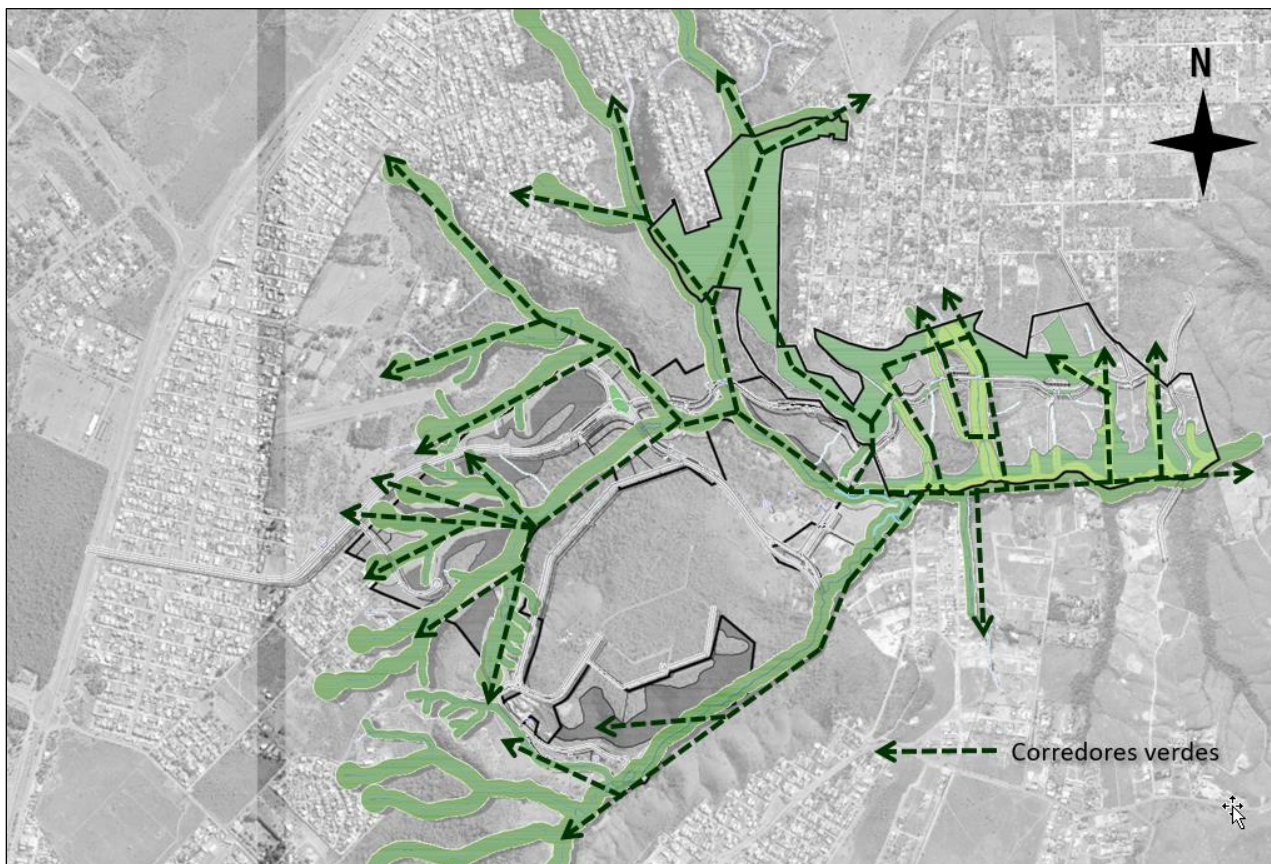


Figura 1.5: Diagrama da concepção dos conectores verdes na poligonal do projeto. Imagem sem escala.

Da área total da Gleba cuja poligonal tem, aproximadamente, 204 hectares o mapa abaixo destaca os trechos que são passíveis de parcelamento. O critério de definição das áreas parceláveis leva em consideração a topografia do lugar, a cobertura vegetal remanescente e as áreas já impactadas na poligonal.

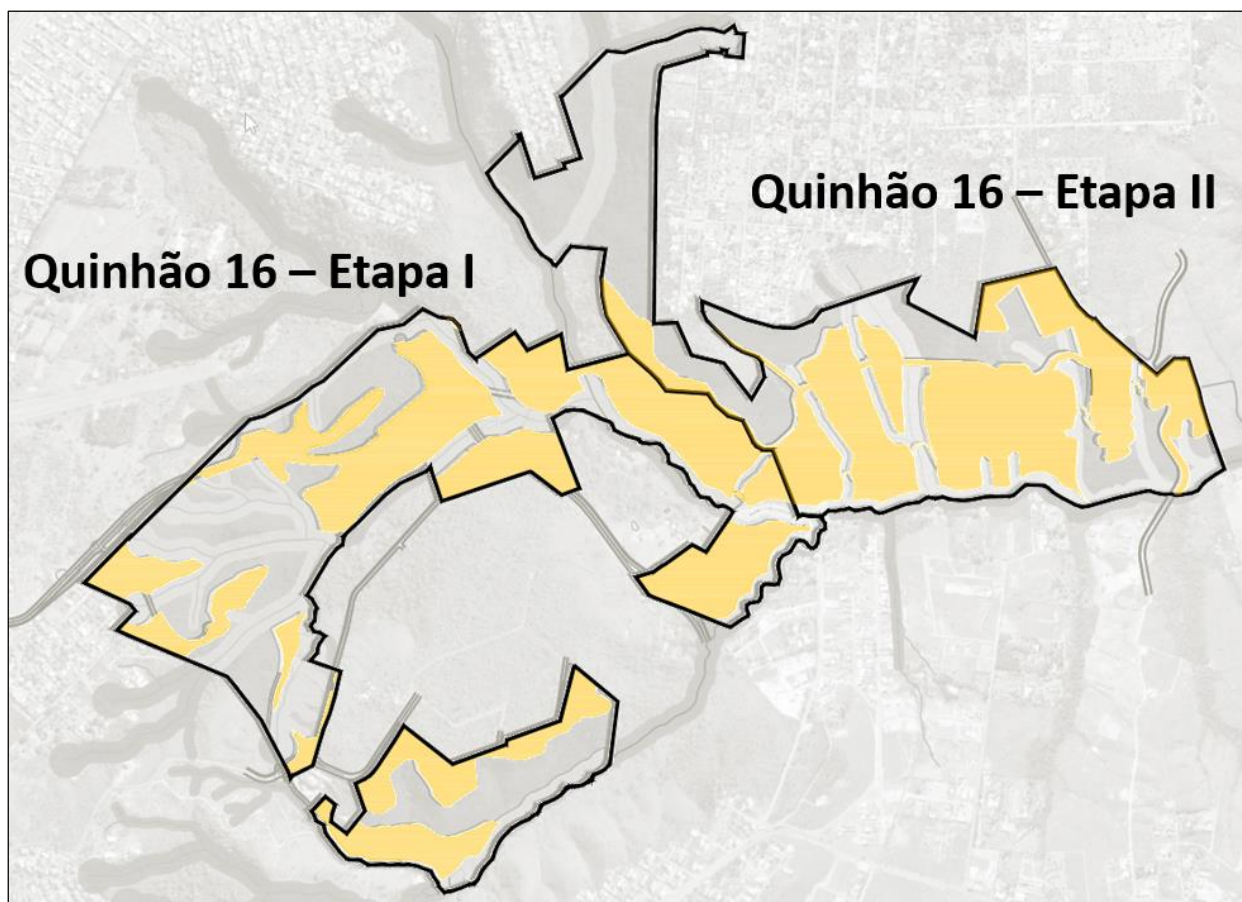


Figura 1.6: Mapa das áreas parceláveis (destacado em amarelo) na poligonal do projeto. Imagem sem escala.

Conforme gráfico abaixo, a área parcelável na Poligonal Geral da Gleba denominada Quinhão 16 representa 47,82% do total, configurando assim uma área física de, aproximadamente, 97,55 hectares. Vale alertar que a área parcelável, em parte, também, será destinada a espaços verdes e permeáveis visto que se faz necessária a implantação de Espaços Livre de Uso Público (praças e parques) além de áreas permeáveis no interior dos lotes.

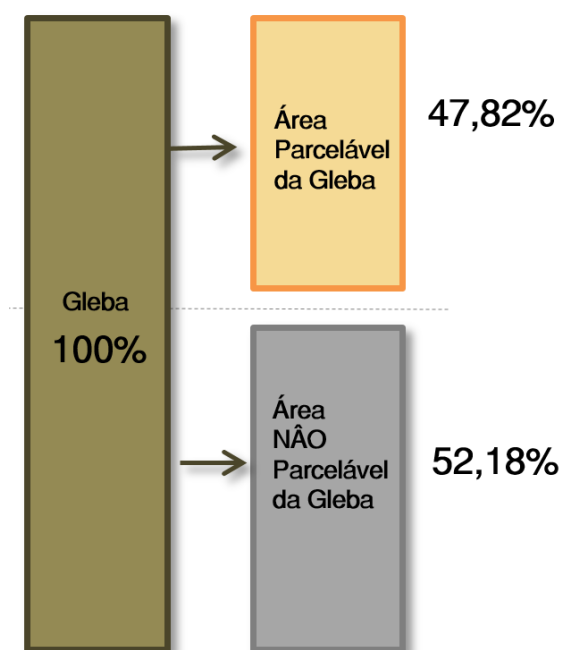


Figura 1.7: Gráfico do percentual das áreas parceláveis na poligonal geral do projeto.

Independentemente do Projeto de Parcelamento da Gleba Quinhão 16 estar dividido em duas Etapas, a concepção do parcelamento foi elaborada de forma integrada, como explicita a planta do Plano de Uso e Ocupação do Solo apresentado abaixo.

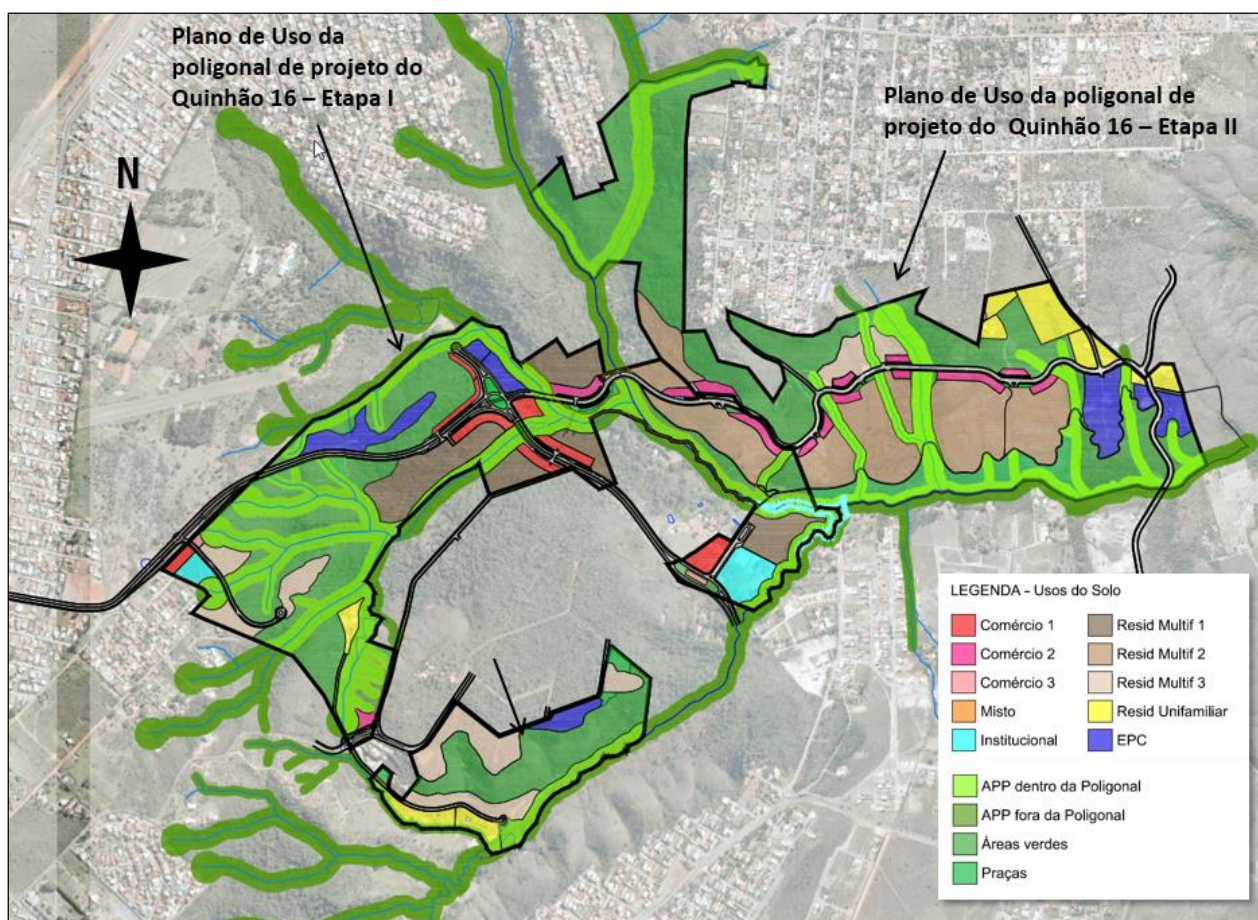


Figura 1.8: Plano de Uso e Ocupação do solo para a poligonal de projeto. Imagem sem escala.

São aplicados ao Projeto os mais atuais conceitos de urbanismo por meio de soluções morfológicas presentes no parcelamento do Projeto Quinhão 16.

Os espaços urbanos seguem uma hierarquia sempre levando em consideração a escala humana. O projeto adota como parâmetro o raio de deslocamento de até 400 metros (5 minutos de caminhada) que é o condicionante que determina a distribuição dos usos públicos e privados no espaço.

São criados núcleos de centralidade que são independentes mas com atividades complementares entre si. As centralidades têm vocação Comercial e de Serviços em função do seu grau de acessibilidade a partir das vias Arteriais e Coletoras.

Em todo o parcelamento é promovida a diversidade de atividades urbanas por meio de lotes com uso Residencial, Misto, Comercial, Institucional e de Equipamentos Públicos convivendo nos mesmos lugares, evitando assim a setorização.

O objetivo da diversidade de usos do solo em todo o parcelamento do Projeto Quinhão 16 é contribuir positivamente com a autonomia à Região do Jardim Botânico reduzindo a dependência em relação ao Plano Piloto e a outras Regiões Administrativas.

Como já relatado, o parcelamento está integrado às demais Regiões Administrativas por meio de vias de conexão externas que estão ligadas à DF-001 (a oeste) e, também, a São Sebastião, por meio da possível conexão com a Estrada do Sol (a leste).

Os possíveis conectores viários externos são prolongados internamente à Gleba por meio de vias Arteriais e Coletoras, adequadamente dimensionadas ao fluxo previsto e acessíveis a todos os usuários. Essas soluções viárias atendem aos planejamentos realizado pela SEGETH e, principalmente, podem ajudar na estruturação de um sistema de transporte público eficiente e economicamente viável.

As vias internas estão estruturadas de forma a facilitar os deslocamentos da pessoas nos lugares. São propostas, além das vias Arteriais, vias de caráter Coletor e local. As vias coletoras têm por objetivo serem o intermédio entre as vias locais e arteriais.

Todas as vias são adequadamente dimensionadas, com espaço para ciclo-faixa (na calçada), calçada para pedestres e arborização.

Todas os principais cruzamentos têm travessia de pedestre na forma de “Traffic Calming” devidamente sinalizado. São previstos também, implantação de mobiliário urbano e soluções de acessibilidade adequadas às exigências da NBR-9050.

Os Equipamentos Públicos e as Áreas Verdes estão distribuídas no espaço atendendo às limitações da escala humana e a capacidade de deslocamento dos usuários a pé ou em transporte público. São propostos assim elementos que atendem às pessoas em sua vizinhança, seu bairro, sua centralidade ou mesmo na região como um todo.

Próximo da centralidade é previsto Parque Urbano com dimensionamento e equipamentos adequados ao seu funcionamento.

São criados conectores verde que ladeiam as áreas parceladas e criam um cinturão verde no entorno de cada área. Como já relatado, o objetivo é possibilitar a interligação entre as área de vegetação remanescente, criando pontos de conexão para a fauna e a flora da área.

É proposto, assim, um parcelamento cuja densidade populacional atende aos parâmetros presentes no PDOT e nas Diretrizes Urbanísticas..

As soluções de infraestrutura urbana planejadas são sustentáveis e objetivam facilitar o reuso eficiente da água, o tratamento dos efluentes em nível terciário, a coleta seletiva e destinação adequada do lixo, a drenagem urbana sustentável, a pavimentação permeável na vias locais e o uso de sistemas de iluminação com energia renovável.

Com relação as áreas Verdes, no processo de parcelamento da poligonal de projeto existe a intenção de transforma as Áreas de Proteção Permanente – APP e mais as Área Verdes em uma Reserva Particular de Patrimônio Natural –RPPN. O objetivo é auxiliar na preservação da área de cobertura vegetal remanescente existente na poligonal de trabalho.

Com relação a quantidade de área destinada aos usos e atividades, conforme gráfico abaixo, a proposta de parcelamento da Poligonal Geral do Projeto Quinhão 16 apresenta um uso do solo que resulta em 67,81% de área pública e 32,19% de área privada.

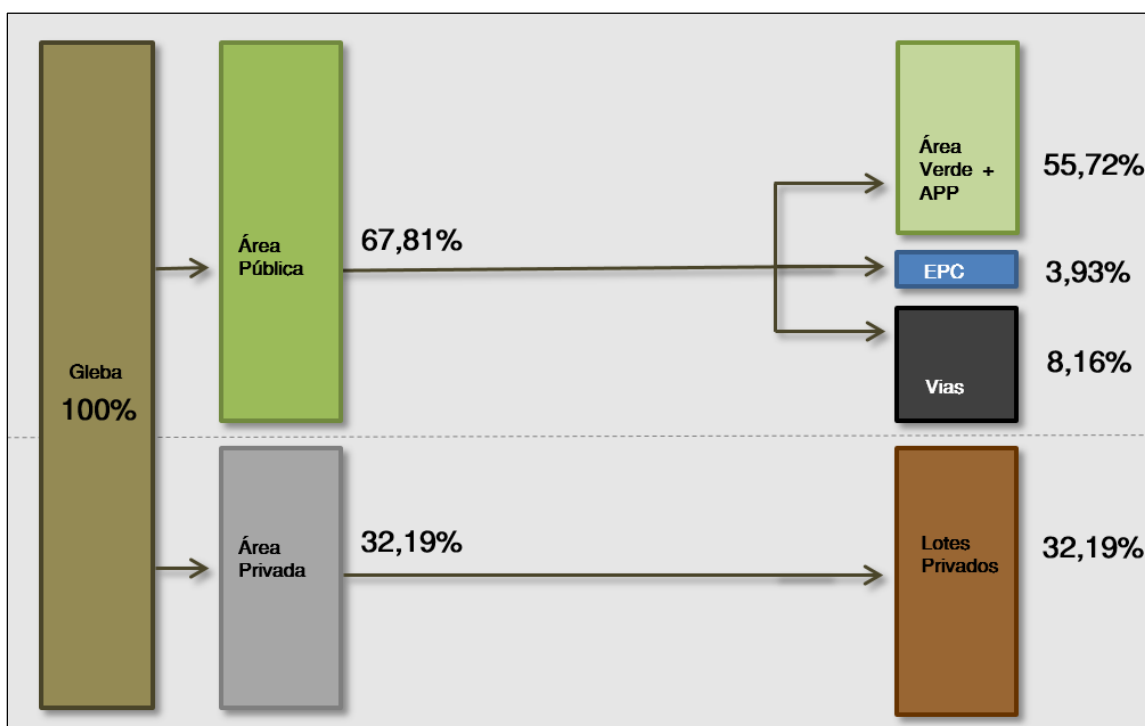


Figura 1.9: Gráfico das áreas do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

Do total de área pública:

- 55,72% da Poligonal Geral da Gleba é mantida como Área Verde e APP (área de proteção permanente). As áreas verdes são ocupadas por praças e parques e, principalmente, por corredores ecológicos;
- As vias de circulação de veículo / ciclistas / pedestres e transporte público representam 8,16% da Poligonal Geral da Gleba. O dimensionamento das vias é adequado às demandas futuras de circulação dos habitantes da região como um todo;
- Os equipamentos públicos representam 3,93% da área total da Poligonal Geral da Gleba e estão distribuídos no parcelamento levando em conta a sua acessibilidade e a população futura;

Do total de área privada:

- Os lotes privados correspondem a 32,19% e a informação está melhor detalhada abaixo.

Dos 55,72% de área verde pública, 23,02% corresponde a APP de córrego e nascente, 29,16% corresponde a outras áreas de cobertura vegetal (em áreas de declividade e corredores verde) e 3,54% corresponde a ELUP (praças).

Vale lembrar que os EPCs correspondem a 3,93%.

Somando-se os lotes privados e os lotes públicos (EPCs) tem-se que 36,12% da Poligonal Geral da Gleba é parcelada com lotes. (ver gráfico abaixo)

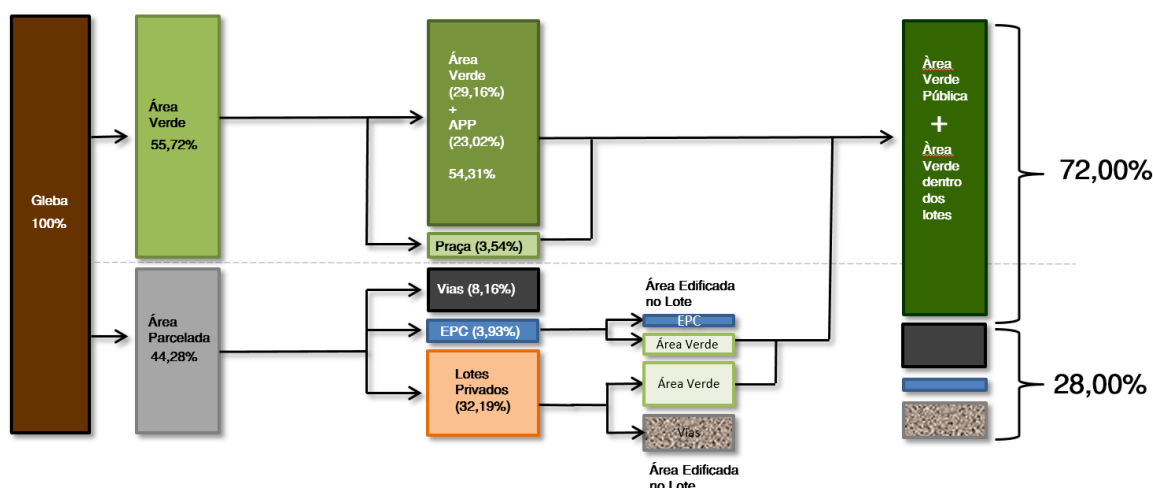


Figura 1.10: Gráfico das áreas do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

Como já informado anteriormente, parte da área desrinada aos lotes (públicos e provados) será mantida como área verde, com cobertura vegetal, de modo a atender aos parâmetros de permeabilidade do solo. Na poligonal geral da Gleba do Quinhão 16 estima-se que o somatório das áreas verdes públicas com as áreas verdes mantidas dentro dos lotes possa representar, aproximadamente 72% do total da área de projeto. Assim apenas, aproximadamente, 28% do total da Gleba seria efetivamente impermeabilizado pelas edificações e pavimentação.

Desta forma, tendo por base os princípios de concepção adotados e área parcelável (passível de ocupação com uso urbano), a solução de desenho urbano da Poligonal Geral do Parcelamento da Gleba do Quinhão 16 atende a todos os parâmetros urbanísticos presentes nas Diretrizes Urbanísticas e no Diagnóstico Morfológico da área de trabalho, previamente elaborados.

Quando analisadas individualmente, cada uma das etapas (I e II) do parcelamento Parcelamento da Gleba do Quinhão 16 já atendem a todos os parâmetros necessários ao processo de aprovação do Projeto.

Com relação a poligonal da Etapa I, da área total da Gleba cuja poligonal tem, aproximadamente, 111,80 hectares o mapa abaixo destaca os trechos que são passíveis de parcelamento.

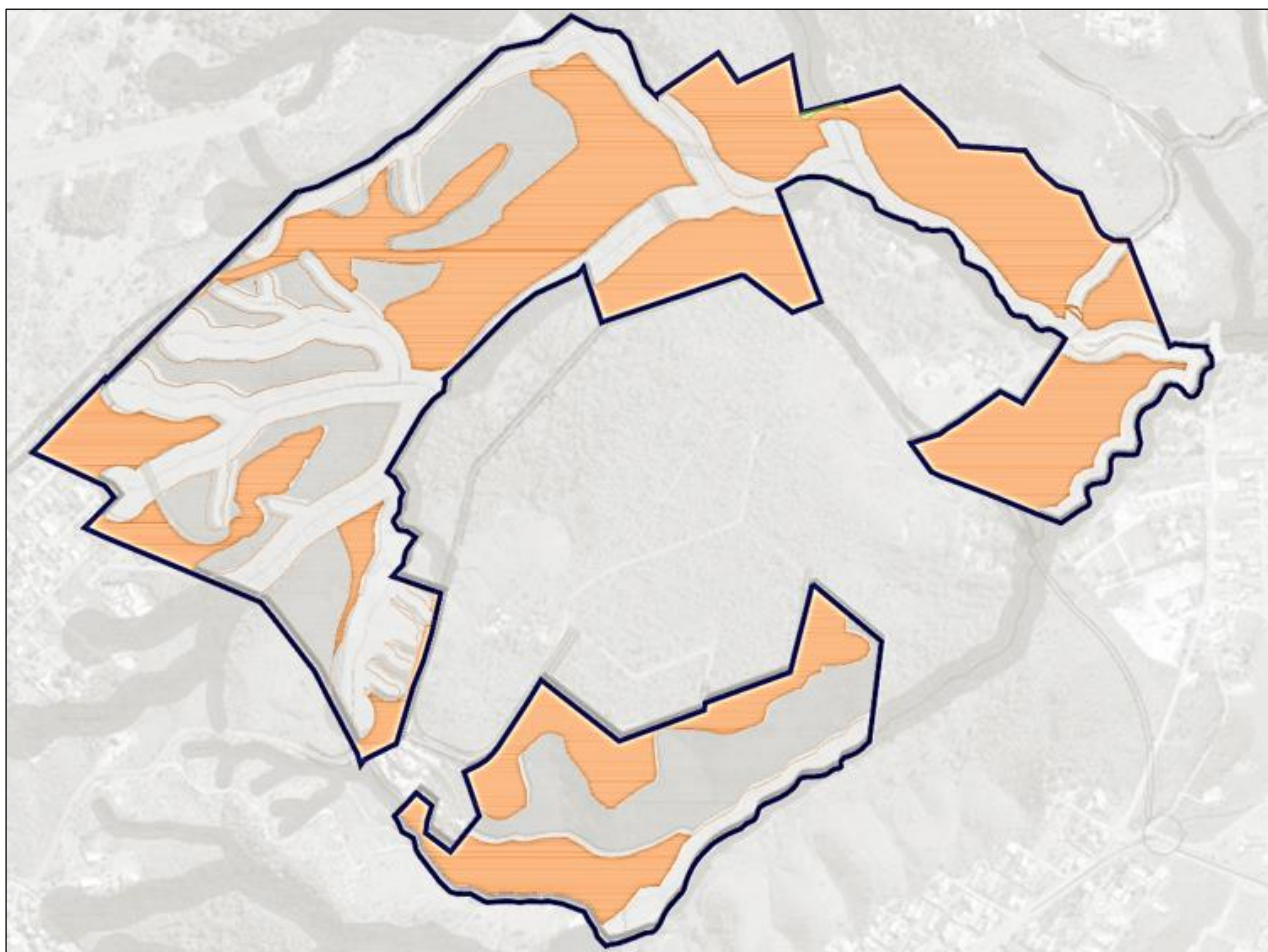


Figura 1.11: Mapa das áreas parceláveis na poligonal da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.

Conforme gráfico abaixo, a área parcelável na Poligonal da Etapa I do Quinhão 16 representa 47,14% do total, configurando assim uma área física de, aproximadamente, 52,70 hectares.

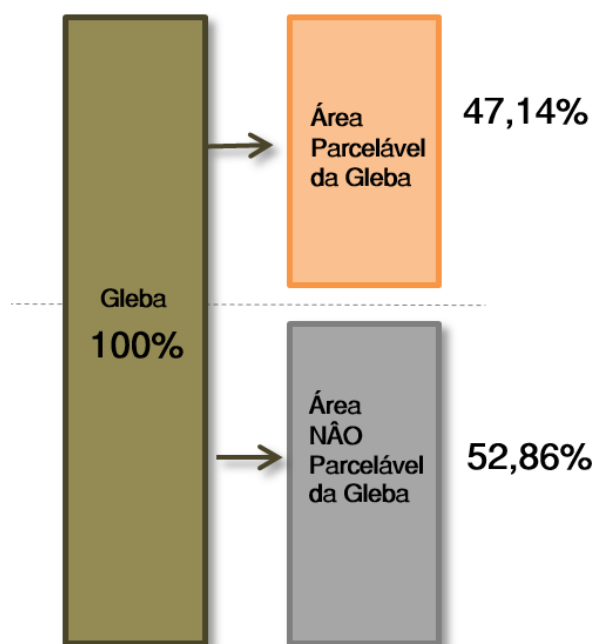


Figura 1.12: Gráfico das áreas parceláveis da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

A concepção do parcelamento da Etapa I do parcelamento da Gleba do Quinhão 16 tem o seu Uso e Ocupação do Solo apresentado na planta abaixo.

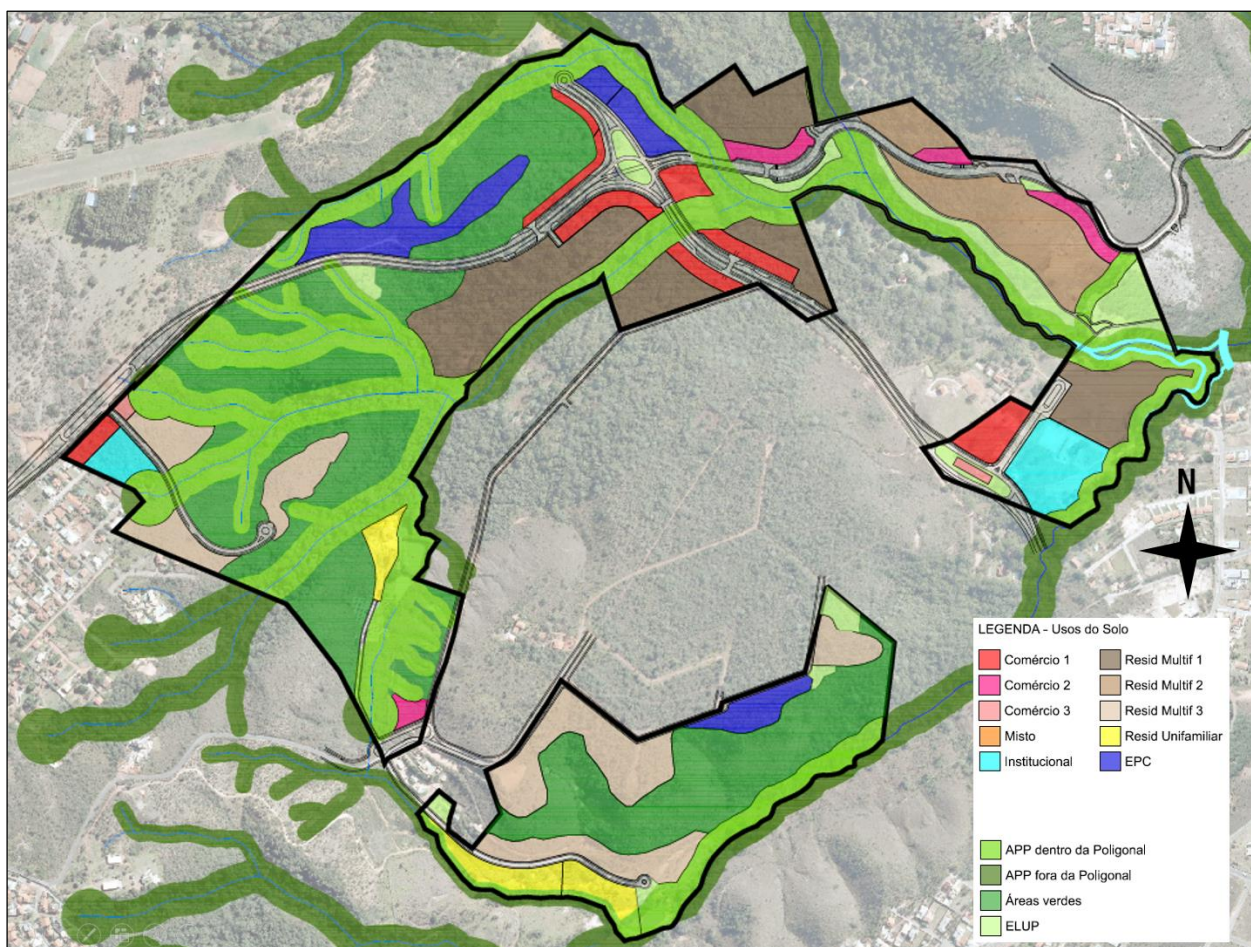


Figura 1.13: Plano de Uso e Ocupação do solo para da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.

Com relação a quantidade de área destinada aos usos e atividades, conforme gráfico abaixo, a proposta de parcelamento do Projeto Quinhão 16 apresenta um uso do solo que resulta em 67,92% de área pública e 32,08% de área privada.

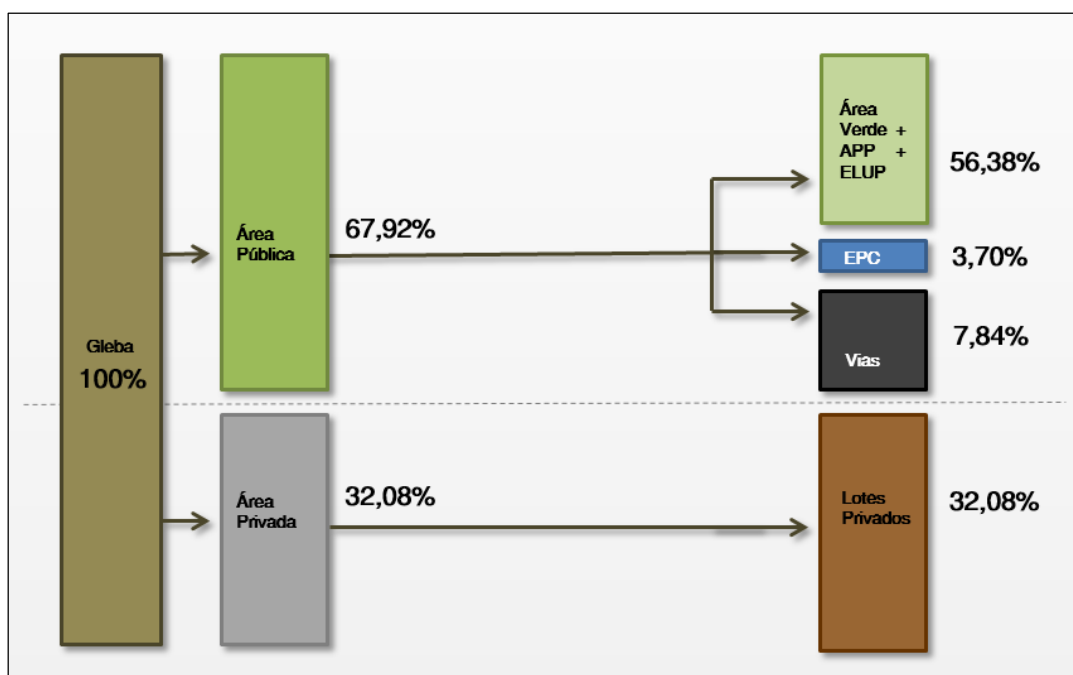


Figura 1.14: Gráfico das áreas da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

Do total de área pública:

- 56,36% da Gleba é mantida como Área Verde e APP (área de proteção permanente). As áreas verdes são ocupadas por praças e parques e, principalmente, por corredores ecológicos;
- As vias de circulação de veículo / ciclistas / pedestres e transporte público representam 7,84% da Gleba. O dimensionamento das vias é adequado às demandas futuras de circulação dos habitantes da região como um todo;
- Os equipamentos públicos representam 3,70% da área total da Gleba e estão distribuídos no parcelamento segundo os parâmetros apresentados nos diagramas conceituais anteriores;

Do total de área privada:

- Os lotes privados correspondem a 32,08% e a informação está melhor detalhada abaixo.

Dos 56,39% de área verde pública, 29,80% corresponde a APP de córrego e nascente, 23,06% corresponde a outras áreas de cobertura vegetal (em áreas de declividade e corredores verde) e 3,53% corresponde a ELUP (praças).

Vale lembrar que os EPCs correspondem, também, a 3,70%.

Somando-se os lotes privados e os lotes públicos (EPCs) tem-se que 35,78% da Gleba é parcelada com lotes. (ver gráfico abaixo)

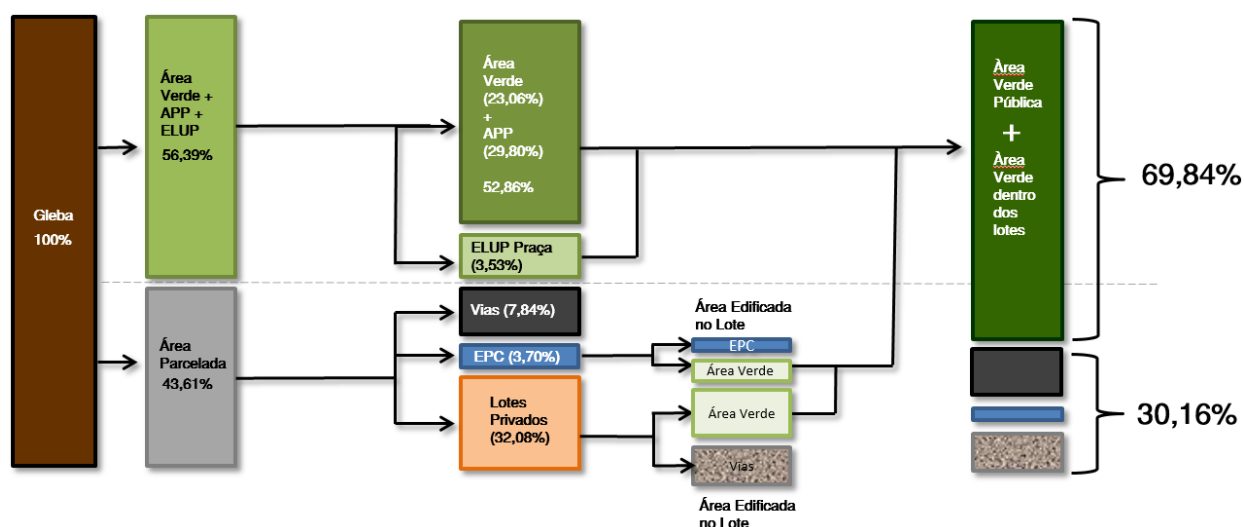


Figura 1.15: Gráfico das áreas da Etapa I do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

Mais uma vez, como já informado anteriormente, parte da área destinada aos lotes (públicos e privados) será mantida como área verde, com cobertura vegetal, de modo a atender aos parâmetros de permeabilidade do solo. Na poligonal da Etapa I do Quinhão 16 estima-se que o somatório das áreas verdes públicas com as áreas verdes mantidas dentro dos lotes possa representar, aproximadamente 69,84% do total da área de projeto. Assim apenas, aproximadamente, 30,16% do total da Gleba seria efetivamente impermeabilizado pelas edificações e pavimentação.

Com relação a poligonal da Etapa II, da área total da Gleba cuja poligonal tem, aproximadamente, 92,20 hectares o mapa abaixo destaca os trechos que são passíveis de parcelamento.

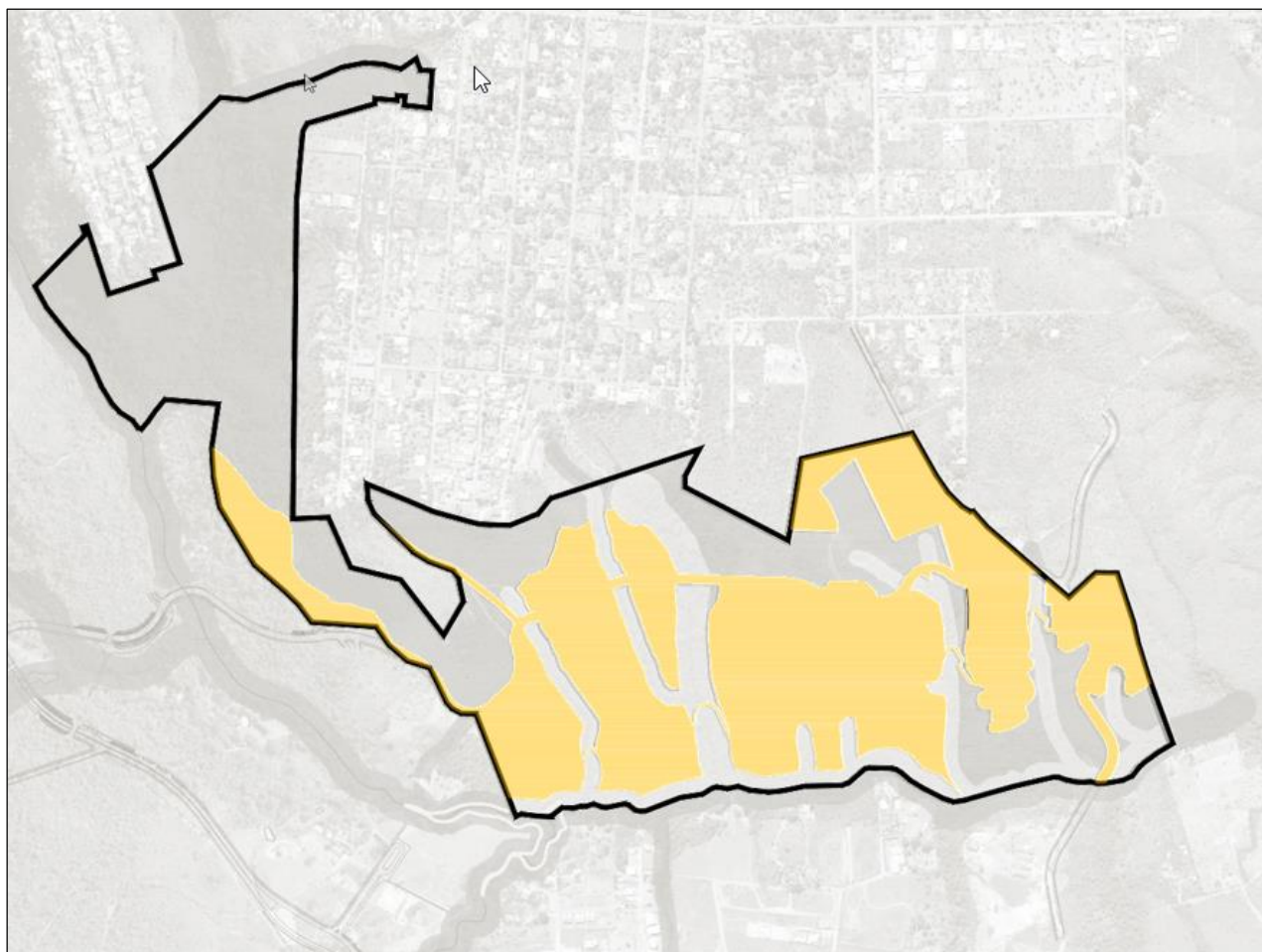


Figura 1.16: Mapa das áreas parceláveis na poligonal da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.

Conforme gráfico abaixo, a área parcelável na Poligonal da Etapa I do Quinhão 16 representa 48,65% do total, configurando assim uma área física de, aproximadamente, 44,85 hectares.

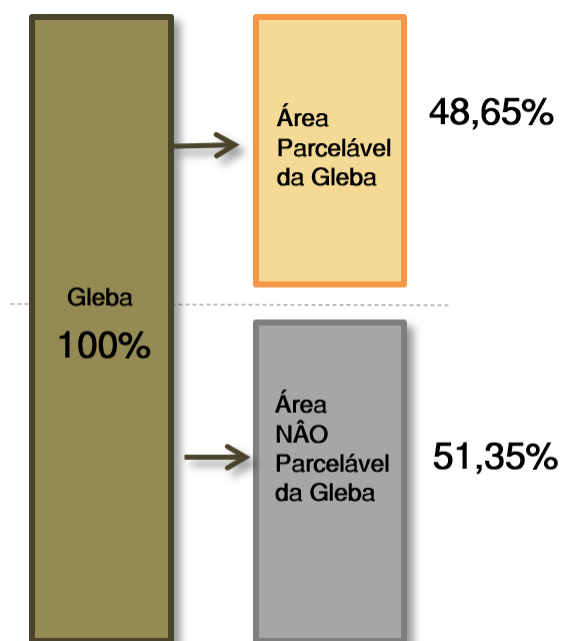


Figura 1.17: Gráfico das áreas parceláveis da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

A concepção do parcelamento da Etapa II do parcelamento da Gleba do Quinhão 16 tem o seu Uso e Ocupação do Solo apresentado na planta abaixo.

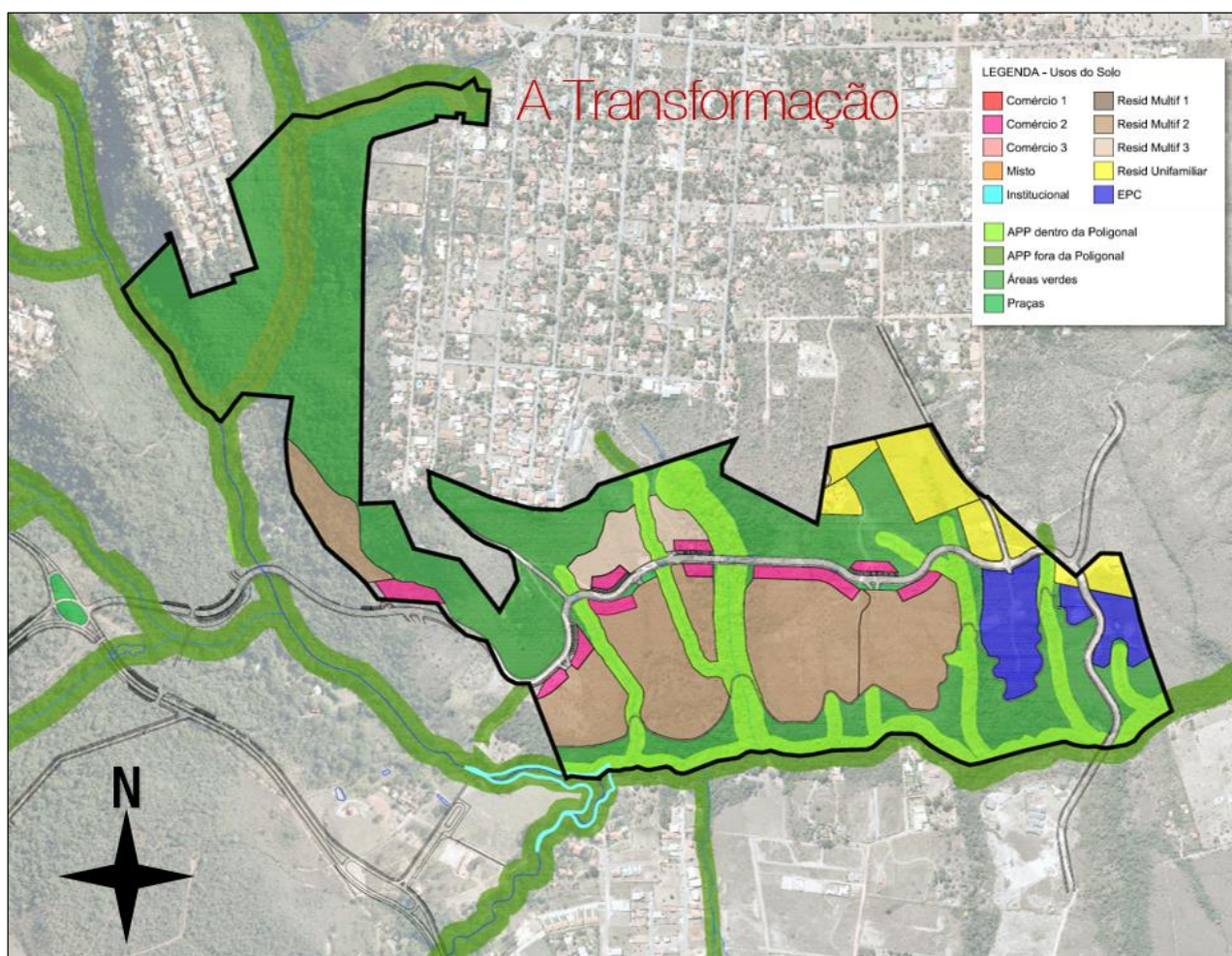


Figura 1.18: Plano de Uso e Ocupação do solo para da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16. Imagem sem escala.

Com relação a quantidade de área destinada aos usos e atividades, conforme gráfico abaixo, a proposta de parcelamento do Projeto Quinhão 16 apresenta um uso do solo que resulta em 67,68% de área pública e 32,32% de área privada.

Do total de área pública:

- 54,91% da Gleba é mantida como Área Verde e APP (área de proteção permanente). As área verdes são ocupadas por praças e parques e, principalmente, por corredores ecológicos;
- As vias de circulação de veículo/ciclistas/pedestres e transporte público representam 8,55% da Gleba. O dimensionamento das vias é adequado às demandas futuras de circulação dos habitantes da região como um todo;
- Os equipamentos públicos representam 4,22% da área total da Gleba e estão distribuídos no parcelamento segundo os parâmetros apresentados nos diagramas conceituais anteriores;

Do total de área privada:

- Os lotes privados correspondem a 32,32% e a informação está melhor detalhada abaixo.

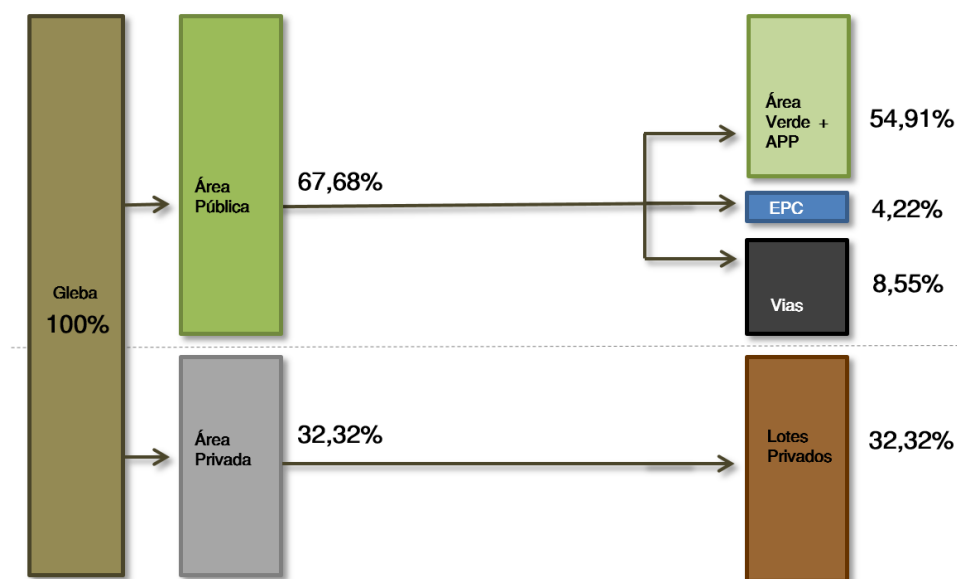


Figura 1.19: Gráfico das áreas da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

Dos 54,91% de área verde pública, 14,80% corresponde a APP de córrego e nascente, 36,55% corresponde a outras áreas de cobertura vegetal (em áreas de declividade e corredores verde) e 3,56% corresponde a ELUP (praças).

Vale lembrar que os EPCs correspondem a 4,22%. Somando-se os lotes privados e os lotes públicos (EPCs) tem-se que 36,54% da Gleba é parcelada com lotes. (ver gráfico abaixo).

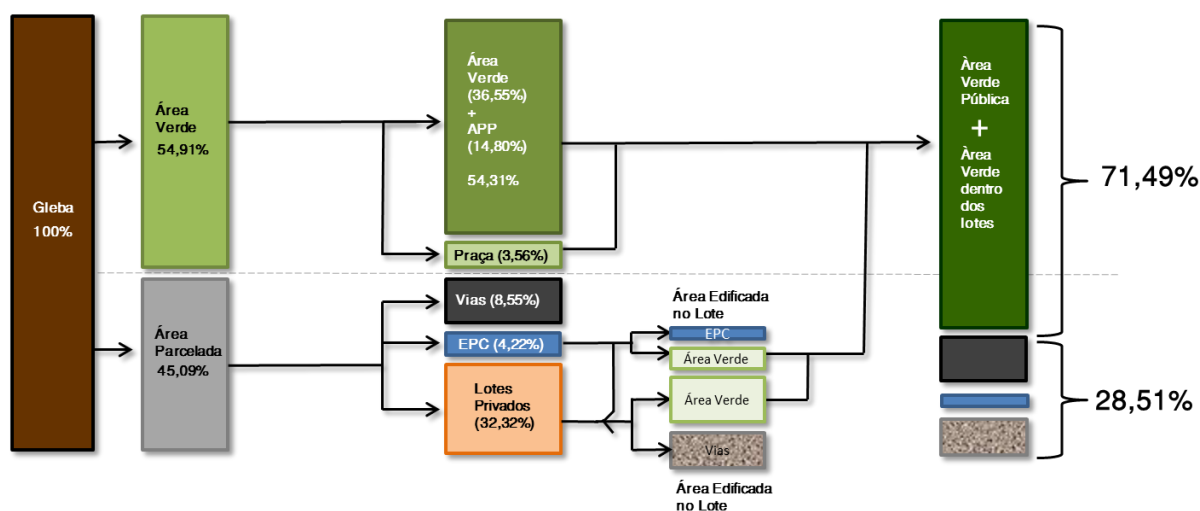


Figura 1.20: Gráfico das áreas da Etapa II do Projeto de Parcelamento do Quinhão 16.

Como já informado anteriormente, parte da área desrinada aos lotes (públicos e provados) será mantida como área verde, com cobertura vegetal, de modo a atender aos parâmetros de permeabilidade do solo. Na poligonal da Etapa I do Quinhão 16 estima-se que o somatório das áreas verdes públicas com as áreas verdes mantidas dentro dos lotes possa representar, aproximadamente 71,49% do total da área de projeto. Assim apenas, aproximadamente, 28,51% do total da Gleba seria efetivamente impermeabilizado pelas edificações e pavimentação.

2 CONCEPÇÃO BÁSICA DOS SISTEMAS DE SANEAMENTO

2.1 DRENAGEM PLUVIAL

O presente item versa sobre o manejo de águas urbanas do empreendimento em tela, abordando os princípios norteadores indicados pelo Ministério das Cidades e análises de microdrenagem e macrodrenagem, sendo este último, inclusive com análise de capacidade suporte do corpo hídrico receptor.

Como o Termo de Referência para elaboração de Projetos de Drenagem Urbana, da NOVACAP de outubro de 2012 e a Resolução ADASA nº 09 de abril de 2011 exigem que a análise de drenagem urbana seja por bacia de contribuição, com a previsão de reservatórios de qualidade e quantidade, o presente estudo abordou somente a alternativa de micro e macrodrenagem por plano de contribuição até o ribeirão Taboca.

2.1.1 Princípios Norteadores

As ações de gestão, planejamento e projeto na drenagem urbana têm o objetivo de minimizar a intervenção humana no espaço de forma a não aumentar os riscos de impactos sobre a sociedade e meio ambiente e mitigar os existentes, por meio da adequada distribuição da água no tempo e no espaço e redução dos poluentes gerados pela população (MCidades, 2011).

Os princípios norteadores da drenagem sustentável são:

- I. As ações preferenciais para a gestão da drenagem devem ser não estruturais: legislação e gestão adequada.
 - a) A legislação deve prever e evitar a ampliação da descarga pluvial nos espaços urbanos no plano de uso de solo e na implementação das novas edificações;
 - b) A legislação deve priorizar a infiltração das águas pluviais, prever e conter a poluição pluvial;
 - c) A gestão deve garantir que a legislação será cumprida em todas as etapas e dar manutenção e operação ao sistema de drenagem.
- II. As medidas estruturais corretivas na drenagem urbana devem ser realizadas:
 - a) Baseadas no Plano de Saneamento Ambiental, ou Plano Diretor de Drenagem Urbana;
 - b) Em concepção, na qual o plano ou projeto e a execução de uma obra de drenagem evitem a transferência de impacto para jusante ou montante. No caso de ser inevitável o impacto, o plano ou o projeto deverão prever medidas mitigadoras para atenuar completamente os possíveis danos e impactos;
 - c) Considerando que os impactos mencionados acima envolvem aumento da vazão na drenagem urbana, aumento da erosão e sedimentação e aumento de poluentes.
- III. Os Planos e projetos de drenagem urbana devem contemplar o seguinte:

a) O controle e a mitigação dos impactos ambientais atuais e futuros a partir das tendências de ocupação do solo urbano e as respectivas previsões dos cenários futuros, conforme o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano da cidade.

i. No desenvolvimento da drenagem sustentável, destacam-se os seguintes impactos a contemplar e seguintes estratégias de solução:

- Controle da erosão do solo por meio de redução na fonte da produção de sedimentos em construção civil, superfícies desprotegidas em loteamento, transferência de energia de novas drenagens, gerando áreas degradadas, entre outros;
- Integração com o sistema de resíduos sólidos: programa de coleta e limpeza pública em áreas de grande produção de resíduos, mecanismos de limpeza antes dos dias chuvosos, limpeza dos sistemas de amortecimentos, entre outros;
- Redes pluvial e sanitária - identificação de interligação de redes e definição das funções das redes e sua funcionalidade para evitar a contaminação conjunta;
- Programa de controle da poluição difusa - controle das fontes de contaminação da poluição difusa na cidade;
- Recuperação das áreas degradadas - programa de recuperação das áreas degradadas a partir da solução dos problemas que geraram as mesmas e sua recuperação para condições adequadas.

b) Ainda os planos e projetos devem prever os programas de operação e manutenção da drenagem, de educação e de monitoramento das informações hidrológicas.

IV. As metas ou os resultados esperados no manejo e nas intervenções relacionados com águas pluviais visam:

- a) Eliminação de alagamentos em locais e zonas com riscos às populações, ocupações regulares, estruturas e projetos na cidade;
- b) Mitigação das áreas de risco e de interferência ao escoamento das águas pluviais;
- c) Eliminação/recuperação das áreas degradadas ou inundáveis, resultantes das águas pluviais;
- d) Redução da quantidade de resíduos sólidos na drenagem, sem tolerância quanto à ocorrência do lixo domiciliar;
- e) Separação efetiva das redes pluviais e sanitárias, cuja efetividade se dá por meio da adoção de sistema separador absoluto.

V. A(s) solução(ões) e a modernização técnica para ampliação e melhoria dos sistemas de drenagem contemplam as atividades de microdrenagem e macrodrenagem para a promoção do escoamento regular das águas pluviais e prevenção de inundações locais, a jusante e a montante, proporcionando segurança sanitária, patrimonial e ambiental, por intermédio das seguintes concepções de intervenções:

- a) Estudo hidrológico da bacia hidrográfica;
- b) Projeto de melhoria e ampliação de galerias pluviais e canais (macrodrenagem);

- c) Parque isolado associado a reservatório de amortecimento de cheias ou área para infiltração de águas pluviais;
- d) Restauração de margens;
- e) Recomposição de vegetação ciliar;
- f) Renaturalização de rios e córregos;
- g) Controle de enchentes e erosões provocadas pelos efeitos da dinâmica fluvial, incluindo a construção de espigões, muro de proteção, diques de contenção e outros tipos de obras propostos nesse contexto;
- h) As intervenções de microdrenagem, complementares às demais intervenções, são:
 - i. Canaletas gramadas ou ajardinadas;
 - ii. Valas, trincheiras e poços de infiltração;
 - iii. Dispositivos para captação de águas pluviais (boca-de-lobo);
 - iv. Poços de visita ou inspeção;
 - v. Sistema de galerias de águas pluviais.
- i) As intervenções associadas à microdrenagem são:
 - i. Pavimentação, guias, sarjetas e sarjetões;
 - ii. Urbanização de caráter complementar – implantação de áreas verdes na forma de gramados e canteiros;
 - iii. Sistema de monitoramento e de informação pluviométrica;
 - iv. Arborização das ruas paralelas aos cursos d'água.
- j) Outras intervenções complementares à micro e macrodrenagem são:
 - i. Remanejamento/adequações, quando de interferências com outras infraestruturas – energia elétrica, comunicações, saneamento, transporte, vias, etc.;
 - ii. Melhorias na mobilidade viária e de pedestres (pavimentação, pontes e travessias), ao longo dos cursos d'água;
 - iii. Indicação da necessidade de áreas para o Planejamento e Urbanização de áreas degradadas;
 - iv. Indicação de regularização dos assentamentos precários existentes ao longo da bacia em estudo;
 - v. Projeto de Remoção e Reassentamento de famílias das áreas de risco e áreas de Áreas de Preservação Permanente (APP's).

2.1.2 Memorial Descritivo do Sistema

2.1.2.1 Microdrenagem Urbana

O sistema de drenagem pluvial é importante para reduzir os impactos ambientais negativos provenientes da implantação do empreendimento, com sua consequente elevação do escoamento superficial.

Os estudos basearam-se no “Termo de Referência para a Elaboração de Projetos Executivos de Sistema de Esgotos Pluviais” da NOVACAP, bem como as suas normas usuais.

A implantação do sistema de drenagem no empreendimento deverá apresentar as seguintes unidades básicas: sarjetas, canaletas, bocas de lobo, galerias, poços de visitas, reservatórios de qualidade e quantidade e bacias de dissipação nos pontos finais das galerias.

Os dispositivos a serem empregados nos pontos de lançamentos deverão ser projetados seguindo rigorosamente as normas e padrões da NOVACAP.

O empreendimento em estudo situa-se na bacia de drenagem do ribeirão Taboca.

Assim, a concepção geral do sistema de drenagem urbana poderá ser realizada por meio de 69 bacias de drenagem dentro da poligonal do empreendimento, preferencialmente por lote de grandes dimensões.

O Método Racional foi utilizado para estimar as vazões nas bacias de contribuição, método usualmente adotado pela NOVACAP para bacias de contribuição inferior a 300 ha. O método utiliza a seguinte expressão:

$$Q = c \times i \times a$$

Equação 2.1: Método Racional.

Onde:

Q = vazão (L/s);

c = coeficiente de escoamento superficial da área contribuinte;

i = intensidade de chuva crítica (L/s x ha);

a = área da bacia contribuinte (ha).

Os seguintes parâmetros de projetos foram utilizados para a estimativa de vazões nas bacias de drenagem da área do empreendimento:

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado.

A Tabela 2.1, apresenta os valores para o coeficiente de escoamento superficial em função das características do uso e ocupação da área de drenagem.

Tabela 2.1: Valores para o coeficiente de escoamento superficial em função das características de uso e ocupação da área de drenagem.

Característica da Área Drenada	Coeficiente de escoamento
Para áreas calçadas ou impermeabilizadas	0,9
Para áreas intensamente urbanizadas e sem áreas verdes	0,7
Para áreas residenciais com áreas ajardinadas	0,4
Para áreas integralmente gramadas ou urbanizadas	0,15
Telhado (*)	0,75 - 0,95
Blocos de Concreto (**)	0,78
Fontes: Termo de referência para elaboração de projetos de drenagem pluvial da NOVACAP; (*) ASCE (1969); (**) ARAÚJO et al (2000), pág. 27.	

Ainda, um lote apresenta diferentes categorias de superfícies, conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Percentuais de ocupação de um lote e seus coeficientes de escoamento.

Tipo de Superfície		Percentual do Lote (%)	C	Observações
Vias e Estacionamento		20	0,78	Utilização de concreto intertravado nas vias e estacionamentos
Área Edificada	Projeção de Telhados	20	0,75	Os escoamentos gerados pelas águas precipitadas nos telhados serão atenuados pelas caixas de retenção.
	Demais Áreas Edif.	10	0,40	Foram previstos Jardins de Chuva e Trincheiras de Infiltração próximas às áreas edificadas.
Área Verde		50	0,15	-

Os percentuais acima apresentados são válidos para todos os lotes e estão em conformidade com o projeto urbanístico previsto para o empreendimento, onde foram definidos níveis máximos de impermeabilização para os lotes do mesmo.

O coeficiente de escoamento de uma bacia de superfícies variáveis pode ser estimado pela ponderação do coeficiente das diferentes superfícies. Assim, o coeficiente de escoamento de um lote pode ser computado a partir da seguinte expressão:

$$C_{Lote} = \frac{P_{Pav} \times C_{Pav} + P_{Edif} \times C_{Edif} + P_{Perm} \times C_{Perm}}{100}$$

Equação 2.2: Coeficiente de Escoamento na Bacia.

Onde:

C_{Lote} – coeficiente de escoamento ponderado de um lote;

$PPav$ – percentual de área pavimentada;

$CPAV$ – coeficiente de escoamento do pavimento Inter travado permeável;

$PEdif$ – percentual de área edificada;

$CEdif$ – coeficiente de escoamento para áreas edificadas;

$PPerm$ – percentual de área pavimentada;

$CPerm$ – coeficiente de escoamento para áreas permeáveis.

Substituindo os valores da tabela acima na expressão anteriormente apresentada, verifica-se que o coeficiente de escoamento superficial de um lote é de 0,58, sendo assim, a favor da segurança será considerado um coeficiente de 0,60 tanto para área do empreendimento quanto para a área dos lotes.

A situação atual da área do empreendimento apresenta cobertura vegetal antropizada, entretanto foi estimado o coeficiente de escoamento superficial equivalente a 0,20.

Para as áreas do sistema viário será adotado conforme Termo de Referência da NOVACAP, em áreas de calçada ou impermeabilizadas um coeficiente de escoamento de 0,90.

Utilizou-se a curva de intensidade x duração x frequência da chuva recomendada pela NOVACAP. A equação da curva é apresentada a seguir:

$$i = 166,67 \times \frac{21,7 \times Tr^{0,16}}{(Tc + 11)^{0,815}}$$

Equação 2.3: Curva IDF.

Onde:

i = intensidade de chuva (L/s x ha);

Tr = tempo de recorrência (anos);

t = tempo de concentração (min);

166,7 = coeficiente de transformação de mm/min em L/s x ha.

O tempo de recorrência indica o tempo que a maior chuva de um período leva para acontecer novamente, pelo menos uma vez. Segundo orientações da NOVACAP, adotou-se o tempo de recorrência de 10 anos.

O tempo de concentração reflete o tempo de deslocamento de um pingo de água do mais distante ponto da bacia até o ponto onde vai ser captada. Segundo orientações da NOVACAP, adotou-se o tempo de concentração de 15 minutos.

Para determinação da intensidade de chuva crítica foram calculados os tempos de duração da chuva e igualados aos tempos de concentração.

Os parâmetros adotados para as estimativas de vazões para o empreendimento, considerando a situação atual (sem urbanização) e a futura (com o empreendimento), são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Parâmetros de projeto para a estimativa de vazões de escoamento superficial nos lotes.

Parâmetros de Projeto	ETAPA 1					
	Unidade	Lote 1	Lote 2	Lote 3	Lote 4	Lote 5
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,37	0,73	0,12	0,16	0,69
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	2,65	0,90	0,31	0,07	0,10
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,05	0,12	0,06	0,20	0,04
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,26	3,65	4,35	4,02	4,08
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	104,00	81,00	35,00	50,00	112,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,41	0,37	0,13	0,21	0,46
09-Tempo de Concentração Total	min	15,41	15,37	15,13	15,21	15,46
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	194,75	66,14	22,78	5,14	7,35
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	81,57	160,94	26,46	35,27	152,12
15 - Vazão Total	L/s	276,32	227,08	49,24	40,42	159,47

Parâmetros de Projeto	ETAPA 1					
	Unidade	Lote 6	Lote 7	Lote 8	Lote 9	Lote 10
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	1,12	1,17	0,6	0,25	0,18
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	1,29	0,00	0,84	0,31	0,00
03-Tempo de Entrada na 1º Boca de Lobo	min	15	15	15	15	15
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,14	0,05	0,14	0,13	0,04
06-Velocidade Média Estimada	m/s	2,9	4,15	3,26	4,1	5,43
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	205,00	263,00	148,00	80,00	380,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	1,18	1,06	0,76	0,33	1,17
09-Tempo de Concentração Total	min	16,18	16,06	15,76	15,33	16,17
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	94,80	0,00	61,73	22,78	0,00
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	246,92	257,95	132,28	55,12	39,68
15 - Vazão Total	L/s	341,72	257,95	194,01	77,90	39,68

Parâmetros de Projeto	Unidade	ETAPA 1					
		Lote 11	Lote 12	Lote 13	Lote 14	Lote 15	Lote 16
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	2,48	0,71	0,91	0,76	1,78	1,00
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	2,75	0,47	2,41	1,60	2,97	0,18
03-Tempo de Entrada na 1º Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,09	0,02	0,13	0,11	0,16	0,01
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,80	3,01	3,06	3,56	3,95	2,77
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	90,00	250,00	317,00	140,00	61,00	432,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,31	1,38	1,73	0,66	0,26	2,60
09-Tempo de Concentração Total	min	15,31	16,38	16,73	15,66	15,26	17,60
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	202,09	34,54	177,11	117,58	218,26	13,23
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	546,76	156,53	200,62	167,55	392,43	220,47
15 - Vazão Total	L/s	748,85	191,07	377,73	285,14	610,69	233,69

Parâmetros de Projeto	ETAPA 1					
	Unidade	Lote 17	Lote 18	Lote 19	Lote 20	Lote 21
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	1,27	2,08	3,91	0,98	0,59
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,17	0,00	2,45	0,00	0,00
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15	15	15	15	15
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,10	0,14	0,10	0,05	0,05
06-Velocidade Média Estimada	m/s	3,65	3,95	4,32	4,20	4,51
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	303,00	184,00	195,00	107,00	186,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	1,38	0,78	0,75	0,42	0,69
09-Tempo de Concentração Total	min	16,38	15,78	15,75	15,42	15,69
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	12,49	0,00	180,05	0,00	0,00
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	279,99	458,57	862,03	216,06	130,08
15 - Vazão Total	L/s	292,49	458,57	1042,07	216,06	130,08

Parâmetros de Projeto	Unidade	ETAPA 1					
		Lote 22	Lote 23	Lote 24	Lote 25	Lote 26	Lote 27
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,34	0,18	0,3	0,72	0,42	0,51
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	1,04	0,42	0,18	0,55	0,28	1,23
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15	15	15	15	15	15
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,11	0,09	0,08	0,25	0,23	0,17
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,20	4,16	4,36	3,5	2,96	1,96
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	64,00	148,00	65,00	80,00	107,00	145,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,25	0,59	0,25	0,38	0,60	1,23
09-Tempo de Concentração Total	min	15,25	15,59	15,25	15,38	15,60	16,23
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	76,43	30,87	13,23	40,42	20,58	90,39
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	74,96	39,68	66,14	158,74	92,60	112,44
15 - Vazão Total	L/s	151,39	70,55	79,37	199,16	113,17	202,83

Parâmetros de Projeto	Unidade	ETAPA 1					
		Lote 28	Lote 29	Lote 30	Lote 31	Lote 32	Lote 33
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,53	0,69	1,63	0,51	2,19	0,98
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,51	0,34	1,20	0,00	1,86	0,00
03-Tempo de Entrada na 1º Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,03	0,03	0,04	0,03	0,09	0,05
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,45	3,55	4,17	4,43	4,65	4,98
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	265,00	150,00	247,00	336,00	175,00	460,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,99	0,70	0,99	1,26	0,63	1,54
09-Tempo de Concentração Total	min	15,99	15,70	15,99	16,26	15,63	16,54
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	37,48	24,99	88,19	0,00	136,69	0,00
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	116,85	152,12	359,36	112,44	482,82	216,06
15 - Vazão Total	L/s	154,33	177,11	447,55	112,44	619,51	216,06

Parâmetros de Projeto	ETAPA 1						
	Unidade	Lote 34	Lote 35	Lote 36	Lote 37	Lote 38	Lote 39
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,24	3,93	0,14	0,85	2,05	1,97
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,00	0,54	0,33	0,17	0,10	0,97
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,04	0,14	0,08	0,18	0,12	0,11
06-Velocidade Média Estimada	m/s	3,94	3,64	3,20	4,01	4,62	4,58
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	122,00	72,00	445,00	167,00	84,00	314,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,52	0,33	2,32	0,69	0,30	1,14
09-Tempo de Concentração Total	min	15,52	15,33	17,32	15,69	15,30	16,14
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	0,00	39,68	24,25	12,49	7,35	71,28
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	52,91	866,43	30,87	187,40	451,96	434,32
15 - Vazão Total	L/s	52,91	906,12	55,12	199,89	459,31	505,60

Parâmetros de Projeto	Unidade	ETAPA 1		ETAPA 2			
		Lote 40	Lote 41	Lote 1	Lote 2	Lote 3	Lote 4
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,83	0,12	1,94	0,42	0,16	0,17
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,24	0,52	3,62	1,29	0,90	1,12
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,07	0,06	0,22	0,07	0,16	0,09
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,82	4,87	4,13	4,02	3,65	4,01
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	67,00	159,00	115,00	74,00	204,00	275,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,23	0,54	0,46	0,31	0,93	1,14
09-Tempo de Concentração Total	min	15,23	15,54	15,46	15,31	15,93	16,14
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	17,64	38,21	266,03	94,80	66,14	82,31
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	182,99	26,46	427,71	92,60	35,27	37,48
15 - Vazão Total	L/s	200,62	64,67	693,74	187,40	101,41	119,79

Parâmetros de Projeto	ETAPA 2						
	Unidade	Lote 5	Lote 6	Lote 7	Lote 8	Lote 9	Lote 10
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	2,28	3,95	0,22	0,17	1,31	0,66
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,00	0,06	0,12	0,00	2,07	0,17
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15	15	15	15	15	15
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,06	0,13	0,11	0,17	0,04	0,19
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,66	4,26	4,02	3,95	3,82	3,65
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	87,00	90,00	80,00	178,00	127,00	133,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,31	0,35	0,33	0,75	0,55	0,61
09-Tempo de Concentração Total	min	15,31	15,35	15,33	15,75	15,55	15,61
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	0,00	4,41	8,82	0,00	152,12	12,49
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	502,66	870,84	48,50	37,48	288,81	145,51
15 - Vazão Total	L/s	502,66	875,25	57,32	37,48	440,93	158,00

ETAPA 2							
Parâmetros de Projeto	Unidade	Lote 11	Lote 12	Lote 13	Lote 14	Lote 15	Lote 16
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,15	0,15	0,88	0,54	5,46	0,16
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,00	0,16	0,00	1,77	0,30	0,33
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,10	0,10	0,06	0,25	0,17	0,13
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,31	4,27	4,58	3,26	4,23	4,33
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	244,00	48,00	90,00	80,00	178,00	265,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,94	0,19	0,33	0,41	0,70	1,02
09-Tempo de Concentração Total	min	15,94	15,19	15,33	15,41	15,70	16,02
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	0,00	11,76	0,00	130,08	22,05	24,25
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	33,07	33,07	194,01	119,05	1203,75	35,27
15 - Vazão Total	L/s	33,07	44,83	194,01	249,13	1225,80	59,53

Parâmetros de Projeto	ETAPA 2					
	Unidade	Lote 17	Lote 18	Lote 19	Lote 20	Lote 21
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,46	0,50	2,06	0,66	0,37
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,42	0,69	1,09	0,00	0,36
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,11	0,18	0,09	0,11	0,15
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,48	4,29	4,94	4,48	4,64
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	45,00	55,00	214,00	90,00	97,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,17	0,21	0,72	0,33	0,35
09-Tempo de Concentração Total	min	15,17	15,21	15,72	15,33	15,35
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	30,87	50,71	80,10	0,00	26,46
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	101,41	110,23	454,16	145,51	81,57
15 - Vazão Total	L/s	132,28	160,94	534,26	145,51	108,03

ETAPA 2								
Parâmetros de Projeto	Unidade	Lote 22	Lote 23	Lote 24	Lote 25	Lote 26	Lote 27	Lote 28
01 – Área de Drenagem - Urbana	ha	0,22	3,87	2,51	0,15	0,34	0,59	1,06
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,14	0,00	0,21	0,19	0,09	0,37	0,57
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,04	0,41	0,33	0,29	0,20	0,14	0,42
06-Velocidade Média Estimada	m/s	3,74	4,33	4,23	3,96	3,85	3,56	4,56
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	135,00	123,00	90,00	104,00	51,00	71,00	146,00
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,60	0,47	0,35	0,44	0,22	0,33	0,53
09-Tempo de Concentração Total	min	15,60	15,47	15,35	15,44	15,22	15,33	15,53
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 -Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 -Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	10,29	0,00	15,43	13,96	6,61	27,19	41,89
13 -Coeficiente de escoamento - Urbano		0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
14 -Vazão Estimada - Urbano	L/s	48,50	853,21	553,37	33,07	74,96	130,08	233,69
15 - Vazão Total	L/s	58,79	853,21	568,80	47,03	81,57	157,27	275,58

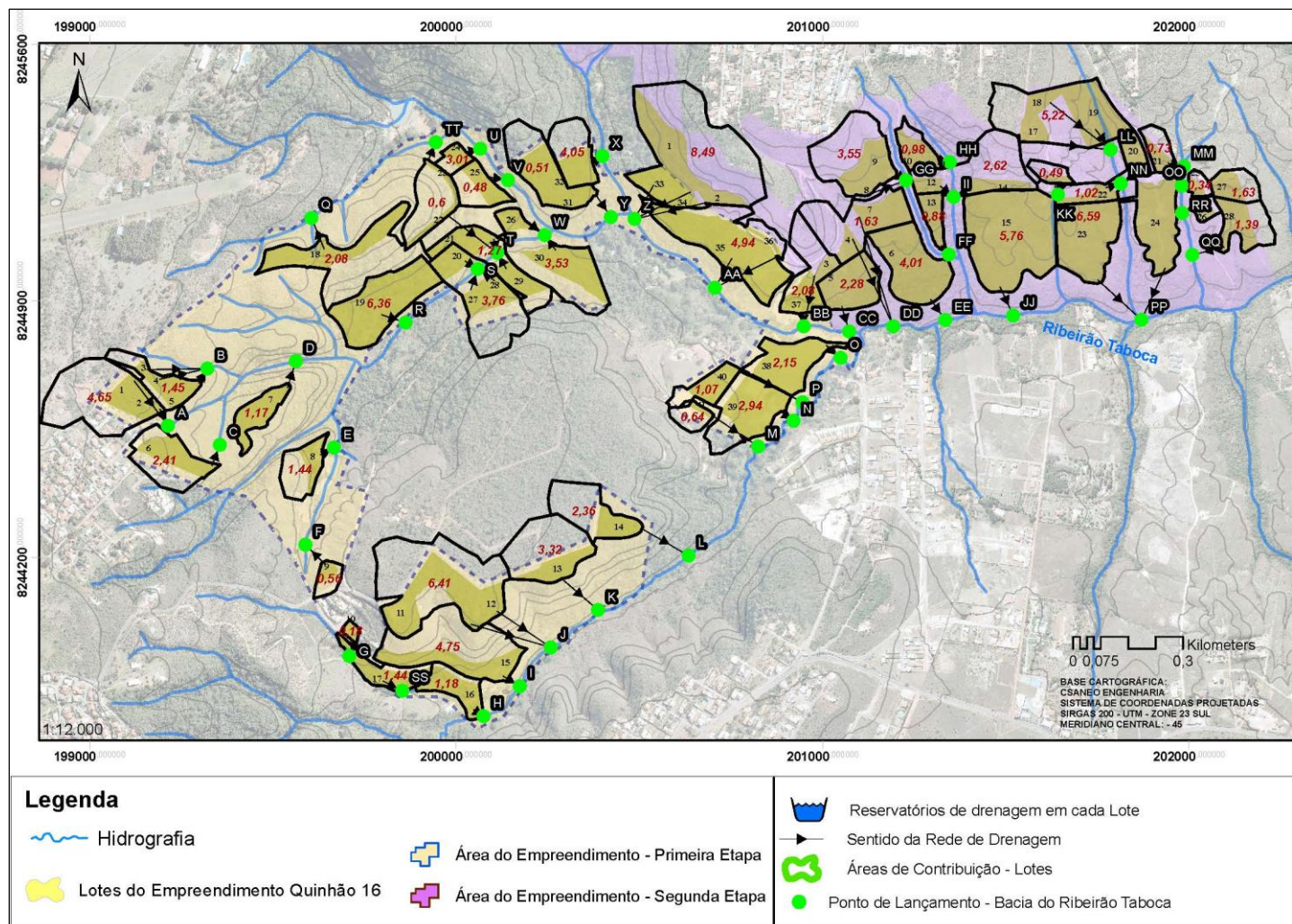


Figura 2.1: Área de Contribuição.

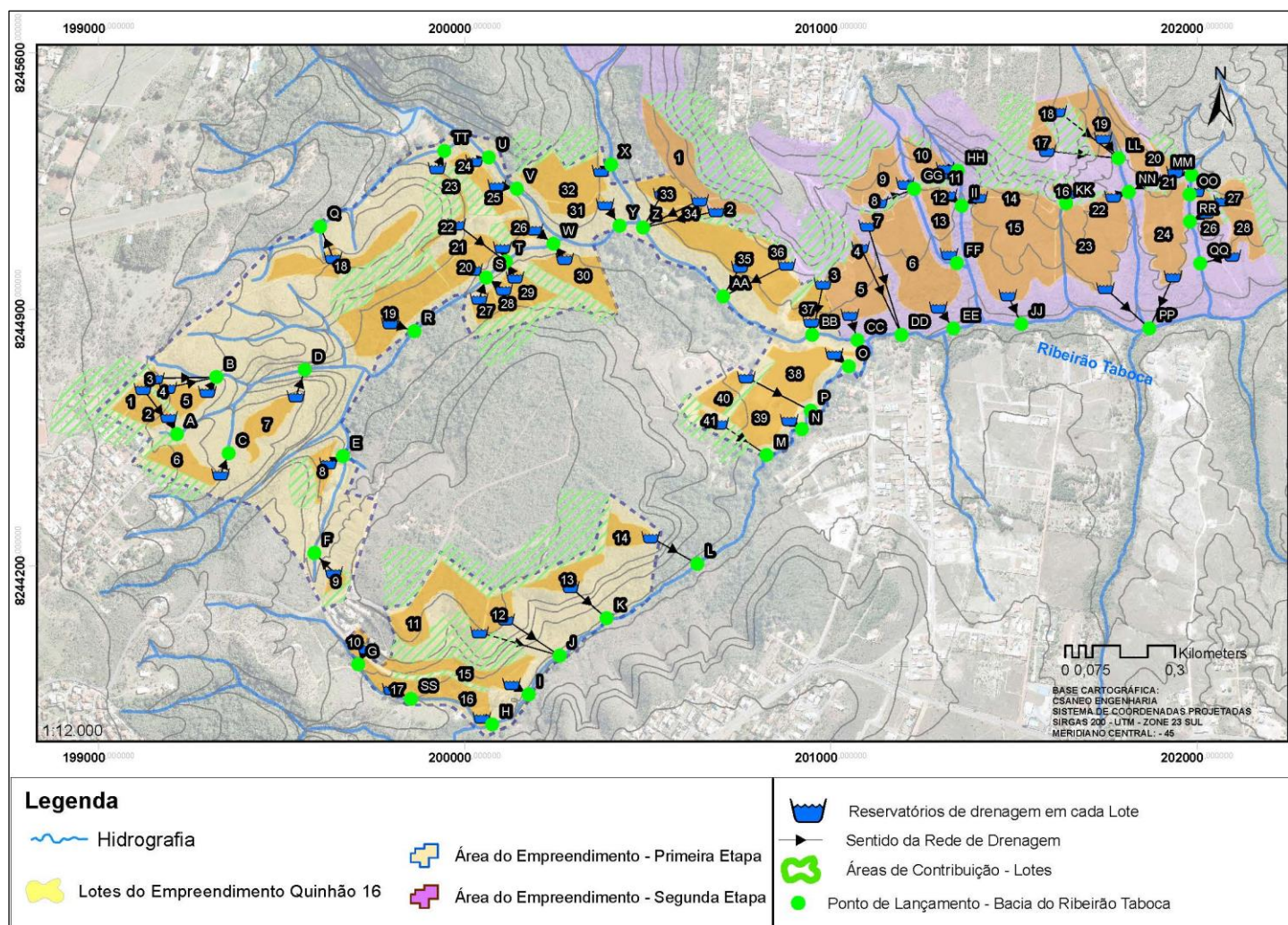


Figura 2.2: Lançamento no Ribeirão Taboca.

Tabela 2.4: Resumo dos pontos de lançamento dos lotes.

Coordenadas			
Ponto de Lançamento dos lotes	UTM		Vazão de Contribuição dos Lotes (l/s)
A	199214	8244558	503,40
B	199320	8244715	249,13
C	199355	8244509	341,72
D	199563	8244734	257,95
E	199667	8244499	194,01
F	199588	8244237	77,90
G	199707	8243931	39,68
H	200073	8243766	233,69
I	200173	8243848	610,69
J	200255	8243957	939,92
K	200388	8244055	377,73
L	200636	8244206	285,14
N	200921	8244572	505,60
M	200824	8244501	64,67
O	201049	8244744	459,31
P	200945	8244624	200,62
Q	199606	8245090	458,57
R	199862	8244841	1042,07
S	200058	8244987	573,21
T	200110	8250271	458,57
U	200063	8245314	79,37
V	200142	8245229	199,16
W	200241	8245081	560,72
Y	200423	8245128	112,44
X	200399	8245294	619,51
Z	200485	8245123	1150,10
AA	200706	8244936	961,24
BB	200947	8244829	301,30
CC	201070	8244818	502,66
DD	201192	8244829	177,11
EE	201333	8244848	875,25
FF	201345	8245025	194,01
GG	201232	8245210	478,41
HH	201347	8245278	191,07
II	20135	8245184	293,96
JJ	201520	8244860	1225,80
KK	201638	8245194	59,53
LL	201783	8245311	827,49
NN	201814	8245219	204,30
MM	201983	8245203	108,03
OO	201979	8245213	47,03
PP	201977	8244877	1422,01
QQ	202010	8245024	275,58
RR	201983	8245133	238,84
SS	199851	8243835	292,49
TT	199940	8245335	70,55
Total			19341,56

Portanto, além das novas moradias que serão construídas, constituirão o novo empreendimento, vias, praças, equipamentos públicos, descritos no plano urbanístico, que também deverão apresentar dispositivos de disciplinamento das águas pluviais, a fim de evitar impactos ambientais negativos.

A Figura 2.3, representa as vias a serem construídas no empreendimento. As tabelas, a seguir, apresentam os parâmetros adotados para as estimativas de vazões para as vias do empreendimento.

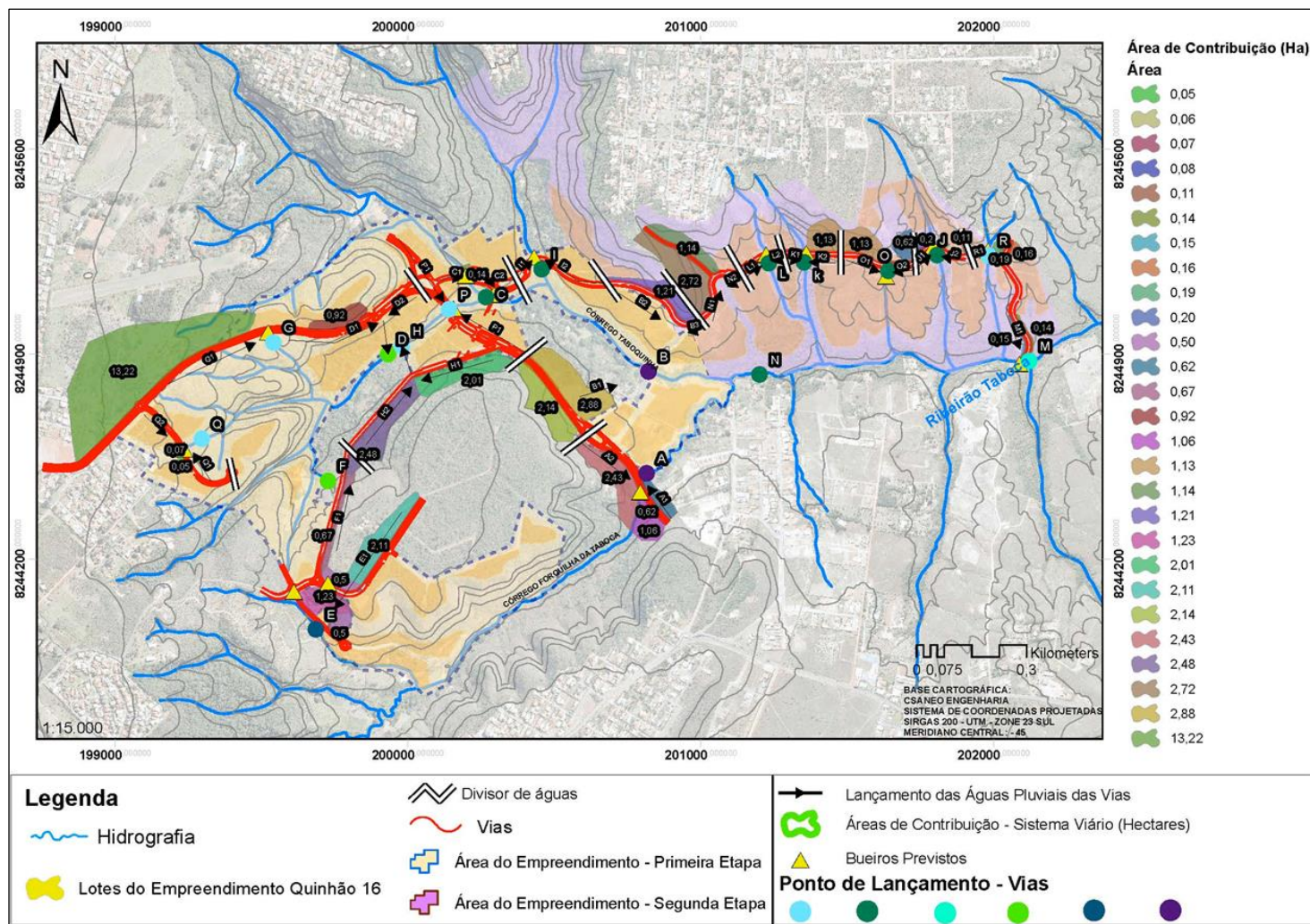


Figura 2.3: Vias a serem construídas no empreendimento.

Tabela 2.5: Parâmetros de projeto para a estimativa de vazões de escoamento superficial.

Parâmetros de Projeto	Unidade	Lançamento A1	Lançamento A2	Lançamento B1	Lançamento B2	Lançamento B3	Lançamento C1	Lançamento C2	Lançamento D1	Lançamento D2	Lançamento E
01 – Área de Drenagem - Vias	ha	0,14	0,22	0,33	0,29	0,07	0,11	0,15	0,36	0,15	0,74
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	1,68	2,43	5,02	1,21	0,00	0,08	0,14	0,92	0,00	4,34
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,16	0,10	0,07	0,08	0,34	0,21	0,15	0,06	0,15	0,03
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,56	5,56	4,89	5,89	4,23	5,23	6,23	3,22	4,22	2,26
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	157,71	247,88	368,38	320,15	74,06	121,05	166,90	400,55	161,91	821,18
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,58	0,74	1,26	0,91	0,29	0,39	0,45	2,07	0,64	6,06
09-Tempo de Concentração Total	min	15,58	15,74	16,26	15,91	15,29	15,39	15,45	17,07	15,64	21,06
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 - Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 - Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	123,46	178,58	368,91	88,92	0,00	5,88	10,29	67,61	0,00	318,94
11 - Coeficiente de Escoamento - Pavimento		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
12 -Vazão estimada - Pavimento	L/s	46,94	73,78	109,64	95,29	22,04	36,03	49,67	119,22	48,19	244,41
14 -Vazão Estimada - Total	L/s	170,40	252,35	478,56	184,21	22,04	41,91	59,96	186,83	48,19	563,35

Parâmetros de Projeto	Unidade	Lançamento F	Lançamento G	Lançamento H1	Lançamento H2	Lançamento I1	Lançamento I2	Lançamento J1	Lançamento J2
01 – Área de Drenagem - Vias	ha	0,31	0,83	0,27	0,29	0,08	0,24	0,07	0,12
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,67	13,22	2,01	2,48	0,00	0,00	0,20	0,11
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	800	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,37	0,05	0,09	0,16	0,21	0,19	0,13	0,22
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,56	4,89	5,23	4,32	3,22	4,22	1,26	2,26
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	349,35	923,41	297,30	322,22	92,45	261,33	80,82	133,09
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	1,28	3,15	0,95	1,24	0,48	1,03	1,07	0,98
09-Tempo de Concentração Total	min	16,28	18,15	15,95	16,24	15,48	16,03	16,07	15,98
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 - Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 - Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	49,24	971,52	147,71	182,25	0,00	0,00	14,70	8,08
11 - Coeficiente de Escoamento - Pavimento		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
12 -Vazão estimada - Pavimento	L/s	103,98	274,83	88,49	95,90	27,52	77,78	24,05	39,61
14 -Vazão Estimada - Total	L/s	153,21	1246,36	236,20	278,16	27,52	77,78	38,75	47,70

Parâmetros de Projeto	Unidade	Lançamento K1	Lançamento K2	Lançamento L1	Lançamento L2	Lançamento M	Lançamento N1	Lançamento N2
01 – Área de Drenagem - Vias	ha	0,07	0,11	0,10	0,05	0,38	0,16	0,08
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	0,07	1,13	0,00	0,00	0,45	2,72	1,14
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,20	0,13	0,14	0,28	0,04	0,08	0,17
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,56	5,56	4,89	5,89	5,23	3,22	4,22
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	76,32	118,44	105,59	53,27	425,07	178,55	89,73
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,28	0,36	0,36	0,15	1,35	0,92	0,35
09-Tempo de Concentração Total	min	15,28	15,36	15,36	15,15	16,35	15,92	15,35
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 - Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 - Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	5,14	83,04	0,00	0,00	33,07	199,89	83,78
11 - Coeficiente de Escoamento - Pavimento		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
12 -Vazão estimada - Pavimento	L/s	22,72	35,25	31,43	15,85	126,51	53,14	26,71
14 -Vazão Estimada - Total	L/s	27,86	118,29	31,43	15,85	159,58	253,03	110,48

Parâmetros de Projeto	Unidade	Lançamento O1	Lançamento O2	Lançamento P	Lançamento Q1	Lançamento Q2	Lançamento R1	Lançamento R2
01 – Área de Drenagem - Vias	ha	0,14	0,09	0,29	0,23	0,19	0,06	0,05
02 – Área de Drenagem - Áreas Verdes	ha	1,13	0,62	0,00	0,05	0,07	0,00	0,19
03-Tempo de Entrada na 1ª Boca de Lobo	min	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
04-Diâmetro Médio da Rede	mm	600	600	600	600	600	600	600
05-Declividade Média da Rede	m/m	0,10	0,15	0,05	0,06	0,07	0,23	0,29
06-Velocidade Média Estimada	m/s	4,22	5,22	2,26	4,26	3,26	2,26	1,26
07-Comprimento Estimado – Maior Coletor	m	157,48	99,80	324,32	258,33	210,16	66,11	51,96
08-Tempo das Águas nas Tubulações	min	0,62	0,32	2,39	1,01	1,07	0,49	0,69
09-Tempo de Concentração Total	min	15,62	15,32	17,39	16,01	16,07	15,49	15,69
10-Intensidade da Chuva Crítica	L/s x ha	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44	367,44
11 - Coeficiente de escoamento - Áreas Verdes		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
12 - Vazão estimada - Áreas Verdes	L/s	83,04	45,56	0,00	3,67	5,14	0,00	13,96
11 - Coeficiente de Escoamento - Pavimento		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
12 -Vazão estimada - Pavimento	L/s	46,87	29,70	96,53	76,89	62,55	19,68	15,46
14 -Vazão Estimada - Total	L/s	129,91	75,27	96,53	80,56	67,69	19,68	29,43

Tabela 2.6: Resumo dos pontos de lançamento das vias.

Ponto de Lançamento das Vias	Coordenadas		Vazão de Contribuição das vias (L/s)
	(UTM - Zona 23 Sul)		
A	200811	8244494	422,76
B	200822	8244842	684,81
C	20313	8245078	101,87
D	199845	8244822	235,01
E	199682	8243960	563,35
F	199729	8244471	153,21
G	199539	8244940	1246,36
H	199978	8244928	514,35
I	200454	8245191	105,30
J	201805	8245399	86,45
K	201351	8245215	146,15
L	201229	8245208	47,28
N	202119	8245208	363,52
M	201199	8244833	159,58
O	201638	8245189	205,18
P	200139	8245052	96,53
Q	199292	8244613	148,26
R	201979	8245245	49,10
Total			5329,07

Ainda com relação a microdrenagem, o atual Estudo propõe a concepção de um sistema, fundamentalmente, por:

- a) Sarjetas nas vias de acessos pavimentadas;
- b) Bocas de lobo;
- c) Rede coletora;
- d) Galerias;
- e) Unidades de recarga de aquífero a partir das águas de chuva incidentes nos telhados das edificações (a água de chuva incidente nos telhados possui melhor qualidade para a recarga, porque possui menor quantidade de particulados e detritos existentes no solo natural). Somente sondagens a percussão e análises de permeabilidade do solo local poderão indicar a capacidade e as áreas mais adequadas para a instalação de tais unidades. A previsão de tais unidades de recarga visa melhorar a situação futura do lençol freático da região, mas não é obrigatória a sua implantação, pois as unidades de recarga não foram consideradas nas simulações de vazões;
- f) Sistema de infiltração por trincheiras, que representa uma variação da infiltração superficial, onde as águas pluviais escoadas são armazenadas nas trincheiras e de onde passam a escoar lentamente, favorecendo a redução dos volumes escoados e das vazões máximas de enchentes. As trincheiras de infiltração são geralmente aplicadas em zonas verdes amplas devido às suas características.

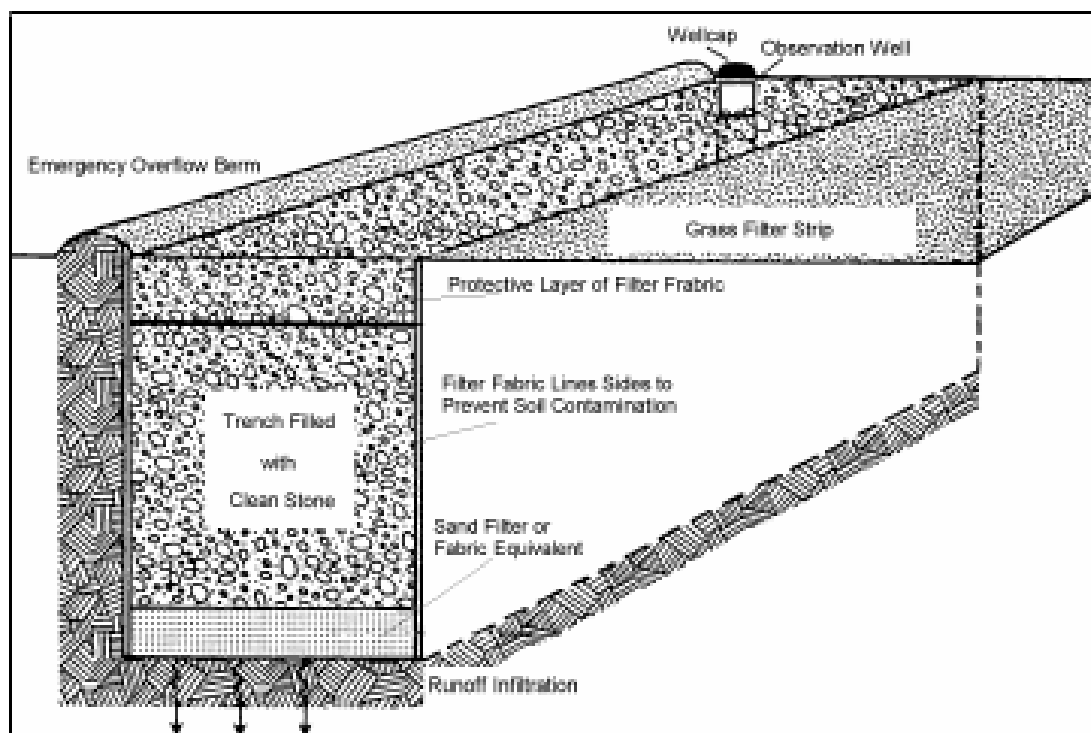


Figura 2.4: Exemplo de trincheira de infiltração.

As trincheiras de infiltração são constituídas por valetas preenchidas por material granular com índice de vazios em torno de 40% (seixo, brita, pedra-de-mão ou outro). Um filtro de geotêxtil é colocado envolvendo o material de enchimento, sendo recoberto por uma camada de material granular, formando uma superfície drenante. Além da função estrutural, o geotêxtil impede a entrada de finos no dispositivo, reduzindo o risco de colmatção precoce e podendo trabalhar, ainda, como filtro anticontaminante.

O dimensionamento é feito considerando-se a porosidade efetiva do material de enchimento, sendo o volume útil da trincheira o volume de vazios. Como a colmatção do fundo se dará mais rapidamente em função da deposição de sedimentos, este será considerado impermeável para fins de dimensionamento.

A vida útil de uma trincheira ainda não pode ser determinada visto que não há dados suficientes para estimativas aceitáveis. Sugere a vida útil das trincheiras pode ser da ordem de 10 a 15 anos, estando diretamente vinculado à manutenção praticada nessas trincheiras.

Considerando que esta trincheira é do tipo infiltração total, onde todo o volume do escoamento superficial é armazenado no dispositivo e a saída da água se dá por infiltração no solo, como período de retorno é o mesmo que se utiliza em projetos de microdrenagem urbana, que variam de 2 a 10 anos.

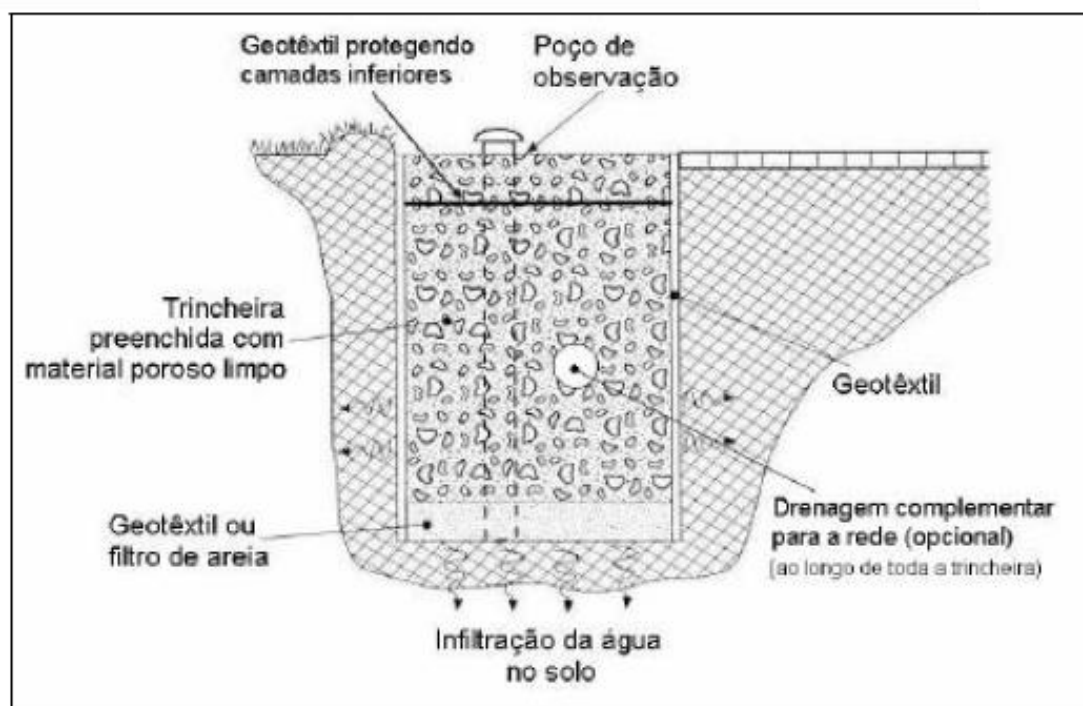


Figura 2.5: Corte de uma trincheira de infiltração.

Segundo Souza (2002), a camada superior da trincheira, compreendida entre o topo e o filtro de geotêxtil, pode ser tornar colmatada mais facilmente. Esta colmatagem da superfície pode ser eliminada por uma cuidadosa remoção da camada de material granular superior, retirando-se o filtro colmatado e instalando-se um filtro novo. Antes de se recolocar a camada superior de material granular, este deve ser devidamente limpo.

A manutenção, assim, deverá ocorrer da seguinte forma:

- Limpeza dos dispositivos auxiliares de controle de material em suspensão;
- Remoção de vegetação; e
- Substituição da primeira camada da trincheira (incluindo o geotêxtil), em caso de colmatagem que prejudique a entrada de água (colmatagem crônica da primeira camada).

A frequência varia de acordo com as características da área de contribuição e do local de instalação do dispositivo. Recomendam-se verificações periódicas das condições de funcionamento dos dispositivos, principalmente após eventos chuvosos importantes.

Assim, sugerem-se duas verificações periódicas das trincheiras, sendo uma após o período de chuvas (meses de maio ou junho) e outra no final da estiagem (meses de setembro ou outubro).

Aconselha-se também a instalação de, pelo menos, um piezômetro por trincheira, a fim de realizar leituras mensais da variação do lençol freático. Tal procedimento objetiva acompanhar o comportamento da infiltração das águas de chuva ao longo de um período hidrológico completo (ano).

g) Áreas verdes com meios fios com greides elevados, a fim de conter as águas de chuvas,

Executar uma pavimentação alternativa dentro da poligonal do empreendimento, com bloquetes ou outro. Porém, deve-se sempre que possível manter uma cobertura vegetal, como gramas.

2.1.2.2 Macrodrenagem

O presente capítulo compreende a concepção do sistema de Macrodrenagem do parcelamento Quinhão 16, tendo como premissa principal a proteção da qualidade ambiental e o bem-estar social. Serão abordados os aspectos técnicos e conceituais que compreende o desenvolvimento de alternativas para a promoção do escoamento regular das águas pluviais.

O Estudo aqui apresentado tem como objetivo principal subsidiar de forma segura o desenvolvimento dos projetos básico e executivo, a serem desenvolvidos futuramente e que deverão ser elaborados de acordo com as diretrizes determinadas pela ADASA, especialmente a Resolução no 9 de 08 de abril de 2011 que estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados.

Devido as questões ambientais específicas da região do ribeirão Taboca, onde se situa o empreendimento em tela, o presente estudo visa subsidiar a fórmula de cálculo dos reservatórios de qualidade e detenção.

Tais estudos não foram desenvolvidos pela equipe técnica responsável por esse estudo, mas apenas recepcionados.

2.1.2.3 Dispositivo de drenagem propostos

O crescimento e expansão urbana promovem a alteração da cobertura vegetal, gerando alterações significativas no ciclo hidrológico, a saber:

- Redução na capacidade de infiltração do solo, elevando a vazão escoada superficialmente e antecipando os picos de vazão;
- Redução da capacidade de recarga do lençol freático;
- Aumento do risco de contaminação do lençol freático por vazamentos existentes na rede de água e esgoto;
- Redução da evapotranspiração das plantas, uma vez que, diferente da cobertura vegetal, a superfície urbanizada não retém água.

Por se tratar de um local cujas características fisiográficas acarretam problemas de declividades, onde os lotes estão dispostos de forma isolada e onde cerca de 75,00% da área do empreendimento é composta por superfícies permeáveis, optou-se por desenvolver um sistema de drenagem em que fosse possível manter as características de escoamento natural existentes.

Assim, está se propondo um sistema de drenagem urbana que busca minimizar a intervenção humana no espaço de forma a não aumentar os riscos de impactos sobre a sociedade e meio ambiente e mitigar os existentes, por meio da adequada distribuição da água no tempo e no espaço e redução dos poluentes gerados pela população.

O reservatório de qualidade objetiva reter a água originada pelo escoamento superficial proveniente da impermeabilização do solo, visando reduzir a carga poluente a ser lançada no corpo receptor.

Já o reservatório de quantidade tem como objetivo principal reter determinado volume de água originado pelo escoamento superficial, reduzindo as vazões de pico e retardando o escoamento das águas pluviais provenientes de impermeabilização do solo, de forma a amenizar possíveis impactos no corpo hídrico receptor.

Estes dispositivos são bacias artificiais (Figura 2.6) que funcionam de forma integrada e visam minimizar o impacto no corpo hídrico receptor devido ao lançamento de águas pluviais.



Figura 2.6: Esquema e exemplo de bacia de retenção.



Figura 2.7: Esquema e exemplo de sistema enterrado de retenção.

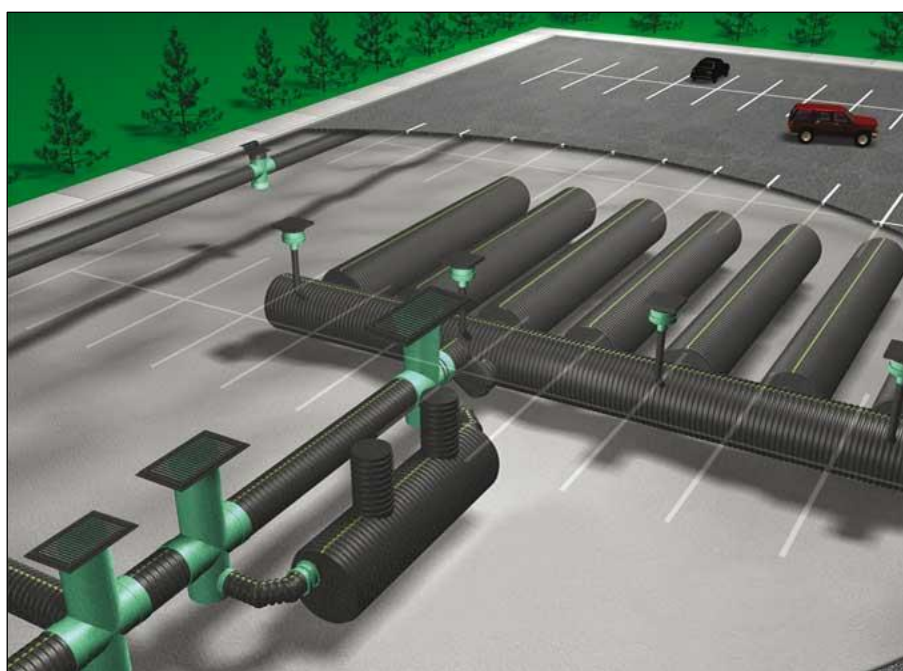


Figura 2.8: Esquema de sistema enterrado de retenção.

Na concepção de um sistema de drenagem pluvial, deve-se considerar a interdependência entre as bacias de drenagem, o uso e ocupação do solo e as vazões pluviais.

Assim, o projeto de um sistema de drenagem exige a definição e caracterização das bacias de drenagem quanto à impermeabilidade, elevada a partir do processo de urbanização, e a modelagem do escoamento pluvial contemplando os dispositivos de drenagem propostos.

Não faz parte do escopo do estudo de concepção aqui apresentado o dimensionamento dos dispositivos de macrodrenagem e microdrenagem.

O dimensionamento dos supramencionados dispositivos será contemplado em nível de projeto básico e executivo, a serem desenvolvidos quando da instalação do empreendimento.

Dessa forma, para a concepção do sistema de drenagem pluvial aqui proposto, as seguintes etapas de concepção foram seguidas:

- Definição dos critérios de projetos a serem adotados;
- Emprego dos dispositivos de controle de vazão;
- Locação dos dispositivos de controle.

2.1.2.4 Definição dos Critérios de Projeto a Serem Adotados

Nesta seção, serão apresentados os conceitos e critérios de projeto a serem empregados quando do desenvolvimento dos projetos básicos e executivos.

2.1.2.5 Definição do modelo chuva-vazão a ser empregado e dos parâmetros hidrológicos

De acordo com o Termo de Referência para Elaboração de Projetos de Drenagem no Distrito Federal elaborado pela NOVACAP em outubro de 2012, o Método Racional deve ser empregado para o cômputo das vazões pluviais quando do dimensionamento de redes de drenagem pluvial, desde que a área de contribuição seja inferior a 300 ha,

Segundo o Método Racional, que estabelece uma relação direta do deflúvio e a queda pluviométrica, a vazão de pico pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$Q = n \times C \times i \times A$$

Equação 2.4: Método Racional

Onde:

Q – Vazão, em l/s;

N – Coeficiente de retardamento;

C – Coeficiente de escoamento superficial da área de contribuição;

I – Intensidade de chuva crítica, em L/s.ha;

A – Área de contribuição, em há.

A seguir são apresentadas as metodologias de determinação dos parâmetros hidrológicos exigidos para o cálculo da vazão de pico conforme o termo de referência supracitado.

A intensidade de chuva crítica deve ser estimada a partir da curva IDF (Intensidade-Duração-Frequência), elaborada para a região de Brasília pelo Eng.^o Francisco J. S. Pereira, quando da elaboração de Projetos de Drenagem Urbana para as Cidades Satélites de Ceilândia, Gama e Taguatinga. A referida equação é apresentada a seguir:

$$i = 166,67 \times \frac{21,7 \times Tr^{0,16}}{(Tc + 11)^{0,815}}$$

Equação 2.5: Curva IDF.

Onde:

I – Intensidade de chuva crítica, em L/s.ha;

Tr – Tempo de recorrência, em anos;

Tc – Tempo de concentração, em minutos;

166,67 - Coeficiente da transformação de mm\min. em l\s\ha.

Ainda, o termo de referência sugere que o Tempo de Recorrência seja adotado em 10 anos e o Tempo de Concentração mínimo seja adotado em 15 minutos.

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado.

a) Dimensionamento das Bocas de Lobo

De acordo com o “Termo de Referência e Especificações Técnicas para Elaboração de Projetos de Sistemas de Drenagem Pluvial no Distrito Federal” elaborado pela NOVACAP, as bocas de lobo a serem empregada quando do dimensionamento de sistemas de drenagem deve ser a do tipo singela padrão NOVACAP. Este tipo de boca de lobo apresenta uma capacidade de engolimento de 70 l/s.

Dessa forma, devem-se local as bocas de lobo de forma que a vazão afluente não ultrapasse sua capacidade de engolimento.

b) Dimensionamento das Galerias e Bueiros

No que concerne ao dimensionamento de bueiros, estes podem funcionar como canais, vertedouros ou orifícios. Está prevista para o empreendimento a implantação de bueiros tubulares funcionando como canais e em regime subcrítico.

O DNIT, em seu “Manual de Drenagem Rodoviária”, apresenta os bueiros tipos associados aos seus respectivos parâmetros hidráulicos, conforme Tabela 2.7.

Tabela 2.7: Dimensões dos bueiros tipos e seus parâmetros hidráulicos associados.

	Diâmetro (m)	Área Molhada (m²)	Vazão Crítica (m³/s)	Velocidade Crítica (m/s)	Declividade Crítica (%)
BSTC	0,60	0,22	0,43	1,98	0,88
BSTC	0,80	0,39	0,88	2,29	0,80
BSTC	1,00	0,60	1,53	2,56	0,74
BSTC	1,20	0,87	2,42	2,80	0,70
BSTC	1,50	1,35	4,22	3,14	0,65

	Diâmetro (m)	Área Molhada (m²)	Vazão Crítica (m³/s)	Velocidade Crítica (m/s)	Declividade Crítica (%)
BDTC	1,00	1,20	3,07	2,56	0,74
BDTC	1,20	1,73	4,84	2,80	0,70
BDTC	1,50	2,71	8,45	3,14	0,65
BTTC	1,00	1,81	4,60	2,56	0,74
BTTC	1,20	2,60	7,26	2,80	0,70
BTTC	1,50	4,06	12,67	3,14	0,65

Fonte: Manual de Drenagem Rodoviária (DNIT).

- BSTC: Bueiro Simples Tubular de Concreto;
- BDTC: Bueiro Duplo Tubular de Concreto;
- BTTC: Bueiro Triplo Tubular de Concreto.

O processo de dimensionamento dos bueiros seguirá os seguintes passos:

- Delimita-se a área de contribuição de um dado bueiro;
- Define-se o coeficiente de escoamento superficial ponderado para a área de contribuição acima definida;
- Calcula-se o tempo de concentração da área de concentração;
- Calcula-se a intensidade pluviométrica para um tempo de retorno de 10 anos;
- Com os dados coletados nos passos anteriores, calcula-se a vazão a partir do emprego do método racional;

2.1.2.6 Emprego dos dispositivos de controle de vazão

No que diz respeito aos dispositivos de controle em nível de empreendimento, estes atuarão, basicamente, na proteção das vias externas aos lotes, uma vez que as áreas impermeabilizadas externas aos lotes serão constituídas principalmente pelas vias asfaltadas.

O emprego dos dispositivos de proteção das vias terá seus empregos conforme Tabela 2.8.

Tabela 2.8: Emprego para os dispositivos de controle em nível de empreendimento.

Dispositivo	Emprego	Objetivo
Bueiros	Serão implantados nos pontos baixos das vias.	Permitir a livre passagem da água sob a via.
Sarjetas e Meio fio	Serão instaladas em trechos de vias em áreas urbanas, ou seja, nas proximidades dos lotes.	Direcionar as águas precipitadas sobre as vias até as bocas de lobo de maneira segura impedindo a inundação destas.
Saídas d'água	Serão instaladas de forma espaçada em trechos de vias não urbanizadas, ou seja, em trechos distantes dos lotes.	Efetuar o lançamento de águas precipitada sobre a via de forma difusa, evitando, assim, lançamentos concentrados (Principalmente em gramados côncavos).

Dispositivo	Emprego	Objetivo
Bocas de Lobo	Serão instaladas em trechos de vias em áreas urbanas, ou seja, nas proximidades dos lotes.	Captar as águas conduzidas pelas sarjetas e meio fio e conduzi-las as redes e galerias.
Redes e Galerias	Serão instaladas em trechos de vias em áreas urbanas, ou seja, nas proximidades dos lotes.	Conduzir as águas até seu destino final (Reservatórios, Curso d'água).

As águas escoadas nos lotes do empreendimento serão disciplinadas, através dos dispositivos de controle, e conduzidas para posterior lançamento nos corpos hídricos receptores. Porém, antes do lançamento, as vazões devem ser atenuadas de acordo com a norma estabelecida pela ADASA, através de sua Resolução N° 9 de 8 de abril de 2011.

O principal dispositivo de atenuação dos picos de cheia é a bacia de retenção, enquanto os outros dispositivos de controle na fonte objetivam desonerá-la a partir da promoção da infiltração da água e do amortecimento de sua vazão.

Na concepção do empreendimento Belvedere Green, foi estudado toda área da bacia do ribeirão Taboca. Foi feita simulações hidrológicas que comportaram toda bacia, inclusive a área do empreendimento em tela. Dessa forma, foram usados os dados fornecido pelo estudo prévio, para definição da vazão outorgável de lançamento no curso d'água.

O Empreendimento Belvedere Green trata-se de um parcelamento de solo urbano com área aproximada de 148 hectares localizado na Região Administrativa do Jardim Botânico (nas adjacências dos Condomínios Verde e Maxximo Garden), cujo acesso pode ser realizado a partir da DF-001 e da Avenida do Sol.

2.1.3 Estudo de Pré-Desenvolvimento

Os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) contemplam uma variedade de rotinas que permitem o tratamento de informações de maneira espacial e integrada, permitindo representar e analisar as características espaciais do terreno. São ferramentas eficazes para trabalhar o grau de definição espacial das bacias hidrográficas e seus atributos. Assim o geoprocessamento auxiliar na visualização, representação e avaliação dos resultados no contexto geográfico, onde se destaca o pacote computacional ARCGIS®.

Ainda, o *ArchHydro* é um aplicativo computacional desenvolvido pela Universidade do Texas que permite a definição automática de bacias hidrográficas utilizando como dado de entrada Modelos Digitais do Terreno (MDT).

Dessa forma, usando-se de ferramentas de SIG, procedeu-se a delimitação automática das áreas de contribuição a serem estudadas. Para tanto, utilizou-se a extensão ArchHydro, presente no pacote computacional ARCGIS.

Inicialmente, a partir das curvas de nível em escala 1:10.000 provenientes do projeto SICAD, disponível no sítio eletrônico da Secretaria de Habitação, Regularização e Desenvolvimento Urbano do Distrito Federal (SEDHAB), gerou-se um MDT do tipo TIN (Triangular Irregular Network), que posteriormente foi convertido para uma grade rasterizada.

A partir do arquivo raster gerado pode-se auferir as seguintes informações: definição do curso d'água, direção de fluxo, segmentação do curso d'água, acumulação de fluxo e delimitação das áreas de contribuição. As informações obtidas são utilizadas para o processamento dos vetores de captação de água e linha de drenagem, o que permitiu a construção de uma rede de drenagem.

Assim, a rede de drenagem foi determinada a partir da simulação do caminho preferencial de escoamento superficial da água sobre o MDT, empregando-se o método D8, o qual pondera apenas uma das oito direções possíveis de escoamento para cada célula do MDT, como por exemplo norte, nordeste, leste, sudeste, sul, sudoeste, oeste e noroeste. Cada opção está relacionada a uma codificação numérica específica num arquivo *Raster* digital de mesma resolução espacial, conforme ilustrado na Figura 2.9.

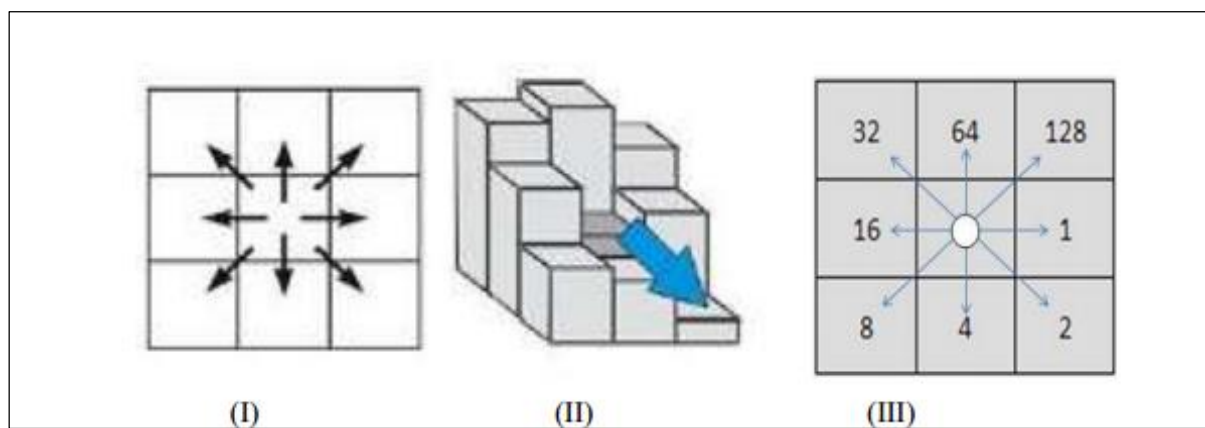


Figura 2.9: Modelo computacional de escoamento. (Figura ilustrativa, sem escala).

Desta forma, definiu-se um ponto de controle no Ribeirão Taboca de forma que sua bacia hidrográfica abrangesse integralmente a área do empreendimento em estudo. Ainda, a supramencionada bacia hidrográfica foi sub-dividida em 10 sub-bacias, totalizando cerca de 4.790 ha.

A Figura 2.10 mostra o traçado da bacia contemplada no estudo, bem como os traçados de suas sub-bacias, enquanto a Tabela 1 apresenta as principais características fisiográficas das unidades hidrológicas definidas.

As bacias que compreendem o empreendimento são: bacia 03; 04 e 05.

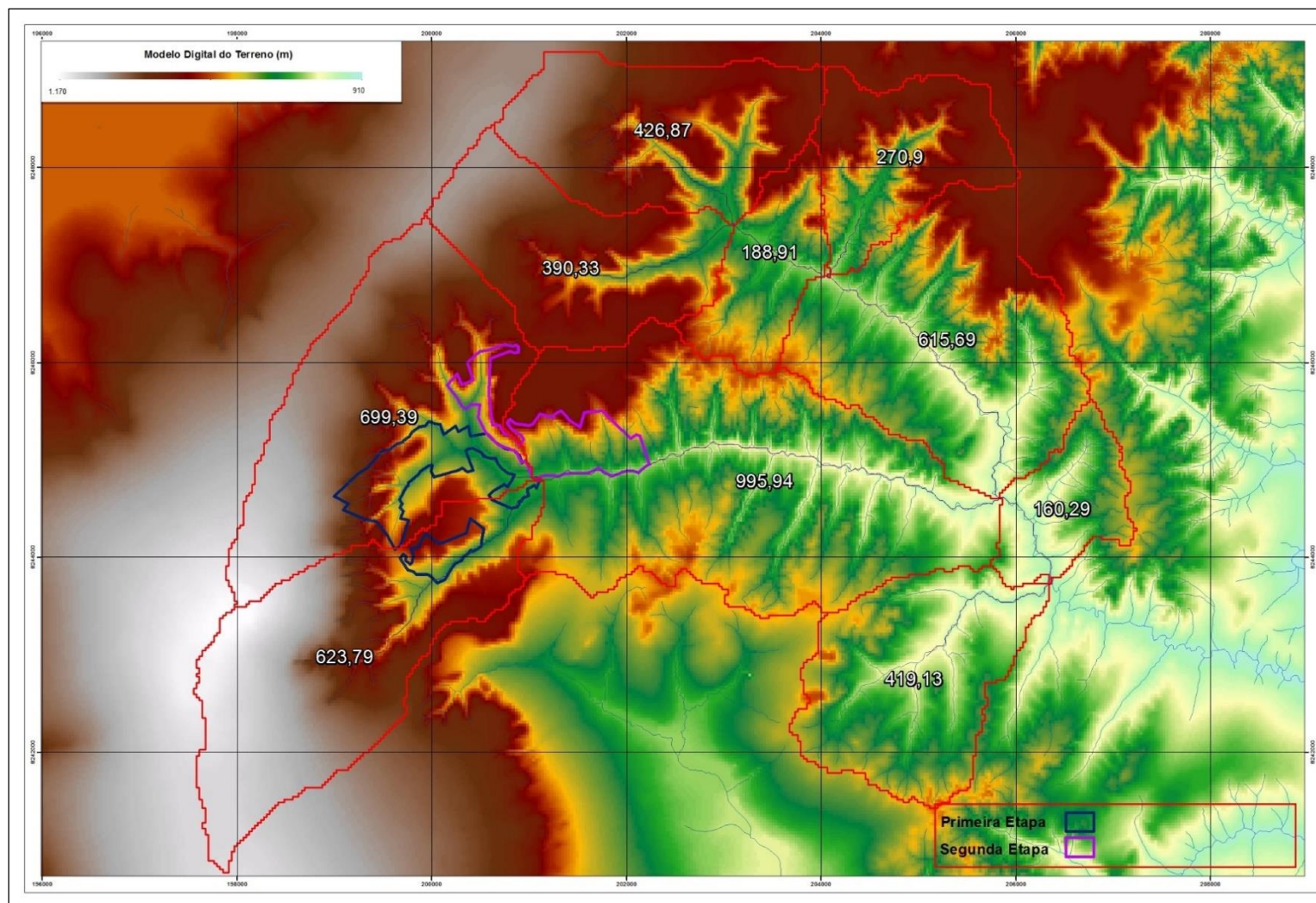


Figura 2.10: Definição das sub-bacia do Ribeirão Taboca.

A Tabela 2.9, faz menção as características fisiográficas das bacias de drenagem.

Tabela 2.9: Características fisiográficas das bacias e das sub-bacia definidas.

Unidade Hidrológica	Área de DRN (hectares)	Declividade (%)	Extensão Talvegue Principal (m)	Cota mais Elevada (m)	Cota da Seção de Controle (m)	Desnível (m)
B-01	4791,24	15,48	9552,38	1165	875	290
SB-01	419,13	15,26	1844,3	987,77	875	112,77
SB-02	160,29	16,23	1181,54	880	875	5
SB-03	995,94	17,49	5540,44	930	880	50
SB-04	615,69	18,23	3596,47	910,92	880	30,92
SB-05	623,79	12,1	2830,4	1149,18	931,47	217,71
SB-06	699,39	15,06	839,12	1165	930	235
SB-07	270,9	18,32	937,9	932,99	910,92	22,07
SB-08	188,91	19,62	1166,1	930	910,92	19,08
SB-09	390,33	13,47	1793,53	1115	930	185
SB-10	426,87	15,73	1192,46	1115	930	185

2.1.3.1 Definição da Chuva de Projeto

A definição da chuva de projeto exige a definição dos hietograma de projeto. Para tanto, para a bacia hidrográfica em estudo, a realização dos seguintes processos se fez necessária:

- Cálculo do tempo de concentração;
- Cálculo da Intensidade pluviométrica a partir de uma equação que caracterize a Curva Intensidade-Duração-Frequência para a região de estudo;
- Distribuição da chuva ao longo do tempo.

O tempo de concentração (T_c) é definido como sendo o intervalo de tempo contado a partir do início da precipitação para que toda a bacia hidrográfica correspondente passe a contribuir na seção de estudo, correspondendo, portanto, à trajetória da partícula de água que demore mais tempo para atingir a seção.

No que diz respeito ao cálculo do tempo de concentração, existe um grande número de equações desenvolvidas para estimar este parâmetro, as quais geralmente apresentam resultados divergentes. Dentre as equações mais utilizadas, destaca-se a equação da “*Califórnia Culverts Practice*” (1942), conhecida como Equação de *Kirpich*. Esta equação inicialmente foi concebida para pequenas bacias e foi posteriormente adequada para bacias médias e grandes, sendo conhecida como Fórmula de *Kirpich* Modificada. A intensidade de chuva crítica foi estimada a partir da curva IDF (Intensidade- Duração-Frequência), elaborada para a região de Brasília pelo Eng.º Francisco J. S. Pereira, quando da elaboração de Projetos de Drenagem Urbana para as Cidades Satélites de Ceilândia, Gama e Taguatinga.

A Precipitação, quando do dimensionamento de dispositivos de drenagem, é definida estatisticamente em função da probabilidade de sua ocorrência, denominada de tempo de recorrência ou tempo de retorno, que representa o período estatístico em que a chuva ou a cheia de projeto pode ser igualada ou superada em pelo menos uma vez. Matematicamente é o inverso de probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou superado. Para obras de drenagem urbana, a NOVACAP recomenda que seja adotado tempo de retorno igual a 10 anos.

No que diz respeito à duração da chuva, considerou-se o seu valor igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica estudada, estimado em 130 min.

Dessa forma, calculou-se a intensidade de chuva para um tempo de retorno de 10 anos e duração de chuva de 130 min, sendo que a discretização temporal dos dados pluviométricos foi realizada tomando um intervalo de tempo de 10 minutos.

Já na distribuição temporal da chuva, empregou-se o método dos blocos alternados de maneira que a parcela mais intensa da precipitação foi posicionada no hietograma a 1/2 do tempo da duração da chuva. A Figura a seguir, mostra os hietogramas de projeto para os diferentes tempos de retorno, enquanto a Tabela a seguir, apresenta os dados pluviométricos utilizados na composição dos hietogramas.

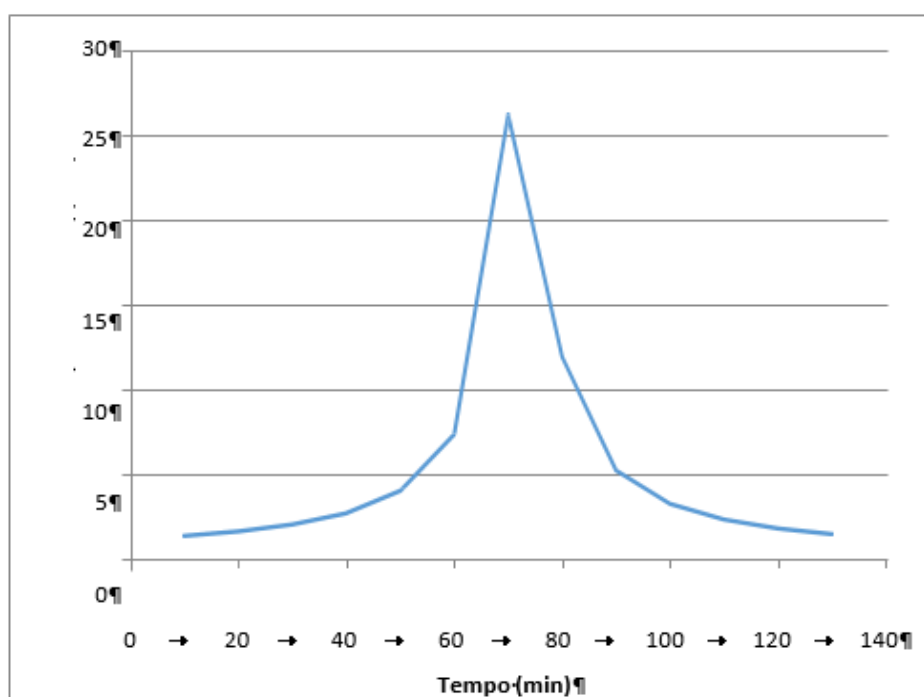


Figura 2.11: Hietograma de projeto.

Tabela 2.10: Dados pluviométricos utilizados na composição do hietograma.

Dur.(min)	Intens.(mm/min)	Altura da Prec.(mm)	ΔP (mm)	ΔP_{10} Anos (mm)
10	2,62	26,23	26,23	1,44
20	1,91	38,20	11,96	1,71
30	1,52	45,62	7,42	2,12
40	1,27	50,92	5,29	2,79
50	1,10	55,00	4,09	4,09
60	0,97	58,32	3,32	7,42
70	0,87	61,11	2,79	26,23
80	0,79	63,52	2,41	11,96

Dur.(min)	Intens.(mm/min)	Altura da Prec.(mm)	ΔP (mm)	ΔP 10 Anos (mm)
90	0,73	65,64	2,12	5,29
100	0,68	67,53	1,89	3,32
110	0,63	69,24	1,71	2,41
120	0,59	70,81	1,56	1,89
130	0,56	72,24	1,44	1,56

2.1.3.1 Cálculo da vazão de pré desenvolvimento

Para o cálculo da vazão de pré-desenvolvimento, empregou-se o pacote computacional HEC-HMS, o qual foi desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center do U.S. Army Corps of Engineers*, e que permite simular eventos hidrológicos extremos em bacias hidrográficas. A modelagem hidrológica realizada pelo HEC-HMS consiste basicamente nas seguintes etapas:

- Separação das chuvas, calculando-se a parcela de chuva que efetivamente contribui para o escoamento;
- Cálculo do escoamento direto produzido por essa precipitação;
- Trânsito de Hidrogramas, ou seja, corresponde ao cálculo da evolução das vazões, à medida que se propagam ao longo dos corpos hídricos.

No caso da bacia em estudo, foram adotados os seguintes métodos em cada uma das etapas supracitadas:

- Método Curva-Número do SCS (*Soil Conservation Service*) na determinação da chuva efetiva;
- Método do SCS para a transformação da precipitação em deflúvio;
- Método da Onda Cinemática para a propagação das cheias em corpos hídricos.

A modelagem hidrológica exige a determinação de parâmetros que conduzirão à transformação de chuva em vazão. Os parâmetros empregados na modelagem aqui realizada procuraram representar as condições meteorológicas e da fisiografia da bacia hidrográfica, conforme será explorado a seguir.

2.1.3.2 Modelagem da chuva efetiva

O modelo HEC-HMS considera a interceptação superficial, o armazenamento em depressões e a infiltração como perdas de precipitação, ou seja, a parcela da precipitação que não contribui para gerar escoamento é considerada perda, sendo o restante, considerado precipitação efetiva.

Como mencionado anteriormente, será empregado o Método Curva-Número, desenvolvido pelo *U.S. Soil Conservation Service* (SCS), para a estimativa da precipitação efetiva. Neste método, a lâmina escoada (isto é, a altura de chuva efetiva) é uma função da altura total de chuva e de um parâmetro de abstração denominado curva-número, ou simplesmente CN. Este parâmetro pode assumir valor entre 0 e 100 e é definido com base nas seguintes propriedades geradoras de escoamento de uma bacia.

Os valores do CN são tabelados, de acordo com quatro tipos de solo distintos, conforme já mencionado neste documento e reafirmado na Tabela 2.11.

Tabela 2.11: Classificação dos grupos hidrológicos dos solos de acordo com o SCS.

Grupo Hidrológico	Descrição do Solo
A	Solos com altas taxas de infiltração, como perfis arenosos profundos com pouco silte e argila.
B	Solos com taxas de infiltração moderadas, com textura de moderadamente grossa a moderadamente fina.
C	Solos com taxas de infiltração lentas, com textura de moderadamente fina a fina.
D	Solos com taxas de infiltração muito lentas, predominantemente argilosas com baixa condutividade

Com base no mapa de solos do Distrito Federal, disponível no sítio eletrônico da ADASA, verifica-se que a bacia hidrográfica estudada se encontra inserida em região onde ocorre solo do tipo Latossolo e Cambissolos Háplico, predominantemente.

Tabela 2.12: Valores de CN para bacias rurais.

Uso do Solo	Superfície do Solo	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Solo Lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações Regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de Cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de Legumes ou Cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos Permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Estradas de Terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69

Uso do Solo	Superfície do Solo	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
	Normais	36	60	70	76

Fonte: Tucci *et. al.*, 1993.

Considerando a condição de pré-desenvolvimento para a área de estudo, caracterizada por apresentar florestas esparsas, adotou-se um valor de 78 para o CN para a bacia hidrográfica contemplada no estudo.

A partir dos hietogramas de projeto, foi calculada a chuva efetiva para a área de estudo através do método indireto do SCS, que depende do parâmetro CN.

A capacidade de abstração (intercepção, infiltração, armazenamento superficial e evapotranspiração) de uma bacia depende das suas características (como tipo do solo, cobertura vegetal, uso e ocupação do solo). A diferença entre a chuva total e as abstrações, é a chuva efetiva.

A Figura 2.12, mostra graficamente a perda e a chuva efetiva calculada no HEC- HMS para a área de estudo.

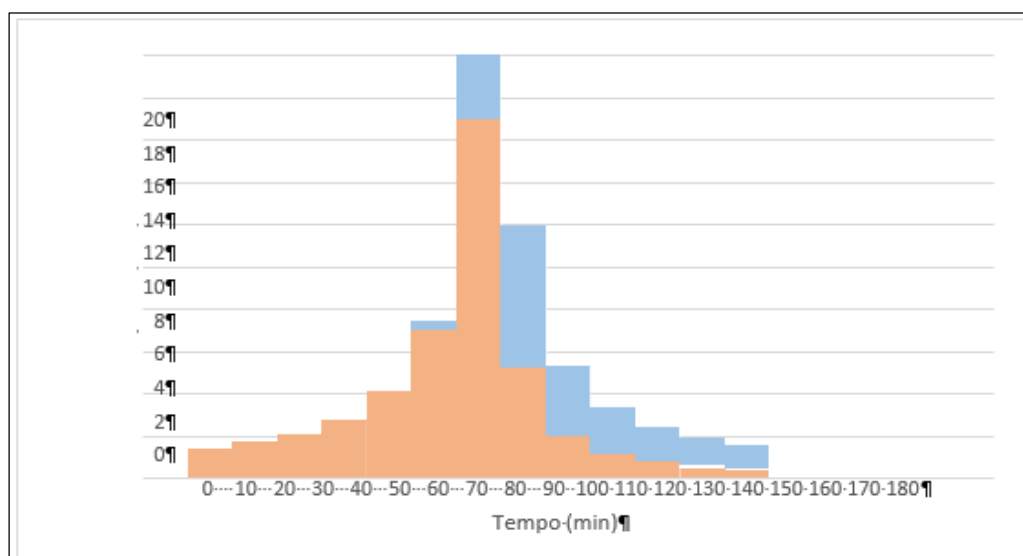


Figura 2.12: Perdas e precipitações efetivas calculadas através do HEC-HMS.

Adotou-se o valor de 78 para o parâmetro CN, conforme explanado na seção anterior.

A Tabela 2.13, apresenta os tempos de retardo calculados para as sub-bacias contempladas no estudo.

Tabela 2.13: Valores dos tempos de retardos calculados.

Bacia	Sub-Bacias	Decliv. Média da Sub- Bacia (%)	Extensão do Talvegue Principal (m)	CN	Tempo de Retardo (min)
B-01	SB-01	15.26	1844.30	78.00	21.905
	SB-02	16.23	1181.54	78.00	14.874
	SB-03	17.49	5540.44	78.00	49.328
	SB-04	18.23	3596.47	78.00	34.198

Bacia	Sub-Bacias	Decliv. Média da Sub- Bacia (%)	Extensão do Talvegue Principal (m)	CN	Tempo de Retardo (min)
	SB-05	12.10	2830.40	78.00	34.659
	SB-06	15.06	839.12	78.00	11.746
	SB-07	18.32	937.90	78.00	11.639
	SB-08	19.62	1166.10	78.00	13.387
	SB-09	13.47	1793.53	78.00	22.801
	SB-10	15,73	1192,46	78,00	15,224

2.1.3.3 Modelagem da propagação da cheia

No presente estudo, efetuou-se a modelagem de propagação de cheia ao longo das sub-bacias até a seção de controle definida.

De forma simplificada, a modelagem de propagação de cheias é aplicada aos talvegues que conectam as sub-bacias de forma a compor as vazões afluentes obedecendo a cronologia dos escoamentos que nelas ocorrem, uma vez que os picos de vazão ocorrem em momentos diferentes em cada sub-bacia.

Quanto ao coeficiente de rugosidade de *Manning*, este assume diferentes valores conforme as condições do talvegue: rugosidade da superfície, vegetação, irregularidades do canal, alinhamento do canal, deposição, obstruções, tamanho e forma do canal, vazão, mudanças sazonais, temperatura, material suspenso e leito do canal, conforme. A Tabela 2.14, apresenta valores de referência para o coeficiente de *Manning*.

Tabela 2.14: Valores para o coeficiente de rugosidade de *Manning*.

	Condições			
	Muito Boa	Boa	Regular	Má
Córregos e rios Limpos, retilíneos e	0,025	0,02	0,030	0,03
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,0	0,03	0,035	0,04
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,04	0,045	0,05
Margens espraçadas, pouca vegetação	0,0	0,06	0,070	0,08
Margens espraçadas, muita vegetação	0,0	0,10	0,125	0,15

Adotou-se um coeficiente de rugosidade que pudesse representar a condição de pré-desenvolvimento dos talvegues. Considerou-se que estes se apresentavam em boas condições e podiam ser representados por córregos limpos, retilíneos e uniformes com pedras e vegetação. Dessa forma adotou-se um valor de 0,033 para o coeficiente de rugosidade de *Manning* para todos os talvegues contemplados na modelagem de propagação da cheia.

A Tabela 2.15, apresenta os dados necessários para a modelagem da propagação de cheias no HEC-HMS.

Tabela 2.15: Parâmetros de entrada para modelagem da propagação de cheias através do Método da Onda Cinemática.

Nome	Características dos Talwegues				Secção Transversal		
Talvegue	Extensão	Cota da Nascente (m)	Cota do Exutório (m)	Declividade (%)	Largura do Fundo (m)	Talude Lateral	Função
T - 02	1181,5	880	875	0,0042	15	3	Propagar as vazões do SB-03 e SB-04 até o exutório do SB-02
T - 03	5540,4	930	880	0,009	30	4	Propagar as vazões do SB-05 e SB-06 até o exutório do SB-03
T - 04	3596,5	910,92	880	0,0086	20	4	Propagar as vazões do SB-07 e SB-08 até o exutório do SB-04
T - 08	1166,1	930	910,92	0,0164	15	3	Propagar as vazões do SB-09 e SB-10 até o exutório do SB-05

2.1.3.4 Resultados

De posse dos dados de entrada processados nas seções anteriores deste capítulo, realizou-se a modelagem hidrológica utilizando o pacote computacional HEC-HMS, conforme descrito anteriormente.

A Tabela 2.16, mostra os valores do pico de vazão, da área de drenagem da bacia estudada e sua vazão específica.

Tabela 2.16: Vazão específica calculada.

Bacia	Pico de Vazão (m ³ /s)	Área (ha)	Vazão Específica (L/s x ha)
B-01	283,135	4791,24	59,09

A partir das informações mostradas acima, observa-se que a bacia em estudo apresenta um hidrograma cujo pico ocorre cerca de 120 min após o início do evento chuvoso e apresenta valor aproximado de 285 m³/s, o que representa uma vazão específica de aproximadamente 60 L/s x ha.

Com base na vazão específica de 60 L/s x ha, foram definidas as vazões máximas de outorga para direito de lançamento de drenagem no ribeirão Taboca para cada lote de grandes dimensões (totalizando 69 unidades).

A princípio, os volumes dos reservatórios de qualidade e retenção (quantidade) em cada lote foram estimados a partir das equações indicadas pela Resolução ADASA nº 09 de 08/04/2011. A Figura 2.13, apresenta uma indicação de locais dos futuros reservatórios, bem como a tabela esclarece as características gerais.

É importante esclarecer que somente o projeto básico do sistema de drenagem urbana do empreendimento poderá determinar, precisamente, os volumes dos referidos reservatórios, a fim de proporcionar uma vazão amortizada (outorga) a ser lançada no ribeirão Taboca compatível.

Deve-se ressaltar que o tempo de retenção médio da água nos reservatórios de qualidade e retenção contempladas neste estudo de concepção será de 8h a 24h. Esta medida visa promover um mínimo de tratamento da água através da remoção de poluentes por sedimentação e mecanismos biológicos. Conforme já exposto, foi considerado um sistema de reservatório para cada gleba, Tabela 2.13.

Foi utilizada a mesma proporção da resolução da ADASA, nº 09 de 2011, para os volumes dos reservatórios (1/3 do volume total para reservatório de qualidade e 2/3 do volume total para reservatório de quantidade).

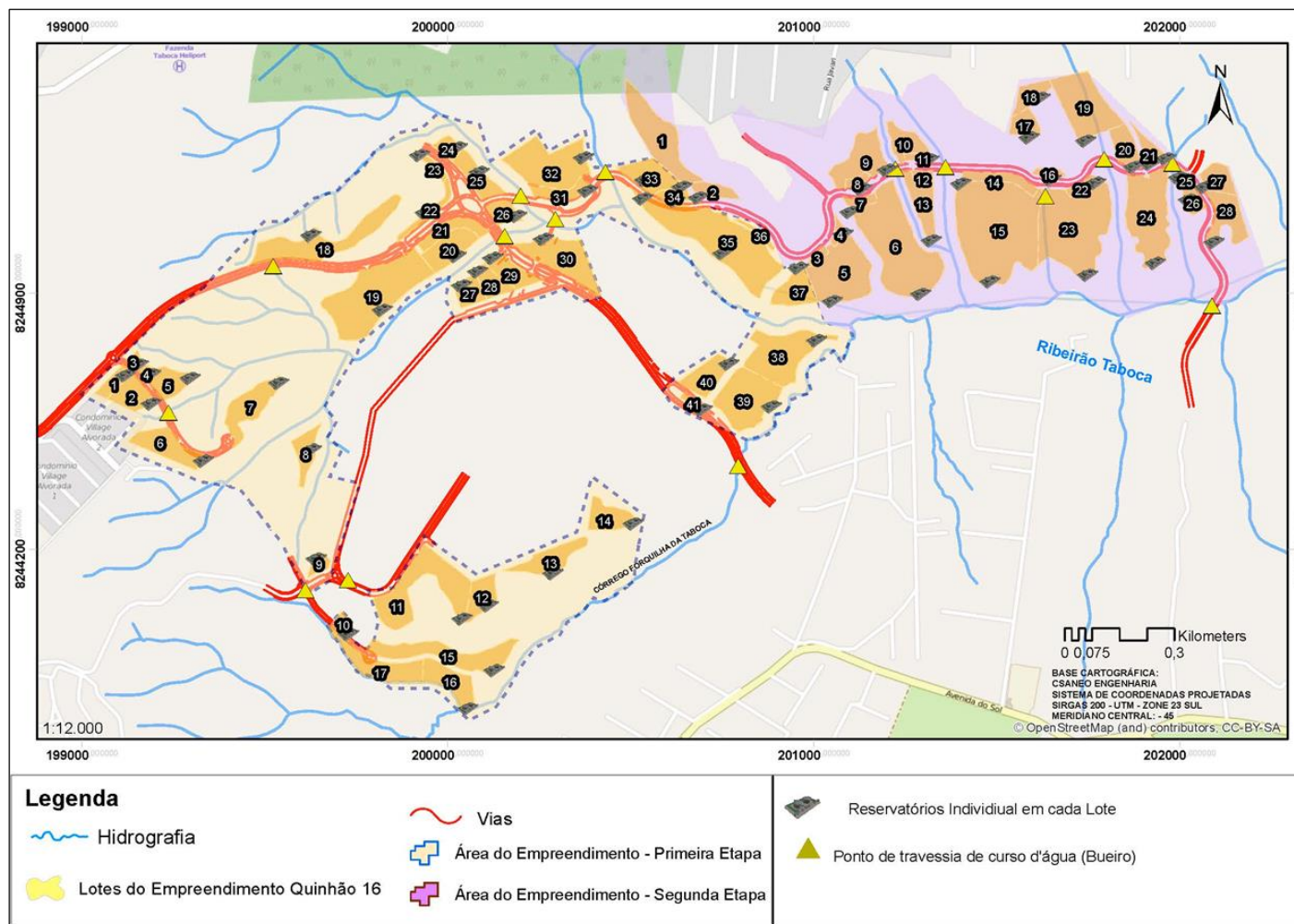


Figura 2.13: Localização dos reservatórios de Qualidade e Detenção.

Tabela 2.17: Volume e vazão de saída estimada para os reservatórios.

MACRODRENAGEM - Primeira Etapa						
Glebas/Lotes	Área da Gleba (Ha)	Volume do Reservatório de Qualidade (m³)	Saída do Reservatório de Qualidade para o De Detenção (L/s)	Volume do Reservatório de Detenção (m³)	Estimativa de Área - Reservatórios (m²)	Vazão de Outorga (L/s)
1	3,02	428,24	4,96	852,55	426,27	178,45
2	1,63	231,13	2,68	460,15	230,07	96,32
3	0,43	60,97	0,71	121,39	60,69	25,41
4	0,23	32,61	0,38	64,93	32,46	13,59
5	0,79	112,02	1,30	223,02	111,51	46,68
6	2,41	341,74	3,96	680,34	340,17	142,41
7	1,17	165,91	1,92	330,29	165,15	69,14
8	1,44	204,19	2,36	406,51	203,26	85,09
9	0,56	79,41	0,92	158,09	79,04	33,09
10	0,18	25,52	0,30	50,81	25,41	10,64
11	5,23	741,61	8,58	1476,43	738,21	309,04
12	1,18	167,32	1,94	333,11	166,56	69,73
13	3,32	470,78	5,45	937,24	468,62	196,18
14	2,36	334,65	3,87	666,23	333,11	139,45
15	4,75	673,55	7,80	1340,93	670,46	280,68
16	1,18	167,32	1,94	333,11	166,56	69,73
17	1,44	204,19	2,36	406,51	203,26	85,09
18	2,08	294,94	3,41	587,18	293,59	122,91
19	6,36	901,85	10,44	1795,43	897,71	375,81
20	0,98	138,96	1,61	276,65	138,33	57,91
21	0,59	83,66	0,97	166,56	83,28	34,86
22	1,38	195,68	2,26	389,57	194,79	81,54
23	0,6	85,08	0,98	169,38	84,69	35,45
24	0,48	68,06	0,79	135,50	67,75	28,36
25	1,27	180,09	2,08	358,52	179,26	75,04
26	0,7	99,26	1,15	197,61	98,81	41,36
27	1,74	246,73	2,86	491,20	245,60	102,82
28	1,04	147,47	1,71	293,59	146,80	61,45
29	1,03	146,05	1,69	290,77	145,38	60,86
30	2,83	401,29	4,64	798,91	399,45	167,22
31	0,51	72,32	0,84	143,97	71,99	30,14
32	4,05	574,29	6,65	1143,32	571,66	239,31
33	0,98	138,96	1,61	276,65	138,33	57,91
34	0,24	34,03	0,39	67,75	33,88	14,18
35	4,47	633,85	7,34	1261,88	630,94	264,13
36	0,47	66,65	0,77	132,68	66,34	27,77
37	1,02	144,64	1,67	287,95	143,97	60,27
38	2,15	304,87	3,53	606,95	303,47	127,04
39	2,94	416,89	4,83	829,96	414,98	173,72
40	1,07	151,73	1,76	302,06	151,03	63,23
41	0,64	90,75	1,05	180,67	90,34	37,82
Foi adotado 2 metros de profundidade média						

MACRODRENAGEM - Segunda Etapa						
1	5,56	788,41	9,13	1569,59	784,79	328,54
2	1,71	242,48	2,81	482,73	241,37	101,04
3	1,06	150,31	1,74	299,24	149,62	62,64
4	1,29	182,92	2,12	364,17	182,08	76,23
5	2,28	323,30	3,74	643,64	321,82	134,73
6	4,01	568,62	6,58	1132,02	566,01	236,95
7	0,34	48,21	0,56	95,98	47,99	20,09
8	0,17	24,11	0,28	47,99	24,00	10,05
9	3,38	479,28	5,55	954,17	477,09	199,72
10	0,83	117,69	1,36	234,31	117,15	49,04
11	0,15	21,27	0,25	42,35	21,17	8,86
12	0,31	43,96	0,51	87,51	43,76	18,32
13	0,88	124,78	1,44	248,42	124,21	52,00
14	2,31	327,56	3,79	652,11	326,06	136,50
15	5,76	816,77	9,45	1626,05	813,02	340,36
16	0,49	69,48	0,80	138,33	69,16	28,95
17	0,88	124,78	1,44	248,42	124,21	52,00
18	1,19	168,74	1,95	335,94	167,97	70,32
19	3,15	446,67	5,17	889,25	444,62	186,13
20	0,66	93,59	1,08	186,32	93,16	39,00
21	0,73	103,51	1,20	206,08	103,04	43,14
22	0,36	51,05	0,59	101,63	50,81	21,27
23	3,87	548,77	6,35	1092,50	546,25	228,68
24	2,72	385,70	4,46	767,86	383,93	160,72
25	0,34	48,21	0,56	95,98	47,99	20,09
26	0,43	60,97	0,71	121,39	60,69	25,41
27	0,96	136,13	1,58	271,01	135,50	56,73
28	1,63	231,13	2,68	460,15	230,07	96,32
Foi adotado 2 metros de profundidade média						

2.1.4 Estudo De Capacidade Suporte

Para avaliar adequadamente as características dos escoamentos superficiais do empreendimento em tela no ribeirão Taboca, foram considerados os seguintes cenários:

- Cenário 01: contempla a área do terreno da forma como se encontra atualmente, ou seja, desocupada e sem áreas impermeáveis;
- Cenário 02: contempla a ocupação da área do empreendimento seguindo a tendência de ocupação observada no entorno do empreendimento, ou seja, de forma não planejada e irregular e com percentual de área impermeabilizada próximo de 70%;
- Cenário 03: considera que a área do empreendimento será ocupada por residências unifamiliares, com percentual de impermeabilização próxima de 40%;
- Cenário 04: contempla a ocupação da área do empreendimento por residências multifamiliares, com percentual de área impermeável próximo de 25%, sendo esta a alternativa de ocupação prevista pelo plano de ocupação urbanístico.

Tais estudos não foram desenvolvidos pela equipe técnica responsável por esse estudo, mas apenas recepcionados.

A caracterização do escoamento de um corpo hídrico envolve basicamente as seguintes etapas:

- Modelagem Hidrológica;

- Modelagem Hidrodinâmica.

A primeira refere-se à estimativa de vazões de cheias em diferentes pontos do corpo hídrico a partir de uma dada precipitação. A metodologia envolve a definição de uma chuva de projeto, associada a uma dada probabilidade de ocorrência, e o emprego de um modelo de simulação que permita transformar chuva em vazão, com parâmetros ajustados para representar as condições morfológicas, meteorológicas e hidrogeológicas da bacia hidrográfica considerada.

Na modelagem hidrológica, empregou-se o pacote computacional HEC-HMS, o qual foi desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center do U.S. Army Corps of Engineers*, e que permite simular eventos hidrológicos extremos em bacias hidrográficas.

A modelagem hidrológica realizada pelo HEC-HMS consiste basicamente nas seguintes etapas:

- Separação das chuvas, calculando-se a parcela de chuva que efetivamente contribui para o escoamento;
- Cálculo do escoamento direto produzido por essa precipitação;
- Trânsito de Hidrogramas, ou seja, corresponde ao cálculo da evolução das vazões, à medida que se propagam ao longo do corpo hídrico.

No caso da bacia em estudo, foram adotados os seguintes métodos em cada uma das etapas supracitadas:

- Método Curva-Número (*Soil Conservation Service*) na determinação da chuva efetiva;
- Método de *Clark* na determinação do escoamento superficial na bacia;
- Método da Onda Cinemática para a propagação das cheias no corpo hídrico.

A modelagem hidrológica exige a determinação de parâmetros que conduzirão à transformação de chuva em vazão. Os parâmetros empregados na modelagem aqui realizada procuraram representar as condições meteorológicas e da fisiografia da bacia hidrográfica através das seguintes variáveis:

- Área da bacia hidrográfica e de suas sub-bacia definidas;
- Tempo de concentração representando as condições fisiográficas da bacia e de suas sub-bacia;
- Capacidade de Armazenamento do solo da bacia hidrográfica e de suas sub-bacias;
- Chuva de projeto (total precipitado, duração e distribuição temporal), que caracterize as condições meteorológicas;
- Infiltração da chuva no solo, determinado a partir das condições hidrogeológicas e do uso e ocupação do solo.

2.1.4.1 Definição e caracterização da bacia hidrográfica

A delimitação da bacia hidrográfica foi realizada a partir de levantamento planialtimétrico realizado e de forma a abranger toda área de contribuição que drena para a área do empreendimento.

Desta forma, definiu-se uma bacia de 16,27 km², que foi discretizada em três sub-bacias, tomando por base os principais cursos de água, conforme Figura 2.14.

Existe um grande número de equações desenvolvidas para estimar o tempo de concentração de bacias hidrográficas as quais geralmente apresentam resultados divergentes. Dentre as equações

mais utilizadas, destaca-se a equação da “*Califórnia Culverts Practice*”, (1942), conhecida como Equação de *Kirpich*. Esta equação, inicialmente concebida para bacias pequenas (com área inferior a 0,80 km²), foi posteriormente calibrada pelo *U.S. Soil Conservation Service* e é adequada para qualquer tamanho de bacia, sendo popularmente conhecida como Fórmula de *Kirpich* Modificada, sendo esta utilizada na estimativa do tempo de concentração das sub-bacias estudadas, cuja expressão é apresentada a seguir:

$$T_c = 1,42 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Equação 2.6: Tempo ao Pico.

Onde:

T_c - Tempo de concentração, em horas;

L – Percurso mais longo do escoamento dentro da sub-bacia, em km;

H – Desnível máximo, em metros.

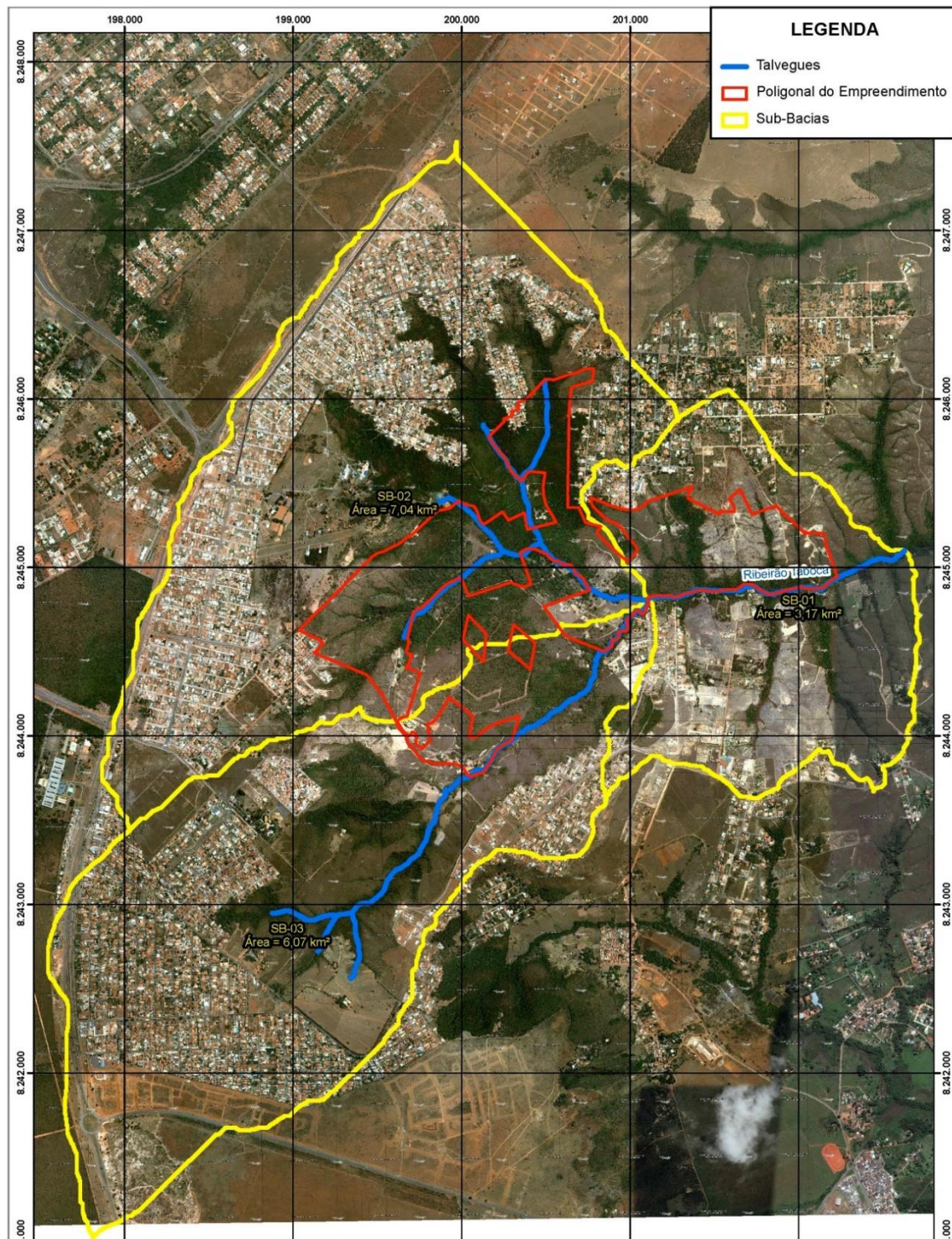


Figura 2.14: Localização dos reservatórios de Qualidade e Detenção.

O coeficiente de armazenamento é um parâmetro do Método de *Clark*, adotado nesta modelagem na determinação do escoamento superficial, e pode ser determinado a partir da seguinte expressão.

$$R = c \times T_c$$

Equação 2.7: Coeficiente de armazenamento.

Onde:

R – Coeficiente de armazenamento, em horas;

T_c – Tempo de concentração, em horas;

c – parâmetro de calibração, com valor entre 8 e 12 para bacias com florestas densas; entre 1,5 e 2,8 para bacias com ocupação predominantemente agrícola; e entre 1,1 e 2,1 para bacias urbanizadas. Neste estudo, adotou-se o valor médio entre 1,1 e 2,1, ou seja, adotou-se um c de 1,6.

Dessa forma, a partir das metodologias acima descritas, calcularam-se os tempos de concentração e coeficientes de armazenamento para cada sub-bacia e para a bacia hidrográfica considerada, conforme.

Tabela 2.18: Características fisiográficas da bacia hidrográfica definida e de suas sub-bacias discretizadas.

	Área de Dren. (km ²)	Extensão Máx. do Talvegue (m)	Cota do ponto mais alto (m)	Cota do Exutório (m)	H (m)	Decliv. (m/m)	T _c (min)	R (min)
SB-01	3,16	1.950,16	1.032,37	909,02	123,34	0,0632	28,87	46,19
SB-02	7,04	4.388,17	1.166,01	926,91	239,09	0,0545	57,09	91,34
SB-03	6,07	5.819,48	1.151,50	926,91	224,59	0,0386	81,02	129,63
Bacia	16,27	7.769,64	1.151,50	909,02	242,48	0,0312	109,84	175,74

2.1.4.2 Definição da chuva de projeto

O conhecimento das intensidades das chuvas em uma determinada região é fundamental para realização de um estudo de cheias, pode ser determinada com base nos dados de pluviógrafos instalados no local de interesse, ou estimada com base em dados coletados em postos próximos.

Para tanto, empregou-se a equação que representa a curva de intensidade-duração-frequência (Curva IDF) elaborada para a região de Brasília, pelo Eng.^o Francisco J. S. Pereira, quando da elaboração de Projetos de Drenagem Urbana para as Cidades Satélites de Ceilândia, Gama e Taguatinga. A referida equação é:

$$i = \frac{21,7 \times T_r^{0,16}}{(t + 11)^{0,815}}$$

Equação 2.8: Curva IDF.

Onde:

i – intensidade de chuva crítica, em mm/min;

Tr – Tempo de retorno, em anos;

t – duração, em min.

Foi calculada a intensidade de chuva para cada tempo de retorno contemplado, a saber, 10, 25 e 50 anos. Considerou-se a duração crítica da chuva igual a 110 min (aproximadamente igual ao tempo de concentração da bacia definida), sendo que a discretização temporal dos dados pluviométricos foi realizada tomando um intervalo de tempo de 5 minutos.

Já na distribuição temporal da chuva, para cada tempo de retorno considerado, empregou-se o método dos blocos alternados de maneira que a parcela mais intensa da precipitação foi posicionada no hietograma a 1/3 do tempo de concentração. A Figura 2.15, mostra os hietogramas de projeto para os diferentes tempos de retorno, enquanto a Tabela 2.19, apresenta os dados pluviométricos utilizados na composição dos hietogramas.

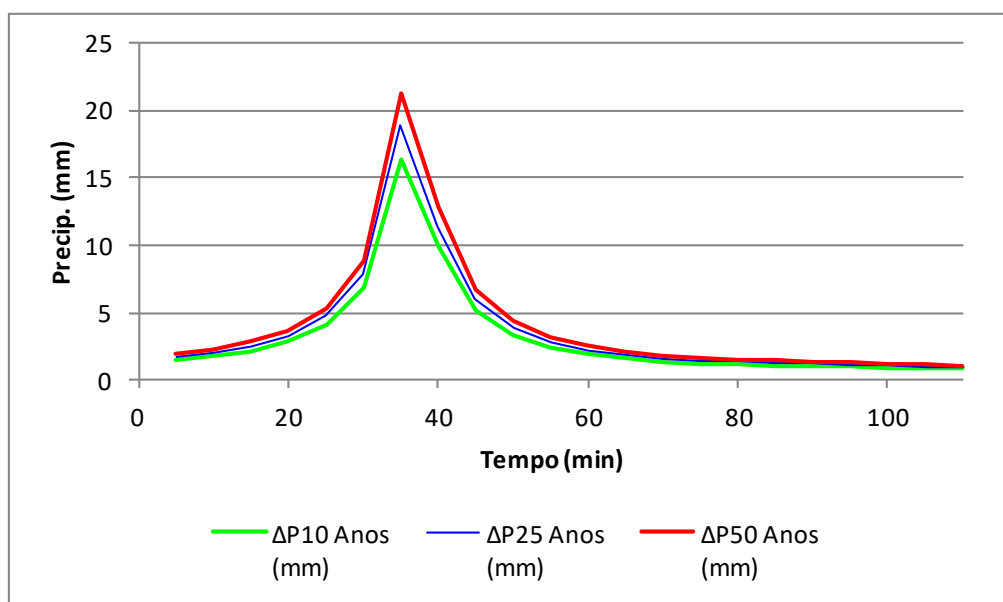


Figura 2.15: Hietograma de projeto para os diferentes tempos de retorno.

2.1.4.3 Caracterização da bacia hidrográfica quanto ao grupo hidrológico e uso e ocupação do solo.

O modelo HEC-HMS considera a interceptação superficial, o armazenamento em depressões e a infiltração como perdas de precipitação, ou seja, a parcela da precipitação que não contribui para gerar escoamento é considerada perda, sendo o restante, considerado precipitação efetiva.

Como mencionado anteriormente, será empregado o Método Curva-Número, desenvolvido pelo *U.S. Soil Conservation Service* (SCS), para a estimativa da precipitação efetiva. Neste método, a lâmina escoada (isto é, a altura de chuva efetiva) é uma função da altura total de chuva e de um parâmetro denominado curva-número, ou simplesmente CN. Este parâmetro pode assumir valor entre 0 e 100. Definido com base nas seguintes propriedades geradoras de escoamento de uma bacia.

Foi caracterizado o solo da bacia quanto às propriedades supramencionadas, objetivando diagnosticar a bacia quanto ao CN, bem como, estimar seu valor para os cenários de ocupação definidos. Detalhes acerca do Método Curva-Número e de seu emprego na estimativa de precipitação efetiva serão apresentados posteriormente neste relatório.

a) Caracterização da bacia quanto ao grupo hidrológico do solo

Os valores do CN são tabelados, de acordo com quatro tipos de solo distintos, conforme Tabela 2.19.

Tabela 2.19: Classificação dos grupos hidrológico dos solos de acordo com o SCS.

Grupo Hidrológico	Descrição do Solo
A	Solos com altas taxas de infiltração, como perfis arenosos profundos com pouco silte e argila
B	Solos com taxas de infiltração moderadas, com textura de moderadamente grossa a moderadamente fina
C	Solos com taxas de infiltração lentas, com textura de moderadamente fina a fina
D	Solos com taxas de infiltração muito lentas, predominantemente argilosas com baixa condutividade hidráulica

Com base no mapa de solos do Distrito Federal, disponível no sítio eletrônico da ADASA, e comprovada através da figura a seguir deste documento, verifica-se, na bacia hidrográfica estudada, a ocorrência de Cambissolos Háplico, Latossolos Vermelhos – Amarelo, Litossolo.

Ainda, em sua dissertação de mestrado intitulada “Avaliação da Classificação Hidrológica do Solo para a Determinação do Excesso de Chuva do Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos”, Sartori relaciona os tipos de solos brasileiros aos grupos hidrológicos acima apresentados.

b) Caracterização da bacia quanto ao uso e ocupação do solo

A bacia hidrográfica em estudo foi caracterizada quanto ao uso e ocupação do solo conforme a classificação adotada pelo SCS (Tabela 2.20).

Tabela 2.20: Estimativa do CN para áreas urbanas.

Tipo de Solo		Área Imp.	Grupo Hidrológico			
			A	B	C	D
Áreas urbanas						
Áreas Livres	Condições Ruins (Gramado com área menor que 50%).		68	79	86	89
	Condições Normais (gramados com área entre 50 % e 70%)		49	69	79	84

Tipo de Solo		Área Imp.	Grupo Hidrológico			
			A	B	C	D
	Condições Excelentes (gramados com área acima de 75%)		39	61	74	80
Áreas Comerciais		85%	89	92	94	95
Áreas Industriais		72%	81	88	91	93
Áreas impermeáveis						
Estacionamentos, pavimentos e telhados			98	98	98	98
Estradas e ruas	Pavimentos com sistema de drenagem		98	98	98	98
	Pavimentos sem sistema de drenagem		83	89	92	93
	Cascalho		76	85	89	91
	de Terra		72	82	87	89
Áreas residenciais						
Área Residencial Tipo 1		65%	77	85	90	92
Área Residencial Tipo 2		38%	61	75	83	87
Área Residencial Tipo 3		25%	54	70	80	85
Área Residencial Tipo 4		20%	51	68	79	84
Área Residencial Tipo 5		12%	45	65	77	82

O uso e ocupação do solo na área do empreendimento variam de acordo com o cenário considerado:

- Cenário 01: Áreas livres em condições excelentes (gramado com área acima de 75%);
- Cenário 02: Área Residencial Tipo 1;
- Cenário 03: Área Residencial Tipo 2;
- Cenário 04: Área Residencial Tipo 3.

c) Caracterização da bacia quanto ao CN e a impermeabilidade

O valor do CN de cada sub-bacia foi determinado a partir da média de seus valores ponderados pela área de ocorrência dentro da mesma. A Tabela 2.21, apresenta os valores de CN para cada sub-bacia e para os diferentes cenários.

Tabela 2.21: Valores de CN de cada sub-bacia para os cenários contemplados.

	Cenário 01	Cenário 02		Cenário 03		Cenário 04	
	CN	CN	Var.* (%)	CN	Var.* (%)	CN	Var.* (%)
SB-01	81,16	85,39	5,21%	83,62	3,03%	82,74	1,95%
SB-02	76,26	79,57	4,34%	78,15	2,48%	77,50	1,63%
SB-03	80,82	81,66	1,04%	81,31	0,61%	81,13	0,38%
Bacia	78,91	81,48	3,25%	80,39	1,87%	79,87	1,22%

(*) Variação percentual em relação ao Cenário 01 (Diagnóstico).

A partir da tabela acima, observa-se uma variação pouco expressiva no valor do CN de uma sub-bacia quando se compara um dado cenário ao Cenário 01 (Diagnóstico), apresentando uma variação máxima de 5,21% ao comparar os valores de CN da SB-01 entre os cenários 1 e 2. O cômputo do percentual de área impermeável foi realizado de forma análoga a determinação do CN, ou seja, a partir de uma média ponderada pelas áreas calculou-se o percentual de área impermeável para cada sub-bacia (Tabela 2.22).

Tabela 2.22: Valores de percentual de área impermeável de cada sub-bacia para cenários contemplados.

	Cenário 01	Cenário 02		Cenário 03		Cenário 04	
	Imperm. (%)	Imperm. (%)	Var* (%)	Imperm. (%)	Var* (%)	Imperm. (%)	Var* (%)
SB-01	22,94%	35,03%	52,70%	30,01%	30,82%	27,59%	20,27%
SB-02	28,46%	39,59%	39,09%	34,97%	22,87%	32,74%	15,03%
SB-03	36,10%	38,46%	6,53%	37,48%	3,82%	37,01%	2,51%
Bacia	30,24%	38,28%	26,59%	34,94%	15,56%	33,33%	10,23%

(*) Variação percentual em relação ao Cenário 01 (Diagnóstico).

Pode-se verificar que, diferente do CN, o percentual de área impermeável de uma sub-bacia varia significativamente quando se compara um dado cenário ao Cenário 01, superando 50% de variação ao comparar o parâmetro em estudo da SB-01 entre os cenários 1 e 2.

2.1.4.4 Modelagem da chuva efetiva

A partir dos hietogramas de projeto, foram calculadas as chuvas efetivas para cada sub-bacia, tempo de retorno e cenário contemplado. Para tanto se empregou o método indireto do SCS, que depende do parâmetro CN, adequadamente modelado anteriormente.

A capacidade de abstração (intercepção, infiltração, armazenamento superficial e evapotranspiração) de uma bacia depende das suas características (como tipo do solo, cobertura vegetal, uso e ocupação do solo). A diferença entre a chuva total e as abstrações, é a chuva efetiva.

O Método Curva-Número do SCS é um método de abstração de chuva largamente usado. Neste método, o deflúvio é uma função da altura total de chuva e um parâmetro de abstração CN. Este parâmetro varia de 1 a 100, em função das propriedades da bacia: tipo de solo, uso e ocupação do solo, condições da superfície do solo e condição da umidade antecedente.

O SCS estabeleceu uma relação empírica que permite correlacionar a capacidade máxima de armazenamento pela bacia ao parâmetro CN, cuja equação é dada por:

$$S_d = \frac{25.400 - 254CN}{CN}$$

Equação 2.9: Método curva número – SCS.

Onde:

S_d – Capacidade máxima de armazenamento do solo da sub-bacia, em mm;

CN – Curva-Número da sub-bacia considerada;

As precipitações efetivas são estimadas a partir das precipitações de projeto e do CN. Se o armazenamento ao longo do tempo for proporcional ao volume precipitado, a seguinte equação é aplicável:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S_d}$$

Equação 2.10: Precipitações Efetivas.

Onde:

P_e – Precipitação efetiva, em mm;

P – Precipitação de projeto (hietograma), em mm;

I_a – Abstração inicial, em mm.

As perdas antes do início do escoamento (I_a) incluem água retida em depressões superficiais, água interceptada pela vegetação, evaporação e infiltração. Para estimar o I_a , o SCS sugere a seguinte equação empírica:

$$I_a = 0,2S_d \times$$

Dessa forma, a precipitação efetiva pode ser finalmente determinada pela fórmula a seguir:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \times S_d)^2}{(P + 0,8 \times S_d)}$$

O Método Curva-Número foi empregado para cada sub-bacia, considerando os diferentes cenários e tempos de retorno contemplados no estudo. Para tanto, utilizou-se a ferramenta computacional HEC-HMS, conforme mencionado anteriormente. A Figura 2.16, mostra graficamente as perdas e as chuvas efetivas calculadas no HEC-HMS.

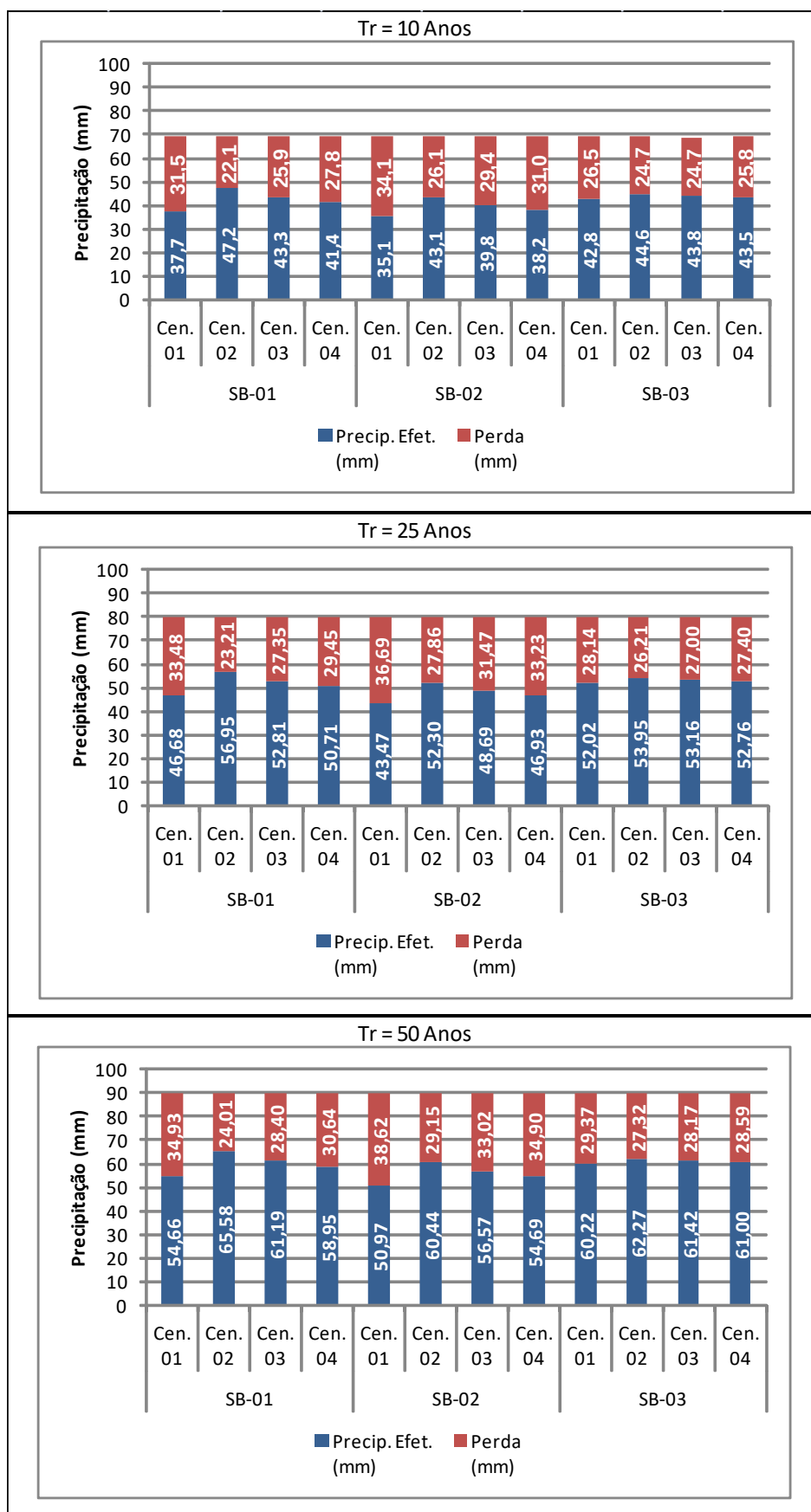


Figura 2.16: Perdas e Precipitações efetivas calculadas através do HEC-HMS.

Quanto maior a impermeabilidade do solo, menores serão a capacidade de armazenamento e as perdas, e consequentemente, maiores serão as vazões geradas.

Verifica-se a partir da figura acima apresentada que os menores valores de perdas, para qualquer tempo de retorno e sub-bacia, são observados no Cenário 02, o que confirma que uma possível ocupação desordenada poderá reduzir significativamente a capacidade do solo de armazenar a água, gerando maiores deflúvios.

2.1.4.5 Modelagem chuva deflúvio

A modelagem chuva-deflúvio foi realizada a partir do emprego do Hidrograma Unitário Sintético de Clark. Neste, a água precipitada sobre a bacia hidrográfica e que se verifica numa dada seção é resultado da combinação dos efeitos de translação e de amortecimento do escoamento.

A translação pode ser entendida como o efeito do movimento da água através da bacia hidrográfica desde o ponto em que a mesma sofreu precipitação até o exutório, em resposta a ação da gravidade.

Já o amortecimento refere-se ao efeito provocado no escoamento pela ação do solo de forma a armazená-lo por um dado período de tempo. Clark considerou que os efeitos da translação e do amortecimento do escoamento podem ser modelados a partir da passagem de um diagrama tempo-área através de um reservatório linear.

O método de Clark usa o hidrograma unitário para chuva efetiva de 1 cm. É importante ressaltar que o método do hidrograma unitário é baseado na relação linear que existe entre a chuva efetiva e as vazões diretas. Esta linearidade é que permite usar o princípio da superposição para calcular o hidrograma final.

O método de Clark possui três parâmetros básicos:

- Tempo de concentração da bacia, em min;
- Coeficiente de armazenamento, em min;
- Área acumulada, em m².

Os dois primeiros parâmetros foram computados anteriormente para cada sub-bacia. Já a área acumulada pode ser estimada a partir das seguintes equações empíricas fornecidas pelo *U.S. Corps of Engineers* (USACE):

Para $0,0 \leq t/t_c < 0,5$ teremos:

$$Ac = 1,414 \times A \times \left(\frac{t}{t_c} \right)^{1,5}$$

Equação 2.11: Área Acumulada.

Para $0,5 \leq t/t_c < 1,0$ teremos:

Onde:

Ac – Área acumulada, em m²;

Δt – Passo de tempo considerado, em min;

t_c – Tempo de concentração, em min;

A – Área total, em m².

A vazão afluente ao reservatório no passo de tempo Δt , em m³/s.cm, pode ser calculada pela seguinte equação:

$$Qa = \frac{Ac \times 0,01}{\Delta t}$$

Equação 2.12: Vazão Afluente.

A vazão efluente no final do passo de tempo Δt , em m³/s.cm, pode ser calculada, pela equação a seguir apresentada:

$$Qe_{i+1} = \frac{\Delta t}{R + 0,5 \times \Delta t} \times Qa + \left(1 - \frac{\Delta t}{R + 0,5 \times \Delta t} \right) \times Qe_i$$

Equação 2.13: Vazão Efluente.

Onde:

Qe_i – vazão efluente no início do intervalo de tempo Δt ;

Qe_{i+1} – vazão efluente no final do intervalo de tempo Δt ;

R – Coeficiente de armazenamento, em h;

Deve-se ressaltar que o procedimento aqui descrito permite o cálculo do hidrograma unitário instantâneo de Clark. Para o cálculo do hidrograma unitário sintético com duração, em m³/s.cm, utiliza-se o seguinte recurso:

$$Qi = \frac{Qe_i + Qe_{i+1}}{2}$$

Equação 2.14: Hidrograma unitário sintético.

De posse do valor do hidrograma unitário sintético, fornecido pela equação acima, e da precipitação efetiva, pode-se calcular a vazão total efluente no exutório de cada sub-bacia, somando o produto dos excessos de precipitação pelas ordenadas do hidrograma unitário.

Ainda, a metodologia apresentada aqui se encontra implementada no pacote computacional HEC-HMS, o qual foi utilizado para a modelagem chuva-deflúvio, conforme mencionado anteriormente.

A Figura 1.17, mostra graficamente os resultados da modelagem chuva-deflúvio para cada sub-bacia, contemplando diferentes cenários e tempos de retorno contemplados neste estudo. Pode-se observar que o Cenário 02 apresenta os maiores deflúvios, principalmente nas sub-bacia SB-01 e SB-02.

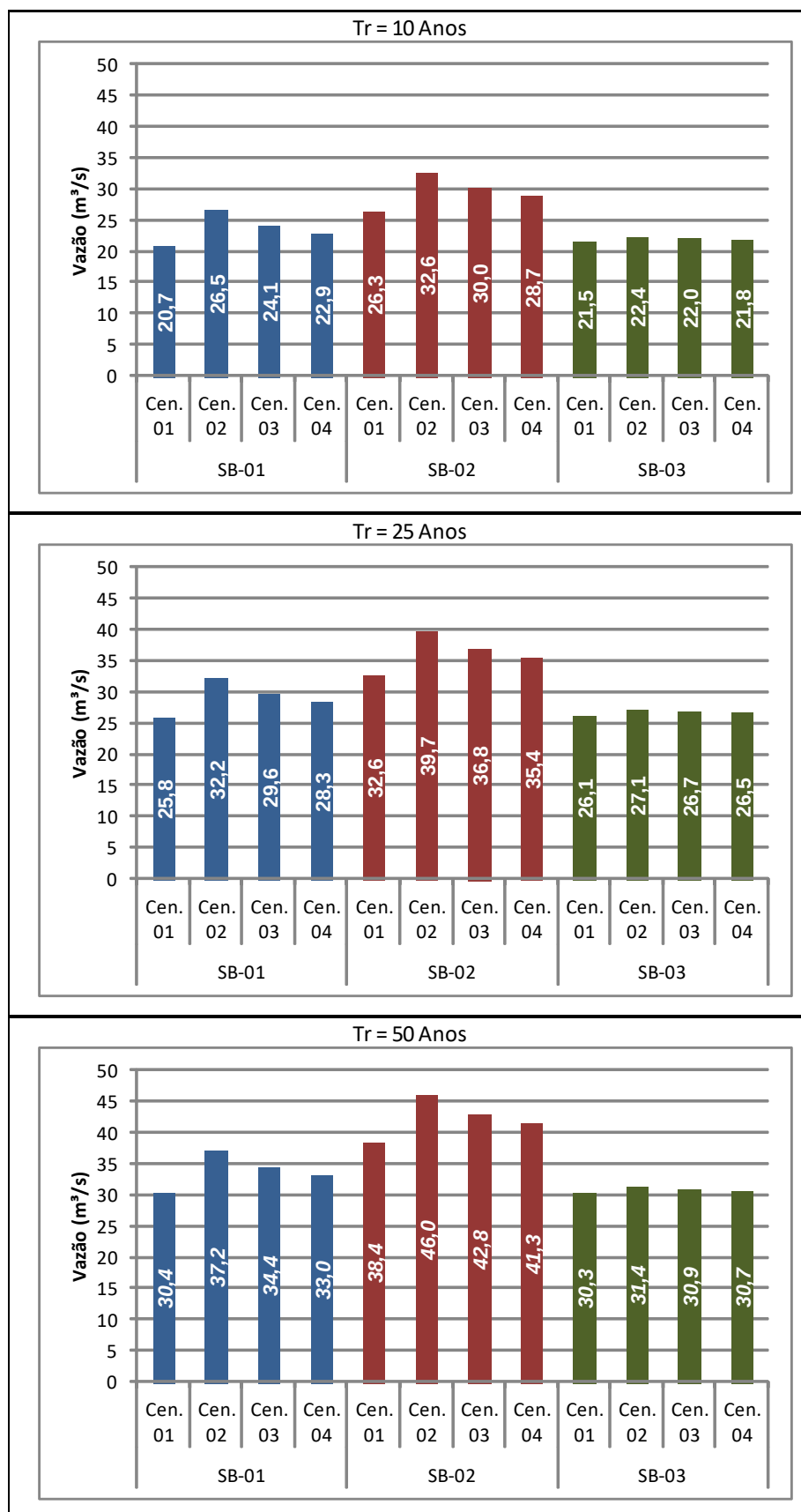


Figura 2.17: Resultados da modelagem chuva-deflúvio realizada através do HEC-HMS.

2.1.4.6 Modelagem da propagação da cheia

De forma simplificada, a modelagem de propagação de cheias é aplicada aos talvegues que conectam as sub-bacia de forma a compor as vazões afluentes obedecendo a cronologia dos escoamentos que nelas ocorrem, uma vez que os picos de vazão ocorrem em momentos diferentes em cada sub-bacia.

Na modelagem de propagação de cheias aqui realizada, utilizou-se o modelo hidrodinâmico da onda cinemática, o qual é regido pela seguinte equação:

$$b \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = p$$

Equação 2.15: Precipitação.

Onde:

y – profundidade, em m;

b – largura, em m;

Q – Vazão, em m³/s;

x – distância no sentido longitudinal, em m;

p – precipitação, em mm;

O HEC-HMS, utilizado como ferramenta para as simulações hidrológicas, resolve a equação acima de forma linearizada.

A perda de carga ao longo do talvegue é regida pela equação de *Manning*, expressa pela fórmula a seguir:

$$V = \frac{R^{2/3} \times J^{1/2}}{n}$$

Equação 2.16: Velocidade.

Onde:

V – Velocidade, em m/s;

R – Raio hidráulico, em m;

J – Declividade do talvegue, em m/s;

N – Coeficiente de rugosidade de *Manning*.

Neste estudo, utilizou-se da modelagem de propagação de cheias para propagar as vazões das sub-bacia SB-02 e SB-03 até o exutório definido, ao longo do Ribeirão Taboca, que foi representado a partir de um canal retangular com as seguintes características:

- Largura da Base = 4 m;

- Extensão = 1728 m;
- Inclinação = 0,0104 m/m.

Quanto ao coeficiente de rugosidade de *Manning*, este assume diferentes valores conforme as condições do talvegue: rugosidade da superfície, vegetação, irregularidades do canal, alinhamento do canal, deposição, obstruções, tamanho e forma do canal, vazão, mudanças sazonais, temperatura, material suspenso e leito do canal, conforme. A Tabela a seguir, apresenta valores de referência para o coeficiente de *Manning*.

Tabela 2.23: Valores para o coeficiente de rugosidade de *Manning*.

	Condições			
	Muito Boa	Boa	Regular	Má
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraçadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraçadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Dessa forma, os valores do coeficiente de rugosidade de *Manning* aumentam conforme a intensidade de ocupação antrópica. Assim, definiram-se os seguintes valores para o coeficiente de rugosidade:

- Cenário 01: 0,025;
- Cenário 02: 0,033;
- Cenário 03: 0,030;
- Cenário 04: 0,028.

A Figura 2.18, mostra os hidrogramas resultantes da modelagem hidrológica realizada.

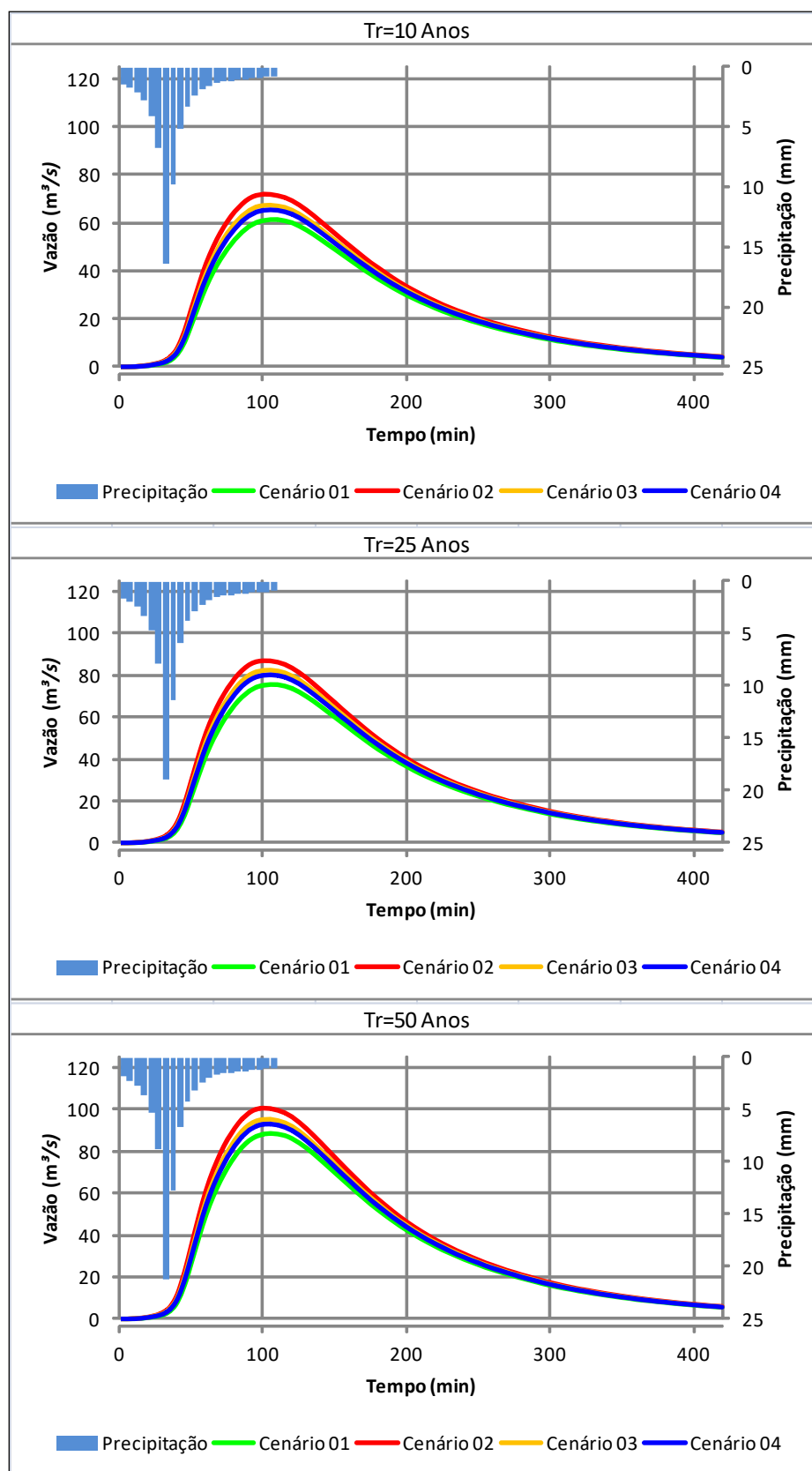


Figura 2.18: Hidrogramas de projeto simulados através do HEC-HMS.

O Cenário 02 apresentou, em relação ao Cenário 01 (Diagnóstico), um aumento entre 10,60 m³/s (Tr = 10 anos) e 12,40 m³/s (Tr = 50 anos), enquanto o Cenário 03 apresentou um aumento entre 6,20 m³/s (Tr = 10 Anos) e 7,30 m³/s (Tr = 50 Anos). Já no Cenário 04, quando comparado ao Cenário 01, observa-se um aumento entre 4,20 m³/s (Tr = 10 Anos) e 4,80 m³/s (Tr = 50 Anos).

2.1.4.7 Modelagem hidrodinâmica

Para a caracterização do escoamento do Ribeirão Taboca, foi utilizado o pacote computacional HEC-RAS, desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers*. O supramencionado aplicativo foi desenvolvido para cálculos hidráulicos unidimensionais, permitindo sua aplicação para redes de canais naturais ou artificiais.

Na modelagem aqui realizada, adotou-se o escoamento da água em regime permanente, onde as perdas de carga são calculadas pela Fórmula de *Manning*.

O sistema de escoamento permanente foi projetado para aplicação no gerenciamento de planícies de inundação e análise de risco de inundações.

a) Cálculo dos níveis de água

Para o cálculo dos níveis de água, o HEC-RAS utiliza um procedimento iterativo denominado *Standart Step Method* para resolver a equação de energia, apresentada a seguir:

$$WS_2 + \frac{\alpha_1 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_2 V_1^2}{2g} + h_e$$

Equação 2.17: Níveis de água.

Onde:

WS_1 e WS_2 – níveis da água nas seções transversais 1 e 2 respectivamente, em m;

V_1 e V_2 – velocidades nas seções transversais 1 e 2 respectivamente, em m/s;

α_1 e α_2 – coeficientes de correção da energia cinética;

g – aceleração da gravidade, em m/s²;

h_e – perda de carga, em m.

A Figura 2.19, ilustra os termos da equação de energia.

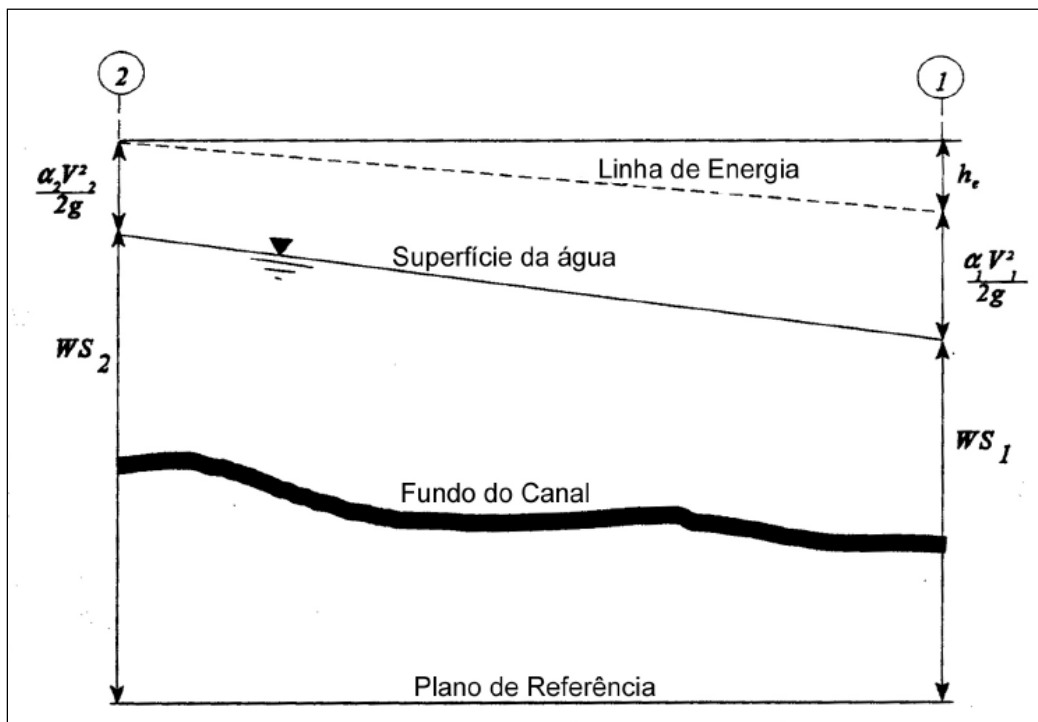


Figura 2.19: Termos da Equação de Energia.

A distância L entre as seções é calculado conforme expressão a seguir:

$$L = \frac{L_L Q_L + L_{Ch} Q_{Ch} + L_R Q_R}{Q_L + Q_{Ch} + Q_R}$$

Equação 2.18: Distância.

Onde:

L_L , L_{Ch} e L_R – comprimento entre as seções transversais para o escoamento na planície de inundação esquerda, no eixo do canal e na planície de inundação direita, respectivamente;

Q_L , Q_{Ch} e Q_R – média aritmética das vazões entre as seções para a margem esquerda, para o canal e para a margem direita, respectivamente;

Para o cálculo da propagação total (K) e do coeficiente de correção de energia cinética (α_1 e α_2), o HEC-RAS considera o escoamento subdividido em seções correspondentes a valores de coeficiente de rugosidade distintos, onde é possível supor velocidade uniforme, conforme figura a seguir.

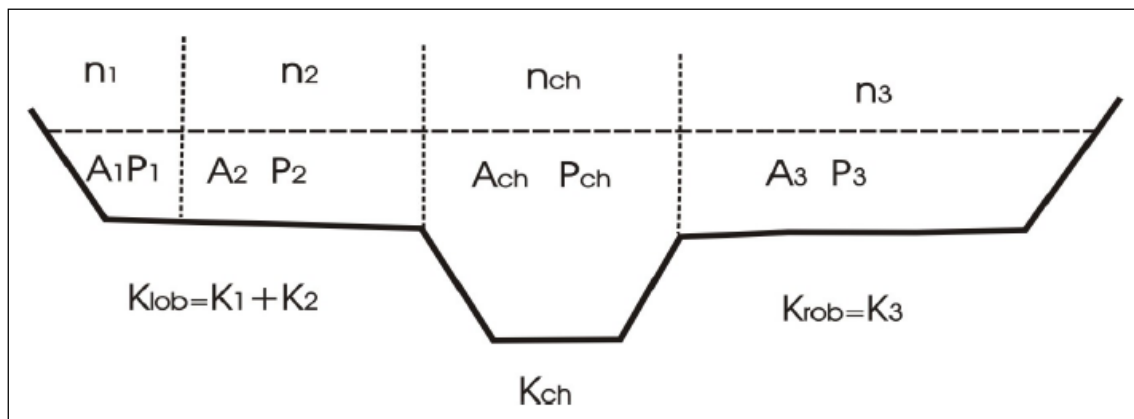


Figura 2.20: Subdivisão da seção transversal para o cálculo da propagação.

A propagação total para cada subdivisão pode ser calculada pela equação de *Manning*, apresentada a seguir:

$$K = \frac{1,486 \times A \times R^{2/3}}{n}$$

Equação 2.19: Propagação.

Onde:

K – Propagação total, m/s;

Área – área do escoamento para a subdivisão, em m²;

R – Raio hidráulico, em m;

n – coeficiente de rugosidade.

O coeficiente corretor de energia cinética é ser calculado a partir da seguinte equação:

$$\alpha = \frac{A_t^2 \times \left[\frac{K_L^3}{A_L^2} + \frac{K_{Ch}^3}{A_{Ch}^2} + \frac{K_R^3}{A_R^2} \right]}{K_t^3}$$

Equação 2.20: Área Total.

Onde:

A_t – área total de escoamento da seção transversal, em m²;

A_L , A_{Ch} e A_R – áreas de escoamento para a planície esquerda, canal e planície direita, respectivamente, em m²;

K_t – Propagação total da seção transversal, em m/s;

K_L , K_{Ch} e K_R - propagação da planície esquerda, do canal e da planície direita, respectivamente.

b) Cálculo de perda por resistência ao escoamento

No HEC-HMS, a perda de carga é computada como o produto da declividade da linha de energia e da extensão longitudinal do canal. A declividade da linha de energia é computada através da seguinte equação:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

Equação 2.21: Perda de Carga.

Onde:

Q – Vazão entre duas seções transversais, em m^3/s ;

K – Propagação total, em m/s .

c) Cálculo de perda por contração ou expansão

No HEC-RAS, as perdas por contração ou expansão são calculadas a partir da seguinte expressão:

$$h_o = C \times \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right]$$

Equação 2.22: Perdas de Carga.

Considera-se que ocorre uma expansão quando a velocidade de jusante é maior que a velocidade de montante, caso contrário, ocorre uma contração. Ainda, o coeficiente C assume valores distintos, de acordo com a ocorrência de expansão ou contração, conforme Tabela a seguir.

Tabela 2.24: Coeficiente de expansão e contração.

	Contração	Expansão
Nenhuma perda por transição calculada	0,00	0,00
Transições graduais	0,10	0,30
Seções de pontes típicas	0,30	0,50
Transições abruptas	0,60	0,80

d) Procedimento computacional

Para o cálculo do nível de inundação, o pacote computacional HEC-RAS executa os seguintes procedimentos:

1. O programa adota um valor arbitrário para a cota do nível da água para a seção transversal de montante;
2. Baseado na cota arbitrada no Passo 1, determina-se a propagação total e a velocidade;

3. Com os valores calculados no Passo 2, calcula-se a declividade média da linha de energia a partir da resolução da Equação E;
4. Com os resultados dos passos 2 e 3, calcula-se WS_2 a partir da resolução da Equação A;
5. Compara-se os valores resultantes de WS_2 , calculados no Passo 4, com valores arbitrados no Passo 1, repetindo os demais passos até que os valores de WS_2 convirjam segundo tolerância pré-definida.

e) Cálculo da Profundidade crítica

A energia específica (cota da carga disponível) para uma dada seção transversal pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$E = h + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

Equação 2.23: Energia específica.

Onde:

E – Energia específica, em m;

h – Profundidade da seção, em m.

Ao substituir a velocidade em função da vazão e da área teremos:

$$E = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2}$$

A expressão acima apresenta valor para:

$$\frac{dE}{dh} = 1 - h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \times \frac{dA}{dh} = 0$$

Equação 2.24: Largura da superfície molhada.

Pode-se observar que o termo dA/dh corresponde à largura da superfície molhada, sendo mínima para a seguinte condição:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^2}{b}$$

Equação 2.25: Profundidade Crítica.

A profundidade crítica será o valor de h para qual a Equação J será solucionada.

Deve-se ressaltar que a profundidade crítica para uma dada seção transversal será computada se algumas das condições abaixo forem impostas:

- O regime supercrítico foi especificado;

- O cálculo da profundidade crítica foi requisitado pelo usuário;
- Para que se possa efetuar a checagem do número de Froude;
- O programa não pode balancear a equação de energia dentro da tolerância especificada antes de atingir o número máximo de iterações.

A aplicação do modelo HEC-RAS exige uma série de informações, a saber:

- Dados Geométricos:
 - Seções transversais ao longo dos talvegues;
 - Rede de drenagem natural (talvegue principal e seus afluentes);
- Dados hidráulicos:
 - Coeficiente de *Manning* ao longo dos talvegues;
 - Coeficientes de contração e expansão;
- Dados de escoamento:
 - Vazões de Projeto;
 - Distribuição da vazão ao longo dos talvegues;
 - Condições de contorno.

f) Dados Geométricos

Os dados geométricos permitem definir as características topológicas dos talvegues e suas extensões, as seções transversais, os coeficientes de perda de energia e a conectividade entre os rios.

A geometria dos talvegues, bem como as suas seções, foi obtida a partir de levantamento topográfico realizado na bacia de contribuição estudada. Todas as informações geométricas utilizadas se apresentavam georeferenciadas ao Datum SIRGAS 2000 e projetadas em UTM para a Zona 23 Sul.

A topologia dos talvegues simulados é apresentada na Figura a seguir, onde se observa que foram considerados 3 trechos:

- Trecho 01: representa o Ribeirão Taboca, com extensão de aproximadamente 1.750 m. Este trecho está associado à sub-bacia SB-01;
- Trecho 02: representa o afluente Norte do Ribeirão Taboca, apresentando extensão aproximada de 1.900 m. Este trecho está associado à sub-bacia SB-02;
- Trecho 03: representa o afluente Sul do Ribeirão Taboca, com extensão de aproximadamente 3.500 m. Este trecho está associado à sub-bacia SB-03.

A partir do levantamento topográfico realizado, foram definidas seções transversais a cada 50 m em cada um dos trechos considerados, sendo inseridas seções adicionais onde se julgava necessário, de forma a representar adequadamente a calha do talvegue estudado.

Quanto à conectividade entre os talvegues, os trechos 2 e 3 possuem vertentes próprias, desaguardo no Trecho 01. Este, por sua vez, recebe as vazões acumulada nas sub-bacias de contribuição dos dois outros trechos e as conduz até o exutório definido, adicionando, neste processo, a vazão acumulada em sua própria sub-bacia.

g) Dados Hidráulicos

As perdas contínuas são regidas pelo coeficiente de rugosidade de *Manning*, definidos para cada cenário na etapa de Modelagem Hidrológica, conforme transcrito a seguir:

- Cenário 01: 0,025;
- Cenário 02: 0,033;
- Cenário 03: 0,030;
- Cenário 04: 0,028.

Quanto as perdas em transição, adotou-se, com base na Tabela anteriormente apresentada, o valor 0,00 para o coeficiente C, que permite avaliar as perdas devido a contração e a expansão.

h) Dados de Escoamento

Os dados de escoamento são exigidos para o cálculo dos níveis de água.

Na modelagem hidrodinâmica, decidiu-se contemplar a situação mais desfavorável, ou seja, na distribuição das vazões ao longo dos trechos, utilizou-se as vazões máximas, independentemente do momento no tempo em que elas ocorrem. Este procedimento é o recomendado no modelo *HEC-RAS*.

As vazões de pico foram calculadas na etapa de Modelagem Hidrológica, restando-nos distribuí-la ao longo dos talvegues. Para tanto, é necessário calcular as vazões a montante e a jusante de cada trecho, distribuindo a diferença entre estas vazões ao longo dos mesmos.

Para o cálculo das vazões à montante dos trechos 2 e 3, o seguinte procedimento foi utilizado:

- Calculou-se a área de contribuição a partir da nascente de cada trecho;
- Calculou-se um fator de proporção entre a área encontrada e a área da sub-bacia correspondente ao exutório do talvegue (o Trecho 2 está associado à sub-bacia SB-02 e o Trecho 3 está associado à sub-bacia SB-03);
- Multiplicou-se o fator de proporção encontrado à vazão da sub-bacia, calculada na Modelagem Hidrológica, associando o resultado com o seu respectivo trecho.

O cálculo da vazão à montante do Trecho 01 nada mais é que a soma das vazões a jusante dos trechos 2 e 3.

A Tabela a seguir, apresenta as vazões a montante e a jusante de cada trecho, bem como a vazão a ser distribuída ao longo destes, contemplando cenários e os tempos de retorno considerados.

Tabela 2.25: Vazões a montante e a jusante de cada trecho.

		Área Mont. (km ²)	Área Jus. (km ²)	Fator de Prop. de Vazão	Tr = 10 Anos			Tr = 25 Anos			Tr = 50 Anos		
					Vazão Mont. (m ³ /s)	Vazão Jus. (m ³ /s)	Vazão Distr. (m ³ /s)	Vazão Mont. (m ³ /s)	Vazão Jus. (m ³ /s)	Vazão Distr. (m ³ /s)	Vazão Mont. (m ³ /s)	Vazão Jus. (m ³ /s)	Vazão Distr. (m ³ /s)
Cen. 01	Trecho 01				47,80	61,20	13,40	58,70	75,50	16,80	68,70	88,30	19,60
	Trecho 02	0,953	7,037	0,135	3,56	26,30	22,74	4,41	32,60	28,19	5,20	38,40	33,20
	Trecho 03	0,881	6,074	0,145	2,91	21,50	18,59	3,53	26,10	22,57	4,10	30,30	26,20
Cen. 02	Trecho 01				55,00	71,80	16,80	66,80	87,10	20,30	77,40	100,70	23,30
	Trecho 02	0,953	7,037	0,135	4,41	32,60	28,19	5,37	39,70	34,33	6,23	46,00	39,77
	Trecho 03	0,881	6,074	0,145	3,03	22,40	19,37	3,67	27,10	23,43	4,25	31,40	27,15
Cen. 03	Trecho 01				52,00	67,40	15,40	63,50	82,30	18,80	73,70	95,60	21,90
	Trecho 02	0,953	7,037	0,135	4,06	30,00	25,94	4,98	36,80	31,82	5,79	42,80	37,01
	Trecho 03	0,881	6,074	0,145	2,98	22,00	19,02	3,61	26,70	23,09	4,18	30,90	26,72
Cen. 04	Trecho 01				50,50	65,30	14,80	61,90	80,00	18,10	72,00	93,10	21,10
	Trecho 02	0,953	7,037	0,135	3,89	28,70	24,81	4,79	35,40	30,61	5,59	41,30	35,71
	Trecho 03	0,881	6,074	0,145	2,95	21,80	18,85	3,59	26,50	22,91	4,16	30,70	26,54

As condições de contorno visam estabelecer o nível inicial da água. Neste estudo, adotou-se o *Normal Depth Slope* que consiste no declive de energia a ser utilizado na equação de *Manning*. Este valor foi substituído pelo declive médio do trecho a modelar, conforme recomendado no *HEC-RAS User's Manual*.

Dessa forma, adotaram-se os seguintes declives de energia para a equação de *Manning*:

- Trecho 1: 0,010352 m/m;
- Trecho 2: 0,029559 m/m;
- Trecho 3: 0,066157 m/m.

De posse dos dados geométricos, hidráulicos e de escoamento, foram realizadas as simulações dos níveis de inundação para os tempos de retorno de 10, 25 e 50 anos.

Um resumo das características hidráulicas resultantes das simulações é apresentado na Tabela a seguir, enquanto que a Tabela 11, mostra uma comparação percentual entre os resultados obtidos no Cenário 01 e os demais cenários, considerando apenas o trecho crítico (Trecho 01).

Tabela 2.26: Resumo das características hidráulicas resultantes das simulações realizadas.

		Cenário 01			Cenário 02			Cenário 03			Cenário 04		
		Trecho 01	Trecho 02	Trecho 03	Trecho 01	Trecho 02	Trecho 03	Trecho 01	Trecho 02	Trecho 03	Trecho 01	Trecho 02	Trecho 03
Tr = 10 Anos	Vazão Máxima (m³/s)	61,20	26,30	21,50	71,80	32,60	22,40	67,40	30,00	22,00	65,30	28,70	21,80
	N.A. Médio (m)	1,42	0,73	0,71	1,60	0,84	0,74	1,53	0,80	0,73	1,49	0,77	0,72
	Velocidade Média (m/s)	1,92	1,95	1,83	1,96	2,00	1,80	1,95	1,98	1,81	1,94	1,97	1,82
Tr = 25 Anos	Vazão Máxima (m³/s)	75,50	32,60	26,10	87,10	39,70	27,10	82,30	36,80	26,70	80,00	35,40	26,50
	N.A. Médio (m)	1,45	0,71	0,64	1,68	0,85	0,72	1,56	0,80	0,69	1,53	0,76	0,67
	Velocidade Média (m/s)	2,36	2,52	2,58	2,63	2,81	3,06	2,56	2,70	2,85	2,53	2,60	2,72
Tr = 50 Anos	Vazão Máxima (m³/s)	88,30	38,40	30,30	100,70	46,00	31,40	95,60	42,80	30,90	93,10	41,30	30,70
	N.A. Médio (m)	1,57	0,76	0,69	1,80	0,91	0,77	1,68	0,86	0,74	1,64	0,82	0,72
	Velocidade Média (m/s)	2,47	2,63	2,70	2,73	2,95	3,21	2,68	2,83	2,98	2,64	2,71	2,86

Tabela 2.27: Comparação, entre cenários, dos resultados hidráulicos obtidos para o trecho crítico (Trecho 01).

	Vazão Máxima			N.A. Médio			Vel. Média		
	Cen 01 X Cen 02	Cen 01 X Cen 03	Cen 01 X Cen 04	Cen 01 X Cen 02	Cen 01 X Cen 03	Cen 01 X Cen 04	Cen 01 X Cen 02	Cen 01 X Cen 03	Cen 01 X Cen 04
Tr = 10 Anos	17.32%	10.13%	6.70%	12.83%	7.58%	4.84%	1.91%	1.37%	0.84%
Tr = 25 Anos	15.36%	9.01%	5.96%	15.45%	7.69%	5.09%	15.45%	7.69%	5.09%
Tr = 50 Anos	14.04%	8.27%	5.44%	14.35%	6.89%	4.44%	14.35%	6.89%	4.44%

Observa-se que, para o Trecho 01, houve uma variação significativa da média do nível da água quando se compara o Cenário 1 ao Cenário 2, chegando a uma diferença de 23 cm (cerca de 14,50%) ao comparar os resultados dos dois cenários para um tempo de recorrência de 50 anos. Também pode se verificar um aumento percentual significativo da velocidade média da água no Trecho 01, quando comparados os resultados dos dois cenários, apresentando aumentos próximos de 15% para os tempos de recorrência de 25 e 50 anos.

Já quando comparamos os cenários 1 e 4, observa-se que, em média, a lâmina d'água no Trecho 01, para um tempo de retorno de 50 anos, aumentou cerca de 7 cm (aproximadamente 4,5%). No que concerne à velocidade, esta apresentou um aumento percentual de aproximadamente 5,0% quando comparamos os resultados dos cenários supracitados para os tempos de retorno de 25 e 50 anos.

Deve-se ressaltar que estes resultados consideram meramente o efeito do impacto da impermeabilização do solo resultante da ocupação.

No que diz respeito ao aumento das velocidades da água com a evolução da impermeabilidade, nos casos dos cenários 1, 3 e 4, a tendência é que não ocorram processos erosivos, uma vez que estes cenários contemplam que a Área de Preservação Permanente (APP) do Ribeirão Taboca será **preservada**. Porém, no que concerne ao Cenário 02, devido à ocupação desordenada da área do empreendimento, não há garantias que a APP seja respeitada, o que contribuiria significativamente para a ocorrência de processos erosivos, dadas as velocidades calculadas.

A tabela a seguir, apresenta as áreas da planície de inundação para os cenários contemplados, onde se observa que não houve uma variação significativa. Isto se deve principalmente ao fato do terreno no entorno dos talvegues apresentar declividades acentuadas, o que impede um aumento considerável na planície de inundação, típico em regiões predominantemente planas, onde mesmo baixas variações no nível da água são capazes de promover processos de inundação.

Tabela 2.28: Área de inundação calculada para os cenários contemplados. (Km²).

	Área de Inundação (m ²)			Comparação percentual com o Cenário 01		
	Tr=10 Anos	Tr=25 Anos	Tr=50 Anos	Tr=10 Anos	Tr=25 Anos	Tr=50 Anos
Cenário 01	11,36	11,98	12,47			
Cenário 02	12,34	12,96	13,46	8,7%	8,2%	7,9%
Cenário 03	11,98	12,86	13,08	5,4%	7,4%	4,9%
Cenário 04	11,75	12,38	12,86	3,4%	3,3%	3,1%

A Figura a seguir, apresenta a planície de inundação da situação mais desfavorável simulada (Cenário 02 para um tempo de retorno de 50 anos), onde se observa que a área de inundação se restringe à Área de Preservação Permanente.

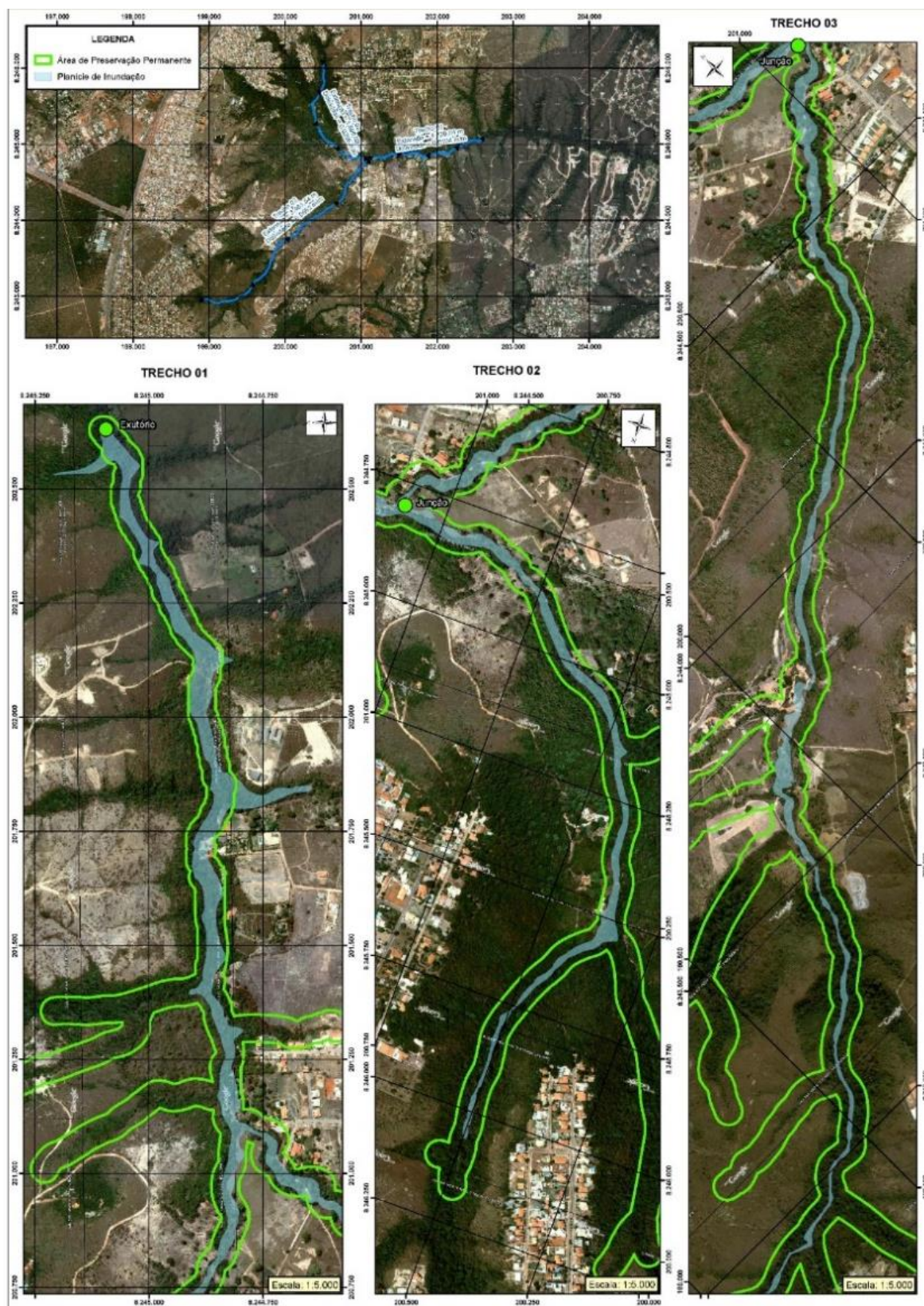


Figura 2.21: Planície de inundação na situação mais desfavorável (Cenário 02 para um tempo de retorno de 50 anos).

2.1.5 Características de Execução

2.1.5.1 Serviços preliminares

- Barracão de obra: Inclui a construção do barracão de obra, em área a ser estabelecida, incluindo todo mobiliário e equipamentos necessários à condução da obra e à permanência da equipe técnica para o acompanhamento e fiscalização da obra.
- Placa de obra: A placa deverá ser fornecida e assentada junto à obra na entrada da mesma, e em outros pontos onde a fiscalização julgar necessário. O faturamento será através da área total de cada placa, incluindo-se, também, outros elementos de comunicação visual empregado na obra, como sinalização de tráfego e avisos.
- Cerca provisória: A cerca provisória deverá cercar a área do canteiro de obras. Deve ser de arame farpado, 04 fios, mourão de eucalipto a cada 4,00 m.
- Locação e Limpeza: A preparação do terreno para início das obras iniciará com a locação das linhas de coletores e limpeza da vegetação e solo superficial da faixa de terra sobre o traçado da tubulação.

2.1.5.2 Tubulação utilizada

A rede coletora, cujo diâmetro mínimo equivale a 600 mm, será executada em tubo de concreto.

2.1.5.3 Escoramento

Em razão das condições de escavação, pode-se fazer necessária a utilização de recursos para aumentar a segurança na execução dos serviços. Previu-se na planilha orçamentária o uso de escoramento do tipo descontínuo, a ser usado em casos de baixa coesão apresentada pelo solo e/ou presença de água.

2.1.5.4 Escavação, assentamento e reaterro das tubulações

Deverá ser utilizada, sempre que possível, escavação mecanizada; sendo, entretanto, previsto na planilha orçamentária, a possibilidade de utilização de escavação manual.

Os serviços de escavação, assentamento dos tubos e reaterro deverão se proceder de forma mecanizada e/ou manual, através da sistemática tradicionalmente adotada pela NOVACAP e prevista nas especificações técnicas e normas.

2.1.5.5 Serviços finais

Cadastro: Neste item estão inclusos os custos de cadastro digitalizado de toda a obra, incluindo todas as tubulações e demais itens, segundo as instruções e normas previstas nas especificações técnicas estabelecidas pela área de Cadastro da NOVACAP.

2.1.5.6 Operação e manutenção das redes e reservatório de drenagem pluvial

Antes da regularização total deste empreendimento, o empreendedor do parcelamento será o único responsável pela operação e manutenção do sistema de drenagem urbana.

Após essa regularização, a responsabilidade será pela NOVACAP, quando da doação do sistema, a partir do empreendedor.

Além da inspeção após os eventos, deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que os dispositivos possam apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, devem ser registradas as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento de todo o sistema, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com frequência anual.

FICHA DE INSPEÇÃO

Dispositivo: () Rede, () Reservatório de Qualidade, () Reservatório de Detenção, () Emissário, ()

Localização:

Data: ____ / ____ / ____

Nome do responsável pela inspeção: _____

Tipo de inspeção:

() de rotina

() prévio ao período de chuvas

Elemento inspecionado:

Rede/Emissário	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
	Problemas com tampa de PV?	() SIM () NÃO

Grades, tomadas d'água	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
Vertedor e dissipador	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
	Vestígio de vertimento?	() SIM () NÃO
Taludes/Paredes	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Revestimento em boas condições?	() SIM () NÃO
	Vegetação com poda e capina?	() SIM () NÃO
	Sinais de corrosão de armadura?	() SIM () NÃO
Reservatório	Presença de poças d'água?	() SIM () NÃO
	Acúmulo de sedimentos (areia ou terra)?	() SIM () NÃO
Observações e atividades realizadas:		

Figura 2.22: Modelo de Ficha de Inspeção.

2.1.5.7 Manutenção de Sistemas de drenagem pluvial

A garantia do funcionamento adequado dos sistemas de drenagem pluvial depende da manutenção preventiva que deve ser realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas, a seguir, são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros locais, sendo que algumas adaptações podem

ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação dos reservatórios.

O monitoramento deve ser realizado por meio de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

2.1.5.8 Rede coletoras e emissários

As recomendações mínimas para manutenção de redes coletoras e emissários são:

- Realizar operação de limpeza e desobstrução de bocas de lobo e redes, após o período de chuvas e/ou depois de eventos de grande magnitude;
- Reconstruir bocas de lobo, poços de visita e redes danificados;
- Remover vegetação existente em bocas de lobo e poços de visitas.

2.1.5.9 Reservatório de qualidade e detenção

As recomendações mínimas para manutenção devem ser:

- Realizar operação de limpeza nos reservatórios, após o período de chuvas e/ou depois de eventos de grande magnitude;
- Limpar as grades e tomada d'água em todas as visitas de inspeção;
- Manter a área dos reservatórios livre de resíduos sólidos por razões estéticas e para evitar que sejam carregados pela água. A limpeza deve ser realizada com a mesma frequência que a operação de limpeza e varrição das vias próximas.

2.1.5.10 Especificações Técnicas

Os trabalhos de execução e os materiais empregados no sistema de drenagem pluvial deverão se basear nas especificações e padrões exigidos pela NOVACAP e atender às normas da ABNT vigentes.

A empresa a ser contratada para execução da obra deverá fornecer à fiscalização da Contratante uma cópia destas normas/padrões, as quais deverão estar disponíveis no canteiro de obras, durante todo o período de sua execução.

2.2 ABASTECIMENTO E ÁGUA

2.2.1 Critérios E Parâmetros

Como a definição de Per Capita de Consumo hídrico para a população leva em consideração todos os tipos de usos de água (Brasil, 2006) e reflete a caracterização socioeconômica prevista, utilizou-se um per capita de consumo equivalente a 200 L/hab/dia.

As premissas de projeto admitidas para o cálculo das vazões de dimensionamento do sistema de abastecimento são apresentadas a seguir:

- Vazão residencial – consumo per capita para os habitantes residentes, adotado em 200 L/hab/dia;

- Vazão Comercial – consumo per capita aplicado aos funcionários das salas comerciais e lojas, adotado em 50 L/hab/dia;

Dessa forma, para o presente estudo, as vazões de projeto adotadas levaram em consideração os seguintes parâmetros e coeficientes:

- Per capita de consumo somente residencial: $q_1 = 200 \text{ L/hab/dia}$;
- Per capita de consumo somente comercial: $q_2 = 50 \text{ L/hab/dia}$;
- Perdas totais de água de 25%;
- Coeficiente do dia de maior consumo: $K_1 = 1,2$;
- Coeficiente da hora de maior consumo: $K_2 = 1,5$.

Para a obtenção do per capita de produção para o empreendimento, foi considerada a seguinte expressão:

$$PCP = (PCC) / (1 - I_p)$$

Equação 2.26: per capita de produção.

Onde:

PCP – per capita de produção (L/hab/dia);

PCC – per capita de consumo (L/hab/dia);

I_p - índice de perdas totais (equivalente a 0,25).

Assim, para o empreendimento Quinhão 16, os valores Per Capita de Produção, considerando também o índice de perdas, são de 266,66 L/hab/dia para a população residente e 66,66 L/hab/dia para atender a área comercial.

As velocidades e vazões do projeto nas canalizações foram limitadas em função das pressões disponíveis. Embora a norma vigente não apresente mais restrição com relação à limitação de vazão para a obtenção de perda de carga, a CAESB considera que o dimensionamento de redes e adutoras com base apenas nas pressões disponíveis é insuficiente e adota limitações para velocidade e perda de carga em suas redes e adutoras. Dessa forma, será adotada a perda de carga máxima de 8,0 m/km para adutoras e redes com diâmetros superiores a 100 mm. Para redes com diâmetro inferior a 100 mm, adotou-se perda de carga de até 14 m/km. Com relação à velocidade, adotou-se a mínima de 0,6 m/s e máxima de 1,2 m/s.

Quanto às velocidades e vazões admissíveis, a Tabela, a seguir, apresenta as referências utilizadas.

Tabela 2.29: Velocidades e Vazões Admissíveis para Sistema de Abastecimento de Água

Material	Diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)	Vazão (L/s)
PEAD	60	0,685	1,63
PEAD	75	0,700	2,39
PEAD	90	0,720	3,53
PEAD	110	0,745	5,51
PEAD	125	0,770	7,32

Material	Diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)	Vazão (L/s)
PEAD	160	0,820	12,80
PEAD	200	0,870	21,17
PEAD	250	0,930	35,35
PEAD	315	1,020	61,91
PEAD	355	1.070	82,33
PVC/PBA	60	0,60 a 0,80	0,79
PVC/PBA	85	0,60 a 0,80	3,02 a 4,02
PVC/PBA ou DEFOFO	110	0,60 a 0,95	4,71 a 7,46
DEFOFO	150	0,80 a 1,20	14,14 a 21,21
DEFOFO	200	0,90 a 1,35	28,27 a 42,41
DEFOFO	250	1,00 a 1,50	49,09 a 73,63
DEFOFO	300	1,10 a 1,65	77,75 a 116,63

Foram adotadas as seguintes pressões limites de acordo com a NBR-12.218 e recomendações da CAESB:

- Máxima estática - 40 m.c.a. – embora a norma permita pressões até 50 mca, preferencialmente será adotada 40 mca;
- Mínima dinâmica - 10 m.c.a.- em todos os lotes, a pressão dinâmica mínima não deverá ser inferior a 10 mca.

Para o cálculo das perdas de carga distribuídas, foi utilizada a fórmula universal para conduto forçado, sendo:

$$h_f = f \times \frac{L \times V^2}{DH \times 2 \times g}$$

Equação 2.27: cálculo das perdas de carga distribuídas

$$\frac{1}{f^{0,5}} = -2 \times \log \frac{K}{3,7 \times DH} + \frac{2,51}{Re \times f^{0,5}}$$

Equação 2.28: cálculo das perdas de carga distribuídas

Onde:

h_f : perda de carga distribuída (m);

f : coeficiente de perda de carga distribuída;

L : extensão do conduto (m);

DH: diâmetro hidráulico do conduto (m);

V: velocidade média na seção normal da canalização (m/s);

K: coeficiente de rugosidade uniforme equivalente (m). Este coeficiente foi adotado como igual a 2 mm para tubulações de PVC/PBA e PVC/DEFOFO.

$$Re = \frac{V \times D}{\mu}$$

Equação 2.29: cálculo das perdas de carga distribuídas

Re: número de Reynolds;

μ : viscosidade cinemática da água, a 20° C, igual a $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

A Tabela, a seguir, estabelece a faixa de servidão a ser obedecida de acordo com o diâmetro da rede.

Tabela 2.30: Largura da Faixa de Servidão

Diâmetro	Largura da Faixa de Servidão
Até 150 mm (inclusive)	1,50 m
Acima de 150 mm	2,00 m
Adutoras	5,00 m

A população de projeto permanente contemplada foi de 10.427 habitantes para todo o empreendimento, e comercial e institucional 6.902 funcionários.

As vazões foram estimadas considerando coeficientes de majoração para hora de maior consumo e para dia de maior consumo para a rede de distribuição.

As expressões, a seguir, apresentam as vazões utilizadas no estudo.

$$Q_m = \left(\frac{q \times P}{86.400} \right) \times Ip$$

$$Q_d = Q_m \times k_1$$

$$Q_h = Q_d \times k_2$$

Equação 2.30: cálculo das vazões utilizadas no estudo

Onde:

Q_m: vazão média (L/s), incluindo as perdas.

Q_d: vazão do dia de maior consumo (L/s);

Q_h: vazão da hora de maior consumo (L/s);

P : população de projeto (hab);

q_1 : consumo per capita (200 L/hab/dia);

q_2 : consumo per capita (50 L/hab/dia);

lp : índice de perdas = 1,25 (perdas de 25%);

K_1 : coeficiente do dia de maior consumo = 1,2;

K_2 : coeficiente da hora de maior consumo = 1,5.

A vazão média necessária a atender a população residencial de um lote (Q_{Res}) pode ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$Q_{Res} = \frac{P_{Res} \times q_1}{86.400} \times 1,25$$

Equação 2.31: vazão média necessária a atender a população residencial de um lote

A vazão média necessária para atender a população flutuante (comercial) de um lote (Q_{Flu}) pode ser calculada a partir da seguinte fórmula:

$$Q_{Com} = \frac{P_{Com} \times q_2}{86.400} \times 1,25$$

Equação 2.32: vazão média necessária para atender a população flutuante

Dessa forma, a demanda hídrica média necessária para abastecer um lote é a soma das vazões explanadas anteriormente, conforme a expressão a seguir:

$$Q_{Méd} = Q_{Res} + Q_{Com}$$

Equação 2.33: demanda hídrica média necessária para abastecer um lote

As vazões para detalhada do sistema de produção geral são apresentadas na Tabela 2.31.

Tabela 2.31: Vazões para Abastecimento de Água para as Fases do Empreendimento

	População Residente	Q_M	População Flutuante	Q_M	Q_M Total por Fase	Q_D Total por Fase	Q_H Total por Fase
	(Hab)	(L/s)	(Pop./Flutuante)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)
Primeira Etapa - 1ª Fase	345	1,00	322	0,23	1,23	1,48	2,22
Primeira Etapa - 2ª Fase	1113	3,22	0	0,00	3,22	3,86	5,80
Primeira Etapa - 3ª Fase	178	0,52	1328	0,96	1,48	1,77	2,66
Primeira Etapa - 4ª Fase	246	0,71	445	0,32	1,03	1,24	1,86
Primeira Etapa - 5ª Fase	275	0,80	1067	0,77	1,57	1,88	2,82
Primeira Etapa - 6ª Fase	544	1,57	412	0,30	1,87	2,25	3,37
Primeira Etapa - 7ª Fase	243	0,70	210	0,15	0,86	1,03	1,54
Primeira Etapa - 8ª Fase	1139	3,30	404	0,29	3,59	4,31	6,46
Primeira Etapa - 9ª Fase	640	1,85	553	0,40	2,25	2,70	4,05
Primeira Etapa - 10ª Fase	1110	3,21	166	0,12	3,33	4,00	6,00
Segunda Etapa - 11ª Fase	1048	3,03	634	0,46	3,49	4,19	6,28
Segunda Etapa - 12ª Fase	1198	3,47	337	0,24	3,71	4,45	6,68
Segunda Etapa - 13ª Fase	327	0,95	247	0,18	1,12	1,35	2,02
Segunda Etapa - 14ª Fase	1357	3,93	458	0,33	4,26	5,11	7,66
Segunda Etapa - 15ª Fase	664	1,92	319	0,23	2,15	2,58	3,87
TOTAL	10427	30,17	6902	4,99	35,16	42,20	63,29
Vazão Média - Q_M							
Vazão Diária - Q_D							
Vazão Horária - Q_H							

As vazões para dimensionamento do sistema de produção geral são apresentadas na Tabela 2.32.

Tabela 2.32: Vazões Totais de Produção de Água.

Vazão de Produção	Vazão de Produção (L/s)	Vazão de Consumo (L/s)
Média	35,16	28,12
Máxima Diária	42,20	33,74
Máxima Horária	63,29	50,61

A implantação do empreendimento em tela está prevista para ocorrer em 30 anos, com início estimado para 2018. Dessa forma, a entrega completa das unidades residenciais e comerciais será no ano de 2048.

Conforme recomendações usuais da CAESB, o volume mínimo a ser acumulado em reservatório é de 1/3 do volume de produção para o dia de maior consumo, ou seja:

$$V = \frac{1}{3} Qd \times 86,4$$

Equação 2.34: Cálculo do volume mínimo de reservação.

onde:

V = Volume mínimo de reservação (m³).

Dessa forma, o volume mínimo a ser acumulado em reservatório central é de:

$$V = \frac{1}{3} (42,20) \times 86,4 \approx 1200m^3$$

Equação 2.35: Cálculo do volume mínimo a ser acumulado em reservatório.

2.2.1.1 Estudo de Alternativas de Abastecimento de Água

Para o desenvolvimento dos estudos sobre o sistema de abastecimento de água foi definida a Área de Influência Indireta como sendo as localidades próximas envolvidas com os sistemas de abastecimento de água em funcionamento pela CAESB (Lago Sul em conjunto com bairro Jardim Botânico), pois a inserção do empreendimento proposto implicará em um impacto no consumo de água atual, nos Sistemas Torto/Santa Maria. Para a Área de Influência Direta foi definida a poligonal do empreendimento, ou seja, a delimitação do perímetro proposto de ocupação urbana do parcelamento do Quinhão 16.

2.2.1.2 Sistema Existente

O Sistema Produtor de Água para Atendimento Urbano (SPA) compreende captações, elevatórias, tratamento e reservação. O SPA está dividido em 05 grandes sistemas produtores, no Distrito Federal: Torto/Santa Maria, Descoberto, Brazlândia, Sobradinho/ Planaltina e São Sebastião. O

Sistema é composto por um total de 468 unidades operacionais, sendo que 389 encontravam em operação em dezembro de 2013 (SiAgua, 2014).

As atividades de Produção de Água compreendem, além da operação de todo o sistema para atendimento urbano, os serviços de calibração e manutenção de 373 válvulas auto operadas, 248 medidores de nível e de 206 medidores de vazão, em operação em dezembro de 2013 (SiAgua, 2014).

Os principais processos gerenciados em cada um dos sistemas produtores compreendem as etapas de: captação, bombeamento, adução, tratamento da água de forma a atender os parâmetros de potabilidade conforme Portaria nº 2.914/2011 do Ministério da Saúde e, por fim, a etapa de reservação da água tratada para posterior distribuição à população. Esse conjunto de sistemas produziu, no ano de 2013, um volume de 245.166.512 m³ (SiAgua, 2014).

Nos últimos anos, a Caesb vem assumindo o fornecimento de água de vários condomínios, os quais possuem sistemas próprios de abastecimento, constituídos de poços tubulares profundos e reservatórios. Estes sistemas individualizados de abastecimento passaram a ser operados pela Companhia e, sempre que possível, são interligados aos sistemas principais da CAESB. Em decorrência disso, algumas unidades operacionais são desativadas ou são retiradas de operação temporariamente, servindo como reserva de produção (SiAgua, 2014).

O Sistema Integrado Torto/Santa Maria, tem disponibilidade hídrica de 3.361 L/s e uma vazão média de água produzida em 2013 de 2.148 L/s, abastece atualmente cerca de 20,1% da população atendida do Distrito Federal, sendo este o segundo maior sistema produtor responsável por aproximadamente 27,6% do total de água de abastecimento produzida pela CAESB (SiAgua, 2014).

O Sistema é composto por captações superficiais sendo duas de maior porte, referente a Santa Maria e Torto, outras sete de menor porte, além de 21 captações subterrâneas (poços) operando em 2013 (SiAgua, 2014).

O Lago Santa Maria apresenta água de excelente qualidade bacteriológica e físico-química. Ele está situado no Parque Nacional de Brasília e é protegido pelo IBAMA.

A operação da ETA Brasília, a maior entre as estações desse sistema, foi iniciada em 1960. Ela teve seu processo de tratamento alterado em 2009, com a finalidade de adequá-lo à qualidade limnológica do Lago Santa Maria. O Sistema conta, ainda, com as Estações de Tratamento de Água do Paranoá e do Lago Sul, que tratam as águas das captações Cachoeirinha e Cabeça do Veado (1 a 4), respectivamente, as quais estão operando normalmente e atendem aos padrões de potabilidade estabelecidos (SiAgua, 2014).

Este sistema possui 10 reservatórios apoiados e 18 reservatórios elevados que totalizam uma capacidade de reservação de 166.505 m³ (exceto unidades desativadas).

As Tabelas, a seguir apresentam os dados do Sistema Torto/Santa Maria.

Tabela 2.33: Dados do Sistema Produtor de Água para Atendimento Urbano (Torto/Santa Maria).

Sistema	Subsistema / Manancial	Quantidade de Unidades Existentes	¹ Capacidade de produção instantânea do sistema (l/s)	Vazão Produzida (l/s)	Vazão Captada - l/s (3)	Vol Captado - m³/mês (3)	Captado (%)	Regiões Administrativas Abastecidas
Torto / Santa Maria (Integrado)	Cabeça do Veado 1, 2, 3 e 4 Cachoeirinha Santa Maria Taquari 1 e 2 Torto Poços Itapoã Poços Jardim Botânico Poços Morada Sul Poços Solar de Brasília Poços San Diego Poços Ville de Montaigne Poços Novo Horizonte Poços Ouro Vermelho Poços Paranoá Poços Chapéu de Pedra Poços Santa Mônica	9 CAPs; 4 EABs; 3 ETAs; 2 UTS; 20 UCPs; 6 EATs; 1 ERE; 4 EBOs; 43 EPOs; 18 RELs; 10 RAPs	2.629,1	2.148,2	2.160,8	5.678.702,3	27,7	Brasília, Paranoá, Varjão, Sudoeste, Cruzeiro, Lago Sul, Lago Norte, Jardim Botânico e Itapoã

Tabela 2.34: Dados das elevatórias do Sistema Torto/Santa Maria.

ELEVATÓRIAS DE ÁGUA BRUTA EM OPERAÇÃO						
Identificação	Nº de Bombas	Potência por Bomba	Vazão Máx. da EAT (L/s)	AMT (mca)	Produção - Vol. Bombeado	
					(m³/mês)	L/s)
Paranoá / EAB.CCH.001	4	50	36,0	120,0	75.990,8	28,8
Lago Sul / EAB.CVD.001	4	B1, B2 = 30,82, 84	160,0	31,0	272.780,1	103,5
Brasília / EAB.SMR.001	3	1.780,0	1.239,3	126,0	2.59.418,4	1.047,1
Brasília / EAB.TOR.001	4	1.750,0	1.076,1	151,0	2.408.078,2	913,8
TOTAL			2.511	-	5.516.268	2.093

Tabela 2.35: Dados das Captações Superficiais do Sistema Integrado.

CAPTAÇÕES SUPERFICIAIS EM OPERAÇÃO			
Identificação	Tipo de captação	Volume Captado	
		(m³/mês)	(L/s)
Cachoeirinha / CAP.CCH.001	Barragem de nível	75.990,8	28,9
Cabeça Veado 1 / CAP.CVD.001	Barragem de nível	288.767,2	109,9
Cabeça de Veado 2 / CAP.CVD.002	Barragem de nível		
Cabeça de Veado 3 / CAP.CVD.003	Barragem de nível		
Cabeça de Veado 4 / CAP.CVD.004	Barragem de nível		
Santa Maria / CAP.SMR.001	Barragem de nível	2.759.418,4	1.050,0
Torto / CAP.TOR.001	Barragem de nível	2.408.078,2	916,3
Taquari 1 / CAP.TQR.001	Barragem de nível	48.935,5	18,6
Taquari 2 / CAP.TQR.002	Barragem de nível		
TOTAL		5.581.190	2.124

Tabela 2.36: Dados das Captações Subterrâneas do Sistema Integrado.

CAPTAÇÕES SUBTERRÂNEAS EM OPERAÇÃO			
Identificação	Vazão Operacional (L/s)	Volume Captado	
		(m³/mês)	(L/s)
Chapéu de Pedra / EPO.CHP.001	4,3	5.405,3	2,1
Novo Horizonte / EPO.CNH.002	8,1	17.034,9	6,5
Itapoã / EPO.ITP.001	3,9	6.701,9	2,6
Itapoã / EPO.ITP.002	1,7	4.456,8	1,7

CAPTAÇÕES SUBTERRÂNEAS EM OPERAÇÃO			
Identificação	Vazão Operacional (L/s)	Volume Captado	
		(m³/mês)	(L/s)
Itapoã / EPO.ITP.004	0,9	2.617,1	1,0
Itapoã / EPO.ITP.006	1,0	1.870,3	0,7
Itapoã / EPO.ITP.007	1,0	2.316,4	0,9
Itapoã / EPO.ITP.008	1,7	3.407,0	1,3
Itapoã / EPO.ITP.009	14,0	23.609,0	2,2
Paranoá / EPO.PRN.001	1,9	4.395,2	1,7
Paranoá / EPO.PRN.002	1,1	3.102,5	1,2
Solar Brasília / EPO.SLB.003	12,3	18.979,6	7,2
Solar Brasília / EPO.SLB.004	3,3	3.367,1	1,3
Solar Brasília / EPO.SLB.005	7,6	8.492,7	3,2
Santa Mônica / EPO.SMO.001	2,5	894,4	0,3
Santa Mônica / EPO.SMO.002	3,0	1.392,0	0,5
Santa Mônica / EPO.SMO.003	1,5	653,1	0,2
Santa Mônica / EPO.SMO.004	2,9	1.629,0	0,6
Santa Mônica / EPO.SMO.005	0,5	343,5	0,1
Ville de Montagne / EPO.VMT.003	3,5	2.075,1	0,8
Ville de Montagne / EPO.VMT.004	2,1	2.476,0	0,9
TOTAL		115.219	37
TOTAL GERAL (Captações Superficiais + Subterrâneas)		5.696.409	2.161

Tabela 2.37: Dados das Unidades de Tratamento de Água Bruta

UNIDADES DE TRATAMENTO DE ÁGUA EM OPERAÇÃO				
Identificação	Tipo de Tratamento	Vazão Nominal (L/s)	Volume Tratado	
			(m³/mês)	(L/s)
Brasília / ETA.BSB.001	Convencional	2.800,0	5.166.007,1	1.965,8
Lago Sul / ETA.LSL.001	Convencional	190,0	258.270,8	98,3
Paranoá / ETA.PRN.001	Copasa	60,0	74.713,6	28,4

UNIDADES DE TRATAMENTO DE ÁGUA EM OPERAÇÃO				
Identificação	Tipo de Tratamento	Vazão Nominal (L/s)	Volume Tratado	
			(m³/mês)	(L/s)
Chapéu de Pedra / UCP.CHP.001	Cloração	-	5.405,3	2,1
Novo Horizonte / UCP.CNH.002	Cloração	-	17.034,9	6,5
Itapoã / UCP.ITP.001	Cloração	-	6.701,9	2,5
Itapoã / UCP.ITP.002	Cloração	-	6.773,2	2,6
Itapoã / UCP.ITP.004	Cloração	-	2.617,1	1,0
Itapoã / UCP.ITP.006	Cloração	-	1.870,3	0,7
Itapoã / UCP.ITP.008	Cloração	-	3.407,0	1,3
Paranoá / UCP.PRN.001	Cloração	-	3.102,5	1,2
Solar de Brasília / UCP.SLB.003	Cloração	-	18.979,6	7,2
Solar de Brasília / UCP.SLB.004	Cloração	-	11.859,8	4,5
Santa Mônica / UCP.SMO.001	Cloração	-	2.939,5	1,1
Santa Mônica / UCP.SMO.002	Cloração	-	1.972,5	0,7
Ville de Montagne / UCP.VMT.003	Cloração	-	2.075,1	0,8
Ville de Montagne / UCP.VMT.004	Cloração	-	2.476,0	0,9
Itapoã / UTS.ITP.001	Simplificado	-	23.609,0	2,2
Taquarí / UTS.TQR.001	Simplificado	-	48.935,5	18,6
TOTAL		3.050	5.658.751	2.146

A ETA Brasília ou, simplesmente, ETA R1 iniciou suas operações em 1960, foi reformada em 2009, permitindo uma vazão nominal de 2.800 L/s. Atualmente, essa estação possui vazão média anual de 1.965,80 L/s, correspondendo a 70,20% de sua capacidade (SiÁgua, 2014).

A ETA Lago Sul, possui uma vazão nominal de 190,00 L/s, atualmente, vazão média desta ETA é 98,30 L/s, operando com percentual de 51,74% da capacidade de tratamento (SiÁgua, 2014).

As unidades de tratamento deste Sistema possuem hoje capacidade nominal de tratamento de 3.050 L/s, porém trata 2.146 L/s, representando apenas 70,36% da capacidade de tratamento (SiÁgua, 2014).

Quanto ao volume de água bruta bombeado, no período, gira entorno de 2.093 L/s, com capacidade máxima de bombeamento de aproximadamente 2.511 L/s, representando 83,35% da amplitude de bombeamento (SiÁgua, 2014).

A CAESB encontra-se preocupada com abastecimento futuro do Distrito Federal, por isso está em construção dois sistemas produtores de grande porte, o Sistema Corumbá que irá reforçar o sistema de Abastecimento de parte da região do entorno de Brasília (Estado de Goiás) e da região sul do DF. O segundo grande sistema é o Paranoá, que após entrar em operação, poderá ser uma alternativa para o abastecimento do empreendimento discutido em tela. Tendo em vista que esse sistema deverá reforçar os sistemas Sobradinho/Planaltina e Torto/Santa Maria.

Por se tratar de grandes empreendimentos, a previsão de conclusão de ambos os sistemas produtores é para o ano 2019.

2.2.1.3 Alternativas de Abastecimento de Água

Para o empreendimento em epígrafe, foram estudadas as seguintes alternativas de abastecimento de água potável, sendo: Alternativa 1 - interligação ao sistema da CAESB; Alternativa 2 - alimentação do sistema de abastecimento por manancial subterrâneo; Alternativa 3 - abastecimento por manancial subterrâneo (poços tubulares profundos) e complementação com o sistema da CAESB (Sistema Torto/Santa Maria, com a entrada do Sistema Paranoá); e, por fim, Alternativa 4 - captações subterrânea e superficial (cursos d'água).

O estudo de concepção aqui elaborado contempla as seguintes previsões nas distintas alternativas para o abastecimento de água do empreendimento, a saber:

a) Alternativa 01:

- Enviar Carta Consulta à CAESB, indagando a possibilidade do atendimento do empreendimento com a disponibilidade do sistema atual e/ou com reforço futuro do sistema Torto/Santa Maria;
- A demanda hídrica (máxima diária) necessária para abastecimento da primeira fase do empreendimento (2018 -2020) será de 1,48 L/s, quando possivelmente o sistema Paranoá já estará em carga.

Alternativa 02:

- Captação: o empreendimento será totalmente suprido por águas subterrâneas, por meio da perfuração de poços tubulares (2018 – 2032);
- Adução de água bruta: adutoras curtas (até 200 m de extensão), levando água dos poços aos centros de tratamento (CR);
- Tratamento: Cloração, fluoretação e correção de pH;
- Reservação: reservatório central com capacidade para 1.200 m³.

Alternativa 03:

- Captação: o empreendimento será parcialmente atendido por águas subterrâneas, por meio da perfuração de poços tubulares profundos para atendimento das primeiras fases do projeto, as quais serão definidas, a seguir;

- Adução de água bruta: adutoras curtas (até 200 m de extensão), levando água dos poços aos Centros de tratamento (CRs);
- Tratamento: cloração, fluoretação e correção de pH;
- Após a conclusão da primeira fase do projeto, as fases subsequentes serão abastecidas com a rede pública da CAESB (Sistema Santa Maria/Torto), com a previsão de interligação após a conclusão das obras de captação no novo manancial do Lago Paranoá;

Lembrando que esta alternativa, deve ser discutida, com representantes da CAESB e necessita do aval positivo dos mesmos.

Alternativa 04:

- Captação: uma parcela da demanda hídrica do empreendimento será abastecida por águas proveniente de captação subterrânea (perfuração de poços tubulares profundos até o limite de sua capacidade) e o restante atendido por captação superficial (captação a fio d'água no Ribeirão Taboca);
- Adução: adutoras curtas (Até 1 km de extensão) levando água dos poços até os (CRs) e adutoras longas (extensão superior a 200 m) levando água da ETA convencional, localizada próxima à captação do Ribeirão Taboca, até os Centros de Reserva (CRs);
- Tratamento das águas subterrâneas: cloração, fluoretação e correção de pH;
- Tratamento das águas superficiais: floculação, filtração, cloração, fluoretação e correção de pH.
- Reservação: reservatório central com capacidade para 1.200 m³.

2.2.1.4 Descrição da Alternativa 1 - Interligação ao Sistema CAESB

Consiste na implementação, já na primeira etapa, do fornecimento de água tratada pela CAESB. Tal fato justifica-se devido o sistema possuir, atualmente, folga razoável, segundo dados oficiais dessa concessionária, com capacidade máxima de 2.511 L/s e vazão efetivamente captada próxima de 2.093 L/s, representando 83,35% da plenitude do sistema.

O sistema de tratamento não seria problema, pois o sistema integrado Santa Maria/Torto, possui capacidade nominal de tratamento para 3.050 L/s e atualmente trata 2.146 L/s, o que representa 70,36% da capacidade das unidades de tratamento do sistema Torto/Santa Maria (SiÁgua, 2014).

2.2.1.5 Descrição da Alternativa 2 - Manancial Subterrâneo

Conforme os estudos hidrogeológicos, na área do empreendimento, ocorrem apenas dois tipos de aquíferos, um representado pelo domínio poroso e outro pelo domínio fraturado. Os referidos estudos desaconselham o uso do aquífero poroso para abastecimento urbano, pois apresentam perfil estreito, baixa vazão e são bastante susceptíveis a contaminação por agentes externos.

Segundo os mesmos estudos hidrogeológicos, foi encontrado o subsistema F do sistema aquífero Canastra, e o subsistema R4 do sistema aquífero Paraná, esses sistemas encontram-se dentro da poligonal do empreendimento.

O uso da água do aquífero do domínio fraturado está vinculado a reserva total explorável, caracterizada na Resolução ADASA nº 01 de fevereiro de 2011, e deve ser avaliada por estudo de disponibilidade hídrica dos aquíferos subterrâneos (Figura, a seguir).

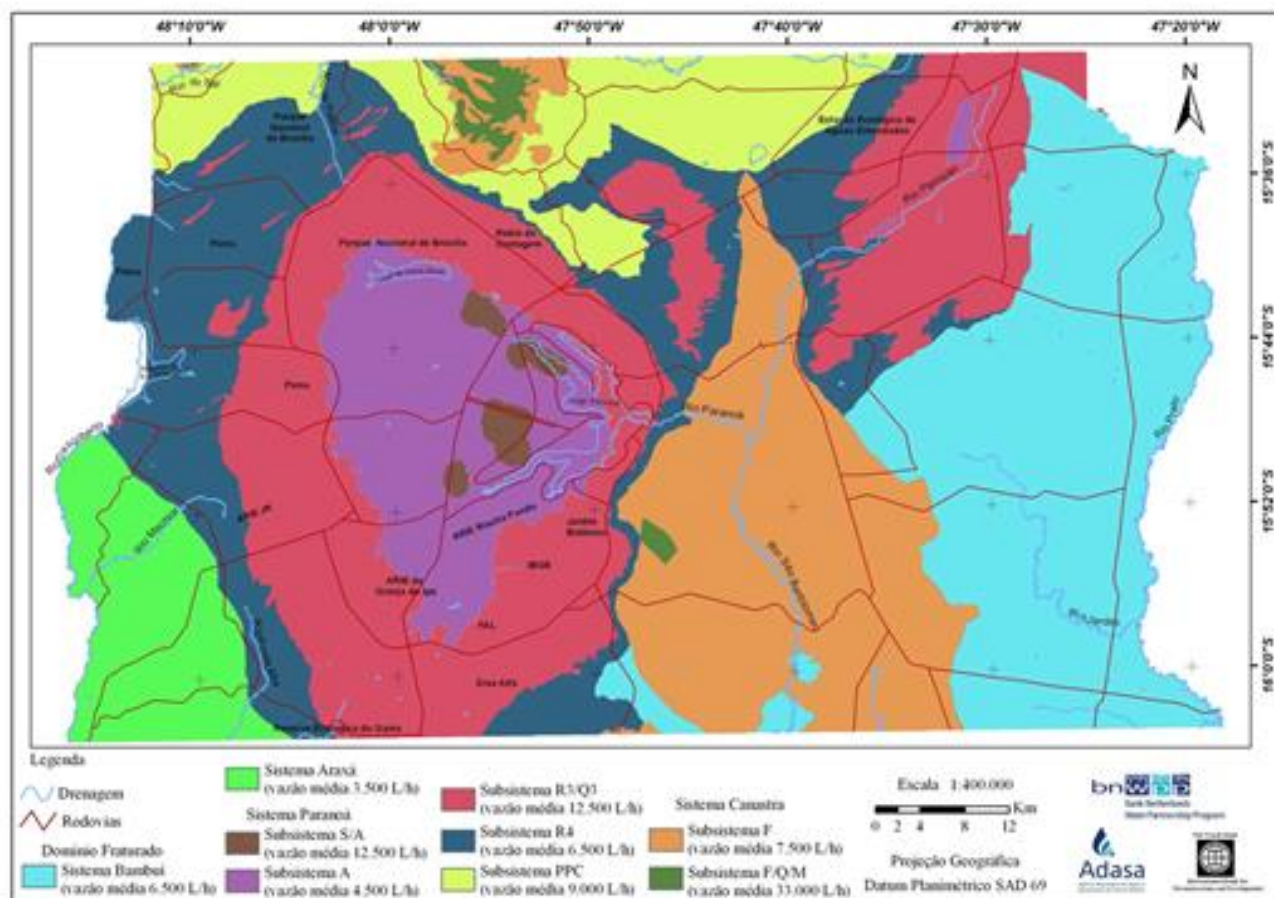


Figura 2.23: Domínio Fraturado no território do Distrito Federal (adaptado de Campos & Freitas-Silva 1998 e ADASA/PGIRH 2006)

Foi feito um recorte apenas da área da bacia que engloba o empreendimento, objetivando qualificar a área de cada Subsistema Geológico, conforme Figura, a seguir.

A ADASA traz nesta mesma resolução nº 1 de fevereiro de 2011, a disponibilidade hídrica dos sistemas fraturados para o Distrito Federal, conforme Tabela, a seguir.

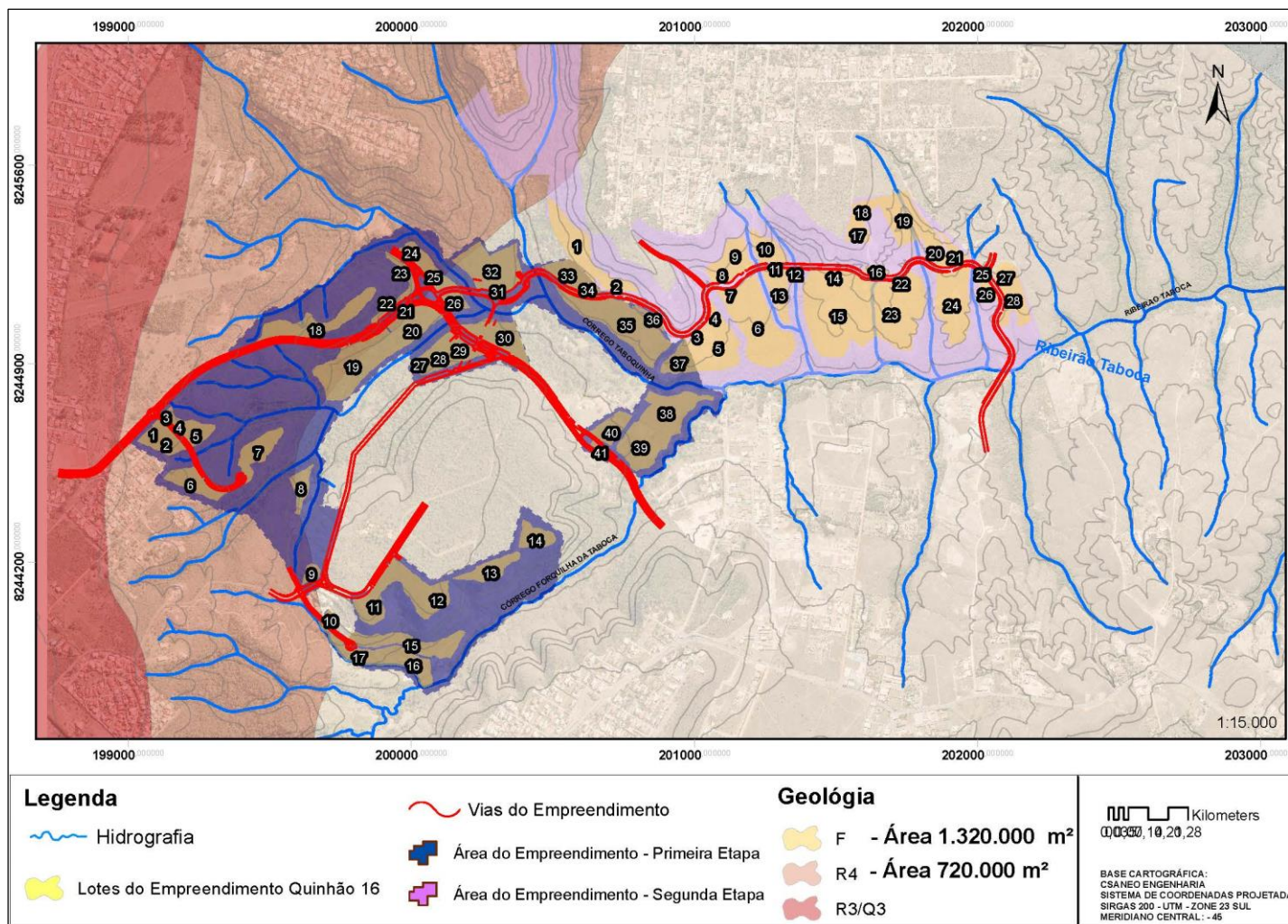


Figura 2.24: Mapa dos domínios geológicos presente na região de estudo Quinhão 16.

Tabela 2.38: Vazões Subterrâneas.

Domínio Fraturado		Área	Renováveis (m³/ano)	Permanente (m³)	Reserva Permanente Disponível	Reserva Total Disponível (m³)	Reserva Total Explotável (m³/ano)	Coeficiente	Área do Empreendimento (m²)	Total Explotável no empreendimento (m³/ano)
		A	RR	RP	%RPD	RPD	RTE		A	
Paranoá	S / A	50291500	7292268	90524700	10	9052470	16344738			
	A	525943200	38130882	210377280	8	16830182	54961064			
	R3/Q3	1391024700	242038298	5077240155	12	609268819	851307116			
	R4	957780800	111102573	862002720	10	8620272	197302845	0,21	720000	148320,00
	PPC	445317400	45199716	1469547420	10	146954742	192154458			
Canastra	F	498772600	65161014	440398574	5	22019929	87180942	0,17	1320000	230724,07
	F/Q/M	44943200	6516764	164042680	12	19685122	26201886			
Bambuí		1142621200	132544059	1074063928	8	85925114	218469173			
Araxá		332482500	24104981	389004525	5	19450226	43555208			
Total		5789160000	672090554	9777201982		1015386876	1687477430			379044,07

Deve-se destacar o Decreto Distrital nº 22.358 de 31/09/2001, que dispõe sobre a outorga de direito de uso da água subterrânea no território do Distrito Federal. No artigo 11 desse decreto, há proibição do uso da água subterrânea para consumo humano em locais onde houver rede pública de abastecimento.

No levantamento realizado junto a ADASA, identificou-se a ocorrência de 26 (vinte e seis) poços tubulares cadastrados na área de interesse, conforme apresentado na Tabela, a seguir. Estes poços apresentaram vazão média aproximada de 9,20 m³/h, diâmetro de 6" e profundidade média de 98,15 m.

Tabela 2.39: Poços Existentes Próximos na Região do Empreendimento.

Nº	Identificação	Latitude	Longitude	Prof. (m)	Vazão (m ³ /h)	Nível Est. (m)	Nível Din. (m)
1	Cond Rural Quintas Interlagos Estr. do Sol km 05 Faz. Taboquinha	-15,8681	-47,7842	120	8	12	56
2	Sem informação	-15,8667	-47,7864	114	7,3	6,8	39,4
3	Cond. Quintas do Sol km 2 Jardim Botânico S. Sebastião	-15,8653	-47,7892	80	2	6	68
4	Cond. Quintas do Sol km 3360 Jardim Botânico S. Sebastião	-15,8606	-47,7886	137	8	38	78
5	Alt. Plano Leste - Forquilha Encravada ch 31 Lago Sul	-15,8572	-47,7944	100	0	0	0
6	Com. Mansões California III Lago Sul ESAF	-15,8611	-47,8022	0	10	0	0
7	DF 01 km 05 ESAF Bairro Jardim Botânico	-15,8636	-47,8119	100	5	20	51
8	Cond. Mansões California Rod. DF 01 km 05 S. Sebastião - Jardim Botânico	-15,8672	-47,8133	90	26,4	2	24
9	Cond. Mansões California Rod. DF 01 km 05 S. Sebastião - Jardim Botânico	-15,8675	-47,8131	112	26,4	5	42
10	Cond. Rural Jardim Botânico V Rod. DF 01 km 04 ESAF	-15,87	-47,815	0	4	0	0
11	SHIS QI 27 Condomínio Ville de Montagne	-15,8389	-47,8047	120	2,5	6	88
12	Cond. Ville de Montagne, QI 27 Lago Sul	-15,8392	-47,8025	11	10	0	0
13	SHIS QI 27 Condomínio Ville de Montagne	-15,8375	-47,8033	110	20	35	66
14	Cond. Quintas da Alvorada Lago Sul	-15,8503	-47,7942	98	2,5	0	0
15	Cond. Quintas da Alvorada III Lago Sul 339 QI 27	-15,8492	-47,7897	180	2	0	0
16	Faz. Taboquinha - Quinhões 8 e I2 DF 01 km 24 Lago Sul	-15,84	-47,7922	100	2,5	44	86
17	Faz. Taboquinha - Quinhões 8 e I2 DF 01 km 24 Lago Sul	-15,8406	-47,7936	100	15	10	54
18	Faz. Taboquinha - Quinhões 8 e I2 DF 01 km 24 Lago Sul	-15,8419	-47,7914	100	1,2	26	90
19	Faz. Taboquinha - Quinhões 8 e I2 DF 01 km 24 Lago Sul	-15,8422	-47,7917	150	3,7	55	120
20	Cond. Quintas da Alvorada III Lago Sul QI 27	-15,8456	-47,7892	120	2	0	0
21	Cond. Quintas da Alvorada Gleba QII 27 Lago Sul RA VII (Paranoá)	-15,845	-47,7906	120	3	32	53
22	Cond. Quintas da Alvorada III Lago Sul QI 27 It 323	-15,8436	-47,7864	225	1,5	0	0
23	EMBRAPA - Estr. Parque Contorno Taguatinga k 03 Faz. Sucupira	-15,8422	-47,7778	0	5,2	24	28
24	SHIS QI 27 Cond. Mansões Itaipu ch 11 e 12	-15,8417	-47,7781	150	10	19	0
25	Cond. Mansões Itaipu It 27 RA VII	-15,8439	-47,78	115	8	30	32
26	SHIS QI 27 Cond Mansões Itaipu ch 49 Com Rural	-15,8431	-47,7783	0	54	28	33
Média (m ³ /h)					9,238462		

A área correspondente a cada sistema aproxima-se de 720.000 m² para o sistema R4 e 1.320.000 m² para o sistema F.

A soma das vazões totais exploráveis dos aquíferos do empreendimento (R4 e F), correspondem a 379.044,07 m³/ano ou 12,02 L/s. A vazão média para abastecer o empreendimento é 35,16 L/s.

A capacidade explotável do sistema subterrâneo será de 20 horas diária de bombeamento, com 4 horas para “descanso” do poço e retorno ao nível estático, podendo ter até 75% de aproveitamento máximo.

Considerando a vazão média do aquífero da região (9,20 m³/h), e a eficiência máxima de 75%, obtém-se a vazão média aproximada de 1,90 L/s por poço.

Dividindo-se a capacidade total do aquífero pela vazão média aproximada dos poços da região, tem-se a previsão de aproximadamente 5 poços tubulares profundos.

O aquífero permite uma extração média de 12,02 L/s dentro da poligonal do empreendimento, contudo a demanda necessária para abastecimento das 15 fases do projeto significa 35,16 L/s.

Os poços variam a vazão ao longo do ano, durante o ciclo hidrológico, onde o manancial subterrâneo funciona como um reservatório anual, logo, a comparação foi realizada com a vazão média anual (Tabela 13).

Esse estudo configura-se como uma primeira aproximação de aproveitamento de manancial subterrâneo, somente um estudo hidrogeológico específico poderá concluir melhor sobre a viabilidade dessa alternativa, bem como as vazões máximas explotáveis.

Vale ressaltar que os valores de exploração, apresentados acima, são valores gerais de estimativas, fato que não dispensa um estudo, hidrogeológico para Vazões de Segurança, onde há o balanço hídrico entre a chuva que percola ao substrato fraturado, a reserva hídrica geológica (milhares de anos) e quanto se pode retirar por poços, sem prejudicar o equilíbrio desse sistema.

Um estudo de tal referência deverá ser elaborado na poligonal do empreendimento, após a perfuração de poços e, obviamente, testes de vazão.

Nesse panorama, o manancial subterrâneo tem capacidade de abastecer as sete primeiras fases da primeira etapa, conforme Tabela, a seguir.

Tabela 2.40: Fases Atendidas por Manancial Subterrânea.

	População Residente		População Flutuante		
	População Residente	Q_M	População Flutuante	Q_M	Q_M
	(Hab)	(L/s)	(Pop./Flutuante)	(L/s)	(L/s)
Primeira Etapa - 1ª Fase	345	1,00	322	0,23	1,23
Primeira Etapa - 2ª Fase	1113	3,22	0	0,00	3,22
Primeira Etapa - 3ª Fase	178	0,52	1328	0,96	1,48
Primeira Etapa - 4ª Fase	246	0,71	445	0,32	1,03
Primeira Etapa - 5ª Fase	275	0,80	1067	0,77	1,57
Primeira Etapa - 6ª Fase	544	1,57	412	0,30	1,87
Primeira Etapa - 7ª Fase	243	0,70	210	0,15	0,86
Primeira Etapa - 8ª Fase	1139	3,30	404	0,29	3,59
Primeira Etapa - 9ª Fase	640	1,85	553	0,40	2,25
Primeira Etapa - 10ª Fase	1110	3,21	166	0,12	3,33
Segunda Etapa - 11ª Fase	1048	3,03	634	0,46	3,49
Segunda Etapa - 12ª Fase	1198	3,47	337	0,24	3,71
Segunda Etapa - 13ª Fase	327	0,95	247	0,18	1,12
Segunda Etapa - 14ª Fase	1357	3,93	458	0,33	4,26
Segunda Etapa - 15ª Fase	664	1,92	319	0,23	2,15
TOTAL	10427	30,17	6902	4,99	35,16
Vazão Média - Q_M					
Abastecimento por Poços Tubulares Profundos					

2.2.1.6 Descrição da Alternativa 3 - Manancial Subterrâneo e Complementação com Sistema Paranoá

A terceira alternativa consiste na exploração de água do manancial subterrâneo, para atendimento das primeiras fases do empreendimento até o limite de sua capacidade. A complementação para as demais fases do projeto serão viabilizadas com a futura interligação ao sistema Santa Maria/Torto, sistema esse, que receberá em 2019, o manancial do Paranoá.

O Sistema Paranoá terá capacidade para produzir até 2,1 m³/s de água tratada em 1ª etapa e 2,8 m³/s em 2ª etapa. O sistema será formado basicamente pelas seguintes unidades:

- Captação de água bruta no Lago Paranoá, por um canal de tomada perpendicular à margem do lago (com três canais de gradeamento independentes e operando em paralelo, sendo um reserva), que aduzirá a água, por gravidade, para o poço de sucção da elevatória. Serão respeitados os níveis máximo e mínimo do lago situados nas cotas 1.000,80 m e 999,50 m, respectivamente;
- Estação Elevatória de Água Bruta EAB-05 para recalque de água bruta do lago até a ETA, pela adutora de água bruta AD-05. O poço foi dimensionado para evitar a formação de vórtice ou correntes indesejáveis às bombas nele instaladas. No poço de sucção foram previstas quatro bombas, sendo uma de reserva. As bombas serão verticais, do tipo afogadas e interligadas por eixos de prolongamento a motores instalados no piso operacional da elevatória. As bombas serão de velocidade variável com inversor de frequência, cada uma com vazão nominal de 933 L/s e altura manométrica de 120 m.c.a, com motor com potência de 2100 cv em tensão de 6.600V. Todas as tubulações após o recalque das bombas terão válvulas e acessórios classe PN-16;

- Adutora de Água Bruta AD-05, dimensionada para veicular uma vazão de 2,8 m³/s no final do plano, terá extensão de 2466,82 m e será formada por tubos de aço soldados, com diâmetro de 1.300 mm (52");
- Estação de Tratamento de Água (ETA) Paranoá, que será implantada em duas etapas. A 1ª etapa possui capacidade para tratar até 2,1 m³/s, com três módulos de 0,7 m³/s em operação na fase líquida. A 2ª etapa possui capacidade para tratar até 2,8 m³/s, com quatro módulos de 0,7 m³/s em operação. Na área da ETA estão previstas também duas Elevatórias de Água Tratada, as EATs AD-06 e AD-07 abrigadas numa mesma edificação e duas grandes subestações, sendo uma de 138 kV e outra da CEB. Para a fase líquida da ETA, haverá um processo de tratamento convencional, formado por coagulação, floculação, clarificação e filtração. Para clarificação é proposto o processo de flotação por ar dissolvido (devido a qualidade das águas com baixa turbidez e presença de algas). Foi adotada a associação dos dois processos de desinfecção: irradiação com ultravioleta, seguida de pequena cloração apenas para manter um residual de cloro no sistema de distribuição. De forma complementar, foi previsto sistema de adsorção com dosagem de carvão ativado em pó (CAP); e o sistema de préoxidação com dosagem de permanganato de potássio (evitar o surgimento de gosto e odor na água tratada e de cianotoxinas). Cada flotador contará com um removedor mecânico de lodo, que arrastará o lodo com uma concentração de sólidos da ordem de 3% para uma canaleta de coleta de lodo situada na saída do flotador. O lodo será recalcado para a desidratação mecânica do tratamento da fase sólida;
- Reservatório Pulmão localizado na área da ETA, tendo como função compatibilizar as vazões mais fixas de produção com as de as vazões mais variáveis de adução de água tratada, bem como permitir pequenas paralisações na ETA, para manutenções, sem afetar a adução de água tratada. Para esse objetivo foi considerado razoável um tempo de detenção da ordem de 1h;
- Duas estações Elevatórias de Água Tratada EATs AD-06 e AD-07, abrigadas numa mesma edificação localizada na área da ETA, que recalcarão água tratada do reservatório “pulmão”, respectivamente, para o novo Centro de Reserva RAP-LS3 pela adutora AD-06, e para o Centro de Reserva RAP-PR2, existente a ser ampliado, pela adutora AD-07. Para a demanda adotada para fim de plano, cerca de 1.050 L/s serão enviados para a região Sul pela EAT AD-06 e cerca de 1.740 L/s para a região Norte pela EAT AD-07. Junto ao reservatório “pulmão” da ETA foi previsto um poço de tomada do qual sairão as duas tubulações, uma destinada à EAT-06, com diâmetro de 1.200 mm, e outra com diâmetro de 1.800 mm que atenderá à EAT-07. Foram previstos na EAT AD-06 três conjuntos motor bomba de velocidade variável com inversor de frequência, sendo um reserva, do tipo de eixo horizontal e bipartidas, cada uma com vazão nominal de 525,0 L/s (1890 m³/h) e altura manométrica de 105,0 mca, acionada por motor elétrico de 6 pólos com potência nominal de 1250 cv e tensão de 6.600 V. Foram previstos na EAT AD-07 três conjuntos motor bomba de velocidade variável com inversor de frequência, sendo um reserva, do tipo eixo horizontal e bi-partidas, cada uma com vazão nominal de 870 L/s (3132 m³/h) e altura manométrica de 114 mca, acionada por motor elétrico de 6 pólos com potência nominal de 1.800 cv e tensão de 6.600 V;
- Estação Elevatória EAT AD-09 estará localizada junto às duas unidades de reservação a serem implantadas no Centro de Reservação RAP-PR2 e recalcará água até o Centro de

Reservação RAP TQ2. Essa elevatória terá três conjuntos motor bomba de velocidade variável, com inversor de frequência, sendo um reserva, do tipo de eixo horizontal e bipartidas, cada uma com vazão nominal de 525 L/s e altura manométrica de 96 mca, acionada por motor elétrico de 4 pólos com potência estimada de 800 cv e tensão de 6.600 V;

- Estação Elevatória EAT AD-13 que será implantada na área do futuro Centro de Reservação RAPLS3 e recalcará água para os Centros de Reservação do Manguelral, Papuda e RAP-TR1, pela adutora AD-13, em ferro fundido, com diâmetros de 500 e 400 mm. Essa elevatória terá três conjuntos motor bomba, sendo um reserva, com motor de velocidade variável, com inversor de frequência, e bombas de eixo horizontal, cada uma com vazão nominal de 162 l/s e altura manométrica de 57 mca. As bombas serão acionadas por motor elétrico de 4 pólos com potência nominal de 200 cv e tensão de 380 V;
- Estação Elevatória EAT-NC1 que deverá ser implantada na área do Centro de Reservação RAP-SO5 e recalcará água para o Reservatório RAP-NC1, denominado Nova Colina, pela adutora ADT-NC1. Essa elevatória terá dois conjuntos motor bomba de velocidade variável, com inversor de frequência, sendo um reserva, com bombas de eixo horizontal, cada uma com vazão nominal de 39,0 l/s, altura manométrica de 47,75 mca, rendimento mínimo de 82% e potência de 30 cv;
- Adutora de Água Tratada AD-06 para futuro Centro de Reservação, denominado RAP-LS3, por meio de uma derivação, essa adutora abastecerá também o reservatório existente RAP-LS2 (Lago Sul), a partir do qual será feita a adução, por gravidade, através da adutora existente AD-12 até o RAPLS1 (Lago Sul), existente a ser ampliado. Do RAP-LS3 partirá também uma adutora de gravidade, a AD-14, que irá alimentar o Centro de Reservação RAP-SS1 (São Sebastião), existente a ser ampliado;
- Adutora de Água Tratada AD-13, que terá início na Estação Elevatória EAT AD-13, a ser implantada junto ao RAP-LS3, que irá alimentar os futuros Centros de Reservação Manguelral e RAP-TR1 (Tororó), bem como o reservatório existente na papuda;
- Adutora de Água Tratada AD-07 que aduzirá água para o Centro de Reservação RAP-PR2 (Paranoá), existente a ser ampliado;
- Adutora AD-09 que terá início na Estação Elevatória EAT AD-09 a ser implantada no Centro de Reservação RAP-PR2 e aduzirá água até o Centro de Reservação RAP-TQ2 (Taquari);
- Adutora de Água Tratada AD-10, por gravidade, que partindo do RAP-TQ2 alimentará em sua extremidade final, o reservatório existente RAP-SO5 (Sobradinho I);
- Adutora de Água Tratada AD-NC-1, que terá início na Estação Elevatória EAT NC-1, a ser implantada junto ao RAP-SO5, que irá alimentar o futuro Centro de Reservação RAP-NC1.

Está previsto o começo da operação do Sistema Paranoá em 2019, ou seja, quando estará na metade da execução da primeira fase deste Empreendimento. A Figura, a seguir, apresenta o local da ETA do sistema Paranoá.



Figura 2.25: Principais Unidades do Sistema Paranoá.

A Figura 2.26 e Figura 2.27 mostram os sistemas de fornecimento de água em operação no Distrito Federal, observando que o empreendimento Quinhão 16 está dentro da área do Sistema Torto/Santa Maria (cor marrom claro), na bacia do rio São Bartolomeu.

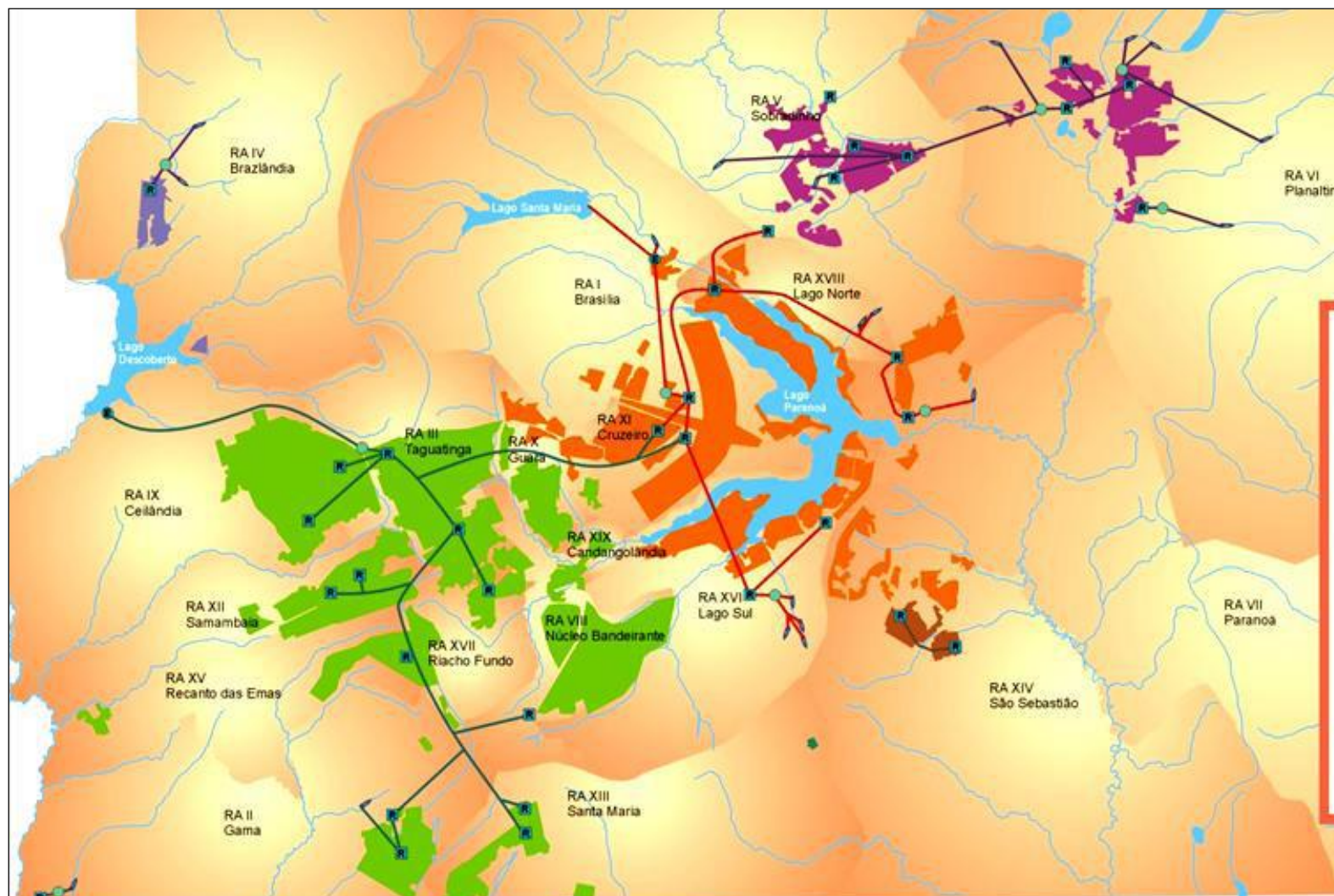


Figura 2.26: Sistemas Produtores de Água no DF (SiÁgua,2014).

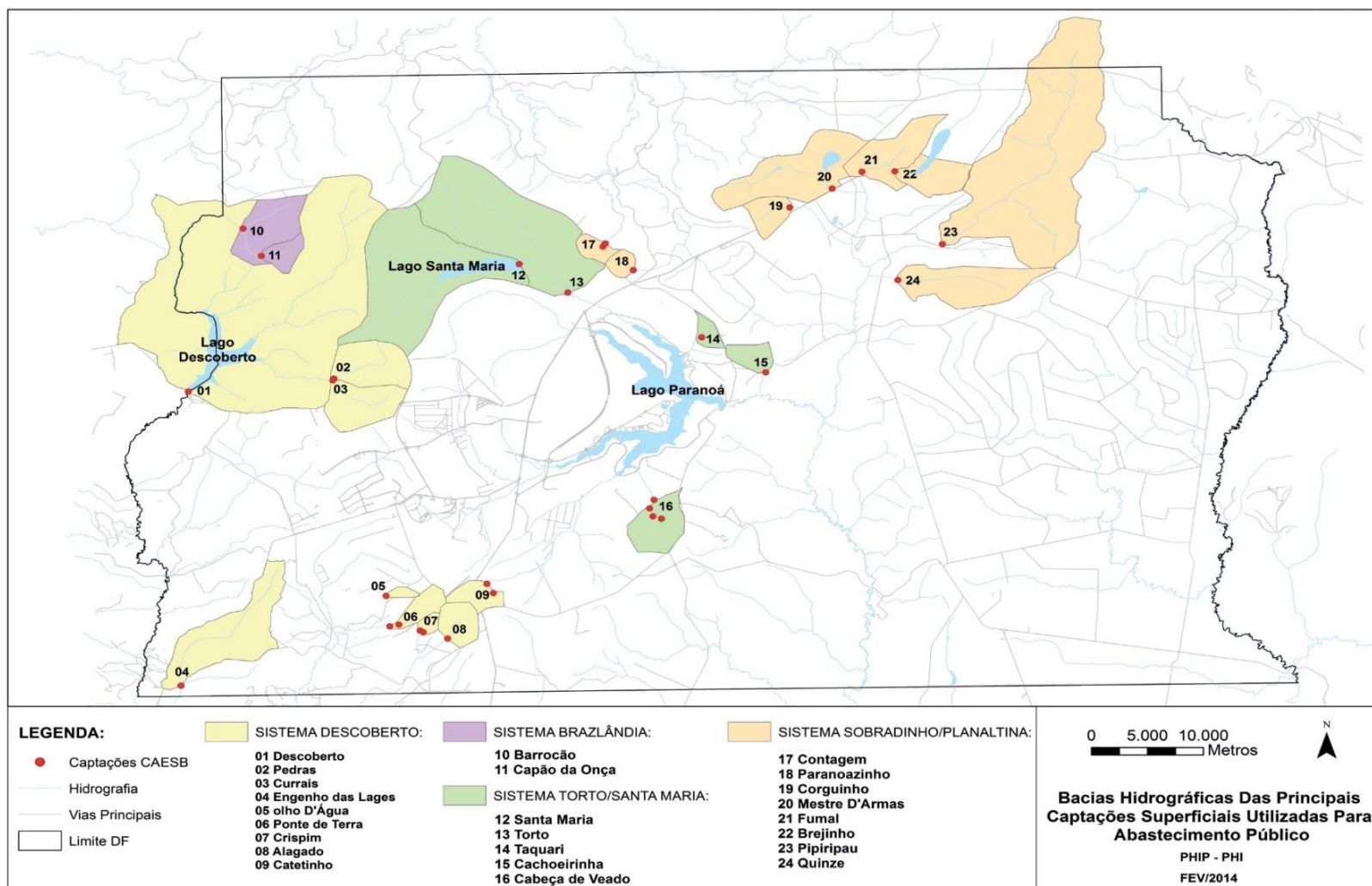


Figura 2.27: Sistema Integrado de abastecimento de água (SiÁgua,2014).

2.2.1.7 Descrição da Alternativa 4 - Manancial Subterrâneo e Captação Superficial

A alternativa 4 estudou o suprimento de água no empreendimento por duas fontes hídricas complementares, sendo: Águas subterrâneas e Águas superficiais.

Conforme a Alternativa 2, somente o manancial subterrâneo não é capaz de abastecer todo empreendimento, necessitando da complementação por outro manancial.

Dessa forma, foi estimada a vazão mínima do ribeirão Taboca, em períodos de estiagem, a fim de fundamentar esta complementação.

Essa alternativa será implantada, caso a CAESB não possa fornecer água tratada, em momento algum para este empreendimento.

O Parcelamento de Solo Quinhão 16 localiza-se na Sub-Bacia do ribeirão Taboca, DF, Bacia do rio São Bartolomeu (Bacia do Rio Paraná). O rio São Bartolomeu nasce no Distrito Federal, próximo à Cidade Satélite de Planaltina, como resultado da junção dos Ribeirões Pipiripau e Mestre D'Armas. Este último nasce pela junção dos córregos Monteiro e Sarandi. O ribeirão Taboca, com extensão de 16 km é um dos afluentes da Sub-Bacia do Rio São Bartolomeu, Distrito Federal, Bacia do rio Corumbá, afluente da Bacia do rio Paranaíba (Bacia do Paraná), (Figura 2.28).

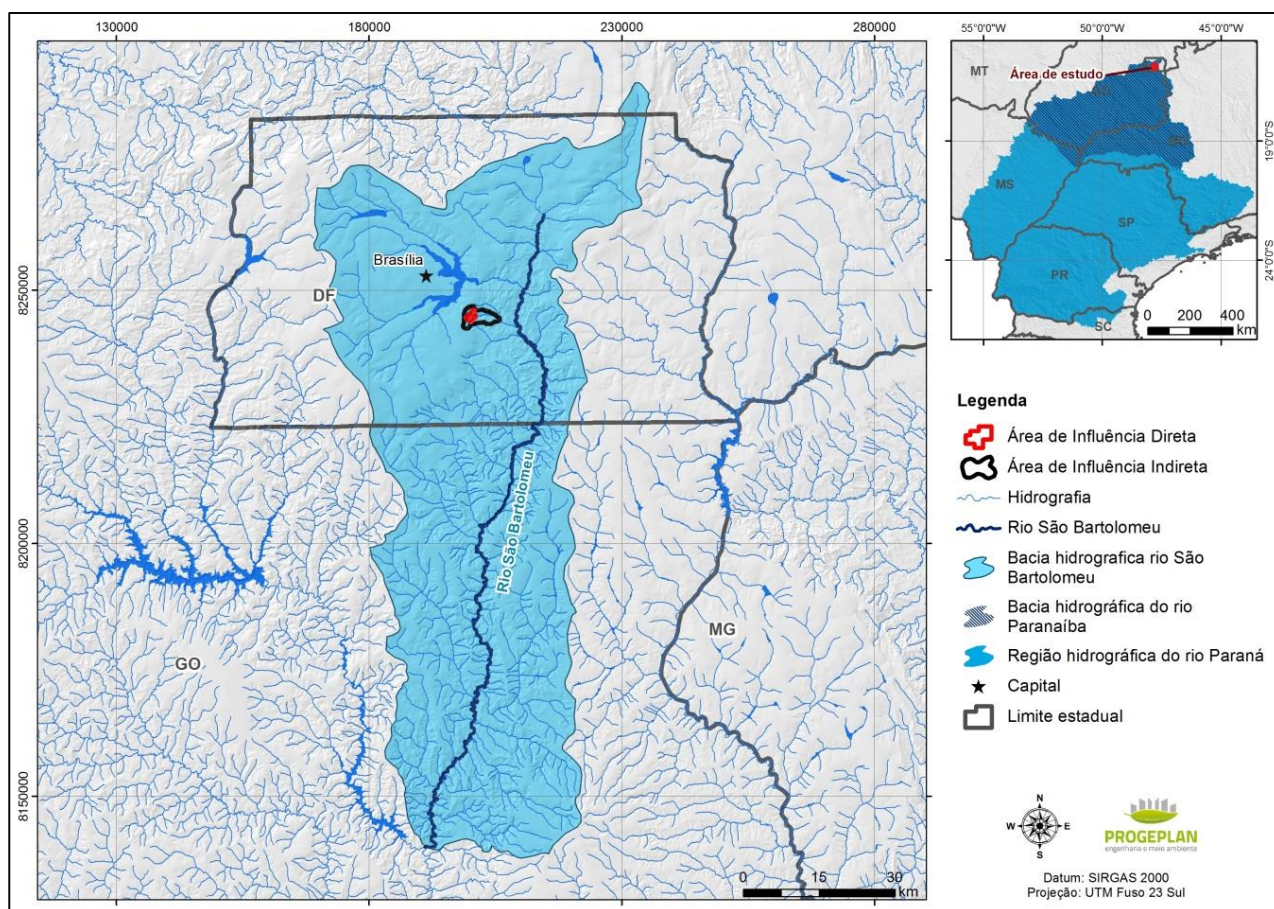


Figura 2.28: Bacia hidrográfica do rio São Bartolomeu.

A bacia hidrográfica do rio São Bartolomeu possui 5.497,06 km², sendo os seus principais afluentes dos rios Pipiripau e Mestre D'Armas e os ribeirões Sobradinho e Cachoeirinha. É a maior bacia hidrográfica do Distrito Federal, compreendendo quase 50% da bacia hidrográfica da região (2.561,39 km²). O rio São Bartolomeu é tipicamente de planalto, seu perfil varia de alta declividade na cabeceira (cerca de 33 m/km) até áreas de inundação, com declividade de 0,7 m/km.

Os principais usos do solo na bacia são: 60,32% de atividades de agricultura intensiva; 8,60% de formações florestais; 5,66% de formações de savânicas e 0,05% de uso urbano.

O rio São Bartolomeu drena a APA do São Bartolomeu que está submetida a diversos tipos de pressões antrópicas, seja pela construção de barragens, pela diluição de efluentes de esgotos domésticos provenientes da estação de tratamento de esgotos (ETEs) ou pela destruição da paisagem natural, como cerrado, campos limpos e sujos e, principalmente, mata de galeria. O maior impacto na bacia do rio São Bartolomeu ocorre ao longo de sua vegetação marginal, cujas matas de galeria têm sido amplamente substituídas por áreas agrícolas destinadas à pecuária e à cultura de grãos (FELIZOLA, 2005). Cerca de 42,7% da APA da bacia do rio São Bartolomeu são ocupados para fins agrícolas e 13,3% constituem áreas urbanas (RAMOS, 2002).

Já a região do alto Bartolomeu é a que tem o maior número de áreas protegidas, representada pela Estação Ecológica de Águas Emendadas. É uma das mais importantes Unidades de Conservação no Brasil Central. Nela encontram-se fitofisionomias regionais, particularmente o cerrado sensu stricto, os campos sujo e limpo, as matas de galeria alagáveis e as veredas.

A Figura, a seguir, apresenta o mapa da bacia do ribeirão Taboca e sua inserção na bacia do rio São Bartolomeu.

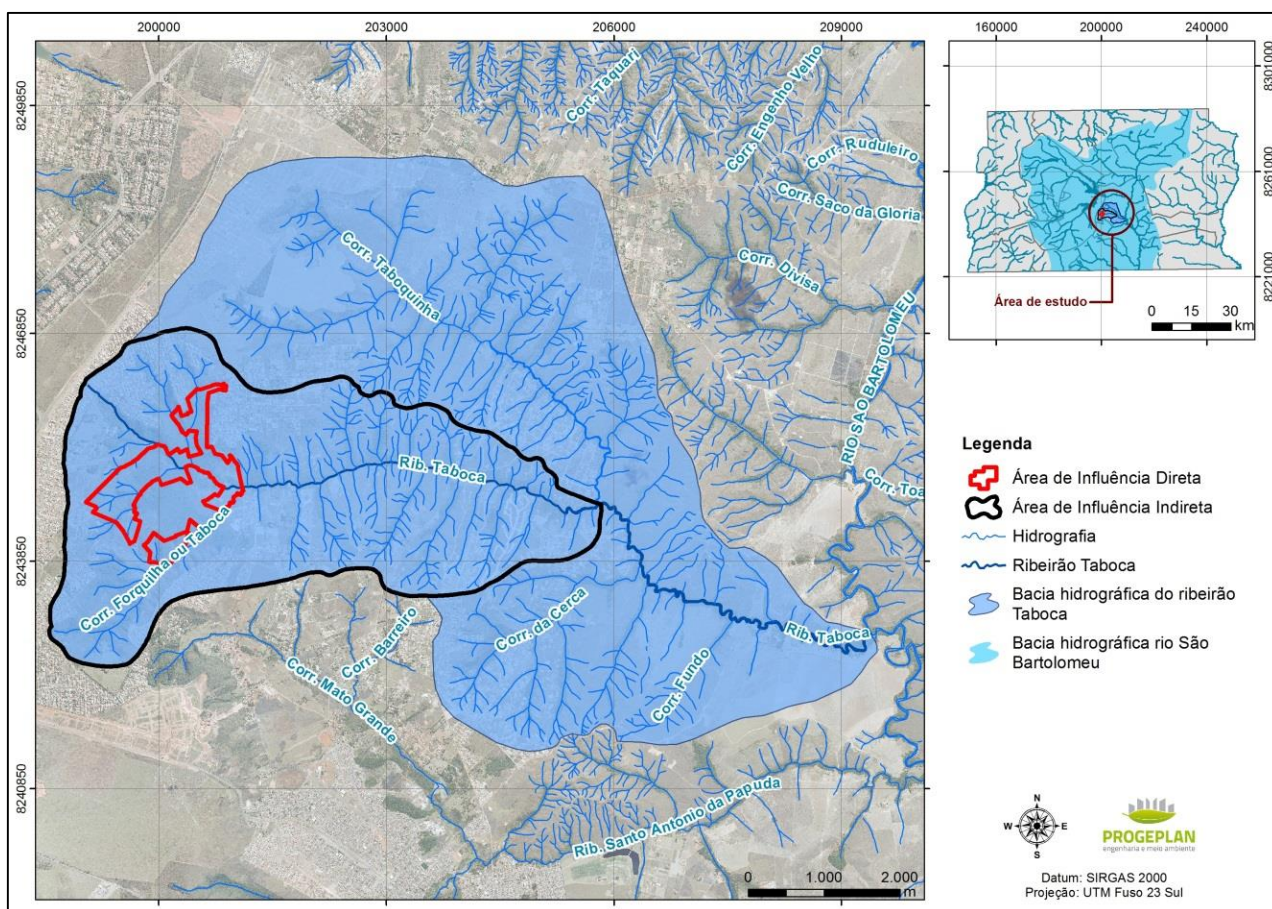


Figura 2.29: Bacia hidrográfica do ribeirão Taboca.

Segundo Steinke & Da Silva (2009), a bacia hidrográfica do ribeirão Taboca possui, aproximadamente, 56,5 km² de área e 37 km de perímetro, mede, aproximadamente, 225 km de comprimento e têm, no mesmo, a maior extensão com 19,85 km.

Ainda segundo Steinke & Da Silva (2009), “a bacia hidrográfica do ribeirão Taboca se apresenta como área importante para observação dos processos de alteração da paisagem do Cerrado. A referida área, nos últimos 40 anos, passou por profundas transformações, as quais foram impostas pela dinâmica do antropismo, e fez com que atualmente tenhamos uma atenção especial para os recursos hídricos desta bacia”.

Neste trabalho mostraram que no ribeirão Taboca:

“a paisagem, até aqui (2004), passou por três períodos completamente distintos e começa a entrar em um novo. Originalmente, era composta de vegetação nativa característica do Cerrado. Com a construção de Brasília a região foi utilizada para cultivo de pinus e eucalipto, com a finalidade de subsidiar a construção civil, e ocorrendo num terceiro momento a substituição para ocupação urbana, com condomínios horizontais e começando o adensamento urbano. O último período analisado, compreendido entre 1994 e 2004, foi o que fez a grande diferença, pois a partir da década de 1990 ocorre a grande expansão dos condomínios horizontais no Distrito Federal e, esta

área foi tomada por inúmeros parcelamentos, todos eles irregulares perante o órgão de terras do Governo do Distrito Federal – GDF. Neste período, a área antropizada diretamente passa para 31%, destes 28% são representados por condomínios e 3% por área agrícola”.

O regime hidrológico da bacia do ribeirão Taboca até a confluência com o ribeirão Taboquinha, inserido na bacia do rio Paranaíba, será descrito a seguir, quanto às suas características fluviométricas.

Para análise do comportamento fluviométrico do ribeirão Taboca até a confluência com o ribeirão Taboquinha foi utilizado os dados coletados na estação 60480310 - Taboca, localizada nas coordenadas 15°52'31" Sul e 47°43'22" Oeste, de responsabilidade da ADASA e cuja área de drenagem corresponde a 54 km².

A ANA, por meio do banco de informações HidroWeb, só possui dados diários e mensais de vazão para o mês de novembro para os anos de 2009 e 2010. Essas informações são insuficientes para caracterizar o comportamento fluviométrico de um curso d'água. Sendo assim, foram obtidos os dados de cotas linimétricas diárias e mensais, os quais estão disponíveis para o período de junho de 2009 a julho de 2011, e as medições de descarga líquida para determinar a curva-chave e, por conseguinte, determinar a série de vazão para o mesmo período das cotas.

A equação da curva-chave utilizada na estação não foi disponibilizada, tendo em vista que é de responsabilidade da ADASA. Portanto, a primeira etapa no cálculo das vazões foi determinar uma equação de curva-chave que se aproxime ao máximo da curva-chave original da estação.

A relação cota versus vazão e os parâmetros obtidos nas medições de descarga líquida estão apresentadas na tabela e na figura a seguir:

Tabela 2.41: Medições de descarga líquida na estação 60480310.

Data	Hora	Número da medição	Cota (cm)	Vazão (m ³ /s)	Área molhada (m ²)	Largura (m)	Velocidade média (m/s)	Profundidade (m)
13/05/2009	11:53	1	47	0,468	2,36	6,3	0,198	0,38
13/06/2009	16:46	2	46	0,331	2,28	6,1	0,145	0,37
19/07/2009	17:54	3	42	0,218	2,12	6,3	0,103	0,34
08/08/2009	17:52	4	41	0,177	0,758	8,1	0,233	0,09
19/09/2009	17:14	5	32	0,04	0,112	1,7	0,356	0,07
10/10/2009	16:00	6	41	0,214	1,04	8,8	0,206	0,12
14/11/2009	08:50	7	41	0,204	0,989	8,8	0,204	0,11
07/12/2009	17:17	8	41	0,211	0,95	8,9	0,223	0,11
05/01/2010	17:58	9	46	0,53	1,7	5,3	0,311	0,32
06/02/2010	15:18	10	42	0,28	1,44	5,1	0,194	0,28
02/04/2010	10:20	11	46	0,584	1,76	9,7	0,333	0,18

Data	Hora	Número da medição	Cota (cm)	Vazão (m³/s)	Área molhada (m²)	Largura (m)	Velocidade média (m/s)	Profundidade (m)
08/05/2010	14:10	12	43	0,359	2,07	11,2	0,174	0,19
13/06/2010	16:40	13	40	0,205	1,6	5,6	0,128	0,28
03/07/2010	08:15	14	39	0,199	1,17	9,3	0,17	0,13
15/08/2010	15:50	15	38	0,181	0,674	4,1	0,269	0,16
24/10/2010	09:42	16	38	0,17	0,66	4,1	0,258	0,16
28/11/2010	16:58	17	56	1,2	2,83	11,6	0,425	0,24
04/12/2010	09:54	18	35	0,03	0,759	5,8	0,039	0,13
16/01/2011	08:24	19	52	1,1	2,46	10	0,446	0,25
19/02/2011	14:01	20	43	0,385	1,33	8,8	0,29	0,15
27/03/2011	11:06	21	54	1,33	2,7	9,7	0,492	0,28
17/04/2011	14:05	22	55	1,4	3,2	11,9	0,438	0,27
07/05/2011	14:40	23	48	0,682	3,38	11,3	0,287	0,21
23/06/2011	12:04	24	44	0,321	1,31	4,8	0,256	0,27
31/07/2011	16:00	25	41	0,287	1,88	5,6	0,152	0,34

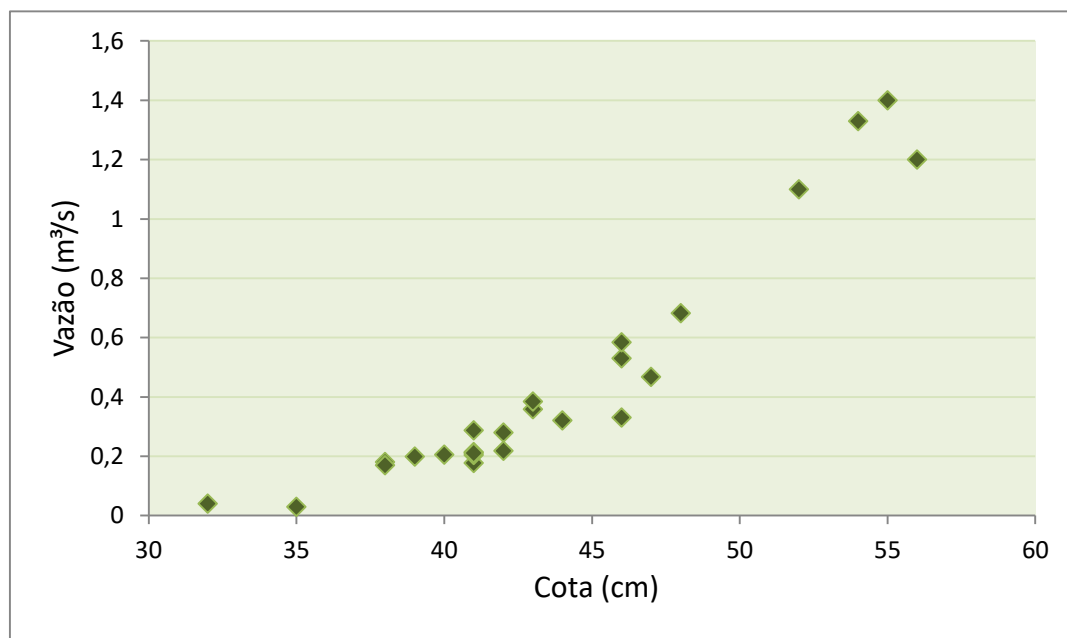


Figura 2.30: Relação cota versus vazão da estação 60480310.

Para ajustar a curva-chave, utilizou-se o software LABFit desenvolvido pela Universidade Federal de Campina Grande que ajusta curvas por meio da regressão não-linear. A equação ajustada está apresentada na equação abaixo:

$$Q(H) = a \times (H - H_o)^n = 25,926 \times (H - 0,291)^{2,215}$$

Equação 2.36: Curva-chave.

Em que H é a cota limnimétrica, em metros.

Após o ajuste, compararam-se os valores de vazão disponíveis/observados para a estação e os calculados por meio da equação ajustada.

Tabela 2.42: Vazões calculadas e observadas nos períodos de novembro de 2009 e novembro de 2010.

Nov/2009	Calculada	Observada	Nov/2010	Calculada	Observada
1	0,279	0,250	1	0,164	0,155
2	0,575	0,422	2	0,164	0,155
3	0,384	0,320	3	0,219	0,233
4	0,384	0,302	4	0,191	0,192
5	0,279	0,250	5	0,191	0,192
6	0,279	0,235	6	0,205	0,233
7	0,233	0,219	7	0,400	0,507
8	0,233	0,219	8	0,219	0,233
9	0,233	0,219	9	0,219	0,233
10	0,233	0,219	10	0,191	0,192
11	0,233	0,219	11	0,191	0,192
12	0,233	0,219	12	0,191	0,192
13	0,233	0,219	13	0,191	0,192
14	0,233	0,219	14	0,191	0,192
15	0,233	0,219	15	0,164	0,155
16	0,233	0,219	16	0,164	0,155
17	0,279	0,250	17	0,140	0,123
18	0,279	0,250	18	0,140	0,123
19	0,233	0,219	19	0,140	0,123
20	0,192	0,191	20	0,140	0,123
21	0,192	0,191	21	0,379	0,507
22	0,192	0,191	22	0,284	0,329
23	0,192	0,191	23	0,219	0,233
24	0,192	0,191	24	0,164	0,155
25	0,192	0,191	25	0,191	0,192
26	0,192	0,191	26	8,640	13,677

Nov/2009	Calculada	Observada	Nov/2010	Calculada	Observada
27	0,192	0,191	27	0,359	0,443
28	0,192	0,191	28	0,320	0,384
29	0,192	0,191	29	0,320	0,384
30	0,233	0,205	30	0,284	0,329

Como os valores apresentaram uma pequena divergência, realizou-se uma otimização dos parâmetros por meio da ferramenta "solver" do Excel e chegou-se à equação abaixo:

$$Q(H) = a \times (H - H_o)^n = 25,137 \times (H - 0,134)^{3,69}$$

Equação 2.37: Curva-chave.

Em que H é a cota limnimétrica, em metros.

Determinado a equação, procedeu-se ao cálculo da série de vazões para o período de junho de 2009 a julho de 2011.

Tabela 2.43: Série de vazões da estação 60480310 para o período de junho de 2009 a julho de 2011.

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
2009	-	-	-	-	-	0,307	0,244	0,217	0,2	0,244	0,227	0,386
2010	0,353	0,277	0,315	0,398	0,277	0,197	0,146	0,143	0,129	0,162	0,784	0,612
2011	4,16	0,396	1,4	1,63	0,456	0,338	0,275	-	-	-	-	-
Média	2,26	0,337	0,857	1,02	0,366	0,281	0,221	0,18	0,165	0,203	0,505	0,499
0,5745												

Como o período de dados da estação 60480310 é pequeno (apenas três anos), a série de vazões médias mensais pode não caracterizar bem a bacia estudada. Sendo assim, verificou-se o valor da vazão média por meio de um estudo de regionalização de vazões médias mensais. A regionalização de vazões consiste num conjunto de ferramentas que exploram ao máximo as informações existentes, visando à estimativa das variáveis hidrológicas em locais sem dados ou com dados insuficientes.

A metodologia de regionalização de vazões requer a definição de uma área de interesse para os estudos, tendo em vista características hidrogeológicas semelhantes. Buscando-se avaliar a relevância da área de drenagem para a obtenção das vazões características apresentadas, procedeu-se a um estudo de regionalização. Segundo Tucci (2002), um indicador regional é um valor médio de uma variável ou proporção entre variáveis hidrológicas. Essas variáveis dependem da magnitude da bacia e variam dentro da mesma. Assim, a relação entre as mesmas, de forma adimensional, caracteriza um indicador que possui menor variabilidade e permite o seu uso com maior abrangência. O estudo de regionalização para a bacia utilizou as estações apresentadas na Tabela a seguir. Estas estações tiveram o início de operação em anos diferentes e o total de anos observados também é variável, conforme pode ser observado na Tabela a seguir.

Tabela 2.44: Estações existentes nas proximidades da bacia estudada com seu período de dados, área de drenagem e vazão média mensal.

Código	Período De Dados	Área (km²)	Vazão Média (m³/s)
60472230	2005-2013	83,87	0,912
60472200	1992-2013	36,59	0,542
60472240	2001-2013	184,08	2,32
60471200	1989-2007	201,28	2,23
60474100	1994-2007	143,82	1,69
60477600	1970-2007	120,32	2,28
60478200	1978-2007	171,26	4,01
60478500	1971-2007	134,93	2,99
60478600	1970-2007	32,15	0,397
60477200	1978-2007	39,69	1,32

Relacionando-se os dados de área de drenagem e vazão média das estações apresentados na Tabela 2.51 obteve-se a curva de regionalização de vazões médias mensais (Figura 2.31).

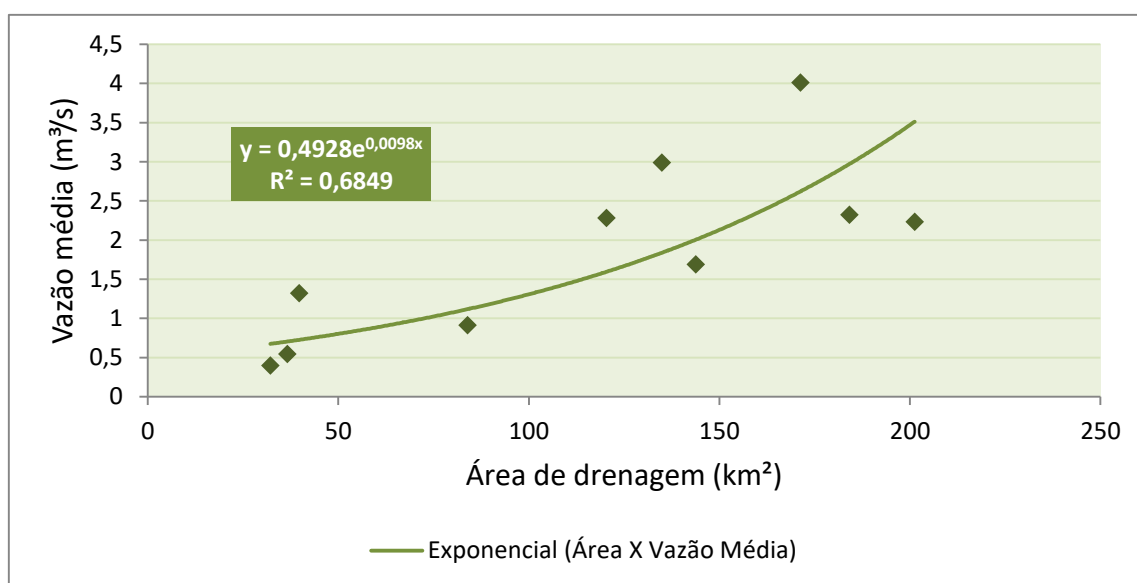


Figura 2.31: Curva de regionalização de vazões médias mensais.

A curva de regionalização foi determinada por meio do ajuste de uma equação do tipo exponencial aos dados de área e vazão média. O ajuste realizado não apresentou um valor de coeficiente de correlação (R^2) muito significativo ($< 0,7$), sendo assim, optou-se por adotar apenas um período comum de vazões para o estudo de regionalização, o qual corresponde o período de 1996 a 2006. Com a adoção deste período comum, algumas estações anteriormente utilizadas tiveram que ser excluídas do estudo, uma vez que não possui, para o período de dados, uma série de dados homogênea. As estações utilizadas estão apresentadas na Tabela 2.45.

Tabela 2.45: Estações existentes nas proximidades da bacia estudada com seu período de dados de 1996 a 2006, área de drenagem e vazão média mensal.

Código da Estação	Área	Vazão Média (m³/s)
60472200	36,59	0,542
60471200	201,28	2,23
60474100	143,82	1,69
60477600	120,32	2,28
60478500	134,93	2,99
60478600	32,15	0,397

A mesma metodologia adotada anteriormente para a determinação da curva de regionalização foi feita e a curva está apresentada na Figura 2.32.

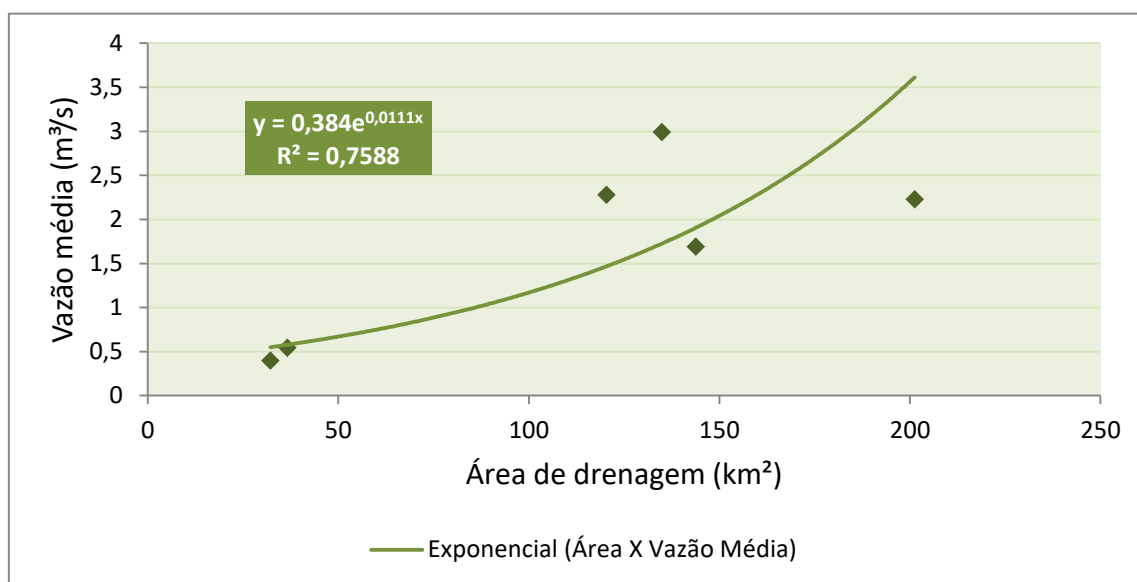


Figura 2.32: Curva de regionalização de vazões médias mensais para o período comum de 1996 a 2006.

Com base na equação obtida por meio do ajuste e utilizando a área de drenagem da estação 60480310, que corresponde a 54 km², obtém-se a vazão média mensal no valor de 0,635 m³/s.

O valor anteriormente obtido através de dados observados na estação correspondeu a 0,574 m³/s (Tabela 2.43), o que gera uma diferença percentual de 9,6%. Esta percentagem é considerada pequena, uma vez que por meio da regionalização nunca se chegará a um valor exato, tendo em vista os diversos fatores/variáveis hidrogeológicas que interferem nas áreas estudadas. Portanto, apesar de pequena a série de dados observados na estação 60480310, seus valores caracterizam bem a bacia estudada.

As vazões de referência Q_{MLT} , $Q_{7,10}$ e Q_{90} para a estação e, por conseguinte, para a bacia em questão, estão descritas abaixo.

A Q_{MLT} corresponde à média das vazões médias mensais e seu valor está apresentado na Tabela 2.43

A Q_{90} corresponde a vazão que possui a permanência de 90%, ou seja, que durante 90% as vazões que escoam pelo rio são iguais ou maiores que o seu valor. Seu valor foi obtido por meio da Figura 2.33 e corresponde a 0,15 m³/s.

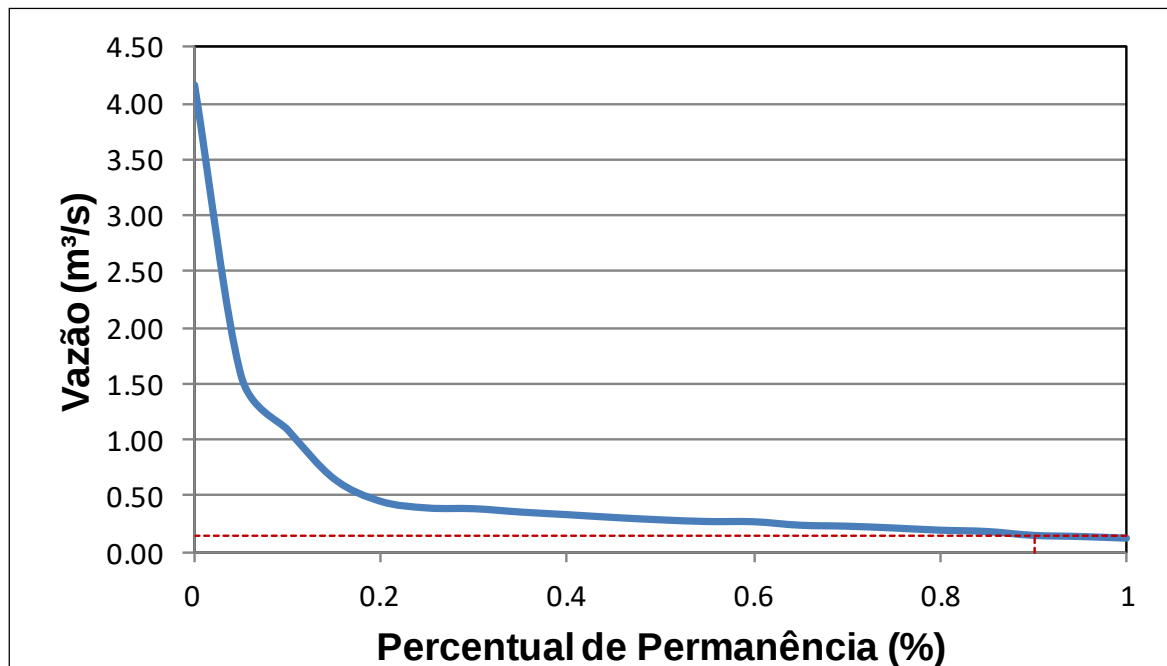


Figura 2.33: Curva de permanência.

A $Q_{7,10}$ corresponde a vazão mínima de 7 dias consecutivos e período de retorno de 10 anos. O seu valor foi determinado utilizando o software Hidro - Sistema de Informações Hidrológicas (versão 1.2 - compilação 1.2.1.278) disponibilizado pela ANA e corresponde a 0,11 m³/s.

A seguir a Tabela 2.46 contendo um resumo das vazões características da estação 60480310.

Tabela 2.46: Vazões características da estação 60480310.

Vazão (m³/s)	Q_{MLT}	Q_{90}	$Q_{7,10}$
	0,316	0,15	0,11

Utilizando-se da relação da área de drenagem da estação 60480310 e da área que drena no ribeirão Taboca até a confluência entre o ribeirão Taboquinha obtemos a vazão neste ponto. Seus valores estão apresentados na Tabela 2.47.

Tabela 2.47: Vazões características do ribeirão Taboca na confluência com o ribeirão Taboquinha.

Vazão (m³/s)	Q_{MLT}	Q_{90}	$Q_{7,10}$
	0,107	0,051	0,037

A regionalização da vazão mínima de 7 dias de duração e 10 anos de recorrência ($Q_{7,10}$) foi realizada pela regressão dos valores das bacias do Distrito Federal de acordo com Estudo Hidrológico do Plano

Diretor de Água e Esgoto da CAESB, realizado em 2003 pela Magna Engenharia, resultando na seguinte função:

$$Q_{7,10} = 0,0035 A$$

Equação 2.38: vazão mínima de 7 dias de duração e 10 anos de recorrência

Onde:

$Q_{7,10}$ é obtida em " m^3/s " e " A " é a área da bacia em " km^2 ", resultando na vazão mínima em $m^3/s.km^2$.

A = Área de contribuição da bacia hidrográfica, até o local de captação no ribeirão Taboca, representa - 16,18 km^2 ;

A vazão de 7 dias de duração e 10 anos de tempo de retorno ($Q_{7,10}$) é utilizada para estudos de qualidade da água em rios, bem como, no processo de outorga, na definição da vazão mínima a ser mantida nos rios após o uso da água.

Utilizando-se de relação de áreas, pode-se concluir que a área de drenagem que abrange o empreendimento apresenta vazão mínima de 56 L/s.

Conforme Ministério do Meio Ambiente (MMA) Instrução Normativa nº 4 de 21 de junho de 2000, anexo I, artigo 2º diz: vazão ecológica: vazão mínima necessária para garantir a preservação do equilíbrio natural e a sustentabilidade dos ecossistemas aquáticos. A antiga Resolução CONAMA nº 20 de 18 de junho de 1986 artigo 13 mencionava o conceito de $Q_{7,10}$, prevendo a manutenção dos limites mínimos de OD (oxigênio dissolvido) nas condições críticas de vazão, mas a Resolução Conama nº 357 de 17 de março de 2005 menciona um novo conceito, ou seja, a vazão de referência do corpo hídrico que é utilizada como base para o processo de gestão.

“Para fins de cálculo de disponibilidade hídrica será utilizada a vazão de referência “ $Q_{7,10}$ ”. Para determinação da vazão ambiental mínima a ser mantida no corpo hídrico. Foi realizada consultas literária, deflagrando a diversidade de valores adotado de acordo com curso d’água, variando de 20%, da vazão de referência até 40%. Foi adotado neste estudo a porcentagem máxima encontrada na literatura, correspondente a 40%, destinado a vazão ecológica. Dessa forma, a vazão superficial outorgável, para abastecimento das fases do empreendimento, gira em torno de 33,6 L/s.

O manancial subterrâneo, com variação de sua capacidade ao longo do ano hidrológico (equivalente ao ano civil) pode ser comparado com a vazão média para atender o empreendimento em tela.

Contudo, uma possível captação a fio d’água (sem reservatório de regularização de descarga) no ribeirão Taboca apenas pode ser comparada com a vazão máxima diária para atender o empreendimento.

Assim, essa alternativa prevê a captação subterrânea para atender as primeiras sete fases do empreendimento (12,02 L/s) e uma complementação com captação superficial no ribeirão Taboca (30,18 L/s).

2.2.1.8 Usos da água

Para efeitos desse diagnóstico, entendem-se como usos consuntivos aqueles em que há retirada de água dos cursos hídricos com consequente redução da disponibilidade hídrica. Caracterizam-se

como usos consuntivos o abastecimento urbano, o abastecimento rural, a criação (dessedentação) de animais, a irrigação e o uso industrial.

Na bacia em questão, os únicos usos consuntivos que se verificam são o abastecimento urbano e a criação de animais, sendo assim, a seguir, apresenta-se uma breve descrição desses usos para a bacia do ribeirão Taboca.

No Distrito Federal, o abastecimento de água é de responsabilidade da Companhia de Saneamento Ambiental (CAESB), porém como o processo de expansão urbana (condomínios horizontais) se deu recentemente, a Companhia ainda não conseguiu implantar a infraestrutura básica referente ao abastecimento de água. Sendo assim, o abastecimento é feito por meio de poços tubulares profundos e também por poços rasos, os quais foram instalados por iniciativa dos próprios condôminos.

Atualmente, a região encontra-se em processo de urbanização e possui como principal fonte de abastecimento a água subterrânea.

Nos trabalhos de campo realizados na área de estudo, confirma-se que a degradação da bacia é resultado do acentuado desequilíbrio dos assentamentos populacionais que sobrecarregam os recursos naturais principalmente os recursos hídricos, comprometendo a qualidade de vida da população e gerando demandas ao poder público de serviços de saneamento básico não atendidos.

Segundo Silva *et al.* (2007), antes da ocupação urbana toda a área de estudo era composta de “floresta” e que nunca existiu um planejamento ocupacional dessas áreas.

Os processos erosivos dos crescentes parcelamentos urbanos provocam assoreamento em vários trechos da bacia os quais, potencializados pela diminuição de matas ciliares, comprometem a qualidade e o volume de suas águas.

O uso intenso da água e a poluição gerada por ações antrópicas (desmatamentos, uso inadequado do solo, lançamento de efluentes líquidos ou sólidos *in natura* nos rios) contribuem para agravar a sua escassez e aponta para a necessidade de acompanhamento das alterações da qualidade da água.

De acordo com Silva & Steinke (2009), o antes e o após a expansão urbana na bacia é claramente presenciado pelo desmatamento das barreiras de proteção das nascentes nas quais muitas não foram respeitadas (Figura 2.34).

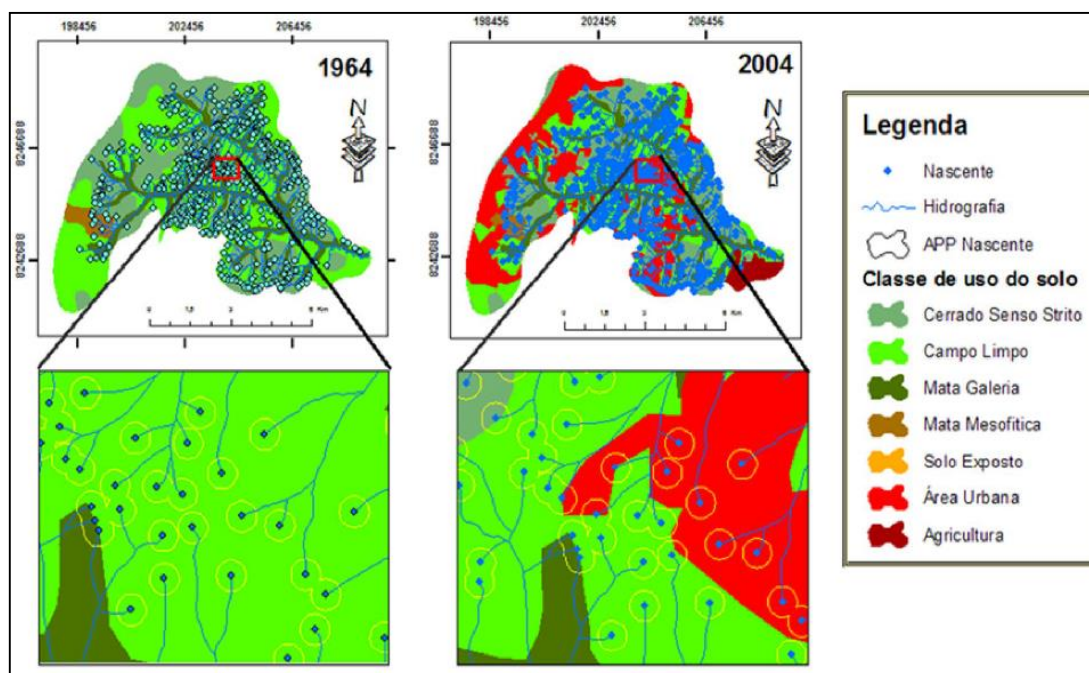


Figura 2.34: Comparação entre 1964 e 2004 nas áreas de preservação permanente na bacia do ribeirão Taboca. Fonte: Silva & Steinke (2009).

Na região, conforme figura a seguir, verifica-se a existência de uma propriedade, que segundo informações obtidas *in loco*, funciona como um haras. Sendo assim, nos cursos d'água adjacentes a essa propriedade pode ser que haja o uso de água para dessedentação de animais (Figura 2.35).



Figura 2.35: Haras existente na área de estudo.

2.2.1.9 Considerações Finais sobre as Alternativas de Abastecimento de Água

Foram estudadas 04 alternativas para abastecimento de água do parcelamento, sendo: interligação ao sistema CAESB (Alternativa 1), manancial subterrâneo (Alternativa 2), manancial subterrâneo com complementação futura com sistema Paranoá/CAESB (Alternativa 3) e manancial subterrâneo complementado com captação superficial (Alternativa 4).

Tendo em vista as quatro alternativas para solucionar o abastecimento de água ao projeto, a que se apresenta menos onerosa é alternativa de interligação ao sistema CAESB (Alternativa 1), contudo será necessário o aval favorável da CAESB para a escolha desta possibilidade. Dessa forma, após envio da consulta par a CAESB estamos aguardando a resposta sobre qual é a melhor a alternativa.

Dessa forma, não haveria problema para fornecer água tratada ao empreendimento, com início das atividades operacionais do sistema Paranoá em 2019.

Caso a resposta da CAESB seja desfavorável para essa interligação imediata, certamente Alternativa 3 atenderá o empreendimento, com uso do manancial subterrâneo nas primeiras fases de implantação e depois a futura interligação ao sistema CAESB, já reforçado com a nova captação superficial no Paranoá.

2.2.1.10 Alternativas de Reservação

Para reservação da água foram analisadas duas opções, a primeira consiste em consultar a CAESB sobre a possibilidade de ampliação dos reservatórios existentes. (Figura 2.36).

O reservatório da CAESB, mais próximo do empreendimento, é o reservatório apoiado Lago Sul 02 – LS02, o qual tem capacidade de armazenamento atual de 4.500 m³. (Figura 2.36).

A segunda possibilidade é composta, pela construção de um reservatório central independente, para atender todas as fases de projeto. A capacidade deste reservatório seria algo em torno de 1200 m³.

Para tanto, os Centros de Reservação - CR devem ser locados em áreas com elevação suficiente para prover a pressão necessária ao atendimento dos lotes, porém a diferença entre a cota de um reservatório e a cota de um lote por este atendido não será demasiada alta, com o objetivo de evitar a presença de pressões estáticas elevadas nos pontos de distribuição. Essa preocupação norteou a tarefa de locação do CR, uma vez que a área de abrangência do empreendimento é caracterizada por altas declividades (Figura 2.36).

Assim, procurou-se locar o CR de forma que a diferença de cota entre um reservatório e um lote por este atendido não supere 50 m. Quando esta premissa não pode ser atendida, previu-se a instalação de Válvulas Redutoras de Pressão (VRP) na rede de distribuição.

Área destinada ao reservatório central: $(50 \times 50 \text{ m}^2) = 2.500 \text{ m}^2$.

Para ambas as alternativas de localização de reservatório central, foram previstas adutoras e a faixa de domínio ou servidão de 5,0 m. Os trajetos das adutoras seguiram preferencialmente o sistema viário projetado (Figura 2.37).

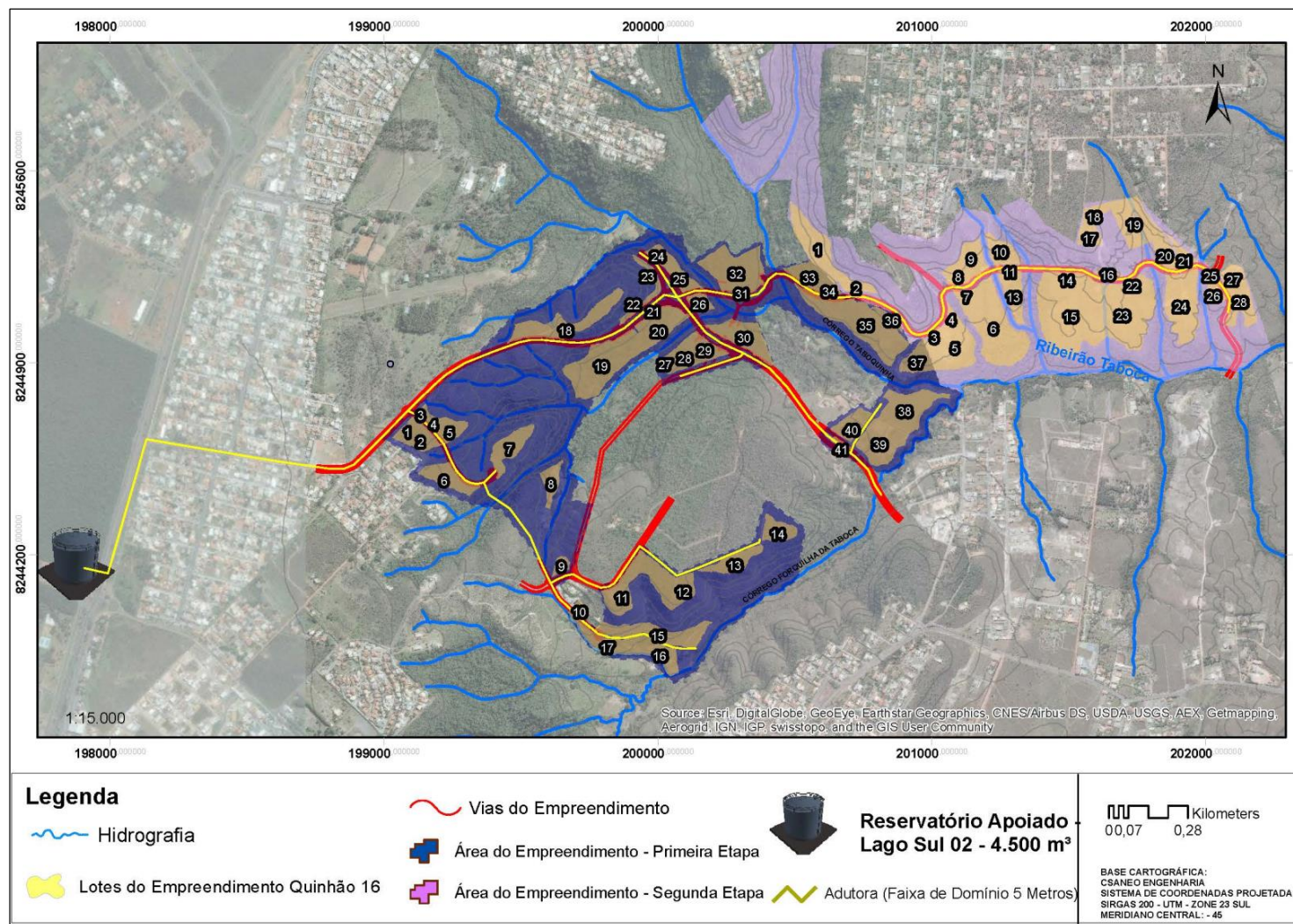


Figura 2.36: Unidade de Reserva da CAESB – Reservatório Existente Apoiado Lago Sul 02

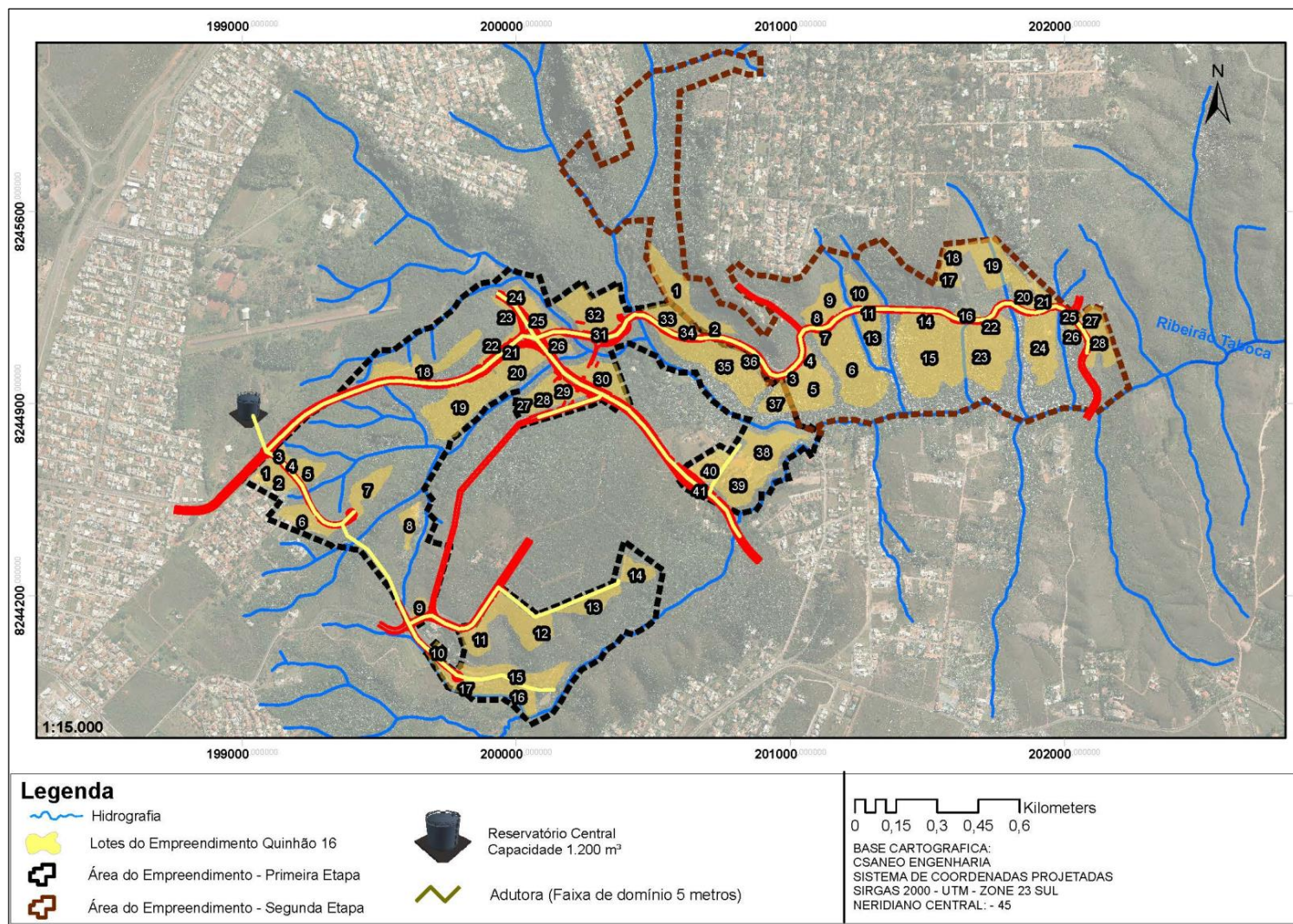


Figura 2.37: Reservatório Central Proposto

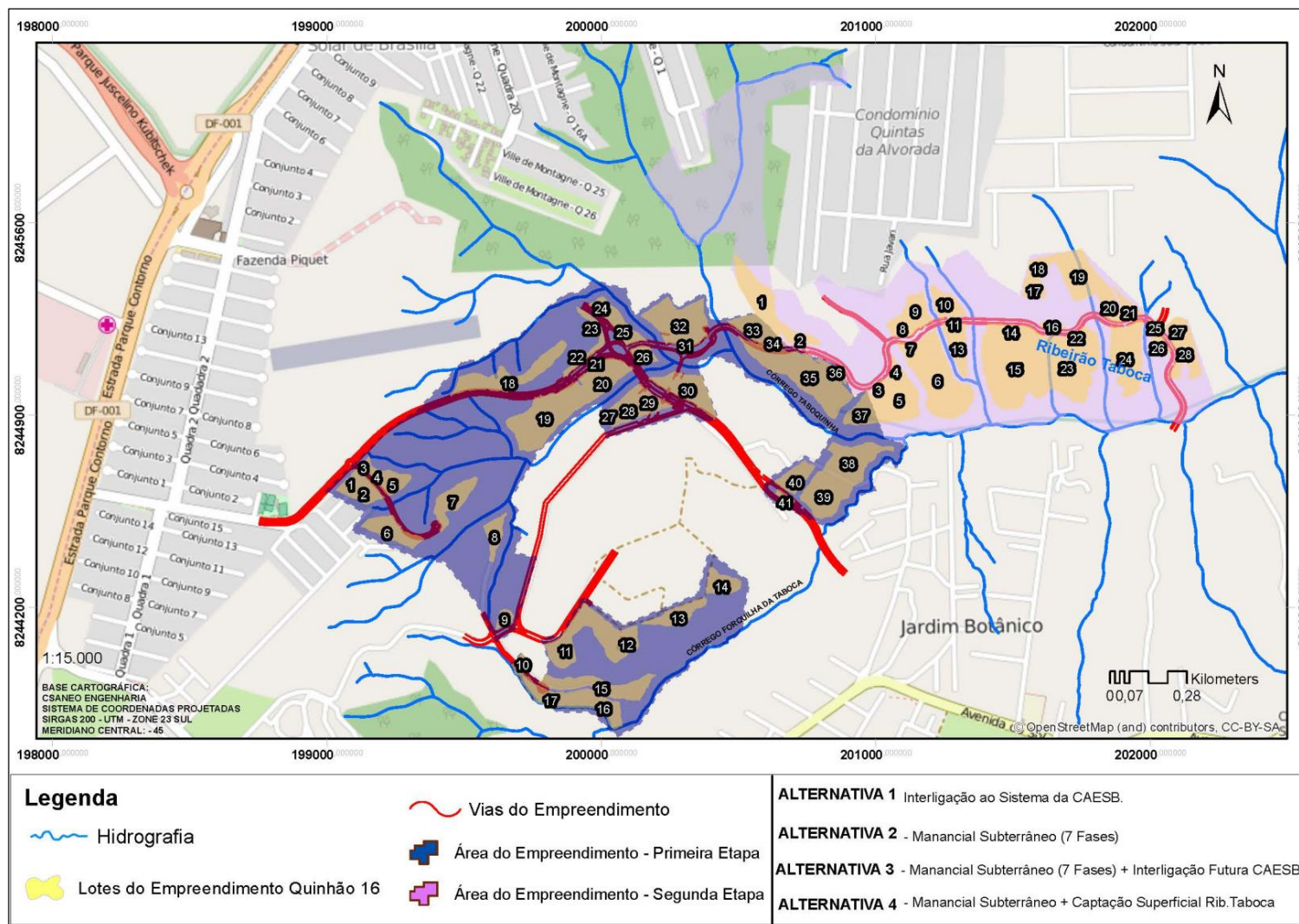


Figura 2.38: Mapa Geral de alternativas para abastecimento de água.

2.2.1.11 Descrição dos Sistemas Operacionais

O sistema de abastecimento de água proposto será concebido com interligação imediata com CAESB ou poços tubulares profundos, nas primeiras fases de implantação, acrescido das seguintes unidades:

- Centro de reservação;
- Adutoras;
- Rede de distribuição;
- Válvula redutora de pressão, nos casos de pressão estática superior a 50 m.c.a.

Antes da emissão da Licença Ambiental de Operação do empreendimento, todo o sistema de abastecimento de água ou parte dele deverá ser doado para a CAESB.

Obviamente, os elementos do sistema que forem doados para a CAESB terão as atividades de operação e manutenção sob a sua responsabilidade.

Se existirem elementos restantes, talvez aqueles internos ao empreendimento não doados para a CAESB, tais unidades deverão ter operação e manutenção sob a responsabilidade do empreendedor ou condôminos.

Caso o manancial seja poços tubulares profundos, será necessária a instalação de bomba dosadora para hipoclorito de sódio de 10 a 12% de cloro livre. Essa bomba é utilizada em dosagens contínuas de cloro líquido. O cloro residual deverá ser no mínimo de 0,5 mg/L.

A Figura 2.39, apresenta a estrutura geral de bomba dosadora.



Figura 2.39:Estrutura de Bomba Dosadora.

As embalagens de cloro líquido, denominadas bombonas, são disponibilizadas no mercado com capacidades de 20 L. Quando da compra desse material, deverão ser lidas as instruções, a fim de verificar possível reaproveitamento da bombona ou logística reversa.

O local para armazenamento das bombonas de cloro líquido é em local ventilado, protegido da incidência direta da luz solar e sem umidade.

Adicionalmente, manusear as embalagens fazendo uso dos EPI's (Equipamentos de Proteção Individuais) adequados, certificar-se que as embalagens estão identificadas e isentas de contaminantes e evitar respirar o vapor produzido pelo produto ao ser aberto.

A quantidade de bombonas a ser armazenada deverá ser objeto de projeto específico, pois dependerá das características da bomba dosadora.

A aplicação de flúor na água poderá ser também por meio de bomba dosadora e com uso do ácido fluossilícico, o qual é normalmente encontrado no mercado em soluções concentradas a 20%, isto é, em cada 1.000 L da solução existem 200 L de ácido. A dosagem na água a ser fluoretada dependerá da concentração do ácido armazenado.

O local para armazenamento e critérios de manuseio das bombonas de ácido fluossilícico deverão ser os mesmos que o cloro. É importante lembrar que o uso de EPI's é fundamental para evitar possíveis acidentes.

Caso a água fornecida seja pelo sistema da CAESB, essa água já terá tratamento adequado para a distribuição.

A Tabela, a seguir, apresenta o cronograma físico das obras do sistema de abastecimento de água do empreendimento, sendo que as adutoras e redes de distribuição serão implantadas simultaneamente a instalação de novos lotes habitacionais.

Tabela 2.48: Cronograma das Etapas de Implantação do Sistema de Abastecimento de Água.

CRONOGRAMA FÍSICO																
Quinhão 16																
Objeto: Sistema de Abastecimento de Água																
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	Fases de Implantação														
		1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª	11ª	12ª	13ª	14ª	15ª
I	Sistema de Abastecimento de Água															
1	Interligação ao Sistema CAESB ou															
	Perfuração de Pocos Tubulares Profundos															
2	Centro de Reservação															
3	Adutoras															
4	Rede de Distribuição															

2.3 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Assim como no sistema de abastecimento de água, o sistema de esgotamento sanitário também será implementado em 15 fases de 2 anos cada, o que perfaz um período de alcance de 30 anos, sendo o início da implantação previsto para 2018.

Neste capítulo, serão apresentados a concepção, dimensionamento preliminar e características dos elementos que constituem o sistema de esgotamento sanitário proposto.

2.3.1 Per Capita de Produção e Coeficientes Adotados

Os parâmetros de projeto para o sistema de esgotamento sanitário são complementares ao sistema de água, fundamentando-se no número de habitantes atendidos para o horizonte do projeto e no consumo específico de água por habitante.

Os parâmetros adotados são discriminados a seguir:

- Coeficiente de retorno água/esgoto: 80%;
- Geração de esgoto per capita: 160,00 L/hab/dia;
- Geração de esgoto per capita: 40,00 L/Comercial/dia;
- Coeficiente de consumo mínimo horário: $K_3 = 0,5$.

Considerou-se a geração de esgotos para todos os tipos de uso e ocupação do solo, sendo residencial, comercial e público. Ou seja, o cenário estudado é somente para a situação definitiva de implantação do empreendimento.

As infiltrações à rede coletora são calculadas com base num parâmetro linear de:

- $t_{inf} = 0,20 \text{ L/s} \times \text{km}$ ($0,0002 \text{ L/s} \times \text{m}$).

Segundo SiEsg (2014), para o Distrito Federal, a extensão média de redes de esgotos total de redes por população atendida com coleta é de 2,00 m.

A declividade mínima admissível adotada foi:

- $i = 0,005 \text{ m/m}$.

A vazão mínima considerada foi a recomendada no item 3.1 da NBR 9649/1986 da ABNT, onde em qualquer trecho da rede coletora, o menor valor da vazão a ser utilizada nos cálculos é de 1,5 L/s, correspondente ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de vaso sanitário. Sempre que a vazão a jusante do trecho for inferior a 1,5 L/s, para cálculos hidráulicos desse trecho, utilizou-se o valor de 1,5 L/s.

De forma complementar, ainda foram considerados os parâmetros, apresentados a seguir.

2.3.2 Diâmetro e Declividade Mínimos

Para redes coletoras públicas adotou-se o diâmetro mínimo de 150 mm. A localização dos coletores deverá ser, preferencialmente, nos passeios, visando reduzir problemas de interferências com outras redes da infraestrutura e facilitar futuras necessidades de manutenção na rede. Entretanto, o mais usual, é as redes públicas situarem-se ao longo das vias, juntamente com tubulações de água e drenagem urbana.

Os coletores foram previstos de modo a se ter sua autolimpeza. Nesse sentido, deve-se garantir, pelo menos uma vez por dia, uma tensão trativa de 1,0 Pa.

Consoante o item 5.1.5 da NBR 9649/1986, a máxima declividade deve ser aquela para a qual se obtém velocidade na tubulação inferior a 5,0 m/s, para a vazão de final de plano.

2.3.3 Lâmina D'Água Máxima

As redes coletoras foram previstas para trabalharem com lâmina igual ou inferior a 75% do diâmetro da tubulação, destinando-se a parte superior da tubulação à ventilação do sistema e às imprevistos e flutuações excepcionais de nível dos esgotos.

2.3.4 Poços de Visita (PV's)

Os Poços de Visita são câmaras que, por meio de abertura existente em sua parte superior, permite o acesso de pessoas e equipamentos para executar trabalhos de manutenção. Devem ser utilizados poços de visita em todos os pontos de singularidades de rede coletora, tais como, no início de coletores, nas mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e na reunião de coletores. Prevê-se a adoção de poços de visita padrão Caesb, conforme os diâmetros de chegada e saída dos coletores.

2.3.5 Profundidade Mínima

A profundidade mínima adotada em todos os trechos deve garantir o recobrimento mínimo de 0,90 m para as tubulações, procurando evitar interferências com a rede de drenagem pluvial, que virão a ser implantadas.

2.3.6 Distância Máxima

A distância máxima adotada entre singularidades (PV) deve ser de 80 m, seguindo recomendação da CAESB, a fim de permitir o alcance dos equipamentos e instrumentos de limpeza e de desobstrução.

2.3.7 Material da Rede

Adotaram-se tubos de poli Cloreto de Vinila (PVC), com junta elástica. Esse material está normalizado pela NBR 7362/1999, que fixa as condições exigíveis para tubos de PVC destinados a rede coletora e ramais prediais enterrados para a condução de esgoto sanitário e despejos industriais, cuja temperatura do fluido não exceda 40°C.

2.3.8 Faixa de Servidão

A Tabela, a seguir, apresenta a faixa de servidão (ou domínio) a ser obedecida de acordo com a profundidade e do diâmetro da rede, bem como o seu recobrimento.

Tabela 2.49: Faixa de Servidão, Profundidade e Recobrimento para Redes de Esgotos

Profundidade	Diâmetro	Largura da Faixa de Servidão	Recobrimento
até 3,50 m	100 mm	0,70 m	
	150 mm	1,50 m	

Profundidade	Diâmetro	Largura da Faixa de Servidão	Recobrimento
	de 200 mm a 350 mm	2,50 m	0,90 m para redes em vias públicas e 0,60 m para redes nos passeios
	de 400 mm a 600 mm	5,00 m	
	de 800 a 1500 mm	6,00 m	
de 3,50 m a 5,00 m	até 350 mm	3,00 m	
	de 400 a 1500 mm	6,00 m	
acima 5,00 m	até 1500 mm	7,50 m	

2.3.9 Vazões de Projeto de Esgotos

De forma análoga ao sistema de abastecimento de água, foram consideradas as seguintes premissas:

- População habitacional de 10.427 habitantes, com consumo de água per capita residencial = 200 L/hab/dia.
- População Flutuante (Comércio) de 6.902 Pessoas, com consumo de água per capita comercial = 50 L/hab/dia.

As expressões, a seguir, apresentam as vazões utilizadas no estudo.

$$Q = \left(\frac{q * P * C}{86.400} \right) + L * t * i$$

$$Q = (Q_{\text{méd.residências}} + Q_{\text{méd.Comercio}}) + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_d = \left(\frac{Q * P * C * K_1}{86.400} \right) + L * t * i$$

$$Q_h = \left(\frac{Q * P * C * k_1 * k_2}{86.400} \right) + L * t * i$$

Equação 2.39: Equações utilizadas no estudo de esgotamento sanitário

Onde:

Q_m = vazão média (L/s);

Q_d = vazão máxima diária (L/s);

Q_h = vazão máxima horária (L/s);

q = per capita de consumo de água (200 L/s x hab);

P = população de projeto (hab);

c = coeficiente de retorno esgoto/água (0,8);

k_1 = coeficiente do dia de maior consumo (1,2);

k_2 = coeficiente da hora de maior consumo (1,5);

L = extensão total das tubulações (2,00 metros/hab – população permanente);

ti = taxa de infiltração (0,0002 L/s x m).

As vazões para dimensionamento do sistema de coleta e tratamento de esgotos são:

- Média (Q_m) = 26,68 L/s;
- Máxima diária (Q_d) = 31,18 L/s;
- Máxima horária (Q_h) = 44,68 L/s.

A implantação do empreendimento em tela está prevista para ocorrer em 30 anos, com início estimado para janeiro de 2018. Dessa forma, a entrega completa das unidades habitacionais será no ano de 2048, conforme apresenta a Tabela abaixo.

Tabela 2.50: Vazões de esgoto para o empreendimento em tela.

	População Residente (Hab)	Qres (L/s)	População Flutuante (Hab)	Qcom (L/s)	Qinf (L/s)	Q (L/s)	Qd (L/s)	Qh (L/s)
Primeira Fase - 1ª Fase	345	0.64	322	0.15	0.14	0.93	1.08	1.56
Primeira Fase - 2ª Fase	1113	2.06	0	0.00	0.45	2.51	2.92	4.16
Primeira Fase - 3ª Fase	178	0.33	1328	0.61	0.07	1.02	1.20	1.77
Primeira Fase - 4ª Fase	246	0.46	445	0.21	0.10	0.76	0.89	1.29
Primeira Fase - 5ª Fase	275	0.51	1067	0.49	0.11	1.11	1.31	1.92
Primeira Fase - 6ª Fase	544	1.01	412	0.19	0.22	1.42	1.66	2.37
Primeira Fase - 7ª Fase	243	0.45	210	0.10	0.10	0.64	0.75	1.08
Primeira Fase - 8ª Fase	1139	2.11	404	0.19	0.46	2.75	3.21	4.59
Primeira Fase - 9ª Fase	640	1.19	553	0.26	0.26	1.70	1.99	2.85
Primeira Fase - 10ª Fase	1110	2.06	166	0.08	0.44	2.58	3.00	4.28
Segunda Etapa - 11ª Fase	1048	1.94	634	0.29	0.42	2.65	3.10	4.44
Segunda Etapa - 12ª Fase	1198	2.22	337	0.16	0.48	2.85	3.33	4.75
Segunda Etapa - 13ª Fase	327	0.61	247	0.11	0.13	0.85	0.99	1.43
Segunda Etapa - 14ª Fase	1357	2.51	458	0.21	0.54	3.27	3.81	5.45
Segunda Etapa - 15ª Fase	664	1.23	319	0.15	0.27	1.64	1.92	2.74
TOTAL	10427	19.31	6902	3.20	4.17	26.68	31.18	44.68

2.4 REDE COLETORA DE ESGOTO

O traçado da rede coletora foi proposto levando-se em conta duas premissas fundamentais: atendimento de 100% dos lotes propostos e mínima quantidade ou inexistência de estação elevatória no sistema principal.

Quanto ao dimensionamento hidráulico realizado, buscou-se garantir condições satisfatórias de fluxo exigidas pela NBR 9649 (Projeto de redes de esgoto) que determina que a rede deve atender simultaneamente aos seguintes critérios:

- Transportar as vazões esperadas, máximas e mínimas;

- Promover o arraste de sedimentos, garantindo a autolimpeza dos condutos;
- Evitar as condições que favoreçam a formação de sulfetos (anaerobiose séptica) e a formação e desprendimento do gás sulfídrico (condições ácidas);

De posse dos dados de vazão, procedeu-se ao dimensionamento hidráulico da rede, tomando como referência os seguintes critérios estabelecidos na NBR – 9649:

- Como as redes estão sujeitas a variação de vazão, recomenda-se como menor valor de vazão 1,50 L/s em qualquer trecho;
- Diâmetro mínimo não inferior a 100 mm. Entretanto, em locais de maior porte o diâmetro mínimo costuma ser 150 mm;
- Velocidade máxima não superior a 5 m/s;
- Lamina máxima, calculada para a Vazão Final Q_f , de 75% do diâmetro do coletor;
- Quando a velocidade final for superior à velocidade crítica, a maior lâmina admissível deve ser 50% do diâmetro do coletor;

Cada trecho deve ser verificado pelo critério de tensão trativa média inferior a 1,0 Pa, calculada para a Vazão Inicial Q_i e coeficiente de *Manning* de 0,013. A declividade mínima que satisfaz essa condição pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$I_{0,\min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47}$$

Equação 2.40: Cálculo da declividade mínima.

Onde:

$I_{\min}$ – inclinação mínima, em m/m;

Q_i – Vazão inicial, em l/s;

A velocidade crítica e a tensão trativa podem ser calculadas pelas respectivas expressões a seguir apresentadas:

$$V_c = 6 \times \sqrt{g \cdot R_h}$$

Equação 2.41: Cálculo da velocidade crítica.

Onde:

V_c – velocidade crítica, em m/s;

g – aceleração da gravidade, em m/s²;

R_h – raio hidráulico do tubo, em m.

$$T_{tr} = y \times R_h \times I$$

Equação 2.42: Cálculo da tensão trativa.

Onde:

T_{tr} – tensão trativa, em Pa;

γ – peso específico do esgoto, em N/m^3 ;

R_h – raio hidráulico do conduto, em m;

Entretanto, como a NBR cita que a menor vazão em uma rede coletora deve ser 1,50 L/s, então a menor declividade possível é:

$$I_{0,min} = 0,004545$$

2.5 ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Para o desenvolvimento dos estudos sobre o sistema de coleta e tratamento de esgoto foi definida a Área de Influência Indireta como sendo as localidades próximas envolvidas com o sistema de coleta e tratamento de esgoto em funcionamento pela CAESB (ETE São Sebastião), pois a inserção do empreendimento proposto implicará em um impacto no sistema de coleta e tratamento de esgoto atual. Para a Área de Influência Direta foi definida a poligonal do empreendimento, ou seja, a delimitação do perímetro proposto de ocupação urbana do parcelamento do Quinhão 16.

2.5.1 Sistema Existente

O sistema existente de esgotamento sanitário do Distrito Federal está dividido em 4 (quatro) grandes bacias, sendo Lago Paranoá, rio São Bartolomeu, rio Ponte Alta / Alagado e rio Descoberto / Melchior (SiEsg, 2014).

A bacia de esgotamento do Lago Paranoá possui os seguintes sistemas que atendem as Regiões Administrativas (RA's) de:

- ETE (Estação de Tratamento de Esgotos) Brasília Sul – Guará, Cruzeiro, Núcleo Bandeirante, Candangolândia, Lago Sul, parte de Brasília (Asa Sul e Setor de Clubes e Hotéis Sul), a quadra QN1 do Riacho Fundo, SIA e Parte de Águas Claras;
- ETE Brasília Norte – Lago Norte e parte de Brasília (Asa Norte, Vila Planalto, Setor de Clubes e Hotéis Norte) e Taquari;
- ETE Riacho Fundo – Riacho Fundo, exceto quadra QN 1;
- ETE Torto – Vila Weslian Roriz (Torto).

A bacia de esgotamento do Rio São Bartolomeu engloba os seguintes sistemas, que atendem as seguintes RA's:

- ETE Sobradinho – Sobradinho;
- ETE Paranoá – Paranoá;
- ETE São Sebastião – São Sebastião;
- ETE Planaltina – Planaltina;
- ETE Vale do Amanhecer – Planaltina.

A bacia de esgotamento do Rio Ponte Alta/ Rio Alagado recebe os sistemas que contemplam as seguintes RA's:

- ETE Recanto das Emas – Recanto das Emas e Riacho Fundo II;
- ETE Santa Maria – Parte de Santa Maria;
- ETE Alagado – Parte de Santa Maria;
- ETE Gama – Gama.

A bacia de esgotamento do Rio Descoberto/ Melchior abrange os sistemas que atendem as seguintes RA's:

- ETE Samambaia – Samambaia;
- ETE Melchior – Taguatinga e Ceilândia;
- ETE Brazlândia – Brazlândia (os efluentes são exportados para o Rio Verde - GO).

O sistema de esgotamento sanitário existente, operado pela CAESB, mais próximo do empreendimento em estudo é o que atende a cidade de São Sebastião (ETE São Sebastião).

A Estação de Tratamento de Esgotos São Sebastião (ETE São Sebastião) foi inaugurada em 1998 para atender a localidade de São Sebastião e o Presídio da Papuda, com uma população de cerca de 77.717 habitantes e capacidade média de projeto de 226 L/s. Atualmente, se prepara para receber os novos condomínios nos arredores da cidade de São Sebastião (SiEsg, 2014).

Os esgotos sanitários dessa cidade são coletados e encaminhados por gravidade ao tratamento preliminar da ETE, com sistema de gradeamento e desarenação, para retirada de detritos grosseiros e areia. Após essa etapa o esgoto é recalcado para os RAFA's (Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente) e seu efluente é disposto alternadamente em dois campos de escoamento superficial em solos plantados com gramíneas. A próxima etapa se refere a uma lagoa de maturação, onde é complementado o processo de tratamento com a redução de coliformes fecais, sendo o efluente final lançado no corpo receptor, o ribeirão Santo Antônio da Papuda (SiEsg, 2014).

A estação depurou uma vazão média de 121,7 L/s, correspondente a 54,80% da sua capacidade hidráulica (SiEsg, 2013). Tabela, a seguir representa os custos de operação e manutenção da ETE São Sebastião no ano de 2012, segundo CAESB.

Tabela 2.51: Custo e Manutenção da ETE São Sebastião.

Custo de Operação e Manutenção da Estação de Tratamento em 2012		
Unidades	Dados	Média
ETE São Sebastião	Vazão (m ³)	320.529
	Custo Total (R\$)	186.776,81
Fonte: SIESG 2013	Custo (R\$/m ³)	0,58

2.5.2 Interceptor São Bartolomeu

A Figura, a seguir, refere-se uma ampliação do sistema de esgotamento sanitário da bacia do São Bartolomeu que interfere com a área de projeto deste estudo.

Esse sistema é composto por tubulações em dois regimes, sendo trechos por gravidade (em PVC) e outros por conduto forçado (em PEAD). Dessa forma, uma possível interligação dos esgotos do empreendimento em tela neste interceptor somente é viável ao longo da tubulação em gravidade ou nas caixas de transição.

Foi realizada uma consulta a CAESB sobre a viabilidade deste futuro interceptor de receber a contribuição do esgotamento sanitário deste empreendimento, através das caixas de transição.

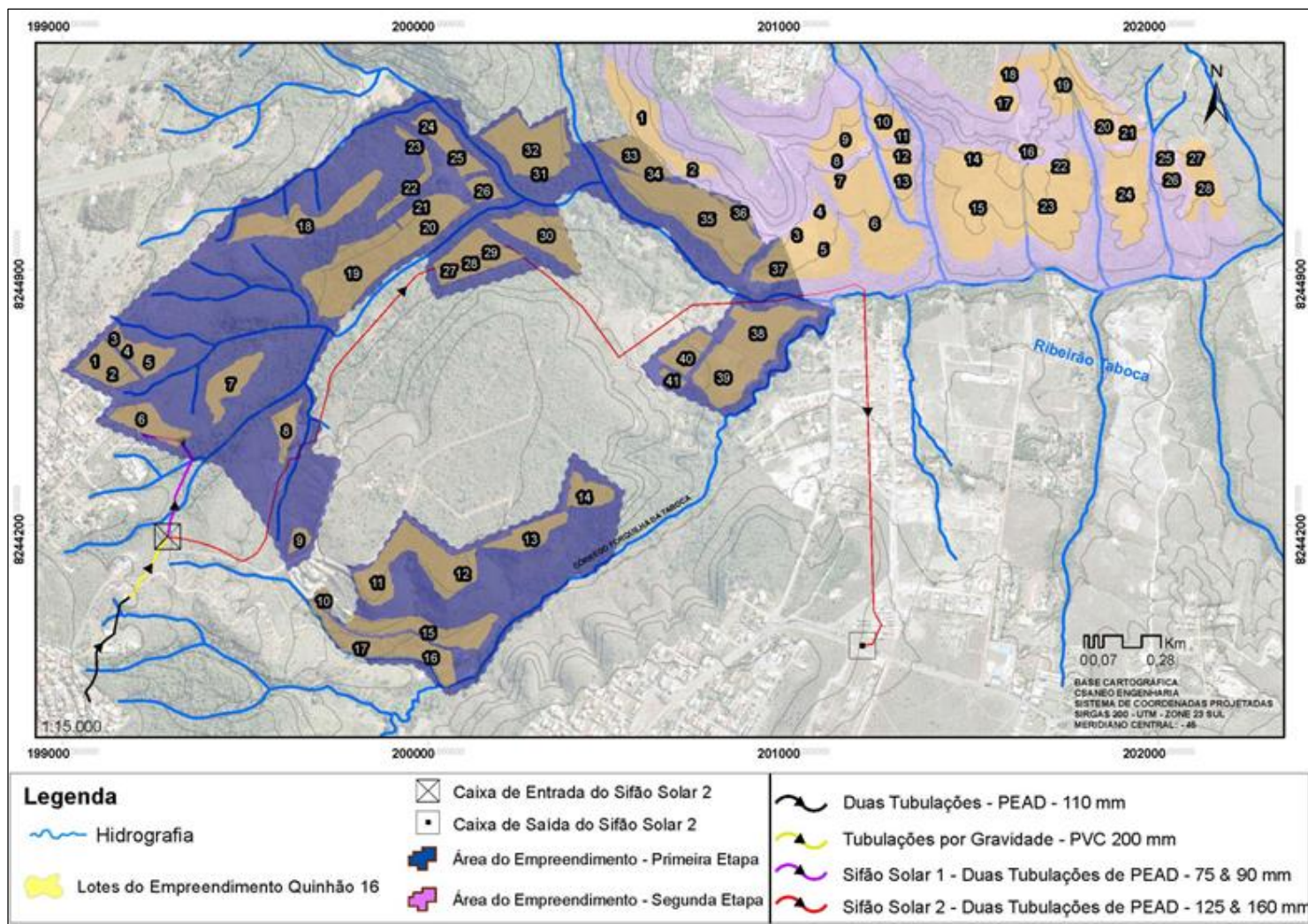


Figura 2.40: Interceptor São Sebastião.

2.5.3 Interferências da APA São Bartolomeu

A Área de Proteção Ambiental (APA) da Bacia do Rio São Bartolomeu tem como objetivo principal proporcionar o bem-estar da população do Distrito Federal, bem como assegurar as condições ecológicas satisfatórias aos recursos naturais da região.

Toda área do empreendimento em tela encontra-se dentro da região da APA São Bartolomeu, por isso recomenda-se redobrar atenção com os impactos ambientais negativos advindos da implantação do sistema de abastecimento de água e coleta e tratamento de esgotamento sanitário. Bem como a consulta ao órgão ambiental do Distrito Federal, para que esses processos possam ocorrer da melhor forma possível.

A APA da Bacia do Rio São Bartolomeu foi criada pelo Decreto Federal nº 88.940, de 7 de novembro de 1983, abrange uma área de aproximadamente 84.100 hectares. Esta APA é considerada a maior APA do DF e deveria desempenhar um importante papel de corredor de ligação entre a Estação Ecológica de Águas Emendadas, APA de Cafuringa, APA do Lago Paranoá e APA das Bacias do Gama e Cabeça de Veado. Reúne todos os tipos de vegetação do Cerrado, desde o Cerradão até os campos rupestres. Já tendo em vista a fauna, contém representantes de diversas espécies nativas e até ameaçadas de extinção.

Em 22 de abril de 1988, por meio da Instrução Normativa nº 02/88 SEMA/SEC/CAP, foram estabelecidas as diretrizes gerais de uso e ocupação da APA do Rio São Bartolomeu, com definição de oito Sistemas, cada um com um tipo de manejo específico e restrições de uso e ocupação do solo.

A Lei Federal nº 9.262, de 12 de janeiro de 1996, passa a administração da APA São Bartolomeu para o DF. Em seguida, foi feito o rezonamento da APA, que teve como executor o IEMA, em função do Convênio nº 157/92 – IBAMA/SEMATEC. Foram classificados 5 tipos diferentes de Sistemas e 9 Zonas de Uso. A Lei Distrital nº 1.149, de 11 de junho de 1996, que instituiu oficialmente o rezonamento da APA da Bacia do Rio São Bartolomeu (Ibaram, 2014).

2.5.4 Alternativas de Esgotamento Sanitário

Foram estudadas três alternativas para o esgotamento sanitário: Interligação ao Sistema da CAESB, Sistema Independente e Disposição Individual por Fossas Sépticas.

2.5.4.1 Interligação ao Sistema da CAESB (Alternativa 1)

A Alternativa 1 considera a interligação plena do presente empreendimento ao sistema existente e em expansão na bacia do São Bartolomeu.

Atualmente, está em construção o interceptor São Bartolomeu que irá passar por dentro da poligonal do empreendimento em tela, segundo dados do projeto da CAESB. De forma geral, esse interceptor possui três segmentos característicos, sendo o primeiro trecho com condução dos esgotos por conduto forçado, o segundo trecho, por gravidade e, o terceiro trecho, novamente por conduto forçado. Assim sendo, a interligação do empreendimento em tela com o interceptor somente poderá ocorrer no início ou no final do trecho por conduto forçado (caixas de transição).

Avaliando os dados de projeto do interceptor, disponibilizados pela CAESB, é possível inferir que o diâmetro da tubulação projetada não atende as expectativas de coleta do esgotamento sanitário do empreendimento. Segundo dados do interceptor, a primeira etapa de obras possui vazão máxima do sistema (no final de plano) de aproximadamente 21,60 L/s, no Sifão Solar 02.

Dessa forma, o interceptor da CAESB não suporta um acréscimo de vazão, prevista para o empreendimento em tela de 44,68 L/s (máxima horária).

Com base nas informações anteriores, é necessário rever o projeto do interceptor São Bartolomeu, pois nas configurações que se apresenta, ele não atende ao futuro empreendimento.

No dia 13/04/2016, foi realizada uma consulta a CAESB, através da Gerência de Projetos de Sistema de Esgoto. Segundo informações obtidas no setor, a construção deste interceptor está paralisada, devido a problemas fundiários na passagem da rede. Logo, é possível uma revisão de projeto, a fim de incluir o empreendimento em epígrafe.

Neste panorama, tem-se duas possibilidades:

- A primeira possibilidade é readequar o interceptor São Bartolomeu, a fim de receber os efluentes do empreendimento em tela no seu início de trecho por conduto forçado. Dentro da poligonal do empreendimento, construir rede coletora e duas elevatórias. A elevatória 01, situada na parte mais baixa do empreendimento, com o objetivo de conduzir os efluentes da Segunda Etapa do empreendimento até a elevatória 02, locada em ponto intermediário do empreendimento. A elevatória 02 conduzirá os efluentes das primeira e segunda Etapas até a caixa de entrada do Sifão 2.
- A segunda possibilidade também contempla readequar o referido interceptor, a fim de atender os empreendimentos existentes e futuros, porém receber os efluentes no final do trecho por conduto forçado (Sifão 2) e início de trecho por gravidade até a ETE São Sebastião. Com a adoção dessa alternativa, é imperiosa a construção de rede coletora interna ao empreendimento e execução de uma única elevatória, conduzindo os efluentes das duas Etapas de implantação até o final do trecho Sifão 2.

Mesmo que não seja possível essa interligação ou revisão do projeto da CAESB, ainda é possível a condução dos esgotos do presente empreendimento por rede paralela ao interceptor São Bartolomeu até a entrada da ETE São Sebastião (Figura, a seguir).

Para atendimento desta alternativa, o empreendimento deverá possuir no mínimo, sistema coletor interno para transporte do efluente.

A vazão aproximada que a CAESB terá que receber no seu sistema é de 44,68 L/s de vazão máxima horária, em final de plano (2048).

De acordo com a fórmula de Bresse, é possível inferir o diâmetro mínimo para atender ao empreendimento em análise.

$$D = K \sqrt{Q_h}$$

Equação 2.43: fórmula de Bresse

D = Diâmetro da rede (0,250 m);

K = Coeficiente da formula de Bresse (1,2);

Q_h = Vazão horária – 0,04468 (m³/s);

Com base nesta equação anterior, para atender todo empreendimento será necessário um interceptor independente de 250 mm.



Foto 2.1: ETE São Sebastião

2.5.4.2 Sistema Independente (Alternativa 2)

A Alternativa 2 considera a implantação de um sistema coletor na área do empreendimento, a construção de uma ou duas estações de tratamento de esgotos específicas, para esse setor, e lançamentos finais dos efluentes líquidos no curso d'água Taboca, sem a necessidade de qualquer estação elevatória.

O empreendimento em estudo situa-se na bacia de drenagem do Ribeirão Taboca, afluente do rio São Bartolomeu.

Tendo em vista o viés ambiental, seria necessário construir uma ou duas estações de tratamento em nível terciário, pois o curso d'água receptor não possui porte necessário para receber efluentes depurados em nível menor.

O tratamento em nível terciário é composto por: tratamento preliminar, tratamento primário, tratamento secundário e tratamento terciário.

O tratamento preliminar tem como objetivo, apenas a remoção dos sólidos grosseiros, já o tratamento primário, visa a remoção de sólidos sedimentáveis e, matéria orgânica. Já o tratamento a nível secundário, preconiza mecanismos biológicos, que tem como objetivo principal a remoção da matéria orgânica e parte dos nutrientes (Fosforo e Nitrogênio), responsável pela eutrofização

dos ecossistemas aquáticos. Por fim, o tratamento a nível terciário, objetiva a remoção de poluentes específicos (usualmente tóxicos ou compostos não biodegradáveis), com auxílio de produtos químicos.

Para se minimizar os impactos ambientais negativos dessa alternativa, a presente equipe técnica previu o reuso da água. Conforme Lavrador Filho (1987), o reuso da água é o aproveitamento de águas utilizadas, uma ou mais vezes, em alguma atividade humana, a fim de suprir as necessidades de outros usos benéficos, inclusive o original.

Os esgotos sanitários de uma residência ou comércio podem ser classificados como águas negra e cinza. As águas negras são aquelas que possuem resíduos sólidos orgânicos e materiais fecais.

Segundo IPT (2016), as águas cinza são aquelas utilizadas em tanques e máquinas de lavar roupa, no banho e em lavatórios de banheiro. Não se incluem as águas da pia da cozinha e da bacia sanitária. A cor pode ser cinza escuro, cinza claro ou outra cor dependendo da sujeira removida e da liberação de pigmentos e corantes dos tecidos nas lavagens.

A água usada no banho está misturada a sabonete, shampoo, condicionador etc. Essas águas também podem conter resíduos de secreções e excreções do corpo, como oleosidade, suor e urina.

Nesse contexto, como as águas cinza possuem um grau de poluição menor que as águas negra, com presença de resíduos orgânicos, essa alternativa de esgotamento sanitário do empreendimento em tela prevê:

- Coleta das águas cinza em tubulação distinta das águas negra;
- Tratamento das águas cinza individualmente em cada residência ou no condomínio;
- Reutilização das águas cinza em usos menos nobres, como em bacias sanitárias, lavagens de pisos e irrigação de áreas verdes;
- Condução das águas negra (bacias sanitárias e demais resíduos orgânicos) para ETE compacta, situada nas margens do ribeirão Taboca.

A Figura, a seguir, apresenta um diagrama da proposta para reuso.

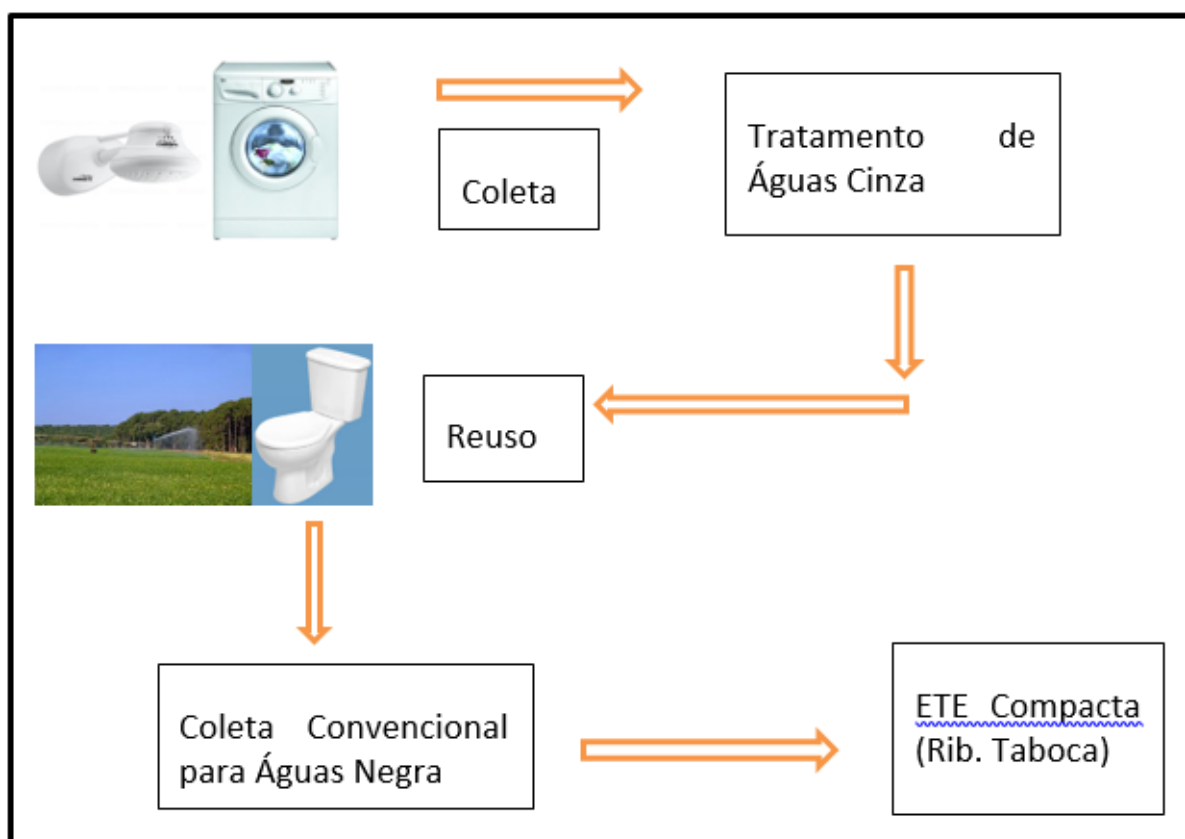


Figura 2.41: Diagrama Proposto para Reuso de Esgotos

O tratamento das águas cinza inclui fundamentalmente:

- Tanque de equalização;
- Reator anaeróbio;
- Filtro de areia;
- Decantador;
- Desinfecção.

Quando da elaboração do projeto de esgotamento sanitário do empreendimento, será detalhado o processo de tratamento das águas cinza, com aquisição de estação compacta ou construção de uma unidade em cada residência ou condomínio.

Para o tratamento das águas negra, o processo de depuração dos esgotos é convencional e pode ser escolhida uma estação de tratamento compacta, como a desenvolvida pela empresa Sanevix Engenharia, com módulos de 25 ou 50 L/s.

Esta Estação de Tratamento de Esgoto é composta por UASB (Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo) + BF (Biofiltro Aerado Submerso) + DS (Decantador Secundário), constituindo-se em um processo biológico, removendo sólidos em suspensão, matéria orgânica, nutrientes e organismos patogênicos.

A Figura, a seguir, apresenta uma visão geral desta ETE compacta.



Foto 2.2: Visão Geral da ETE Compacta

A Tabela 2.52, apresenta as unidades existentes na ETE compacta.

Tabela 2.52: Unidades da ETE Compacta.

Item	Unidade	Componentes
1	Pré-tratamento	Gradeamento e caixa de areia
2	Elevatória	Poço e conjunto moto-bomba
3	Tratamento secundário	Reator UASB e biofiltro aerado
4	Polimento	Decantador secundário
5	Tratamento de lodo	Centrífuga
6	Tratamento do gás	Queimador de gás

Os efluentes da ETE serão encaminhados para o ribeirão Taboca.

Objetivando minimizar a implantação de uma ETE de grande porte, estudou-se a possibilidade de instalação de duas unidades de ETE compacta, sendo cada ETE atendendo cada etapa do empreendimento.

2.5.4.3 Disposição Individual por Fossas Sépticas (Alternativa 3)

Para essa alternativa seriam implantadas fossas sépticas seguidas por valas de infiltração ou sumidouros no empreendimento, respeitando-se a norma técnica NBR 7229/82 (Projeto de Instalação de Fossas Sépticas) e as recomendações, usualmente, adotadas pela CAESB.

A localização das fossas sépticas, dos sumidouros ou valas de infiltração deve atender às seguintes condições:

- Afastamento mínimo de 30 m de qualquer fonte de abastecimento de água e a menos de 1,5 m do sistema de distribuição de água potável;
- Facilidade de acesso, pois existe a necessidade de remoção periódica de lodo;
- O sistema deve ser construído afastado da residência, numa distância mínima de 6 m da construção ou limite do terreno, devendo haver disponibilidade de pelo menos 20 m² de área verde contínua e privativa;
- Possibilidade de fácil ligação a um futuro coletor público.

Especificamente na área do empreendimento, segundo os estudos pedológicos, predominam: Latossolos vermelho - amarelo, Cambissolos e Litossolos.

Os litossolos constituem uma família de solos rasos (em média 10 cm), rochosos, colocados imediatamente sobre a rocha, não apresentando, horizontes pedológicos diferenciados.

Já o cambissolo é caracterizado pelo horizonte B incipiente, solo geralmente raso, com profundidade média de 40 cm. Os cambissolos são encontrados geralmente em áreas de relevo acidentado, raramente apresentam mais de 1 metro de solum.

Por fim, os latossolos são caracterizados pelo alto grau de intemperização, com pequena diferença de horizontes. Os latossolos apresentam horizonte A pouco espesso e com transição difusa para um horizonte B espesso, em média 2 metros de profundidade.

Esses tipos de solos são bastante encontrados nas áreas de Cerrado. O solo do tipo Latossolos Vermelho-Amarelo e Cambissolo ocupam na paisagem, a porção superior e inferior das encostas, respectivamente, onde o relevo pode variar de 8% até 40% de declive. Além disso, essa configuração de solo é associada ao lençol freático relativamente próximo a superfície, propensa a formação de nascentes e cursos d'água.

Como o empreendimento, em sua maioria, situa-se em Cambissolos, a implantação de um sistema individual, constituído de fossas sépticas seguidas por sumidouros ou valas de infiltração, torna-se desfavorável.

A Figura 2.44, representa a tipologia de solo presente na região, fornecido pela empresa Progeplan Engenharia e Meio Ambiente.

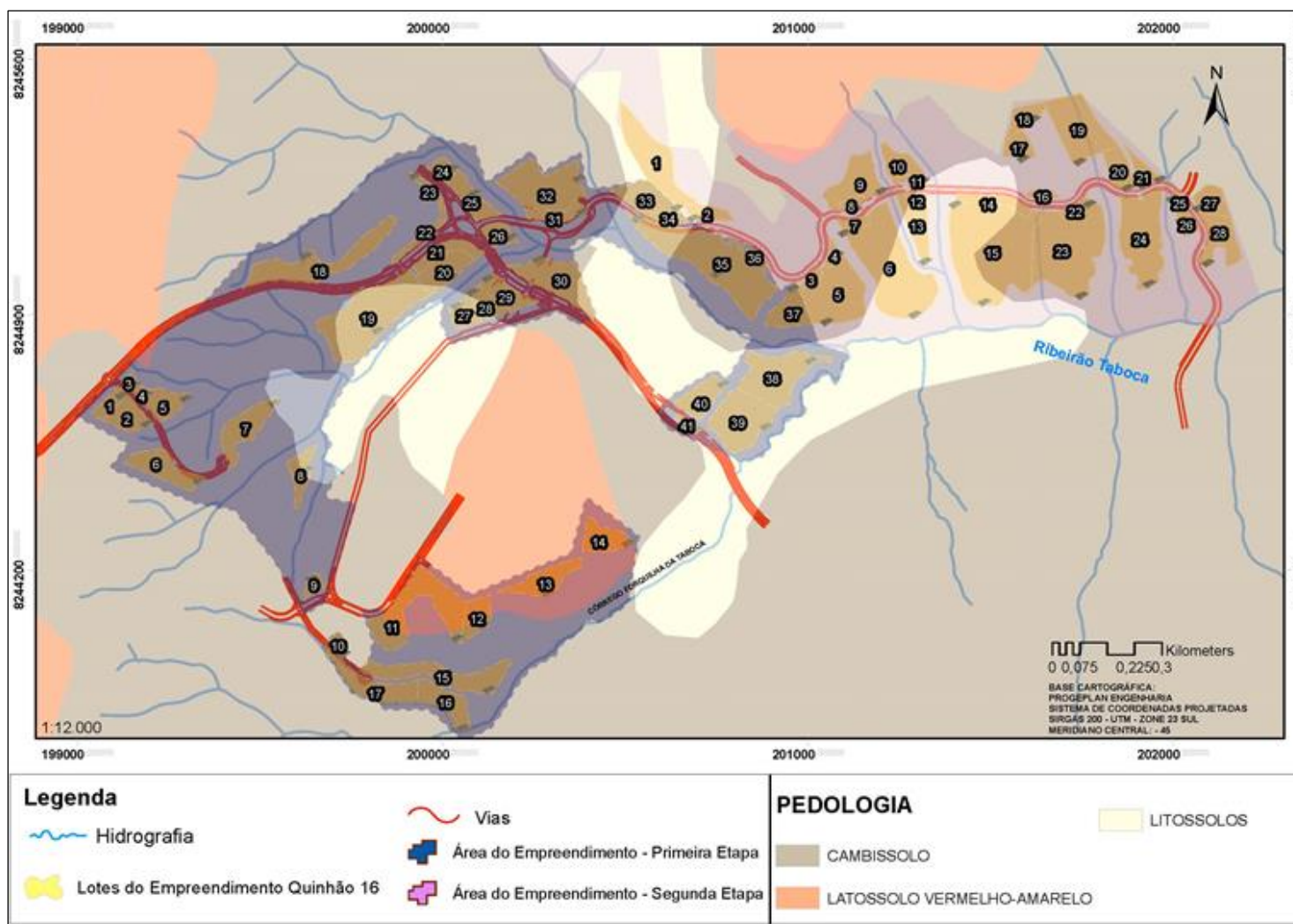


Figura 2.42: Tipologia de Solos Presentes da Região.

2.5.5 Análise das Alternativas de Esgotamento Sanitário

As alternativas avaliadas para o esgotamento sanitário do empreendimento foram as seguintes: Interligação ao Sistema da CAESB (Alternativa 01); Sistema Individual – ETE (Alternativa 02) e Disposição Individual por Fossas Sépticas (Alternativa 03).

Devido a densidade habitacional prevista para o setor e a capacidade de condutividade hidráulica do solo local, a disposição individual por fossas sépticas torna-se inexecutável.

A alternativa mais viável é a interligação ao sistema da CAESB, com a revisão do projeto do interceptor São Bartolomeu e o tratamento dos esgotos na ETE São Sebastião, evitando-se a construção de mais uma ETE na região (requerendo serviços de operação e manutenção). Contudo, essa possibilidade requer a anuência da CAESB. Caso a resposta dessa concessionária seja desfavorável, deverá ser adotado o sistema independente, que atenda toda população do empreendimento, com a execução de rede coletora de esgoto, conexões e estação de tratamento em nível terciário, com posterior lançamento final dos efluentes líquidos no ribeirão Taboca.

A alternativa de implantação de um sistema independente previu o reuso de esgotos, com coleta diferenciada de águas cinza e negra. O tratamento das águas cinza deverá ser desenvolvido em estações compactas em nível residencial ou condominial e reaproveitamento para bacias sanitárias, irrigação etc. A coleta das águas negra deverá ser convencional (esgotos com resíduos orgânicos) e condução para duas ETE's compactas, sendo cada estação para cada etapa de implantação do empreendimento. As ETE's compactas de águas negra estarão situadas nas margens do ribeirão Taboca.

Ressalta-se que as ETE's compactas de águas negra terão descartes de seus efluentes no ribeirão Taboca e, devido às condições ambientais desse curso d'água, a depuração deverá alcançar nível terciário.

Considerando o cenário mais desfavorável, isto é, a necessidade de construção de sistema individual de coleta e tratamento de esgotos, o estudo prévio de concepção do sistema de esgotamento sanitário é apresentado em tabelas e figuras, a seguir.

O nível de tratamento dos efluentes líquidos para as futuras ETE's compactas de águas negra do empreendimento é avaliado por meio do estudo de autodepuração bioquímica, apresentado no item subsequente.

Salienta-se que mesmo a implantação de duas ETE's compactas de águas negras no ribeirão Taboca, pelo empreendimento em tela, não exime a possibilidade futura de interligação ao sistema CAESB. Isso pode ser implantado com a desativação das referidas ETE's do empreendimento e construção de uma estação elevatória neste local para condução dos efluentes para ponto onde se possa seguir por gravidade até a ETE São Sebastião. O trajeto desse interceptor poderá ser paralelo ao interceptor São Bartolomeu.

As Figuras, a seguir, apresentam um resumo das alternativas de esgotamento sanitário e os diâmetros médios das redes coletoras internas ao empreendimento, respectivamente. Nessa segunda figura, também foram incluídas a faixa de servidão das tubulações e a sugestão de

localização das ETE's compactas de águas negra da Alternativa de Sistema Independente (Alternativa 03).

Complementarmente, são apresentadas Figuras, a seguir, da declividade e altimetria do terreno, respectivamente.

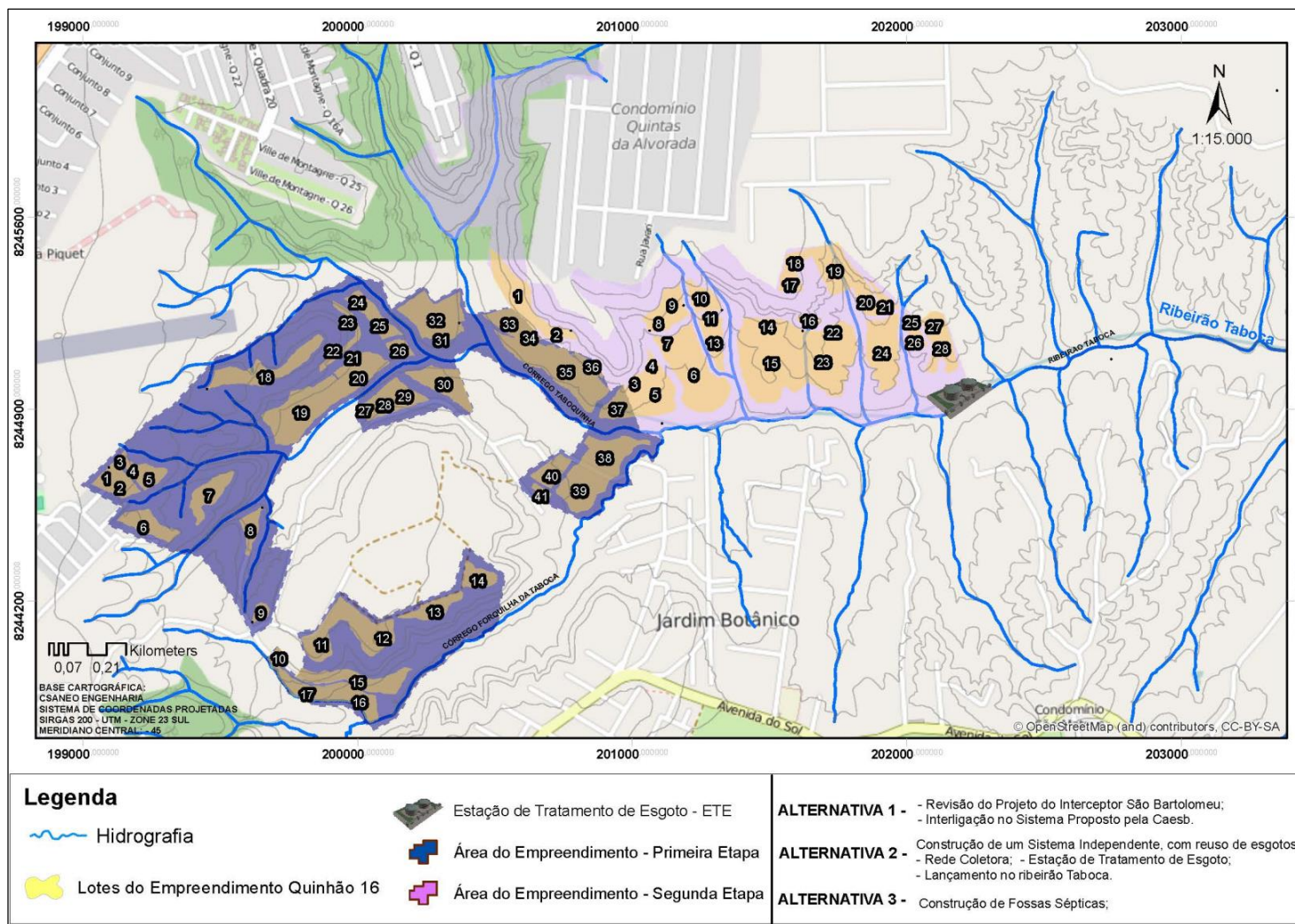


Figura 2.43: Resumo das Alternativas de Esgotamento Sanitário.

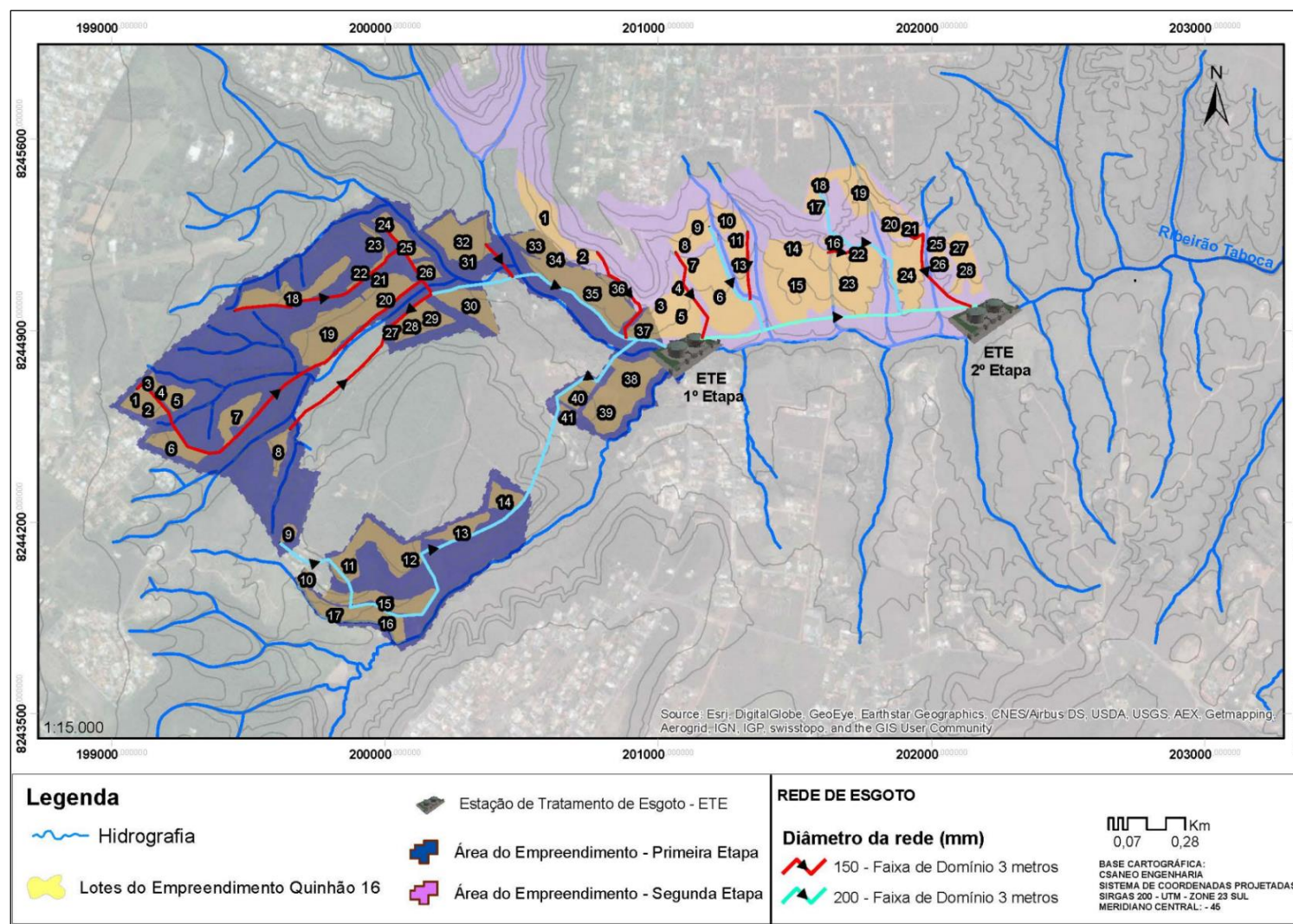


Figura 2.44: Diâmetros Médios para Coleta de Esgotos na Alternativa de Sistema Independente.

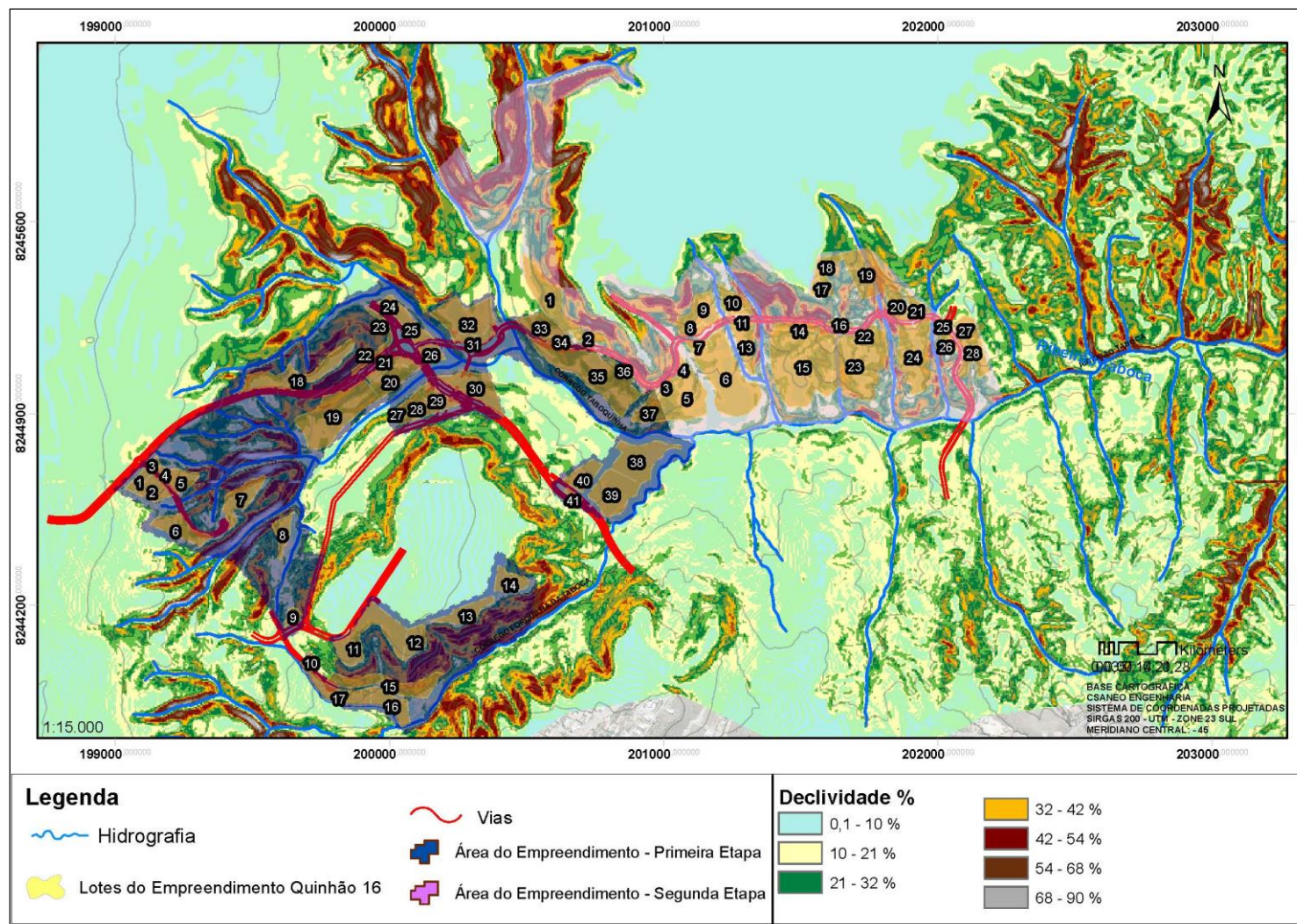


Figura 2.45: Representação da Declividade da Área de Projeto.

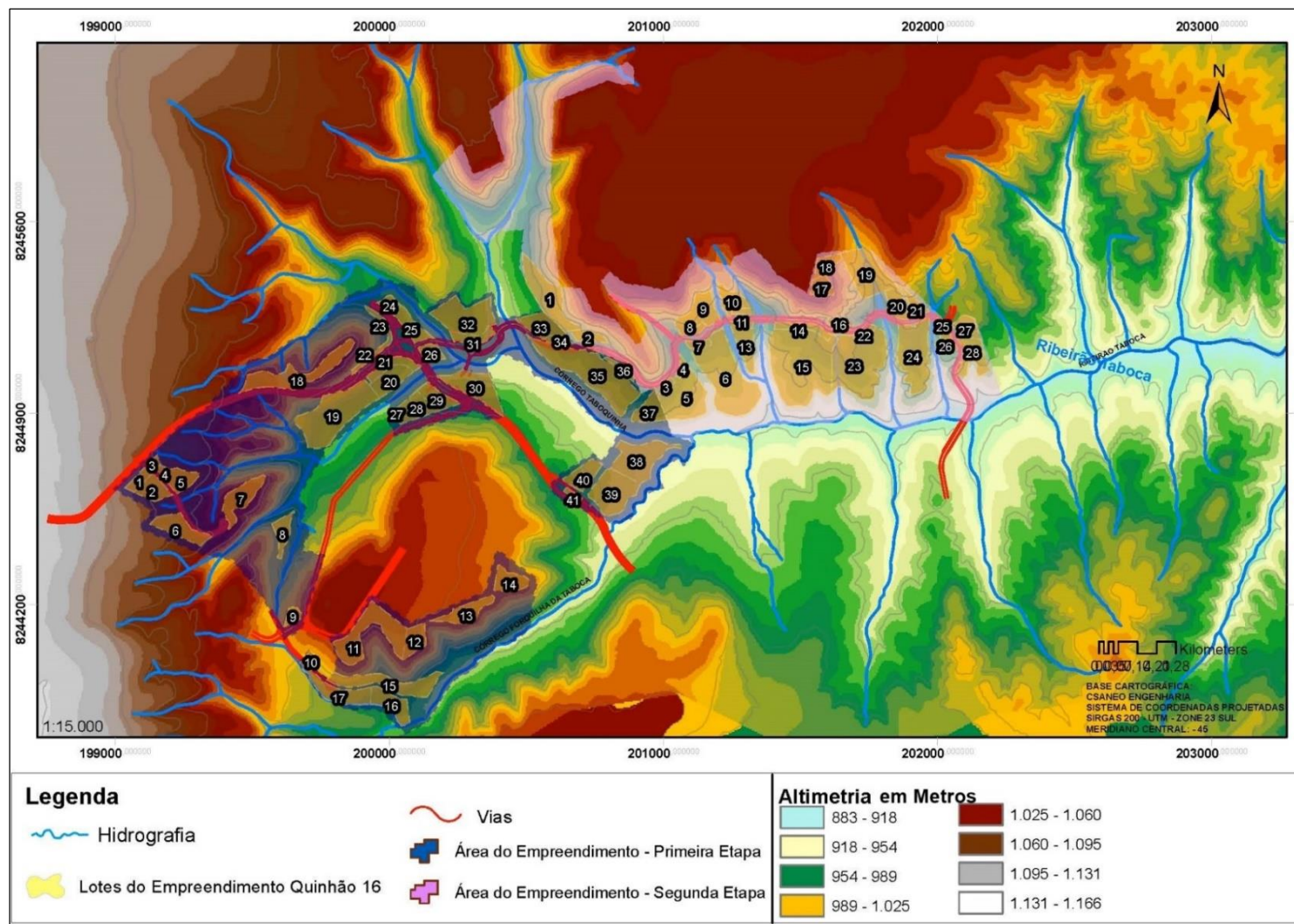


Figura 2.46: Altimetria do Terreno Natural.

2.6 DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS OPERACIONAIS

O sistema de esgotamento sanitário proposto será concebido com interligação com CAESB ou implantação de sistema independente.

Antes da emissão da Licença Ambiental de Operação do empreendimento, todo o sistema de esgotamento sanitário ou parte dele deverá ser doado para a CAESB.

Obviamente, os elementos do sistema que forem doados para a CAESB terão as atividades de operação e manutenção sob a sua responsabilidade.

Se existirem elementos restantes, talvez aqueles internos ao empreendimento ou mesmo ETE's, não doados para a CAESB, tais unidades deverão ter operação e manutenção sob a responsabilidade do empreendedor ou condôminos.

Os produtos químicos a serem utilizados nos processos de depuração dos esgotos, caso sejam instaladas ETE's, deverão ser objeto de análise do futuro projeto de esgotamento sanitário do empreendimento. Nesta fase, serão definidos os processos de tratamento, insumos, quantidades e resíduos a serem produzidos.

A Tabela, a seguir, apresenta o cronograma físico das obras do sistema de esgotamento sanitário do empreendimento, sendo que as redes coletoras serão implantadas simultaneamente a instalação de novos lotes habitacionais.

É importante esclarecer que as redes coletoras e ETE's para águas cinza (Alternativa de Sistema Independente) deverão ser executadas conjuntamente com a implantação dos lotes.

Tabela 2.53: Cronograma Físico das Obras de Esgotamento Sanitário.

CRONOGRAMA FÍSICO																
Quinhão 16																
Objeto: Sistema de Esgotamento Sanitário																
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	Fases de Implantação														
		1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª	11ª	12ª	13ª	14ª	15ª
I	Sistema de Esgotamento Sanitário															
1	Alternativa 01: Interligação ao Sistema CAESB															
1.1	Redes Coletoras Convencionais															
1.2	Ampliação do Interceptor São Bartolomeu															
2	Alternativa 02: Sistema Independente															
2.1	Redes Coletoras de Águas Cinza															
2.2	ETEs de Águas Cinza															
2.3	Redes Coletoras de Águas Negra															
2.4	ETEs de Águas Negra															

2.7 ESTUDO DE AUTODEPURAÇÃO BIOQUÍMICA DO RIBEIRÃO TABOCA

O estudo, a seguir, apresenta as premissas utilizadas e os resultados encontrados para a definição do nível de depuração dos esgotos coletados do empreendimento, na possível ETE independente de águas cinza.

A Tabela, a seguir, apresenta os parâmetros de qualidade da água associados às tecnologias de tratamento aqui propostas e os parâmetros que caracterizam um corpo hídrico classificado, segundo Resolução 357/2005 do CONAMA, como Água Doce Classe II, classificação na qual o Ribeirão Taboca é enquadrado.

Tabela 2.54: Conama 357/2005.

Parâmetro	CONAMA nº 357 (Classe 2)
PH	6 a 9
Cor	< 75 mg Pt-Co/L
DBO	5 mg O ₂ /L
Fósforo	< 0,05 mg P/L
Nitrato	< 10,0 mg NO ₃ /L
Nitrito	< 1,0 mg NO ₂ /L
Oxigênio Dissolvido	> 5 mg O ₂ /L
Sólitos Totais	< 500 mg/L
Turbidez	< 100 UNT
Coliformes Termotolerantes (Fecais)	< 1000 NMP/100 ml

De acordo com a Resolução da ADASA nº 13 de agosto de 2011, os lançamentos de efluentes deverão garantir a manutenção dos padrões de qualidade referentes à classe em que o corpo hídrico receptor vier a ser enquadrado.

Dessa forma, observando os dados da Tabela acima mostrada, o estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprova atendimento às metas de enquadramento do corpo receptor se faz necessário.

A avaliação de autodepuração de um rio é usualmente realizada utilizando-se de modelagem matemática. No estudo de autodepuração aqui desenvolvido, utilizou-se o modelo de qualidade da água de *Streeter-Phelps*. Este se trata de um modelo determinístico e estático, que se utiliza da relação entre OD e DBO, apresentado como principais parâmetros o coeficiente de desoxigenação (K1) e o coeficiente de reaeração (K2). Além dos parâmetros supracitados, o modelo exige os seguintes dados de entrada:

- Vazão do rio a montante do lançamento (Q_r);
- Vazão de esgotos (Q_e);
- Oxigênio dissolvido no rio (OD_r);
- Oxigênio dissolvido no esgoto (OD_e);
- DBO no rio (DBO_r);

- DBO no esgoto (DBO_e);
- Velocidade de percurso no rio (v);
- Tempo de percurso (t);
- Concentração de saturação de OD (C_s);
- Oxigênio dissolvido mínimo permissível (OD_{min}).

A premissa básica do modelo supracitado é que o processo de decomposição da matéria orgânica na água é regido por uma reação de primeira ordem. Dessa forma, a taxa de redução da matéria orgânica é proporcional à concentração de matéria orgânica presente num dado momento. Logo, a quantidade de DBO num dado instante de tempo pode ser determinada com a seguinte expressão:

$$DBO_t = L_o \times e^{-K_1 t}$$

Equação 2.44: Cálculo da quantidade de DBO num dado instante de tempo.

Onde:

DBO_t – quantidade de oxigênio consumido desde o instante inicial até o instante t;

L_o – quantidade de oxigênio necessária para a completa estabilização da matéria orgânica, em mg/l;

K₁ – coeficiente de desoxigenação, em dia⁻¹;

t – tempo em dias.

Para o cálculo da concentração de OD, os processos de reaeração e desoxigenação são combinados com o decaimento da matéria orgânica, conforme equações, a seguir:

$$C_t = C_s - D_t$$

$$C_t = C_s - \left[\frac{K_1 \times L_o}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 \times t} - e^{-K_2 \times t}) + (C_s - C_0) \times e^{-K_2 \times t} \right]$$

Equação 2.45: Cálculo da concentração de OD

Onde:

C_t – concentração de oxigênio dissolvido no tempo, em mg/L;

C_s – concentração de saturação de oxigênio, em mg/L;

C₀ – concentração inicial de oxigênio, logo após a mistura, em mg/L.

O coeficiente de desoxigenação (*K₁*) está associado ao tipo de matéria orgânica e ao grau de tratamento. A Tabela, a seguir apresenta valores do coeficiente de desoxigenação para vários tipos de efluentes.

Tabela 2.55: Valores típicos para o coeficiente de desoxigenação.

Tipo de Efluente	K1 (Dia -1)
Águas residuária concentrada	0,35-0,45
Águas residuária de baixa concentração	0,30-0,40
Efluente primário	0,30-0,40
Efluente secundária	0,12-0,24
Efluente terciário	0,10-0,20
Rios com águas limpas	0,09-0,21
Águas para abastecimento	< 0,12

Fonte: Von Sperling, M. Estudo de Modelagem da qualidade da água de rios. 1ª Edição. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade de Minas Gerais.

O efluente em estudo será tratado a nível terciário, dessa forma, adotou-se neste estudo um valor de 0,20 para K1, e os demais valores de acordo com as características do efluente lançado no corpo hídrico, conforme Tabela, a seguir.

Tabela 2.56: Parâmetros do efluente da ETE a ser lançado.

Parâmetro CONAMA nº 357 (Classe 2)	
Parâmetros	Valores
Vazão de Entrada (L/s)	31,18
Vazão de Saída (L/s)	31,18
DBO de Entrada (mg/L)	1577,25
DBO de Saída (mg/L)	9,46
Eficiência de Remoção (%)	90,53
Oxigênio Dissolvido do Efluente de Entrada (mg/L)	0,00
Oxigênio Dissolvido do Efluente de Saída (mg/L)	2,00

Conforme abordado no item referente a Captação Superficial (Abastecimento de Água Potável), a vazão mínima $Q_{7,10}$ do Ribeirão Taboca, nas proximidades da ETE, é de 56 L/s. A área drenada é de 16,18 km², representada na figura 11 deste documento.

Utilizando a vazão mínima específica para o ribeirão Taboca (obtida no item referente a Alternativa 04 dos Estudos de Abastecimento de Água Potável) e a área de drenagem de 16,27 km² (jusante do empreendimento), tem-se uma vazão $Q_{7,10}$ de 57 L/s.

O ponto de lançamento previsto para a ETE, no ponto mais extremo a Oeste do empreendimento, ao longo do Ribeirão Taboca, dista aproximadamente 3,50 km da confluência do supramencionado rio com o Ribeirão Taboquinha. Neste trecho o Ribeirão Taboca apresenta uma profundidade média de 0,10 m, em período de estiagem, e altitude média 905 m.

No que concerne aos parâmetros de qualidade da água do corpo hídrico estudado, adotou-se o valor de DBO de 2,0 mg/L, condições condizentes com rios limpos e com as características locais, conforme Tabela, a seguir.

Tabela 2.57: Condições de DBO de Rio.

Condições do Rio	DBO ₅ (mg/L)
Bastante Limpo	1
Limpo	2
Razoavelmente Limpo	3
Duvidoso	4
Ruim	Maior que 10

A concentração de saturação do oxigênio depende da altitude e temperatura, conforme Marcos Von Sperling. Para um rio com temperatura média de 20°C e a uma altitude de 900 - 1.000 m, a concentração de saturação de oxigênio será de aproximadamente 8,2 mg/L.

A vazão $Q_{7,10}$ tem sido utilizada em diversas legislações ambientais de proteção da qualidade de corpos d'água, bem como em estudos de abastecimento de água e obtenção de outorga pelo uso da água.

A vazão $Q_{7,10}$ pode ser entendida como o valor anual da menor média de 7 vazões diárias consecutivas que pode ser repetir, em média, uma vez a cada 10 anos (Tempo de retorno de 10 anos).

O Ribeirão Taboca possui classificação hierárquica de drenagem baixa, seus tributários normalmente são cursos d'água de cabeceira (Primeira e segunda ordem), e estão protegidos por mata de galeria.

Para efeito de simulação, considerou que o rio apresentava oxigênio dissolvido com percentual de saturação de 80%. Dessa forma, a quantidade de OD no rio foi estimada em 6,56 mg/L.

Já o coeficiente de reaeração (K_2) depende das características hidrodinâmicas do corpo hídrico, e pode ser calculado pela Fórmula de O'Connor e Dobbins, expressa, a seguir:

$$K_2 = 3,73 \times V^{0,5} \times H^{-1,5}$$

Equação 2.46: Coeficiente de reaeração.

Onde:

V – Velocidade de escoamento, em m/s, amostrada em 0,20 m/s;

H – Profundidade média do rio, em m, amostrada em 0,10 m;

I – Declividade do ponto de Lançamento 0,012 m/m.

A partir da fórmula apresentada, infere-se que o valor de K_2 é de 52,80.

Os resultados obtidos na simulação do ribeirão Taboca podem ser resumidos conforme Tabela, a seguir.

Tabela 2.58: Parâmetros do Ribeirão Taboca.

Resultado da Simulação	
Parâmetros	Valores
Altitude (m)	905
Profundidade (m)	0,10
Vazão do Rio (L/s)	57
Velocidade(m/s)	0,20
OD no Corpo Receptor	6,56
DBO do Corpo Receptor	2
K1	0,20
K2	25,80
Vazão de Entrada (L/s)	31,18
Vazão de Saída (L/s)	31,18
DBO de Entrada (mg/L)	1577,25
DBO de Saída (mg/L)	9,46
Eficiência de Remoção (%)	90,53
OD do Eflunente de entrada (mg/L)	0
OD do Eflunente de saída (mg/L)	2,00

Os resultados acima foram obtidos a partir de equações de estimativas e correlação de vazão, para cursos d'água com vazão menor que 10 m³/s (VON SPERLING, 2007).

$$V = 0,370 * Q^{0,316}$$

Equação 2.47: Cálculo da Velocidade no trecho.

Onde:

V = Velocidade no trecho (m/s);

Q = Vazão do curso d'água (m³/s).

$$P = 0,196 * Q^{0,435}$$

Equação 2.48: Cálculo da Profundidade do trecho.

Onde:

P = Profundidade do trecho (m);

Q = Vazão do curso d'água (m³/s).

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

Equação 2.49: Cálculo da Área da seção no trecho.

Onde:

La = Área da seção no trecho (m^2);

Q = Vazão do curso d'água (m^3/s).

$$L = \frac{La}{P}$$

Equação 2.50: Cálculo da Largura do corpo hídrico no trecho estudado.

Onde:

L = Largura do corpo hídrico no trecho estudado (m);

La = Área da seção no trecho (m^2);

P = Profundidade no trecho estudado.

Foi estabelecido dois cenários para esse ribeirão, o primeiro cenário corresponde a instalação de uma ETE com tratamento terciário. O segundo cenário corresponde a simulação de autodepuração no corpo hídrico, contemplando o lançamento in natura no corpo hídrico.

2.7.1 Cenário 01

A simulação de qualidade da água foi realizada com o auxílio das formulas e aplicações de *Streeter-Phelps*. Por meio dele, é possível a realização de simulação com rapidez e eficiência Figura, a seguir.

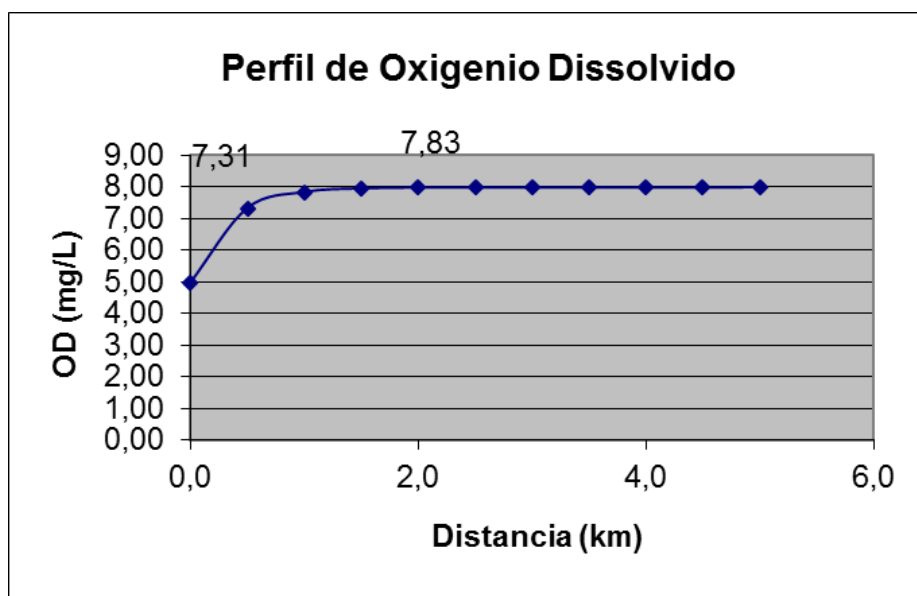


Figura 2.47: Evolução da Qualidade das Águas do Rib. taboca Após Lançamento da ETE.

Os estudos contribuíram para a avaliação do processo de autodepuração do corpo hídrico estudado. Observa-se que o oxigênio dissolvido cai para um valor crítico de aproximadamente 5,00 mg/L no momento do lançamento no corpo receptor, o qual é o mínimo valor permitido para classe II (CONAMA 357/2005).

Objetivando atender a legislação vigente, foi proposto um sistema de escadaria no lançamento final do efluente, elevando o OD de praticamente zero para aproximadamente 2,0 mg/L. Essa ação, tem como objetivo atender as normas e evitar impactos ambientais negativos no meio.

Foi realizado também, o estudo da DBO no corpo receptor Taboca, os resultados estão expressos no gráfico a seguir. Vale lembrar que o resultado abaixo só será possível de ser alcançado caso seja instalado uma Estação de Tratamento de Esgoto – ETE (Nível Terciário), que tenha eficiência de 90,53% na remoção da DBO do esgoto bruto.

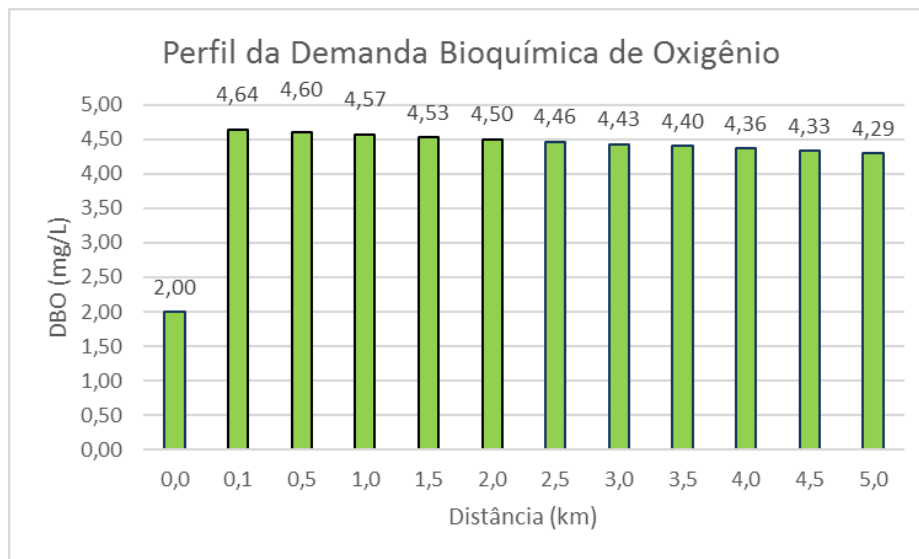


Figura 2.48: Perfil da Demanda Bioquímica de Oxigênio (ETE).

No que concerne a DBO, observa-se que o mesmo atinge valor crítico de 4,64 mg/L logo após o lançamento do efluente, porém após 400 m, os níveis de DBO já apresentam melhoras significativas, sempre atendendo os padrões da legislação vigente (CONAMA 357/2005).

Efluentes tratados, possuem uma taxa de degradação mais lenta, pelo fato de maior parte da matéria orgânica de fácil assimilação já ter sido removida, restando apenas a parcela de estabilização mais vagarosa (VON SPERLING, 2007).

De acordo com a equação de Mc Quivey e Keefer, o coeficiente de dispersão longitudinal médio, próximo ao ponto de lançamento do efluente tratado é de 0,54 m²/s.

$$D_L = 0,059 \frac{Q}{i * B}$$

Equação 2.51: Coeficiente de Dispersão Longitudinal.

Onde:

D_L = Coeficiente de Dispersão Longitudinal (m²/s);

Q = Vazão do Rio (0,057 m³/s);

B = Largura do Rio (2,85 m);

i = Declividade do Rio (0,0124 m/m).

Dessa forma, os resultados evidenciam a capacidade de autodepuração do corpo hídrico em estudo, ou seja, existe um processo de degradação da matéria orgânica ao longo do percurso estudado. Ainda é possível inferir que os processos de tratamento aqui sugeridos se mostram adequados.

2.7.2 Cenário 02

Neste cenário foi adotado o lançamento do esgotamento sanitário in natura no ribeirão Taboca. Figura, a seguir, apresenta o perfil do oxigênio dissolvido após o ponto de lançamento.

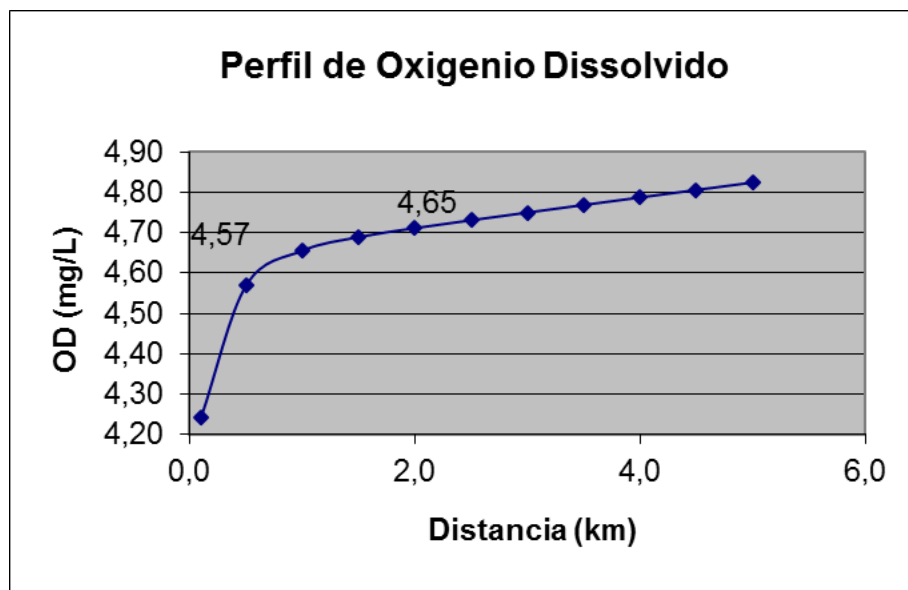


Figura 2.49: Evolução da Qualidade das Águas do Rib. taboca Após Esgotos Brutos

Os estudos contribuíram para a avaliação do processo de autodepuração do corpo hídrico estudado. Observa-se que o oxigênio dissolvido cai para um valor crítico de aproximadamente 4,25 mg/L no momento do lançamento no corpo receptor, valor que não condiz com os padrões estabelecidos na legislação, para o ribeirão Taboca (CONAMA 357/2005).

Foi realizado também, o estudo da DBO no corpo receptor Taboca, os resultados estão expressos no gráfico a seguir. Vale lembrar que os resultados abaixo estão totalmente acima dos valores de DBO permitido para lançamento, neste corpo hídrico.

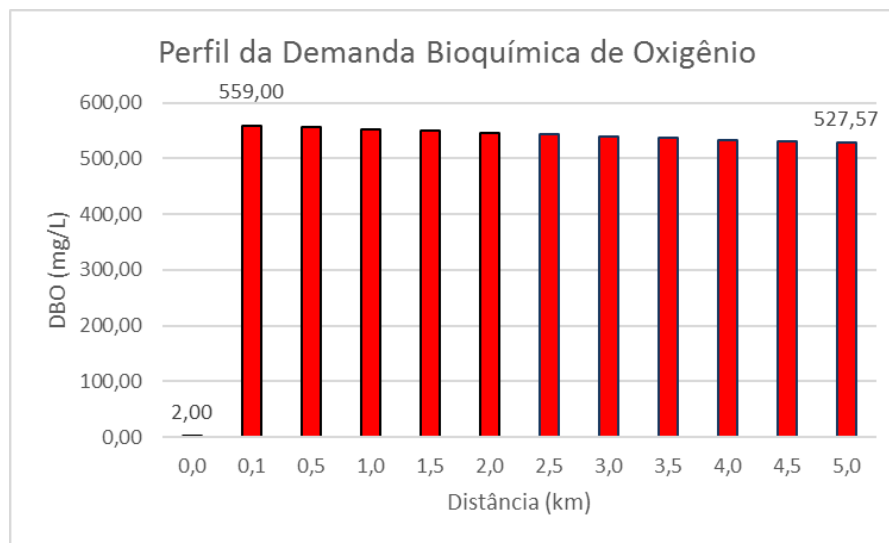


Figura 2.50: Perfil da Demanda Bioquímica de Oxigênio (Esgotos Brutos).

No que concerne a DBO, observa-se que o mesmo atinge valor crítico de 559 mg/L logo após o lançamento do efluente, cenário totalmente desfavorável aos padrões de qualidade estabelecidos na legislação vigente (CONAMA 357/2005).

Dessa forma, os resultados evidenciam a incapacidade de autodepuração do corpo hídrico em estudo, com taxas elevadas de DBO sendo lançada. Portanto, é possível inferir que este cenário é totalmente inapropriado, para destinação final dos efluentes líquidos, gerado no empreendimento.

2.8 DESTINAÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS SÓLIDOS

2.8.1 Considerações Iniciais

De acordo com o dicionário de Aurélio Buarque de Holanda “lixo é tudo aquilo que não se quer mais e se joga fora; coisas inúteis, velhas e sem valor”.

Já a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT – define o lixo como os "restos das atividades humanas, considerados pelos geradores como inúteis, indesejáveis ou descartáveis, podendo-se apresentar no estado sólido, semissólido ou líquido, desde que não seja passível de tratamento convencional”.

É importante destacar, no entanto, a relatividade da característica inservível do lixo, já que algo que para alguns não tem mais valor ou serventia, para outros pode se tornar matéria prima para um novo produto ou processo. Nesse sentido, a ideia do reaproveitamento do lixo é um convite à reflexão do próprio conceito clássico de resíduos sólidos. É como se o lixo pudesse ser conceituado como tal somente quando da inexistência de mais alguém para reivindicar uma nova utilização dos elementos então descartados.

Existem diversas formas de se classificar os resíduos sólidos, como, por exemplo, quanto aos riscos potenciais de contaminação. Mas a classificação mais comum é quanto à origem do resíduo, e são várias:

- Lixo doméstico ou residencial;
- Lixo comercial;
- Lixo público;
- Lixo domiciliar especial;
- Entulhos de obras;
- Pilhas e baterias;
- Lâmpadas fluorescentes;
- Pneus;
- Lixo de fontes especiais;
- Lixo industrial;
- Lixo radioativo;
- Lixo de portos, aeroportos e terminais rodoviários;
- Lixo agrícola;
- Resíduos de serviços de saúde.

A Lei Federal No 12.305, de 2 de agosto de 2010 institui a Política Nacional dos Resíduos Sólidos:

“Art. 1º Esta Lei institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos, dispondo sobre seus princípios, objetivos e instrumentos, bem como sobre as diretrizes relativas à gestão integrada e ao gerenciamento de resíduos sólidos, incluídos os perigosos, às responsabilidades dos geradores e do poder público e aos instrumentos econômicos aplicáveis.

§ 1º Estão sujeitas à observância desta Lei as pessoas físicas ou jurídicas, de direito público ou privado, responsáveis, direta ou indiretamente, pela geração de resíduos sólidos e as que desenvolvam ações relacionadas à gestão integrada ou ao gerenciamento de resíduos sólidos.”

A Lei também diz, no Título II e Capítulo I, referentes às disposições gerais da PNRS:

“Art. 4º A Política Nacional de Resíduos Sólidos reúne o conjunto de princípios, objetivos, instrumentos, diretrizes, metas e ações adotados pelo Governo Federal, isoladamente ou em regime de cooperação com Estados, Distrito Federal, Municípios ou particulares, com vistas à gestão integrada e ao gerenciamento ambientalmente adequado dos resíduos sólidos.”.

Art. 5º A Política Nacional de Resíduos Sólidos integra a Política Nacional do Meio Ambiente e articula-se com a Política Nacional de Educação Ambiental, regulada pela Lei No 9.795, de 27 de abril de 1999, com a Política Federal de Saneamento Básico, regulada pela Lei No 11.445, de 2007, e com a Lei No 11.107, de 6 de abril de 2005.

Segundo o panorama de resíduos sólidos no Brasil, entre 2011 e 2012 a população brasileira apresentou um crescimento de 0,9%, enquanto que o crescimento na produção de lixo no Brasil foi de 1,3%, esses valores mostram que o aumento do lixo não está associado somente ao aumento da população, está associado também com o aumento da capacidade de consumo da população e consequentemente da geração de lixo por indivíduo. Tais dados demonstram um pouco da delicadeza do assunto, pois esse aumento na produção traz consigo um aumento na demanda de áreas para disposição desses resíduos e um aumento da capacidade do sistema de coleta, levando a um aumento de custo associado ao lixo (ABRELPE, 2012).

Na região Centro-Oeste, 92,11% dos resíduos gerados são coletados e desses resíduos, somente 29,4% tem sua destinação final em aterros sanitários. Esses valores nos mostram que a grande maioria dos resíduos produzidos tem uma destinação final inadequada. Aterros controlados ou vazadouros a céu aberto são atualmente; do ponto de vista ambiental, alternativas inaceitáveis de disposição de resíduos sólidos pelos inúmeros problemas que estão associados a esses tipos de disposição. Essa realidade, em diferentes proporções, se reflete em todas as regiões do país; caracterizando os resíduos sólidos como um grande problema a ser solucionado (ABRELPE, 2012).

2.8.2 Descrição em Nível Nacional e Regional

Em nível nacional, a administração pública direta é preponderante quanto ao tipo de natureza jurídica de gestores de manejo de resíduos sólidos urbanos, respondendo por 94,1%. O gráfico, a seguir, apresenta um resumo das naturezas jurídicas dos órgãos de manejo de resíduos sólidos urbanos em 2014 (SNIS, 2014).

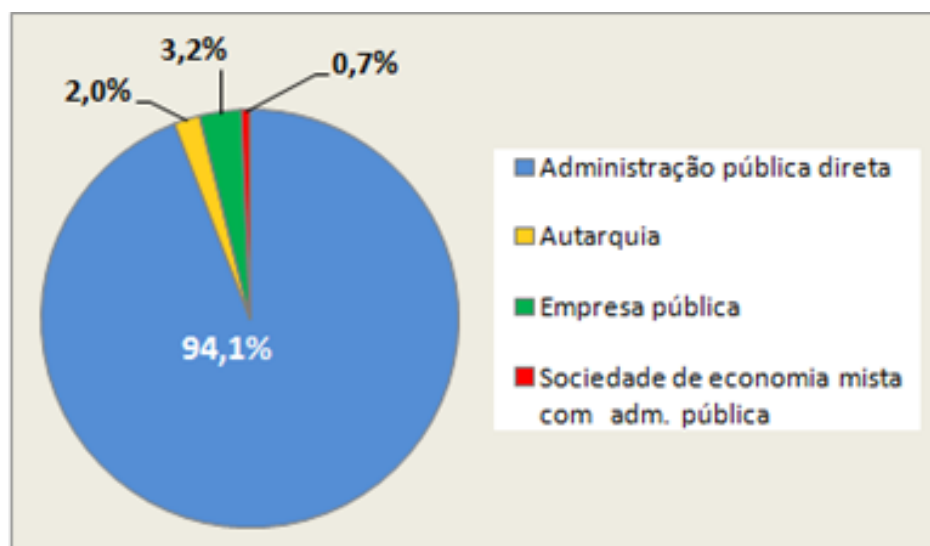


Figura 2.51: Natureza Jurídica de Gestores em 2014. (Fonte SNIS)

Em termos regionais, a situação do Centro-Oeste é muito próxima do panorama nacional, indicando a administração direta como 93,4% do total de gestores (SNIS, 2014).

A taxa de cobertura média da população urbana em relação à população urbana para todo o Brasil e para o Centro-Oeste foi bem próxima em 99%, segundo SNIS (2014) no ano 2014.

Essa mesma taxa para todo o Brasil, conforme ABRELPE (2012), foi de 89,7% e 90,2% para os anos 2011 e 2012, respectivamente. Para a região Centro-Oeste, a taxa atingiu o patamar de 91,3% e 92,1% para os anos 2011 e 2012, respectivamente.

O indicador médio per capita de resíduos sólidos urbanos coletados no Brasil foi de 1,05 kg/hab./dia para todo o país e 1,26 kg/hab./dia para a região Centro-Oeste para o ano 2014, segundo SNIS (2014).

ABRELPE (2012) apontou esse indicador médio de 1,097 kg/hab./dia para nível nacional e 1,142 kg/hab./dia para a região Centro-Oeste para o ano 2011. Para o ano 2012, o indicador médio ficou em 1,107 kg/hab./dia para nível nacional e 1,153 kg/hab./dia para o Centro-Oeste.

Foi adotado neste estudo, o per capita de 1,20 kg/hab./dia, conforme tabela a seguir (SLU, 2016).

Tabela 2.59: Valores detalhado da coleta convencional.

Regiões Administrativas	População Atendida	Destino do Resíduo	Total de Resíduos (t/mês)	Custo (por tonelada)	Custo Total (R\$/mês)	Custo per capita
Candangolândia, Cruzeiro, Guará, Lago Norte, Lago Sul, Jardim Botânico, Núcleo Bandeirante, Plano Piloto, Sudoeste/Octagonal, Park Way (Exceto Quadras 3, 4 e 5), São Sebastião, SIA, Varjão	721.268	Usina/ Transbordo da Asa Sul	26.102,51	R\$176,46	R\$3.518.003,53	4,88

(Fonte: ADASA/SLU, 2016)

Em nível nacional, somente 58% de todos os resíduos sólidos urbanos coletados tiveram destino adequado, como aterros sanitários ou incineração. Para a região Centro-Oeste, esse patamar reduz para apenas 29,4% do destino dos resíduos para aterros sanitários, seguido e 48,1% para aterros controlados e 22,5% para lixões (ABRELPE, 2012).

2.8.3 Geração De Resíduos Sólidos – Quinhão 16

A população estimada para final de plano, gira em torno de 10.427 residentes.

População Residente-----10.427 hab.

Resíduos Totais coletados-----4.567,03 t/ano.

Resíduos Totais coletados diariamente.....12,51 t/dia

Per capita de resíduos1,20 kg/hab/dia

O volume estimado de resíduos por gleba e apresentado, a seguir.

Tabela 2.60:: Quantidade de Resíduos produzidos por ano.

	População Residente		
	População Residente	Per Capita	Produção total de Resíduos (Residencial)
	(Hab)	kg/hab/dia	Ton/ano
Primeira Etapa - 1ª Fase	345	1,20	151,11
Primeira Etapa - 2ª Fase	1113	1,20	487,49
Primeira Etapa - 3ª Fase	178	1,20	77,96
Primeira Etapa - 4ª Fase	246	1,20	107,75
Primeira Etapa - 5ª Fase	275	1,20	120,45
Primeira Etapa - 6ª Fase	544	1,20	238,27
Primeira Etapa - 7ª Fase	243	1,20	106,43
Primeira Etapa - 8ª Fase	1139	1,20	498,88
Primeira Etapa - 9ª Fase	640	1,20	280,32
Primeira Etapa - 10ª Fase	1110	1,20	486,18
Segunda Etapa - 11ª Fase	1048	1,20	459,02
Segunda Etapa - 12ª Fase	1198	1,20	524,72
Segunda Etapa - 13ª Fase	327	1,20	143,23
Segunda Etapa - 14ª Fase	1357	1,20	594,37
Segunda Etapa - 15ª Fase	664	1,20	290,83
TOTAL	10427		4567,03

Nota-se que ao final do plano do empreendimento, (30 anos), estima-se uma **produção diária de 12,51 toneladas de resíduos sólidos**, que deverão ter destino adequado, para uma população de, aproximadamente, 10.427 mil habitantes na área do empreendimento.

Alguns cuidados deverão ser tomados com resíduo do empreendimento, conforme apresentado Tabela a seguir.

Tabela 2.61: Critérios para escolha de áreas para aterros sanitários

Critérios	Observações
Proximidade a cursos d'água	- As áreas de disposição momentânea dos resíduos, não podem situar-se a menos de 200 metros de corpos d'água, tais como: rios, lagos e lagoas.

Crítérios	Observações
Segregação dos resíduos	- É importante que seja feito e executado um plano de educação ambiental com os usuários do empreendimento; - Realizar a separação dos resíduos e encaminhá-los corretamente (recicláveis, resíduos para coleta pública, resíduos de serviços de saúde).
Coletores (Lixeiras)	- É desejável que as novas áreas possuam coletores de resíduos, adequados e respeitando as normas de limpeza urbana.
Varrição e Limpeza pública	- A associação de moradores deverá ser responsável pela limpeza dos equipamentos urbanos, bem como sua manutenção; - Limpeza das ruas e bocas de lobo durante e antes do período chuvoso.

2.8.4 Coleta Seletiva e Coleta Pública

Coleta seletiva é o recolhimento de materiais recicláveis (papel, plástico, metal) que não devem ser misturados ao lixo comum das residências ou local de trabalho. Trata-se de um cuidado dado ao resíduo que começa com a separação dos materiais em orgânicos e inorgânicos, e, em seguida, com a disposição correta para o reaproveitamento e reciclagem.

De forma a sensibilizar as pessoas para a questão do correto tratamento que os resíduos sólidos produzidos no dia-a-dia devem receber, seja nos ambientes públicos ou privados, a coleta seletiva também funciona como um processo de educação ambiental, na medida em que conscientiza as pessoas sobre os problemas do desperdício de recursos naturais e da poluição causada pelo lixo.

Recomenda-se a criação de uma associação de moradores, para que a mesma administre ações, como por exemplo, a limpeza dos parques, dos equipamentos públicos. É importante que essa associação de moradores, desenvolva um plano de sensibilização e educação ambiental, quanto à segregação dos resíduos sólidos na fonte.

Os principais benefícios da implantação da Coleta Seletiva são:

2.8.4.1 Ambientais:

- Aumento da vida útil dos aterros sanitários, a partir da diminuição de resíduos que deixarão de ir para estes locais;
- Aumento do ciclo de vida das matérias-primas de cada resíduo coletado e reaproveitado;

2.8.4.2 Sociais:

- Geração de trabalho e renda aos catadores de materiais recicláveis;
- Resgate da cidadania dos catadores por meio de sua organização em cooperativas e associações.

2.8.4.3 Educacionais:

- Estímulo à mudança de hábitos e valores no que diz respeito à proteção ambiental, conservação da vida e desenvolvimento sustentável.

2.8.4.4 Culturais:

- Criação de novas práticas de separação dos resíduos, considerando que os materiais recicláveis permeiam por todas as atividades sociais.

2.8.4.5 Econômicos:

- Redução de gastos com aterramento dos resíduos;
- Diminuição de gastos com a limpeza pública;

2.8.4.6 Reciclagem

É o processo de transformação de um material, cuja primeira utilidade terminou, em outro produto. Além de preservar o meio ambiente, a partir do momento que minimiza a retirada de nova matéria prima, também gera riquezas aos catadores de materiais recicláveis.

Materiais recicláveis:

- Plásticos:
 - Garrafas, embalagens de produtos de limpeza;
 - Potes de creme, xampu, condicionador;
 - Tubos e canos;
 - Brinquedos;
 - Sacos, sacolas E saquinhos de leite;
 - Isopor.
- Metais:
 - Molas e latas;
 - Latinhas de cerveja e refrigerante;
 - Esquadrias e molduras de quadros.
- Papel e papelão
 - Jornais, revistas, impressos em geral;
 - Papel de fax;
 - Embalagens longa-vida.

- Materiais não recicláveis:
 - Cerâmicas;
 - Vidros pirex e similares;
 - Acrílico;
 - Lâmpadas fluorescentes;
 - Papéis plastificados, metalizados ou parafinados (embalagens de biscoito, por exemplo);
 - Papéis carbono, sanitários, molhados ou sujos de gordura;
 - Fotografias;
 - Espelhos;
 - Pilhas e baterias de celular (estes devem ser devolvidos ao fabricante);
 - Fitas e etiquetas adesivas.

2.8.4.7 Resíduos Sólidos

Quando falamos em resíduos sólidos, estamos nos referindo a algo resultante de atividades de origem urbana, rural, industrial, de serviços de saúde, entre outros.

Esses materiais gerados nessas atividades são potencialmente matéria prima e/ou insumos para produção de novos produtos, ou ainda, fontes de energia.

Ao separarmos os resíduos, estamos promovendo o primeiro passo para sua destinação adequada, permitindo assim, várias frentes de oportunidades como: a reutilização, a reciclagem, melhor valor agregado ao material a ser reciclado e melhores condições de trabalho para os catadores de materiais recicláveis. Outras frentes são a compostagem, o aumento do tempo de vida dos aterros sanitários e menor impacto ambiental quando da disposição final dos rejeitos.

2.8.4.8 Resíduos Não Recicláveis

O Serviço de Limpeza Urbana (SLU) orienta aos cidadãos responsáveis pela destinação final dos resíduos sólidos que separem estes materiais de duas formas: seco e orgânico. São considerados materiais orgânicos: papel-carbono, etiqueta adesiva, fita crepe, guardanapos e papel toalhas usados, fotografias, filtro de cigarros, papel sujo ou engordurado, fraldas descartáveis, copos de papel, embalagem em plastificadas, cabos de panela e tomadas, cliques, grampos, esponjas de aço, canos, espelhos, cristais, cerâmicas, porcelana, gesso, além do resto de alimentos de origem vegetal e animal.

a) Compostagem

O lixo orgânico é aquele que pode ser transformado em composto orgânico, ou seja, por meio de um processo chamado compostagem, vira adubo que pode ser utilizado em hortas e jardins. É o material separado na triagem dos resíduos não recicláveis e feito basicamente como sobras de alimentos, cascas de frutas e legumes, folhas e plantas.

Lâmpadas

As lâmpadas fluorescentes são constituídas por material tóxico, como o vapor de mercúrio muito nocivo à saúde humana e ao meio ambiente. Portanto, seu descarte não pode ser feito no lixo comum e sim entregue no local onde foi adquirido. Algumas empresas, lojas de materiais de construção e supermercados, recolhem em pequenas quantidades as lâmpadas de seus clientes.

Pneus

Um dos grandes problemas quando se fala em resíduos sólidos são os pneus. Apesar de já existirem inúmeras alternativas para minimizar os impactos negativos desse material ao meio ambiente, os pneumáticos descartados indiscriminadamente podem causar grande prejuízo à vida humana, pois, além de seu tempo de degradação ser indeterminado, eles podem contribuir para assoreamentos e enchentes, além de servir de abrigo para o mosquito da Dengue.

Por força da Lei 12.305 que institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos e, consequentemente a Logística Reversa, que determina a obrigatoriedade do recolhimento dos pneumáticos por seus produtores.

Resíduo Doméstico

Simples lâmpadas, copos, louças e embalagens podem não parecer perigosos, mas são um risco em potencial, já que podem quebrar com o manuseio. É preciso procurar um material mais rígido para o acondicionamento, como jornal, papelão, latas, garrafas pet ou mesmo embalagens de leite.

Materiais perfurantes como pregos, parafusos, arames e, até mesmo, as lascas de madeiras, devem ser colocados em latas, embalagens plásticas ou embrulhados em grandes volumes de jornal. Quanto aos pregos e parafusos, é interessante entortá-los com martelo, sempre que possível. A tampa serrilhada da lata de conserva também pode machucar e a recomendação é dobrá-la para dentro, pois assim a serrilha estará protegida pela própria lata. E por fim, caso o volume do lixo seja excessivo ou muito pesado, deve-se utilizar dois sacos para acondicioná-lo.

2.8.4.9 Coleta Pública

A coleta pública, no empreendimento do material não reciclável, deverá ser feita pelo SLU. O empreendimento não tem a característica de um grande condomínio fechado, portanto, os caminhões compactadores do serviço de limpeza, terão livre circulação pelas ruas do referido empreendimento.

Deverá ser feita uma consultada formal, ao SLU, sobre a possibilidade de atender a região no final de plano em 2048. O que representara uma demanda de coleta e tratamento, de aproximadamente 12,51 toneladas diária, em 2048, com todos os empreendimentos ocupados.

3 DEMAIS ASPECTOS RELATIVOS AO PARCELAMENTO

3.1 MANIFESTAÇÃO DA EMPRESA CONCESSIONÁRIA DE ENERGIA ELÉTRICA

3.2 POSICIONAMENTO DAS CONCESSIONÁRIAS DE SERVIÇOS PÚBLICOS

3.2.1 CEB: Anexo I – Acervo Institucional

3.2.2 DER: Anexo I – Acervo Institucional

3.2.3 NOVACAP: Anexo I – Acervo Institucional

3.3 CRONOGRAMA DE IMPLANTAÇÃO

O cronograma de implantação das obras previstas para o parcelamento em tela é apresentado, a seguir.

Tabela 3.1: Cronograma Físico de Implantação de Infraestrutura

CRONOGRAMA FÍSICO																
Quinhão 16																
Objeto: Cronograma de Implantação de Infraestrutura																
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	1ª Etapa									2ª Etapa					
		Fases de Implantação (Cada Fase com 2 Anos)														
		1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª	11ª	12ª	13ª	14ª	15ª
I	Sistema de Abastecimento de Água															
1	Interligação ao Sistema CAESB ou Perfuração de Poços Tubulares Profundos															
2	Centro de Reservação															
3	Adutoras															
4	Rede de Distribuição															
II	Sistema de Esgotamento Sanitário															
1	Alternativa 01: Interligação ao Sistema CAESB															
1.1	Redes Coletoras Convencionais															
1.2	Ampliação do Interceptor São Bartololeu															
2	Alternativa 02: Sistema Independente															
2.1	Redes Coletoras de Águas Cinza															
2.2	ETEs de Águas Cinza															
2.3	Redes Coletoras de Águas Negra															
2.4	ETEs de Águas Negra															
III	Manejo de Drenagem Urbana															
1	Implantação de Microdrenagem (bocas de lobo, PV's e rede coletora)															
2	Implantação de Macrodrenagem (reservatórios, dissipadores e lançamento final)															
IV	Energia Elétrica e Iluminação Pública															
1	Implantação de Subestação em cada Etapa de Implantação															
2	Implantação de infraestrutura de fornecimento de energia elétrica e iluminação pública															
V	Manejo de Resíduos Sólidos															
1	Implantação de Infraestrutura															

3.4 INFORMAÇÕES A RESPEITO DA EXECUÇÃO DA OBRA

3.4.1.1 Descrição das Ações para Limpeza do Terreno e Movimentos de Terra

Em todos os casos, onde houver necessidade limpeza do terreno e escavações para instalação de qualquer infraestrutura, a camada de terra vegetal superficial rica em húmus (*Topsoil*) deverá ser preservada e colocada ao lado das escavações, para reaproveitamento futuro.

Segundo a Instrução Normativa do IBRAM nº 174/2013, topsoil é todo material resultante do decapeamento da camada superficial, até 40 cm de espessura, do solo de uma área suprimida e que contém uma mescla de banco de sementes, raízes e microfauna/flora do solo, todos os fatores importantes na ciclagem de nutrientes, reestruturação e fertilização do solo. A referida Instrução Normativa determina que o *topsoil*, proveniente de áreas onde ocorram supressões vegetais, deve ser destinado para recuperação das áreas degradadas no Distrito Federal.

A retirada, estocagem e destinação da camada superficial do solo devem ser realizadas considerando as diretrizes apresentadas pela Instrução Normativa supracitada, à qual estabelece os procedimentos para o uso de topsoil proveniente de supressões de vegetação nativa. Esse material deve ser utilizado preferencialmente nas áreas a serem recuperadas/revegetadas.

A estocagem da camada superficial do solo pode ser feita em cordões ou leiras, de até 1m de altura, ou em pilhas individuais de 5 a 8 m³ (IBAMA, 1990). As leiras ou pilhas devem ser revolvidas periodicamente, pois esta prática permite a aeração do solo, visando uma melhor preservação da atividade biológica. Quando não utilizadas em curto espaço de tempo, geralmente inferior a um ano, as pilhas devem ser cobertas por serapilheira ou por espécies herbáceas, implantadas ou espontâneas, para minimizar os efeitos da insolação e lixiviação.

Recomenda-se que a camada superficial do solo seja armazenada por um período máximo de 2 anos, para que não haja perdas significativas em sua qualidade e em seu potencial como fonte de propágulos (IBAMA, 1990).

Os movimentos de terra deverão respeitar as notas técnicas, especificadas e detalhadas no projeto de terraplanagem.

3.4.1.2 Localização e Dimensionamento Preliminar do Canteiro de Obras

O canteiro de obras deverá possuir guarita, escritório, refeitório, laboratório, escritório de fiscalização, vestiários/sanitários, almoxarifado, segurança do trabalho/sinalização/ambulatório, oficina, lavagem/lubrificação, posto de apoio para abastecimento e central de resíduos.

Quando da emissão da licença ambiental de implantação, os seguintes documentos técnicos deverão ser apresentados e aprovados:

Planta de situação do canteiro com indicação dos acessos;

Arranjo geral;

Desenhos abrangendo os elementos contidos nas instalações, contendo planta, cortes e fachadas;

Especificações dos materiais a serem empregados.

A localização deste canteiro deverá ser próximo do sistema viário existente, ou seja, da rodovia DF-001. Assim, sugere-se a instalação do mesmo nas proximidades da Fase 01 do empreendimento.

3.4.1.3 Descrição de Equipamentos e Técnicas Construtivas

As operações de desmatamento, destocamento, limpeza e implantação de infraestrutura serão executadas mediante utilização de equipamentos adequados, complementadas com o emprego dos serviços manuais.

Os equipamentos de maior porte estimados são:

- b) Caminhão basculante;
- c) Caminhão carroceria;
- d) Caminhão espargidor;

- e) Caminhão pipa;
- f) Motoniveladora;
- g) Rolo compressor;
- h) Rolo compactador;
- i) Trator;
- j) Retroescavadeira;
- k) Kombi ou similar.

Os serviços serão executados de modo a proporcionar o máximo de rendimento e economia, em função do volume de terra a remover, das dimensões, natureza e topografia do terreno e das obras de infraestrutura.

Se houver interferência com galerias, tubulações ou outras instalações existentes, a empresa deverá executar proteção, escoramento e/ou sustentação das mesmas, sendo de sua responsabilidade exclusiva quaisquer danos provocados às referidas instalações.

Deverão ser aproveitadas ao máximo as possibilidades de escavação mecanizada das obras, tendo em vista redução do tempo de execução.

3.4.1.4 Áreas de Empréstimo e Bota-Fora

Conforme esclarece Terracap (2009), as obras de empréstimo a serem exploradas para a construção de unidades de infraestrutura devem ser feitas de forma gradativa, à medida que se necessitar do material. Com isso evitam-se desmatamentos, com a consequente exposição do solo a processos erosivos, de extensas áreas, às vezes, desnecessárias.

É imperioso normatizar e orientar a utilização e a recuperação das áreas de exploração de material de empréstimo e promover a recuperação das áreas que se encontram degradadas ou que forem devastadas pela realização das obras.

Objetivando reduzir ao mínimo o carreamento de sedimentos para as áreas circunvizinhas às jazidas, evitando assim turbidez e assoreamento dos cursos d'água, deve ser implementado um sistema de drenagem, antes da operação das mesmas, que possibilite a retenção destes sedimentos dentro da área das jazidas.

Todas as encostas tais como taludes das frentes de lavras, das encostas marginais, dos locais de deposição de rejeitos e dos cortes de estradas, devem ser protegidas, desviando-se as águas por meio de canaletas.

Deverá ser promovida a recuperação de todas as áreas que forem devastadas com a execução das obras.

Na fase de operação das obras, as áreas desmatadas devem ser temporariamente cobertas com palhas, folhas, lascas de madeira, ou similares, de forma a protegê-las contra a erosão do solo.

Sempre que possível, deve-se preservar os caminhos naturais de água.

De modo geral, a formação ordenada de depósitos de estéril (bota-fora) deve compreender os seguintes pontos básicos:

- a) limpeza dos terrenos de fundação;
- b) colocação de uma camada de material drenante entre o terreno de fundação e a pilha;
- c) deposição do material em camadas com compactação pelos próprios equipamentos de transporte ou então convencionais de compactação;
- d) drenagem superficial das bermas e plataformas;
- e) abertura de canais periféricos para evitar que águas de superfície drenem para o depósito;
- f) obedecer a geometria definida por meio de análises de estabilidade;
- g) no caso de materiais erodíveis, proteger os taludes com grama ou película de material impermeável.

A deposição dos rejeitos em locais adequados deve ser efetuada em curtos períodos de tempo, a fim de não atrapalhar o desenvolvimento dos trabalhos na exploração da jazida.

A localização das áreas de empréstimo e bota-foras deverá ser definida quando da emissão da licença ambiental de implantação, com descrição detalhada dos projetos, máquinas necessárias para as obras e dados das jazidas licenciadas.

3.4.1.5 Solução dos Resíduos durante a Execução das Obras

Os resíduos sólidos a serem gerados no canteiro de obras e demais unidades da execução das obras deverão ser coletados em lixeiras nos locais de geração, sendo os mesmos dispostos em central de armazenagem temporária, permitindo um correto isolamento dos mesmos, enquanto aguardam o destino final mais apropriado.

Os resíduos de origem orgânicos gerados deverão ser corretamente destinados, no máximo, em intervalo semanal, evitando a geração de mau cheiro e de proliferação de vetores. Os demais resíduos sólidos e líquidos deverão ser destinados conforme volume gerado e capacidade volumétrica da central de estocagem.

As instalações de tratamento de efluentes domésticos nas edificações do canteiro de obras serão aproveitadas e, se for o caso, compatibilizadas com as especificações contidas nas normas da ABNT nº 7.229/93 e nº 13.969/97. Em caso contrário, os efluentes deverão ter tratamento adequado e destinação indicada em licença ambiental de operação.

Os demais resíduos deverá ser estudados e constarem a sua gestão na licença ambiental de operação.

3.5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRELPE, 2012. ABRELPE - **Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil.** Obtido em outubro de 2013.
- BRASIL, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 7.229/1982 - Projeto de Instalação de Fossas Sépticas..** Rio de Janeiro.
- BRASIL, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 12.244/1992 – Construção de Poço para Captação de Água Subterrânea.** Rio de Janeiro.
- BRASIL, 2016. IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Manual para Aproveitamento Emergencial de Águas Cinza do Banho e da Máquina de Lavar.** Governo do Estado de São Paulo.
- BRASIL, 2011. MCIDADES – Ministério das Cidades. **Termo de Referência para Elaboração de Projetos de Engenharia para Gestão das Águas Pluviais – Manejo de Águas Pluviais e Drenagem Urbana – Diretrizes e Parâmetros – Estudos e Projetos.**
- BRASIL, 2014. MCIDADES – Ministério das Cidades. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS). 2014. Disponível em: <www.snis.gov.br>. Acessado em 12/04/2016.
- BRASIL, 2014. MCIDADES – Ministério das Cidades. SNIS - SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO. 2014. Disponível em: <www.snis.gov.br>. Acessado em 12/04/2016.
- BRASÍLIA, 2014. CAESB - Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal. **SiEsg Sinopse do Sistema de Esgotamento Sanitário do Distrito Federal 2014.**
- BRASÍLIA, 2016. ADASA - Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (ADASA) e United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO). **Estudos e Proposição de Modelagem para Execução Eficiente dos Serviços Públicos de Limpeza Urbana e Manejo de Resíduos Sólidos no Distrito Federal.** Brasília.
- BRASÍLIA, 2013. SiÁgua (2013). **Sinopse do Sistema de Abastecimento de Água do Distrito Federal. Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (2013).**
- BRASÍLIA, 2014. SiÁgua (2014). **Sinopse do Sistema de Abastecimento de Água do Distrito Federal. Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (2014).**
- ECOPLAN, 2012. **Plano de Gerenciamento Integrado de Recursos Hídricos do Distrito Federal. PGRIH -2012.**
- FELIZOLA, E.R. 2005. **Avaliação do processo de fragmentação de áreas naturais de cerrado para proposição de um corredor ecológico no Distrito Federal.** Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília. 73 pp.
- LAVRADOR FILHO. J. **Contribuição par ao Entendimento do Reuso Planejado da Água e Algumas Considerações sobre suas Possibilidades no Brasil.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica de São Paulo. Universidade de São Paulo. São Paulo. 1987.

RAMOS, P.C. 2002. **Mapeamento das áreas indicativas da degradação na APA da bacia do rio São Bartolomeu-DF, utilizando técnicas de geoprocessamento.** Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília. 90pp

SILVA, G. B. S. da; STEINKE, V. A. (2009). **Alterações na paisagem e seus impactos diretos nas áreas de preservação permanentes das nascentes da bacia hidrográfica do Ribeirão Taboca (DF): uma análise espaço-temporal 1964-2004.** Caminhos de Geografia/Revista on line. Uberlândia, Instituto de Geografia UFU, Programa de Pós-graduação em Geografia, v. 10, n. 32 dez. p. 87 – 99.

SILVA, A.G.; PAIVA, H.N.; GONÇALVES, W. **Avaliando a arborização urbana. Viçosa: Aprenda Fácil.** 2007. 346p.

TUCCI, C. E. M. 2002. **Impactos da variabilidade climática e o Uso do solo sobre os recursos hídricos. In: Fórum Brasileiro de Mudanças Climáticas – Câmara Temática de Recursos Hídricos,** Brasília, 2002.

VON SPERLING, M., 2007. **Estudos e Modelagem da Qualidade da Água de Rios.** Universidade Federal de Minas Gerais.