



**Contratação de empresa para
a elaboração de estudo
hidrológico para o
dimensionamento do canal de
escoamento de águas pluviais
do bairro Santa Rita, de
acordo com as especificações
descritas no Termo de**

**ESTUDOS
HIDROLÓGICOS
BAIRRO SANTA RITA**

Fevereiro | 2026

1	MAR/206	AJUSTES CONFORME CONSIDERAÇÕES FISCALIZAÇÃO	PC		PC
0	FEV/2026	EMIÇÃO INICIAL - 1º RELATÓRIO	PC	LUMA(I.A.)	PC
REV	DATA	NATUREZA DA REVISÃO	ELAB.	VERIF.	APROV
CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE GUAÍBA					
CONTRATO: 085/2026					
OBJETO: Contratação de empresa para a elaboração de estudo hidrológico para o dimensionamento do canal de escoamento de águas pluviais do bairro Santa Rita, de acordo com as especificações descritas no Termo de Referência.					
TÍTULO: RELATÓRIO FINAL					
ELABORAÇÃO: Pedro Chiarelli			VERIF. LUMA (I.A.)		APROV. Pedro Chiarelli
CÓDIGO: 2026_02_19_Estudos hidrológicos Cohab				Pedro Chiarelli	
DATA: fevereiro 2026					

SUMÁRIO

SIGLAS E ABREVEATURAS.....	6
Bibliografia:	6
1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS DADOS CONTRATUAIS.....	7
2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA COMUNIDADE	8
2.1. Locação	8
2.2. Estudos geológicos.....	10
2.3. Estudos Geotécnicos.....	12
2.4. Caracterização da área de influência direta (Ald).....	12
2.5. Delimitação da bacia hidrográfica Santa Rita e suas características.....	17
2.6. Entrevistas com moradores locais	26
3. Propostas para cada região	28
3.1. Sub-bacia 1	28
3.2. Sub-bacia 2	33
3.3. Sub-bacia 3.....	33
3.3.1 Diretrizes básicas para concepção do polder	34
3.3.2. Fases e requisitos para implantação	35
3.3.3. Localização do alinhamento do polder.....	37
3.3.4. Localização da bacia de amortecimento/acumulação e EBAP	46
3.3.5. Sugestões para microdrenagem	48
3.4. Sub-bacia 4	53
3.5. Sub-bacia 5.....	56
4. VERIFICAÇÃO DA MACRODRENAGEM DO CANAL SANTA RITA.....	58
4.1. Introdução	58
4.2. Áreas de contribuições parciais e acumuladas dos trechos:.....	60
4.3. Trecho 1 – 0+619,66 A 0+760.....	61
4.3.1. Cálculo hidráulico da bacia 90,15 [há]	61
4.3.2. Verificando trecho total até passagem pela Rua Belo Horizonte - BDCC 2,0x2,0[m²]	62
4.3.3. Verificando canal – Trecho 1.....	65

4.4. Trecho 2 – 0+760 a 1+1561	67
4.4.1. Cálculo hidráulico da bacia 104 [há]	68
4.4.2. Verificando travessia Avenida Recife, tubulação BDCC 2,5x2,0[m ²]	69
4.4.3. Verificando canal – trecho 2	70
4.3. Trecho 3 – 1+561 a 2+060	73
4.3.1. Calculo hidráulico da Bacia 162,85 [há]	74
4.3.2. Verificando travessia Rua Beco Um BDCC 2,5x2,30[m ²]	75
4.3.3. Verificando o canal – Trecho 3	77
4.4. Trecho 4 – 2+060 a 2+480	80
4.4.1. Calculo hidráulico da Bacia 206,18 [há]	81
4.4.2. Verificando travessia Rua sem denominação tubulação BDCC 3,00x2,5[m ²]	82
4.4.3. Verificando o canal – Trecho 4	84
4.5. Trecho 5 – 2+480 a 3+130	87
4.5.1. Cálculo hidráulico da bacia 222,56 [há]	87
4.5.2. Verificando canal trapezoidal	88
5. ART	89
6. ANEXO 1 – SONDAGEM SPT DO CANAL COHAB/SANTA RITA	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Situação/localização	8
Figura 2 – Maiores cheias em 126 anos de registro	9
Figura 3 - Locais com alagamento cheia maio/2024	13
Figura 4 - áreas inundadas cheias maio/2024	14
Figura 5 – Áreas de inundação do Lago Guaíba e Desta do Rio Jacuí	15
Figura 6 - Enchente 2024 - Bairro Santa Rita (Fonte PMG)	16
Figura 7 - Divisão sub-bacias Santa Rita	18
Figura 8 - Bacia Santa Rita	19
Figura 9 - Divisão das sub bacias e locais de deságue	20
Figura 10 – *Valo Estrada Granja Santa Rita (fonte google)	21

Figura 11 - Canal Borda Sul do Bairro Santa Rita (fonte google)	21
Figura 12 - ***Canal Ney Brito – Fonte própria	22
Figura 13 - Início da Rua Lupicínio Rodriguez, espinha dorsal da drenagem do bairro Santa Rita.....	23
Figura 14 - Ponto de encontro do Valo borda sul com o Valo Cohab Santa Rita.....	24
Figura 15 - Ala de saída da tubulação na Avenida Lupicínio Rodrigues	25
Figura 16 - Final da tubulação e início do canal.....	26
Figura 17- Bueiro BTCC executado (fonte própria)	27
Figura 18 - proposta em estágios de inundação	29
Figura 19 – exemplo prático de Cheonggyecheon, um córrego/canal urbano revitalizado no centro de Seul, Coreia do Sul.....	29
Figura 20 – exemplo 2 de Cheonggyecheon, um córrego/canal urbano revitalizado no centro de Seul, Coreia do Sul.....	30
Figura 21 - Jardim de infiltração – entre meio-fio e passeio (fonte internet).....	31
Figura 22 - Jardim de infiltração – fonte internet.....	32
Figura 23 - Foto BR/116 - enchente maio/204 (fonte ZH).....	38
Figura 24 - Comparativo pré e pós inundação - maio/2024, observar que o Rio Jacuí atinge o bairro Santa Rita pelo lado oeste	39
Figura 25 - vista da Rua lateral com a BR/116	40
Figura 26 - Na esquina da Avenida Ney Brito uma solução mais detalhada deve ser proposta.....	40
Figura 27 - esquema do polder no viaduto.....	41
Figura 28 - Vista da Avenida Ney Brito - sentido oeste => leste - Fonte Google	42
Figura 29 - retirar esta comunicação.....	44
Figura 30 - Redes de drenagem locais	44
Figura 31 – Modelo de válvula de retenção de fluxo	45
Figura 32 - Planta baixa projeto duplicação Estrada Ismael - trecho BTCC => Rua Curitiba	46
Figura 33 - área de amortecimento e bombeamento.....	48
Figura 34 - Folheto de divulgação - década 1980 (fonte google)	49
Figura 35 - Exutório no canal central das Ruas perpendiculares a Canal Cohab/Santa Rita	50
Figura 36 - Proposição complementar da micro e macrodrenagem	52
Figura 37 - Esquema da proposta da canalização sob o poder sul.....	53
Figura 38 - Valo face sul.....	54
Figura 39 - sub-bacia 4.....	56
Figura 40 - Coeficiente de deflúvio ou “RUN-OFF” tabela 7 – Tucci – página 404	59
Figura 41- Áreas de influência	61

SIGLAS E ABREVEATURAS

PMG – Prefeitura Municipal de Guaíba

PMPA – Prefeitura Municipal de Porto Alegre

ANA – Agência Nacional de Águas

PDDU – Plano de Diretor de Drenagem Urbana

SIG – Sistema de Informações Geográficas

QGIS – Software multiplataforma aberto do SIG

IDF – Chuvas: intensidade, duração e frequência.

APP – Área de proteção permanente

BIBLIOGRAFIA:

Manual de Drenagem Urbana – Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS;

Livro Drenagem Urbana e Controle de Enchentes – Aloísio Pardo Canholi – Oficina de textos;

Livro Hidrologia – Ciência e Aplicação – Carlos E. M. Tucci – UFRGS;

Livro Mecânica dos Solos e Aplicações – Homero Pinto Caputo;

Caderno de Encargos da Prefeitura de Porto Alegre – Departamento de Esgotamento Pluvial;

Manual de Hidráulica – Azevedo Neto, Miguel Fernandez & Fernandez, Roberto de Araújo e Acácio Eiji Ito – Ed. Edgard Blücher;

- Livro Gestão da Água no Brasil – Carlos E. M. Tucci, Evanildo Hespanhol e Oscar de M. C. Netto Unesco

- Livro Engenharia Hidráulica – R. J. Houghtalen, Ned H. C. Hwang e A. Osman Akan.- Ed. Pearson

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS DADOS CONTRATUAIS

O presente documento, referente ao **estudo hidrológico para o dimensionamento do canal de escoamento de águas pluviais do Bairro Santa Rita**, constitui produto do Contrato Administrativo nº 085/2026, firmado entre o Município de Guaíba (contratante) e a empresa Chiatec Gestão de Projetos, vinculado ao Processo Administrativo nº 4010/2026.

O objetivo deste estudo é determinar a seção mínima necessária dos canais de drenagem no Bairro Santa Rita.

Diante desse contexto, o presente trabalho abordará os seguintes aspectos:

- Caracterização geral da bacia quanto aos aspectos climáticos, relevo, ambientais, histórico de cheias, geologia e infraestrutura existente;
- Caracterização hidrológica da bacia, com análise do atual encaminhamento das águas pluviais e proposição de novos trajetos até o exutório final, o Lago Guaíba;
- Dimensionamento dos canais existentes conforme as respectivas áreas de contribuição das precipitações;
- Metodologia adotada no estudo;
- Determinação das vazões máximas de projeto e das cotas de cheias;
- Simulação hidrológica da bacia hidrográfica do Bairro Santa Rita, para definição das vazões máximas a serem consideradas no estudo de cheias;
- Conclusões.

Eng.º PEDRO CHIARELLI – CREA: 92.428-D

2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA COMUNIDADE

2.1. Localização

Conforme o IBGE o Município de Guaíba é integrante da mesorregião Metropolitana, faz parte do Conselho Regional de Desenvolvimento (COREDE). Sua área total é de 376,973 km², tendo limites com os Municípios de Eldorado do Sul, Porto Alegre, Barra do Ribeiro e Mariana Pimentel. Com 23 m de altitude em relação ao nível do mar, situa-se nas coordenadas geográficas 30° 06' 50" de latitude sul e 51° 19' 30" de longitude oeste de Greenwich.

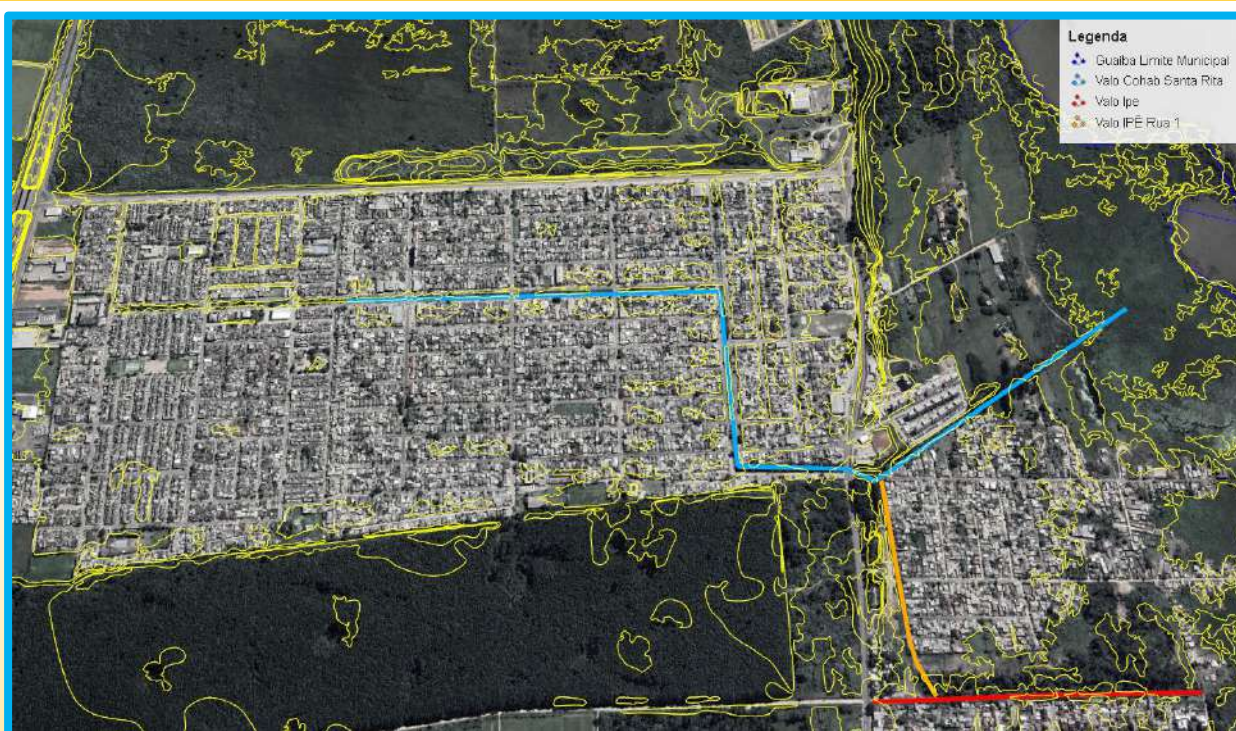


Figura 1 – Situação/localização

O Bairro Santa Rita (Cohab Santa Rita), em Guaíba, no Rio Grande do Sul, surgiu

principalmente a partir de um grande conjunto habitacional construído pelo governo.

- O bairro começou a se formar no início da década de 1980.
- A inauguração oficial do núcleo habitacional ocorreu em 28 de abril de 1982, quando foi entregue um grande conjunto da COHAB (Companhia de Habitação Popular).
- Esse projeto habitacional instalou cerca de 15 mil moradias para mais de 3 mil famílias, tornando-se um dos maiores conjuntos do Rio Grande do Sul na época.

Por isso, essa data (1982) é considerada o marco inicial do bairro como comunidade organizada.

Após a inauguração:

- Surgiram escolas, postos de saúde, igrejas e associações comunitárias.
- O local se consolidou como um dos bairros mais populosos da cidade.

Nesta última década, dos 126 anos de registro de enchentes do lago Guaíba, no porto de Porto Alegre, das dez maiores, seis estão nesta década, e em todas estas datas o bairro sofreu com alagamentos.

Ranking	Ano	Nível (m)	Observação
1	2024	5,30	Permaneceu 15 dias nesta cota - a régua de medição foi relocada
2	1941*	4,75	* Cheia de 1941 – retirada da análise estatística.
3	1936	3,24	
4	1928	3,20	
5	2023	3,19	registrada em 20/11/2023
6	2023	3,18	registrada em 27/09/2023
7	2015	2,92	
8	2016	2,92	
9	1967	2,83	
10	2017	2,61	

Figura 2 – Maiores cheias em 126 anos de registro

Destaca-se o evento climático extremo ocorrido em maio de 2024, caracterizado como o de maior intensidade já registrada desde o início das medições hidrometeorológicas locais, o qual resultou em extensas áreas inundadas na região. Considerando que o bairro se encontra implantado em cotas altimétricas compreendidas entre 1,50 m e 4,50 m, verificou-se a ocorrência generalizada de alagamentos em todos os eventos hidrológicos significativos, evidenciando a elevada vulnerabilidade da ocupação urbana frente a cheias de grande magnitude.

2.2. Estudos geológicos

A região de Guaíba está situada sobre parte do substrato granítico do Cinturão Dom Feliciano, no setor leste do Escudo Sul-rio-grandense. Esse cinturão é resultado de uma orogênese iniciada há aproximadamente 730 Ma, cujo estágio final ocorreu por volta de 550 Ma (Menegat et al., 1998). A disposição das unidades litológicas que compõem essa porção do cinturão obedece a uma sequência cronológica de eventos estruturais e geoquímicos, permitindo o arranjo geológico em diferentes compartimentos cronoestruturais.

O Município de Guaíba encontra-se compartimentado em dois domínios geológicos principais:

- Região de afloramentos pré-cambrianos, correspondente ao Escudo Sul-rio-grandense;
- Faixa de sedimentos costeiros quaternários.

A região de afloramentos, localizada na porção leste, é composta por granitóides neoproterozoicos e metassedimentos relacionados à Orogenia Brasileira (Batólito de Pelotas — Fragoso Cesar, 1982; Assembleia de Arco Magmático I — Fernandes et al., 1992).

Estruturalmente, as rochas do embasamento encontram-se alinhadas segundo a direção geral dos esforços NE–SW, que afetaram preferencialmente as rochas dispostas ao longo de vales tectônicos. Outro padrão tectônico, com direção E–W, também ocorre na região, afetando as rochas sedimentares mais recentes. Conforme a CPRM (Serviço Geológico do Brasil), os principais domínios tectonoestruturais da região limítrofe onde se insere o Município de Guaíba incluem, localmente, rochas sedimentares da Bacia do Paraná.

Embasamento Cristalino e Depósitos Pleistocênicos

O embasamento é representado pelo Domínio Granítico Dom Feliciano, caracterizado principalmente pelas fácies do tipo Morrinhos e, subordinadamente, pelas fácies do tipo Serra do Erval, a sudoeste. Esse domínio, que ocupa toda a porção oriental do Escudo Sul-rio-grandense, corresponde a um grande complexo plutônico, onde ocorrem rochas gnáissicas intensamente deformadas e numerosos plútons graníticos, introduzidos em diferentes níveis crustais e em distintos estágios da evolução da deformação regional.

Os sienogranitos tipo Morrinhos apresentam, em geral, limites bem definidos por falhas ou formam corpos intrusivos de contornos ovalados a circulares, que se destacam na topografia. Essas intrusões afetam todas as unidades aflorantes do domínio, inclusive os termos sienograníticos mais antigos, como o Sienogranito Serra do Erval. A principal área de exposição dessa fácies constitui um corpo alongado no sentido noroeste, estendendo-se desde Morrinhos

até Guaíba, na porção leste da folha, limitado por falhas com o Sienogranito Serra do Erval e aparentemente constituindo continuidade dessa intrusão (CPRM, 1997).

Os depósitos gravitacionais de encosta, de idade Terciário-Quaternária, situados a nordeste da área industrial, constituem leques aluviais alimentados principalmente pelo escudo pré-cambriano. Desenvolvem morfologia em cunha de sedimentos clásticos que se espessam em direção ao interior da Bacia de Pelotas. Esses depósitos incluem fácies resultantes de processos de transporte típicos de ambientes de encosta de terras altas, abrangendo tálus, eluviões, coluviões e aluviões.

Planície Costeira e Sedimentação Quaternária

Os depósitos sedimentares da Província Costeira do Brasil Meridional constituem um espesso pacote gerado por uma sequência de eventos transgressivos e regressivos associados a processos glacioeustáticos iniciados no final do Terciário (Villwock, 1972). A porção superior dessa província, correspondente à Planície Costeira do Rio Grande do Sul, apresenta diversas unidades litoambientais mapeadas pela CPRM (1997), que registram a sucessão de eventos responsáveis pela configuração atual da região costeira.

Na Planície Costeira distinguem-se três associações litológicas principais:

- **Associação Litológica Primária:** formada por depósitos gravitacionais de encosta que evoluem para sistemas de leques aluviais e canais anastomosados, culminando no preenchimento da bacia;
- **Associação Litológica de Retrabalramento:** resultante do retrabalhamento das associações primárias, acrescidas de materiais provenientes das áreas-fonte continentais, organizadas em sequências relacionadas às flutuações glacioeustáticas do Quaternário;
- **Associação de Adição e Retrabalramento:** representando a interfácies entre as duas associações anteriores, originando fácies de transição.

As rochas-fonte desses depósitos incluem o Escudo Sul-rio-grandense e os sedimentos da Bacia do Paraná. Estão incluídas nessa associação unidades anteriormente cartografadas como Formações Graxaim, Gravataí e Guaíba, além de unidades edafoestratigráficas associadas (CPRM, 1997).

A Associação Litológica de Retrabalramento compreende ainda um sistema de quatro barreiras conhecido como Sistema de Barreiras Múltiplas Patos-Mirim, cuja origem está diretamente relacionada aos processos glacioeustáticos ocorridos a partir do início do Pleistoceno.

Resumindo a geologia:

A região de Guaíba está sobre o Cinturão Dom Feliciano, com afloramentos graníticos na porção leste e sedimentos quaternários costeiros. Os granitóides e metassedimentos afetam a topografia e a estrutura de drenagem, com falhas e intrusões que influenciam o direcionamento das águas. Já os depósitos quaternários, resultantes de leques aluviais, constituem terrenos de baixa declividade, influenciando a infiltração e o escoamento. Esses aspectos são essenciais para a definição de canais, já que o substrato e as unidades sedimentares determinam a capacidade de escoamento e a estabilidade das margens.

2.3. Estudos Geotécnicos

Para fins de verificações das camadas inferiores, foram feitos 5 ensaios do tipo SPT, todos com uma profundidade de até 5,0[m].

Se verificou que ao longo desta profundidade o material é basicamente argiloso, sendo em alguns pontos encontrado material de aterro. Os ensaios estão contidos em anexo 1.

2.4. Caracterização da área de influência direta (Ald)

O bairro **Santa Rita**, localizado no município de Guaíba, insere-se em uma planície de baixa altitude, com cotas variando entre aproximadamente **1,20 m e 4,50 m**, estando dentro da área potencial de inundação do Guaíba, conforme mapeamentos do Serviço Geológico do Brasil (CPRM) e estudos desenvolvidos pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Durante o evento extremo de cheia ocorrido em maio de 2024, o nível do lago atingiu **5,37 m na régua do Cais Mauá**, superando a cheia histórica registrada em 1941. Considerando que a cota oficial de inundação em Guaíba é de **3,60 m**, conclui-se que o evento ultrapassou significativamente o nível crítico, ocasionando impactos severos na área.

Os parâmetros hidrológicos mencionados fundamentam o dimensionamento das obras de drenagem e das medidas de proteção contra cheias. Conforme ilustrado na Figura 2, o bairro foi severamente afetado, apresentando alagamentos provenientes tanto do Rio Jacuí, a oeste, quanto do próprio Lago Guaíba, a leste.

Diretrizes de proteção contra inundações

A gleba objeto do estudo deverá futuramente ser protegida por um **sistema de polder**, destinado a impedir a entrada de cheias severas provenientes do lago e dos corpos hídricos adjacentes.

Nesta etapa preliminar, será realizado o **estudo de calado hidráulico dos canais existentes e projetados no bairro**, com o objetivo de verificar sua capacidade de escoamento frente a precipitações intensas, desconsiderando, neste momento, as contribuições decorrentes

de cheias externas.

Esse estudo permitirá avaliar se a seção hidráulica dos canais é suficiente para atender eventos pluviométricos severos, constituindo base técnica para futuras intervenções de macrodrenagem e para a implantação do sistema de proteção contra inundações.

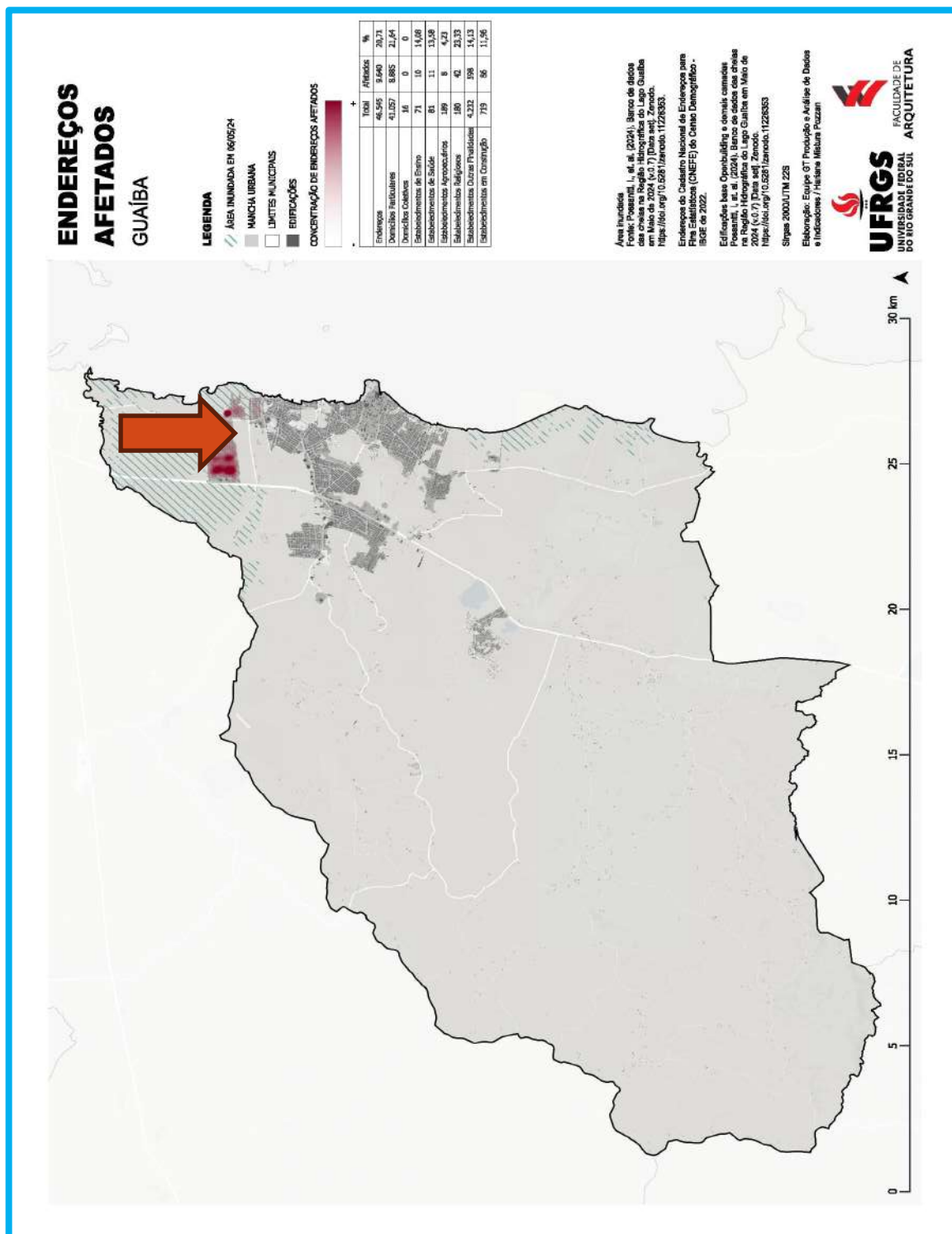


Figura 3 - Locais com alagamento cheia maio/2024



Figura 4 - áreas inundadas cheias maio/2024

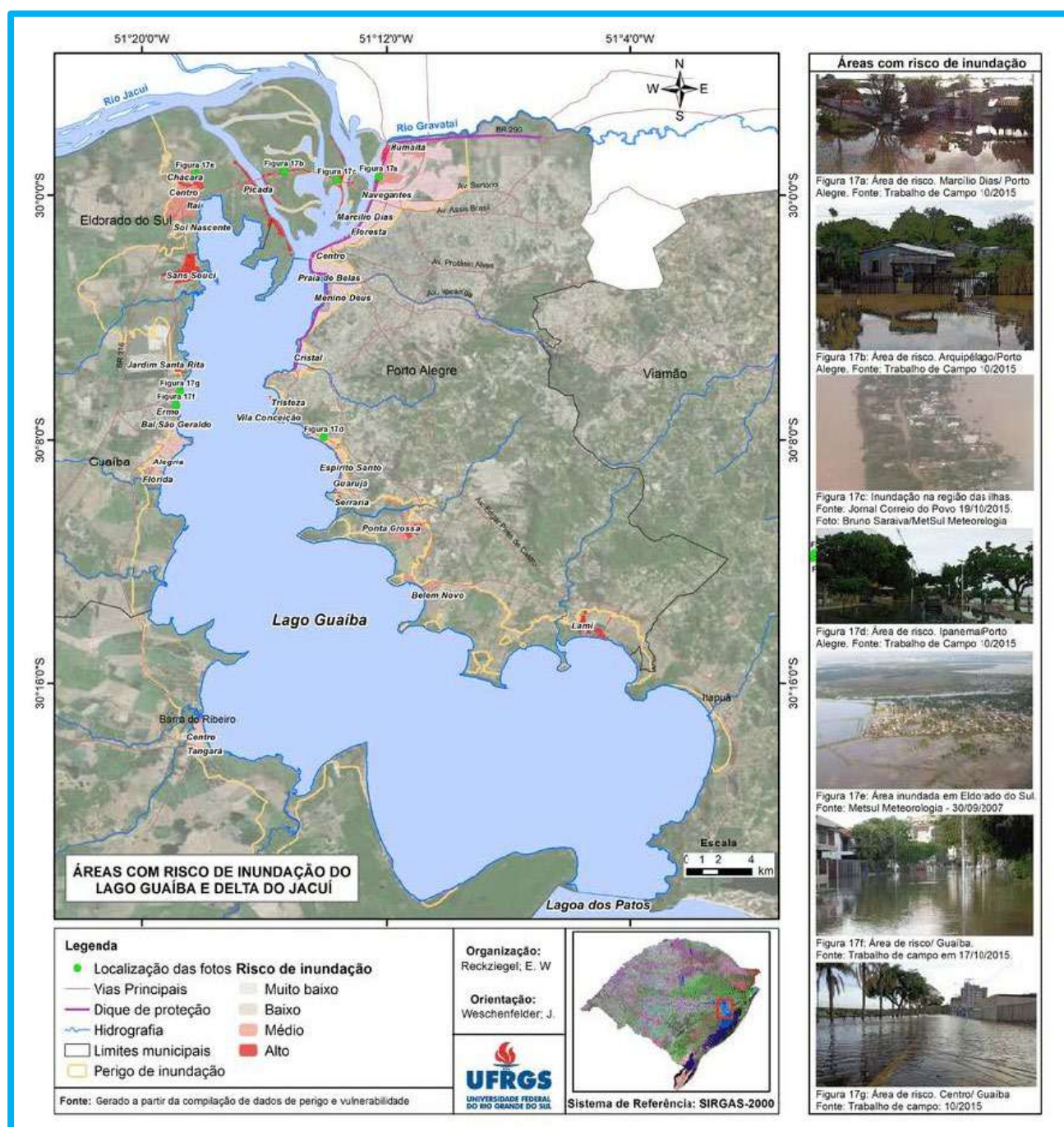


Figura 5 – Áreas de inundação do Lago Guaíba e Deste do Rio Jacuí

O Bairro Santa Rita encontra-se em cotas altimétricas inferiores ao nível máximo atingido pelo Lago Guaíba durante a cheia extrema de maio de 2024. Em razão dessa condição, toda a área do bairro foi atingida pela inundação, configurando o evento mais severo já registrado na região.

Registros fotográficos da época evidenciam a magnitude da cheia e os impactos significativos sobre a comunidade, com alagamentos generalizados em residências, vias públicas e equipamentos urbanos.

A Prefeitura Municipal de Guaíba reconhece que um evento hidrológico dessa magnitude sobrepõe a capacidade de qualquer sistema de drenagem urbana convencional projetado para a área, uma vez que o bairro passa a comportar-se como uma grande bacia de acumulação.

Nessas condições, o nível do Lago Guaíba ultrapassa as cotas do terreno, impedindo o escoamento por gravidade e provocando refluxo pelas redes de drenagem pluvial e canais existentes, tornando os dispositivos ineficazes para o controle da inundação.

Durante o evento extremo (maio/2024), a elevação simultânea dos níveis do Lago Guaíba e do Rio Jacuí provocou inundação por extravasamento e refluxo, submergindo extensas áreas da planície. O Bairro Santa Rita, inserido em cotas baixas, foi integralmente atingido, comportando-se como reservatório natural temporário, com baixa capacidade de drenagem durante o período de cheia.



Figura 6 - Enchente 2024 - Bairro Santa Rita (Fonte PMG)

O Bairro Santa Rita demanda a implantação de soluções estruturais capazes de mitigar os impactos decorrentes de eventos de precipitação intensa e, principalmente, das cheias

associadas à elevação do nível do Lago Guaíba e dos rios formadores da bacia hidrográfica contribuinte.

Considerando a elevada densidade populacional instalada e a inviabilidade prática de relocação integral das famílias residentes, torna-se necessária, em caráter prioritário, a elaboração de estudo de macrodrenagem em escala regional, extrapolando os limites da bacia do Santa Rita e abrangendo também a bacia do Arroio do Conde e parte da bacia do Rio Jacuí. Tal estudo deverá avaliar, de forma integrada, as condicionantes técnicas para a implantação de um sistema de proteção contra cheias, incluindo a concepção de um polder perimetral ao bairro.

Esse sistema deverá possuir cota de coroamento definida com base em modelagem hidrológico-hidráulica regional, de modo a assegurar proteção adequada frente a eventos extremos. A enchente de 2024 evidenciou a elevada suscetibilidade da área, demonstrando que o bairro pode ser integralmente submerso durante cheias excepcionais, o que reforça a necessidade de implantação de uma barreira física perimetral capaz de impedir o ingresso de águas externas provenientes da planície de inundação.

2.5. Delimitação da bacia hidrográfica Santa Rita e suas características

A bacia do Bairro Santa Rita possui área aproximada de **1.570 hectares** (polígono destacado em amarelo na Figura 7).

A delimitação da bacia hidrográfica associada ao Bairro Santa Rita foi realizada com base na análise das condições topográficas, do encaminhamento preferencial das águas superficiais e da presença de elementos naturais e antrópicos que condicionam o escoamento na região. Considerando a baixa declividade do terreno e a inserção da área em planície sedimentar sujeita à influência do Lago Guaíba, a definição dos divisores hidrológicos apresenta particularidades e limitações, especialmente nas áreas agrícolas adjacentes.

A oeste, a bacia limita-se com a região drenada pelo Arroio do Conde, curso d'água que também atua como referência territorial entre os municípios de Guaíba e Eldorado do Sul. Nessa porção, a delimitação é pouco definida devido à extensa planície ocupada por lavouras de arroz, onde o escoamento superficial ocorre de forma difusa e é conduzido por canais artificiais de irrigação e drenagem. Durante eventos de precipitação intensa, ocorre expansão lateral das lâminas d'água e interconexão entre áreas adjacentes, tornando os limites hidrológicos variáveis no tempo e dependentes das condições de saturação do solo.

Ao sul, o limite da bacia é estabelecido por um conduto artificial de drenagem implantado para o manejo hídrico da área industrial e das lavouras de arroz adjacentes, exercendo controle do nível d'água e influenciando o direcionamento dos fluxos superficiais. Esse dispositivo funciona

como divisor hidráulico relativamente bem definido, separando as contribuições que seguem para o sistema de drenagem do bairro daquelas conduzidas para áreas externas.

Ao norte, a delimitação apresenta caráter empírico, uma vez que a topografia extremamente plana e a ausência de elementos geomorfológicos marcantes dificultam a identificação de divisores naturais. Nessa região, parte das águas escoam em direção à bacia do Arroio do Conde, enquanto outra parcela converge para o sistema de drenagem do Bairro Santa Rita, dependendo das condições locais de saturação e da capacidade dos dispositivos existentes.

A leste, o limite da bacia corresponde ao exutório no Lago Guaíba, que constitui o principal receptor das águas superficiais da região e a condição de contorno hidráulica dominante. A proximidade com o lago e as variações de seu nível influenciam diretamente a dinâmica de escoamento, podendo ocorrer redução da capacidade de descarga ou até mesmo refluxo nos canais e galerias durante eventos de cheia.

A delimitação da bacia evidencia que a área de contribuição do Bairro Santa Rita está inserida em sistema hidrológico complexo, caracterizado por planície de baixa declividade, forte influência de intervenções antrópicas e interação direta com o Lago Guaíba. Essas condições conferem elevada vulnerabilidade a eventos de alagamento e inundação, reforçando a necessidade de estudos detalhados para o planejamento de soluções de macrodrenagem e proteção contra cheias.



Figura 7 - Divisão sub-bacias Santa Rita

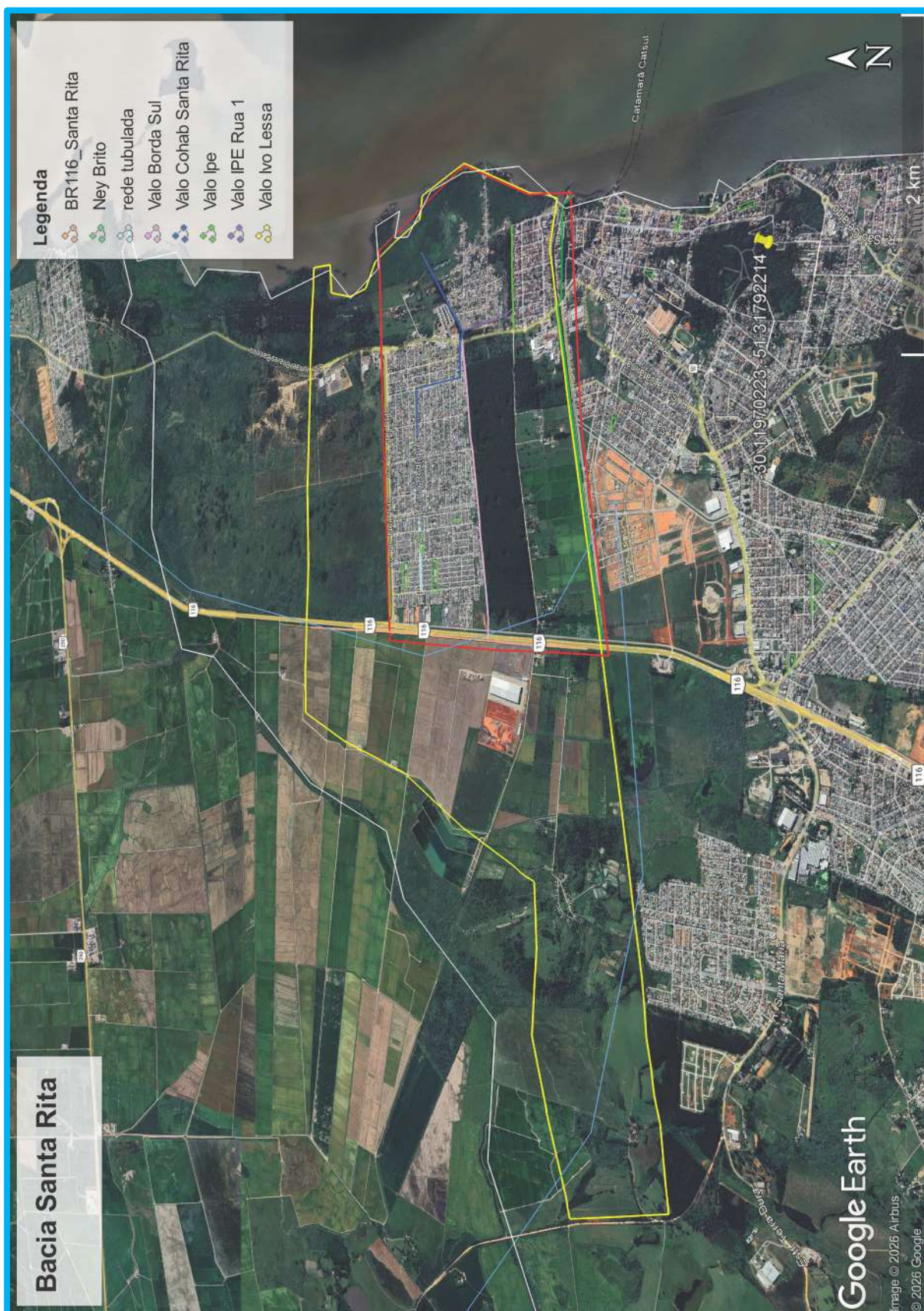


Figura 8 - Bacia Santa Rita



Figura 9 - Divisão das sub bacias e locais de deságue

A bacia do bairro Santa Rita possui aproximadamente 1.570 hectares (polígono de cor amarela na figura 7), para fins de maior compreensão, foram classificadas conforme a ocupação, exutórios e posição geográfica.

A sub-bacia 1, está localizada a oeste, no lado opostos da BR/116, com aproximadamente 645 hectares, é basicamente o cultivo de Arroz, fato que dificulta muito a delimitação, visto que a região é uma planície e a condução das águas é feita por pequenos canais antrópicos. Esta região possui três saídas: A primeira segue o alinhamento da Estrada da Granja Santa Rita e faz a travessia sob a BR/116* e segue pela mesma estrada em canal lateral. A segunda é o valo da borda sul do Bairro Santa Rita, onde tem como sua contribuição parcela da área de lavoura a oeste e a drenagem da BR/116 e segue pelo perímetro Sul do Bairro** e a terceira é na Avenida Ney Brito que recebe contribuição da BR 116 e arredores(***)

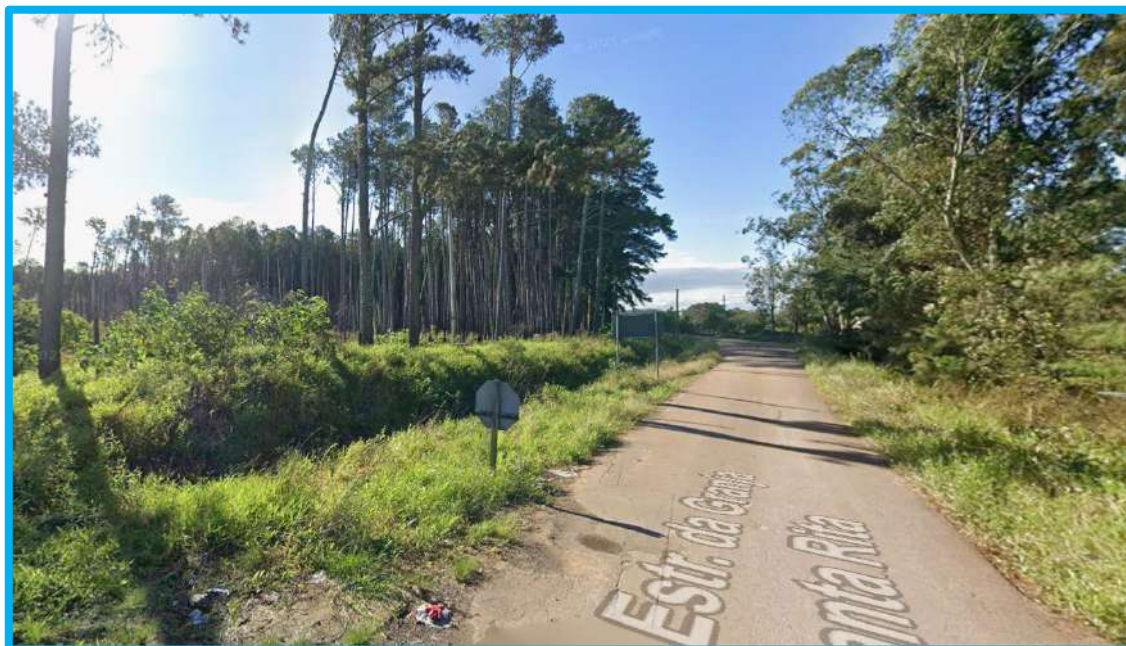


Figura 10 – *Valo Estrada Granja Santa Rita (fonte google)

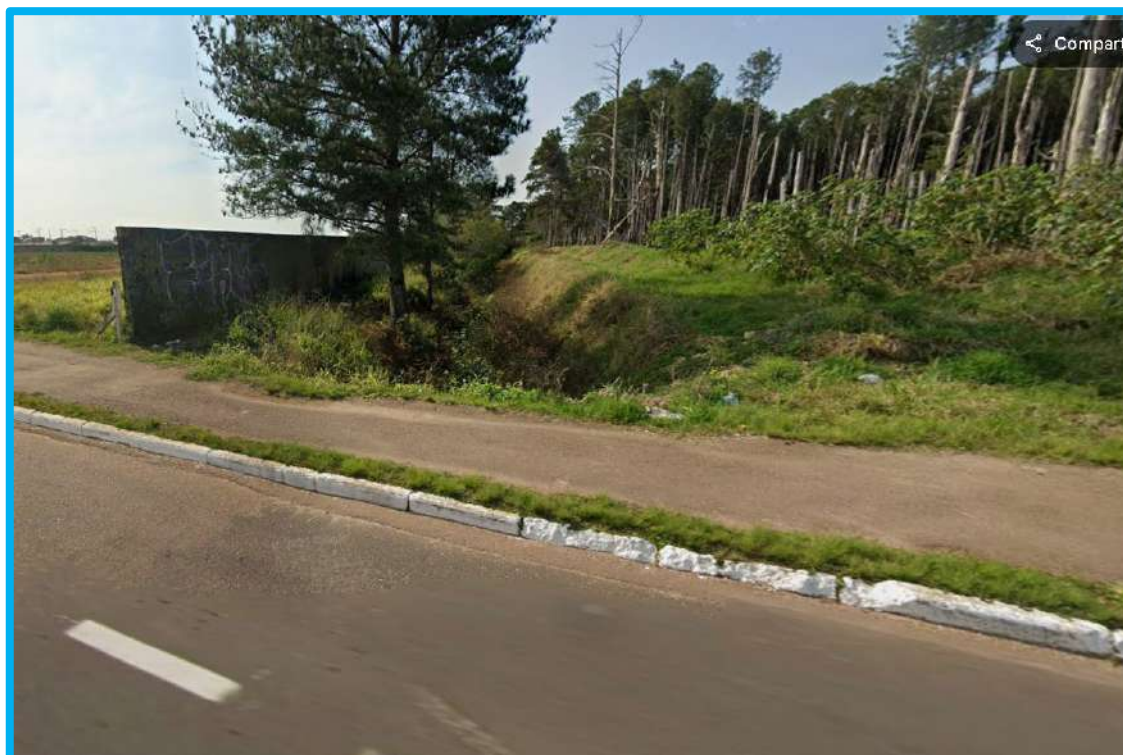


Figura 11 - Canal Borda Sul do Bairro Santa Rita (fonte google)

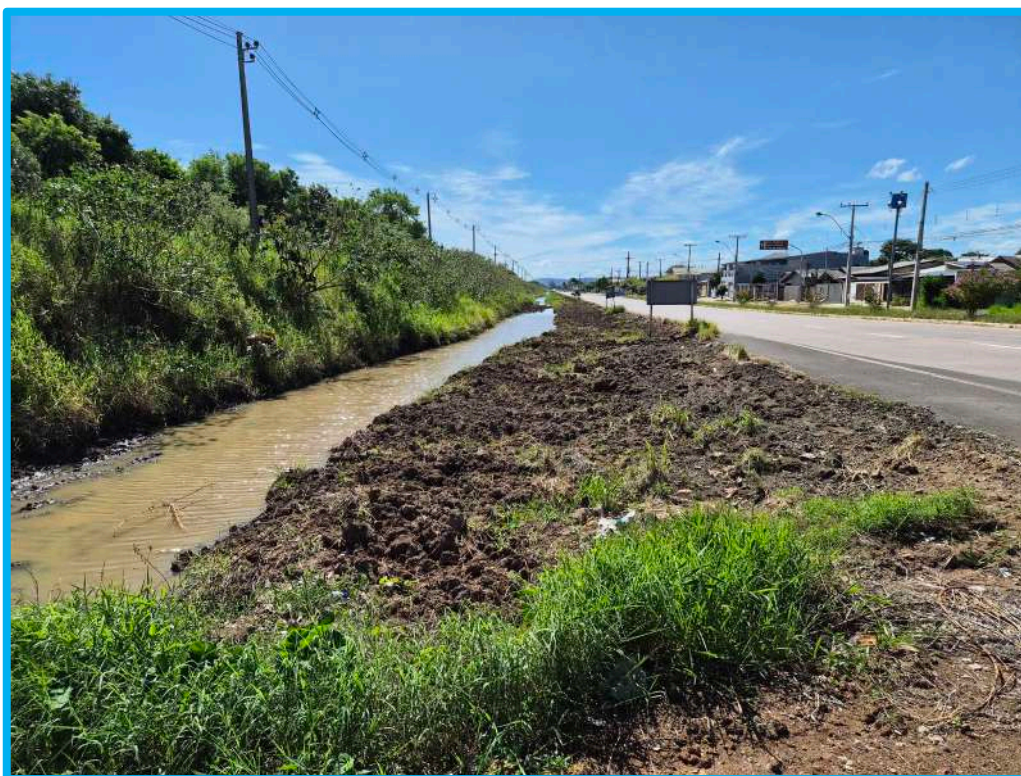


Figura 12 - ***Canal Ney Brito – Fonte própria

A sub-bacia 2, compreende a área norte da Avenida Ney Brito, com 209 hectares aproximadamente, o dispositivo de drenagem existente é uma vala de drenagem as margens da Via, as águas desta gleba deveriam seguir internamente para norte até o encontro do Arroio do Conde, Arroio de maior porte, e já possui ponte sob a estrada. Porém hoje, sem um estudo mais detalhado estas águas seguem um curso aleatório onde parcela de seu fluxo segue deste canal para bueiro de passagem sobre a Estrada do Conde, parcela segue para Arroio do Conde.

Sub-bacia 3, a bacia central do Bairro Santa, zona urbanizada, com aproximadamente 220 hectares, seu perímetro é delimitado a norte pela Av. Ney Brito, a Sul Valo Borda Sul, aqui denominado, a oeste BR/116 e a leste a Estrada Ismael Chaves Barcelos, também conhecida como Estrada do Conde.

A drenagem local é composta de uma rede principal com início na Rua Lupicínio Rodrigues, localizada no canteiro central, recebe boa parte da microdrenagem local. A rede inicia no início do canteiro central da via, esquina com a Rua Osvaldo Jardim. Segue tubulado sob o centro do passeio central pavimentado cerca de 615 metros, BSCC 3,00x2,00 [m²], conforme levantamento topográfico fornecido. Posteriormente segue por meio de canal (valo Cohab Santa Rita) até a esquina com a Avenida Recife, seguindo a sul até a Rua Sargento Mario Luís de Souza Soares.

Deste ponto segue em tangente passando sobre a Estrada do Conde até seu exutório no Lago Guaíba.



Figura 13 - Início da Rua Lupicínio Rodriguez, espinha dorsal da drenagem do bairro Santa Rita

A face leste da sub-bacia é limitada pela Av. Ney Brito, como já descrito na sub-bacia 2, foi feita uma retificação deste canal para se obter uma maior vazão, entretanto desta via não segue para este canal. Segue internamente ao bairro até o canal central, Valo Cohab Santa Rita.

A face sul da sub-bacia 3, na divisa com a sub-bacia 4, possui um canal aqui denominado “valo borda sul”, inicia as margens da BR/116 e segue pelo perímetro sul da SB-03 até seu encontro com o Valo Cohab Santa Rita, na Rua Sargento Mario L. S. Soares. Aparentemente as casas em sua borda estão em situação irregular.



Figura 14 - Ponto de encontro do Valo borda sul com o Valo Cohab Santa Rita



Figura 15 - Ala de saída da tubulação na Avenida Lupicínio Rodrigues

Sub-bacia 4, localizada a sul da SB-3, a região possui ao seu norte o “Valo borda Sul” ao norte e Valo do Ipê, lindeiro a Estrada da granja Santa Rita na sua divisa sul. A oeste faz divisa com a BR/116 e a leste, Estrada Ismael Chaves Barcelos (Estrada do Conde). De propriedade do estado do Rio Grande do Sul, a região não é habitada e possui uma densa floresta de pinus eucariontes, possui aproximadamente 230 hectares.

Sub-bacia 5, corresponde a gleba leste da bacia Santa Rita. Localizada entre a Estrada Ismael Chaves Barcelos (Estrada do Conde) a oeste, o lago Guaíba a Leste, a sul o conduto forçado Celupa e a norte área ribeirinha ao lago Guaíba.

Todas as sub-bacias estão em região inundável, de planície plana, possui 263 hectares aproximadamente.



Figura 16 - Final da tubulação e início do canal

2.6. Entrevistas com moradores locais

Durante as visitas técnicas realizadas no Bairro Santa Rita, moradores relataram a ocorrência frequente de alagamentos durante eventos de precipitação de maior intensidade, com maior incidência no perímetro sul do bairro. Nessa região, destaca-se a presença de um canal de drenagem que recebe praticamente toda a contribuição superficial proveniente das áreas situadas a oeste, caracterizadas por terras baixas atualmente ocupadas por lavouras de arroz.

Segundo os moradores, a Prefeitura Municipal de Guaíba realiza periodicamente a limpeza da rede de drenagem existente. Entretanto, tais intervenções têm se mostrado insuficientes para impedir a ocorrência de alagamentos durante chuvas intensas.

Na Avenida Ney Brito, moradores lindeiros informaram que o trecho é particularmente suscetível a alagamentos recorrentes em eventos pluviométricos mais severos, apesar da execução de uma vala de drenagem de maior seção ao longo de suas margens pela Prefeitura Municipal de Guaíba.

Quanto a microdrenagem, os moradores informaram que houve a ampliação de bocas de lobo, e reforma das existentes.

Já o canal Santa Rita, com início na Avenida Lupicínio Rodrigues até o lago Guaíba, foram

refeitas as travessias das ruas e até construído pontes ao longo de seu curso.



Figura 17- Bueiro BTCC executado (fonte própria)

3. PROPOSTAS PARA CADA REGIÃO

3.1. Sub-bacia 1

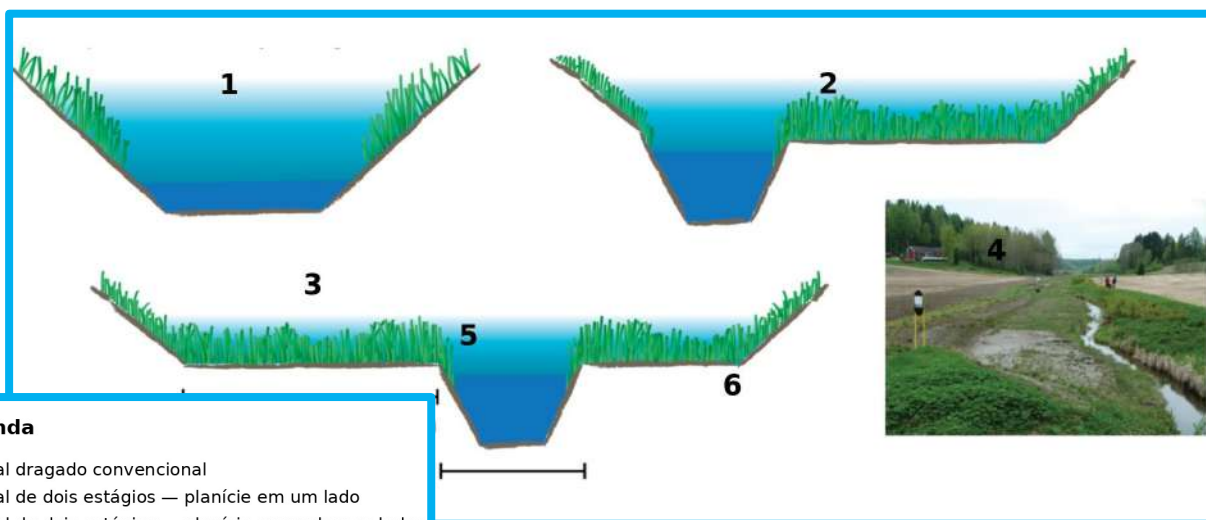
A Sub-bacia 1 encontra-se atualmente inserida em zona predominantemente rural, não demandando intervenções estruturais imediatas. Recomenda-se, contudo, que futuros empreendimentos, sejam de natureza industrial ou residencial, sejam condicionados à adoção prévia de medidas de controle de drenagem e mitigação de impactos decorrentes da intervenção antrópica. Tal diretriz justifica-se pela proximidade ao núcleo urbano do município (aproximadamente 4,5 km) e pela acessibilidade regional proporcionada pela BR-116, com ligação direta ao Município de Porto Alegre, situado a cerca de 21 km por via duplicada pavimentada e isenta de pedágio.

Como diretriz preliminar de ocupação, propõe-se que a cota mínima do terrapleno seja estabelecida com base nos resultados do estudo de macrodrenagem local, visando reduzir a suscetibilidade a alagamentos e assegurar adequada segurança hidráulica às futuras implantações. Recomenda-se ainda que o sistema viário principal incorpore dispositivos de drenagem multifuncionais, tais como canais urbanos e jardins lineares, com dupla finalidade: (i) atuar como estruturas de amortecimento e atenuação de cheias e (ii) promover qualificação urbana por meio da oferta de espaços públicos e áreas de lazer.

As soluções de drenagem propostas para a Sub-bacia 1 deverão ser concebidas de forma externa e independente do sistema associado ao Bairro Santa Rita (Sub-bacia 3), evitando transferência de vazões ou sobrecarga hidráulica ao sistema existente nessa área urbanizada.

O conceito hidráulico adotado baseia-se na implantação de canais com duas fases de inundação, nos quais o leito menor destina-se à condução das vazões ordinárias, enquanto o leito maior, constituído por bermas ou faixas laterais, é acionado durante eventos pluviométricos de maior magnitude, promovendo armazenamento temporário, redução dos picos de vazão e melhor integração paisagística ao traçado viário.

Na zona correspondente à inundação secundária, admite-se a implantação de equipamentos urbanos compatíveis com eventuais alagamentos, desde que não suscetíveis a danos significativos, tais como mobiliário urbano resistente, pistas de caminhada, ciclovias e áreas de lazer de baixa permanência, ampliando as possibilidades de uso do espaço sem comprometer a funcionalidade hidráulica do sistema.



Legenda

- 1) Canal dragado convencional
- 2) Canal de dois estágios — planície em um lado
- 3) Canal de dois estágios — planície em ambos os lados
- 4) Exemplo após construção
- 5) Planície de inundação construída
- 6) Canal principal (baixa vazão)

Figura 18 - proposta em estágios de inundação



Figura 19 – exemplo prático de Cheonggyecheon, um córrego/canal urbano revitalizado no centro de Seul, Coreia do Sul.



Figura 20 – exemplo 2 de Cheonggyecheon, um córrego/canal urbano revitalizado no centro de Seul, Coreia do Sul.

Toda urbanização implantada sobre áreas não previamente ocupadas deverá preservar, no mínimo, o coeficiente de permeabilidade do terreno em seu estado natural, por meio da adoção de soluções compensatórias que assegurem a manutenção das condições hidrológicas originais.

Outro dispositivo sustentável que deve ser considerado são os **jardins de absorção** (também chamados de jardins de chuva, *rain gardens* ou bacias de biorretenção). Trata-se de dispositivos de drenagem urbana sustentável projetados para captar, reter e infiltrar a água da chuva no solo, reduzindo o escoamento superficial e contribuindo para a recarga hídrica e o controle de cheias.

Esses dispositivos funcionam como uma depressão ajardinada — um canteiro implantado em cota inferior ao terreno adjacente — para onde a água pluvial é direcionada e temporariamente armazenada, infiltrando-se gradualmente no subsolo.

Recomenda-se que sejam considerados de forma recorrente em novos projetos urbanísticos. Entretanto, sua eficiência depende diretamente das características do solo de subleito, especialmente quanto à permeabilidade. Assim, é indispensável a realização de estudos geotécnicos e ensaios de infiltração.

Solos constituídos por materiais muito finos, como alguns solos lateríticos argilosos, apresentam baixa permeabilidade e podem inviabilizar o funcionamento adequado desses dispositivos.

De modo geral:

- Solos **argilosos** ($k \approx 10^{-9}$ a 10^{-7} m/s) são praticamente impermeáveis
- Solos **siltosos** ($k \approx 10^{-7}$ a 10^{-5} m/s) apresentam baixa permeabilidade
- Para desempenho satisfatório, recomenda-se que o solo apresente

👉 **$k > 10^{-5}$ m/s**

Quando essa condição não é atendida, devem ser previstas soluções complementares, como:

- camada drenante com material granular
- drenos de fundo
- conexão ao sistema pluvial convencional



Figura 21 - Jardim de infiltração – entre meio-fio e passeio (fonte internet)



Figura 22 - Jardim de infiltração – fonte internet

Como medida de drenagem urbana sustentável, deverão ser previstos dispositivos de biorretenção do tipo jardins de chuva integrados ao sistema viário, destinados à captação, retenção temporária e infiltração das águas pluviais provenientes das superfícies impermeáveis adjacentes.

Esses dispositivos poderão ser implantados conforme as seguintes tipologias:

a) Jardim lateral à calçada

Implantado na faixa compreendida entre o meio-fio e o passeio público, constituindo canteiro rebaixado destinado ao recebimento das águas provenientes da sarjeta. Trata-se de solução de fácil implantação e manutenção, amplamente aplicável em vias locais e novos parcelamentos urbanos.

b) Avanço de calçada (“bump-out”) com biorretenção

Consiste na ampliação pontual do passeio público, formando uma área rebaixada destinada à retenção e infiltração das águas pluviais. Além da função hidráulica, contribui para a moderação do tráfego veicular, melhoria da visibilidade e aumento da segurança na travessia de pedestres.

c) Canteiro drenante linear (bioswale)

Implantado longitudinalmente ao longo da via, funcionando como vala ajardinada de infiltração destinada ao amortecimento dos volumes de escoamento superficial. Indicado para vias com maior contribuição de drenagem e para sistemas de macrodrenagem urbana.

d) Canteiro drenante associado à arborização viária

Consiste na adaptação dos canteiros destinados à arborização urbana para funcionamento como dispositivos de biorretenção, promovendo simultaneamente infiltração das águas pluviais,

melhoria do microclima e qualificação paisagística do espaço urbano.

A adoção dessas soluções deverá estar condicionada à verificação da permeabilidade do solo de subleito, mediante ensaios específicos, podendo ser previstas camadas drenantes, drenos de fundo ou conexão ao sistema de drenagem convencional quando as condições geotécnicas forem desfavoráveis à infiltração.

3.2. Sub-bacia 2

A **Sub-bacia 2** localiza-se ao norte da Avenida Ney Brito, estendendo-se entre essa via e o Arroio do Conde, apresentando largura média relativamente uniforme ao longo do trecho considerado. Possui área aproximada de 209 ha e caracteriza-se predominantemente como área não urbanizada, com baixa densidade de ocupação e ausência de núcleos habitacionais consolidados ou instalações industriais de grande porte.

Observam-se ocupações pontuais ao longo da Estrada Ismael Chaves Barcelos (Estrada do Conde), onde se encontram implantados, anteriormente ao evento hidrológico extremo de maio de 2024, os empreendimentos Suply Engenharia e Serviços, Umami Pet — Comércio de Alimentos e o Centro de Distribuição da Toyota Guaíba.

Diretrizes de Ocupação e Implantação

Considerando a suscetibilidade da área a processos de inundação e sua função no sistema de drenagem da bacia, recomenda-se que futuros empreendimentos observem as seguintes diretrizes:

- adoção de cota mínima de implantação superior a 5,50 m, visando à redução da vulnerabilidade a eventos de inundação;
- planejamento viário com acessos estruturados preferencialmente por vias duplas, especialmente nas arteriais principais, de modo a garantir a funcionalidade do sistema viário durante eventos críticos;
- implantação de canais urbanos com dois estágios de inundação ao longo das vias estruturais, dimensionados para desempenhar funções de drenagem, armazenamento temporário e amortecimento de cheias;
- incorporação desses dispositivos como elementos de qualificação urbana e paisagística, integrando soluções de infraestrutura verde ao sistema de macrodrenagem.

3.3. Sub-bacia 3

A **Sub-bacia 3** encontra-se na porção urbana da bacia, abrangendo o bairro Santa Rita, com

população estimada em aproximadamente 22.000 habitantes (2019), conforme Plano Municipal pela Primeira Infância – PMG (março/2019), configurando-se como o bairro mais populoso de Guaíba.

O bairro está inserido em zona de alagamento, de modo que dispositivos convencionais de drenagem urbana (microdrenagem) não são suficientes para impedir alagamentos futuros, sobretudo em eventos de elevação do nível do Lago Guaíba e/ou efeitos de represamento. Nesse contexto, a implantação de um dique perimetral do tipo polder configura-se como solução estrutural prioritária para proteção contra inundações externas, associada ao adequado encaminhamento das águas internas e ao desvio de contribuições externas para fora da área protegida.

Entende-se por polder uma área protegida contra inundações por meio de diques perimetrais, associados a sistemas de drenagem interna, bombeamento e estruturas hidráulicas de controle, viabilizando a ocupação urbana em terrenos sujeitos a alagamentos, como planícies de rios e lagos.

Ressalta-se que a proposição do polder, nesta etapa, possui caráter conceitual e demandará estudos aprofundados, incluindo levantamento topográfico completo da área, delimitação e caracterização da bacia contribuinte, investigação geotécnica e ensaios de permeabilidade do solo, além de demais análises pertinentes ao projeto de macrodrenagem, implicando maior prazo e custos para elaboração.

3.3.1 Diretrizes básicas para concepção do polder

Para a concepção do sistema, recomenda-se observar as seguintes diretrizes:

- **Traçado preferencial em vias urbanas:** sempre que possível, o eixo do dique/polder deve coincidir com vias existentes ou projetadas, facilitando a manutenção, garantindo acesso em condições adversas e oferecendo rota/ponto seguro de refúgio em emergências.
- **Minimização do uso de comportas:** embora seja provável a necessidade de elementos de fechamento e controle nas estruturas de saída (especialmente quando houver conexão com o corpo receptor), deve-se evitar a adoção de comportas como solução principal, em razão da dependência de operação, manutenção e equipe capacitada. Preferir, quando aplicável, válvulas antirretorno e soluções de menor complexidade operacional.
- **Previsão de reservação e ponto crítico de saída:** deve ser destinada área para bacia de amortecimento e acumulação no ponto de saída da drenagem interna, no caso junto ao Valo Cohab/Santa Rita, nas proximidades da Estrada Ismael Chaves Barcelos (Estrada do Conde). Esse ponto é crítico por concentrar estruturas essenciais ao funcionamento do

sistema, como estação de bombeamento e dispositivos de controle.

- **Desvio das contribuições externas:** toda drenagem proveniente de áreas externas à Sub-bacia 3 deve ser desviada, de forma que a contribuição para a área protegida seja exclusivamente interna, evitando aumento indevido de vazões e volumes a serem controlados pelo polder.
- **Plano de operação, manutenção e emergência:** o projeto de macrodrenagem e do polder deve prever um caderno de procedimentos operacionais, contemplando rotinas de inspeção e manutenção, além de protocolos de atuação em situações de calamidade pública.

Com base nessas diretrizes, recomenda-se que o desenvolvimento do projeto ocorra em etapas, conforme descrito a seguir.

3.3.2. Fases e requisitos para implantação

1) Estudos preliminares

Antes da implantação, devem ser realizados:

- Levantamento topográfico detalhado;
- Estudos hidrológicos e hidráulicos (macrodrenagem);
- Análise de cheias históricas e cotas máximas;
- Investigação geotécnica do solo e ensaios de permeabilidade;
- Estudo ambiental e avaliação de impactos.

Esses estudos são fundamentais para definir a **cota de proteção** e os parâmetros de dimensionamento do sistema.

2) Requisitos principais do dique perimetral

- Coroamento acima da cota de cheia de projeto (incluindo borda livre, recalques e

incertezas);

- Taludes estáveis (por exemplo, 1V:3H, ajustável conforme condições geotécnicas);
- Proteção contra erosão (vegetação, enrocamento e/ou geossintéticos);
- Bermas de estabilidade, quando necessário;
- Drenagem interna e alívio de percolação, quando aplicável;
- Integração com bacias de amortecimento/armazenamento.

3) Drenagem interna e controle de alagamentos

Considerando que, durante cheias externas, a água pluvial interna pode não ter escoamento gravitário, devem ser previstos:

- Rede de drenagem interna;
- Canais coletores e dispositivos de acumulação;
- Bacias de retenção/amortecimento;
- Estações elevatórias de bombeamento.

4) Estruturas hidráulicas de controle

Podem incluir, conforme concepção:

- Válvulas antirretorno;
- Descargas controladas;
- Dispositivos de fechamento pontual (quando inevitável);
- Vertedouro/dispositivo de segurança para eventos extremos (quando aplicável).

5) Critérios de segurança e operação

- Cheia de projeto (ex.: TR 100 anos ou superior, conforme diretriz do ente público e

criticidade);

- Redundância no bombeamento (N+1), com energia de emergência;
- Plano de emergência e rotinas de monitoramento;
- Sistema de instrumentação e inspeções periódicas.

6) Aspectos ambientais e urbanísticos

- Compatibilização com áreas úmidas e dinâmicas naturais;
- Manutenção de corredores ecológicos;
- Controle da ocupação interna na área protegida;
- Integração com soluções baseadas na natureza (parques inundáveis, quando compatíveis).

Baseado nesses tópicos, o projeto de macrodrenagem deverá ser desenvolvido em nível de detalhe compatível com a fase executiva.

3.3.3. Localização do alinhamento do polder

O traçado do polder deve, sempre que possível, alinhar-se a **vias urbanas**, favorecendo o acesso, a manutenção e a segurança operacional.

O sistema foi dividido em setores operacionais conforme a configuração viária e topográfica.

Setor Oeste

A via lateral à BR-116 apresenta cota aproximada de 5,00 m (estimativa por Google Earth). A elevação dessa via para cota aproximada de 6,00 m — a ser confirmada pelos estudos de níveis de cheia e topografia de detalhe — poderá representar alternativa com custo relevante, proporcionando proteção do bairro a oeste frente às águas oriundas do Rio Jacuí. Registra-se que, no evento extremo de maio de 2024, houve trechos com a BR-116 atingidos pela inundação, reforçando a necessidade de avaliação criteriosa das cotas de proteção.



Figura 23 - Foto BR/116 - enchente maio/2004 (fonte ZH)

O alteamento da rua lateral proposto insere-se no conjunto de medidas estruturais de mitigação de cheias no Bairro Santa Rita e não deverá gerar interferências significativas na BR-116. Observa-se que o canteiro central da rodovia possui largura superior a 20 m, permitindo o avanço do talude de aterro sobre essa área sem prejuízo à segurança viária ou à operação do sistema rodoviário, desde que atendidas as diretrizes dos órgãos competentes.

Destaca-se, ainda, a viabilidade técnica e espacial de execução do alteamento apenas da pista externa no sentido Porto Alegre → Guaíba. Tal solução possibilita a elevação da cota da via marginal, compatibilizando-a com as cotas de proteção contra inundação definidas para o bairro, além de permitir a futura duplicação funcional da via, atualmente em pista simples, mediante implantação de canteiro central. Essa alternativa contribui simultaneamente para a melhoria da acessibilidade durante eventos de cheia, aumento da resiliência do sistema viário local e

qualificação da drenagem superficial.

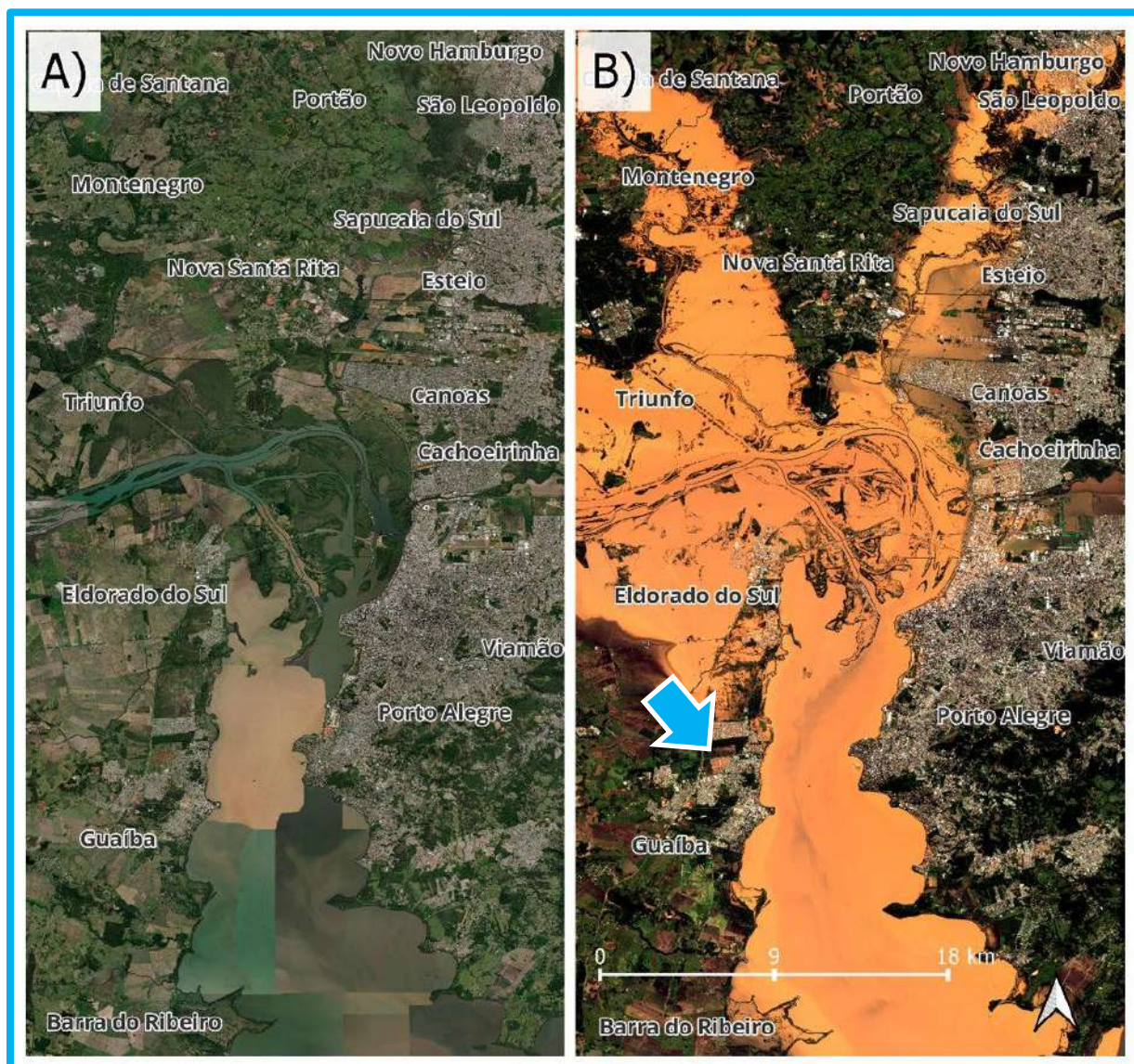


Figura 24 - Comparativo pré e pós inundação - maio/2024, observar que o Rio Jacuí atinge o bairro Santa Rita pelo lado oeste



Figura 25 - vista da Rua lateral com a BR/116



Figura 26 - Na esquina da Avenida Ney Brito uma solução mais detalhada deve ser proposta

Nesta interseção com a Avenida Ney Brito, em decorrência do viaduto, necessita de uma solução mais detalhada, um exemplo seria deixar o talude do viaduto como polder e no lado oeste do viaduto, os acessos poderiam ser elevados, assim não necessitaria de comportas.

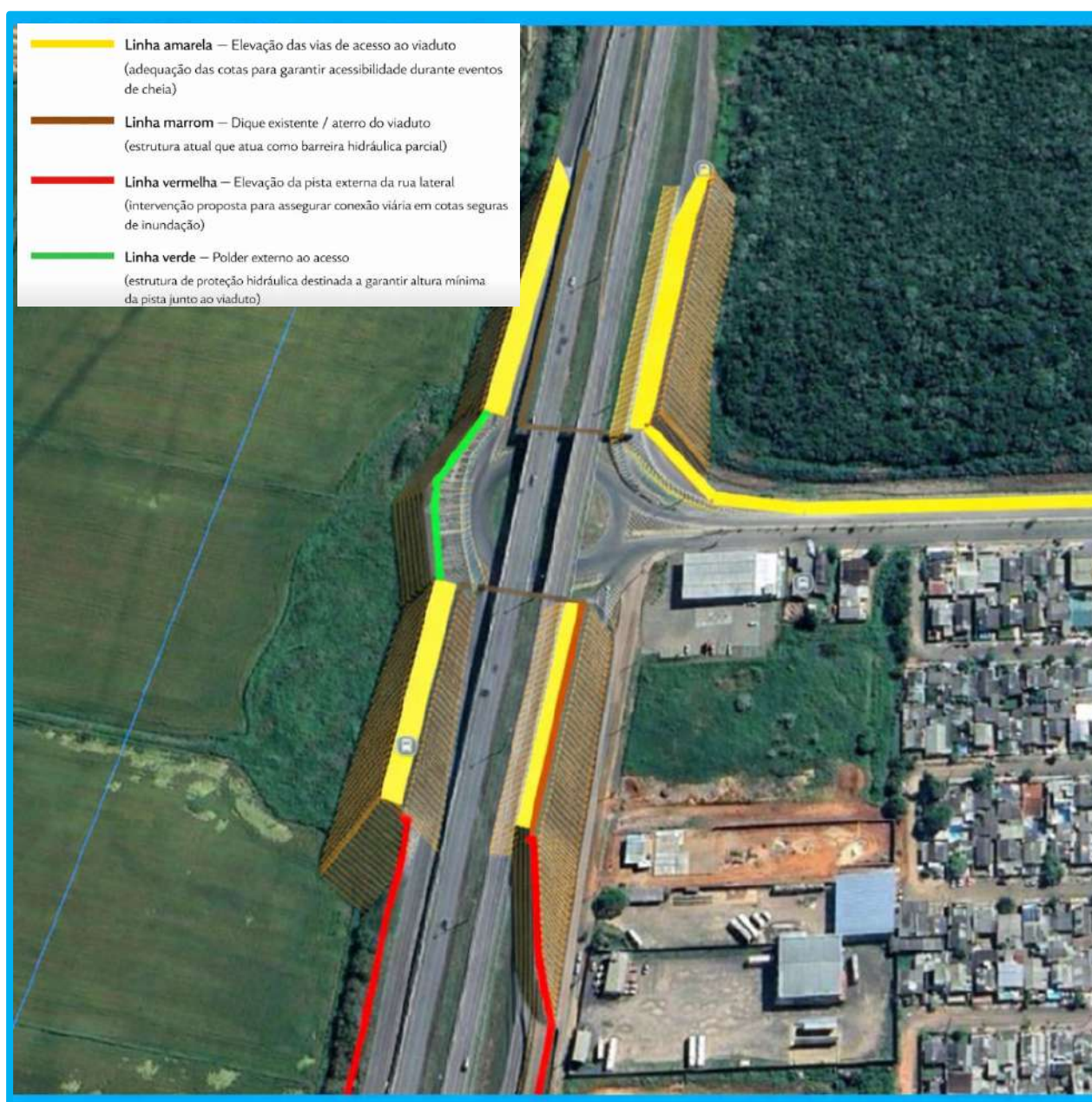


Figura 27 - esquema do polder no viaduto

Na figura apresentada, propõe-se, em forma de croqui, a implantação de um sistema de polder associado ao viaduto da BR-116, com o objetivo de garantir a vedação hidráulica e a manutenção da acessibilidade viária ao Bairro Santa Rita durante eventos de cheia.

No lado oeste, os acessos ao viaduto seriam elevados progressivamente até as proximidades da passagem inferior, assegurando cotas compatíveis com o nível de proteção estabelecido para o sistema. Ao atingir a interseção sobre o viaduto, uma contenção em terra (aterro de fechamento) avançaria além do acostamento da rodovia, garantindo a continuidade da vedação hidráulica e impedindo a propagação lateral das águas.

Procedimento análogo é previsto para o lado leste, abrangendo a rua lateral e a Avenida Ney Brito, onde a elevação das vias e a implantação de aterros de contenção permitiriam o fechamento do perímetro do polder, assegurando a proteção das áreas urbanizadas adjacentes e a manutenção das rotas de acesso em condições operacionais.

Essa solução configura um sistema integrado de proteção, no qual os próprios elementos viários elevados passam a atuar como estruturas de defesa contra inundação, promovendo simultaneamente a resiliência hidráulica e a funcionalidade do sistema de mobilidade local.

Setor norte

O Setor Norte compreende a implantação do polder ao longo da Avenida Ney Brito. De forma análoga ao setor oeste, propõe-se o alteamento da pista externa desta avenida até a cota de cheia adotada no Estudo de Macrodrenagem, de modo a compor a linha de vedação hidráulica e garantir a continuidade do perímetro de proteção.

A opção pela pista externa justifica-se pela necessidade de manter o acesso direto às residências e lotes lindeiros com frente para a avenida, preservando a funcionalidade urbana e evitando a criação de barreiras físicas entre a via e as edificações existentes.



Figura 28 - Vista da Avenida Ney Brito - sentido oeste => leste - Fonte Google

Estima-se que o alteamento requerido não ultrapasse, em princípio, 2,0 m, condição que favorece a exequibilidade construtiva (aterros com taludes e estabilização compatíveis) e permite que o perímetro interno permaneça protegido frente a contribuições externas em eventos de inundação.

A solução atende à premissa básica adotada para o polder no presente estudo: priorizar medidas passivas integradas ao sistema viário, evitando o uso de comportas e mantendo a vedação hidráulica no próprio eixo viário, com operação simplificada e maior robustez em cenários de cheia.

Setor Sul

Este setor compreende uma vala de drenagem que se estende desde a via lateral da BR/116, passando pela Rua Paulo de Souza Soares, até a Estrada Ismael Chaves Barcelos (Estrada do Conde). A referida vala, doravante denominada Valo Borda Sul, atualmente não dispõe de dispositivos de contenção capazes de impedir extravasamentos e o avanço das águas sobre a área urbanizada. Observa-se, ainda, a presença de ocupações irregulares, com edificações que avançam sobre a faixa de servidão e, em alguns trechos, interferem diretamente no leito do curso, reduzindo sua seção hidráulica e aumentando o risco de alagamentos.

Verifica-se também a comunicação hidráulica do Valo Borda Sul com o canal principal da zona urbanizada, denominado Valo Cohab/Santa Rita. Considerando a premissa adotada no presente estudo, se que a Sub-bacia 3 (zona urbana principal do Bairro Santa Rita) não deve receber contribuições externas — torna-se necessária a reorganização do encaminhamento hidráulico deste sistema.

Dessa forma, recomenda-se que o Valo Borda Sul seja requalificado para a condição de canal, mantendo-se seu alinhamento geral. A exceção ocorre no ponto de transposição/ligação atualmente existente com o Valo Cohab/Santa Rita, onde se propõe o desvio do escoamento para o Canal da Estrada da Granja Santa Rita, e, posteriormente, sua condução ao Canal Ipê, após a travessia da Estrada do Conde. Essa diretriz deverá ser confirmada por modelagem e verificação hidráulico-hidrológica no âmbito do estudo de macrodrenagem, definindo-se as seções mínimas em função das contribuições externas e do regime de precipitação. Para efeito de diretriz de projeto, considera-se plausível a adoção de período de retorno $TR = 100$ anos, sujeito à validação conforme critérios do município e órgãos competentes.

Adicionalmente, recomenda-se que, no trecho entre a via lateral da BR-116 e a Estrada do Conde, o canal opere de forma confinada, com leito definido e taludes laterais dimensionados, de modo que as cotas de borda/berma atinjam a cota máxima de cheia estabelecida pelo estudo de macrodrenagem, reduzindo o risco de extravasamento para a zona urbanizada.

Por fim, é indispensável que toda drenagem (rede tubulada ou ligações laterais) cujo exutório descarregue no Valo Borda Sul seja dotada de válvula de retenção de fluxo (dispositivo anti-retorno), evitando refluxo e ingresso de água externa no sistema interno do bairro durante eventos de cheia.



Figura 30 - Redes de drenagem locais

LEGENDA

- Linha Azul Claro - Rede Tubulada
- Azul Marinho - Rede Santa Rita
- Amarelo - Canal Face Sul
- Vermelho - Canal Granja Santa Rita
- Roxo - Canal Ipê Rua 1
- Verde - Canal Ipê



Figura 31 – Modelo de válvula de retenção de fluxo

Setor Leste

O presente setor corresponde à **face leste do polder do bairro Santa Rita**, tendo como limite a Estrada Ismael Chaves Barcellos (Estrada do Conde), classificada funcionalmente como via arterial urbana, caracterizada por cruzamentos controlados e considerável volume de tráfego, considerando tratar-se do acesso principal ao bairro mais populoso do município.

Atualmente, a via apresenta seção transversal composta por duas pistas de rolamento, uma por sentido, cujas dimensões e faixa de domínio permitem futura duplicação, inclusive com implantação de canteiro central.

Conforme levantamento topográfico realizado em 2019, verificou-se que, na travessia sobre o dispositivo BTCC, a via apresenta cota aproximada de 4,10 m, elevando-se para cerca de 5,00 m na interseção com a Rua Natal, localizada a aproximadamente 50 m desse ponto, e na sequência atingindo cota máxima de 7,50 m nas proximidades com a Rua Curitiba.

No período mencionado, a empresa Crescent Arquitetura, responsável pela implantação do Condomínio Portal do Conde, executou, como medida compensatória, o projeto de duplicação parcial da Estrada Ismael Chaves Barcellos, de autoria do presente projetista. A intervenção compreendeu o trecho situado a montante da travessia sobre os dispositivos BTCCs, incluindo a adequação da pista existente ao novo traçado projetado, estendendo-se até a Rua Curitiba, em extensão aproximada de 300 m.

O projeto viário contemplou a implantação de duas pistas de rolamento por sentido, separadas por canteiro central, bem como interseções do tipo rotatória nos principais acessos, visando à melhoria das condições de fluidez, segurança viária e organização do tráfego.

À época da concepção desse empreendimento, não havia definição oficial da cota de

inundação de referência para o setor. Observa-se que, no trecho inicial até o acesso da Rua Natal, em extensão aproximada de 55 m, as cotas variam entre 3,54 m e 5,00 m, configurando situação de potencial vulnerabilidade a eventos de inundação.

Dessa forma, recomenda-se a revisão do projeto viário executado, bem como sua extensão até o encontro com o sistema de proteção do polder na Avenida Ney Brito, de modo a adequar as cotas da via às condições de cheia de projeto, permitindo que a Estrada Ismael Chaves Barcellos funcione simultaneamente como infraestrutura viária e elemento complementar de proteção contra inundações.



Figura 32 - Planta baixa projeto duplicação Estrada Ismael - trecho BTCC => Rua Curitiba

A adequação do projeto de duplicação da Estrada Ismael Chaves Barcellos deverá ser compatibilizada com o sistema de proteção contra cheias do polder, abrangendo os setores Sul e Norte. Essa compatibilização deverá considerar as diretrizes hidráulicas e altimétricas estabelecidas pelo estudo de macrodrenagem do bairro Santa Rita.

Destaca-se, em especial, a interseção da referida estrada com a Avenida Ney Brito, cujas cotas de projeto deverão ser definidas em conformidade com a cota de proteção contra inundação adotada para o sistema de polder, garantindo a continuidade funcional do sistema de contenção e a segurança hidráulica da infraestrutura viária.

3.3.4. Localização da bacia de amortecimento/acumulação e EBAP

O Canal Cohab/Santa Rita, nas proximidades da travessia sob a Estrada Ismael Chaves Barcellos por meio de bueiro triplo celular (BTCC), deverá ser dotado de uma bacia de amortecimento/acumulação associada a uma Estação de Bombeamento de Águas Pluviais (EBAP), destinada à transposição hidráulica do sistema de polder. Após o bombeamento, as

vazões deverão ser conduzidas por canal lateral ao Condomínio Portal do Conde até o exutório final no Lago Guaíba.

A bacia de amortecimento/acumulação deverá ser implantada em dois patamares operacionais:

◆ **Patamar 1 — Canal de base (microdrenagem)**

Correspondente ao canal central de escoamento permanente até o BTCC existente, dimensionado para encaminhamento das vazões associadas à drenagem cotidiana, com capacidade mínima compatível com evento de cheia de **TR = 5 anos**, garantindo o funcionamento do sistema de microdrenagem interna ao polder.

◆ **Patamar 2 — Área de amortecimento (macrodrenagem)**

Correspondente à área expandida de retenção temporária, destinada ao armazenamento dos volumes excedentes durante eventos críticos, conforme dimensionamento a ser definido pelos estudos hidrológicos e hidráulicos da bacia de contribuição. Esse patamar constituirá a bacia de amortecimento propriamente dita.

Os estudos preliminares indicam a necessidade de desapropriações no entorno da área, considerando as condições altimétricas existentes. A cota atual do fundo junto à ala do BTCC é da ordem de 1,00 m, enquanto a cota de coroamento do polder situa-se aproximadamente em 5,50 m. Adotando-se taludes internos mínimos com inclinação H:V = 2:1, resulta uma seção transversal significativa, demandando área adicional para implantação segura da estrutura.

Adicionalmente, deverá ser prevista área específica para a implantação da Estação de Bombeamento (EBAP), incluindo casa de bombas, equipamentos eletromecânicos, reservatório de sucção, sistemas de energia e acesso operacional.



Figura 33 - área de amortecimento e bombeamento

3.3.5. Sugestões para microdrenagem

O bairro Santa Rita iniciou sua ocupação na década de 1970, entretanto sua expansão mais intensa deu-se nas décadas de 1980 e 1990 com a implementação de conjuntos habitacionais populares especialmente vinculados à Companhia de Habitação do Estado do Rio Grande do Sul (COHAB). Consolidou-se posteriormente como o bairro mais populoso do município.



Figura 34 - Folheto de divulgação - década 1980 (fonte google)

Folheto de divulgação do bairro que surgia em Guaíba no início dos anos 80. Observe as casas ainda em processo de construção. É possível identificar no centro da foto o valão Cohab/Santa Rita e ao fundo os pinheiros.

O bairro foi implantado de forma ordenada com sistema de microdrenagem pluvial mista direcionando a drenagem para a rede principal da drenagem localizada na Rua Lupicínio Rodrigues, exceto na antiga invasão na margem sul que está lindeira a o valo face sul.

Observou-se que todas linhas de drenagem perpendiculares a rede principal tem seu exutório nesta rede.



Figura 35 - Exutório no canal central das Ruas perpendiculares a Canal Cohab/Santa Rita

Um estudo mais detalhado da microdrenagem deveria ser realizado a fim de verificar:

- Fazer todo levantamento topográfico do local: este trabalho inclui a cadastro completo das ruas, equipamentos, demais interferências, material imprescindível para verificações;
- A situação destas tubulações: A rede de microdrenagem em geral tem mais de 40 anos, há um desgaste e deterioração;
- Revisar os cálculos hidráulicos: Considerando que a área apresenta baixa declividade e que as intervenções de manutenção nas tubulações foram realizadas, ao longo dos anos, de forma pontual e não planejada, sem observância das necessidades sistêmicas da rede de drenagem, torna-se necessária a revisão dos cálculos hidráulicos, uma vez que tais intervenções podem ter alterado as condições de escoamento e, conseqüentemente, as vazões resultantes inicialmente previstas.
- Verificar locais para implantação de bacias/valas de amortecimento: As bacias de

amortecimento constituem dispositivos fundamentais para o controle de cheias associadas a eventos de precipitação de maior intensidade, devendo ser previstas e integradas aos novos empreendimentos como medida estrutural de manejo de águas pluviais. Sua implantação contribui significativamente para a atenuação dos picos de vazão, por meio do armazenamento temporário das vazões afluentes e da liberação controlada das vazões efluentes, reduzindo os impactos hidráulicos a jusante e o risco de alagamentos.

Entretanto, a zona urbana do bairro Santa Rita apresenta elevada densidade de ocupação, não dispondo de áreas livres ou desocupadas adequadas para a implantação convencional de bacias de amortecimento. A eventual inserção desses dispositivos no tecido urbano consolidado implicaria proximidade excessiva com residências, potenciais interferências na infraestrutura existente e impactos socioambientais relevantes. Soma-se a esse fator a característica do sistema local de drenagem pluvial, predominantemente misto, o que pode ocasionar inconvenientes sanitários, como a geração de odores e outras condições indesejáveis à população lindeira.

Diante dessas limitações, propõe-se, como alternativa técnica, a implantação de um canal interceptor interno, disposto sob e/ou ao longo do dique do canal face sul (sistema de proteção tipo polder). Esse interceptor deverá ser dimensionado com capacidade de armazenamento compatível com a retenção temporária de parcela das vazões provenientes da gleba contribuinte, operando como dispositivo linear de amortecimento hidráulico, combinando retenção e condução controlada. Adicionalmente, sua configuração contribuirá para minimizar a propagação de odores provenientes do escoamento de caráter misto.

A nova tubulação sob o polder, deverá operar em dois estágios hidráulicos complementares:

- (i) um canal de estiagem (microdrenagem), destinado ao escoamento de eventos frequentes (TR 2 a 5 anos), assegurando funcionamento contínuo e facilidades de manutenção;
- e
- (ii) um volume adicional de detenção correspondente ao estágio superior, acionado por extravasamento controlado para a seção ampliada durante eventos mais severos, destinado a atenuar picos de vazão, com descarga regulada ao sistema de bombeamento/exutório conforme a estratégia operacional do polder.

O interceptor deverá ainda estar integrado à bacia de amortecimento prevista, permitindo que, em condições de níveis elevados a jusante, ocorra acréscimo temporário de volume por efeito de remanso, ampliando a capacidade de armazenamento e potencializando o amortecimento das vazões de cheia.

A solução proposta permitirá a retenção temporária e a regularização das vazões de cheia,

promovendo a redução dos picos hidrológicos e a condução controlada das descargas, sem a necessidade de grandes áreas destinadas a reservatórios isolados. Além disso, possibilita a integração funcional com o sistema de macrodrenagem e com as estruturas de proteção contra inundações previstas para a área, assegurando maior eficiência hidráulica e viabilidade de implantação no contexto urbano consolidado.



Figura 36 - Proposição complementar da micro e macrodrenagem

Legenda — Sistema de Drenagem Proposto/Existente

- **Rede tubulada** associada à zona de infiltração, destinada ao escoamento subterrâneo e à dissipação controlada das vazões de microdrenagem.
- **Canal Santa Rita**, constituindo o eixo principal de macrodrenagem da sub-bacia.
- **Canal Margem Sul / tubulação amortecimento**, destinado à regularização de vazões, retenção temporária e condução controlada até o exutório.

Legenda — Sistema de Drenagem Proposto/Existente

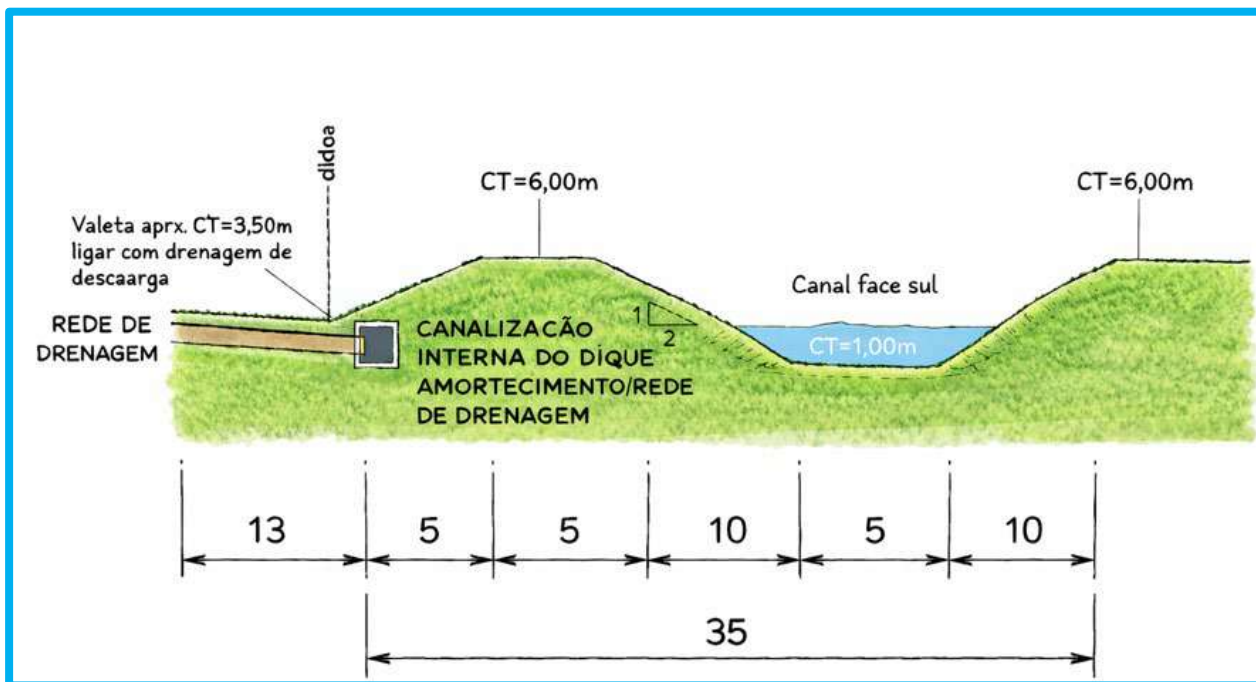


Figura 37 - Esquema da proposta da canalização sob o poder sul

- Verificar se há a possibilidade de implantação de dispositivos de infiltração: Esses dispositivos urbanos, quando adequadamente dimensionados e implantados, promovem significativa redução das vazões de escoamento superficial. Entretanto, sua eficácia está condicionada à profundidade do lençol freático, sendo recomendados apenas em locais onde este não se encontra em nível superficial. Em áreas onde tal condição não é atendida, a aplicação dessas soluções mostra-se limitada ou ineficaz.

Implantação de interceptor hidráulico: Recomenda-se a implantação de um canal interceptor ao longo da face sul do polder, com o objetivo de mitigar a ocorrência de alagamentos na região. Informações obtidas junto aos moradores locais indicam que a área apresenta recorrência de inundações durante eventos de precipitação de maior intensidade, evidenciando a necessidade de interceptação e adequado encaminhamento das contribuições superficiais.

- Revisar as seções do canal principal (Cohab/Santa Rita) dentro das áreas influência estabelecidas;

3.4. Sub-bacia 4

A **Sub-bacia 4**, localizada ao sul da área de estudo, apresenta caráter predominantemente rural, devendo observar as diretrizes primárias aplicáveis à implantação de novos empreendimentos.

- Todos os futuros empreendimentos deverão respeitar a cota mínima de inundação

estabelecida;

- Novas intervenções no local devem atender às disposições do Decreto Municipal nº 119/2017.

Dispositivos existentes:

O valo da face sul, atualmente em seção natural de terra e sem geometria definida, margeia a zona urbana sul do bairro Santa Rita. Relatos de moradores lindeiros indicam que, durante eventos de precipitação intensa, ocorre extravasamento frequente do canal, evidenciando sua insuficiência hidráulica. Dessa forma, recomenda-se sua qualificação por meio de regularização geométrica e estabilização das margens.

A seção transversal atual apresenta configuração irregular em solo natural. Considerando a área de contribuição, declividade longitudinal e condicionantes de implantação do futuro Dique Santa Rita, conclui-se pela necessidade de relocação do canal para posição mais ao sul, preferencialmente dentro da área verde adjacente, visto que não haverá espaço suficiente para a coexistência do dique e da qualificação do canal em sua posição atual.



Figura 38 - Valo face sul

Atualmente, este dispositivo hidráulico mantém comunicação com o Canal Cohab/Santa Rita, a noroeste, interligação esta que deverá ser descontinuada em função da implantação do sistema de polder perimetral do bairro Santa Rita, de modo a impedir contribuições externas à área protegida.

Adicionalmente, o canal também se comunica com o valo da Estrada da Granja Santa Rita,

devendo tal conexão ser objeto de avaliação específica no âmbito dos estudos hidráulicos, a fim de garantir a adequada setorização das contribuições e o correto funcionamento do sistema de drenagem proposto.

Ressalta-se a necessidade de estudo hidráulico detalhado para o ramo Norte–Sul deste sistema, visando à definição do dispositivo interceptor mais adequado, que poderá assumir a forma de via canalizada, canal aberto estruturado ou galeria fechada, conforme condicionantes urbanísticas e hidráulicas.

O valo da Estrada da Granja Santa Rita também deverá ser qualificado. Atualmente implantado paralelamente à via homônima, sugere-se que, em cenário de reestruturação viária, a estrada seja duplicada e o canal reposicionado no eixo central da seção transversal, configurando solução integrada de mobilidade e drenagem. Tal intervenção poderá consolidar importante via arterial estruturante, considerando o potencial de expansão antrópica da região.

A área destinada à expansão da bacia de amortecimento/acumulação do Canal Cohab/Santa Rita localiza-se na porção noroeste da gleba. Em avaliação preliminar, verifica-se a necessidade de disponibilização de área adicional para implantação deste dispositivo hidráulico. Considerando a inexistência de áreas livres ao norte do exutório do referido canal, parte da Sub-bacia 4 deverá ser objeto de desapropriação, a fim de viabilizar a solução proposta.

O valo da Estrada da Granja Santa Rita também deverá ser objeto de qualificação hidráulica. Atualmente implantado paralelamente à via homônima, recomenda-se, em cenário de reestruturação viária, a duplicação da estrada e o reposicionamento do canal no eixo central da seção transversal, configurando solução integrada de mobilidade e drenagem urbana. Tal intervenção poderá consolidar importante via arterial estruturante para a região, considerando o potencial de expansão antrópica existente.

A área destinada à expansão da **bacia de amortecimento/acumulação do Canal Cohab/Santa Rita** localiza-se na porção noroeste da gleba em análise. Em avaliação preliminar, constata-se a necessidade de disponibilização de área adicional para implantação deste dispositivo hidráulico. Considerando a inexistência de áreas livres ao norte do exutório do referido canal, parte da Sub-bacia deverá ser objeto de desapropriação, a fim de viabilizar a implantação da solução proposta.



Figura 39 - sub-bacia 4

3.5. Sub-bacia 5

A **Sub-bacia 5** localiza-se às margens do Lago Guaíba, a leste, sendo delimitada a oeste pela Estrada Ismael Chaves Barcelos, ao norte pela bacia hidrográfica do Arroio do Conde e ao sul pela bacia do Arroio Celupa. Possui área aproximada de 263 hectares e encontra-se inserida em zona de expansão urbana.

Para esta sub-bacia, recomenda-se a adoção das seguintes premissas básicas de ordenamento territorial e drenagem:

- Manutenção da cota mínima de implantação acima do nível de inundação para novos empreendimentos de grande porte, admitindo-se flexibilização, quando tecnicamente justificada e mediante autorização do corpo técnico municipal, apenas para empreendimentos de pequeno porte ou de caráter familiar, especialmente em áreas já consolidadas onde a aplicação integral da diretriz possa se mostrar inviável;
- Obrigatoriedade de manutenção do coeficiente de permeabilidade equivalente ao observado nas condições de pré-urbanização para todas as novas áreas a serem urbanizadas, de modo a preservar o regime hidrológico natural, minimizar o incremento do escoamento superficial e evitar a sobrecarga dos sistemas de drenagem existentes, ressalvadas as seguintes exceções técnicas:

1 – Glebas localizadas à margem do Lago Guaíba, desde que comprovada, por estudo hidrológico-hidráulico específico, a inexistência de contribuição significativa para áreas a jusante suscetíveis a agravamento de cheias;

2 – Áreas que disponham de dispositivos naturais de amortecimento hidráulico, tais como

planícies de inundação adjacentes a córregos e arroios, capazes de promover armazenamento temporário dos picos de vazão e dissipação das cheias, desde que mantidas suas condições de funcionamento e respeitadas as faixas de preservação permanente e demais condicionantes ambientais.

- Qualificação e regularização hidráulica dos canais existentes na região, visando à melhoria da capacidade de escoamento, redução do risco de extravasamentos e compatibilização com o sistema de macrodrenagem proposto.

4. VERIFICAÇÃO DA MACRODRENAGEM DO CANAL SANTA RITA

4.1. Introdução

A drenagem principal da **Sub-bacia 3** possui eixo coletor estruturante implantado ao longo do canteiro central da Avenida Lupicínio Rodrigues, Avenida Recife e Sargento Mário Luís Souza Soares, desenvolvendo-se posteriormente em canal aberto após a travessia da Avenida Ismael Chaves Barcelos, até seu exutório no Lago Guaíba.

Todo o alinhamento foi devidamente estaqueado, totalizando 3.120 m de extensão. Desse montante, 619,66 m encontram-se atualmente tubulados, permanecendo o trecho subsequente em canal aberto.

A municipalidade firmou contrato para elaboração de estudo hidrológico destinado ao dimensionamento do canal de escoamento das águas pluviais do bairro Santa Rita, conforme especificações constantes no respectivo Termo de Referência.

As análises hidráulicas serão subdivididas conforme descrito a seguir:

- **Trecho 1:** Est. 0+619,66 a 0+760 — segmento compreendendo entre o final do trecho tubulado a travessia da Rua Belo Horizonte;
- **Trecho 2:** Est. 0+760 a 1+561 — segmento até a travessia da Rua Recife, incluindo inflexão da rede para o sul;
- **Trecho 3:** Est. 1+561 a 2+060 — segmento até a travessia do Beco Um;
- **Trecho 4:** Est. 2+060 a 2+480 — área lindeira ao Condomínio do Conde, posterior à travessia da Avenida Ismael Chaves Barcelos;
- **Trecho 5:** Est. 2+480 a 3+120 — trecho final até o exutório no Lago Guaíba.

Para fins de cálculo serão utilizados conforme orientações do corpo técnico da PMG as seguintes diretrizes:

- Para cálculo da intensidade de chuvas utilizar pluviômetro da Redenção;

$$i = \frac{1265,67T^{0,052}}{(t+12)^{0,88}/T^{0,05}}$$

- O coeficiente de rugosidade do concreto, $n=0,0013$;
- O Coeficiente de permeabilidade adotado = 0,70;
- O tempo de concentração será calculado pelo método de Kirpich, método utilizado pelo

PDDUA em Porto Alegre e será calculado para cada área de influência.

Tabela 11.3. Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas cobertura ruim	45	66	77	83
Florestais: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições	39	61	74	80
com relva em mais de 75% da área	49	69	79	84
com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
lotes de (m ²) % média impermeável				
<500 65	77	85	90	92
1000 38	61	75	83	87
1300 30	57	72	81	86
2000 25	54	70	80	85
4000 20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
paralelepípedos	76	85	89	91
terra	72	82	87	89

Figura 40 - Coeficiente de deflúvio ou "RUN-OFF" tabela 7 – Tucci – página 404

- A inclinação longitudinal do canal, conforme a topografia local, apresenta variação ao longo dos trechos, situando-se entre 0,07% e 0,10%.

Corresponde à declividade média verificada ao longo do trecho não tubulado. Estudos hidrológicos e manuais de drenagem urbana, conforme Tucci, Campos e PDDUA (Porto Alegre), recomendam para canais e condutos do tipo aduelas uma faixa mínima de trabalho situada entre 0,5% e 1%.

Verifica-se, portanto, que a declividade natural do terreno se encontra significativamente inferior aos valores recomendados para o adequado desempenho hidráulico. Entretanto, as condições topográficas locais limitam intervenções que possibilitem sua ampliação. Diante disso, torna-se necessária a previsão de manutenções periódicas e permanentes ao longo do sistema.

No projeto executivo, recomenda-se a implantação de caixas de deposição de sedimentos (caixas de areia) ao longo das aduelas, com o objetivo de reduzir processos de assoreamento e facilitar as operações de limpeza. Para os trechos em canal aberto, a manutenção deverá ser realizada preferencialmente por meios mecânicos, devendo as seções e superfícies ser projetadas de forma compatível com a operação desses equipamentos.

Para a verificação das condições de escoamento, procedeu-se à elaboração do greide conforme as etapas descritas a seguir:

- Foi construída a superfície do terreno natural ao longo do trecho compreendido entre o início da zona não tubulada da macrodrenagem da Avenida Lupicínio Rodrigues e o exutório no Lago Guaíba;
- Manteve-se o estaqueamento topográfico, tomando como referência o início da tubulação existente. Considerando que o início do canal corresponde à estaca 0+619,66, esta foi adotada como marco inicial da verificação;
- A partir do lançamento do eixo planimétrico e da incorporação dos pontos levantados em campo, foi gerado o perfil longitudinal (greide) do terreno natural;
- Com base nesse perfil, determinou-se a declividade média do terreno, utilizada para avaliar as condições mínimas necessárias ao escoamento das contribuições de águas superficiais.

4.2. Áreas de contribuições parciais e acumuladas dos trechos:

Trecho	Área do trecho (ha)	Área acumulada (ha)
1	90,15	90,15
2	13,85	104,00
3	58,85	162,85
4	43,33	206,18
5	16,38	222,56

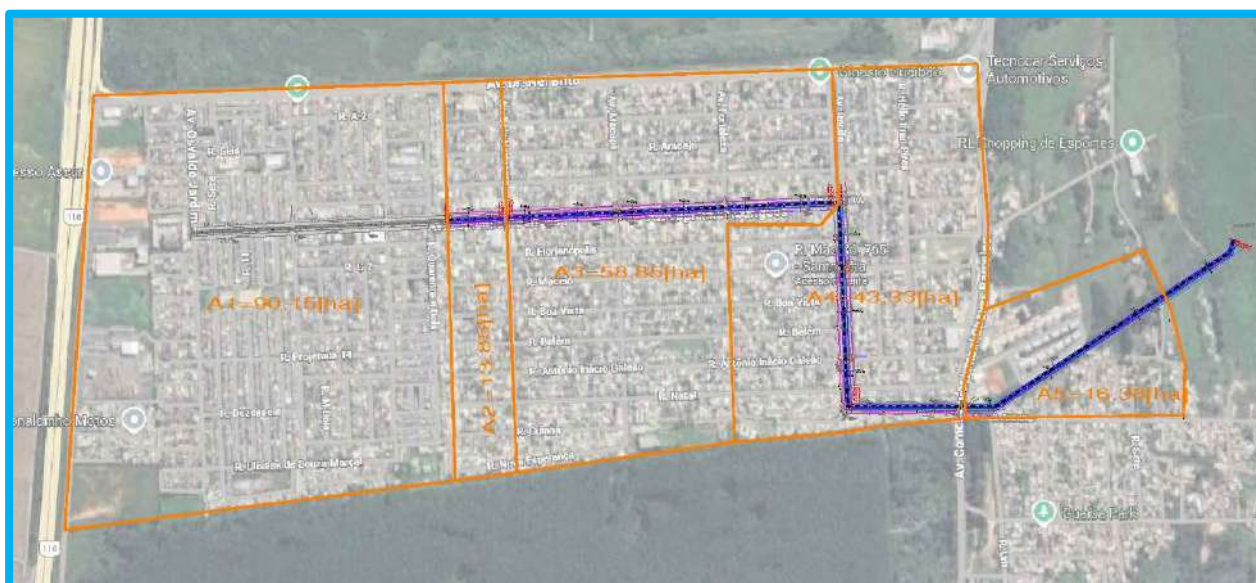


Figura 41- Áreas de influência

4.3. TRECHO 1 – 0+619,66 A 0+760

4.3.1. Cálculo hidráulico da bacia 90,15 [há]

Neste trecho está previsto a instalação de um bueiro duplo celular de concreto com 2,0 x 2,0 [m²], BDCC 2,00 x 2,00 [m²] como continuidade até a travessia da Rua Belo Horizonte.

DADOS:

- Extensão: L= 140,34 [m] – (0+619,66 a 0+760)
- Área de contribuição = 90,15 [há];
- Tempo decorrência = 25 [anos];
- Tempo de concentração

$$T_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385};$$

Tc = Tempo de concentração , em h ;

L = Extensão média do talvegue principal, em [km] →, L_{trecho 1}=0,70 [km].

A extensão média de todos os trechos foi definida como a distância em linha reta entre o ponto médio dos dois limites laterais da bacia de contribuição. Adotou-se o critério de medição em linha reta por representar uma condição conservadora de projeto, uma vez que comprimentos menores implicam redução do tempo de concentração e, conseqüentemente, aumento da vazão de pico estimada. Dessa forma, o procedimento posiciona o dimensionamento a favor da

segurança hidráulica do sistema.

i = Declividade efetiva do talvegue do canal 0,07%.

O bairro apresenta características predominantemente planas, razão pela qual foi adotada declividade média longitudinal $i = 0,006\%$, obtida a partir do levantamento topográfico ao longo da Avenida Lupicínio Rodrigues até o exutório no Lago Guaíba, como valor de referência para as verificações hidráulicas dos dispositivos propostos. Ressalta-se que a determinação de declividades específicas para toda a área exigiria levantamento topográfico detalhado, o que não se mostra viável no presente momento. Considerando a reduzida variabilidade altimétrica local, entende-se que a adoção desse valor médio não implica alterações significativas nos resultados das análises hidráulicas.

LOCAL:	Trecho 1 - Santa Rita			
DATA:	mar/26			
Cálculo do Tempo de concentração, intensidade de chuvas e precipitação				
DADOS:				
item	Variáveis	Abreaveatura	unidade	Observações
1	T_v	= 700,00	[m]	Talvegue
2	C_c	= 5,00	[m]	Cota de crista
3	C_b	= 4,50	[m]	Cota de base = exutório
4	Δh	= 0,50	[m]	item 2-3
5	T_r	= 25,00	[anos]	Tempo de retorno
6	T_d	= 2,00	[horas]	Tempo de chuva ($T_d > 2 \times T_c$)
7	A_b	= 0,90	[km ²]	Área da bacia de contribuição
8	T_c	= 49,30	[min]	Tempo de concentração (fórmula de kirpich) $T_c > 10\text{min}$
	$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$		[km]	item 1 => L [km]
			[m]	item 4 => Δh [m]
9	$i_{\max}$	= 68,53	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
	$i_{\max} = \frac{1265,67 \cdot T_r^{0,052}}{(t_c + 12)^{0,88} / T_r^{0,05}}$			item 5 => T_r [anos]
				item 8 => t_c [minutos]
10	P	= 137,06	[mm]	item 6 x item 9 => $P = i_{\max} \times T_d$
11	C	= 0,70	[m ³ /s]	coeficiente de permeabilidade
12	$i_{\max}$	= 68,53	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
13	A	= 90,15	[há]	área da bacia de contribuição [hectares]
14	Q_{bacia}	= 12,11	[m ³ /s]	Vazão IDF
$Q = 0,0028 \cdot C \cdot I \cdot A$			O fator 0,00278 corresponde à conversão de unidades para que Q resulte em [m ³ /s] quando i estiver em [mm/h] e A em [há]	

4.3.2. Verificando trecho total até passagem pela Rua Belo Horizonte - BDCC 2,0x2,0[m²]

Esta travessia foi adotada com BDCC (bueiro duplo celular de concreto) 2,0 × 2,0 m, trabalhando cheio. Para tanto, foi verificado a declividade mínima para que esta tubulação supere a vazão acumulada da precipitação a montante, assim:

$L = 15,00 \text{ [m]}$;

Vazão desejada: $Q = 12,20 \text{ m}^3/\text{s}$

Usando Manning (conduto livre) e concreto ($n = 0,013$)

A baixo vai o cálculo da declividade mínima (S) pelo Manning, assumindo BDCC $2,00 \times 2,00 \text{ m}$ (1 célula) em concreto (valor típico $n = 0,013$) e escoamento em conduto livre uniforme.

Dados

- Vazão total: $Q_t = 12,20 \text{ [m}^3/\text{s]}$
- Nº de células: 2

$$Q_c = \frac{Q_t}{2} = \frac{12,20}{2} = 6,10 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

- Seção por célula: $b = 2,00 \text{ [m]}$, $h = 2,00 \text{ [m]}$
- Manning: $n = 0,013$
- Comprimento: $L = 15 \text{ [m]}$

1) Geometria de 1 célula 2×2

$$A = b \cdot h = 2 \cdot 2 = 4,00 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = b + 2h = 2 + 4 = 6,00 \text{ [m]}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{4}{6} = 0,6667 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} \approx 0,763 \text{ [m]}$$

2) Declividade mínima (Manning)

$$Q_c = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow S = \left(\frac{Q_c n}{A R_h^{2/3}} \right)^2 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$

$$S = \left(\frac{6,10 \cdot 0,013}{4,00 \cdot 0,763} \right)^2 \approx 0,000675 \text{ m/m}$$

Declividade mínima

- Em m/m: $S \approx 0,000675 \text{ m/m}$
- Em %: $S \approx 0,0675\%$

3) Queda no trecho de 15 m

$$\Delta H = S \cdot L = 0,000675 \cdot 15 \approx 0,0101 \text{ m}$$

Queda

$\Delta H \approx 0,010 \text{ m } (\approx 1,0 \text{ cm})$
--

CONCLUSÃO: Para um BDCC 2,00 x 2,00 [m²], a tubulação deverá ter uma declividade mínima de 0,07%027 [m/m] assim

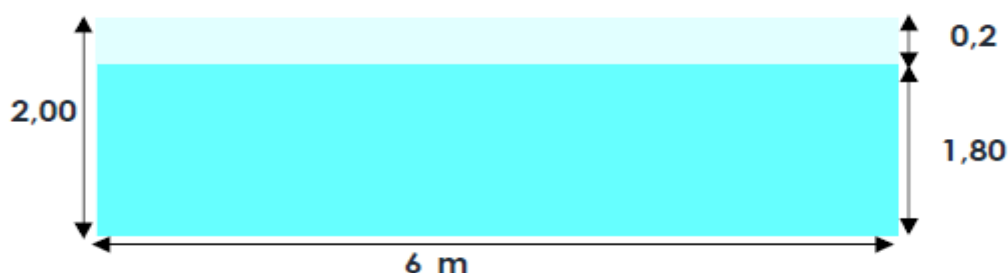
Qchuva < Q tubos BDCC 2,00x2,00 [m²] => OK

4.3.3. Verificando canal – Trecho 1

MEMÓRIA DE CÁLCULO CANAL SEÇÃO RETANGULAR

Pedro Chiarelli

Cálculo hidráulico - Seção proposta



DADOS DE ENTRADA

Q:	12,2 m³/s
b:	6 m
n:	0,025 Rugosidade do perímetro
nf:	0,02 Rugosidade do fundo
dm:	0,12 m
i:	0,0007 m/m

1. FREEBOARD

f= 0,2 m

2. ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA

Altura total da seção menos o freeboard

h= 1,8 m

H= 2 m

3. ÁREA MOLHADA

Área da seção hidráulica com água.

$$A = b \times h$$

A= 10,8 m²

4. PERÍMETRO MOLHADO

Perímetro da seção hidráulica que contém água.

$$P = b + (2 \times h)$$

P= 9,6 m

5. RAO HIDRÁULICO

Relação entre a área hidráulica e o perímetro hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Rh= 1,125 m

6. VAZÃO ADMISSÍVEL

Vazão máxima que pode ser escoada na seção, levando em consideração o freeboard

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Q: 12,3633 m³/s



7. VELOCIDADE MÉDIA

Velocidade média do escoamento da seção hidráulica

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

V= 1,14 m/s

8. TENSÃO DE ARRASTE ATUANTE

$$\tau_0 = \gamma \times R_h \times I$$

τo: 7,875 N/m²

9. TENSÃO DE ARRASTE ADMISSÍVEL

$$\tau_a = C \times (\gamma_s - \gamma) \times d_m$$

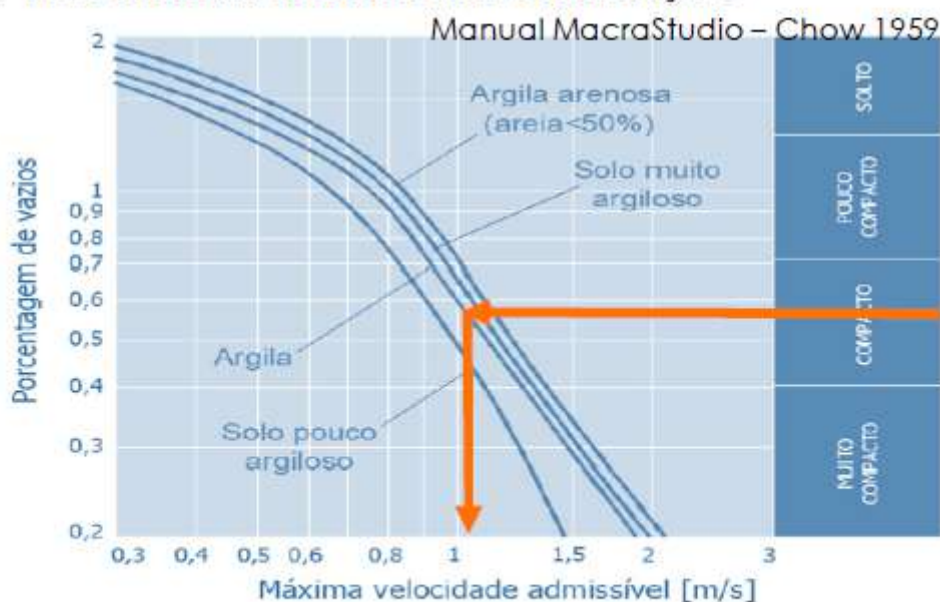
τ_a : 268,8 N/m²

10. VELOCIDADE RESIDUAL

$$V_r = \frac{1}{nf} \times \left(\frac{d_m}{2} \right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

V_r : 0,06758 m/s

11. VELOCIDADE ADMISSÍVEL DA FUNDAÇÃO



$V_{a,f.}$: 1,05 m/s

Qchuva 12,11 [m³/s] < Q canal 12,36 [m³/s] => **OK**

4.4. Trecho 2 – 0+760 a 1+1561

Neste trecho existem diversas travessias ao longo de sua extensão, destacando-se:

- Estaca 1+020 – Rua Macapá;
- Estaca 1+290 – Rua Fortaleza;
- Estaca 1+560 – Avenida Recife.

Em todas as travessias será verificada a implantação de bueiros duplos celulares de concreto (BDCC), com dimensões internas de 2,50 m × 2,00 m por célula. Para fins de padronização das verificações hidráulicas, adota-se comprimento equivalente $L = 15$ m para cada dispositivo, bem como a área total contributiva da bacia, de modo a assegurar maior margem de segurança e manter um critério de dimensionamento mais conservador.

4.4.1. Cálculo hidráulico da bacia 104 [há]

DADOS:

- Extensão: $L = 801$ [m] – (0+760 a 1+561)
- Área de contribuição = $90,15 + 13,85 = 104$ [há],
- Tempo de concentração

$$Tc = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385};$$

L = Extensão média do talvegue principal, bacia de contribuição [km] →, $L_{\text{trecho 1}} = 0,50$ [km]

i = Declividade efetiva do talvegue em %, adotado 0,010% (canal Santa Rita);

LOCAL:	Trecho 2 - Santa Rita			
DATA:	mar/26			
Cálculo do Tempo de concentração, intensidade de chuvas e precipitação				
DADOS:				
item	Variáveis	Abreviatura	unidade	Observações
1	Tv =	500,00	[m]	Talvegue
2	Cc =	5,00	[m]	Cota de crista
3	Cb =	4,50	[m]	Cota de base = exutório)
4	Δh =	0,50	[m]	item 2-3
5	Tr =	25,00	[anos]	Tempo de retorno
6	Td =	2,00	[horas]	Tempo de chuva (Td>2 x Tc)
7	Ab =	1,04	[km²]	Àrea da bacia de contribuição
8	Tc =	33,43	[min]	Tempo de concentração (fórmula de kirpich) Tc>10min
$tc = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$			[km]	item 1 => L [km]
			[m]	item 4 =>Δh[m]
9	i max =	85,78	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
$i_{max} = \frac{1265,67 \cdot Tr^{0,052}}{(tc+12)^{0,88} / Tr^{0,05}}$				item 5 =>Tr[anos]
				item 8 => tc[minutos]
10	P =	171,56	[mm]	item 6 x item 9 => P = Imax x Td
11	C =	0,70	[m³/s]	coeficiente de permeabilidade
12	i max =	85,78	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
13	A =	104,00	[há]	área da bacia de contribuição [hectares]
14	Qbacia =	17,49	[m³/s]	Vazão IDF
$Q = 0,0028 \cdot C \cdot I \cdot A$			O fator 0,00278 corresponde à conversão de unidades para que Q resulte em [m³/s] quando i estiver em [mm/h] e A em [há]	

4.4.2. Verificando travessia Avenida Recife, tubulação BDCC 2,5x2,0[m²]

Esta travessia foi adotada com BDCC (bueiro duplo celular de concreto) 2,5 × 2,0 m, trabalhando cheio. Para tanto, foi verificado a declividade mínima para que esta tubulação supere a vazão acumulada da precipitação a montante, assim:

Vazão desejada: Q = 17,49 [m³/s];

Usando Manning (conduto livre) e concreto (n = 0,013);

Comprimento médio da tubulação adotado = 15,00 [m];

Geometria do BDCC 2,50 × 2,00 [m²]

- b = 2,50 [m]
- h = 2,00 [m]

$$A = b \cdot h = 2,5 \cdot 2,0 = 5,00 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = b + 2h = 2,5 + 4,0 = 6,50 \text{ [m]}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{5,00}{6,50} = 0,7692 \text{ [m]}$$

2) Declividade mínima para conduzir 17,5 [m³/s] (Manning)

Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow S = \left(\frac{Q n}{A R_h^{2/3}} \right)^2 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Substituindo $Q = 17,5$, $n = 0,013$, $A = 5,00$, $R_h = 0,7692$:

$$S \approx 0,00294 \text{ [m/m]}$$

Resultado:

- Declividade mínima: $S \approx 0,00294 \text{ [m/m]} \approx 0,3\%$

3) Queda mínima ao longo de 15 m

$$\Delta H = S \cdot L = 0,00294 \cdot 15 \approx 0,044 \text{ [m]}$$

Queda

- $\Delta H \approx 0,044 \text{ [m]} \approx 4,4 \text{ [cm]}$

CONCLUSÃO:

Qchuva 17,49 [m³/s] < Q tubo => 17,50 [m³/s] => OK

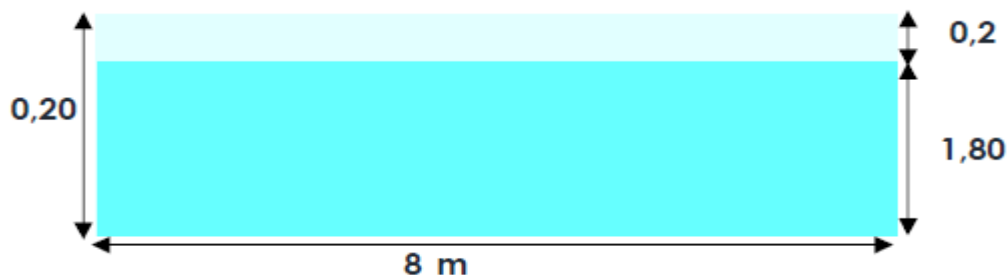
4.4.3. Verificando canal – trecho 2

O canal, neste trecho, apresenta declividade longitudinal de aproximadamente 0,10% (equivalente a 0,001 m/m), conforme levantamento topográfico, iniciando-se no segmento imediatamente a jusante da Avenida Recife.

MEMÓRIA DE CÁLCULO CANAL SEÇÃO RETANGULAR

Pedro Chiarelli

Cálculo hidráulico - Seção proposta



DADOS DE ENTRADA

Q:	17,46 m³/s
b:	8 m
n:	0,028 Rugosidade do perímetro
nf:	0,02 Rugosidade do fundo
dm:	0,12 m
i:	0,001 m/m

1. FREEBOARD

f= 0,2 m

2. ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA

Altura total da seção menos o freeboard

h= 1,8 m

H= 0,2 m

3. ÁREA MOLHADA

Área da seção hidráulica com água.

$$A = b \times h$$

A= 14,4 m²

4. PERÍMETRO MOLHADO

Perímetro da seção hidráulica que contém água.

$$P = b + (2 \times h)$$

P= 11,6 m

5. RAO HIDRÁULICO

Relação entre a área hidráulica e o perímetro hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Rh= 1,24138 m

6. VAZÃO ADMISSÍVEL

Vazão máxima que pode ser escoada na seção, levando em consideração o freeboard

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Q: 18,7848 m³/s



7. VELOCIDADE MÉDIA

Velocidade média do escoamento da seção hidráulica

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

V= 1,30 m/s

8. TENSÃO DE ARRASTE ATUANTE

$$\tau_0 = \gamma \times R_h \times I$$

τo: 12,4138 N/m²

9. TENSÃO DE ARRASTE ADMISSÍVEL

$$\tau_a = C \times (\gamma_s - \gamma) \times d_m$$

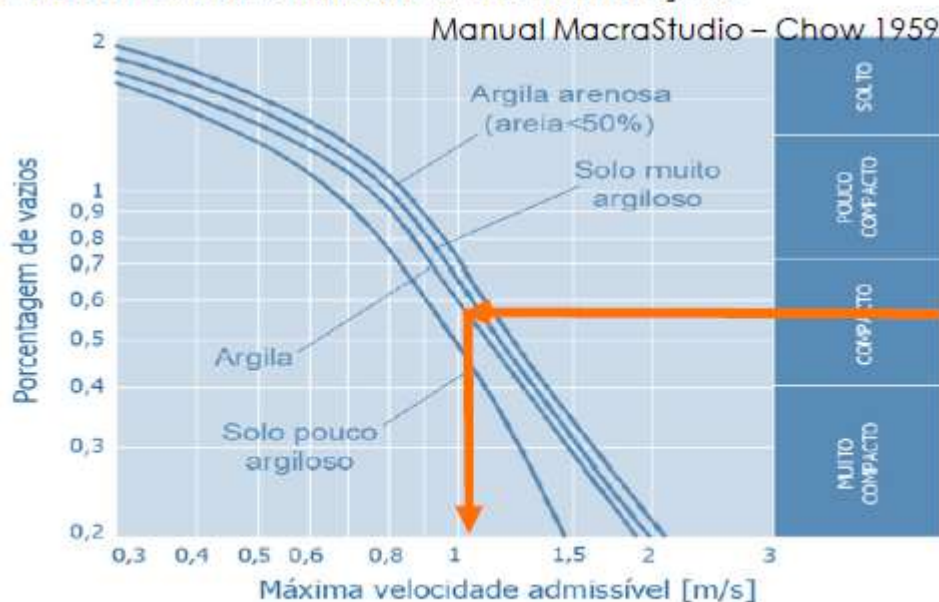
τ_a : 268,8 N/m²

10. VELOCIDADE RESIDUAL

$$V_r = \frac{1}{nf} \times \left(\frac{d_m}{2} \right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

V_r : 0,08078 m/s

11. VELOCIDADE ADMISSÍVEL DA FUNDAÇÃO



$V_{a,f.}$: 1,05 m/s

$Q_{chuva} 17,49 \text{ [m}^3\text{/s]} < Q_{canal} \Rightarrow 18,78 \text{ [m}^3\text{/s]} \Rightarrow \text{OK}$

4.3. Trecho 3 – 1+561 a 2+060

O canal existente, neste trecho, apresenta declividade longitudinal de aproximadamente 0,07% (equivalente a 0,0007 m/m).

Verificam-se três travessias ao longo do trecho: Rua Maceió (estaca 1+720), Rua Antônio Inácio Galeão (estaca 1+940) e uma via sem denominação (estaca 2+060).

Em todas as travessias será verificada a implantação de bueiros duplos celulares de

concreto (BDCC), com dimensões internas de 2,50 m × 2,30 [m] por célula. Para fins de padronização das verificações hidráulicas, adota-se comprimento equivalente $L = 15$ m para cada dispositivo, bem como a área total contributiva da bacia, de modo a assegurar maior margem de segurança e manter um critério de dimensionamento mais conservador.

4.3.1. Cálculo hidráulico da Bacia 162,85 [há]

DADOS:

- Extensão: $L = 499 \text{ [m]}$ – (1+561 a 2+060)
- Área de contribuição = $104,00 + 58,85 = 162,85 \text{ [há]}$

Tc = Tempo de concentração , em h ;

L = Extensão média do talvegue principal, em [km] $\rightarrow$, $L_{trecho\ 1}=0,55$ [km]

i = Declividade efetiva do talveque em %, adotado 0,007% conforme topografia.

LOCAL:	Trecho 3 - Santa Rita			
DATA:	mar/26			
Cálculo do Tempo de concentração, intensidade de chuvas e precipitação				
DADOS:				
item	Variáveis	Abreviatura	unidade	Observações
1	Tv =	500,00	[m]	Talvegue
2	Cc =	4,90	[m]	Cota de crista
3	Cb =	4,75	[m]	Cota de base = exutório)
4	Δh =	0,15	[m]	item 2-3
5	Tr =	25,00	[anos]	Tempo de retorno
6	Td =	2,00	[horas]	Tempo de chuva (Td>2 x Tc)
7	Ab =	1,62	[km²]	Àrea da bacia de contribuição
8	Tc =	53,14	[min]	Tempo de concentração (fórmula de kirpich) Tc>10min
	$tc = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$		[km]	item 1 => L [km]
			[m]	item 4 => Δh[m]
9	i max =	65,48	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
	$i_{max} = \frac{1265,67 \cdot Tr^{0,052}}{(tc+12)^{0,88} / Tr^{0,05}}$			item 5 => Tr[anos]
				item 8 => tc[minutos]
10	P =	130,97	[mm]	item 6 x item 9 => P = Imax x Td
11	C =	0,70	[m³/s]	coeficiente de permeabilidade
12	i max =	65,48	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
13	A =	162,85	[há]	área da bacia de contribuição [hectares]
14	Qbacia =	20,90	[m³/s]	Vazão IDF
$Q = 0,0028 \cdot C \cdot I \cdot A$			O fator 0,00278 corresponde à conversão de unidades para que Q resulte em [m³/s] quando i estiver em [mm/h] e A em [há]	

4.3.2. Verificando travessia Rua Beco Um BDCC 2,5x2,30[m²]

Esta travessia foi adotada com BDCC (bueiro duplo celular de concreto) 2,5 × 2,3 [m²], trabalhando cheio. Para tanto, foi verificado a declividade mínima para que esta tubulação supere a vazão acumulada da precipitação a montante, assim:

- $Q = 20,90 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 15 \text{ m}$
- Concreto (Manning): $n = 0,013$
- Hipótese: escoamento uniforme em conduto livre (Manning)

1) Vazão por célula

$$Q_c = \frac{Q}{2} = \frac{20,90}{2} = 10,45 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

2) Geometria de uma célula (2,50 × 2,30)

$$A = b \cdot h = 2,50 \cdot 2,30 = 5,75 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = b + 2h = 2,50 + 2 \cdot 2,30 = 7,10 \text{ [m]}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{5,75}{7,10} = 0,8099 \text{ [m]}$$

$$R_h^{2/3} \approx 0,8688$$

3) Declividade necessária (Manning)

$$Q_c = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow S = \left(\frac{Q_c n}{A R_h^{2/3}} \right)^2$$

Substituindo:

$$S = \left(\frac{10,45 \cdot 0,013}{5,75 \cdot 0,8688} \right)^2 \approx 0,000739 \left[\frac{\text{m}}{\text{m}} \right]$$

Declividade mínima necessária

- Em m/m: $S \approx 0,000739 \text{ [m/m]}$

Em %: $S \approx 0,0739\%$

4) Queda ao longo de 15 [m]

$$\Delta H = S \cdot L = 0,000739 \cdot 15 \approx 0,0111 \text{ [m]}$$

$$\Delta H \approx 0,011 \text{ m } (\approx 1,1 \text{ cm})$$

5) velocidade por célula

$$V = \frac{Q_c}{A} = \frac{10,45}{5,75} \approx [1,82] \text{ m/s}$$

CONCLUSÃO:

Qchuva 20,90 [m³/s] < Q tubo => **OK** com tubulação com i=0,07%.

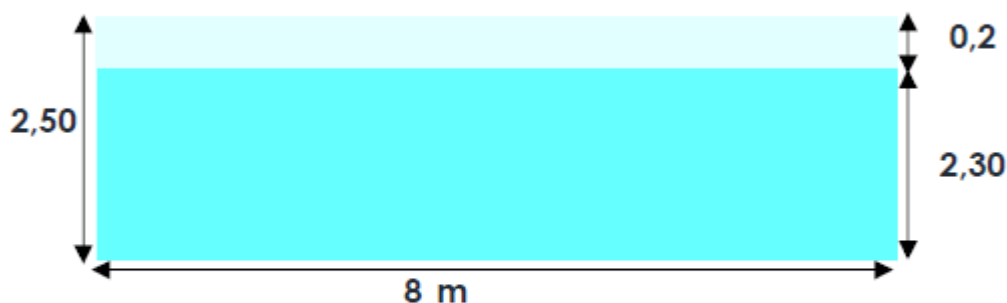
4.3.3. Verificando o canal – Trecho 3

O canal, neste trecho, apresenta declividade longitudinal de aproximadamente 0,070% (equivalente a 0,0007 m/m), conforme levantamento topográfico.

MEMÓRIA DE CÁLCULO CANAL SEÇÃO RETANGULAR

Pedro Chiarelli

Cálculo hidráulico - Seção proposta



DADOS DE ENTRADA

Q:	20,9 m³/s
b:	8 m
n:	0,028 Rugosidade do perímetro
nf:	0,02 Rugosidade do fundo
dm:	0,12 m
i:	0,0007 m/m

1. FREEBOARD

f= 0,2 m

2. ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA

Altura total da seção menos o freeboard

h= 2,3 m

H= 2,5 m

3. ÁREA MOLHADA

Área da seção hidráulica com água.

$$A = b \times h$$

A= 18,4 m²

4. PERÍMETRO MOLHADO

Perímetro da seção hidráulica que contém água.

$$P = b + (2 \times h)$$

P= 12,6 m

5. RAO HIDRÁULICO

Relação entre a área hidráulica e o perímetro hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Rh= 1,46032 m

6. VAZÃO ADMISSÍVEL

Vazão máxima que pode ser escoada na seção, levando em consideração o freeboard

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Q: 22,379 m³/s



7. VELOCIDADE MÉDIA

Velocidade média do escoamento da seção hidráulica

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

V= 1,22 m/s

8. TENSÃO DE ARRASTE ATUANTE

$$\tau_0 = \gamma \times R_h \times I$$

τo: 10,2222 N/m²

9. TENSÃO DE ARRASTE ADMISSÍVEL

$$\tau_a = C \times (\gamma_s - \gamma) \times d_m$$

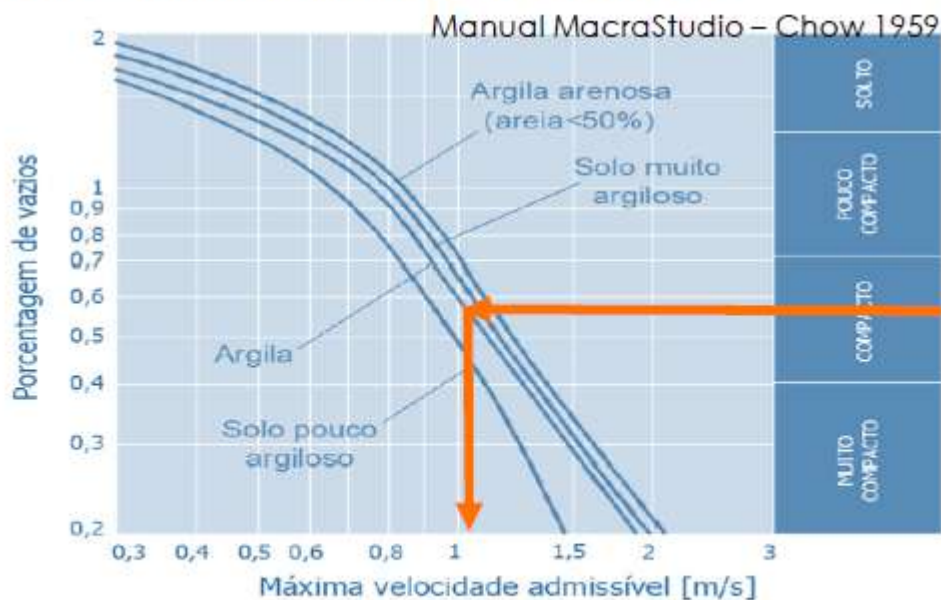
τ_a : 268,8 N/m²

10. VELOCIDADE RESIDUAL

$$V_r = \frac{1}{nf} \times \left(\frac{d_m}{2} \right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

V_r : 0,06758 m/s

11. VELOCIDADE ADMISSÍVEL DA FUNDAÇÃO



$V_{a,f}$: 1,05 m/s

$Q_{chuva} 20,90 [m^3/s] < Q_{canal} 22,38 [m^3/s] \Rightarrow$ **OK** com tubulação com $i=0,07\%$.

4.4. Trecho 4 – 2+060 a 2+480

O canal existente, neste trecho, apresenta declividade longitudinal de aproximadamente 0,07% (equivalente a 0,0007 m/m), conforme levantamento topográfico.

Verificam-se duas travessias ao longo do trecho: Rua sem denominação (estaca 2+270) e travessia da Estrada Ismael Chaves Barcelos (estaca 2+340). Nesta última, será mantida a tubulação existente, recentemente substituída.

Para a travessia na Rua sem denominação será verificada a implantação de bueiro duplo celular de concreto (BDCC), com dimensões internas de 2,50 m × 2,50 m por célula. Para fins de padronização das verificações hidráulicas, adota-se comprimento equivalente $L = 15$ m para cada dispositivo, bem como a área total contributiva da bacia, de modo a assegurar maior margem de segurança e manter um critério de dimensionamento mais conservador.

4.4.1. Cálculo hidráulico da Bacia 206,18 [há]

DADOS:

- Extensão: $L = 420$ [m] – (2+060 a 2+408)

- Área de contribuição = 206,18 [há]

T_c = Tempo de concentração, em h ;

L = Extensão média do talvegue principal, em [km] →, $L_{\text{trecho 1}} = 0,50$ [km]

i = Declividade efetiva do talvegue em %, adotado 0,007% conforme topografia.

LOCAL: Trecho 4 - Santa Rita				
DATA: mar/26				
Cálculo do Tempo de concentração, intensidade de chuvas e precipitação				
DADOS:				
item	Variáveis	Abreviatura	unidade	Observações
1	T_v	= 500,00	[m]	Talvegue
2	C_c	= 3,80	[m]	Cota de crista
3	C_b	= 3,60	[m]	Cota de base = exutório
4	Δh	= 0,20	[m]	item 2-3
5	T_r	= 25,00	[anos]	Tempo de retorno
6	T_d	= 2,00	[horas]	Tempo de chuva ($T_d > 2 \times T_c$)
7	A_b	= 2,06	[km ²]	Área da bacia de contribuição
8	T_c	= 47,57	[min]	Tempo de concentração (fórmula de kirpich) $T_c > 10$ min
	$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$		[km]	item 1 => L [km]
			[m]	item 4 => Δh [m]
9	$i_{\max}$	= 70,02	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
	$i_{\max} = \frac{1265,67 \cdot T_r^{0,052}}{(t_c + 12)^{0,88} / T_r^{0,05}}$			item 5 => T_r [anos]
				item 8 => t_c [minutos]
10	P	= 140,04	[mm]	item 6 x item 9 => $P = i_{\max} \times T_d$
11	C	= 0,70	[m ³ /s]	coeficiente de permeabilidade
12	$i_{\max}$	= 70,02	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
13	A	= 206,18	[há]	área da bacia de contribuição [hectares]
14	Q_{bacia}	= 28,30	[m ³ /s]	Vazão IDF
$Q = 0,0028 \cdot C \cdot I \cdot A$			O fator 0,0028 corresponde à conversão de unidades para que Q resulte em [m ³ /s] quando i estiver em [mm/h] e A em [há]	

4.4.2. Verificando travessia Rua sem denominação tubulação BDCC 3,00x2,5[m²]

Conforme o cálculo hidráulico anterior, o BSCC/BDCC 3,00 × 2,50 m não atende à vazão de pico de projeto estimada para o evento de chuva adotado. Assim, procede-se à verificação de alternativa com bueiro celular duplo (BDCC) 3,00 × 2,50 m, avaliando sua capacidade de escoamento para a declividade longitudinal $i = 0,006\%$ e rugosidade de concreto.

Dados:

- bueiro duplo celular (BDCC) com 2 células de 3,00 × 2,50 [m²],
- $Q = 28,30$ [m³/s];
- Extensão $L = 15$ [m],
- Manning (concreto) = n (concreto) adotado: 0,013.

1) Vazão por célula

$$Q_c = \frac{Q}{2} = \frac{28,30}{2} = 14,15 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

2) Geometria de 1 célula (3,00 × 2,50)

- $b = 3,00$ [m]
- $h = 2,50$ [m]

$$A = b \cdot h = 3,00 \cdot 2,50 = 7,50 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = b + 2h = 3,00 + 2 \cdot 2,50 = 8,00 \text{ [m]}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{7,50}{8,00} = 0,9375 \text{ [m]}$$

3) Inclinação mínima para Q (Manning)

$$Q_c = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow S = \left(\frac{Q_c n}{A R_h^{2/3}} \right)^2 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Com $R_h^{2/3} \approx 0,9579$ [m]:

$$S = \left(\frac{14,15 \cdot 0,013}{7,50 \cdot 0,9579} \right)^2 \approx 0,000656 \text{ [m/m]}$$

- Inclinação mínima

Em m/m: $S \approx 0,000656 \text{ m/m}$

- Em %: $S \approx 0,0656\%$
- 4) Queda correspondente em 15 m

- $\Delta H = S \cdot L = 0,000656 \cdot 15 \approx 0,0098 \text{ m}$

$$\boxed{\Delta H \approx 0,010 \text{ m } (\approx 1,0 \text{ cm})}$$

5) Velocidade (por célula)

- $V = \frac{Q_c}{A} = \frac{14,15}{7,50} \approx 1,89 \text{ m/s}$

$$\boxed{V \approx 1,89 \text{ m/s}}$$

CONCLUSÃO:

$Q_{\text{chuva}} 28,30 \text{ [m}^3/\text{s]} < Q_{\text{tubo}} \Rightarrow \text{OK}$ com tubulação com $i=0,07\%$.

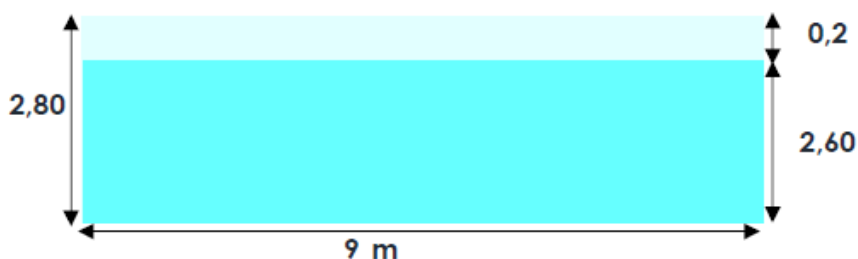
4.4.3. Verificando o canal – Trecho 4

O canal, neste trecho, apresenta declividade longitudinal de aproximadamente 0,070% (equivalente a 0,0007 m/m), conforme levantamento topográfico.

MEMÓRIA DE CÁLCULO CANAL SEÇÃO RETANGULAR

Pedro Chiarelli

Cálculo hidráulico - Seção proposta



DADOS DE ENTRADA

Q:	28,3 m³/s
b:	9 m
n:	0,028 Rugosidade do perímetro
nf:	0,02 Rugosidade do fundo
dm:	0,12 m
i:	0,0007 m/m

1. FREEBOARD

f= 0,2 m

2. ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA

Altura total da seção menos o freeboard

h= 2,6 m

H= 2,8 m

3. ÁREA MOLHADA

Área da seção hidráulica com água.

$$A = b \times h$$

A= 23,4 m²

4. PERÍMETRO MOLHADO

Perímetro da seção hidráulica que contém água.

$$P = b + (2 \times h)$$

P= 14,2 m

5. RAO HIDRÁULICO

Relação entre a área hidráulica e o perímetro hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Rh= 1,64789 m

6. VAZÃO ADMISSÍVEL

Vazão máxima que pode ser escoada na seção, levando em consideração o freeboard

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Q: 30,8479 m³/s



7. VELOCIDADE MÉDIA

Velocidade média do escoamento da seção hidráulica

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

V= 1,32 m/s

8. TENSÃO DE ARRASTE ATUANTE

$$\tau_0 = \gamma \times R_h \times I$$

τo: 11,5352 N/m²

9. TENSÃO DE ARRASTE ADMISSÍVEL

$$\tau_a = C \times (\gamma_s - \gamma) \times d_m$$

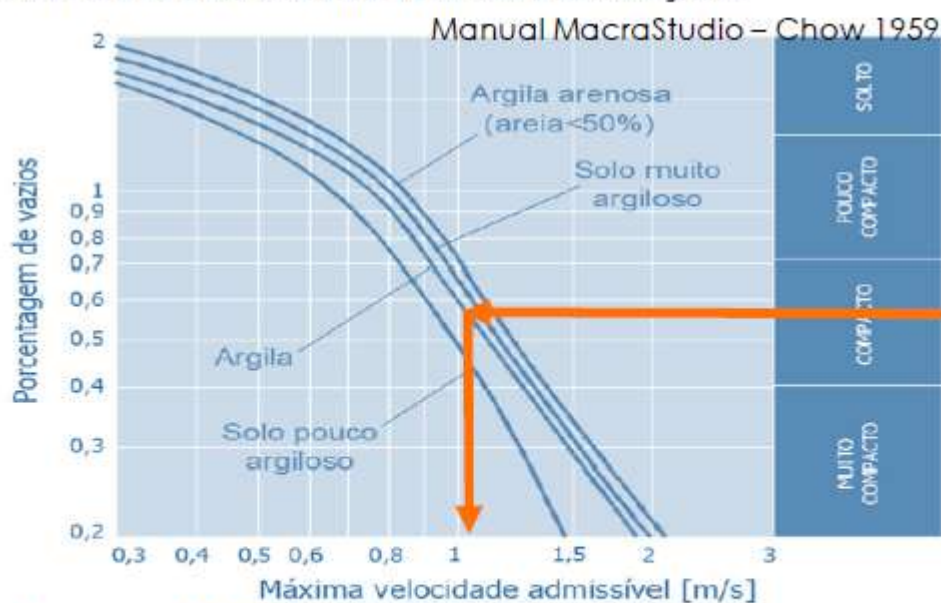
τ_a : 268,8 N/m²

10. VELOCIDADE RESIDUAL

$$V_r = \frac{1}{nf} \times \left(\frac{d_m}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

V_r : 0,06758 m/s

11. VELOCIDADE ADMISSÍVEL DA FUNDAÇÃO



$V_{a,f}$: 1,05 m/s

$Q_{chuva} 28,30 [m^3/s] < Q_{canal} 30,85 [m^3/s] \Rightarrow$ **OK** com tubulação com $i=0,07\%$.

4.5. Trecho 5 – 2+480 a 3+130

O canal existente, neste trecho, apresenta declividade longitudinal de aproximadamente 0,1% (equivalente a 0,0007 m/m), conforme levantamento topográfico. Não há travessias.

4.5.1. Cálculo hidráulico da bacia 222,56 [há]

DADOS:

- Extensão: L= 650 [m] – (2+480 a 3+130)

- Área de contribuição = 222,56 [há]

Tc = Tempo de concentração , em h ;

L = Extensão média do talvegue principal, em [km] →, L_{trecho 1}=0,50 [km]

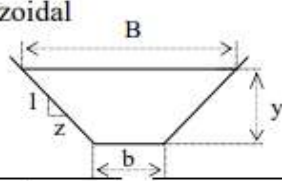
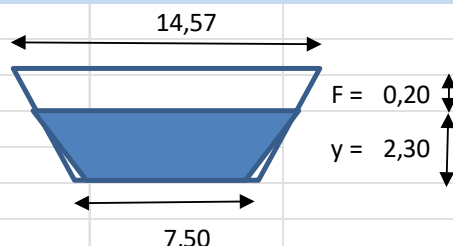
i = Declividade efetiva do talvegue em %, adotado 0,01% conforme topografia.

LOCAL: Trecho 4 - Santa Rita				
DATA: mar/26				
Cálculo do Tempo de concentração, intensidade de chuvas e precipitação				
DADOS:				
item	Variáveis	Abreviatura	unidade	Observações
1	Tv =	500,00	[m]	Talvegue
2	Cc =	3,80	[m]	Cota de crista
3	Cb =	3,60	[m]	Cota de base = exutório)
4	Δh =	0,20	[m]	item 2-3
5	Tr =	25,00	[anos]	Tempo de retorno
6	Td =	2,00	[horas]	Tempo de chuva (Td>2 x Tc)
7	Ab =	2,22	[km²]	Área da bacia de contribuição
8	Tc =	47,57	[min]	Tempo de concentração (fórmula de kirpich) Tc>10min
	$tc = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$		[km]	item 1 => L [km]
			[m]	item 4 => Δh [m]
9	i max =	70,02	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
	$i_{max} = \frac{1265,67 \cdot Tr^{0,052}}{(tc+12)^{0,88} / Tr^{0,05}}$			item 5 => Tr [anos]
				item 8 => tc [minutos]
10	P =	140,04	[mm]	item 6 x item 9 => P = Imax x Td
11	C =	0,70	[m³/s]	coeficiente de permeabilidade
12	i max =	70,02	[mm/h]	Posto redenção. Fonte MDU-IPH - 2005
13	A =	222,56	[há]	área da bacia de contribuição [hectares]
14	Qbacia =	30,54	[m³/s]	Vazão IDF
$Q = 0,0028 \cdot C \cdot I \cdot A$			O fator 0,00278 corresponde à conversão de unidades para que Q resulte em [m³/s] quando i estiver em [mm/h] e A em [há]	

4.5.2. Verificando canal trapezoidal

O Canal trapezoidal tem:

- $b = 7,50$ [m];
- $B = 12,50$ [m];
- inclinação $1/1$;
- coeficiente de Manning = $0,026$

<u>DADOS:</u>					$Rh = A / P$
Coef. manning: =	0,0260				
b (base menor) =	7,5000	[m]			$V = \left(\frac{1}{n}\right) . Rh^{\frac{2}{3}} . i^{0,5}$
i (inclinação)=	0,0010	[m/m]			$Q = A . V$
z=	1	(horizontal)			
y =	2,3	[m]			
Trapezoidal			Área	$A = (b + z . y) . y$	
			Perímetro molhado	$P = b + 2 . y . \sqrt{z^2 + 1}$	
			Largura da superfície	$B = b + 2 . z . y$	
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6
y	A (m²)	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	Q (m³/s)
2,30	22,54	14,01	1,61	1,6703	37,65
OBS:		Declividade da parede = 1/z			
Declividade da parede = 1/z					
Free board (F)[m] =	0,20				
Valores típicos de "n"		Dimensões do canal final [m]			
Tipo de Canal	Valor de "n"				
Canal de Terra	0,020				
Canal de Rocha	0,025				
Grãos finos no fundo	0,024				
Materiais mais grossos	0,026				

CONCLUSÃO CANAL:

O canal trapezoidal anteriormente definido, com base menor $b = 7,50$ [m], base maior, $B = 12,50$ [m] e altura útil $h = 2,30$ [m], adotando-se borda livre (freeboard) de $0,20$ m, apresenta capacidade hidráulica estimada de $Q_{cap} = 37,65 \text{ m}^3/\text{s}$. Dessa forma, a seção proposta atende à vazão de pico de projeto $Q_{proj} = 30,54 \text{ m}^3/\text{s}$, calculada a partir dos dados de precipitação adotados, com margem de segurança de aproximadamente $7,11 \text{ m}^3/\text{s}$.

5. ART

6. ANEXO 1 – SONDAGEM SPT DO CANAL COHAB/SANTA RITA

	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Relatório de Sondagem		Revisão 1
	Cliente: CHIATEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/1
			Emissão 27/02/2026

1. INTRODUÇÃO

Apresentamos este relatório de prospecção geotécnica e geológica do solo através de sondagem de simples reconhecimento com SPT, executada conforme as versões atuais das seguintes normas da ABNT: NBR 6484, NBR 6502 e NBR 13441.

2. SERVIÇOS EXECUTADOS

Execução de 5 sondagem(ns), com o total de 25,00 m perfurado(s).

3. METODOLOGIA

O processo de perfuração da sondagem inicia-se com emprego do trado concha ou cavadeira até a profundidade de 1m, nos avanços de perfuração subsequentes, intercalados pela realização de ensaio e amostragem, utiliza-se o trado helicoidal até atingir o nível d'água ou quando o avanço da perfuração for inferior a 5 cm após 10 min de operação. A partir de então passa-se ao método de perfuração por circulação d'água. Durante o processo de perfuração utiliza-se a instalação de tubo de revestimento para estabilidade das paredes do furo.

A cada metro de perfuração, a partir de 1 m de profundidade, são colhidas amostras do solo por meio do amostrador-padrão e executado o SPT.

O SPT é realizado apoiando-se, inicialmente, a composição de cravação na profundidade da cota de ensaio e, em seguida, posicionando o martelo sobre a cabeça de bater, anotando-se as penetrações relativas ao avanço estático, caso ocorram, nesses dois estágios iniciais. A cravação do amostrador-padrão se dá através de impactos sucessivos do martelo caindo livremente de uma altura de 75 cm de elevação, anotando-se, separadamente, a quantidade de golpes para a penetração de cada um dos três segmentos de 15 cm do amostrador-padrão. O índice de resistência à penetração N é soma da quantidade de golpes da 2ª e da 3ª sequência de penetração correspondente aos dois últimos segmentos de 15 cm do amostrador-padrão.

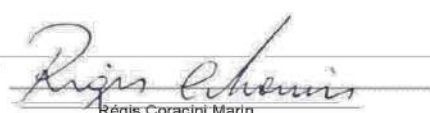
As amostras são coletadas do bico do amostrador-padrão e acondicionadas em recipientes herméticos para, através de exames tátil visuais, determinar a classificação do material quanto a sua granulometria, plasticidade, cor e origem.

4. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

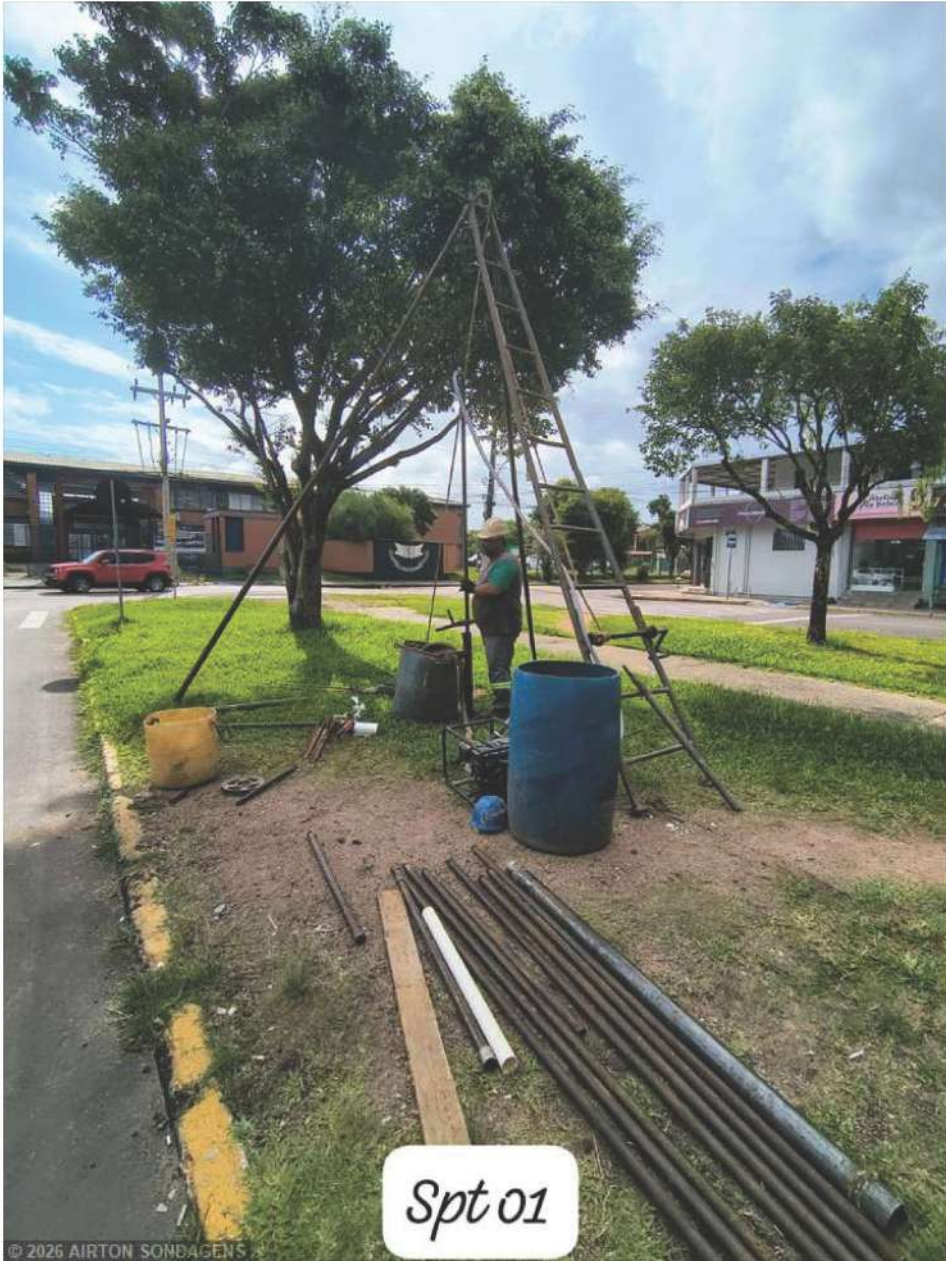
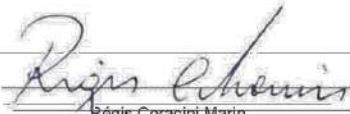
- a) torre com roldana, moitão e corda;
- b) tubos de revestimento;
- c) hastes de perfuração/cravação;
- d) trado-concha ou cavadeira manual;
- e) trado helicoidal;
- f) trépano/peça de lavagem;
- g) amostrador-padrão;
- h) cabeça de bater;
- i) martelo padronizado;
- j) baldinho para esgotar o furo;
- k) medidor de nível d'água;
- l) metro de balcão ou trena;
- m) recipientes para amostras;
- n) bomba d'água centrífuga motorizada;
- o) caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação;
- p) ferramentas gerais necessárias para a operação.

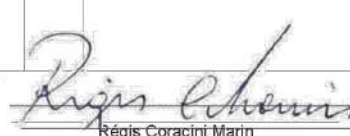
5. ANEXOS

- Perfil individual de sondagem;
- Memorial fotográfico;
- Croqui de localização de sondagem.

R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116	Resp. Técnico  Régis Coracini Marín Engenheiro - CREA/RS 104178-D
---	--



	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		SP-SP01
	Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/1 Data 25/02/2026
			
R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116		Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D	

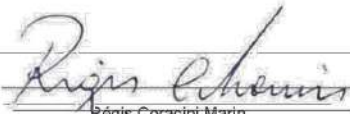
		AIRTON SONDAGENS				0012/26										
		Sondagem de Reconhecimento com SPT				SP-SP02										
Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS					Página 1/1 Data 25/02/2026											
Ext.: 50,8 mm Int.: 34,9 mm Revestimento: 63,5 mm		Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual		Cota da boca do furo: — Revestimento: 2,00 m Nivel d'água: 3,10 m		Coordenadas Norte: 6.671.198,00 m Este: 468.108,00 m Fuso: 22S Datum: —										
Perfuração: CA-Circulação d'Água Revestimento																
N.A.	Rev. / Perf. (m)	SPT Golpes 15 cm			Nº de Golpes Penetração 30 cm			Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Perfil	Classificação do Material	
		1ª	2ª	3ª	1ª + 2ª	2ª + 3ª	0	10	20	30	40	50				
3,10 m (25/02/2026)	1,00	3	3	3	6	6							0,00		Aterro argiloso, variegado.	
		4	4	4	8	8							0,90		Argila, cinza clara e marrom clara, média.	
		5	4	5	9	9							1,80		Argila siltosa, cinza escura e marrom escura, média.	
		6	6	6	12	12							3,10		Argila arenosa, amarela clara e marrom escura, de média a rija.	
	5,00												5,00		LIMITE DE SONDAGEM Obs.: Paralisada por definição do contratante ou seu preposto (5.2.4.1/6.2.4.1 NBR 6484:2020).	
R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116							Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D									

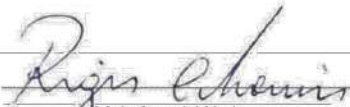
CONFORME NBR 6484:2020

	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		SP-SP02
	Cliente: CHIATEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/1 Data 25/02/2026



Foto 1 – 02

R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116	Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D
---	--

	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		SP-SP03
	Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/1 Data 25/02/2026
			
Foto 1 – 03			
R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116		Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D	

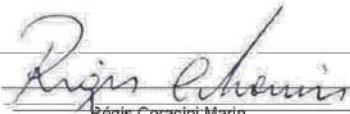
	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		SP-SP04
	Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/1 Data 25/02/2026

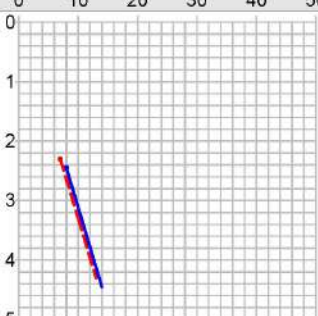
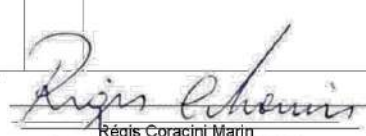


Spt 04

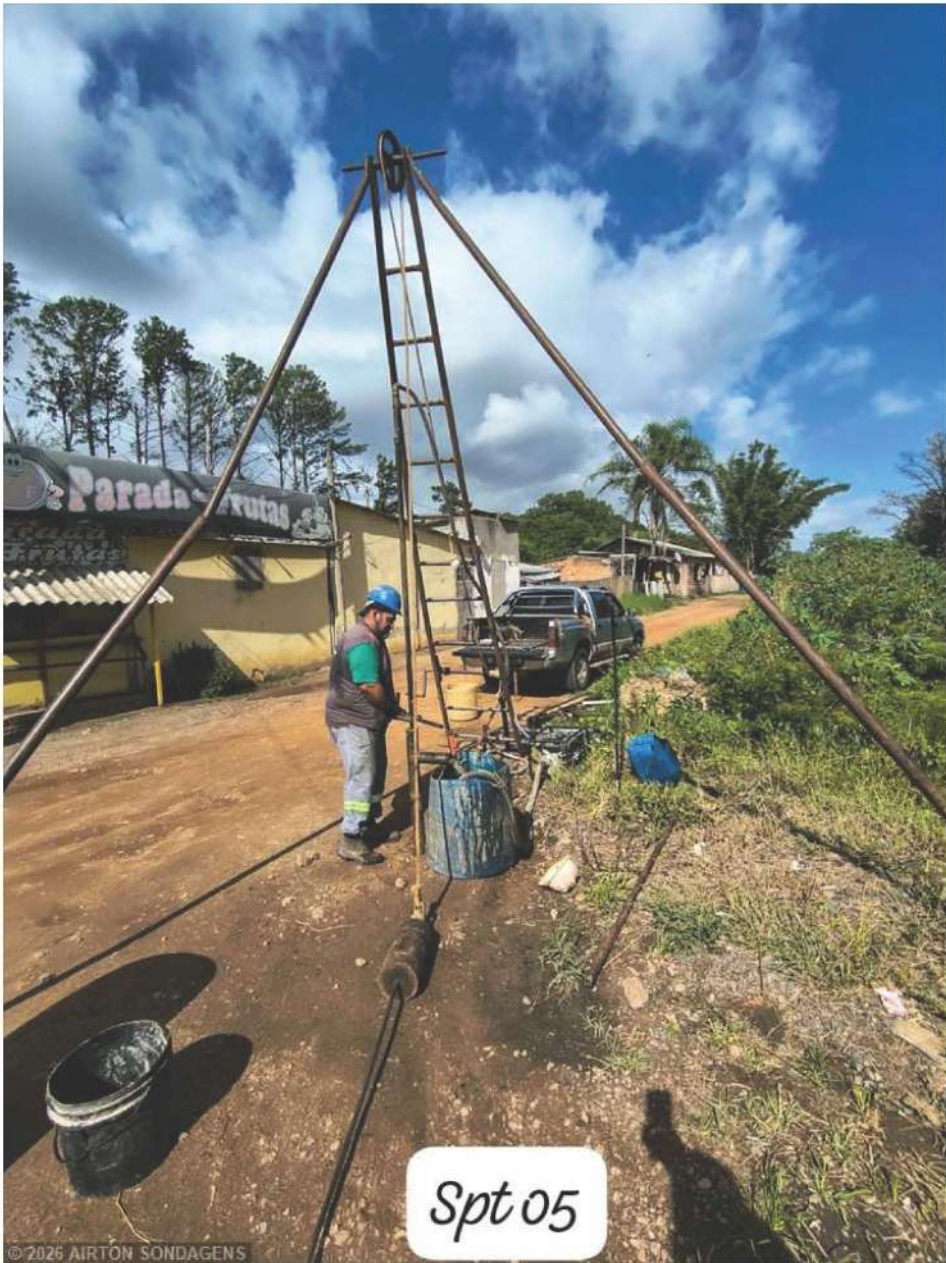
© 2026 AIRTON SONDAGENS

Foto 1 – 04

R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116	Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D
---	--

		AIRTON SONDAGENS				0012/26										
		Sondagem de Reconhecimento com SPT				SP-SP05										
Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS					Página 1/1 Data 25/02/2026											
Ext.: 50,8 mm Int.: 34,9 mm Ø Revestimento: 63,5 mm		Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual		Cota da boca do furo: — Revestimento: 3,00 m Nivel d'água: Ausente		Coordenadas Norte: 6.670.735,00 m Este: 469.166,00 m Fuso: 22S Datum: —										
Perfuração: CA-Circulação d'Água Revestimento																
N.A.	Rev. / Perf. (m)	SPT			Nº de Golpes Penetração			Resistência à Penetração × Profundidade		Prof. (m)	Perfil	Classificação do Material				
		Golpes 15 cm	1ª	2ª	3ª	1ª + 2ª	2ª + 3ª	0	10				20	30	40	50
Ausente	CA	2,00	3	4	4	7	8							0,00		Aterro com pedregulho, variegado.
			5	5	6	10	11							3,50		Argila, cinza clara e marrom clara, de média a rija.
			6	7	7	13	14							5,00		Argila arenosa, amarela clara e marrom escura, rija.
			LIMITE DE SONDAGEM Obs.: Paralisada por definição do contratante ou seu preposto (5.2.4.1/6.2.4.1 NBR 6484:2020).													
R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116		Resp. Técnico		 Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D		CONFORME NBR 6484:2020										

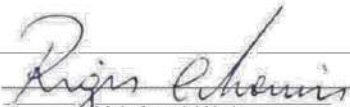
	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		SP-SP05
	Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/1 Data 25/02/2026

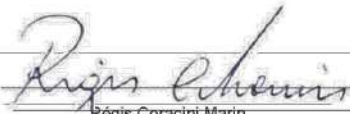


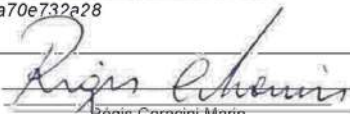
Spt 05

© 2026 AIRTON SONDAGENS

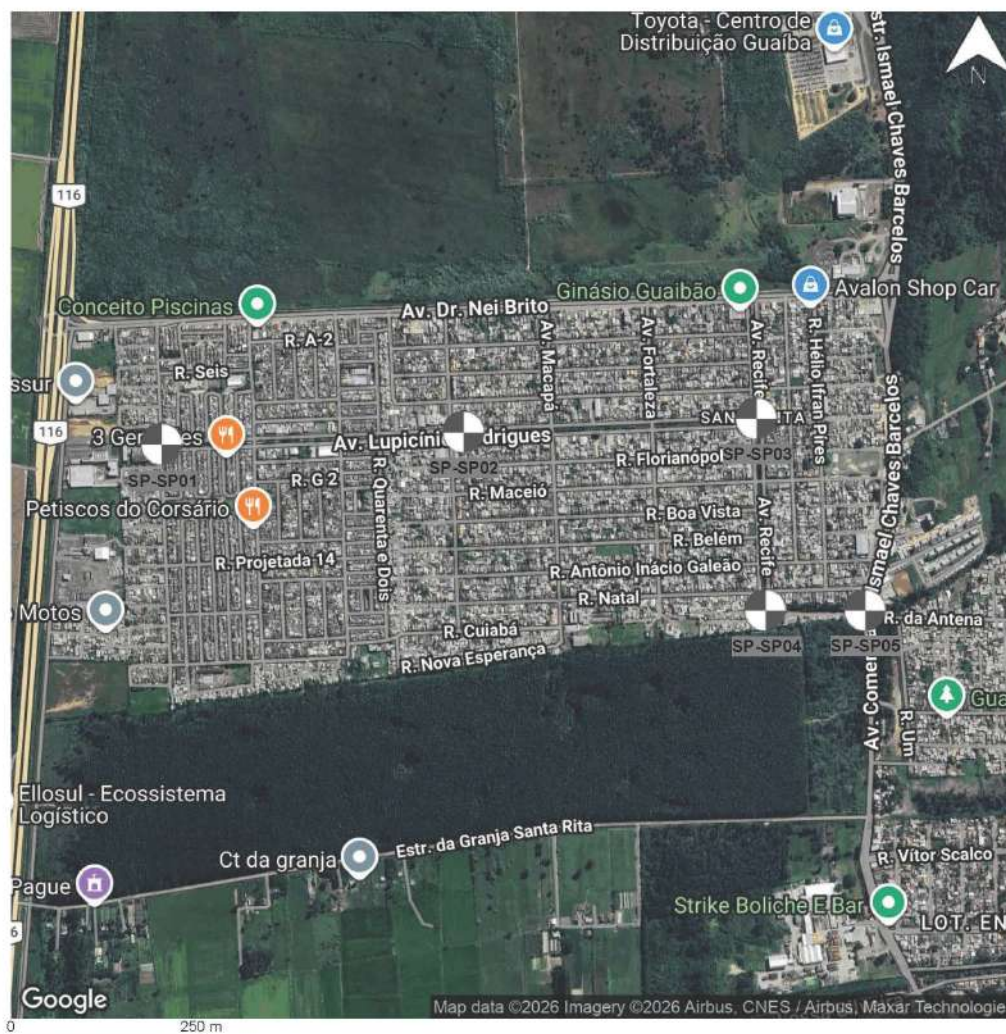
Foto 1 – 05

R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116	Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D
---	--

 Airton Sondagens	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		GERAL
	Cliente: CHIATEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 1/2 Data 25/02/2026
 © 2026 AIRTON SONDAGENS Foto 1 – 7d3634fb-a6ce-4d3b-b712-44018f11b203		 © 2026 AIRTON SONDAGENS Foto 2 – 9c6f897c-94e4-4aeb-a54d-83b57c0dce2a	
R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116		Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D	

	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Memorial Fotográfico		GERAL
	Cliente: CHIA TEC PROJETOS INFRAESTRUTORA Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA Local: GUAÍBA/RS		Página 2/2 Data 25/02/2026
	 © 2026 AIRTON SONDAGENS Foto 3 – b80e7afc-ba64-49de-a0bf-09eb824d4f7e		
 © 2026 AIRTON SONDAGENS Foto 4 – c64bd890-539e-4c1b-ba75-dfa70e732a28			
R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190 TAPES - RS 51985591116		Resp. Técnico  Régis Coracini Marin Engenheiro - CREA/RS 104178-D	

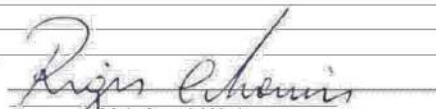
	AIRTON SONDAGENS		0012/26
	Localização de Sondagem		Escala 1:15.622,44
	Cliente: CHIATEC PROJETOS INFRAESTRUTURA		Página 1/1
	Obra: SONDAGENS SPT ESTUDOS GEOLOGICOS BAIRRO SANTA RITTA		Data 25/02/2026
	Local: GUAÍBA/RS		



SP-SP01	N 6.671.162,00 m; E 467.317,00 m; F 22S
SP-SP02	N 6.671.198,00 m; E 468.108,00 m; F 22S
SP-SP03	N 6.671.236,00 m; E 468.880,00 m; F 22S
SP-SP04	N 6.670.734,00 m; E 468.906,00 m; F 22S
SP-SP05	N 6.670.735,00 m; E 469.166,00 m; F 22S

R. OLIVEIRA PELEGRINO, 190
TAPES - RS
51985591116

Resp. Técnico


Régis Coracini Marin
Engenheiro - CREA/RS 104178-D