



ESTADO DO ESPÍRITO SANTO
SECRETARIA DE MOBILIDADE DE INFRAESTRUTURA – SEMOBI
DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESPÍRITO SANTO -
DER-ES

PESQUISAS, LEVANTAMENTOS E ESTUDOS PARA ELABORAÇÃO DE
ESTUDO TÉCNICO PRELIMINAR E ANTEPROJETO DE
ENGENHARIA

PROJETO: Anteprojeto de Engenharia para minimização dos impactos dos
alagamentos no município de João Neiva/ES

TRECHO: Córrego Demétrio Ribeiro / Rio Piraqueaçu – João
Neiva/ES

VOLUME 1 – RELATÓRIO DO ANTEPROJETO



**PESQUISAS, LEVANTAMENTOS E ESTUDOS PARA ELABORAÇÃO DE
ESTUDO TÉCNICO PRELIMINAR E ANTEPROJETO DE
ENGENHARIA**

**PROJETO: Anteprojeto de Engenharia para minimização dos impactos dos
alagamentos no município de João Neiva/ES**

**TRECHO: Córrego Demétrio Ribeiro / Rio Piraqueaçu – João
Neiva/ES**

VOLUME 1 – RELATÓRIO DO ANTEPROJETO

1 SUMÁRIO

1	SUMÁRIO	3
2	APRESENTAÇÃO	5
3	MAPA DE SITUAÇÃO	6
4	ESTUDOS	7
4.1	Estudos Topográficos.....	7
4.1.1	Marcos Topográficos	7
4.1.2	Rede de marcos geodésicos	9
4.1.3	Poligonais de apoio	16
4.1.5	Ponto de detalhe ou irradiações	20
4.1.6	Nivelamento Geométrico	20
4.2	Estudos Hidrológicos	33
4.2.1	Dados utilizados	37
4.2.2	Simulação Hidráulica	40
4.2.3	Definição da Geometria Base do Sistema no Modelo Hidráulico	47
4.2.4	Interpolação das seções.....	48
4.2.5	Cenários e Geometria Propostos	51
4.2.6	Condições de Contorno e Iniciais do Modelo Hidráulico	59
4.2.7	Parâmetros do Modelo Hidráulico	63
4.3	Modelagem Hidrológica e Hidráulica - Resultados	66
4.3.1	Perfis Longitudinais da linha d'água	66
4.3.2	Mapas de Inundação	76
4.3.3	Velocidade do escoamento	92
4.3.4	Cenário Definido	97
4.4	Estudos Geológicos	112
4.4.1	Introdução.....	112
4.4.2	Situação Geográfica	112
4.4.3	Topografia e Geologia	112
4.4.4	Litologia	114
4.4.5	Geomorfologia	117
4.4.6	Pedologia.....	118

4.4.7 Hidrogeologia	121
4.4.8 Unidade de Conservação	121
4.4.9 Clima	122
4.4.10 Vegetação e uso do solo	123
4.5 Estudos Geotécnicos.....	127
4.5.1 Estudo das margens dos rios	127
4.5.2 Estudo de materiais	153
4.6 Análise físico-química.....	158
5 PROJETOS	163
5.1 Projeto de Canalização em: galerias, paredes de concreto, gabião e/ou similares	163
5.2 Projeto Geométrico	163
5.2.1 Córrego Demétrio Ribeiro	163
5.2.2 Rio Piraqueaçu	166
5.3 Projeto Estrutural.....	171
5.3.1 Documentos de Referência e Ferramentas computacionais ...	171
5.3.2 Condições iniciais	172
5.3.3 Memória de Cálculo.....	172
5.4 Projeto de Terraplanagem.....	176
5.4.1 Seção de Dragagem.....	176
5.4.2 Seção com muro de concreto	176
5.4.3 Seção de canal aberto.....	176
5.4.4 Análises de projeto	177
5.4.5 Parâmetros e considerações	177
5.4.6 Destinação de resíduos	177
5.4.7 Resultados obtidos	178
5.5 Obras de Arte Especiais	181
5.6 Recomendações de Medidas não estruturais	182
6 ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA	183
7 TERMO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA.....	186
8 TERMO DE ENCERRAMENTO	187

2 APRESENTAÇÃO

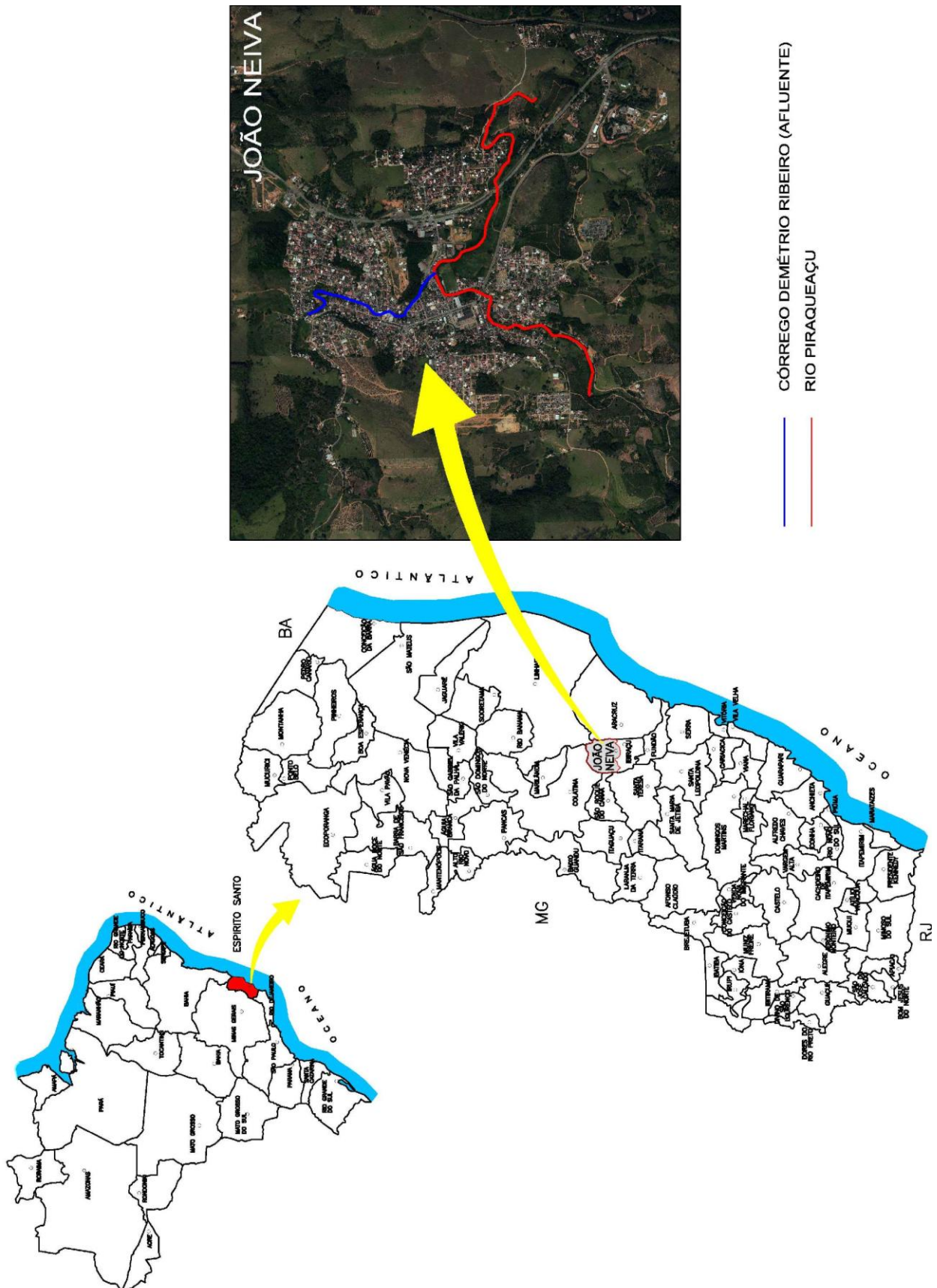
O Consórcio Consultor SR-1 PROSUL/QUADRANTE VIAPONTE, apresenta para o Departamento de Edificações e de Rodovias do Estado do Espírito Santo DER-ES, o **Volume 1 Relatório do Anteprojeto**, referente a Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e Anteprojeto de Engenharia para minimização dos impactos dos alagamentos no município de João Neiva/ES.

Vitória (ES), Abril de 2026.

GUIDO PAULO SIMM

Engº Civil – CREA-PR 7769D/PR

3 MAPA DE SITUAÇÃO



4 ESTUDOS

4.1 Estudos Topográficos

Os Estudos Topográficos foram elaborados de acordo com as orientações contidas nas IS 204 e IS 205 do DNIT. Basicamente estes estudos foram possíveis devido a utilização de equipamentos topográficos digitais, como estação total, associados aos softwares de Posição para elaboração de projetos.

Os serviços topográficos realizados podem ser resumidos conforme detalhamento abaixo:

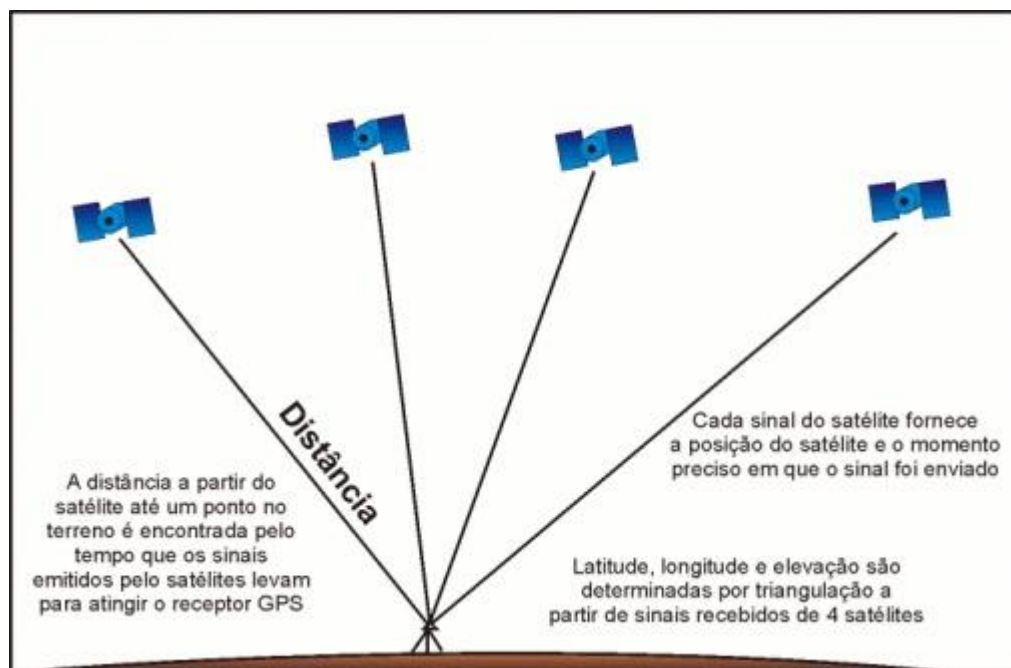
- Base de apoio topográfico;
- Poligonal de apoio;
- Locação e nivelamento;
- Levantamento cadastral.

4.1.1 Marcos Topográficos

Na região do projeto foi necessário a implantação de marcos geodésicos, para georreferenciamento do Levantamento Topográfico Planialtimétrico Cadastral.

O método de posicionamento utilizado para implantação dos marcos foi o relativo estático, em que o aparelho receptor GPS Leica 1200 ficou estacionado sob um marco geodésico pertencente ao Sistema Geodésico Brasileiro - SGB por cerca de 4 (quatro) horas e o receptor Geomax ZGP800 em cada base por cerca de 1 (uma) hora, em locais apropriados e estratégicos para a recepção de sinais dos satélites e para o apoio da poligonal.

Figura 1 - Representação da captação de sinais dos satélites



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Após a coleta de dados em campo foi realizada a transferência dos dados (observáveis) que estavam armazenados em cartões de memória no GPS para a execução do pós-processamento.

Os Marcos Geodésicos tiveram como linha de base a estação de referência (BASE) SAT 93758(CEFE). Essa estação pertence ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB), homologado pelo IBGE e está disponibilizada no site do IBGE (www.ibge.gov.br).

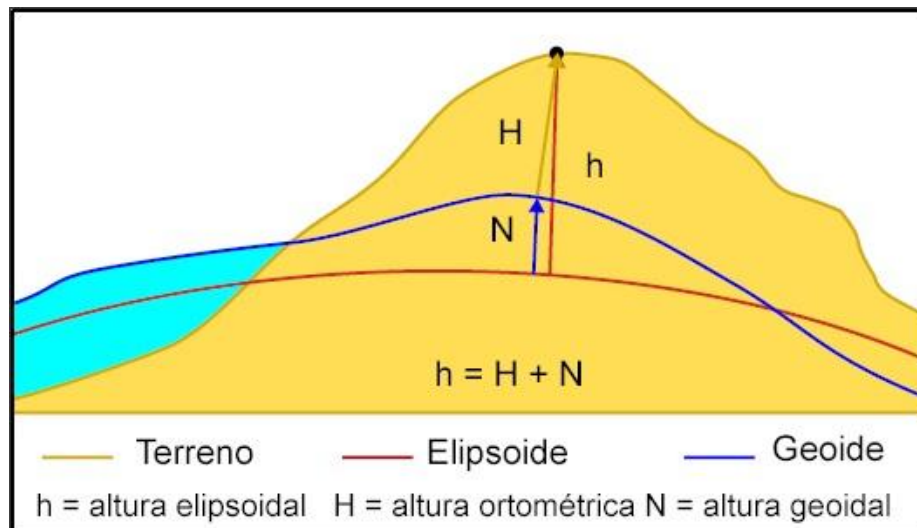
As coordenadas dos marcos geodésicos são geradas a partir dos vetores dos satélites, do receptor na estação base e os receptores (par) simultâneo, gerando assim, graus de liberdade afim de que se possa fazer o ajustamento da rede geodésica pelo Método dos Mínimos Quadrados - MMQ.

Para obtenção das coordenadas do eixo Z utilizou-se a Altitude Ortométrica (H), calculada a partir da Altura Geoidal ou Ondulação Geoidal (N) e da Altitude Elipsoidal (h).

Através do software livre MAPGEO (IBGE) é obtida a ondulação geoidal (N) advindo da interpolação dos dados maregráficos e gravimétricos do IBGE. A Altitude Elipsoidal (h) é obtida do processamento do rastreamento dos pontos com GPS Geodésico. Tendo estas informações, torna-se possível o cálculo da Altitude

Ortométrica dos pontos através da seguinte fórmula: $H = h - N$; (onde: H = Altura Ortométrica, N = Ondulação Geoidal, h = Altitude Elipsoidal).

Figura 2 - Esquema representativo da altitude Elipsoidal Ortométrica e ondulação Geoidal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Como produto final obteve-se a monografia dos marcos geodésicos implantados em coordenadas no sistema SIRGAS 2000 na projeção UTM (Este (X) e Norte (Y)) fuso UTM e suas respectivas Altitudes Ortométricas (H).

Tabela 1 - Coordenadas e cotas dos marcos geodésicos

PONTO	E(X)	N(Y)	H(Z)
LUG01	356.329,377	7.814.350,171	83,159
LUG02	356.226,938	7.814.383,327	72,710
LUG30	354.346,595	7.813.906,368	58,911
LUG31	354.361,182	7.813.733,094	61,393
LUG48	354.842,735	7.816.053,073	77,708
LUG49	354.842,735	7.815.860,553	78,998

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

4.1.2 Rede de marcos geodésicos

Seguem as monografias dos marcos implantados.

 DER-ES		LUGARE ENGENHARIA			
		Monografia de Marco Geodésico de Apoio Imediato			
Nome do Vértice		LUG01		Município/UF	JOÃO NEIVA / ES
Sistema de Coordenadas: SIRGAS 2000			Elipsóide de Revolução: GRS 80		
Sistema de Projeção Geodésico		Desvio Padrão(σ)	Sistema de Projeção Plano Topográfico Local (PTL)		
Lat. (Φ)	19° 45' 40.72338" S	0,0004	X	356329,377	
Long. (λ)	40° 22' 16.67537" W	0,0004	Y	7814350,171	
Sistema de Projeção UTM, Fuso 24 Sul, MC: -39°		Desvio Padrão(σ)	Data de coleta das observáveis		25/10/2019
Este (E)	356329,361	0,0004	Ponto de Origem do PTL: LUG02		
Norte (N)	7814350,176	0,0004	Ponto de Referência do PTL: LUG01		
Fator de Escala (K)		0,99985513	Referência de Nível do PTL: 65,064m		
Convergência Meridiana		0°27'49.38964"	Pontos Intervisíveis	Az. UTM	DH (Dist. Horiz.)
Altitude Elipsoidal (h)		75,507	LUG02	287°56'13"	107,672
Ondulação Geoidal (N)		-7,64			
Altitude Ortométrica (H)		83,159			
Foto(s):					
  					
Localização:		O marco está localizado as margens da Rua Sete no bairro São Carlos I.			
Descrição:		Chapa de alumínio fixada em um marco de concreto em formato trapezoidal com a inscrição LUG01.			
Itinerário:					
Observação:		Todas as medidas estão expressas em metros, exceto quando indicado.			

 DER-ES		LUGARE ENGENHARIA			
		Monografia de Marco Geodésico de Apoio Imediato			
Nome do Vértice		LUG02		Município/UF	
				JOÃO NEIVA / ES	
Sistema de Coordenadas: SIRGAS 2000			Elipsóide de Revolução: GRS 80		
Sistema de Projeção Geodésico		Desvio Padrão(σ)	Sistema de Projeção Plano Topográfico Local (PTL)		
Lat. (Φ)	19° 45' 39.61823" S	0,0003	X	356226,938	
Long. (λ)	40° 22' 20.18474" W	0,0004	Y	7814383,327	
Sistema de Projeção UTM, Fuso 24 Sul, MC: -39°		Desvio Padrão(σ)	Data de coleta das observáveis		25/10/2019
Este (E)	356226,938	0,0004	Ponto de Origem do PTL: LUG02		
Norte (N)	7814383,327	0,0003	Ponto de Referência do PTL: LUG01		
Fator de Escala (K)		0,99985549	Referência de Nível do PTL: 65,064m		
Convergência Meridiana		0°27'50.55206"	Pontos Intervisíveis	Az. UTM	DH (Dist. Horiz.)
Altitude Elipsoidal (h)		65,064	LUG02	107°56'13"	107,672
Ondulação Geoidal (N)		-7,64			
Altitude Ortométrica (H)		72,710			
Foto(s):					
  					
Localização: O marco está localizado as margens da Rua Sete no bairro São Carlos I.					
Descrição: Chapa de alumínio fixada em um marco de concreto em formato trapezoidal com a inscrição LUG02.					
Itinerário:					
Observação: Todas as medidas estão expressas em metros, exceto quando indicado.					

 DER-ES		LUGARE ENGENHARIA			
Monografia de Marco Geodésico de Apoio Imediato					
Nome do Vértice		LUG30		Município/UF	
				JOÃO NEIVA / ES	
Sistema de Coordenadas: SIRGAS 2000			Elipsóide de Revolução: GRS 80		
Sistema de Projeção Geodésico		Desvio Padrão(σ)		Sistema de Projeção Plano Topográfico Local (PTL)	
Lat. (Φ)	19° 45' 54.62972" S	0,0006		X	354346,595
Long. (λ)	40° 23' 24.90575" W	0,0006		Y	7813906,368
Sistema de Projeção UTM, Fuso 24 Sul, MC: -39°		Desvio Padrão(σ)		Data de coleta das observáveis	
				25/10/2019	
Este (E)	354346,880	0,0006		Ponto de Origem do PTL: LUG02	
Norte (N)	7813906,439	0,0006		Ponto de Referência do PTL: LUG01	
Fator de Escala (K)		0,99986222		Referência de Nível do PTL: 65,064m	
Convergência Meridiana		0°28'12.79174"		Pontos Intervisíveis	Az. UTM
					DH (Dist. Horiz.)
Altitude Elipsoidal (h)		51,315		LUG31	175°11'17"
Ondulação Geoidal (N)		-7,60			173,893
Altitude Ortométrica (H)		58,911			
Foto(s):					
  					
Localização: O marco está localizado as margens da Estrada Cachoeira.					
Descrição: Chapa de alumínio fixada em um marco de concreto em formato trapezoidal com a inscrição LUG30.					
Itinerário:					
Observação: Todas as medidas estão expressas em metros, exceto quando indicado.					

 DER-ES		LUGARE ENGENHARIA			
Monografia de Marco Geodésico de Apoio Imediato					
Nome do Vértice		LUG31		Município/UF	
				JOÃO NEIVA / ES	
Sistema de Coordenadas: SIRGAS 2000			Elipsóide de Revolução: GRS 80		
Sistema de Projeção Geodésico		Desvio Padrão(σ)		Sistema de Projeção Plano Topográfico Local (PTL)	
Lat. (Φ)	19° 46' 00.26825" S	0,0007		X	354361,182
Long. (λ)	40° 23' 24.45353" W	0,0007		Y	7813733,094
Sistema de Projeção UTM, Fuso 24 Sul, MC: -39°		Desvio Padrão(σ)		Data de coleta das observáveis	
				25/10/2019	
Este (E)	354361,465	0,0007		Ponto de Origem do PTL: LUG02	
Norte (N)	7813733,190	0,0007		Ponto de Referência do PTL: LUG01	
Fator de Escala (K)		0,99986217		Referência de Nível do PTL: 65,064m	
Convergência Meridiana		0°28'12.76750"		Pontos Intervisíveis	Az. UTM
					DH (Dist. Horiz.)
Altitude Elipsoidal (h)		53,776		LUG30	355°11'17"
Ondulação Geoidal (N)		-7,60			173,893
Altitude Ortométrica (H)		61,393			
Foto(s):					
  					
Localização: O marco está localizado as margens da Estrada Cachoeira.					
Descrição: Chapa de alumínio fixada em um marco de concreto em formato trapezoidal com a inscrição LUG31.					
Itinerário:					
Observação: Todas as medidas estão expressas em metros, exceto quando indicado.					

 DER-ES		LUGARE ENGENHARIA			
		Monografia de Marco Geodésico de Apoio Imediato			
Nome do Vértice		LUG48		Município/UF	
				JOÃO NEIVA / ES	
Sistema de Coordenadas: SIRGAS 2000			Elipsóide de Revolução: GRS 80		
Sistema de Projeção Geodésico		Desvio Padrão(σ)		Sistema de Projeção Plano Topográfico Local (PTL)	
Lat. (Φ)	19° 44' 44.95418" S	0,0003		X	354842,735
Long. (λ)	40° 23' 07.26082" W	0,0003		Y	7816053,073
Sistema de Projeção UTM, Fuso 24 Sul, MC: -39°		Desvio Padrão(σ)		Data de coleta das observáveis	
				25/10/2019	
Este (E)	354842,951	0,0003		Ponto de Origem do PTL: LUG02	
Norte (N)	7816052,823	0,0003		Ponto de Referência do PTL: LUG01	
Fator de Escala (K)		0,99986044		Referência de Nível do PTL: 65,064m	
Convergência Meridiana		0°28'05.23487"		Pontos Intervisíveis	Az. UTM
					DH (Dist. Horiz.)
Altitude Elipsoidal (h)		70,066		LUG49	185°32'03"
Ondulação Geoidal (N)		-7,65			
Altitude Ortométrica (H)		77,708			
Foto(s):					
  					
Localização: O marco está localizado as margens da Rua Amadeu Demarche.					
Descrição: Chapa de alumínio fixada em um marco de concreto em formato trapezoidal com a inscrição LUG48.					
Itinerário:					
Observação: Todas as medidas estão expressas em metros, exceto quando indicado.					

 DER-ES		LUGARE ENGENHARIA			
		Monografia de Marco Geodésico de Apoio Imediato			
Nome do Vértice		LUG49		Município/UF	
				JOÃO NEIVA / ES	
Sistema de Coordenadas: SIRGAS 2000			Elipsóide de Revolução: GRS 80		
Sistema de Projeção Geodésico		Desvio Padrão(σ)	Sistema de Projeção Plano Topográfico Local (PTL)		
Lat. (Φ)	19° 44' 51.20971" S	0,0003	X	354842,735	
Long. (λ)	40° 23' 07.95553" W	0,0003	Y	7815860,553	
Sistema de Projeção UTM, Fuso 24 Sul, MC: -39°		Desvio Padrão(σ)	Data de coleta das observáveis		25/10/2019
Este (E)	354824,300	0,0003	Ponto de Origem do PTL: LUG02		
Norte (N)	7815860,332	0,0003	Ponto de Referência do PTL: LUG01		
Fator de Escala (K)		0,99986051	Referência de Nível do PTL: 65,064m		
Convergência Meridiana		0°28'05.61214"	Pontos Intervisíveis	Az. UTM	DH (Dist. Horiz.)
Altitude Elipsoidal (h)		71,357	LUG49	5°32'03"	193,422
Ondulação Geoidal (N)		-7,65			
Altitude Ortométrica (H)		78,998			
Foto(s):					
  					
Localização: O marco está localizado as margens da Rua Amadeu Demarche.					
Descrição: Chapa de alumínio fixada em um marco de concreto em formato trapezoidal com a inscrição LUG49.					
Itinerário:					
Observação: Todas as medidas estão expressas em metros, exceto quando indicado.					

4.1.3 Poligonais de apoio

Para execução do levantamento topográfico cadastral da faixa foram necessárias a implantação de 2 (duas) poligonais de apoio para o trecho. As poligonais serviram de ponto de partida para cálculo das irradiações (pontos de detalhe) e servirão como amarração e locação do mesmo durante a fase de obras.

A seguir é demonstrada a sequência da poligonal de apoio.

Poligonal 01: LUG02, LUG01, LUG03, LUG04, LUG05, LUG06, LUG07, LUG08, LUG09, LUG10, LUG11, LUG12, LUG13, LUG14, LUG15, LUG16, LUG33, LUG34, LUG35, LUG36, LUG37, LUG38, LUG39, LUG40, LUG41, LUG42, LUG43, LUG44, LUG45, LUG46, LUG47, LUG49.

Poligonal 02: LUG17B, LUG17, LUG17A, LUG18, LUG19, LUG20, LUG21, LUG22, LUG23, LUG24, LUG25, LUG26, LUG27, LUG28, LUG29, LUG30.

ESTAÇÃO	ÂNGULO HORIZ	AZIMUTE	DISTÂNCIA	COORD.NORTE	COORD.ESTE	COTA	DESCRIÇÃO
LUG02		107°56'06.0"					
LUG01	331°26'14.0"	259°22'19.8"	193.503	7814350.171	356329.377	83.159	
LUG03	300°24'43.5"	19°47'03.2"	114.129	7814314.486	356139.208	57.432	ESTACAO
LUG04	117°47'57.0"	317°34'60.0"	175.297	7814421.884	356177.841	64.150	ESTACAO
LUG05	157°05'00.5"	294°40'00.2"	58.976	7814551.306	356059.610	54.977	ESTACAO
LUG06	182°57'14.5"	297°37'14.4"	81.115	7814575.921	356006.019	58.718	ESTACAO
LUG07	167°56'32.5"	285°33'46.5"	66.827	7814613.529	355934.154	55.126	ESTACAO
LUG08	185°15'05.5"	290°48'51.6"	57.593	7814631.460	355869.782	62.260	ESTACAO
LUG09	114°09'59.0"	224°58'50.2"	88.665	7814651.926	355815.952	63.902	ESTACAO
LUG10	130°37'32.5"	175°36'22.4"	48.160	7814589.213	355753.283	60.530	ESTACAO
LUG11	280°53'36.0"	276°29'57.8"	43.322	7814541.198	355756.973	60.304	ESTACAO
LUG12	169°39'34.5"	266°09'31.7"	48.807	7814546.102	355713.932	63.055	ESTACAO
LUG13	164°08'04.5"	250°17'36.0"	161.519	7814542.833	355665.239	60.543	ESTACAO
LUG14	205°40'32.5"	275°58'08.3"	231.786	7814488.371	355513.191	58.093	ESTACAO
LUG15	187°01'54.5"	283°00'02.7"	181.052	7814512.476	355282.681	57.630	ESTACAO
LUG16	272°55'10.0"	15°55'12.6"	246.311	7814553.208	355106.284	58.263	ESTACAO
LUG33	161°12'47.0"	357°07'59.4"	109.508	7814790.086	355173.852	57.823	ESTACAO
LUG34	111°48'40.0"	288°56'39.2"	115.531	7814899.464	355168.375	61.991	ESTACAO
LUG35	135°13'16.5"	244°09'55.4"	38.777	7814936.973	355059.110	58.416	ESTACAO
LUG36	241°13'43.0"	305°23'38.1"	170.068	7814920.076	355024.212	57.807	ESTACAO
LUG37	195°09'23.0"	320°33'00.9"	78.935	7815018.585	354885.584	56.047	ESTACAO
LUG38	233°50'38.0"	14°23'38.7"	178.459	7815079.541	354835.433	56.588	ESTACAO
LUG39	76°07'25.0"	270°31'03.5"	92.859	7815252.408	354879.800	57.395	ESTACAO
LUG40	290°12'12.0"	20°43'15.4"	284.710	7815253.247	354786.951	57.376	ESTACAO
LUG41	90°30'22.5"	291°13'37.7"	56.275	7815519.557	354887.694	60.866	ESTACAO
LUG42	240°59'12.0"	352°12'49.2"	39.379	7815539.933	354835.242	65.689	ESTACAO
LUG43	154°12'53.0"	326°25'41.7"	82.742	7815578.951	354829.907	68.065	ESTACAO

LUG44	227°19'30.5"	13°45'11.9"	63.401	7815647.895	354784.156	70.577 ESTACAO
LUG45	205°00'41.0"	38°45'52.4"	52.250	7815709.483	354799.230	71.404 ESTACAO
LUG46	209°19'08.0"	68°04'60.0"	65.760	7815750.225	354831.948	72.926 ESTACAO
LUG47	73°09'00.0"	321°13'59.7"	110.011	7815774.772	354892.960	74.303 ESTACAO
LUG49				7815860.553	354824.082	78.998 ESTACAO

DADOS DO FECHAMENTO

Perímetro:.....	3335.7291		
	ERROS	TOLERÂNCIAS	
Angular:.....	-0°00'09"	0°00'56"	Erro Distribuído
Relativo:.....	1:15789	1:10000	Erro Distribuído
Linear:.....	0.2113		
Eixo Norte:.....	-0.1157		
Eixo Este:.....	-0.1768		
Azimute:.....	236°48'16"		
Altimétrico:....	Realizado com Nivelamento Geométrico		

ESTAÇÃO	ÂNGULO HORIZ	AZIMUTE	DISTÂNCIA	COORD.NORTE	COORD.ESTE	COTA	DESCRIÇÃO
LUG17B		293°50'30.0"					
LUG17	106°34'54.0"	220°25'23.0"	31.318	7814615.020	354978.721	58.268	
LUG17A	193°15'49.0"	233°41'07.9"	26.430	7814591.179	354958.413	58.764	ESTACAO
LUG18	195°15'35.0"	248°56'39.3"	39.842	7814575.527	354937.115	57.688	ESTACAO
LUG19	128°39'36.0"	197°36'13.3"	79.783	7814561.213	354899.932	58.581	ESTACAO
LUG20	214°15'02.5"	231°51'14.3"	83.199	7814485.168	354875.802	56.851	ESTACAO
LUG21	128°15'40.0"	180°06'52.7"	70.313	7814433.781	354810.368	57.532	ESTACAO
LUG22	214°56'11.0"	215°03'01.9"	63.780	7814363.470	354810.227	62.249	ESTACAO
LUG23	162°58'17.5"	198°01'17.9"	99.305	7814311.259	354773.597	59.934	ESTACAO
LUG24	184°14'19.0"	202°15'36.1"	174.963	7814216.829	354742.873	56.604	ESTACAO
LUG25	195°13'16.5"	217°28'51.7"	93.279	7814054.910	354676.592	58.117	ESTACAO
LUG26	204°45'40.5"	242°14'30.7"	67.534	7813980.890	354619.829	58.729	ESTACAO
LUG27	196°00'58.0"	258°15'27.4"	127.293	7813949.438	354560.064	56.510	ESTACAO
LUG28	203°33'13.0"	281°48'39.3"	77.467	7813923.533	354435.430	63.285	ESTACAO
LUG29	99°41'00.0"	201°29'37.1"	35.491	7813939.390	354359.599	58.277	ESTACAO
LUG30				7813906.368	354346.595	58.911	ESTACAO

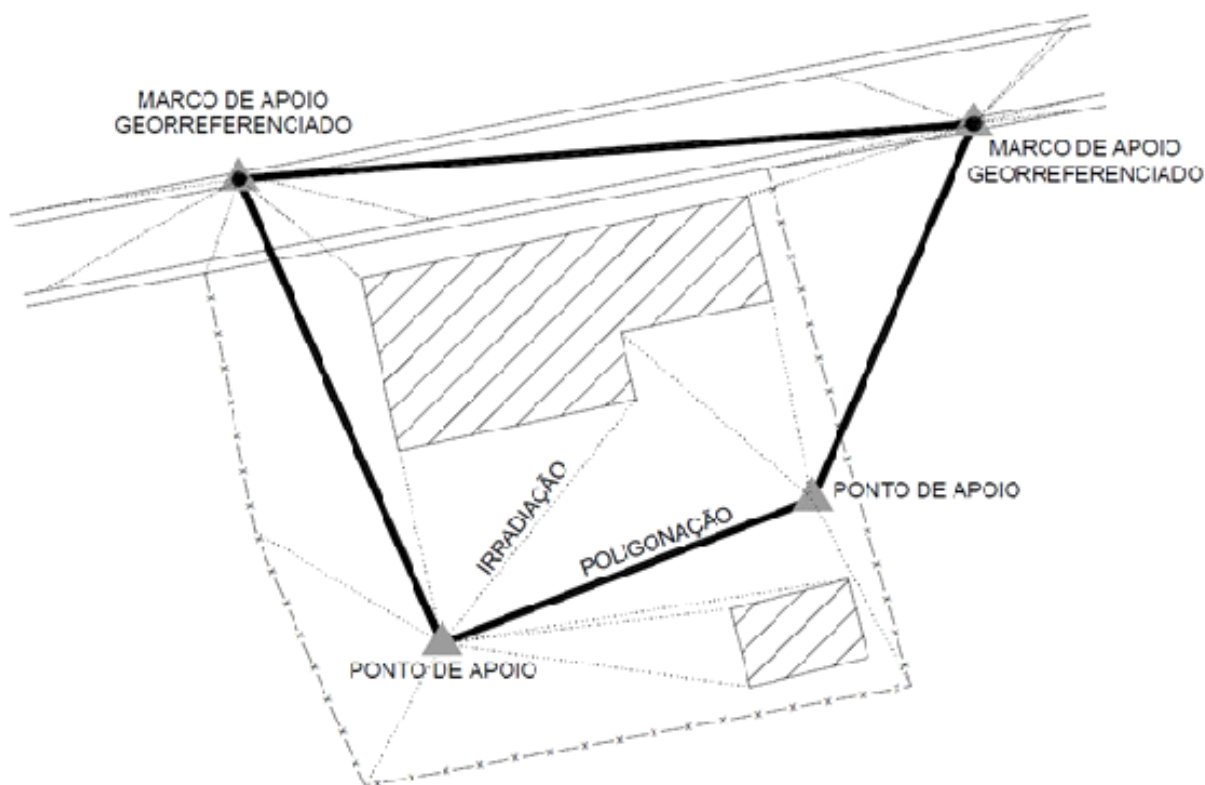
DADOS DO FECHAMENTO

Perímetro:.....	1069.9955		
	ERROS	TOLERÂNCIAS	
Angular:.....	-0°00'26"	0°00'39"	Erro Distribuído
Relativo:.....	1:29518	1:10000	Erro Distribuído
Linear:.....	0.0362		
Eixo Norte:.....	-0.0219		
Eixo Este:.....	0.0288		
Azimute:.....	127°15'59"		
Altimétrico:....	Realizado com Nivelamento Geométrico		

4.1.5 Ponto de detalhe ou irradiações

Após a implantação dos marcos geodésicos e cálculos das poligonais de apoio é possível estacionar e nivelar a estação total Leica TS06 sobre estes pontos e efetuar as medições dos pontos de detalhe, que são efetivamente o objetivo do levantamento topográfico. Com as medidas de ângulos e distâncias (coordenadas polares) coletadas são calculadas as coordenadas cartesianas ou retangulares (irradiações). Como todos os pontos de apoio já estão amarrados entre si e conectados à uma base de apoio georreferenciada, são obtidas as coordenadas retangulares ou cartesianas georreferenciadas de todos os pontos irradiados a partir desta estação.

Figura 3 - Ilustração dos métodos utilizados



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

4.1.6 Nivelamento Geométrico

Foi realizado nivelamento geométrico com contranivelamento, o qual é apresentado na a seguir.

Tabela 2 – Nivelamento Geométrico – Poligonal 01

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
LUG16	0,875		59,149	58,274
LUG33		1,326		57,823
LUG33	2,871		60,694	57,823
SAPATA		0,216		60,478
SAPATA	3,650		64,128	60,478
LUG34		2,140		61,988
LUG34	0,034		62,022	61,988
SAPATA		2,975		59,047
SAPATA	0,838		59,885	59,047
LUG35		1,472		58,413
LUG36		2,081		57,804
LUG36	0,455		58,259	57,804
SAPATA		2,289		55,970
SAPATA	1,437		57,407	55,970
LUG37		1,361		56,046
LUG37	1,509		57,555	56,046
LUG38		0,966		56,589
LUG38	1,491		58,080	56,589
SAPATA		1,251		56,829
SAPATA	1,766		58,595	56,829
LUG39		1,200		57,395
LUG39	2,043		59,438	57,395
LUG40		2,065		57,373
LUG40	1,259		58,632	57,373
SAPATA		1,401		57,231
SAPATA	1,861		59,092	57,231
SAPATA		1,216		57,876
SAPATA	2,078		59,954	57,876
SAPATA		0,224		59,730
SAPATA	3,031		62,761	59,730
LUG41		1,896		60,865
SAPATA		0,071		62,690
SAPATA	3,748		66,438	62,690
LUG42		0,751		65,687
SAPATA		0,267		66,171
SAPATA	3,451		69,622	66,171
LUG43		1,559		68,063
SAPATA		0,539		69,083
SAPATA	2,518		71,601	69,083
LUG44		1,023		70,578
LUG44	1,892		72,470	70,578
LUG45		1,068		71,402

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
LUG45	2,174		73,576	71,402
LUG46		0,651		72,925
LUG46	2,098		75,023	72,925
LUG47		0,721		74,302
LUG47	2,814		77,116	74,302
SAPATA		0,051		77,065
SAPATA	2,623		79,688	77,065
LUG49		0,690		78,998
LUG49	0,370		79,368	78,998
SAPATA		3,798		75,570
SAPATA	0,162		75,732	75,570
SAPATA		0,271		75,461
SAPATA	3,068		78,529	75,461
LUG48		0,821		77,708
LUG48	0,621		78,329	77,708
SAPATA		3,311		75,018
SAPATA	0,690		75,708	75,018
SAPATA		0,069		75,639
SAPATA	3,547		79,186	75,639
LUG49		0,189		78,997
LUG49	0,629		79,626	78,997
SAPATA		2,561		77,065
SAPATA	0,130		77,195	77,065
LUG47		2,891		74,304
LUG47	0,821		75,125	74,304
LUG46		2,198		72,927
LUG46	0,778		73,705	72,927
LUG45		2,299		71,406
LUG45	1,190		72,596	71,406
LUG44		2,019		70,577
LUG44	0,451		71,028	70,577
LUG43		2,961		68,067
LUG43	1,075		69,142	68,067
LUG42		3,451		65,691
LUG42	0,660		66,351	65,691
SAPATA		3,698		62,653
SAPATA	0,522		63,175	62,653
LUG41		2,308		60,867
LUG41	0,579		61,446	60,867
SAPATA		2,659		58,787
SAPATA	0,719		59,506	58,787
SAPATA		1,898		57,608

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
SAPATA	1,388		58,996	57,608
SAPATA		1,868		57,128
SAPATA	1,426		58,554	57,128
LUG40		1,175		57,379
LUG40	2,071		59,450	57,379
LUG39		2,054		57,396
LUG39	0,983		58,379	57,396
SAPATA		1,738		56,641
SAPATA	1,392		58,033	56,641
LUG38		1,445		56,588
LUG38	0,979		57,567	56,588
LUG37		1,519		56,048
LUG37	1,318		57,366	56,048
SAPATA		1,379		55,987
SAPATA	2,172		58,159	55,987
LUG36		0,349		57,810
LUG36	1,999		59,809	57,810
LUG35		1,390		58,419
LUG35	2,561		60,980	58,419
SAPATA		0,371		60,609
SAPATA	2,728		63,337	60,609
LUG34		1,342		61,995
LUG34	1,400		63,395	61,995
SAPATA		3,968		59,427
SAPATA	0,760		60,187	59,427
LUG33		2,364		57,823
LUG33	1,358		59,181	57,823
LUG16		0,910		58,271

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Tabela 3 – Nivelamento Geométrico – Poligonal 02

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
LUG01	0,378		83,525	83,147
SAPO		3,384		80,141
SAPO	0,664		80,805	80,141
SAPO		3,289		77,516
SAPO	0,566		78,082	77,516
SAPO		3,770		74,312
SAPO	0,628		74,940	74,312
LUG02		2,233		72,707
SAPO	0,452		73,159	72,707
SAPO		3,763		69,396
SAPO	0,077		69,473	69,396

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
SAPO		3,912		65,561
SAPO	0,062		65,623	65,561
LUG04		1,475		64,148
LUG04	0,943		65,091	64,148
SAPO		3,803		61,288
SAPO	0,120		61,408	61,288
LUG03		3,978		57,430
LUG04	0,581		64,729	64,148
SAPO		3,976		60,753
SAPO	0,111		60,864	60,753
SAPO		3,594		57,270
SAPO	0,283		57,553	57,270
SAPO		1,171		56,382
SAPO	1,990		58,372	56,382
LUG05		3,401		54,971
SAPO		0,485		57,887
SAPO	1,885		59,772	57,887
LUG06		1,057		58,715
SAPO		2,569		57,203
SAPO	0,559		57,762	57,203
LUG07		2,638		55,124
SAPO	3,163		58,287	55,124
SAPO		0,209		58,078
SAPO	3,972		62,050	58,078
SAPO		0,386		61,664
SAPO	3,818		65,482	61,664
LUG08		3,226		62,256
LUG09		1,581		63,901
SAPO	1,063		64,964	63,901
SAPO		3,959		61,005
SAPO	0,919		61,924	61,005
LUG10		1,395		60,529
LUG11		1,622		60,302
SAPO		0,039		61,885
SAPO	1,950		63,835	61,885
LUG12		0,781		63,054
LUG13		3,294		60,541
SAPO	2,409		62,950	60,541
SAPO		2,210		60,740
SAPO	0,882		61,622	60,740
SAPO		2,802		58,820
SAPO	0,639		59,459	58,820
LUG14		1,362		58,097

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
LUG14	1,349		59,446	58,097
SAPO		1,682		57,764
SAPO	1,445		59,209	57,764
LUG15		1,573		57,636
LUG15	1,301		58,937	57,636
SAPO		1,156		57,781
SAPO	1,844		59,625	57,781
LUG16		1,351		58,274
LUG16	1,850		60,124	58,274
SAPO		1,488		58,636
SAPO	1,298		59,934	58,636
LUG17		1,660		58,274
LUG17	1,461		59,735	58,274
LUG18		2,042		57,693
LUG19		1,149		58,586
LUG19	0,629		59,215	58,586
LUG20		2,359		56,856
LUG20	1,634		58,490	56,856
LUG21		0,951		57,539
LUG21	3,949		61,488	57,539
SAPO		0,232		61,256
SAPO	2,029		63,285	61,256
LUG22		1,029		62,256
LUG23		3,343		59,942
LUG23	0,219		60,161	59,942
SAPO		3,201		56,960
SAPO	0,961		57,921	56,960
LUG24		1,310		56,611
SAPO		1,303		56,618
SAPO	1,847		58,465	56,618
LUG25		0,338		58,127
SAPO	1,770		59,897	58,127
LUG26		1,159		58,738
LUG26	0,634		59,372	58,738
SAPO		2,618		56,754
SAPO	1,028		57,782	56,754
LUG27		1,264		56,518
SAPO		1,499		56,283
SAPO	2,708		58,991	56,283
SAPO		0,914		58,077
SAPO	1,220		59,297	58,077
LUG29		1,011		58,286
LUG29	3,330		61,616	58,286

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
SAPO		0,613		61,003
SAPO	3,480		64,483	61,003
LUG28		1,198		63,285
LUG29	1,758		60,044	58,286
LUG30		1,112		58,932
SAPO		1,289		58,755
SAPO	2,127		60,882	58,755
SAPO		2,044		58,838
SAPO	3,061		61,899	58,838
LUG31		0,506		61,393
LUG31	0,149		61,542	61,393
SAPO		2,308		59,234
SAPO	0,970		60,204	59,234
LUG30		1,313		58,891
LUG29		1,936		58,268
LUG29	1,068		59,336	58,268
SAPO		1,218		58,118
SAPO	0,898		59,016	58,118
SAPO		2,810		56,206
SAPO	1,597		57,803	56,206
LUG27		1,301		56,502
LUG28	1,180		64,465	63,285
SAPO		3,484		60,981
SAPO	0,111		61,092	60,981
LUG29		2,805		58,287
LUG27	2,708		59,210	56,502
LUG26		0,490		58,720
LUG26	1,407		60,127	58,720
LUG25		2,019		58,108
LUG25	0,801		58,909	58,108
SAPO		2,130		56,779
SAPO	1,262		58,041	56,779
LUG24		1,443		56,598
LUG24	1,987		58,585	56,598
SAPO		0,270		58,315
SAPO	3,942		62,257	58,315
LUG23		2,331		59,926
SAPO		0,479		61,778
SAPO	0,935		62,713	61,778
LUG22		0,471		62,242
SAPO		3,789		58,924
SAPO	0,261		59,185	58,924

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
LUG21		1,660		57,525
SAPO		2,257		56,928
SAPO	1,327		58,255	56,928
LUG20		1,409		56,846
SAPO		0,591		57,664
SAPO	1,929		59,593	57,664
LUG19		1,017		58,576
LUG18		1,909		57,684
LUG18	2,404		60,088	57,684
LUG17		1,825		58,263
LUG17	1,643		59,906	58,263
SAPO		1,315		58,591
SAPO	1,372		59,963	58,591
LUG16		1,711		58,252
SAPO		1,780		58,183
SAPO	1,060		59,243	58,183
SAPO		1,771		57,472
SAPO	1,417		58,889	57,472
LUG15		1,265		57,624
LUG15	1,613		59,237	57,624
SAPO		1,512		57,725
SAPO	1,732		59,457	57,725
LUG14		1,367		58,090
LUG14	1,393		59,483	58,090
SAPO		0,683		58,800
SAPO	3,098		61,898	58,800
SAPO		0,942		60,956
SAPO	1,209		62,165	60,956
LUG13		1,620		60,545
LUG13	3,124		63,669	60,545
LUG12		0,613		63,056
SAPO		2,082		61,587
SAPO	0,243		61,830	61,587
LUG11		1,524		60,306
LUG10		1,298		60,532
LUG10	3,855		64,387	60,532
SAPO		0,956		63,431
SAPO	2,266		65,697	63,431
LUG09		1,794		63,903
LUG08		3,433		62,264
LUG08	0,113		62,377	62,264
SAPO		3,574		58,803
SAPO	0,379		59,182	58,803

PV	Leituras		Cálculo	
	RÉ	VANTE	PR	Cota
SAPO		3,815		55,367
SAPO	2,878		58,245	55,367
LUG07		3,116		55,129
SAPO		0,783		57,462
SAPO	2,394		59,856	57,462
LUG06		1,134		58,722
SAPO		2,051		57,805
SAPO	0,189		57,994	57,805
LUG05		3,011		54,983
SAPO		2,009		55,985
SAPO	3,801		59,786	55,985
SAPO		0,124		59,662
SAPO	3,739		63,401	59,662
SAPO		0,148		63,253
SAPO	3,339		66,592	63,253
LUG04		2,439		64,153
SAPO		0,218		66,374
SAPO	3,762		70,136	66,374
SAPO		0,317		69,819
SAPO	3,538		73,357	69,819
LUG02		0,644		72,713
LUG04	0,943		65,096	64,153
SAPO		3,803		61,293
SAPO	0,120		61,413	61,293
LUG03		3,978		57,435
LUG02	3,991		76,704	72,713
SAPO		0,121		76,583
SAPO	3,631		80,214	76,583
SAPO		0,050		80,164
SAPO	3,450		83,614	80,164
LUG01		0,442		83,172

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

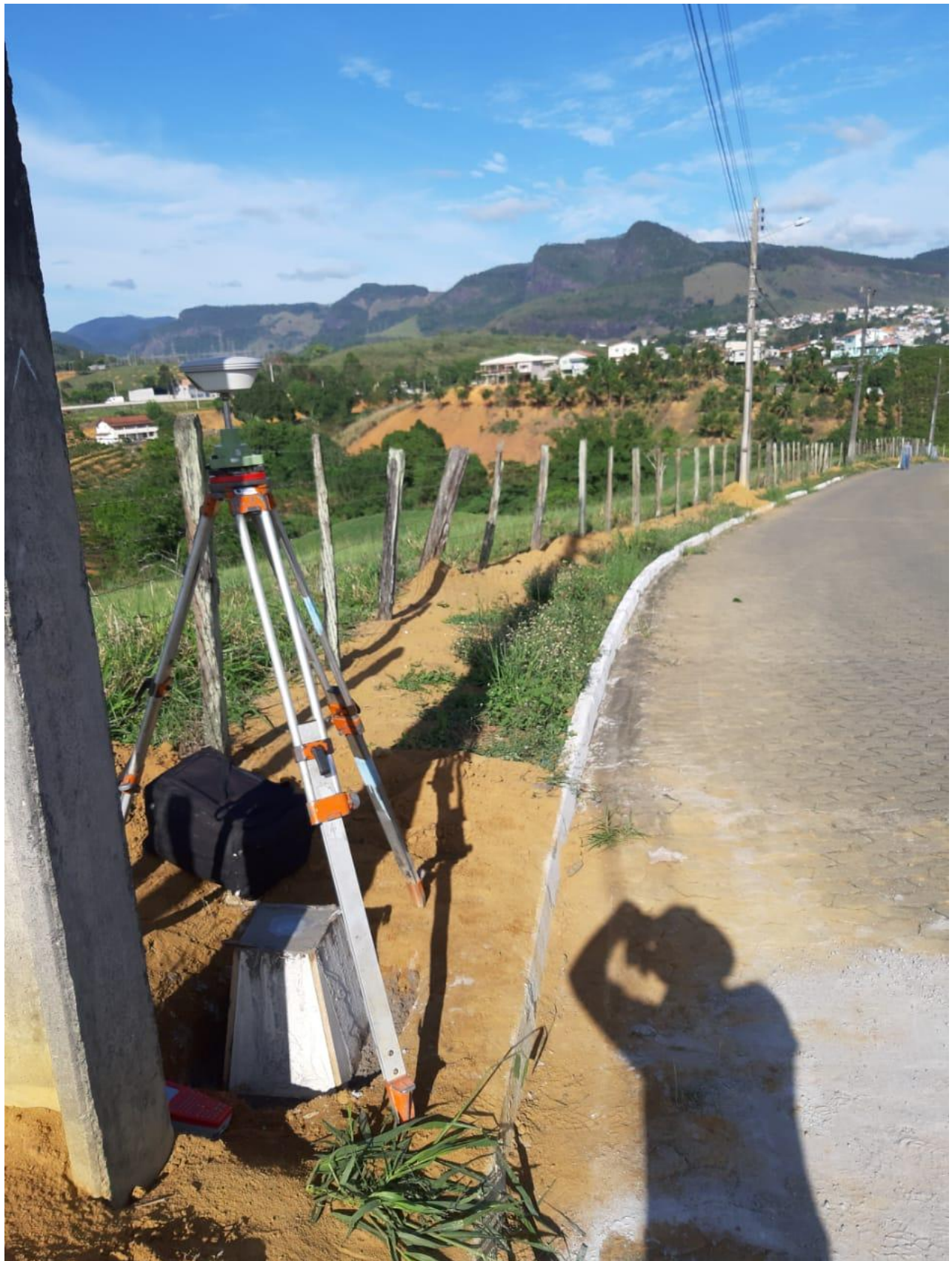
Tabela 4 – Cotas Niveladas

VÉRTICE	ALTITUDE ORTOMÉTRICA
LUG01	83,159
LUG02	72,710
LUG03	57,432
LUG04	64,150
LUG05	54,977
LUG06	58,718
LUG07	55,126
LUG08	62,260
LUG09	63,902
LUG10	60,530
LUG11	60,304

VÉRTICE	ALTITUDE ORTOMÉTRICA
LUG12	63,055
LUG13	60,543
LUG14	58,093
LUG15	57,630
LUG16	58,263
LUG17	58,268
LUG18	57,688
LUG19	58,581
LUG20	56,851
LUG21	57,532
LUG22	62,249
LUG23	59,934
LUG24	56,604
LUG25	58,117
LUG26	58,729
LUG27	56,510
LUG28	63,285
LUG29	58,277
LUG30	58,911
LUG31	61,393
LUG33	57,823
LUG34	61,991
LUG35	58,416
LUG36	57,807
LUG37	56,047
LUG38	56,588
LUG39	57,395
LUG40	57,376
LUG41	60,866
LUG42	65,689
LUG43	68,065
LUG44	70,577
LUG45	71,404
LUG46	72,926
LUG47	74,303
LUG48	77,708
LUG49	78,998

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 4 – Levantamento Topográfico.



Fonte: Autor, 2019.

Figura 5 – Levantamento Topográfico.



Fonte: Autor, 2019.

Figura 6 – Levantamento Topográfico.



Fonte: Autor, 2019.

Figura 7 – Levantamento Topográfico.



Fonte: Autor, 2019.

4.2 Estudos Hidrológicos

Esse estudo concentra suas análises na área urbana do município de João Neiva/ES, considerando a bacia hidrográfica incremental de contribuição que drena para esse município.

João Neiva está localizado na região litoral nordeste do estado do Espírito Santo, a 82 km da capital Vitória, e possui uma população de aproximadamente 14.079 habitantes, de acordo com o censo demográfico de 2022 (IBGE, 2022). Com uma área territorial de 284,74 km², da qual menos de 4 km² é urbanizada, o município faz limite com os municípios de Aracruz, Ibirapu, Santa Teresa, São Roque do Canaã, Colatina e Linhares (Figura 1). Próximo à sua sede estão localizadas as comunidades de Demétrio Ribeiro, Cavalinhos, Santo Afonso, Ribeirão de Cima, Juá, Piraqueaçu, Cristal e Mundo Novo.

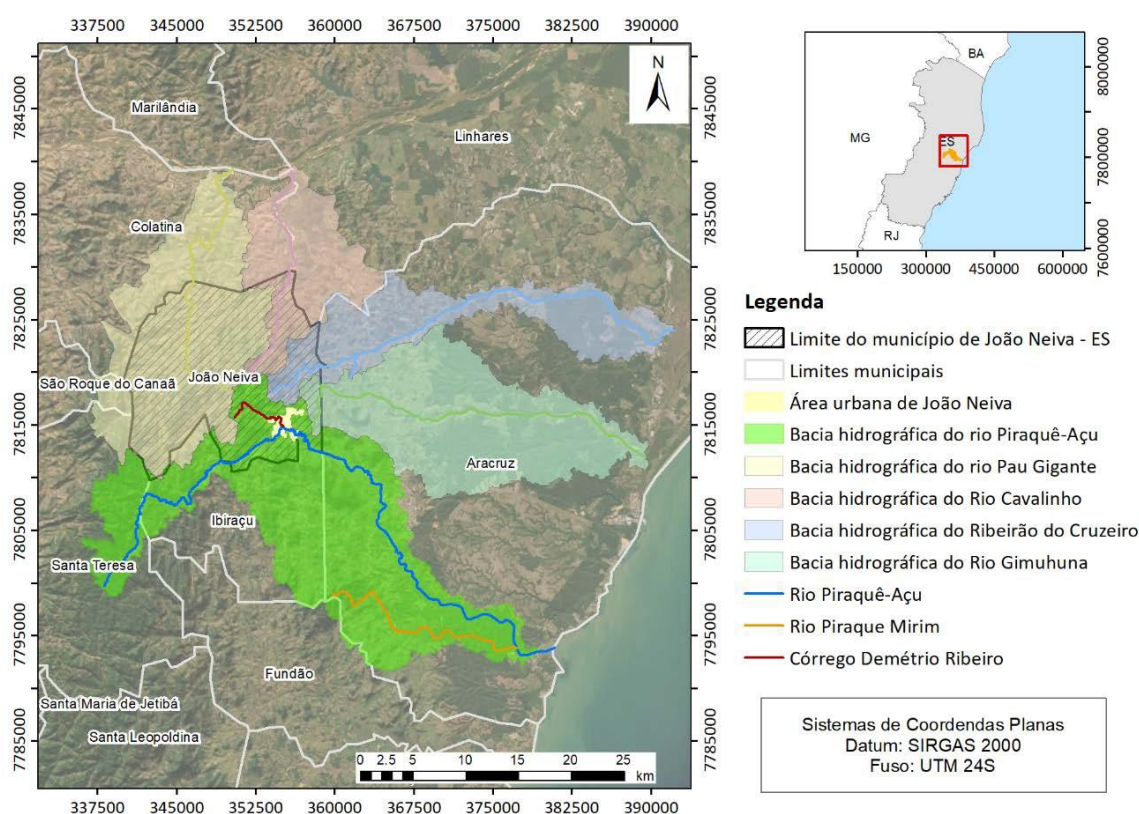


Figura 1. Mapa de localização do município de João Neiva e principais bacias hidrográficas.

O município de João Neiva está no bioma Mata Atlântica e encontra-se em meio a uma paisagem de densas matas sobre um relevo acidentado, com altitude variando entre 60m e 1090m e possuindo boa parte de sua área com

declividade acima de 30%.

De acordo com a Classificação Climática de Köppen e Geiger (1928), João Neiva possui clima tropical chuvoso do tipo “Aw”, com estação seca no inverno. De acordo com o INCAPER (2023), a temperatura média anual no município é de 23,9 °C, com a maior e a menor médias ocorrendo nos meses de fevereiro (26,5 °C) e julho (21,2 °C), respectivamente. As temperaturas máximas oscilam entre 27,2 °C e 32,5 °C, nos meses de julho e fevereiro, respectivamente. A temperatura mínima do mês mais frio (julho) é superior à 16 °C, chegando a 21,8 °C em fevereiro. Os meses de janeiro, fevereiro e março são os mais quentes do ano, enquanto os meses de junho, julho e agosto tendem a ser os mais frios.

A partir da série de precipitação diária das estações pluviométricas 1940001, 1940005, 1940007, 1940010, 1940018 e 1940021 disponíveis pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), com dados no período de 1957 a 2022, estimou-se uma média anual de precipitação no município de João Neiva de 1.397 mm, considerando o período de 1957 a 2022. O período chuvoso ocorre entre os meses de outubro a abril e concentra cerca de 80,0 % (1.112 mm) do total acumulado anual (Figura 2). O período com menos chuva ocorre entre os meses de maio a setembro, com um total acumulado médio de 285,0 mm. As máximas mensais variam de 215 mm no mês de maio a 732 no mês de dezembro. Essas são as estações mais próximas do município e que serão discutidas nas análises hidrológicas apresentadas nesse relatório.

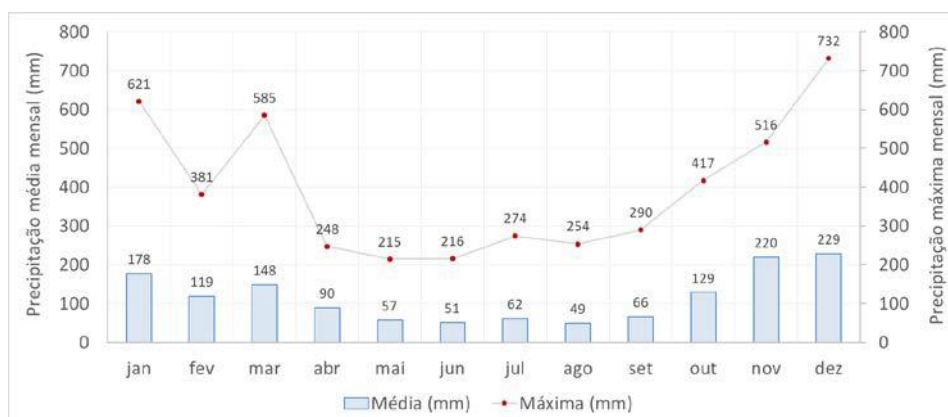


Figura 2. Precipitações médias mensais no município de João Neiva - ES.

O município está inserido nas bacias hidrográficas dos rios Piraquê-Açu, Pau Gigante, Cavalinho, Gimuhuna e do Ribeirão do Cruzeiro (Figura 1). No entanto, a sua área urbana está toda compreendida na bacia hidrográfica do rio Piraquê-Açu, a qual compreende ainda o rio Piraquê Mirim.

A bacia do Rio Piraquê-Açu possui área de drenagem de 436,5 km², enquanto a bacia de contribuição à área urbana de João Neiva tem uma área de pouco mais de 120 km², correspondendo a quase 30% da área total da bacia hidrográfica. O Rio Piraquê-Açu tem sua nascente no município de Santa Teresa, em área de reserva florestal do IBAMA (Reserva Biológica de Nova Lombardia), sendo formado após a confluência do rio Lombardia e com o córrego Lampê. O córrego Demétrio Ribeiro possui área de drenagem de cerca de 24 km², com nascente localizado na comunidade de mesmo nome.

O Piraquê-Açu apresenta declividades elevadas imediatamente a montante do centro de João Neiva, passando a fluir com declividades significativamente reduzidas na sede municipal e retornando a leito com maior declividade após o bairro São Carlos II (PMRR, 2014).

Assim como em qualquer cidade, o crescimento urbano pode provocar impactos significativos no meio ambiente e na população, especialmente aumentando a frequência de ocorrência de inundações. Esses problemas estão relacionados à forma como as cidades se desenvolvem, com ampliação de áreas impermeabilizadas, ocupação de planícies de inundação.

O núcleo urbano do município de João Neiva se desenvolveu próximo à confluência do rio Piraquê-Açu e com o córrego Demétrio Ribeiro, contando hoje com 16 bairros (Figura 3). Com o avanço da urbanização, incluindo a construção de residências muito próximo à calha do rio ou em seu leito maior, que são áreas de risco, as cheias nesses rios vêm se tornando frequentes. Na Tabela 1 é apresentada uma sequência de ocorrências relacionadas às enxurradas, inundações e/ou alagamentos, registradas no S2iD (Sistema Integrado de Informações sobre Desastres) do Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional, com prejuízos econômicos e sociais.

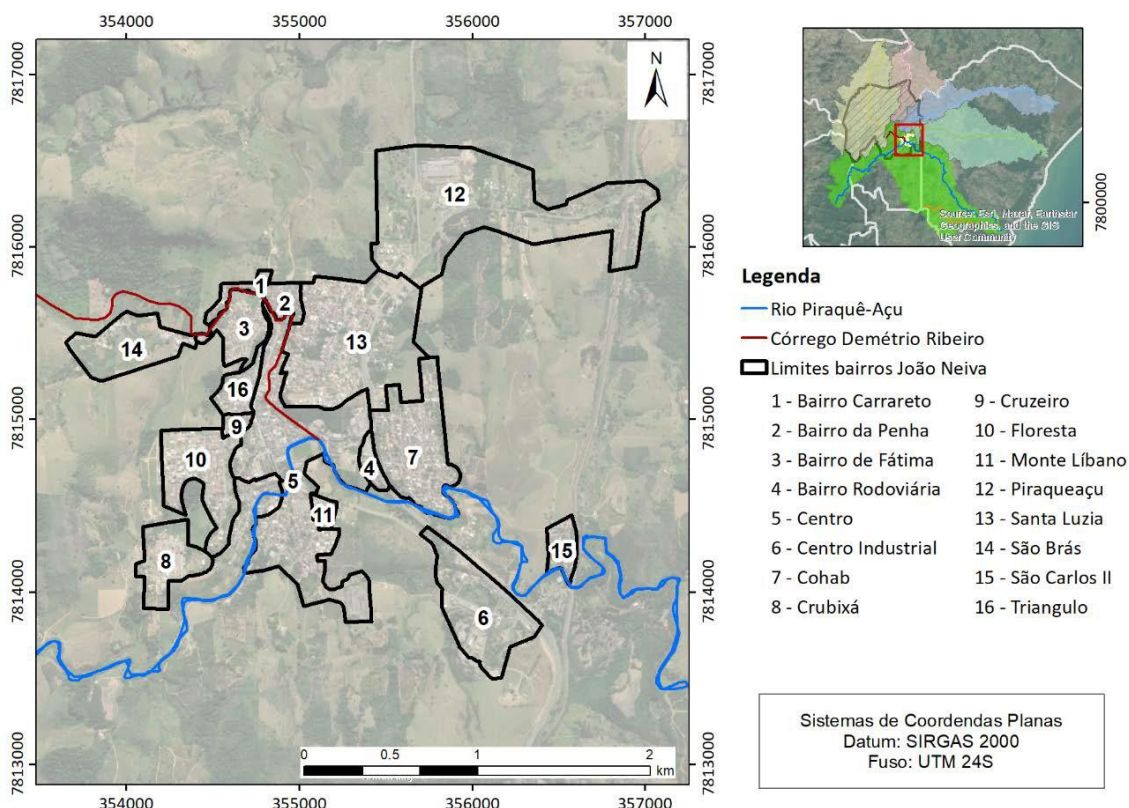


Figura 3. Limites dos bairros pertencentes ao núcleo urbano de João Neiva - ES.

Tabela 1 Registros de ocorrências relacionadas às inundações, enxurradas e alagamentos em João Neiva.

Data	Ocorrência	Data	Ocorrência
05/2005	Enxurrada	01/2012	Enxurrada
01/2007	Enxurrada	12/2013	Enxurrada
03/2009	Enxurrada	11/2018	Enxurrada
07/2009	Enxurrada	01/2020	Inundação
02/2010	Enxurrada	12/2022	Enxurrada
04/2011	Enxurrada	12/2022	Inundação

Fonte: Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional

Essas ocorrências têm gerado preocupações do poder público em implementar ações buscando minimizar os problemas relacionados às cheias que ocorrem frequentemente no município de João Neiva. Uma dessas ações é o Programa de Gestão Integrada das Águas e Paisagens II, que visa implementar o Programa de Gestão Integrada dos Recursos Hídricos e Revitalização de Bacias Hidrográficas do Espírito Santo.

4.2.1 Dados utilizados

A caracterização do rio em um modelo hidrodinâmico unidimensional como o modelo HEC-RAS, utilizado no presente trabalho, é realizada através da entrada de dados de seções transversais dos rios, em diferentes locais. Para obter bons resultados nas simulações, que permitam estimar vazões e níveis com maior assertividade, é fundamental obter um número suficiente de seções transversais em toda a região de interesse. Além disso, estas seções transversais deveriam ser representativas de pontos de estrangulamento lateral do rio, e de pontos de alteração da declividade do fundo, como estreitos e corredeiras.

Particularmente, para subsidiar um estudo de cenários alternativos de inundação em áreas urbanas, em que as vazões simuladas podem ser muito superiores às maiores vazões já observadas no local, é importante que as seções transversais representem não apenas o leito do rio, como também o leito de toda a planície de inundação, até as máximas cotas esperadas durante os picos das cheias simuladas.

Para a representação das planícies de inundação, especialmente quando ocupam grandes áreas, são utilizados dados topográficos obtidos a partir de curvas de níveis ou diretamente de um Modelo Digital de Elevação (MDE).

Em se tratando do escoamento em cursos d'água urbanos, como no caso da área urbana do município de João Neiva, é importante que se tenham informações da macrodrenagem bem como de obras de arte de drenagem, tais como pontes e galerias.

Os dados utilizados no presente estudo são aqueles apresentados no segundo relatório entregue no contrato nº 236/2023, buscando atender as necessidades da modelagem. Toda a base cartográfica de dados foi padronizada no Sistema de Coordenadas SIRGAS 2000/UTM Zona 24 Sul (EPSG:31984), no formato geotiff para dados matriciais e formato shapefile para vetoriais.

4.2.1.1 Dados topobatimétricos

Conforme comentado no estudo anterior, para as simulações hidrodinâmicas são necessárias as informações de topografia e batimetria das

seções transversais dos rios a serem simulados. No caso do rio Piraquê-Açu e do Córrego Demétrio Ribeiro, foram fornecidas seções transversais em um bom número no trecho localizado na área de interesse, especialmente na região urbana do Município de João Neiva. Ao total, no estudo anterior foram obtidas e manipuladas 320 seções a partir de arquivos AutoCAD e correspondentes ao levantamento realizado no Projeto de Engenharia – Volumes 2 (LUGARE, 2021a).

Após manipulação e organização das informações das seções de campo, verificou-se que as larguras das seções do levantamento topográfico eram relativamente curtas para a modelagem em termos de extensão na planície de inundação, o que necessitou o seu prolongamento utilizando informações de um Modelo Digital de Elevação (MDE).

4.2.1.2 Travessias

Além das seções transversais, também existem 12 travessias (pontes) ao longo dos trechos de rios simulados, distribuídas como apresentado na Tabela 2. Na tabela são apresentados de forma separada os quantitativos de travessias existente a montante e a jusante da corredeira do Córrego Demétrio Ribeiro. As informações sobre elas foram obtidas a partir de arquivos AutoCAD, correspondentes ao levantamento realizado no Projeto de Engenharia – Volumes 2 (LUGARE, 2021a). Na Figura 4 é apresentada a localização espacial dessas travessias.

Tabela 2 Coordenadas das travessias (pontes) existentes área de estudo

Código da Ponte*	Córrego / Rio	Lat	Lon
P01	Demétrio Ribeiro	7816000	354800
P02	(montante da corredeira)	7816000	354800
P03	Demétrio Ribeiro	7816000	354900
P04	(jusante da corredeira)	7815000	354800
P05		7815000	354800
P06		7815000	355000
P07		7814000	354700
P08	Ato Piraquê-Açu	7815000	354900
P09		7815000	354900
P10		7815000	354900

P11		7815000	355600
P12	Baixo Piraquê-Açu	7815000	355900

* código adotado para fins de apresentação nesse estudo

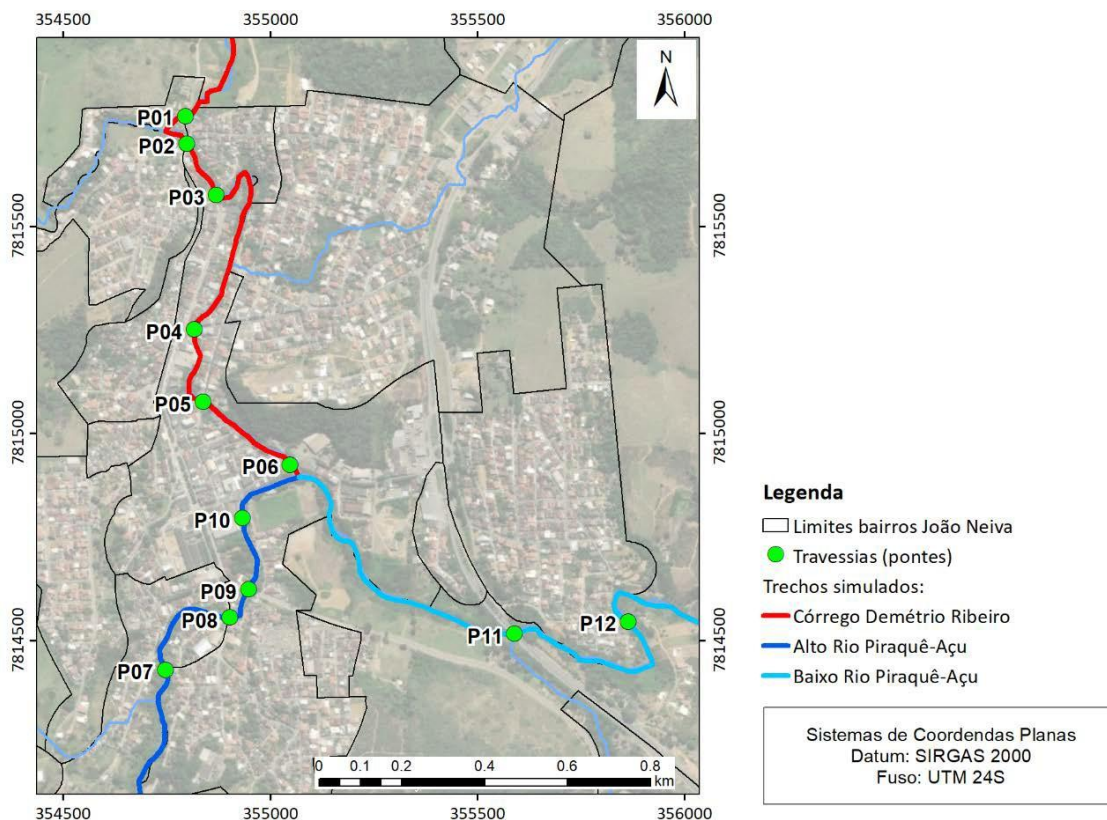


Figura 4. Localização das travessias (pontes) existentes nos trechos de rios da área de estudo.

4.2.1.3 Modelo digital de elevação

Nesse estudo foi adotado um Modelo Digital de Terreno (MDT) do Estado do Espírito Santo, coletado no GeoBases-ES (<https://geobases.es.gov.br/downloads>), o qual representa o terreno no nível do solo livre, considerando o tratamento do modelo digital de elevação, a extração de pontos acima da superfície do terreno como edificações, grandes vegetações, entreoutros. Além de ter sido considerado no estudo hidrológico para delimitação da bacia e sub- bacias, aqui ele é considerado para complementar informações onde o levantamento topográfico de campo não está disponível. O MDT foi trabalho e consolidado no estudo anterior e a Figura 5 ilustra o resultado com destaque para o município de João Neiva e sua área urbana.

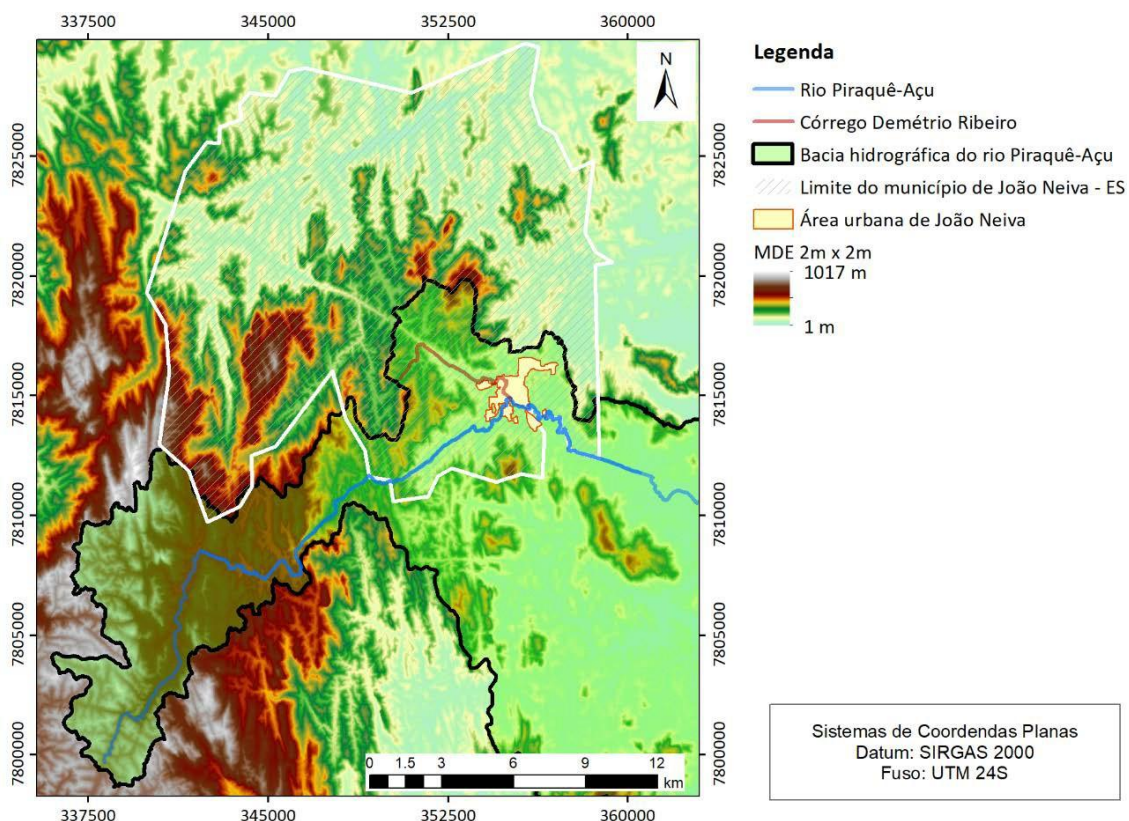


Figura 5. Mosaico do MDT de 2 metros de resolução, municípios e bacia hidrográfica

4.2.2 Simulação Hidráulica

A modelagem hidráulica para a Bacia do Hidrográfica do Rio Piraquê-Açu foi realizada com o uso do modelo HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center – River Analysis System*), desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 2023).

A versão do modelo matemático utilizada foi a 6.5, em sua versão unidimensional, realizando simulações em regime não-permanente. O modelo HEC-RAS é bastante conhecido no meio técnico, sendo utilizado em diversos estudos de cheias, além de ter sido uma demanda do Termo de Referência desse presente estudo. O modelo é distribuído gratuitamente pelo Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos, o que faz com que tenha muitos usuários. O modelo tem uma interface gráfica com o usuário e possui algumas ferramentas de apoio que permitem interagir com Sistemas de Informação Geográfica (RAS Mapper). Em adição, tem-se as principais características o modelo:

- Computacionalmente eficiente;

- Permite representar escoamento subcrítico, supercrítico e misto;
- Passo de tempo variável, quando necessário;
- Possibilidade de gerar mapas de inundação por meio da ferramenta RasMapper.

Em função dos dados disponíveis de topografia, os quais incluem apenas seções transversais levantadas na calha menor dos trechos de rio a serem modelados, e o MDE com resolução horizontal de 2m e vertical de 1m, a maior limitação da versão do modelo HEC-RAS adotada nesse estudo é a representação do escoamento em apenas uma dimensão (longitudinal ao rio) em locais onde geralmente há características tri ou bi dimensionais do escoamento, como em regiões planas e em confluências de rios. No entanto, a limitação da representação unidimensional do escoamento pode ser considerada secundária, já que na maior parte dos casos não existem dados disponíveis de topografia e de batimetria dos rios e áreas de planícies com precisão suficiente, que permitissem aplicar um modelo 2D ou 3D, sem contar a falta de informações que permita uma calibração do modelo nesse estudo. Além disso, o escopo do estudo busca identificar a área inundada e níveis máximos de água alcançados em diferentes cenários, o que é possível com a modelagem 1D. Acredita-se que com os dados disponíveis na realidade atual, a aplicação da versão 2D do modelo (menos eficientes do ponto de vista computacional) não resultaria em resultados melhores do que a aplicação de um modelo 1D como o HEC-RAS.

Portanto, esse capítulo apresenta: (1) o modelo hidrodinâmico adotado, (2) a caracterização e representação das travessias (pontes) no modelo, (3) a geometria do sistema alternativo de intervenções adotado e simulado, (4) as condições de contorno e iniciais do modelo e (5) os parâmetros adotados no modelo. Os ajustes necessários nas seções transversais levantadas em campo foram detalhados e apresentado no estudo anterior.

4.2.2.1 Descrição Resumida do Modelo Hec-RAS

O modelo hidrodinâmico HEC-RAS tem sido utilizado amplamente na modelagem hidráulica de rios e canais, e foi desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos. O módulo hidrodinâmico do

programa HEC-RAS resolve as equações completas de Saint Venant usando um esquema implícito de 4-pontos de Preismann de diferenças finitas (Cunge et al., 1980). As equações do esquema de diferenças finitas são linearizadas e o sistema de equações resultante, para um trecho ou conjunto de trechos de canais ou rios, é resolvido através do método de eliminação de Gauss, usando uma versão modificada do esquema de armazenamento Skyline (Bruner, 2008; Tucci, 1978).

Na representação dos rios e canais o modelo permite a interpolação entre seções transversais, facilitando a alteração da discretização espacial da representação do sistema. Isto é de grande utilidade na obtenção de estabilidade e precisão numérica na solução, permitindo resultados com maior exatidão.

O escoamento em rios e canais é representado pelas equações de Saint Venant: a Equação de Continuidade (Equação 1) e a Equação da Conservação de Quantidade de Movimento (Equação 2):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad 1$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0 \quad 2$$

onde Q é a vazão (m³.s⁻¹); t é o tempo (s); A é a área da seção molhada (m²); g é a aceleração da gravidade (m.s⁻²); h é a altura da superfície da água (m) (não é a profundidade); q é a vazão afluente ou efluente lateral por unidade de comprimento do canal (m².s⁻¹); β é o coeficiente de Boussinesq de correção do momento devido à distribuição da velocidade na seção; S_f é a perda de carga por unidade de comprimento do canal devida ao atrito, dada em m/m e calculada pela Equação 3; S_h é a perda de carga por unidade de comprimento do canal devido à expansão ou contração, dada em m.m⁻¹ e calculada pela Equação 4:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot |Q| \cdot Q}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} \quad 3$$

$$S_h = \frac{C \cdot \left(\frac{\alpha \cdot V_2^2}{2g} - \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2g} \right)}{\Delta x} \quad 4$$

onde n é o coeficiente de Manning, R é o raio hidráulico (m) da seção, C é o coeficiente de expansão ou contração; α é o coeficiente de Coriolis e Δx é o comprimento do subtrecho de canal. Os valores recomendados dos coeficientes de expansão e contração nos trechos de canal com transições graduais são 0,3 e 0,1 respectivamente. Estas equações são discretizadas segundo o esquema dado pelas equações de diferenças finitas (Equações 5, 6 e 7).

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{(Z_i^{j+1} + Z_{i+1}^{j+1} - Z_i^j - Z_{i+1}^j)}{2 \cdot \Delta t} \quad 5$$

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = (1 - \theta) \cdot \frac{(Z_{i+1}^j - Z_i^j)}{\Delta x} + \theta \cdot \frac{(Z_{i+1}^{j+1} + Z_i^j - Z_{i+1}^j - Z_i^{j+1})}{\Delta x} \quad 6$$

$$Z = (1 - \theta) \cdot \frac{(Z_{i+1}^{j+1} + Z_i^{j+1})}{2} + \theta \cdot \frac{(Z_{i+1}^j + Z_i^j - Z_{i+1}^j - Z_i^j)}{2} \quad 7$$

onde Z é uma variável qualquer a ser discretizada; Δt é o intervalo de tempo utilizado na simulação; Δx é o comprimento do subtrecho do canal; i e $i+1$ são índices relativos ao espaço: montante e jusante do subtrecho, respectivamente; j e $j+1$ são índices relativos ao tempo atual e futuro (atual mais um Δt), respectivamente, e θ é um ponderador do esquema numérico.

4.2.2.2 Domínio do sistema representado no modelo

Na representação dos rios e canais o modelo Hec-RAS permite a interpolação entre seções transversais levantadas em campo, facilitando a alteração da discretização espacial na representação do sistema. Isto é de grande utilidade para a obtenção de estabilidade e de precisão numérica na solução das equações governantes do modelo hidrodinâmico, permitindo resultados com maior precisão.

As principais etapas realizadas para sua elaboração foram apresentadas no estudo anterior e estão resumidas abaixo:

- Processamento de dados topográficos e batimétrico para composição da geometria no modelo;
- Definição da discretização computacional;

- Representação de travessias;
- Definição e estabelecimento das condições de contorno;
- Definição dos parâmetros fixos do modelo;

A discretização proposta para as simulações hidráulicas envolveu a porção da Bacia Hidrográfica do Piraquê-Açu (área de 125,1 km²) com exutório definido no rio supracitado, a cerca de 1,86 km a jusante da sua confluência com o Córrego Demétrio Ribeiro. Portanto, são simulados trechos dos rios Piraquê-Açu (cerca de 3,44 km do rio) e do seu principal afluente, o Córrego Demétrio Ribeiro (1,62 km de rio). A delimitação da bacia hidrográfica e suas sub-bacias foi realizada no estudo hidrológico (produto 01) e buscou quantificar as vazões afluentes ao trecho de simulação hidrodinâmica.

A área de drenagem total no rio Piraquê-Açu até o fim dos trechos com levantamento de seções transversais foi estimada em 125,1 km². A bacia hidrográfica do Demétrio Ribeiro e outros afluentes até a confluência com o rio Piraquê Açu possui área de 21 km². Na Figura 6 estão apresentadas a bacia hidrográfica de estudo e as sub-bacias hidrográficas delimitadas, dando destaque aos trechos simulados. O trecho simulado do rio Piraquê-Açu foi dividido em dois seguimentos: um trecho superior (Alto Piraquê-Açu), a montante da sua confluência com o Córrego Demétrio Ribeiro, com início no local da primeira seção topobatimétrica levantada; um trecho inferior (Baixo Piraquê-Açu), a jusante da confluência, finalizando na última seção topobatimétrica levantada.

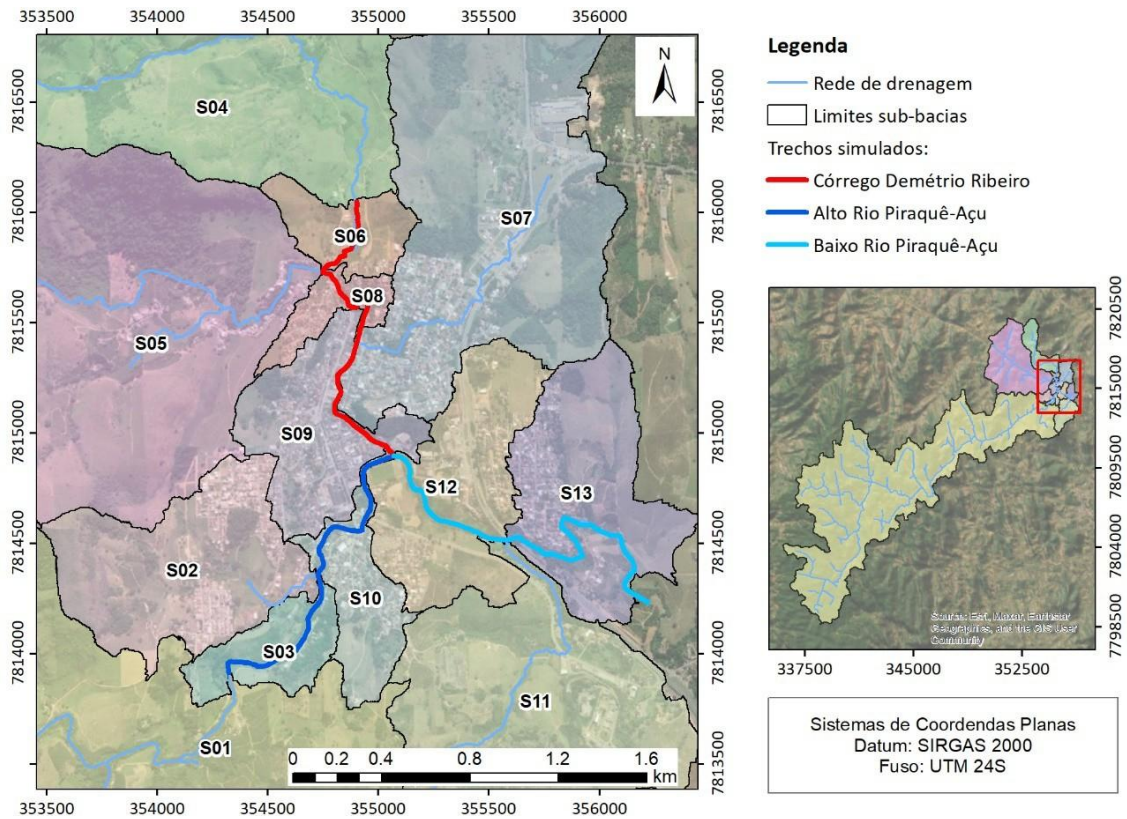
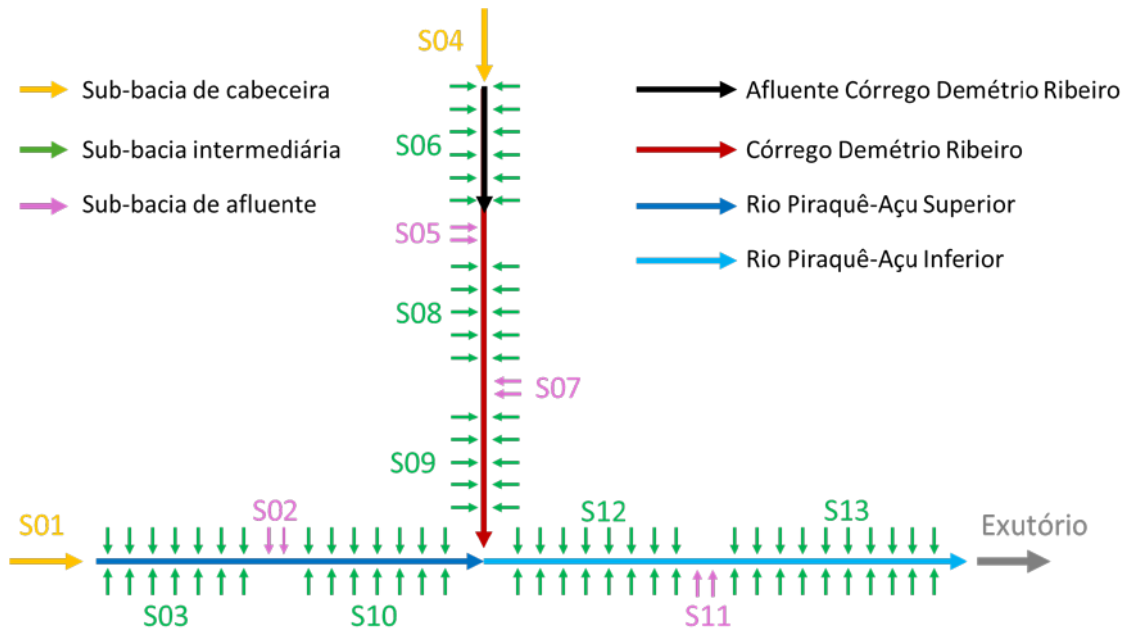


Figura 6. Sub-bacias delimitadas no estudo hidrológico para a estimativa dos hidrogramas de projeto e trechos simulados do Córrego Demétrio Ribeiro e do rio Piraquê-Açu.

Para facilitar o entendimento da localização de cada sub-bacia e respectivos trechos derios simulados, a Figura 7 apresenta um diagrama unifilar da área de estudo, sem escala, desenvolvido no estudo anterior. Nele, os trechos apresentados correspondem a trechos de rios com batimetria e que foram simulados com o modelo hidrodinâmico.



Portanto, o domínio do sistema simulado pelo modelo é composto pelos trechos urbanos do Rio Piraquê-Açu e do córrego Demétrio Ribeiro, cujos impactos de possíveis inundações contemplam diretamente os bairros Carrareto, Penha, Fátima, Rodoviária, Centro, Cohab e Santa Luzia e, indiretamente, os bairros Centro Industrial, Crubixá, Cruzeiro, Floresta, Monte Líbano e Triângulo. A Figura 8 apresenta os trechos simulados e os bairros existentes na área urbana de João Neiva.

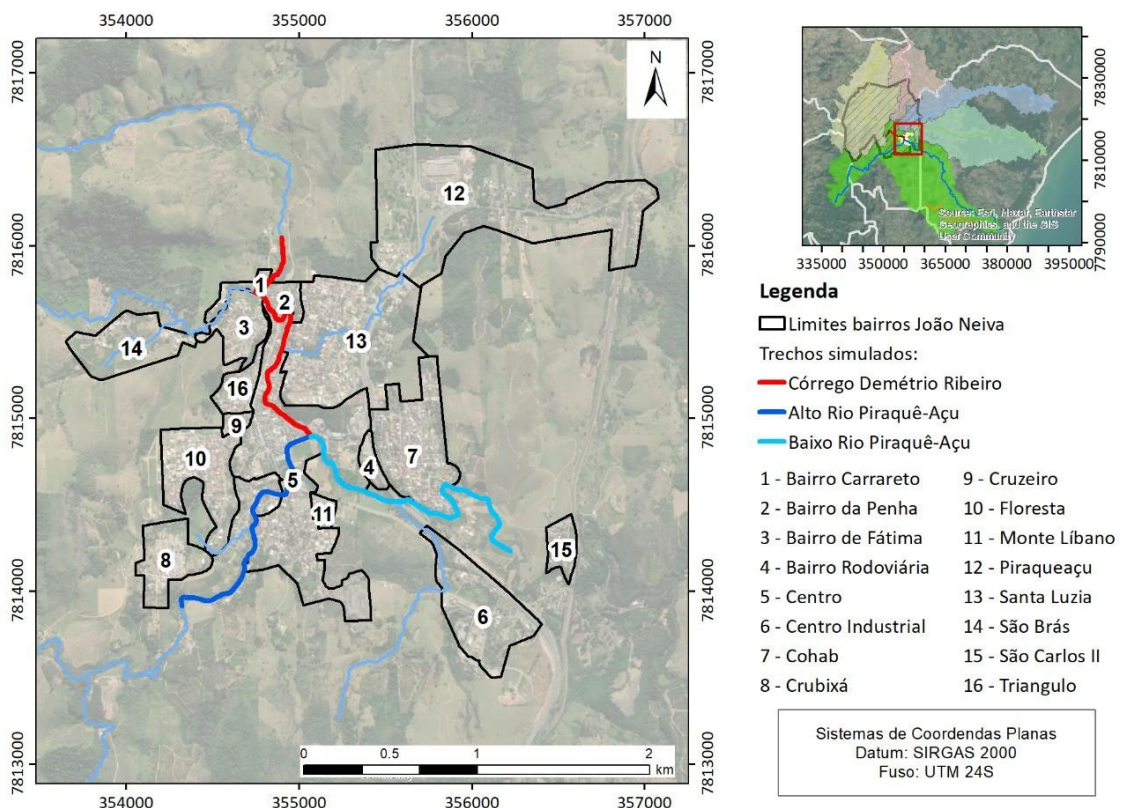


Figura 8. Localização dos bairros da área urbana do município de João Neiva e trechos de rios simulados.

4.2.3 Definição da Geometria Base do Sistema no Modelo Hidráulico

Importante destacar que toda a definição da geometria base do sistema no modelo hidráulico, tais como: número de seções, inserção das travessias, compatibilização das seções transversais, discretização e espaçamento entre as seções e ajuste do modelo digital de terreno (MDT), foi apresentada em detalhes no estudo anterior e, por este motivo, aqui serão apresentadas apenas algumas das informações. Destaca-se que aqui está sendo chamada de geometria base, pois a partir dele serão definidas as alternativas de intervenções.

O Modelo Digital de Terreno adotado nesse estudo e desenvolvido no estudo anterior, possui resolução de 2m e foi denominado de “**MDT ajustado**”. Esse produto foi resultante da combinação do Modelo Digital de Terreno (MDT) do Estado do Espírito Santo, coletado no GeoBases-ES (<https://geobases.es.gov.br/downloads>), com um MDT da calha dos trechos de rios gerado com base nos dados de seções transversais de campo.

As seções de campo com larguras ampliadas para compreender as planícies de inundação tiveram suas cotas extraídas do MDT ajustado. Em seguida, foi feita uma avaliação individual de cada uma para confirmar se as cotas obtidas com o MDT ajustado mantinham correspondência com as cotas das seções de campo, realizando ajustes quando necessários

4.2.3.1 Caracterização e representação das travessias

As informações referentes as travessias (pontes) para inserção no modelo foram extraídas dos arquivos .dwg (AutoCAD) do inventário das seções do levantamento, mas os detalhes estão restritos à cota do tabuleiro, comprimento e largura. Buscando melhorar a representações dessas travessias, também foi feita uma visita técnica ao município de João Neiva buscando confirmar comprimentos e larguras, bem como verificar alturas e características eventualmente não descritas nos arquivos .dwg, embora intenção de obter detalhamento topográfico e medições precisas.

A partir dos dados e da visita de campo, considerando ainda o

posicionamento dessas estruturas ao longo dos trechos dos rios e afluentes, foi necessário realizar uma adequação para inserção no modelo HEC-RAS. A Tabela 3 apresenta as principais informações das 12 pontes localizadas dentro da área simulada, no rio Piraquê-Açu e córrego Demétrio Ribeiro. As cotas, larguras e extensões das pontes foram obtidas do Projeto de Engenharia – Volumes 2 (LUGARE, 2021a) e 3 (LUGARE, 2021b). Os valores das espessuras das pontes foram estimados a partir da análise dos pontos cotados disponíveis e da visita técnica. A representação dessas estruturas no modelo foi apresentada em detalhe no estudo anterior.

Tabela 3 Características das pontes (travessias) existentes nos rios simulados e incluídas no modelo hidrodinâmico

Ponte	Cota* (m)	Largura* (m)	Extensão* (m)	Material e Estaca*	Rio ou Córrego	Seção no HEC-RAS	Espessura adotada (cm)	Largura adotada (m)
P1	68,36	6,3	6,8	Concreto 17+0,00	Demétrio Ribeiro	1306.1	50	5,2***
P2	71,33	3,2	17,1	Concreto 23+8,00	Demétrio Ribeiro	1179.9	120	3,20
P3	57,15	3,0	5,1	Concreto 30+16,00	Demétrio Ribeiro	1033	45	3,00
P4	57,81	7,9	22,3	Concreto 57+0,0	Demétrio Ribeiro	504.8	100	7,90
P5	57,44	8,2	9,2	Concreto 67+2,00	Demétrio Ribeiro	300.9	85	8,20
P6	57,92	12,3	14,8	Concreto 80+2,00	Demétrio Ribeiro	31.5	35	12,30
P7	58,03	4,6	23,3	Concreto 140+18,00	Piraquê-Açu	2611	30	4,60
P8	58,58	8,1	23,9	Concreto 154+8,00	Piraquê-Açu	2333	60	8,10
P9	58,0	4,9	29,5	Ferro 158+13,00	Piraquê-Açu	2241	40	4,90
P10	55,57	2,1	15,0	Concreto 168+0,00	Piraquê-Açu	2057	30	2,10
P11	57,85	16,0	60,0	Concreto 211+10,00	Piraquê-Açu	1142	240	16,00
P12	54,27	1,0	22,5	Concreto 235+15,00	Piraquê-Açu	648	30	1,00

*Informações coletadas no Projeto de Engenharia – Volumes 2 e 3 (LUGARE, 2021)
 ** Equivalem às distâncias até o exutório do Demétrio Ribeiro ou Piraquê-Açu
 *** Valor ajustado a observação em visita técnica

4.2.4 Interpolação das seções

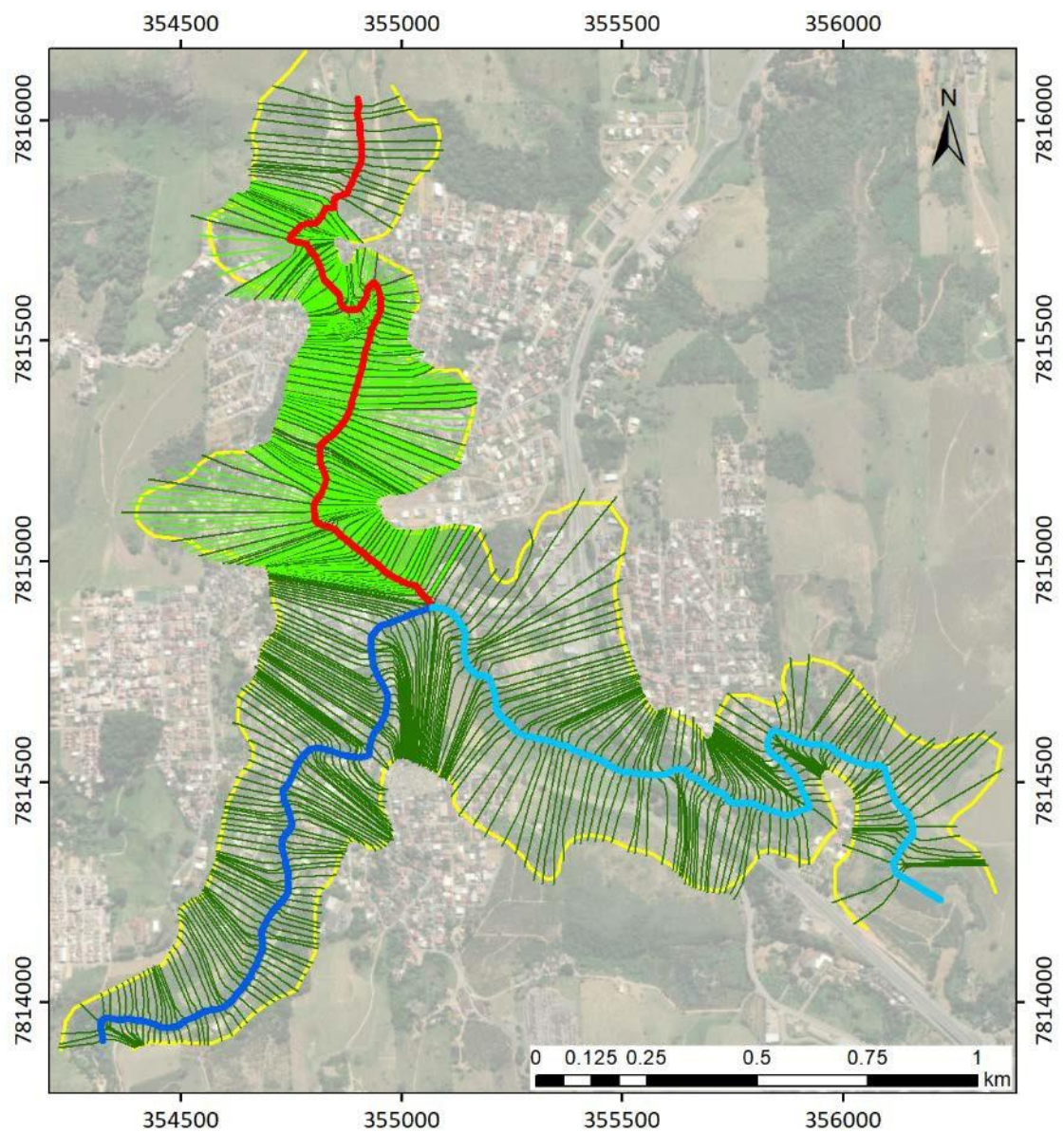
A definição das seções transversais necessárias para a simulação hidrodinâmica considerou os procedimentos do programa HEC-RAS e foi apresentada em detalhes no estudo anterior. Além das seções obtidas por Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e Anteprojeto de Engenharia

levantamento em campo e a sua extrapolação para as áreas de inundação, foram definidas seções transversais intermediárias, pois em alguns locais as seções de campo ajustadas não conseguiam, sozinhas, manter a estabilidade do modelo. Portanto, buscando ser mais representativo para a simulação no modelo hidráulico, houve a necessidade de se fazer uma interpolação linear entre as seções delimitadas utilizando a ferramenta do HEC-RAS, principalmente próximo às travessias e no trecho de corredeira do Córrego Demétrio Ribeiro. Ao todo, foram consideradas 546 seções transversais.

Os critérios utilizados para interpolar seções foram definidos no estudo anterior buscando manter a estabilidade e a precisão numérica do modelo na solução, permitindo resultados com maior exatidão. Os espaçamentos considerados nessa discretização são apresentados na Tabela 4. Na Figura 9 é apresentada a discretização do sistema de rios simulados com o trecho onde houve necessidade de interpolação de seções transversais. Destaca-se que, no presente estudo, essa mesma configuração foi mantida mesmo com a adoção das intervenções.

Tabela 4 Espaçamentos adotados entre as seções transversais.

Rio	Subtrecho	Espaçamento (Δx)
Demétrio Ribeiro	Primeiros 260 m	15 seções de campo (4,7m < Δx < 31m)
	Após 260 m do início do trecho simulado	93 seções de campo 219 seções interpoladas (2,0 m < Δx < 5,0 m)
Piraquê-Açu	Alto Piraquê-Açu	107 seções de campo (2,0 m < Δx < 30,0 m)
	Baixo Piraquê-Açu	112 seções de campo (2,0 m < Δx < 23,0 m)



Legenda

Trechos simulados:

— Córrego Demétrio Ribeiro

— Alto Rio Piraquê-Açu

— Baixo Rio Piraquê-Açu

Seções transversais

— Delimitadas

— Interpolada

Sistemas de Coordenadas Planas
Datum: SIRGAS 2000
Fuso: UTM 24S

Figura 9. Discretização dos trechos de rios com indicação do trecho onde foi necessária a interpolação das seções transversais (seções em verde claro).

4.2.5 Cenários e Geometria Propostos

Este estudo adotou a geometria base da área de interesse, estabelecida no Hec-RAS, para apresentar cenários alternativos de intervenções, buscando minimização de cheias.

Para o desenvolvimento deste estudo, seria necessário a caracterização de pelo menos quatro cenários alternativos de intervenção nos trechos de rio para redução das inundações considerando o cenário futuro de uso e ocupação do solo, envolvendo ações de limpeza, dragagem e aumento de seção transversal, mudança de revestimento da seção transversal, retificação de trechos de rio

Ao longo do desenvolvimento desse novo contrato, foram apresentadas diversas sugestões de cenários a serem simulados e realizadas diversas análises com a apresentação de resultados parciais em diferentes reuniões. Para cada solução, encontra-se dificuldades para se estabelecer, de forma definitiva, os cenários a serem simulados, em razão de diferentes condicionantes técnicos que foram sendo apontados em função de cada proposição. Citam-se aqui como exemplos, a questão de evitar armazenamentos a montante, evitar desapropriações, evitar obras de adequação hidráulica das pontes, entre outros.

Em reunião com a equipe do DER e equipe acompanhamento do Banco Mundial, foram definidas algumas ações como a necessidade de levantamento *in loco* de larguras limites das seções de canais, visando minimizar as

desapropriações. Para facilitar a definição de cenários, especialmente destas larguras máximas para os cursos d'água, foram enviados à equipe do DER arquivos XML e Shapfile contendo uma segmentação dos cursos hídricos com larguras pré- definidas por cálculo hidráulico (sem modelagem) para cada um, as quais aumentam no sentido de montante para jusante. Tais larguras foram estabelecidas de forma a serem adequadas para minimizar os impactos das cheias com Tempos de Retorno (TR) de 25 anos. A partir dessas informações, a equipe do DER foi em campo avaliando *in loco* os pontos críticos de maior estreitamento das calhas dos cursos hídricos ao longo de suas extensões, de modo a estimar, com o máximo de precisão, a largura máxima aceitável nesses pontos, sem a necessidade de realizar desapropriações. Os locais onde foram medidas as larguras máximas a serem consideradas estão apresentadas na Figura 10.

A partir das informações de campo, apresentadas na Figura 10, e considerando que um curso d'água deve buscar ampliar sua seção transversal no sentido de montante para jusante, verifica-se:

- a largura máxima a ser considerada no Córrego Demétrio Ribeiro é limitada pela seção 2, sendo, portanto, de até 11 m;
- no trecho do alto rio Piraquê-Açú a largura máxima é de 19 m, limitada pela seção 4;
- no trecho do baixo rio Piraquê-Açú a largura máxima fica entre 25 m e 28 m, limitada pela seção 6. Considerando que esse trecho de rio possui, em sua margem direita, espaço para ampliação eventual de largura, foi considerado nesse estudo uma largura de 28 m.

Considerando, portanto, as larguras máximas definidas a partir do levantamento realizado pela equipe do DER, e que os cursos d'água não devem ter profundidades máximas superiores a 5m, exceto em casos excepcionais isolados, sugeriu-se a realização de apenas 2 (dois) cenários, tendo em vista que os demais cenários não teriam viabilidade de execução. Em todos eles, serão considerados canais com seções transversais com muros laterais de concreto armado e fundo com terreno natural terraplenado (Figura 11). Apenas no córrego Demétrio Ribeiro serão considerados dois trechos com canais abertos em concreto armado (Figura 12), conforme abaixo:

- Estaca 53+14,09 à estaca 62+6,20
- Estaca 65+13,50 à estaca 68+6,20

A adoção da seção tipo canal aberto em concreto armado segue ao especificado no estudo da Lugare (2021), justificado por ser locais com a presença de edificações e outras construções, de forma que as paredes externas serão consideradas como a limitação total da seção. No entanto, neste estudo, a referência de “canal com concreto” se refere a qualquer uma das opções.

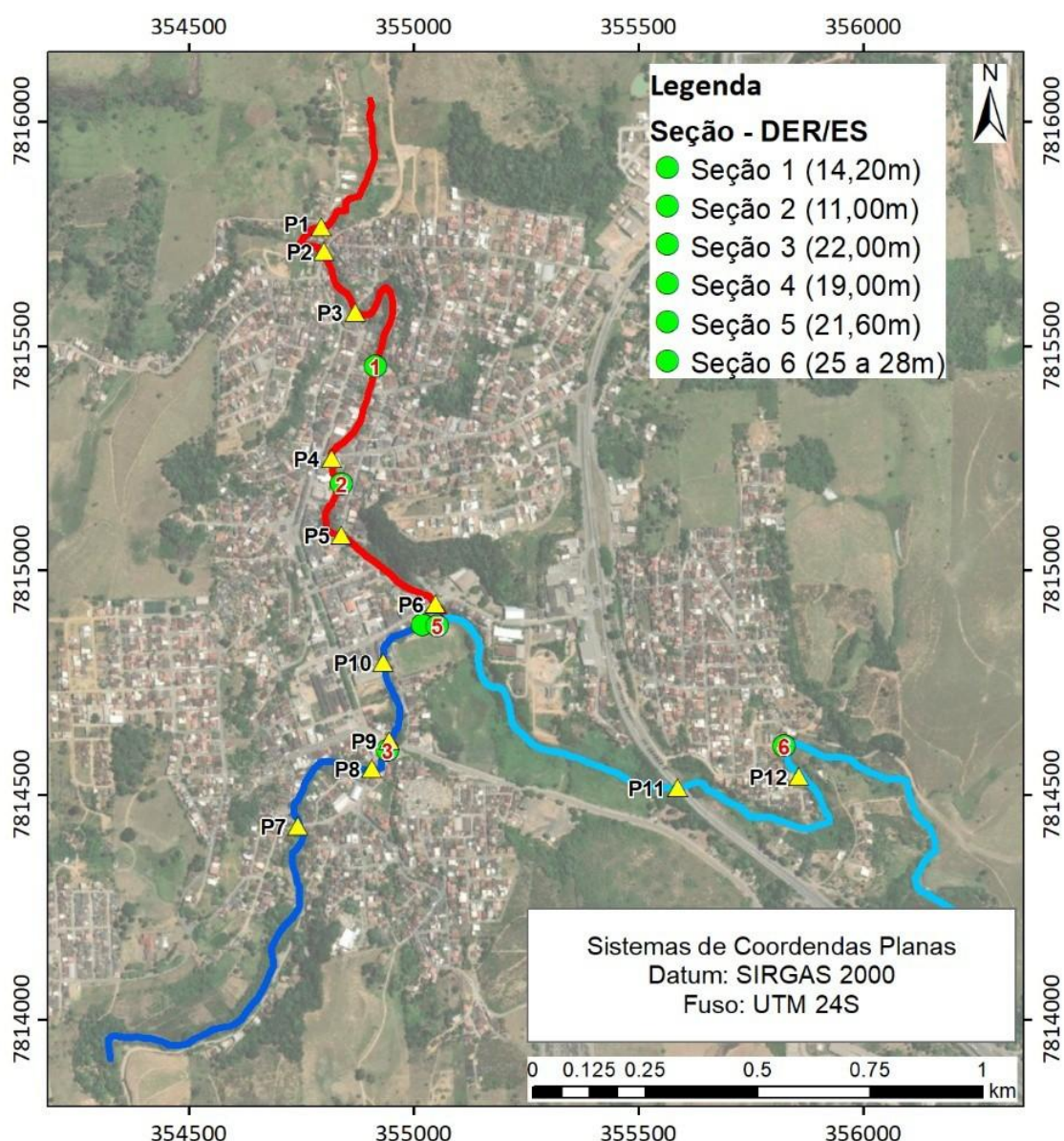


Figura 10. Localização das travessias (triângulos amarelos) e dos pontos/seções de levantamento de largura máximas realizado pela equipe do DER/ES. Para cada seção, a largura máxima está indicada na legenda.



Figura 11. Seção transversal típica de canalização com MUROS LATERAIS DE CONCRETO e fundo com terreno natural/terraplenado.

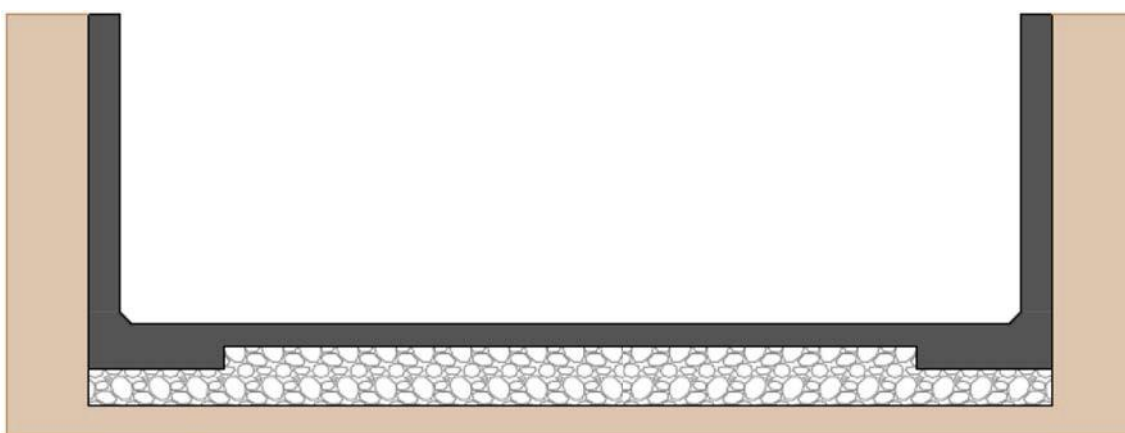


Figura 12. Seção transversal típica de CANALIZAÇÃO EM CANAL ABERTO de concreto armado.

Fonte: adaptado de LUGARE (2021).

4.2.5.1 Cenário A

Neste cenário é avaliada uma alternativa considerando as larguras de calha máximas limitadas, conforme diretrizes obtidas em campo pela equipe do DER/ES, considerando a alteração da profundidade dos canais até o limite de profundidade máxima de 5 m. Esse cenário evitará a desapropriação de edificações e evita a formação de seções de canal muito profundas.

Para isso, será considerado canal com **muro de concreto armado** ao longo do rio Piraquê-Açu e canal com **muro de concreto armado** ou **canal aberto em concreto armado** ao longo do Córrego Demétrio Ribeiro, com manutenção da seção da calha quanto à profundidade máxima (para evitar a formação de muros laterais), mas alargamento ideal de calha no córrego Demétrio Ribeiro e no rio Piraquê-Açu, seguindo as dimensões abaixo (Tabela 5), com base naquelas estabelecidas pela equipe do DER/ES.

Tabela 5 Larguras máximas a serem adotadas nos canais, estabelecidas em campo pela equipe do DER/ES.

Rio	Subtrecho	Profundidade (m)	Largura Máxima (m)
Demétrio Ribeiro	-	4,0	11
Piraquê-Açu	Alto Piraquê-Açu	4,5	19
	Baixo Piraquê-Açu	4,5	28

Ressalta-se que o estudo anterior realizado pela LUGARE (2021a, 2021b) não previu intervenções nas pontes (travessias), de forma que as larguras das seções no local dessas estruturas não poderão ser alteradas caso a limitação da largura do canal esteja relacionada à existência desses elementos e, portanto, para este cenário previu-se uma redução da largura do canal nesses locais. No entanto, verificou-se que para as dimensões da Tabela 5, apenas as pontes P3 e P5, ambas localizadas no córrego Demétrio Ribeiro, apresentam restrições ao escoamento por possuírem seção de passagem do escoamento inferior a 11 m.

A partir desse cenário, é possível avaliar qual o Tempo de Retorno (TR) atendido, considerando as maiores larguras possíveis com base no levantamento de campo do DER, o qual envolveu a minimização/eliminação de desapropriação.

4.2.5.1.1 Córrego Demétrio Ribeiro

Considerando as dimensões das pontes existentes, verificou-se que todas elas, exceto as pontes P3 e P5 localizadas no córrego Demétrio Ribeiro, comportam as larguras máximas estabelecidas. O trecho proposto a ter intervenção no córrego Demétrio Ribeiro inicia na ponte P3, que possui cerca de 4,8 m de extensão. Portanto, na seção imediatamente a jusante da ponte P3 foi adotada uma largura de 7,50 m e um rebaixamento do leito de 30 cm, chegando a uma cota de fundo de 55 m (Figura 13) e uma altura de 1,65 m (já limitada pela pouca profundidade da seção natural neste local. Portanto, deve ser previsto um alargamento linear do canal entre essas duas posições.

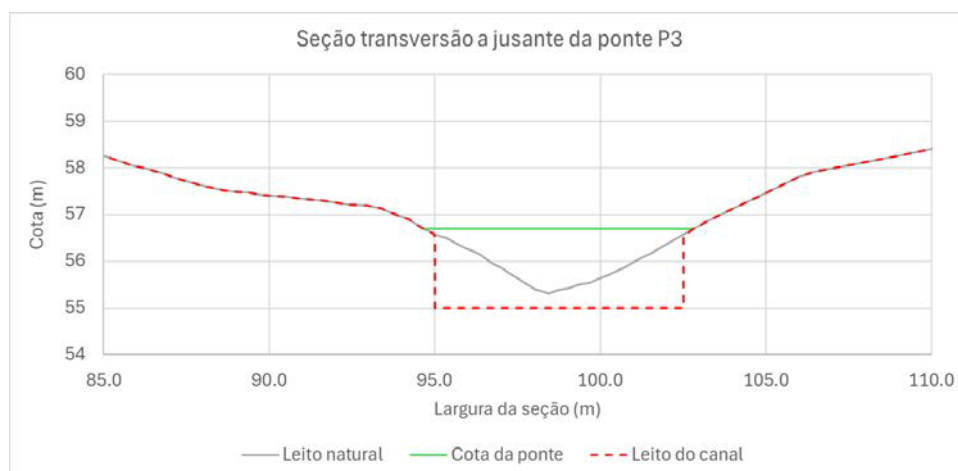


Figura 13. Ajuste da seção transversal a jusante da ponte P3 para seção retangular com largura de 7,50 m.

Entre a seção imediatamente a jusante da ponte (largura de 7,50 m) e a seção de campo seguinte, cerca de 5 m a montante, considerou-se um alargamento linear de seção de 7,50 m até 11,00 m. A partir daí até a confluência, foi considerada uma largura constante de 11 m, mantendo o canal com declividade constante de 0,00395 m/m. Com isso, a última seção, na confluência com o rio Piraquê-Açú, passará a ter seu leito na cota 51 m, cerca de 1 m abaixo da cota original (Figura 14), compatibilizando essa seção com a cota do leito do afluente. Com a solução proposta, ao longo do rio serão necessários ajustes das cotas de fundo com escavação de até 0,4 m a primeira metade do trecho, aumentando até cerca 1,2 m na confluência com o rio Piraquê-Açú, e variação conforme apresentada na Figura 15.



Figura 14. Comparação entre o perfil de fundo original do córrego Demétrio Ribeiro e do perfil proposto para os cenários A e B, ajustado a partir da ponte P3.



Figura 15. Variação da cota de leito, a partir da ponte P3, entre o perfil de fundo original do córrego Demétrio Ribeiro e o perfil proposto para os cenários A e B.

4.2.5.1.2 Rio Piraquê-Açu

Neste rio, tanto na sua porção superior como inferior, foram adotadas as larguras máximas conforme Tabela 5.

Buscando garantir uma seção com profundidade de 4,5, a seção inicial teve rebaixamento de cerca de 1 m, ficando com leito na cota 52,25 m. Buscando ainda manter a declividade do canal próxima da declividade original média, a última seção de jusante do baixo rio Piraquê-Açu teve sua cota de leito rebaixada em 0,50 m, alcançando a cota 49,5 m. A partir dessas duas intervenções, foi gerado um canal com declividade constante de 0,0008 m/m, conforme apresentado a Figura 16. Com a solução proposta, ao longo do rio serão necessários ajustes das cotas de fundo com escavação média de 0,8 m, e variação conforme apresentada na Figura 17.

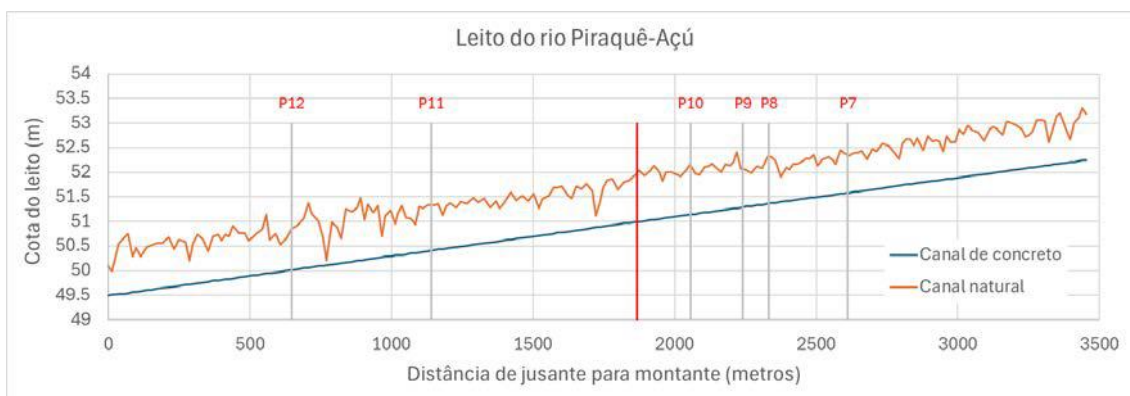


Figura 16. Comparação entre o perfil de fundo original do rio Piraquê-Açú e do perfil proposto para os cenários A e B.

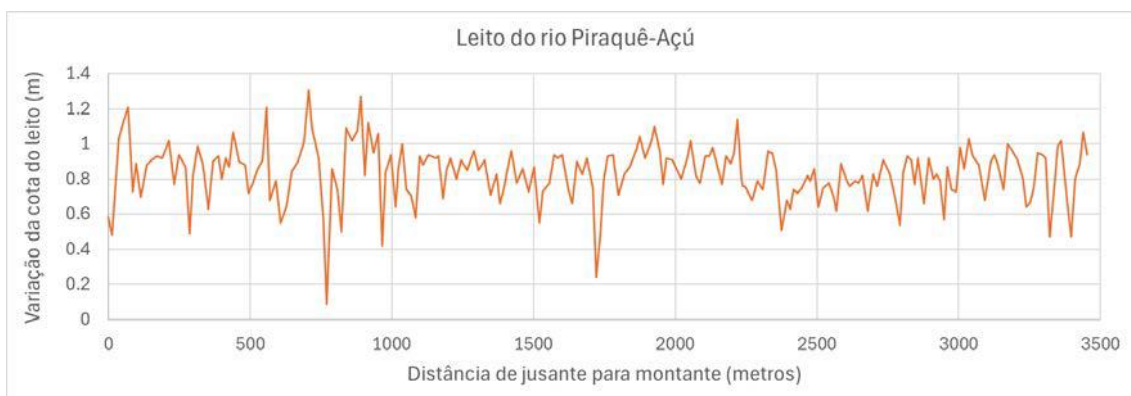


Figura 17. Variação da cota de leito entre o perfil de fundo original do rio Piraquê-Açú e o perfil proposto para os cenários A e B.

4.2.5.2 Cenário B

Considerando a existência de apenas duas pontes, ambos no córrego Demétrio Ribeiro, as quais confinam o escoamento, este cenário considera a avaliação de uma solução adaptada do Cenário A, na qual a largura e as cotas das seções onde há pontes (travessias) serão igualmente ajustadas segundo as larguras adotadas no trecho (limitadas de acordo com o levantamento de campo da equipe do DER/ES), mas considerando a remoção de todas as pontes existentes no rio Piraquê-Açú e no córrego Demétrio Ribeiro.

Este cenário representa, portanto, uma condição ideal, com relação às infraestruturas que causam obstrução ao escoamento, mas implica em uma possível adaptação de pontes, pontilhões, galerias etc. para se acomodarem na nova largura da seção.

As pontes restringirem a passagem do escoamento, especialmente as que confinam o escoamento por apresentar menor largura que o canal, provocando elevação do nível d'água na sua proximidade e, conseqüentemente, ampliando a área inundada. Apesar disso, a sua existência tende a limitar as velocidades do escoamento, apresentando valores menores do que no cenário sem as pontes. Por outro lado, há uma probabilidade de que a elevação do nível d'água acima da cota da ponte provoque o seu colapso.

4.2.6 Condições de Contorno e Iniciais do Modelo Hidráulico

As condições de contorno servem para limitar o comportamento da solução numérica das equações que regem o escoamento, considerando as características do problema em análise.

Em aplicações para estimativa do perfil da linha d'água e manchas de inundação em rios, a influência é determinada pelas vazões afluentes em cada cenário. Assim, os hidrogramas são utilizados como condição de contorno nas fronteiras de entrada dos trechos de rios (montante), que nesse estudo correspondem ao início dos trechos simulados do Córrego Demétrio Ribeiro e do Alto Rio Piraquê-Açu. Na fronteira de jusante, que nesse estudo corresponde à seção no exutório do trecho do Baixo rio Piraquê-Açu, também é necessário impor uma condição de contorno, sendo que em problemas de canais e rios, tipicamente utiliza-se uma profundidade normal ("normal depth"), a qual é definida pela declividade média do trecho do rio nessa região.

As condições de contorno para o modelo hidráulico (Hec-RAS) consideradas nesse estudo têm como dado de entrada os hidrogramas de projeto das sub-bacias definidos no estudo hidrológico pela transformação chuva-vazão por meio do modelo hidrológico HEC-HMS, os quais representam o escoamento superficial acrescidos da vazão média estimada para cada sub-bacia. Esses hidrogramas são inseridos no HEC-RAS como contribuição de montante ou lateral, tanto no afluente quanto nos subtrechos do rio Piraquê-Açu.

Todos os hidrogramas correspondem ao PERÍODO FUTURO de uso e ocupação do solo, bem como de características dos trechos de rios simulados, para diferentes tempos de retorno. Além disso, todos eles foram obtidos considerando a situação mais crítica definida no estudo hidrológico, a qual considera uma condição de umidade antecedente (ACM III). O estudo que gerou os hidrogramas adotados aqui estão detalhados no estudo referente ao contrato no 236/2023.

4.2.6.1 Condições iniciais

As condições iniciais são consideradas as vazões que fluem nos cursos d'água antes da chegada do evento de cheia a ser simulado (hidrogramas de projetos com diferentes tempos de retorno), denominada aqui de "vazão de base". Essa condição é importante pois permite criar cenários onde eventos de cheias

ocorrem quando as condições do rio correspondem a um período de seca, normal ou já de elevadas vazões. No entanto, para esse estudo, considerando a magnitude as vazões máximas nos hidrogramas de projeto, a condição inicial das vazões nos cursos d'água têm menos impacto do que às condições de umidade do solo da bacia na transformação da chuva em vazão. Dessa forma, como condição inicial para as simulações desse estudo foram adotadas com base nas vazões médias dos rios.

Como não se dispõe de dados medidos de vazão, a vazão média (QM) foi obtida diretamente dos atributos do shapefile “Vazões Q90 – Espírito Santo”, disponível em <https://agerh.es.gov.br/GrupodeArquivos/vazoes-q90>, considerando os trechos na área de modelagem descritos na Tabela 6. A partir dos valores de vazão e área de drenagem foi possível determinar vazões específicas onde: a Q90esp varia entre 3,698 e 3,927 L/s.km²; e a vazão média (QMesp) varia entre 14,678 e 15,475 m³/s.km². Portanto, as condições iniciais consideradas nesse estudo são as vazões de 0,06 m³/s no Córrego Demétrio Ribeiro, de 1,5 m³/s no Alto Piraquê-Açu e de 1,9 m³/s para o Baixo Rio Piraquê-Açu.

Tabela 6 Vazões de referência nos trechos de rios simulados, obtidas do shapefile “Vazões Q90 – Espírito Santo”.

Trecho	Área de Drenagem (km ²)	Q90 (L/s)	QM (L/s)	Q90esp (L/s.km ²)	QMesp (L/s.km ²)
Demétrio Ribeiro (montante)	21,05	77,84	309,39	3,698	14,697
Demétrio Ribeiro (afluente)	4,32	15,954	63,41	3,696	14,678
Demétrio Ribeiro (confluência com Piraquê-Açu)	25,89	98,193	386,97	3,793	14,946
Piraquê-Açu a jusante do Demétrio Ribeiro	101,42	398,254	1569,511	3,927	15,475

4.2.6.2 Condição de contorno na confluência

A confluência são os locais onde se recém contribuições de dois ou mais canais a montante e as conduzem para o canal de jusante. As confluências podem produzir alterações nas condições de escoamento, causando o aumento das lâminas d'água na vizinha.

No Hec-RAS elas são tratadas como estruturas hidráulicas com essa finalidade, sendo denominada de “junction”, e permitem duas formas de solução no caso de escoamento em regime não permanente: 1) iguais elevações de níveis, o qual força um mesmo nível de água nas seções transversais adjacentes ao junction; 2) balanço de energia, o qual estima uma perda de energia no junction. A primeira opção é a opção padrão do modelo, mas uma avaliação considerando as duas opções não mostrou diferenças nos resultados nesse estudo. Portanto, foi adotada a opção padrão.

4.2.6.3 Condições de contorno de montante e laterais

A condição de contorno de montante são aquelas necessárias nas fronteiras de entrada dos trechos de rios simulado (montante), que nesse estudo correspondem ao início dos trechos simulados do Córrego Demétrio Ribeiro e do Alto Rio Piraquê-Açu. Já as contribuições laterais são aquelas provenientes das bacias de contribuição aos trechos de rio.

A Tabela 7 apresenta as condições de contorno adotadas na aplicação em João Neiva. Importante destacar que para os afluentes, embora as contribuições sejam “pontuais”, os hidrogramas foram considerados distribuídos ao longo de um pequeno trecho do rio Piraquê- Açu ou do Córrego Demétrio Ribeiro. Essa forma foi adotada buscando evitar a concentração de vazões elevadas em uma única seção transversal e garantir mais estabilidade ao modelo hidrodinâmico, sem prejuízo aos resultados.

Nas seções de montante do rio Piraquê-Açu e no afluente do Córrego Demétrio Ribeiro foram utilizadas as contribuições das respectivas bacias hidrográficas, S01 e S04 (ver esquema da Figura 7). A contribuição da bacia do Córrego Demétrio Ribeiro até o trecho modelado (S05) foi inserida entre as seções transversais do ponto de confluência, sendo a vazão afluente distribuída de maneira uniforme.

De maneira similar, as vazões das demais áreas de drenagem que contribuem ao longo do trecho simulado foram alocadas entre seções transversais considerando a abrangência de cada sub-bacia. Assim, as vazões das sub-bacias S06 a S09 foram alocadas ao longo do Córrego Demétrio Ribeiro, as vazões das sub-bacias S02, S03 e S10 ao longo do rio Piraquê-Açu, antes da

confluência; e as vazões das sub-bacias S11, S12 e S13 ao longo do rio Piraquê-Açu, depois da confluência.

Conforme mencionado, os hidrogramas de projeto no cenário futuro de uso e ocupação do solo foram acrescidos da vazão de base, considerando as vazões médias específicas já descritas. Em geral, essas vazões equivalem a menos de 1% da vazão de pico com tempo de retorno de 2 anos calculada, mas evitam condições de calha seca e transições abruptas que podem causar instabilidades numéricas em modelos hidrodinâmicos, tal como no HEC-RAS.

Tabela 7 Descrição das condições de contorno utilizadas no HEC-RAS

Subbacia	Referência da sub-bacia	Tipo de contribuição	Rio Córrego	Seção da Condição de Contorno no HEC-RAS	Comprimento total dos trechos da contribuição lateral (m)	Vazão de base (m³/s)	Declividade (m/m)
S01	Piraquê-Açu, montante	Concentrada	Alto Piraquê-Açu	3452	-	1,537	-
S02	Piraquê-Açu, afluente margem esquerda	Lat. Uniforme	Alto Piraquê-Açu	2804 a 2712	92	0,011	-
S03	Piraquê-Açu, trecho inicial	Lat. Uniforme	Alto Piraquê-Açu	3428 a 2832	596	0,003	-
S04	Afluente norte, montante	Concentrada	Afluente do Demétrio Ribeiro	1637	-	0,061	-
S05	Demétrio Ribeiro, montante	Lat. Uniforme	Demétrio Ribeiro	1256 a 1244	12	0,214	-
S06	Afluente Norte, trecho inicial	Lat. Uniforme	Demétrio Ribeiro	1620 a 1298	322	0,003	-
S07	Afluente ME, antes da confluência com Demétrio	Lat. Uniforme	Demétrio Ribeiro	703 a 661	42	0,024	-
S08	Demétrio Ribeiro, trecho inicial na área da modelagem	Lat. Uniforme	Demétrio Ribeiro	1227 a 801	426	0,002	-
S09	Demétrio Ribeiro, confluência com Piraquê-Açu	Lat. Uniforme	Demétrio Ribeiro	515 a 44	471	0,006	-
S10	Piraquê-Açu, logo antes da confluência + afluente margem direita	Lat. Uniforme	Alto Piraquê-Açu	2680 a 1894	786	0,004	-
S11	Piraquê-Açu, afluente margem direita, trecho baixo	Lat. Uniforme	Baixo Piraquê-Açu	1192 a 1154	38	0,036	-
S12	Piraquê-Açu, logo após confluência com Demétrio	Lat. Uniforme	Baixo Piraquê-Açu	1839 a 1228	611	0,009	-
S13	Piraquê-Açu, fim da área	Lat. Uniforme	Baixo Piraquê-Açu	1099 a 14	1085	0,010	-
-	Contorno de Jusante	"Normal Depth"	-	- 3000	-	-	0,0008

4.2.6.4 Condição de contorno de jusante

Para condição de jusante no subtrecho do Baixo rio Piraquê-Açu, adotou-se a hipótese de escoamento uniforme, ou seja, a declividade da linha d'água igual a declividade média do fundo. Assim, na última seção transversal do trecho simulado foi atribuída a condição de Profundidade Normal (Normal Depth)" disponível no Hec-RAS, a qual necessita apenas de um único parâmetro, que é a "inclinação da linha de energia". Essa declividade foi estimada em 0,0008 m/m com base da declividade média do leito obtida a partir das últimas seções do trecho. A representação dessa condição de contorno seguiu a mesma adotada no estudo anterior, onde está detalhada.

4.2.7 Parâmetros do Modelo Hidráulico

Para a realização das simulações hidráulicas, alguns parâmetros que descrevem o meio físico precisam ser inferidos. Estes parâmetros utilizados no modelo são o coeficiente de Manning, e os coeficientes de expansão e contração. Além disso, parâmetros utilizados na solução numérica das equações dentro do HEC-RAS também são determinados, estes parâmetros são o teta (fator de ponderação implícita) e o tempo de cálculo.

Para a aplicação do modelo hidrodinâmico Hec-RAS, o ideal é que se tenham disponíveis dados hidrológicos, os quais consistem em arquivos que contenham informações de vazão e cotas. Com esses dados, seria possível uma calibração do modelo hidráulico, buscando bons resultados do mesmo na representação de eventos reais. No entanto, dados de vazão e de níveis, não estão disponíveis. Portanto, não é possível calibrar o modelo. Porém, importante destacar que este estudo busca simular cenários, comparando diferentes condições tanto de eventos extremos de vazão como de soluções alternativas.

Um dos principais parâmetros do modelo Hec-RAS é o coeficiente de rugosidade do escoamento (coeficiente de Manning, representado pela letra n), cujo valor é variável em função de fatores como cobertura vegetal, aspereza da superfície do leito, irregularidades na seção do canal, material que compõe o canal, entre outros. Chow (1959) apresenta diversos valores de referência para o coeficiente n de Manning. Embora Chow (1959) indique que este coeficiente varia na seção de acordo com o nível d'água, ele tem sido normalmente definido de forma simplificada, como único para uma determinada seção de um canal ou variando entre um valor na calha principal do canal e outro para as áreas de inundação.

No estudo anterior, foi feito um ajuste do modelo buscando melhor representar as características do local, fazendo uma validação dos resultados com base em um evento do passado e na representação da área inundada. Para isso, foram definidos um conjunto de valores de parâmetros, os quais precisam ser ajustados aqui.

Assim como no estudo anterior, esse estudo considera que o escoamento das planícies de inundação ocorre de forma lenta, tanto nas áreas onde a planície possui cobertura vegetal quanto nas áreas edificadas. Para isso, foi adotado um

coeficiente de Manning elevado e correspondente a 0,1. Já nos trechos de rios naturais, a montante da ponte P3 do córrego Demétrio Ribeiro, considerou-se que são canais naturais, com vegetação e leito prioritariamente arenoso. Assim, na calha do rio foi adotado um coeficiente de Manning conservador e igual a 0,035. Já nos canais de concreto propostos nos cenários A e B, foi adotado um coeficiente de Manning de 0,02.

Importante destacar que, no estudo anterior, uma análise de sensibilidade mostrou que valores de Manning na calha de 0,030, 0,035 e 0,045 geraram alterações nas profundidades de água menores de 5%. A mesma variação foi encontrada para alterações do Manning nas planícies entre 0,06 e 0,1. Portanto, considerando que esse estudo buscando avaliar cenários com hidrogramas de projeto e que não há possibilidade de calibração do modelo, os valores adotados podem ser considerados apropriados.

4.2.7.1 Coeficientes de perda por expansão e contração da seção

A contração e a expansão do fluxo devido a mudanças nas seções transversais são uma causa comum de perdas de energia na propagação em um trecho de rio. Sempre que isto ocorre, as perdas são computadas por meio de coeficientes de expansão e contração dentro do HEC- RAS. Segundo o manual do HEC-RAS, sempre que as mudanças entre duas seções transversais são consideradas pequenas, e o fluxo é subcrítico, os coeficientes de contração e expansão são tipicamente na ordem de 0,1 e 0,3, respectivamente. Para seções com mudanças mais abruptas valores maiores podem ser adotados. E valores mais próximos de zero significam que nenhuma energia é perdida no trecho.

Para o caso da simulação contínua e o regime não permanente adotado na simulação, os coeficientes de contração e expansão são mantidos por padrão valores iguais a zero, sendo esses os valores mantidos no modelo.

4.2.7.2 Fator de Ponderação Implícita

O Fator de Ponderação Implícita (*Theta Implicit Weighting Factor*), definido pelo parâmetro *Theta*, é um fator de ponderação para a derivada espacial utilizada na resolução das equações de diferenças finitas das equações de Saint Venant dentro do HEC-RAS. O ajuste do *Theta* pode melhorar a

estabilidade do modelo ou aumentar a precisão da saída.

O valor padrão do parâmetro *Theta* é 1,0, e os valores sugeridos pelo Manual do HEC- RAS são valores entre 1,0 e 0,6. Um valor de *Theta* de 0,5 representa que metade do peso da ponderação é dada para a solução conhecido do intervalo de tempo anterior, e a outra metade do peso da ponderação é dada para a atual etapa de cálculo implícita, com valor até o momento desconhecido. Um valor de *Theta* igual a 1,0 considera uma fórmula totalmente implícito (o que pode ser mais difusivo). Em teoria, um valor maior vai sempre melhorar a estabilidade do modelo, mas é menos preciso na solução.

O oposto é verdadeiro para menores valores de *Theta*, que podem tornar o modelo mais sensível a oscilações. No caso do HEC-RAS montando para a Bacia Hidrográfica do Piraquê-Açu foi adotado o valor de *Theta* igual a 1, pois o modelo rodou de forma estável com este parâmetro.

4.2.7.3 Outros parâmetros

O passo de tempo de cálculo no modelo utilizado inicialmente e necessário para estabilidade do modelo foi de 5 segundos, sendo compatível com os hidrogramas gerados pelo modelo hidrológico. No entanto, foi permitido ao modelo considerar a adaptação dos passos de tempo durante a execução, onde o próprio software reduz o passo de tempo quando a configuração inicial não converge dentro do limite de iterações e tolerâncias gerais.

Demais parâmetros de simulação numérica no HEC-RAS foram mantidos em seus valores padrão, conforme apresentado esses valores na Figura 18.

HEC-RAS Unsteady Computation Options and Tolerances

General | 2D Flow Options | 1D/2D Options | Advanced Time Step Control | 1D Mixed Flow Options

1D Unsteady Flow Options

Theta [implicit weighting factor] (0.6-1.0): 1.0

Theta for warm up [implicit weighting factor] (0.6-1.0): 1.0

Water surface calculation tolerance [max=0.06](m): 0.006

Storage Area elevation tolerance [max=0.06](m): 0.006

Flow calculation tolerance [optional] (m³/s): 100.0

Max error in water surface solution (Abort Tolerance)(m): 100.0

Maximum number of iterations (0-40): 40

Maximum iterations without improvement (0-40): 40

1D/2D Unsteady Flow Options

Number of warm up time steps (0 - 100,000): 0

Time step during warm up period (hrs): 0

Minimum time step for time slicing (hrs): 0

Maximum number of time slices: 20

Lateral Structure flow stability factor (1.0-3.0): 2.0

Inline Structure flow stability factor (1.0-3.0): 1.0

Weir flow submergence decay exponent (1.0-3.0): 1.0

Gate flow submergence decay exponent (1.0-3.0): 1.0

Gravity (m/s²): 9.806635

Wind Forces

Reference Frame: Eulerian

Drag Formulation: Hsu (1988)

Geometry Preprocessor Options

Family of Rating Curves for Internal Boundaries

☒ Use existing internal boundary tables when possible.

☐ Recompute at all internal boundaries

1D Numerical Solution

☒ Finite Difference (classic HEC-RAS methodology)

☒ Finite Difference Matrix Solver

☒ Skyline/Gaussian (Default: faster for dendritic systems)

☐ Pardiso (Optional: may be faster for large interconnected systems)

☐ Finite Volume (new approach)

Number of cores to use with Pardiso solver: All Available

OK Cancel Defaults ...

Figura 18. Valores de parâmetros do HEC-RAS usados nas simulações realizadas nesse estudo.

4.3 Modelagem Hidrológica e Hidráulica - Resultados

4.3.1 Perfis Longitudinais da linha d'água

O perfil longitudinal apresenta a variação dos valores do nível de água ao longo do percurso do rio em análise, permitindo interpretar os resultados integrados de montante a jusante. Nessa avaliação utiliza-se a elevação da linha de água máxima simulada com o modelo hidrodinâmico para os diferentes cenários de tempo de retorno (2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos). Nessas análises foram consideradas as simulações em condição de umidade antecedente e de uso e ocupação futuras. Foram simulados os dois cenários apresentados A e B, bem como um cenário base correspondendo às características atuais da drenagem, incluindo as travessias/pontes na modelagem.

A Figura 19 apresenta o perfil longitudinal do Córrego Demétrio Ribeiro para a condição de canal natural, onde é possível verificar o traçado do fundo e a indicação de pontes (e suas cotas) considerados, bem como a linha de água máxima em cada tempo de retorno, no horizonte futuro. Esse córrego possui um

trecho com cerca de 100 metros de alta declividade (0,13-0,14 m/m) localizado aproximadamente a partir do primeiro quilômetro desde a confluência com o rio Piraquê-Açu, a montante da ponte P3. Após esse trecho a declividade é da ordem de 0,003-0,004 m/m, portanto é evidente que além das pontes existem regiões bem distintas ao longo do rio que influenciam a linha de água. O trecho baixo é bastante afetado pelo rio Piraquê-Açu que possui uma declividade ainda mais baixa, de cerca de 0,0008 m/m. É possível observar nessas condições de escoamento que, na maior parte dos casos, o nível de água excede a cota das pontes, a partir do TR de 5 anos, exceto na P2.

A Figura 20 apresenta o perfil longitudinal do Córrego Demétrio Ribeiro para a solução de intervenção considerada nesse estudo e apresentada no Cenário A. Nela é possível verificar o novo traçado do fundo, logo após o trecho alta declividade, bem como a linha de água máxima em cada tempo de retorno. É possível observar nesse cenário os níveis de água simulados são bem inferiores à condição natural do rio. A cota da ponte P2 não é alcançada em nenhum dos TR, enquanto a da P3 é alcançada apenas a partir do TR = 10 anos, as das P4 e P5 a partir do TR = 25 anos e a cota da P6 é excedida apenas próximo ao TR 100 anos.

A influência das pontes na restrição ao escoamento pode ser observada na Figura 21, a qual mostra os perfis da linha de água máxima em cada tempo de retorno no cenário B, sem as travessias P3 a P6. Percebe-se uma redução ainda maior dos níveis d'água alcançados, especialmente no trecho entre a confluência e cerca de 800 m a montante dessa, ao longo do qual estavam as pontes P4 a P6. Sem as travessias desse cenário, o efeito de remanso do rio Piraquê-Açu sobre o córrego Demétrio Ribeiro fica mais marcado, estendendo-se entre 550 e 700 m a montante da confluência, para os TR de 2 e 100 anos, respectivamente.

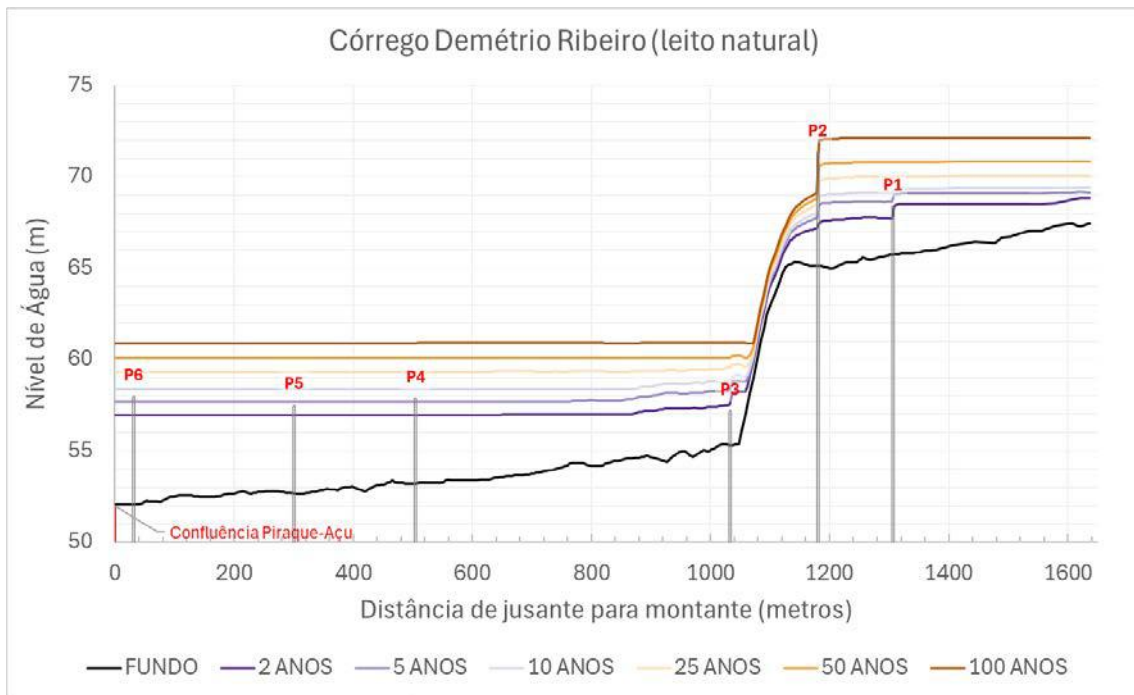


Figura 19. Perfil longitudinal do nível de água máximo simulado no córrego Demétrio Ribeiro para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro, na condição de canal natural.

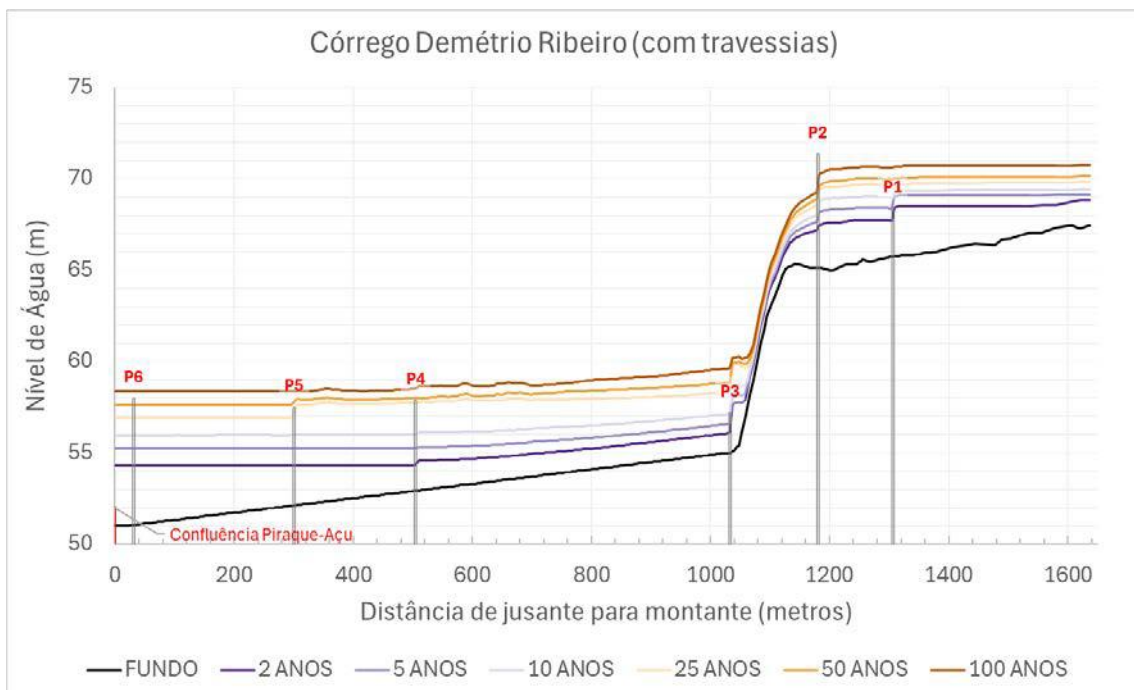


Figura 20. Perfil longitudinal do nível de água máximo simulado no córrego Demétrio Ribeiro para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro, no cenário A.

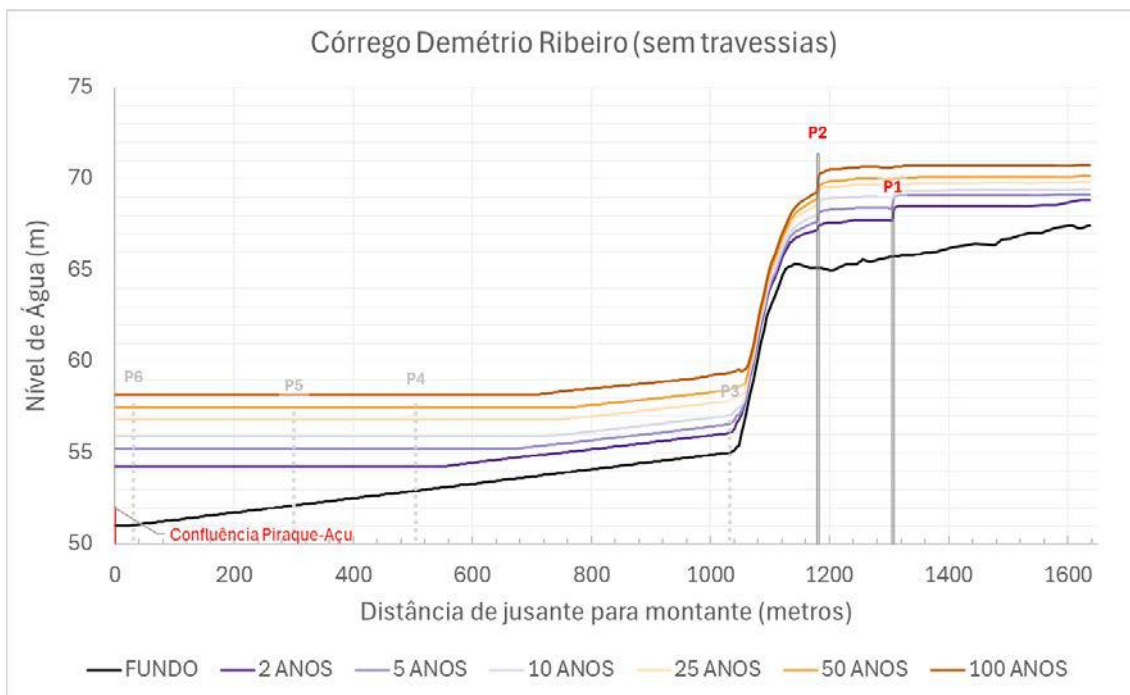


Figura 21. Perfil longitudinal do nível de água máximo simulado no córrego Demétrio Ribeiro para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro, no cenário B.

A Figura 22 apresenta o perfil longitudinal do rio Piraquê-Açu para a condição de canal natural, onde é possível verificar o traçado do fundo e a indicação de pontes (e suas cotas) considerados, bem como a linha de água máxima em cada tempo de retorno, no horizonte futuro. Ao longo de todo o rio Piraquê-Açu observa-se uma declividade média quase constante de cerca de 0,0008 m/m, variando muito pouco entre seus trechos alto (antes da confluência) e baixo (após a confluência). Nessas condições as linhas de água variam em cerca de 4 metros entre o tempo de retorno de 2 a 100 anos, com menor variação a partir da ponte P12. O nível de água máximo excedeu a cota das pontes P7, P10 e P12 com TR de 2 anos, e nas demais a partir do TR de 5 anos.

A Figura 23 apresenta o perfil longitudinal do rio Piraquê-Açu para a solução de intervenção considerada nesse estudo e apresentada no Cenário A. Nela é possível verificar o novo traçado do fundo bem como a linha de água máxima em cada tempo de retorno. É possível observar nesse cenário que os níveis de água simulados são bem inferiores à condição natural do rio. A cota da ponte P10 é alcançada apenas a partir do TR de 10 anos, a da P12 já com TR entre 2 e 5 anos, a da P7 com TR entre 10 e 25 anos, enquanto as demais são

alcançadas apenas após TR de 100 anos. Destaca-se neste cenário que os canais propostos (canal com muro de concreto ou canal aberto de concreto) aceleram o escoamento ao longo deles, mas após o trecho de interesse desse estudo o escoamento seguirá pelo canal natural, desacelerando o escoamento e provocando um efeito de remanso que eleva os níveis de água no rio Piraquê-Açú, especialmente no trecho após a sua confluência com o córrego Demétrio Ribeiro. Neste sentido, manter o curso d'água canalizado por mais 1km ou 2km a jusante do fim do trecho simulado, poderia contribuir para reduzir ainda mais os níveis d'água na área urbana de João Neiva.

A influência das pontes na restrição ao escoamento desse rio pode ser observada na Figura 24, a qual mostra os perfis da linha de água máxima em cada tempo de retorno no cenário B, sem as travessias. Percebe-se uma redução ainda maior dos níveis d'água alcançados, especialmente no trecho a montante da confluência do com córrego Demétrio Ribeiro, bem como na região próxima entre a localização das pontes P7 a P10. Sem as travessias desse cenário, as pontes P8, P9 e P11 têm suas cotas alcançadas apenas próximo ao TR = 100 anos.

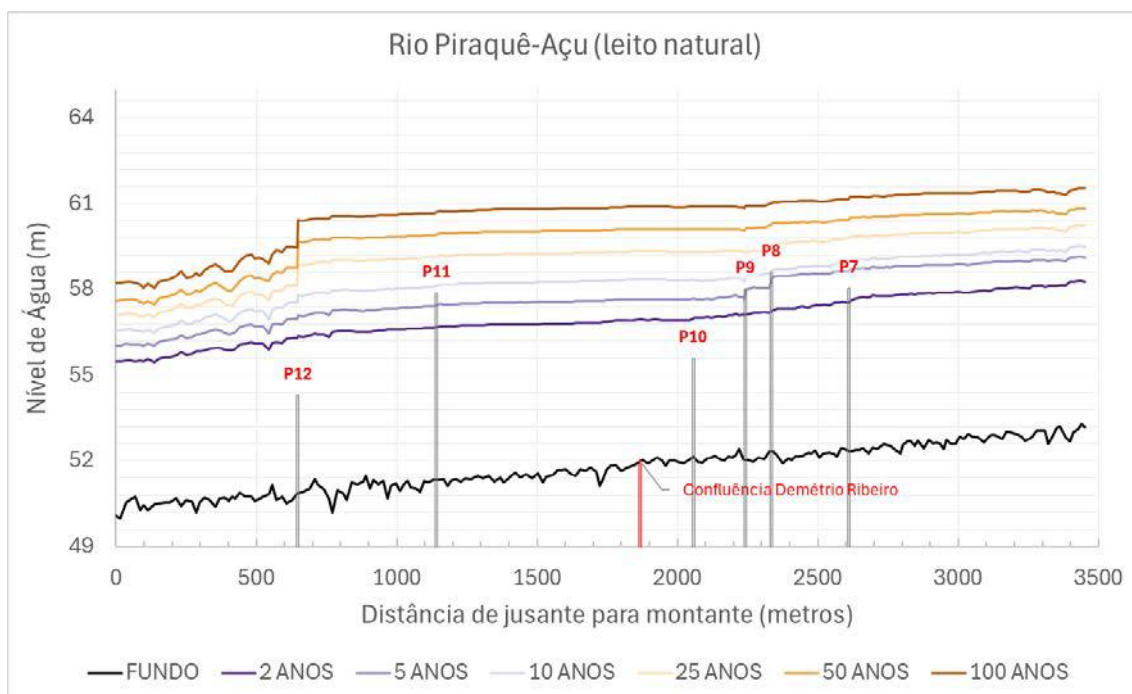


Figura 22. Perfil longitudinal do nível de água máximo simulado no rio Piraquê-Açú para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro, na condição de canal natural.

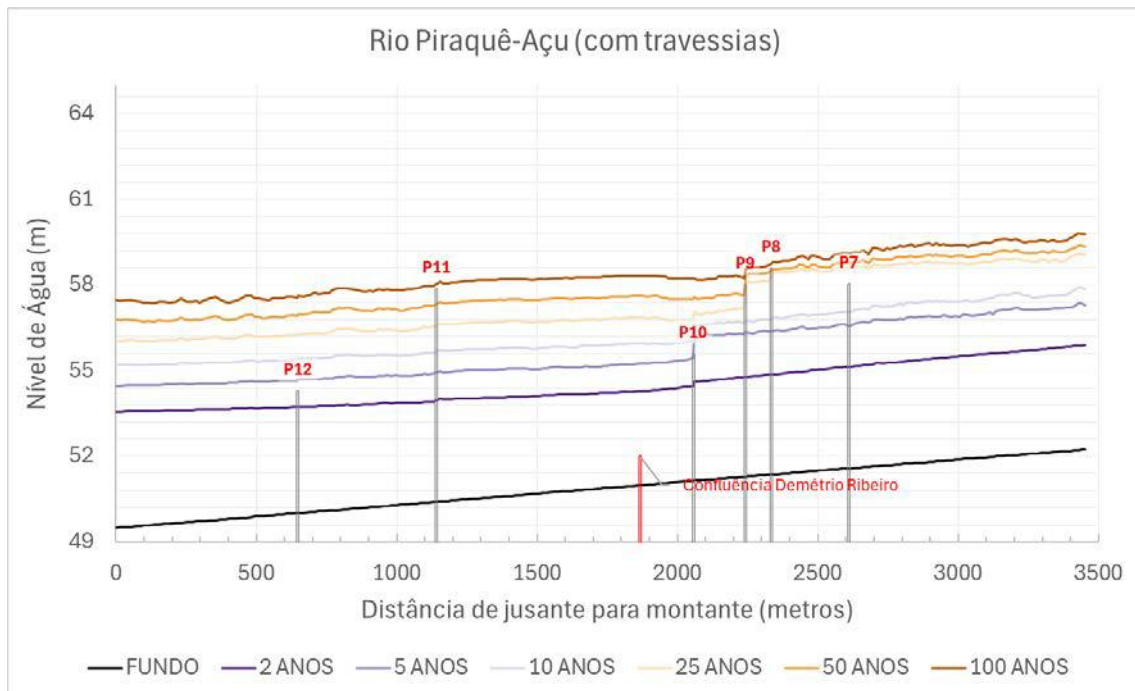


Figura 23. Perfil longitudinal do nível de água máximo simulado no rio Piraquê-Açu para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro, no cenário A.

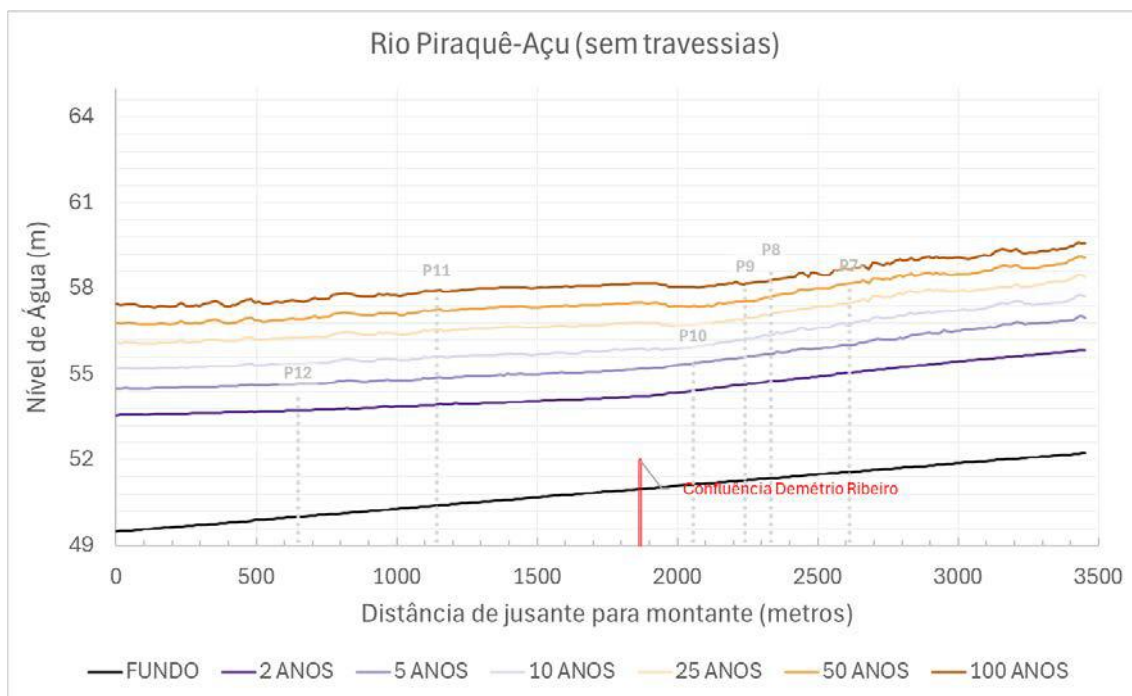


Figura 24. Perfil longitudinal do nível de água máximo simulado no rio Piraquê-Açu para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro, no cenário B.

A Tabela 8 abaixo apresenta o nível de água máximo na seção de cada ponte para cada tempo de retorno, horizonte futuro, considerando o cenário base com canais de drenagem naturais. Em amarelo estão os valores que estão abaixo do nível de cada ponte. Em verde estão os valores que estão a mais de 1 metro abaixo do nível de cada ponte. Em vermelho, estão os valores que estão acima dessas condições. No entanto, é importante destacar que as cotas descritas na Tabela 3 foram atribuídas ao topo do tabuleiro de cada ponte, portanto a redução de 1 metro é um indicador um pouco mais robusto, porém há de se considerar também que as espessuras são aproximadas. Assim, os destaques em verde e amarelo ajudam a qualificar a capacidade das pontes nos cenários simulados. Por exemplo, interpreta-se que a ponte 2 apresenta maior capacidade do que as demais para atender às condições das vazões simuladas, visto que apenas para TR de 10 anos essa ponte teve sua cota ultrapassada pelo nível d'água. Em contraste, as pontes P3, P10 e P12 são pouco eficientes, sendo o resultado coerente com a observação de campo, em que a ponte localizada imediatamente após a corredeira do Demétrio Ribeiro certamente pode ser afogada, mesmo em cheias menores.

Tabela 8 Nível de água máximo na seção logo a montante das pontes das pontes no cenário sem intervenção, com canal natural.

Nível de água máximo na seção das pontes (m) [Canal Natural]							
Rio ou Córrego	PONTE	2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
Demétrio Ribeiro	P1	68,41	69,05	69,28	70,00	70,80	72,13
	P2	67,47	68,47	68,92	69,78	70,59	72,03
	P3	58,18	58,76	59,06	59,68	60,18	60,90
	P4	56,96	57,69	58,36	59,34	60,11	60,90
Piraquê-Açu	P5	56,96	57,68	58,36	59,34	60,11	60,89
	P6	56,95	57,67	58,35	59,34	60,11	60,89
	P7	57,60	58,70	59,01	59,86	60,52	61,25
	P8	57,28	58,44	58,67	59,59	60,32	61,06
	P9	57,12	58,01	58,46	59,31	60,15	60,93
	P10	57,00	57,68	58,34	59,33	60,11	60,89
	P11	56,73	57,50	58,19	59,20	59,98	60,75
	P12	56,37	57,10	57,79	58,86	59,67	60,43
Legenda							
Nível	< Cota da ponte						
Nível	< Cota da ponte menos 1 metro						
Nível	>= Cota da ponte						

Para avaliar o efeito das intervenções do cenário A na linha de água, a Tabela 9 apresenta o nível de água máximo na seção logo a montante de cada ponte. Em geral, nota-se que as elevações de nível de água são similares aquelas obtidas nas simulações com as pontes. Comparando as Tabela 8 e Tabela 9, verifica-se que diversas localidades apresentaram redução significativa de níveis de água.

Tabela 9 Nível de água máximo na seção logo a montante das pontes no cenário A de intervenção.

Nível de água máximo na seção das pontes (m) [Cenário A]							
Rio ou Córrego	PONTES	2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
Demétrio Ribeiro	P1	68.41	69.05	69.29	69.67	70.01	70.65
	P2	67.44	68.17	68.78	69.37	69.62	70.23
	P3	57.68	58.11	58.63	59.75	59.92	60.18
	P4	54.57	55.29	56.10	57.78	58.00	58.62
	P5	54.28	55.26	55.97	57.63	57.96	58.35
	P6	54.28	55.25	55.96	56.88	57.63	58.34
Piraquê-Açu	P7	55.15	56.58	57.08	58.59	58.77	59.13
	P8	54.88	56.39	56.83	58.43	58.55	58.80
	P9	54.79	56.33	56.74	58.10	58.34	58.59
	P10	54.60	56.19	56.62	57.03	57.61	58.25
	P11	54.02	54.99	55.73	56.66	57.42	58.12
	P12	53.74	54.69	55.43	56.29	56.98	57.62
Legenda							
Nível	< Cota da ponte						
Nível	< Cota da ponte menos 1 metro						
Nível	>= Cota da ponte						

A Tabela 10 apresenta a alteração na elevação do nível de água máximo calculado entre as simulações com intervenções (Cenário A) e sem intervenções (cenário base). Nessa análise, a comparação foi realizada nas seções logo a montante das pontes. Na tabela, os valores negativos indicam o quanto que o nível d'água é reduzido devido às intervenções feitas nos trechos de rios, propostas no cenário A. Observa-se que, apesar da falta de intervenções no trecho superior do córrego Demétrio Ribeiro, são estimadas reduções de níveis d'água, especialmente para os maiores tempos de retorno. Por exemplo, foram estimadas variações entre 33 cm a 180 cm nos TR de 25 e 100 anos, respectivamente. Isso ocorre devido à aceleração do escoamento no canal proposto logo a jusante do trecho de alta declividade, fazendo com que os níveis d'água decresçam.

A partir da ponte P4, a Tabela 10 mostra que o cenário A gerou reduções de níveis d'água superiores a 1,16 m (P8 com TR de 25 anos), sendo reduções da ordem de 2,5 m estimadas no trecho inferior do córrego Demétrio Ribeiro. É possível ainda interpretar que a presença de pontes resulta em um potencial aumento da linha de água, com valores que aumentam com o tempo de retorno.

cada ponte, entre os cenários A e sem intervenção.

Alteração na elevação do nível de água máximo (m) [Cenário A] – [Canal natural]							
Rio ou Córrego	PONTES	2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
Demétrio Ribeiro	P1	0,00	0,00	0,01	-0,33	-0,79	-1,48
	P2	-0,03	-0,30	-0,14	-0,41	-0,97	-1,80
	P3	-0,50	-0,65	-0,43	0,07	-0,26	-0,72
	P4	-2,39	-2,40	-2,26	-1,56	-2,11	-2,28
	P5	-2,68	-2,42	-2,39	-1,71	-2,15	-2,54
	P6	-2,67	-2,42	-2,39	-2,46	-2,48	-2,55
Piraquê-Açu	P7	-2,45	-2,12	-1,93	-1,27	-1,75	-2,12
	P8	-2,40	-2,05	-1,84	-1,16	-1,77	-2,26
	P9	-2,33	-1,68	-1,72	-1,21	-1,81	-2,34
	P10	-2,40	-1,49	-1,72	-2,30	-2,50	-2,64
	P11	-2,71	-2,51	-2,46	-2,54	-2,56	-2,63
	P12	-2,63	-2,41	-2,36	-2,57	-2,69	-2,81

Apesar do impacto significativo de redução dos níveis d'água ao adotar a solução do cenário A, verifica-se que a presença das pontes oferece restrição ao escoamento. Nesse sentido, o ajuste das pontes para a largura do canal e, possível elevação destas para cotas superiores às máximas alcançadas, especialmente no TR de 25 anos, pode gerar mais benefício. No entanto, essa possibilidade necessita de mais estudos para avaliar sua viabilidade técnica-financeira.

Para avaliar o efeito combinado das pontes na linha de água foram analisadas as simulações adicionais removendo as pontes do modelo hidrodinâmico (Cenário B). Assim, a Tabela 11 apresenta a alteração na elevação do nível de água máximo calculada entre as simulações com intervenção (canal com concreto) com pontes (cenário A) e sem pontes (cenário B). Nessa análise, a comparação foi realizada nas seções logo a montante das pontes. É possível interpretar que a presença de pontes resulta em um potencial aumento da linha de água, com valores que aumentam com o tempo de retorno. Observa-se que as maiores diferenças entre os níveis d'água ocorrem na ponte P3, no início do trecho com intervenção do córrego Demétrio Ribeiro, a qual estrangula o escoamento ao passar por ela. Diferenças no nível de água máximo entre +5cm (TR de 2 anos) e +98 cm (TR de 25 anos) nos locais das pontes P4 a P6, no trecho baixo do córrego Demétrio Ribeiro. Os valores para as pontes P10 a P11

no baixo rio Piraquê-Açu foram similares, de +5 cm (TR de 2 anos) a +80 cm (TR de 5 anos), com +35 cm no TR de 100anos em ambas. Nas pontes P7, P8 e P9 do rio Piraquê-Açu as diferenças ficaram entre +9 cm (TR de 2 anos) a +49 cm (TR de 100 anos), com valores mais altos nos TR de 25 e 50 anos.

É importante destacar que no cenário B (sem pontes), foram mantidas as pontes P1 e P2 do trecho superior do córrego Demétrio Ribeiro, visto que não há previsão de intervenções nesse trecho. A ponte P3 é pequena e é possível observar uma redução da seção transversal. O comportamento na ponte P2 é afetado tanto pela P1 quanto pela corredeira a jusante e, principalmente em vazões altas, criando condições de transição complexa entre a ponte e um vertimento para jusante.

Tabela 11 Efeito combinado das pontes no nível de água máximo nas seções logo a montante de cada ponte, entre os cenários A (com pontes) e B (sem pontes).

Alteração na elevação do nível de água máximo (m) [Cenário A] – [Cenário B]							
Rio ou Córrego	PONTES	TR = 2 ANOS	TR = 5 ANOS	TR = 10 ANOS	TR = 25 ANOS	TR = 50 ANOS	TR = 100 ANOS
Demétrio Ribeiro	P1	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
	P2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	P3	1,51	1,46	1,49	1,82	1,43	0,79
	P4	0,34	0,10	0,21	0,98	0,49	0,43
	P5	0,05	0,07	0,08	0,83	0,46	0,17
	P6	0,05	0,06	0,08	0,08	0,13	0,16
Piraquê-Açu	P7	0,09	0,55	0,37	1,09	0,59	0,45
	P8	0,12	0,67	0,46	1,31	0,82	0,49
	P9	0,14	0,71	0,48	1,13	0,78	0,42
	P10	0,17	0,80	0,65	0,27	0,20	0,18
	P11	0,05	0,08	0,10	0,09	0,15	0,18
	P12	0,00	0,03	0,05	0,01	0,04	0,06

4.3.2 Mapas de Inundação

A partir dos níveis de água simulados a ferramenta RasMapper do HEC-RAS permite a visualização espacial dos resultados, bem como exportar arquivos raster (.tif) e vetoriais (shapefiles) que permitem observar a extensão das áreas inundáveis, dentro e fora da calha da rede de drenagem, utilizando o terreno utilizado na modelagem. Assim, os arquivos gerados foram processados

em ambiente SIG para elaboração de mapas que podem representar a profundidade e a elevação do nível de água simulados em cada local. Para fins de mapeamento da inundação foram considerados os valores máximos de níveis d'água obtidos em cada cenário simulado, portanto os mapas indicam a máxima inundação que poderia ocorrer na região em cada cenário. Como os mapas apresentam níveis máximos e não profundidade d'água, eles não permitem distinguir necessariamente o grau de criticidade das inundações, mas os limites inundados.

Os mapas de profundidades máximas para os tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos são apresentados desde a Figura 25 até Figura 36, em sequência, para os cenários base (canal natural) e A (canal com concreto armado). É importante destacar que nesses mapas pode haver pouca diferença entre um TR e outro em função da resolução espacial do MDT ajustado, a qual é de 1m. Assim, uma variação menor do que esse valor entre distintos TRs pode resultar em uma mesma área inundada.

Como um mesmo bairro pode ter diferentes cotas de inundação, a depender da localização em relação à calha do rio, é possível obter uma faixa de valores de referência. A maior parte dos bairros tem diferenças de 5 a 10 cm, no entanto, o bairro Centro, por percorrer boa parte do trecho apresenta uma maior amplitude do nível d'água máximo simulado.

É importante destacar a significativa redução dos níveis d'água e, consequentemente, das áreas inundadas com a solução apresentada no cenário A. Em termos comparativo a partir das figuras, verifica-se que o TR de 25 anos no cenário A produz um impacto semelhante ao de um TR entre 2 e 5 anos no cenário base. O TR de 50 anos no cenário A gera impactos próximos ao estimado no TR de 5 anos do cenário base, enquanto o TR de 100 anos gera impactos compatíveis com aqueles do TR de 10 anos.

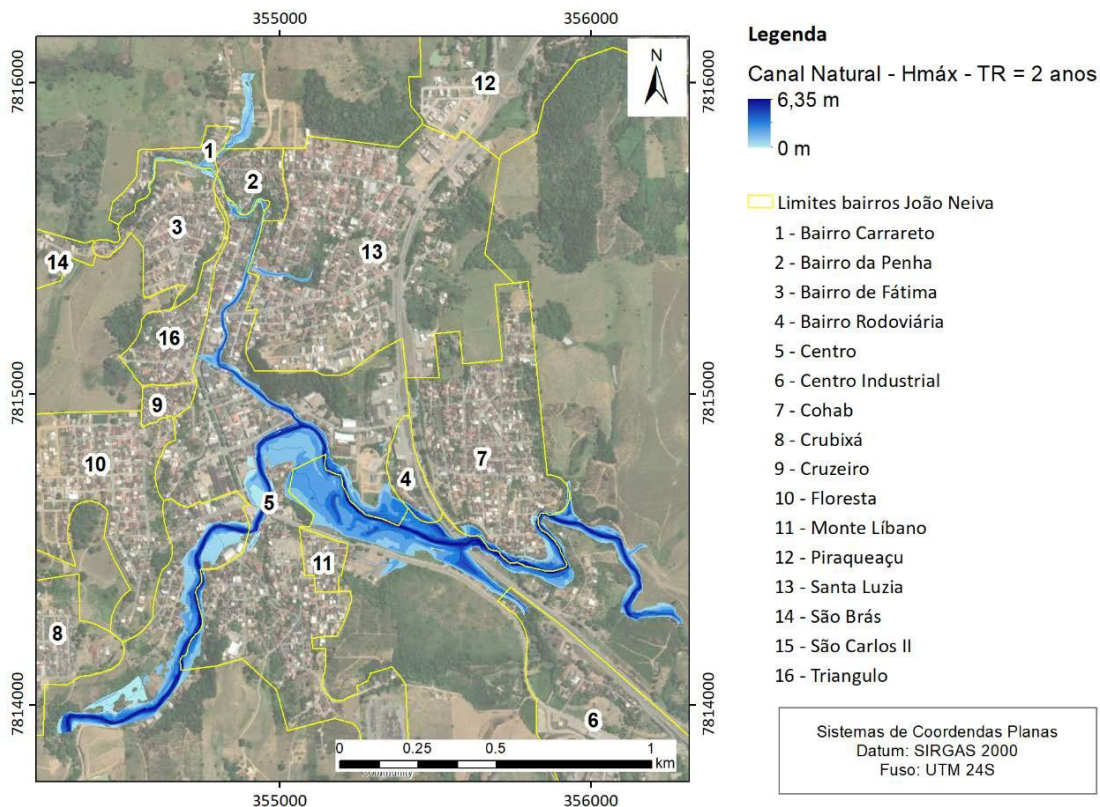


Figura 25. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 2 anos, horizonte futuro, no cenário base (canal natural).

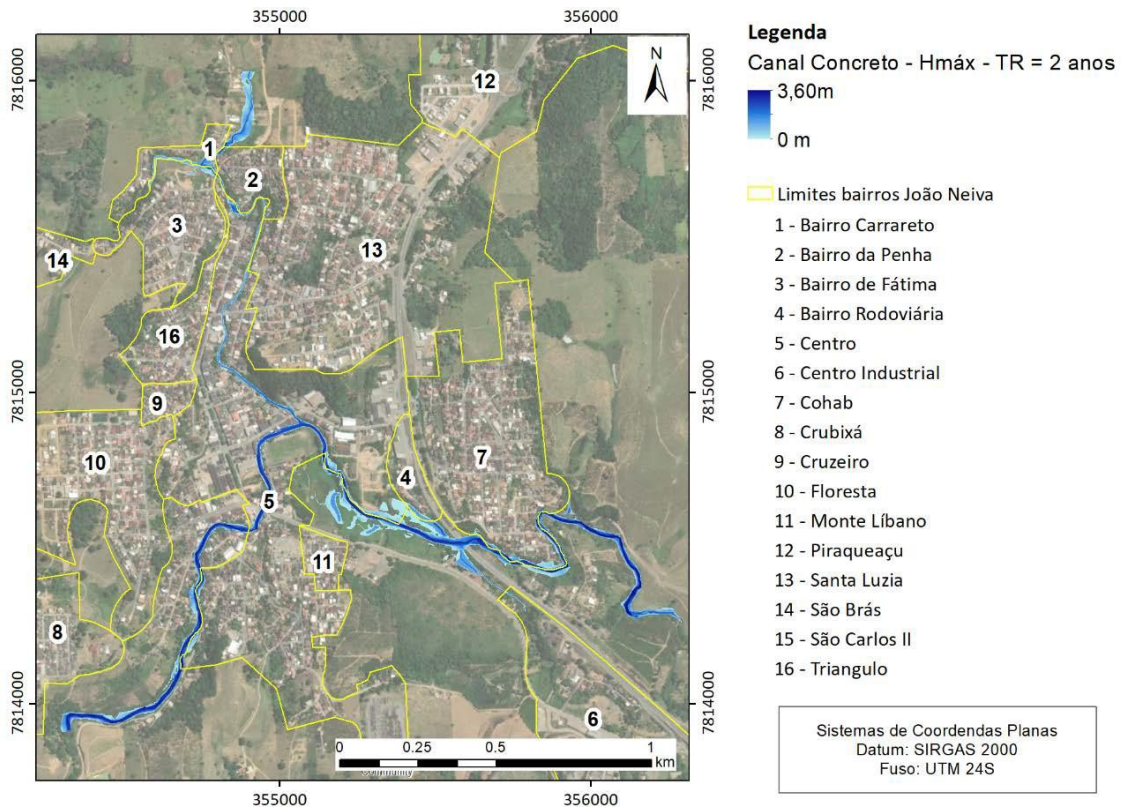


Figura 26. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 2 anos, horizonte futuro, no cenário A (canal com concreto).

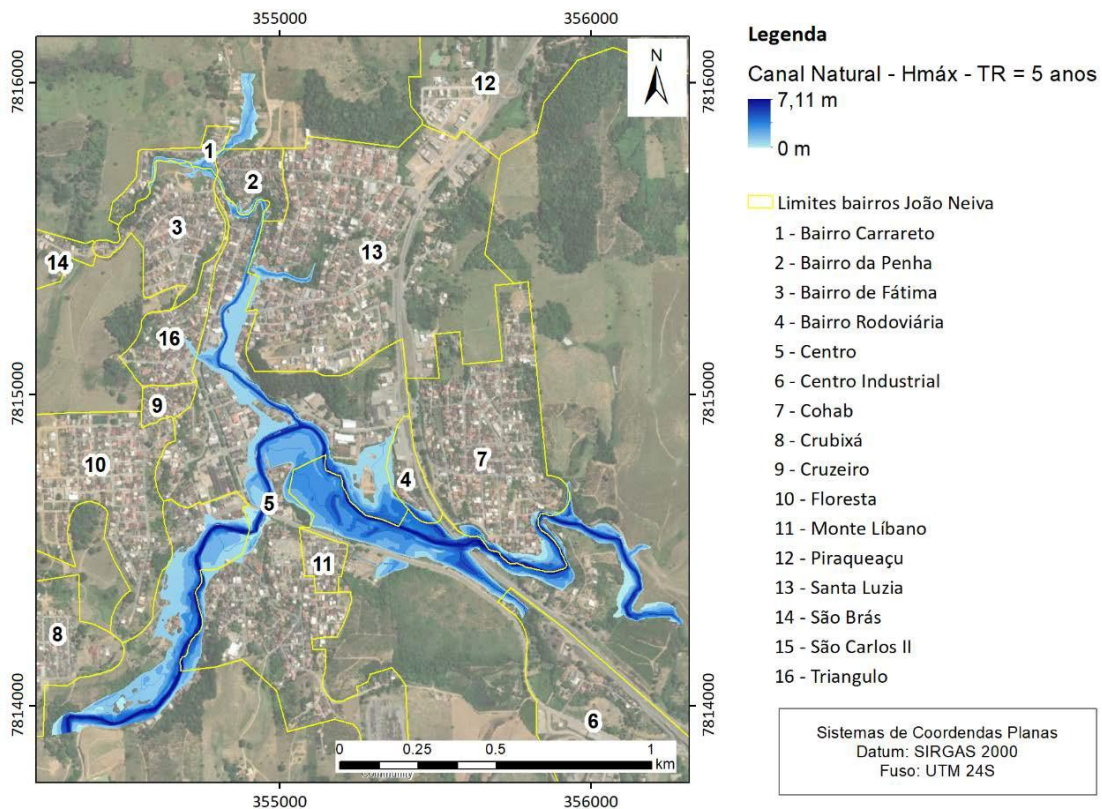


Figura 27. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 5 anos, horizonte futuro, no cenário base (canal natural)

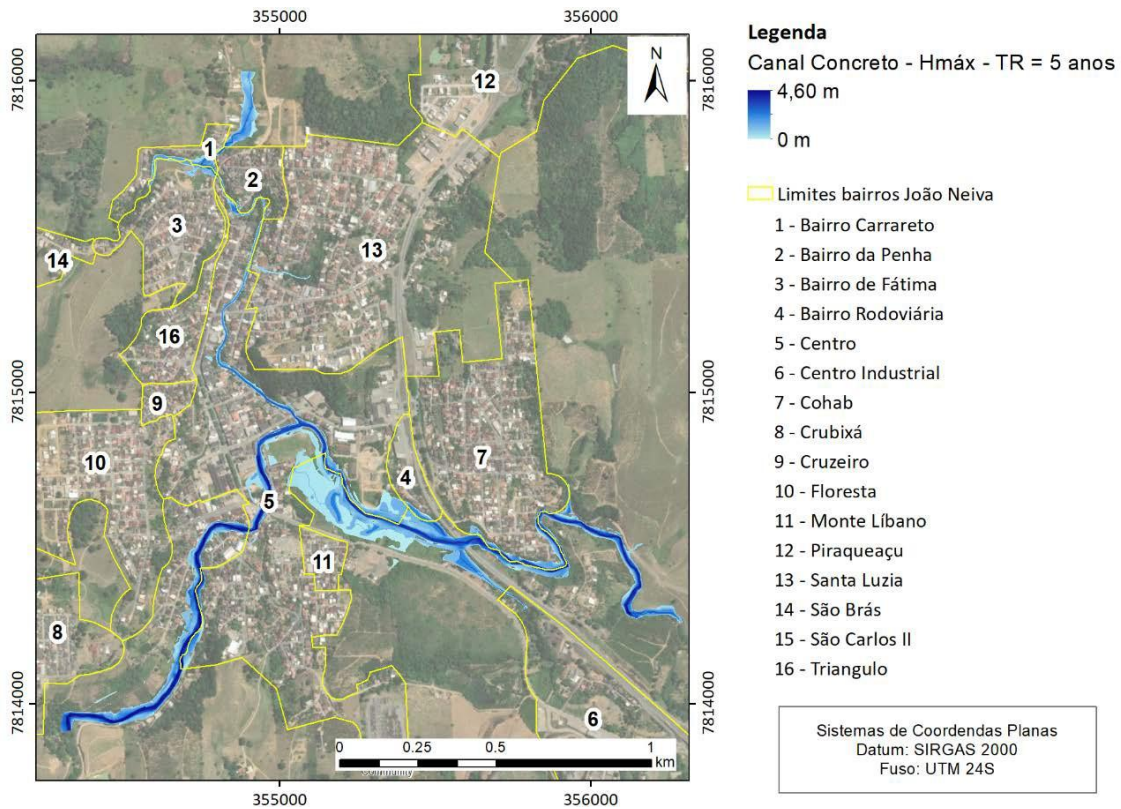


Figura 28. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 5 anos, horizonte futuro, no cenário A (canal com concreto)

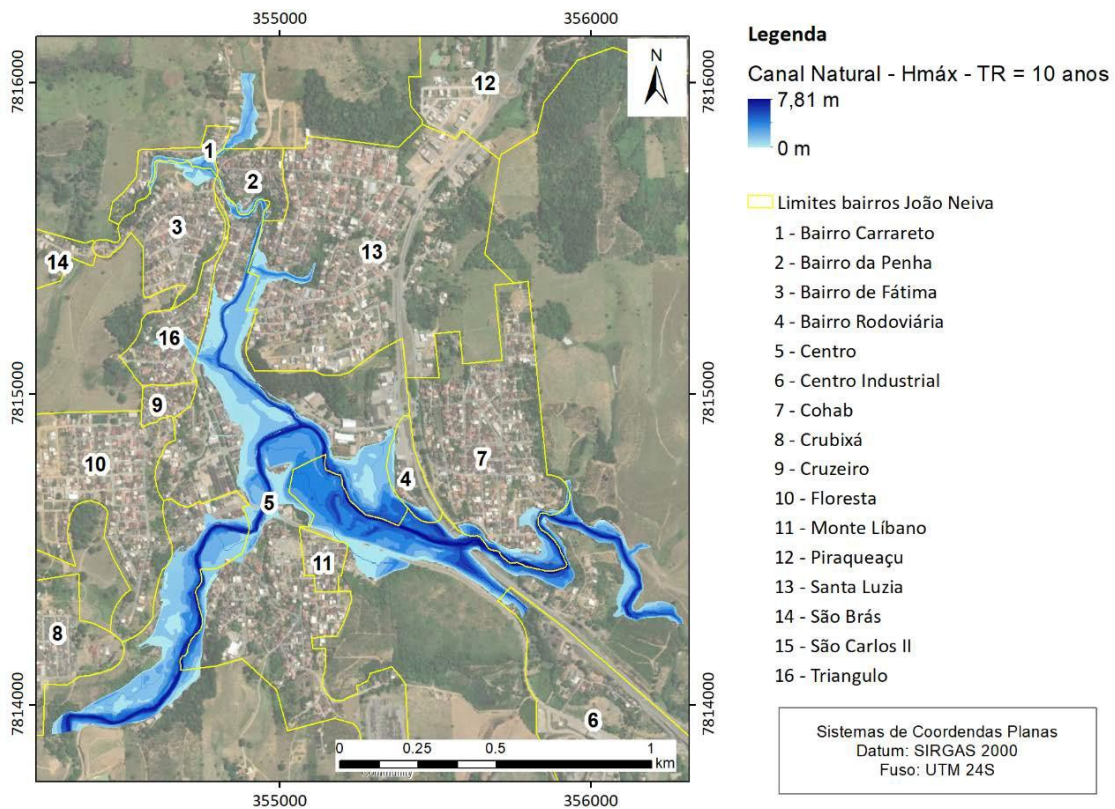


Figura 29. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 10 anos, horizonte futuro, no cenário base (canal natural)

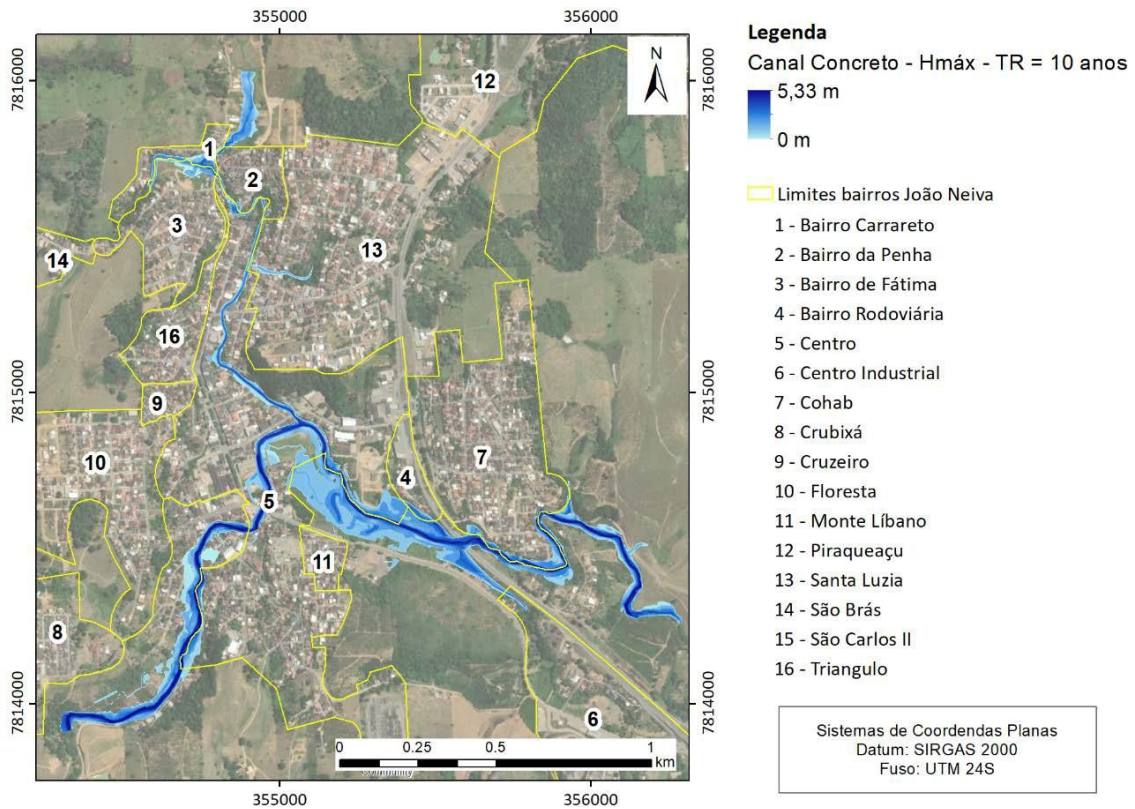


Figura 30. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 10 anos, horizonte futuro, no cenário A (canal com concreto)

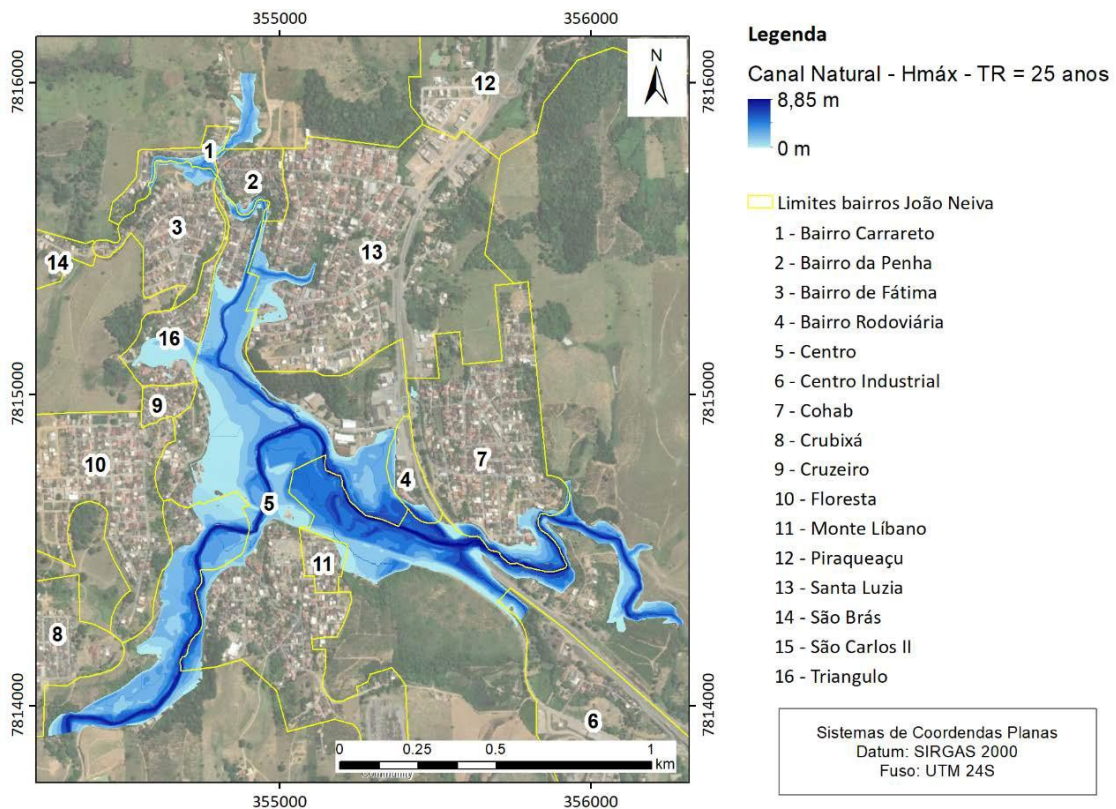


Figura 31. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 25 anos, horizonte futuro, no cenário base (canal natural)

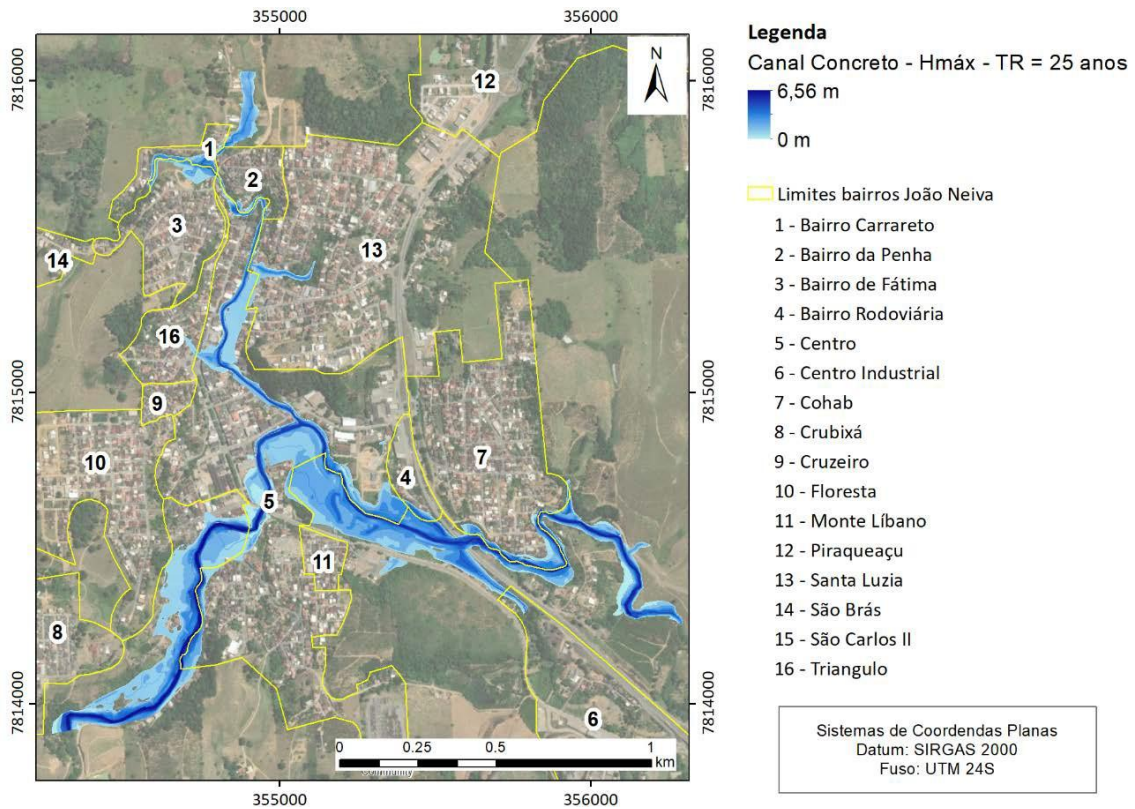


Figura 32. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 25 anos, horizonte futuro, no cenário A (canal com concreto)

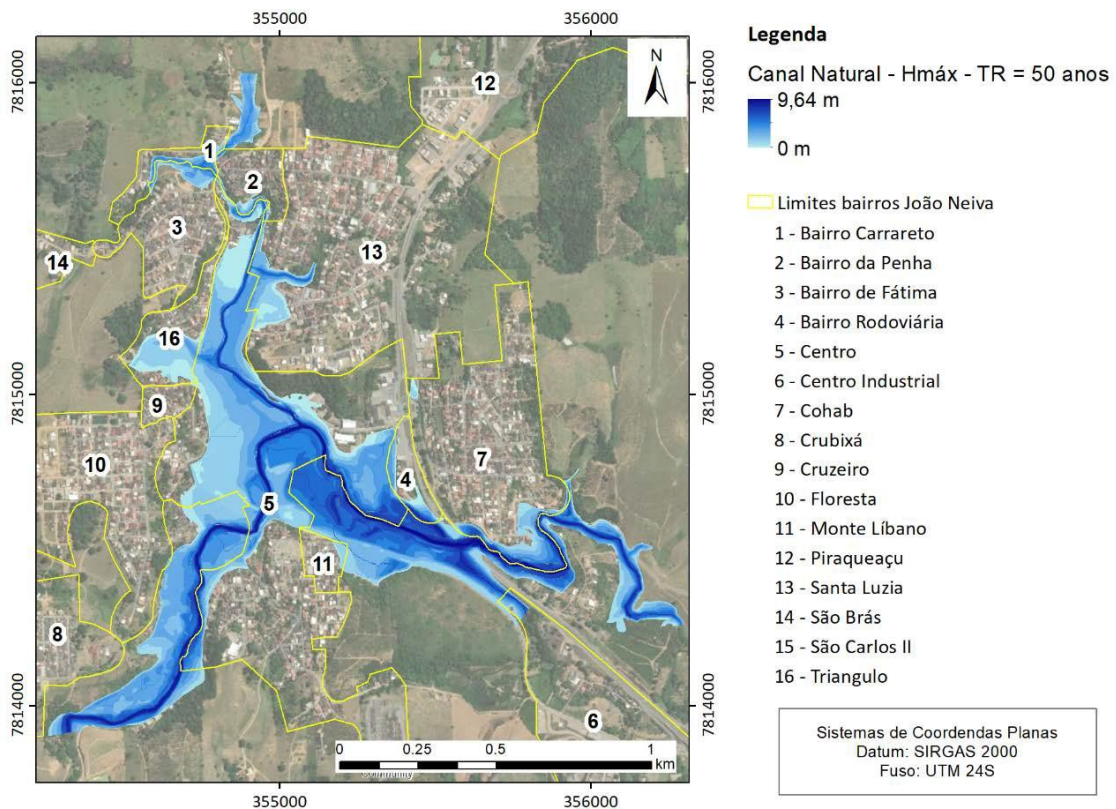


Figura 33. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 50 anos, horizonte futuro, no cenário base (canal natural)

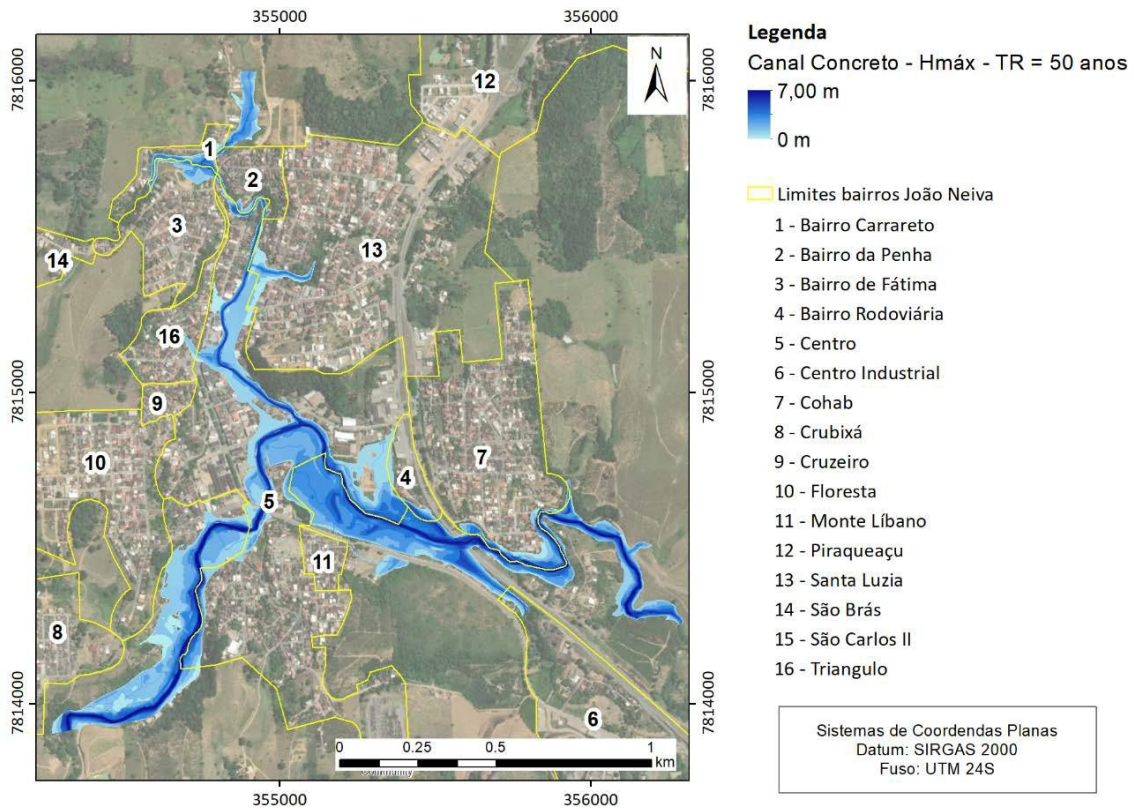


Figura 34. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 50 anos, horizonte futuro, no cenário A (canal com concreto)

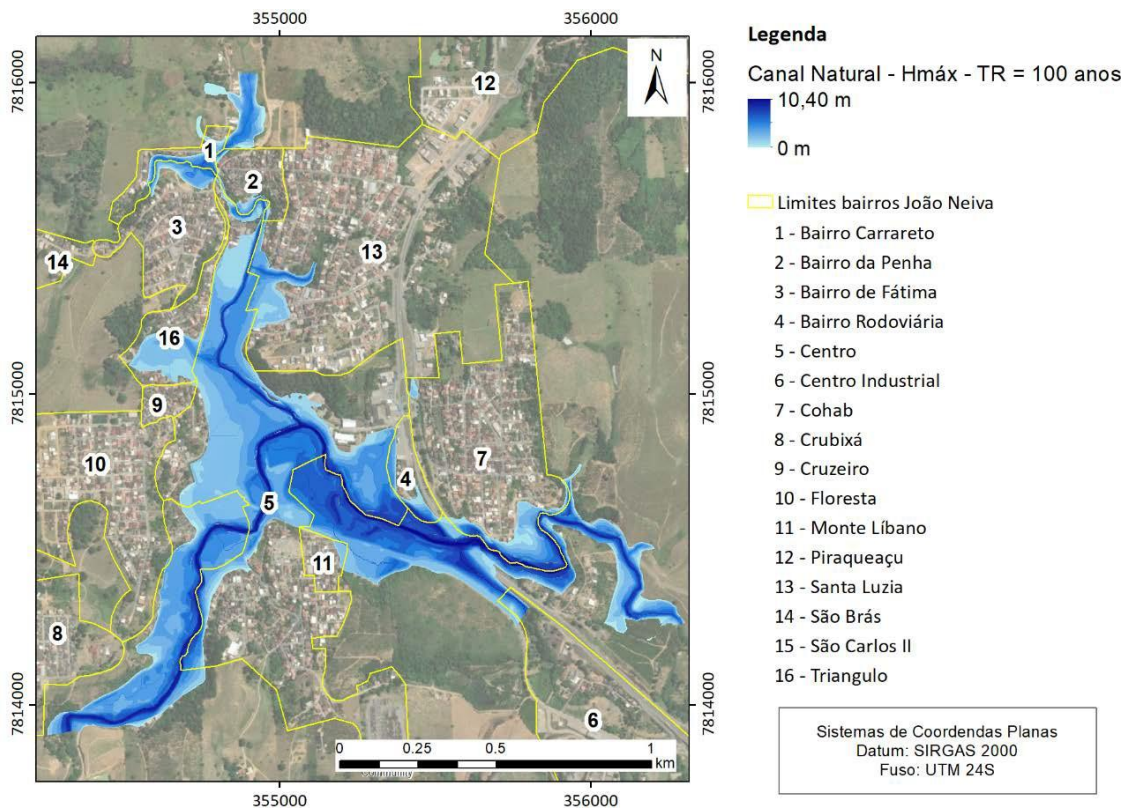


Figura 35. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 100 anos, horizonte futuro, no cenário base (canal natural)

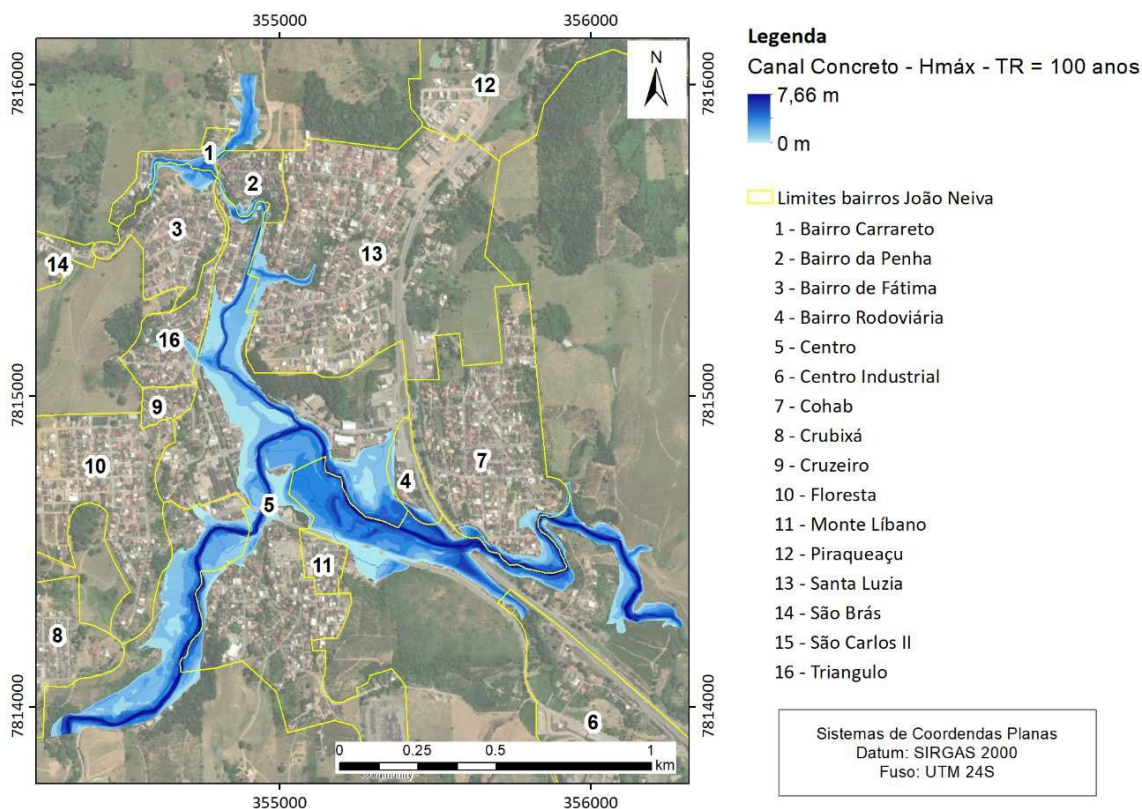


Figura 36. Mapa de profundidades máximas para o tempo de retorno de 100 anos, horizonte futuro, no cenário A (canal com concreto)

4.3.2.1 Áreas inundadas

A Figura 37 apresenta a sobreposição das manchas de inundação sobre os bairros de João Neiva, considerando o cenário base. A maior parte dos efeitos se concentram nos bairros Centro, por onde segue o percurso do córrego Demétrio Ribeiro, Triângulo, Carrareto e Rodoviária. A Figura 38 apresenta a sobreposição das manchas de inundação sobre os bairros de João Neiva, considerando o cenário A de intervenções, onde observam-se reduções significativas das áreas inundadas, especialmente para TRs de até 25 anos. Neste cenário, os bairros mais afetados são o Carrareto e Rodoviária.

O cruzamento das manchas de inundação da Figura 37 e da Figura 38 com os bairros é apresentado em valores de área (m²) inundada e percentual (%) de área inundada de cada bairrona Tabela 12 e na Tabela 13, respectivamente, para o cenário base (canais naturais). Na Tabela 14 e na Tabela 15 esses resultados são apresentados para o cenário A (canalização com concreto armado). A quantificação da ocupação das manchas de inundação, em percentual de área de cada bairro, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos no

horizonte futuro, está apresentada no formato de gráfico de barra na Figura 39 para o cenário base (esquerda) e para o cenário A (direita).

Considerando o cenário base, com canais naturais, a área total dos bairros mapeados dentro das manchas de inundação para os tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, respectivamente, foi de 11,4 hectares, 17,8 hectares, 25,0 hectares, 34,1 hectares, 39,8 hectares e 41,2 hectares (Tabela 12). Já considerando o cenário com intervenção (cenário A), esses valores foram reduzidos significativamente, chegando a 4,35 hectares, 7,2 hectares, 9,0 hectares, 15 hectares, 19,6 hectares e 25,4 hectares.

Observa-se que as áreas do bairro Centro representam de 68 a 74% da mancha de inundação total no cenário base, entre os TR (sendo maiores para TR menores), seguido pelo bairro Cohab com valores em cerca de 9 a 13%. Ainda assim, no cenário com intervenção, as áreas do bairro Centro representam de 65 a 74% da mancha de inundação total entre os TR. Em ambos os cenários, percebe-se que uma parte significativa da mancha de inundação do rio Piraquê-Açu não está em bairros mapeados.

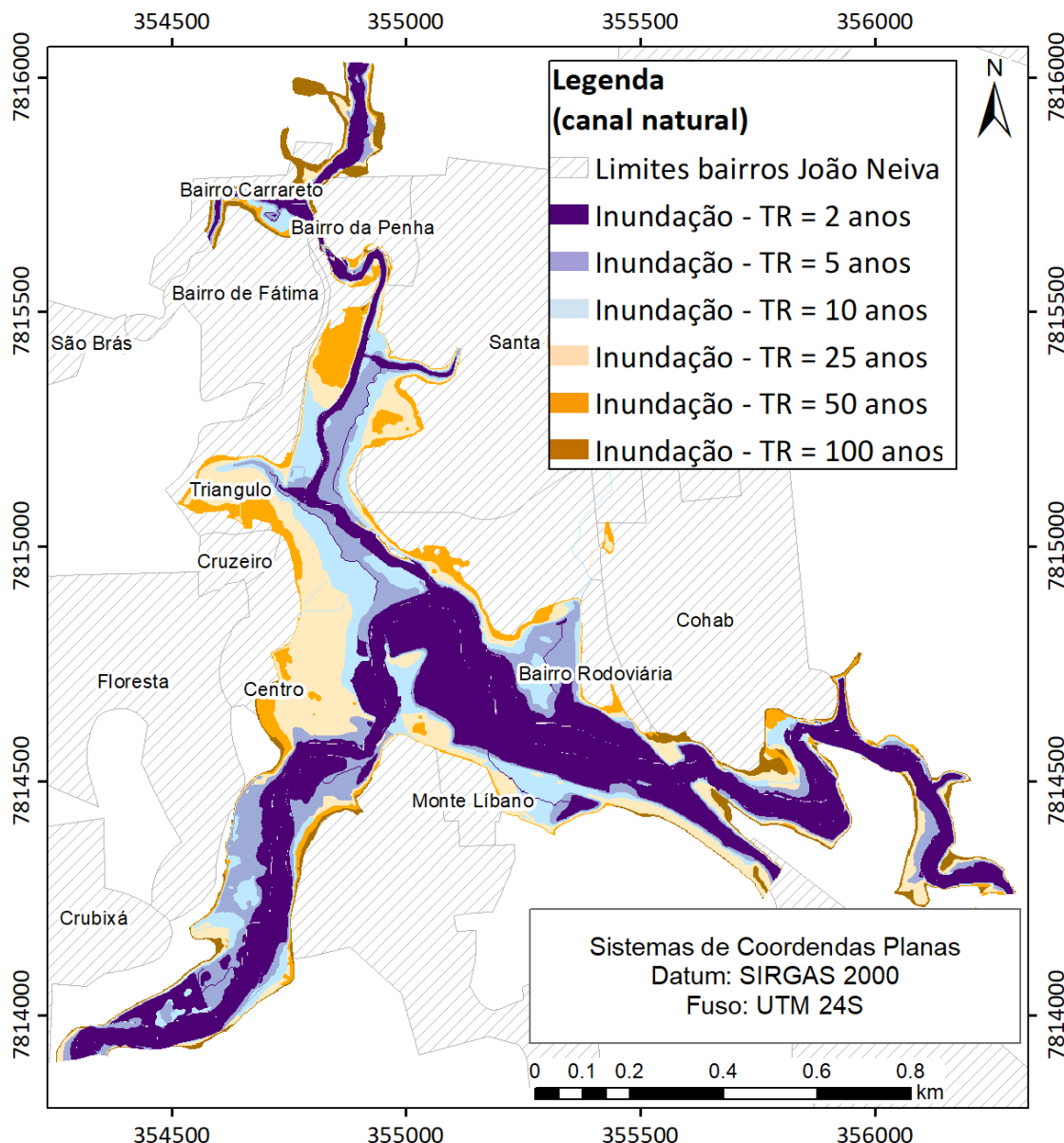


Figura 37. Sobreposição dos bairros e mancha de inundação para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro e cenário base (canal natural).

Para vazões de TR = 2 anos, as áreas afetadas no cenário base variaram entre 1.800 e 3.500 km² na maior parte dos bairros, enquanto para o bairro Centro foi de 84.747 km² (13,4 % da sua área total) e Cohab 14.256 km² (5,2 % da sua área total). Para vazões de TR = 100 anos, as áreas afetadas variaram entre 4.700 e 27.000 km² na maior parte dos bairros, enquanto para o bairro Centro foi de 282.160 km² (44,7 % da sua área total) e Cohab 35.100 km² (embora represente apenas 11,7 % da sua área total). Para TR de 25 anos ou mais, os bairros com maior percentual de áreas afetadas são Triângulo, Bairro Carrareto, Bairro Rodoviária

e Centro.

No cenário com intervenção, as áreas afetadas para TR de 2 anos foram reduzidas de forma expressiva, como no bairro Centro que foi de 28.148 km² (4,5 % da sua área total) e Cohabde 6.537 km² (2,36 % da sua área total). No entanto, bairros como Fátima, Carrareto e Penha e redução de área inundada neste cenário foi muito pequena. Neste cenário, TR de 25 anos ou mais, os bairros com maior percentual de áreas afetadas são Bairro de Fátima, Bairro Carrareto, Bairro Rodoviária e Centro.

As áreas afetadas no cenário base, para o tempo de retorno de 100 anos, costumam ser pelo menos o dobro ou quádruplo das áreas calculadas para 2 anos. Mas nos bairros Santa Luzia, Monte Líbano e Triângulo a relação entre a área afetada de 100 e 2 anos de tempo de retorno foram bastante acentuadas de 8, 57 e 210, respectivamente. Já no cenário com intervenção, o bairro Monte Líbano, por exemplo, passou a ser inundado com TR a partir de 10 anos e o Triângulo a partir de 25 anos, porém com áreas muito pequenas.

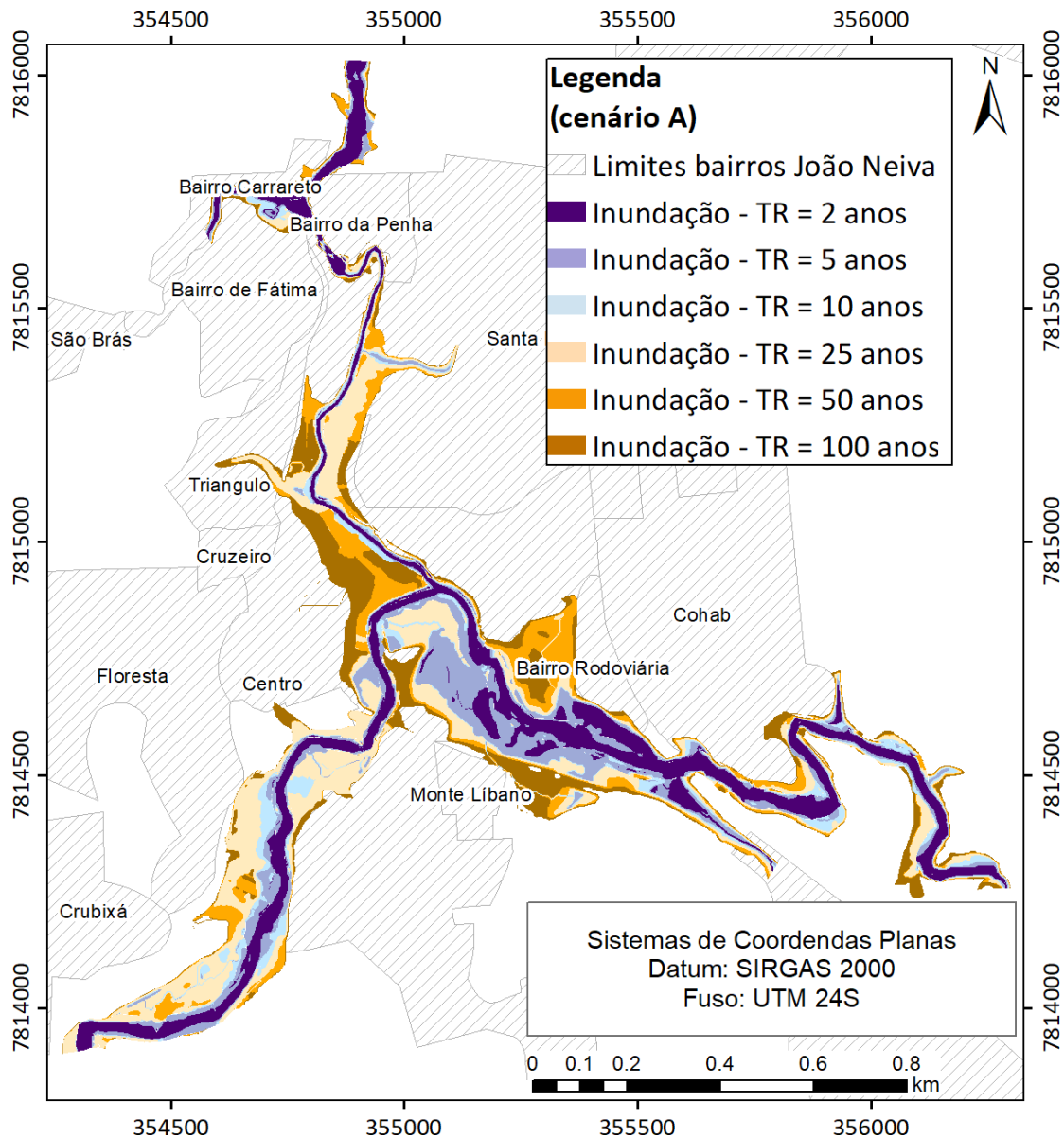


Figura 38. Sobreposição dos bairros e mancha de inundação para TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, no horizonte futuro e cenário A.

Tabela 12 Área afetada (m²) de cada bairro pela mancha de inundação, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, horizonte futuro e cenário base (canal natural).

Bairro	Área (km ²) afeta pela inundação					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
São Carlos II	-	-	-	-	-	-
Cohab	14.255,8	17.475,0	21.453,8	26.698,5	30.352,0	35.106,5
Monte Líbano	44,8	44,8	269,0	1.888,5	2.527,5	2.527,5
Crubixá	-	-	-	-	-	-
Floresta	-	70,0	70,0	127,0	163,3	206,0
Cruzeiro	-	-	-	-	209,3	209,3
Triângulo	117,5	1.490,3	3.492,5	15.631,3	24.676,5	24.676,5
Bairro de Fátima	2.248,5	3.684,0	6.973,8	7.089,0	8.868,0	10.698,8
São Braz	-	-	-	-	-	-
Bairro Carrareto	3.021,8	4.473,8	5.687,8	6.718,8	7.277,3	10.132,8
Bairro da Penha	1.916,3	2.556,0	2.858,0	3.514,8	4.473,3	5.199,3
Bairro Rodoviária	2.332,3	5.181,3	6.744,8	7.850,8	9.679,5	9.701,3
Centro Industrial	1.846,8	2.602,3	2.971,0	4.318,8	4.326,8	4.683,5
Santa Luzia	3.415,5	6.376,0	12.242,5	21.109,3	26.914,0	26.914,0
Piraquê-Açu	-	-	-	-	-	-
Centro	84.747,3	134.194,3	187.197,8	246.159,3	278.882,5	282.158,8
Somatório	113.946,3	178.147,5	249.960,8	341.105,8	398.349,8	412.214,0

Tabela 13 Percentual de área afetada (%) dentro de cada bairro pela mancha de inundação, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, horizonte futuro e base (canal natural).

Bairro	Percentual de área afetada pela inundação (%)					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
São Carlos II	-	-	-	-	-	-
Cohab	5,16	6,32	7,76	9,66	10,98	12,70
Monte Líbano	0,21	0,21	1,24	8,70	11,65	11,65
Crubixá	-	-	-	-	-	-
Floresta	-	0,03	0,03	0,06	0,08	0,10
Cruzeiro	-	-	-	-	1,20	1,20
Triângulo	0,19	2,44	5,71	25,56	40,35	40,35
Bairro de Fátima	2,18	3,57	6,76	6,87	8,60	10,37
São Braz	-	-	-	-	-	-
Bairro Carrareto	9,71	14,37	18,27	21,58	23,37	32,54
Bairro da Penha	4,67	6,22	6,96	8,56	10,89	12,66
Bairro Rodoviária	7,78	17,29	22,51	26,21	32,31	32,38
Centro Industrial	0,73	1,03	1,17	1,70	1,70	1,85
Santa Luzia	0,64	1,19	2,29	3,95	5,04	5,04
Piraquê-Açu	-	-	-	-	-	-
Centro	13,44	21,28	29,68	39,03	44,22	44,74

Tabela 14 Área afetada (m²) de cada bairro pela mancha de inundação, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, horizonte futuro e cenário A (intervenção com canal com concreto).

Bairro	Área (km ²) afeta pela inundação					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
São Carlos II	-	-	-	-	-	-
Cohab	6.536,8	9.064,3	10.739,8	14.116,3	17.344,8	20.562,8
Monte Líbano	-	-	15,5	43,0	73,3	265,5
Crubixá	-	-	-	-	-	-
Floresta	-	-	-	71,8	82,5	100,5
Cruzeiro	-	-	-	-	-	-
Triângulo	-	-	-	1.603,0	1.902,5	3.469,3
Bairro de Fátima	2.403,8	3.666,8	5.270,8	7.097,3	7.380,0	8.867,8
São Braz	-	-	-	-	-	-
Bairro Carrareto	3.169,3	4.407,3	5.334,8	5.902,5	6.746,5	7.393,3
Bairro da Penha	1.407,3	1.731,8	2.006,5	2.805,3	3.091,0	3.652,8
Bairro Rodoviária	1.333,3	1.741,5	1.949,3	2.392,5	5.177,5	6.556,0
Centro Industrial	305,8	673,8	1.126,0	1.818,8	2.476,3	2.699,3
Santa Luzia	275,5	1.429,3	2.821,5	7.021,0	11.799,8	12.896,3
Piraquê-Açu	-	-	-	-	-	-
Centro	28.147,8	49.049,5	60.460,5	106.176,5	140.252,5	187.247,3
Somatório	43.579,3	71.764,0	89.724,5	149.047,8	196.326,5	253.710,5

Tabela 15 Percentual de área afetada (%) dentro de cada bairro pela mancha de inundação, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, horizonte futuro e cenário A (intervenção com canal com concreto).

Bairro	Percentual de área afetada pela inundação (%)					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
São Carlos II	-	-	-	-	-	-
Cohab	2,36	3,28	3,88	5,11	6,27	7,44
Monte Líbano	-	-	0,07	0,20	0,34	1,22
Crubixá	-	-	-	-	-	-
Floresta	-	-	-	0,03	0,04	0,05
Cruzeiro	-	-	-	-	-	-
Triângulo	-	-	-	2,62	3,11	5,67
Bairro de Fátima	2,33	3,56	5,11	6,88	7,16	8,60
São Braz	-	-	-	-	-	-
Bairro Carrareto	10,18	14,16	17,13	18,96	21,67	23,75
Bairro da Penha	3,43	4,22	4,89	6,83	7,53	8,90
Bairro Rodoviária	4,45	5,81	6,51	7,99	17,28	21,88
Centro Industrial	0,12	0,27	0,44	0,72	0,98	1,06
Santa Luzia	0,05	0,27	0,53	1,31	2,21	2,41
Piraquê-Açu	-	-	-	-	-	-
Centro	4,46	7,78	9,59	16,83	22,24	29,69

Ao avaliar o percentual de área afetada de cada bairro na Tabela 13, na Tabela 15 e na Figura 39 observa-se que no cenário base a área afetada pode representar valores de até 40% ou 45% dos bairros Triângulo e Centro, por exemplo, mas com redução para 5,7% (quase 86% de redução da área inundada) e 30% (quase 34% de redução da área inundada), respectivamente, no cenário A com intervenção e TR de 100 anos. Assim, considerando as intervenções propostas, bairros como Triângulo, Carrareto, Rodoviária e Centro tiveram redução expressiva em suas áreas afetadas pela inundação.

As reduções percentuais de área afetada (%) em cada bairro pela mancha de inundação, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, horizonte futuro, devido às intervenções do cenário A (canal com concreto) estão apresentadas na Tabela 16. Esta tabela mostra que a redução total de áreas inundadas variou de 38,5% para TR de 100 anos a 61,8 % para TR de 2 anos, com redução de 56,3% para TR de 25 anos. Com exceção dos bairros de Fátima, Penha e Carrareto, a redução de área inundada em cada bairro foi superior a 40% em todos os TR. Importante ainda destacar que todas as áreas apresentadas neste estudo consideram a área ocupada pelo escoamento dentro da própria calha dos rios.

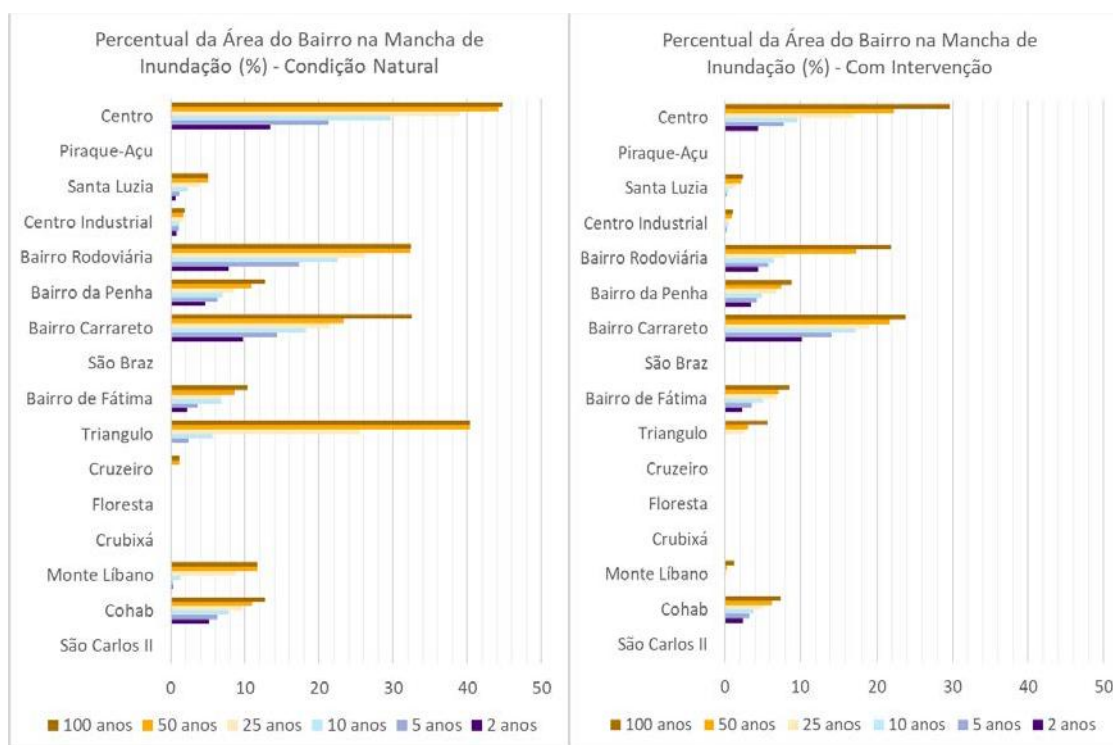


Figura 39. Quantificação das manchas de inundação em cada bairro, em percentual de área, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos no horizonte futuro, no cenário base (esquerda) e no cenário A (direita).

Tabela 16 Redução percentual de área afetada (%) em cada bairro pela mancha de inundação, para os TR de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, horizonte futuro, devido às intervenções do cenário A (canal com concreto).

Bairro	Percentual de redução de área inundada					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
São Carlos II	-	-	-	-	-	-
Cohab	54,1	48,1	49,9	47,1	42,9	41,4
Monte Líbano	100,0	100,0	94,2	97,7	97,1	89,5
Crubixá	-	-	-	-	-	-
Floresta	-	100,0	100,0	43,5	49,5	51,2
Cruzeiro	-	-	-	-	100,0	100,0
Triângulo	100,0	100,0	100,0	89,7	92,3	85,9
Bairro de Fátima	0,0	0,5	24,4	0,0	16,8	17,1
São Braz	-	-	-	-	-	-
Bairro Carrareto	0,0	1,5	6,2	12,1	7,3	27,0
Bairro da Penha	26,6	32,2	29,8	20,2	30,9	29,7
Bairro Rodoviária	42,8	66,4	71,1	69,5	46,5	32,4
Centro Industrial	83,4	74,1	62,1	57,9	42,8	42,4
Santa Luzia	91,9	77,6	77,0	66,7	56,2	52,1
Piraquê-Açu	-	-	-	-	-	-
Centro	66,8	63,4	67,7	56,9	49,7	33,6
Total por TR	61,8	59,7	64,1	56,3	50,7	38,5

4.3.3 Velocidade do escoamento

Os canais de drenagem estudados atravessam áreas urbanas, de forma que as velocidades do escoamento geradas pelas intervenções não devam ser exageradas de forma a causar problemas hidráulicos, à estrutura ou até risco à população. Geralmente, nessas localidades, velocidades acima de 5 m/s devem ser evitadas. No entanto, destaca-se que com a solução proposta, é possível que trechos isolados dos cursos d'água ultrapassem esses limites.

Na Figura 40 e na Figura 41 são apresentados os perfis longitudinais das velocidades máximas do escoamento estimadas no canal em cada seção transversal, considerando as intervenções do cenário A no córrego Demétrio Ribeiro e no rio Piraquê-Açu, respectivamente. No córrego Demétrio Ribeiro (Figura 40) a máxima velocidade estimada foi de 4,75 m/s para o TR de 100 anos ao longo dos primeiros 100 m a jusante da ponte P3, onde teve início às intervenções. Destaca-se o trecho de alta declividade e, conseqüentemente, alta velocidade (entre 6 e 12,5 m/s), mas que é uma característica natural do córrego e não tem influência significativa das intervenções propostas nesse estudo. Já no rio Pirquê-

Açú (Figura 41) as velocidades estimadas ficaram abaixo de 5 m/s, sendo as maiores estimadas no trecho entre as pontes P7 e P10. Nos primeiros 1000 m após a confluência, as velocidades ficaram abaixo de 2,5 m/s, aumentando a partir daí e chegando próximo a 3,5 m/s.

Da Figura 42 a Figura 47 são ilustradas, de forma espacialmente distribuída, as velocidades máximas alcançadas pelo escoamento ao longo de todos os trechos simulados, considerando as intervenções propostas no cenário A.

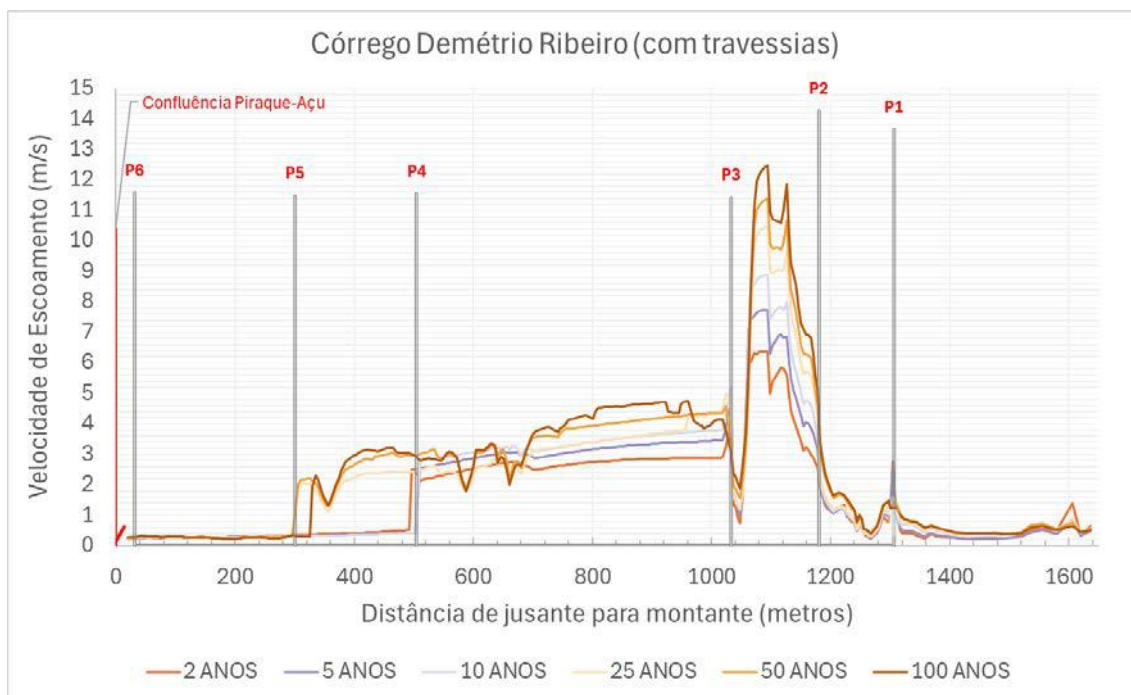


Figura 40. Velocidades máximas do escoamento no canal ao longo do córrego Demétrio Ribeiro, no cenário A, para os diferentes TRs.

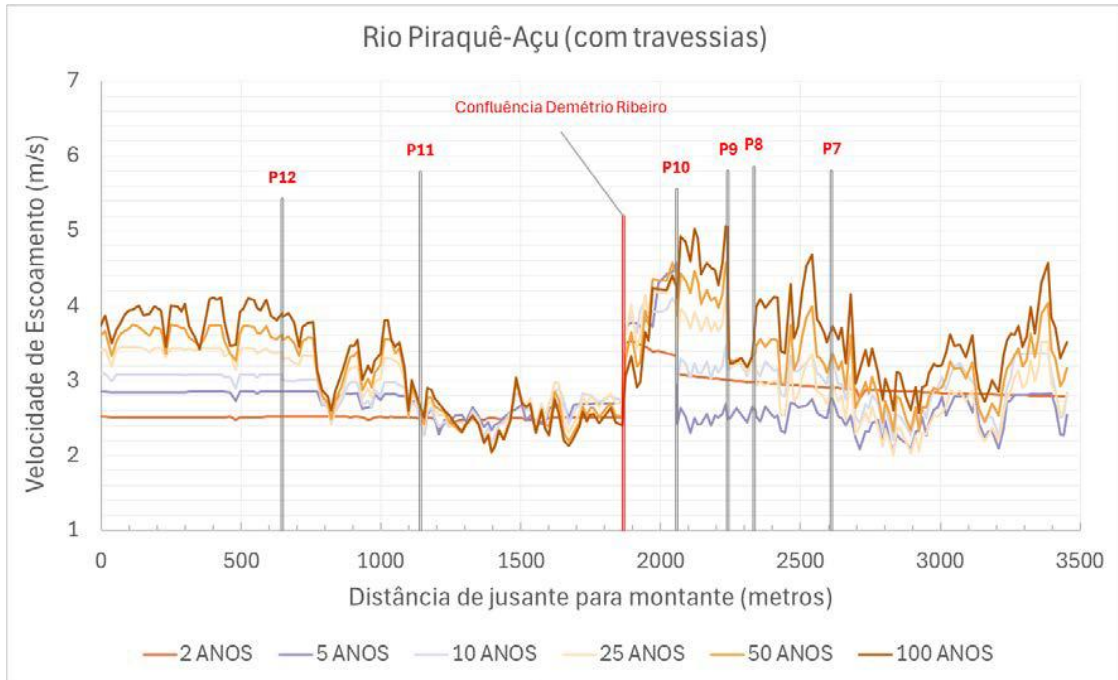


Figura 41. Velocidades máximas do escoamento no canal ao longo do rio Piraquê-Açu, no cenário A, para os diferentes TRs.

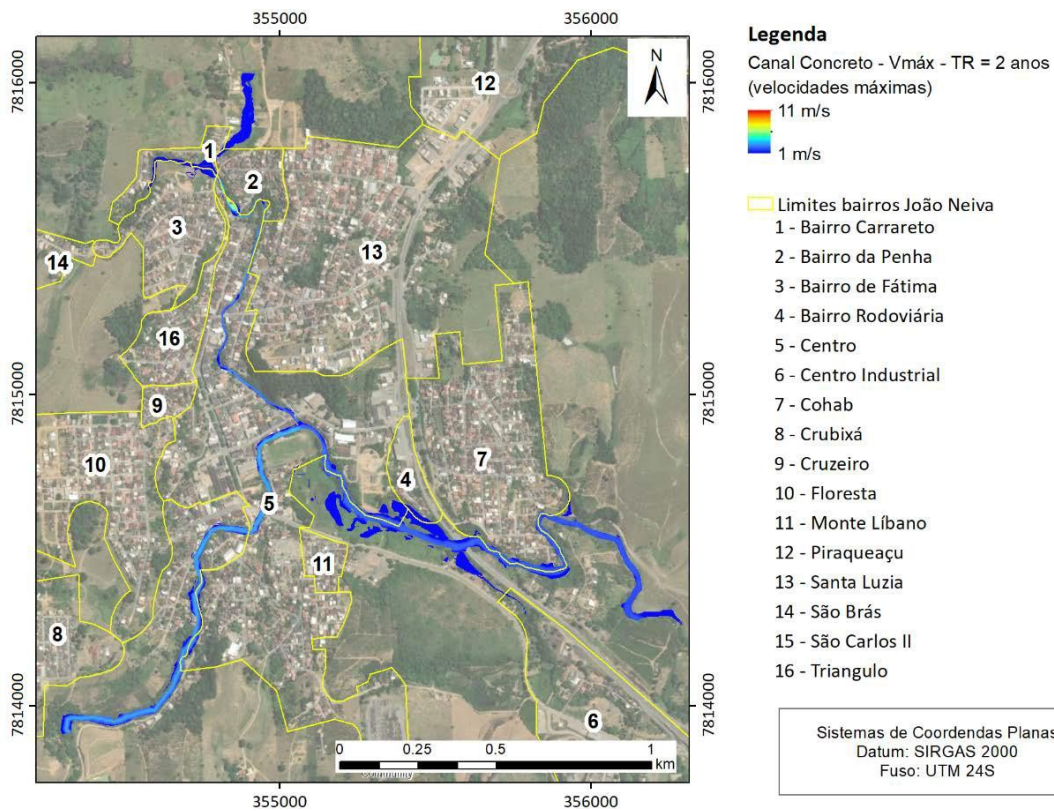


Figura 42. Distribuição espacial das velocidades máximas do escoamento no cenário A, para TR de 2 anos.

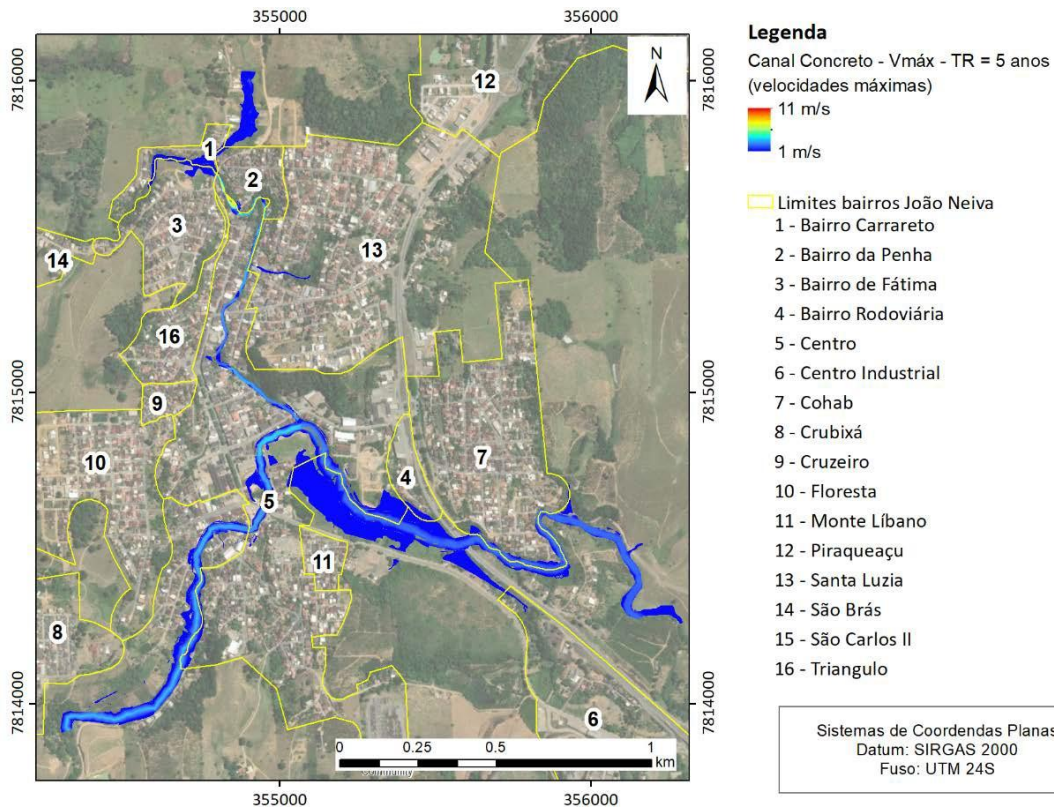


Figura 43. Distribuição espacial das velocidades máximas do escoamento no cenário A, para TR de 5 anos.

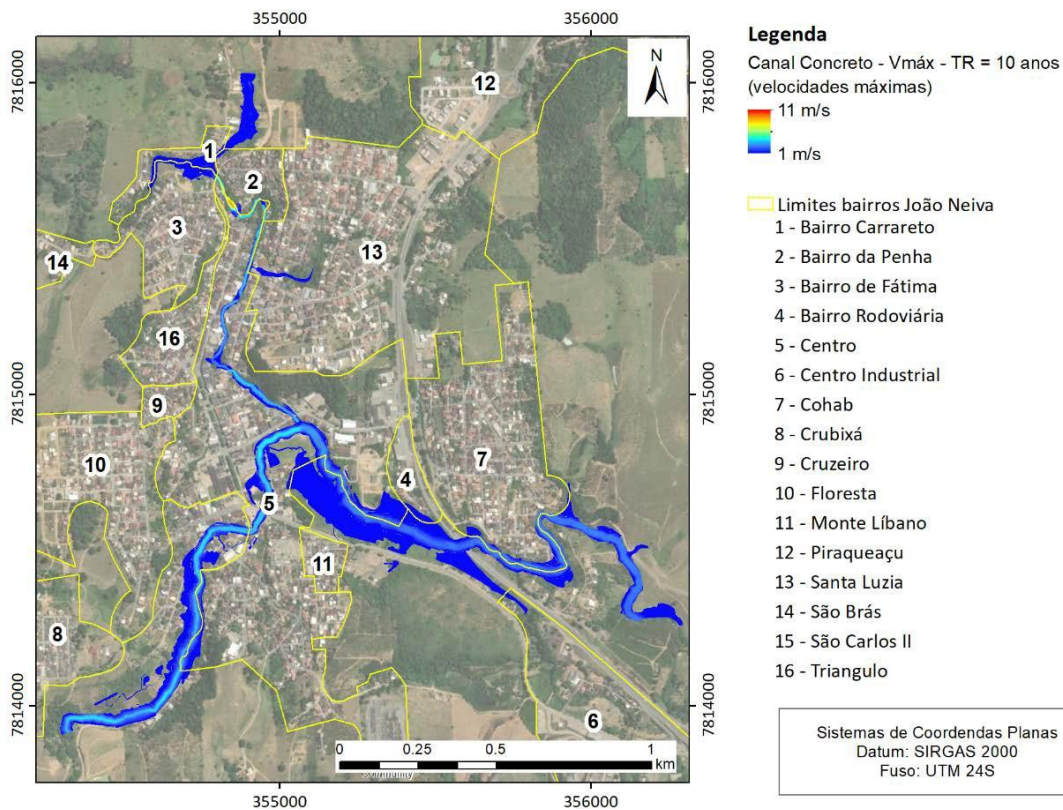


Figura 44. Distribuição espacial das velocidades máximas do escoamento no cenário A, para TR de 10 anos.

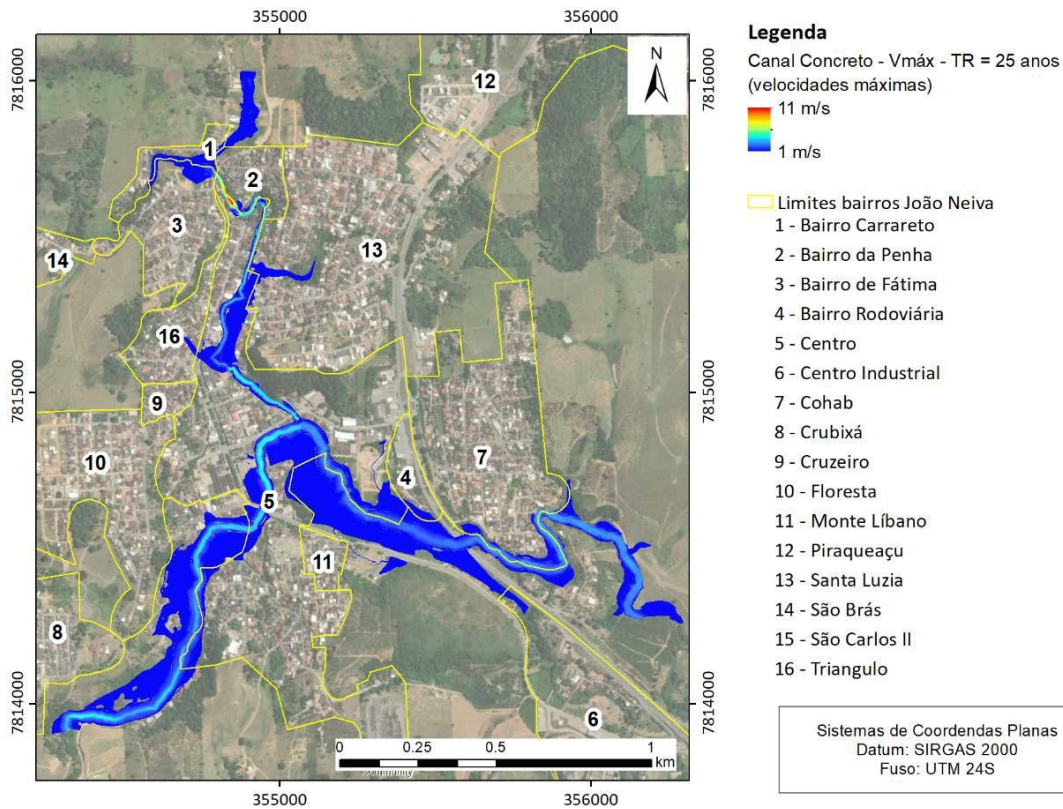


Figura 45. Distribuição espacial das velocidades máximas do escoamento no cenário A, para TR de 25 anos.

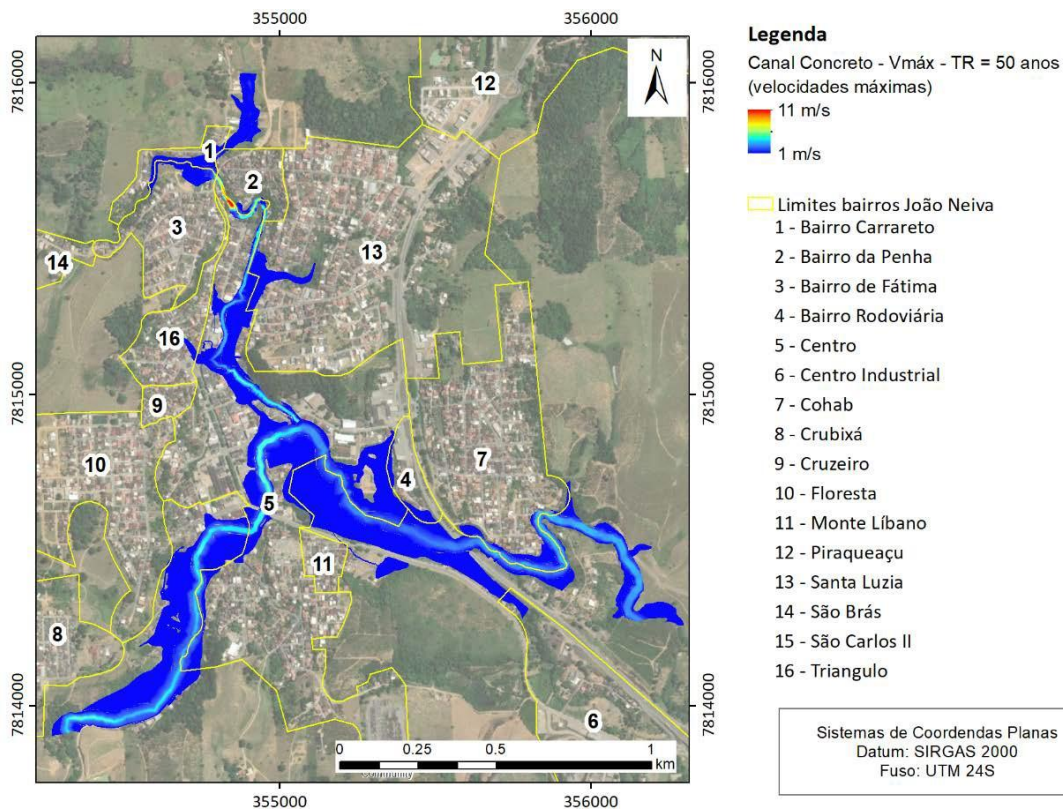


Figura 46. Distribuição espacial das velocidades máximas do escoamento no cenário A, para TR de 50 anos.

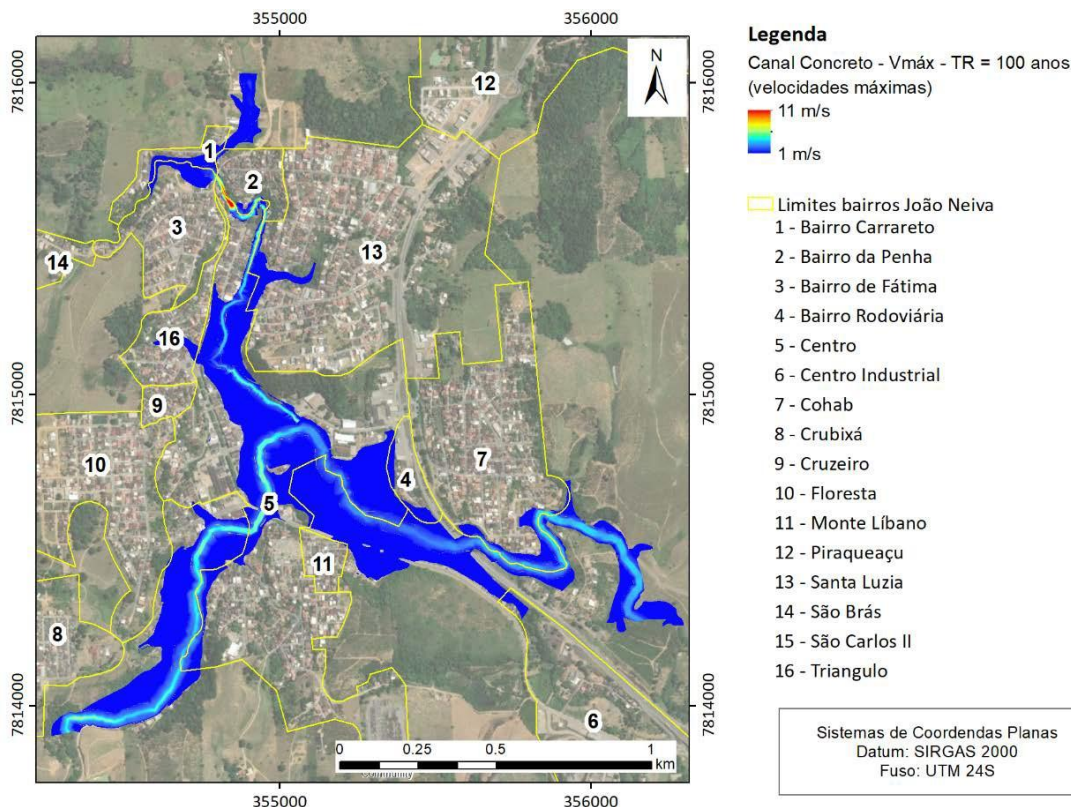


Figura 47. Distribuição espacial das velocidades máximas do escoamento no cenário A, para TR de 100 anos.

4.3.4 Cenário Definido

Com base nos resultados deste estudo e, especialmente, das simulações, é possível observar que:

- as intervenções propostas conseguiram reduzir de forma significativa as inundações na região de estudo, embora não sejam suficientes para eliminar esse risco para todos os tempos de retorno e em todos os locais;
- as pontes oferecem obstruções à passagem do escoamento, com consequente elevação do nível de água a montante;
- apenas as pontes P3 e P5, ambas localizadas no córrego Demétrio Ribeiro, apresentam restrições extra à passagem do escoamento, visto que possuem seção transversal inferior a 11 m;
- a ponte P3 é pequena, de acesso local, mas sua presença e largura elevam o nível de água em até 1,5m no TR = 2 anos e 0,8m para o TR = 100 anos, se comparado ao cenário onde não há pontes (cenário B). No entanto, essa elevação é restrita a cerca de ;
- a ponte P3 fica logo a jusante da alteração brusca de declividade (alta

para baixa) do córrego Demétrio Ribeiro, o que naturalmente reduz a velocidade do escoamento e produz uma elevação do nível d'água. O alargamento dessa ponte para o limite de 7,5m tende a não produzir uma redução significativa dos níveis d'água;

- Ao final do trecho simulado do rio Piraquê-Açú, a rugosidade do canal natural desacelera o escoamento e, conseqüentemente, eleva o nível d'água para montante, com um remanso que chega até a confluência com o córrego Demétrio Ribeiro. Manter o alargamento do canal proposto neste estudo por mais 2km a jusante poderá reduzir ainda mais os níveis d'água e, conseqüentemente, as áreas inundadas na porção urbanizada município.

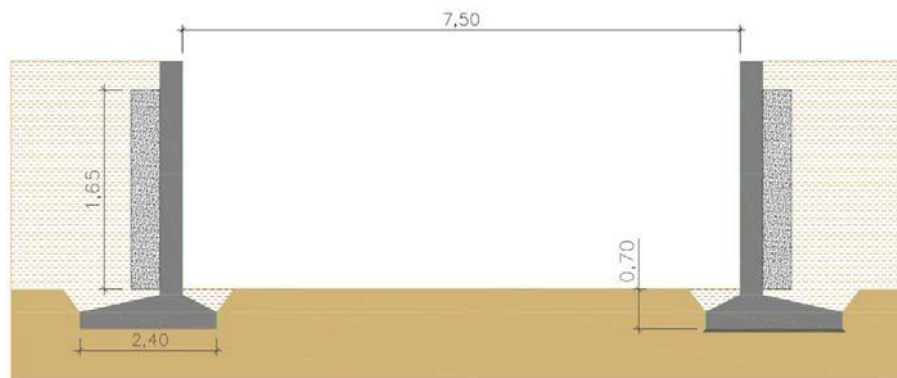
Portanto, o cenário A é o escolhido como solução de intervenção para minimizar as cheias município de João Neiva. No entanto, em complementação ao cenário, sugere-se:

- Ampliar a largura da seção transversal da ponte P3 de 4,8 m para 7,5m;
- Ampliação gradual da largura da seção a partir da ponte P3 de 7,5m para 11m ao longo de uma distância de 5m para jusante;
- Ampliar a largura da seção transversal da ponte P5 de 7,2m para 11m;
- Ponte P12 é uma passarela que necessitará de ampliação da seção transversal e possível alçamento. A restrição à passagem do escoamento é pequena, dada a sua pequena largura.

A seguir apresenta um resumo das intervenções nas seções transversais avaliadas no Cenário A, considerando as intervenções necessárias no córrego Demétrio Ribeiro e no rio Piraquê-Açu. As estacas dos trechos das intervenções estão indicadas. Destaca-se que, apesar das alturas de referência estabelecidas na Tabela 5, as alturas reais das seções são variáveis ao longo dos trechos simulados, em razão da correção da declividade de fundo e da topografia.

4.3.4.1 Córrego Demétrio Ribeiro

O trecho proposto a ter intervenção no córrego Demétrio Ribeiro inicia na ponte P3, a qual deverá ter uma seção com largura de 7,50 m e um rebaixamento do leito de 30 cm, chegando a uma cota de fundo de 55 m e uma altura de 1,65 m, conforme Figura 48.



SEÇÃO EM MURO DE CONCRETO
Córrego Demétrio Ribeiro
TRECHOS CÓRREGO DEMÉTRIO RIBEIRO:
PONTE P3.

Figura 48. Seção transversal proposta para a ponte P3, com muro de concreto armado e fundo com terreno natural/terraplenado.

A partir da ponte P3 (largura de 7,50 m) considera-se um alargamento linear de seção de 7,50 m até 11,00 m ao longo de um trecho de 5m para jusante. A partir daí até a confluência com o rio Piaraquê-Açú, é considerada uma largura constante de 11 m, mantendo o canal com declividade constante de 0,00395 m/m. A última seção, na confluência com o rio Piraquê-Açú (estaca E82+1,391), passará a ter seu leito na cota 51 m, cerca de 1 m abaixo da cota original. A seção típica está apresentada na Figura 49.

No córrego Demétrio Ribeiro serão considerados dois trechos com canais aberto em concreto armado (Figura 50):

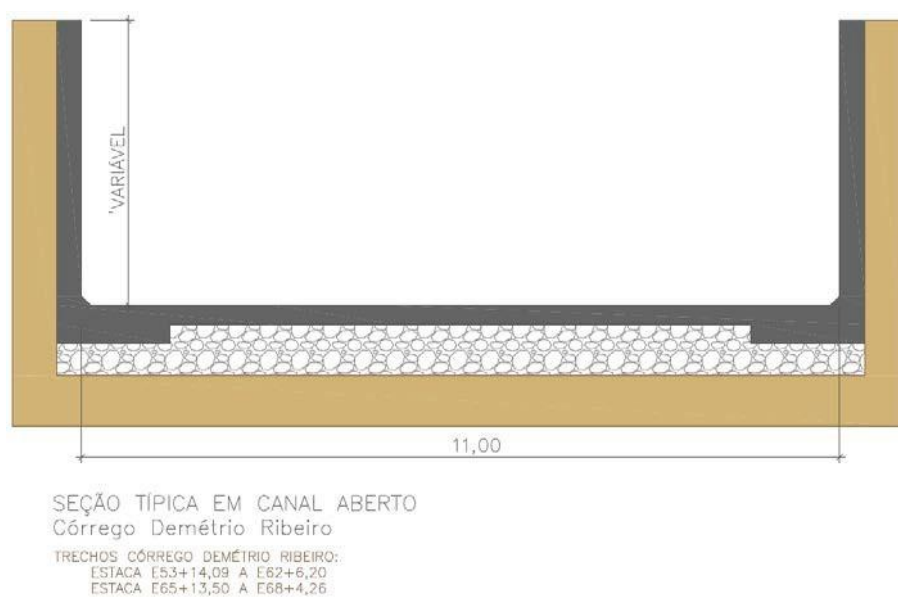
- Estaca 53+14,09 à estaca 62+6,20
- Estaca 65+13,50 à estaca 68+6,20



SEÇÃO TÍPICA EM MURO DE CONCRETO
Córrego Demétrio Ribeiro

TRECHOS CÓRREGO DEMÉTRIO RIBEIRO:
ESTACA E31+0,00 A E53+14,09
ESTACA E62+6,20 A E65+13,5
ESTACA E68+4,26 A E82+1,39

Figura 49. Seção transversal proposta para o córrego Demétrio Ribeiro, com muro de concreto armado e fundo com terreno natural terraplenado.



SEÇÃO TÍPICA EM CANAL ABERTO
Córrego Demétrio Ribeiro

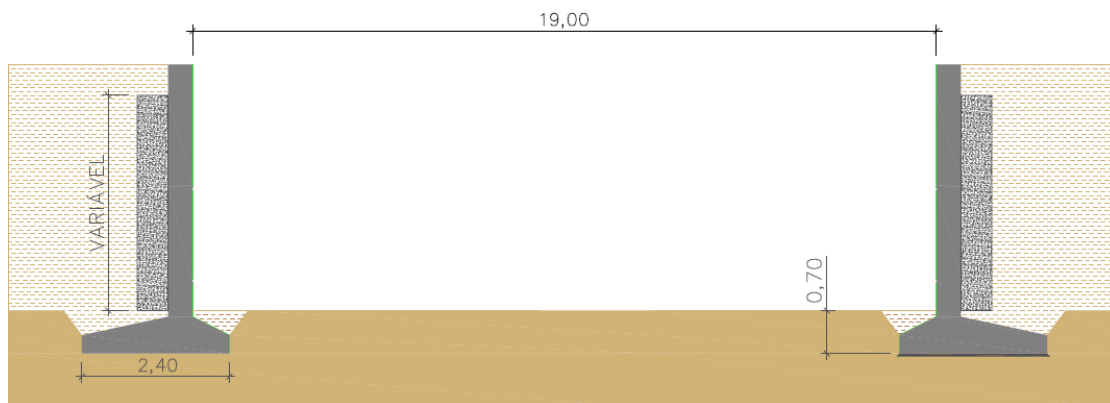
TRECHOS CÓRREGO DEMÉTRIO RIBEIRO:
ESTACA E53+14,09 A E62+6,20
ESTACA E65+13,50 A E68+4,26

Figura 50. Seção transversal proposta em dois trechos do córrego Demétrio Ribeiro, com canal aberto de concreto armado.

4.3.4.2 Rio Piraquê-Açú

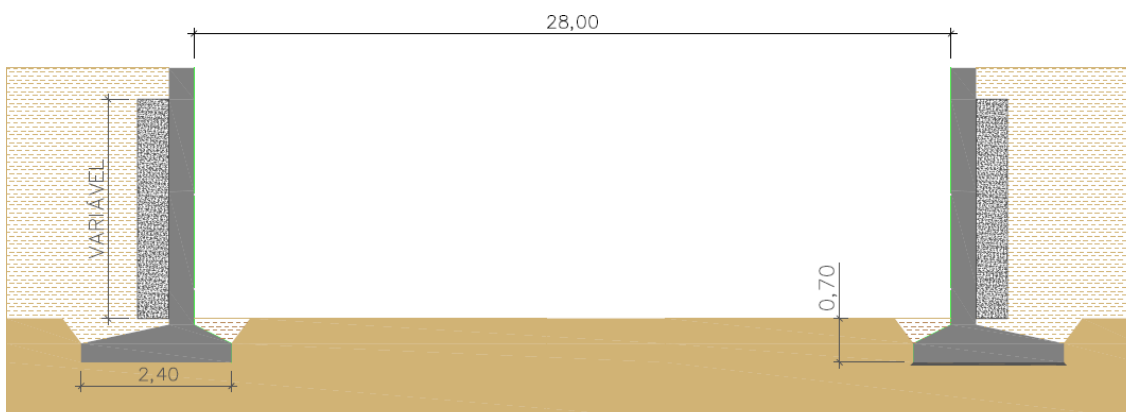
Para o rio Piraquê-Açú, é necessário um rebaixamento de cerca de 1 m na seção inicial, ficando com leito na cota 52,25 m, e um rebaixamento de 0,50 m, alcançando a cota 49,5 m. A partir dessas duas intervenções, o canal seguirá com declividade constante de 0,0008 m/m. Ainda, o rio está dividido em dois trechos principais: rio Piraquê-Açú superior, antes da confluência com o Córrego

Demétrio Ribeiro; rio Piraquê-Açú inferior, após a confluência. Para esses trechos foram definidas largura de 19m para o trecho superior e de 28m para o inferior, conforme Tabela 5.



SEÇÃO TÍPICA EM MURO DE CONCRETO
Rio Piraquê-Açú Superior
TRECHOS RIO PIRAQUE-AÇÚ:
ESTACA E140+18,33 A E176+11,99

Figura 51. Seção transversal com muro de concreto armado e fundo com terreno natural terraplenado, proposta para todo o trecho do rio Piraquê-Açú Superior, antes da sua confluência com o córrego Demétrio Ribeiro, com canal aberto de concreto armado.



SEÇÃO TÍPICA EM MURO DE CONCRETO
Rio Piraquê-Açú Inferior
TRECHOS RIO PIRAQUE-AÇÚ:
ESTACA E176+11,99 A E265+5,13

Figura 52. Seção transversal com muro de concreto armado e fundo com terreno natural terraplenado, proposta para todo o trecho do rio Piraquê-Açú Inferior, antes da sua confluência com o córrego Demétrio Ribeiro, com canal aberto de concreto armado.

4.3.4.3 Adequações Necessárias

As intervenções propostas neste estudo implicam em adequações nos locais das travessias e pontes (obras de arte especiais OAEs). Além da necessidade de aprofundamento do leito e terraplanagem, as pontes P3 e P5 necessitam ainda de ampliação da largura da seção. Portanto, a seguir são apresentadas as travessias/pontes existentes ao longo dos trechos estudados, com informações sobre a possível necessidade de adequações estruturais em função das obras de canalização do rio Piraquê-Açú e Córrego Demétrio Ribeiro. Apenas as pontes P1 e P2 não serão avaliadas por estarem fora dos trechos com intervenções. Importante ainda destacar que, para todas as OAEs apresentadas, previram-se a manutenção das suas cotas.

Quadro 1. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do córrego Demétrio Ribeiro – PONTE 3.

Ponte P3 (córrego Demétrio Ribeiro)	
	
Largura = 3,0 m Extensão = 4,8 m Cabeceiras nas margens do córrego Demétrio Ribeiro	
Adequação necessária em função do estrangulamento de seção e da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 4,8 m é inferior à largura proposta para o canal de 7,5 m, sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do córrego e instalação dos muros de concreto. Neste local, a estimativa é de : ✓ Ampliação da largura do canal nesse local para 7,5 m ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 56,70 m, que não permite passar cheias em nenhum TR avaliado ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 55,00 m ✓ Velocidade média entre 1,4 m/s (TR 2 anos) e 2,4 m/s (TR 100 anos)	

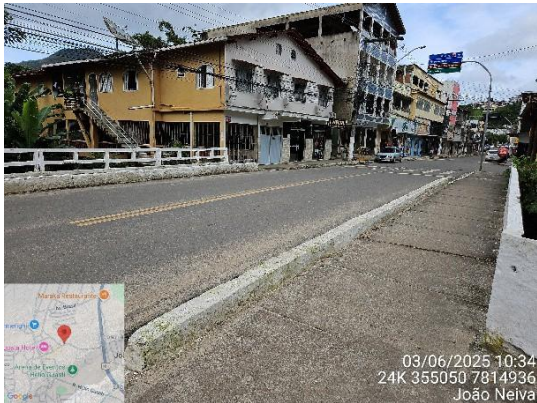
Quadro 2. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do córrego
Demétrio Ribeiro – PONTE 4

Ponte P4 (córrego Demétrio Ribeiro)	
	
Largura = 10,15 m Extensão = 22,3 m Cabeceiras nas margens do córrego Demétrio Ribeiro e um pilar central	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 22,3 m é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 11 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do córrego e instalação do canal aberto de concreto. Neste local, a estimativa é de: ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 56,80 m, que permite passar cheias com TR abaixo de 25 anos ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 52,90 m ✓ Velocidade média entre 2,14 m/s (TR 2 anos) e 2,8 m/s (TR 100 anos)	

Quadro 3. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do córrego Demétrio Ribeiro
– PONTE 5

Ponte P5 (córrego Demétrio Ribeiro)	
	
Largura = 7,75 m Extensão = 7,45 m Cabeceiras nas margens do córrego Demétrio Ribeiro	
Adequação necessária em função do estrangulamento de seção e da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 7,45 m não é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 11 m, sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do córrego e instalação do canal aberto de concreto. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 56,60 m, que permite passar cheias com TR de até 25 anos ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 52,10 m ✓ Velocidade média 0,34 m/s para todos os TRs	

Quadro 4. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do córrego Demétrio Ribeiro – PONTE 6

Ponte P6 (córrego Demétrio Ribeiro)	
	
Largura = 12,55 m Extensão = 13,3 m Cabeceiras nas margens do córrego Demétrio Ribeiro e um pilar	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 13,3 m é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 11 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do córrego e instalação do muro de concreto. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 56,70 m, que permite passar cheias com TR de até 50 anos ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 51,0 m ✓ Velocidade média entre 0,23 m/s (TR 2 anos) e 0,3 m/s (TR 50 anos)	

Quadro 5. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do rio Piraquê-Açú, trecho superior– PONTE 7

Ponte P7 (Rio Piraquê-Açú)	
	
Largura = 7,2 m Extensão = 23,0 m Cabeceiras nas margens do rio Piraquê-Açú e dois pilares centrais	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 23,0 m é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 19 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do rio, instalação do muro de concreto e segurança dos pilares, com possível necessidade de adequações das fundações. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 57,7 m, que permite passar cheias com TR entre 10 e 25 anos, mas fica submersa com TR de 25 anos ou superior ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 51,6 m ✓ Velocidade média entre 2,82 m/s (TR 2 anos) e 3,77 m/s (TR 100 anos)	

Quadro 6. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do rio Piraquê-Açú, trecho superior– PONTE 8

Ponte P8 (Rio Piraquê-Açú)	
 03/06/2025 09:49 24K 354898 7814542 João Neiva	 03/06/2025 10:02 24K 354930 7814558 João Neiva
Largura = 10,5 m Extensão = 23,9 m Cabeceiras nas margens do rio Piraquê-Açú	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 23,9 m é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 19 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do rio e instalação do muro de concreto, com possível necessidade de adequações das fundações. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 58,00 m, que permite passar cheias com TR de aproximadamente 25 anos ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 51,36 m ✓ Velocidade média entre 2,86 m/s (TR 2 anos) e 4,35 m/s (TR 100 anos)	

Quadro 7. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do rio Piraquê-Açú, trecho superior– PONTE 9

Ponte P9 (Rio Piraquê-Açú)	
	
Largura = 4,9 m Extensão = 31,8 m Cabeceiras nas margens do rio Piraquê-Açú	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 31,8 m é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 19 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do rio e instalação do muro de concreto. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 57,60 m, que permite passar cheias com TR de aproximadamente 25 anos ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 51,30 m ✓ Velocidade média entre 2,87 m/s (TR 2 anos) e 4,6 m/s (TR 100 anos)	

Quadro 8. Ponte de transposição de curso d'água existente ao longo do rio Piraquê-Açú, trecho superior– PONTE 10

Ponte P10 (Rio Piraquê-Açú)	
	
Largura = 4,2 m Extensão = 24,9 m Cabeceiras nas margens do rio Piraquê-Açú, com 2 pilares	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 24,9 m é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 19 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do rio, instalação do muro de concreto e segurança dos pilares, com possível necessidade de adequações das fundações. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 55,3 m, que só permite passar cheias com TR inferior a 5 anos ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 51,15 m ✓ Velocidade média entre 2,9 m/s (TR 2 anos) e 3,5 m/s (TR 100 anos)	

Quadro 9. Passarela de transposição de curso d'água existente ao longo do rio Piraquê-Açú, trecho inferior–PONTE 11

Ponte P11 (Rio Piraquê-Açú)	
	
Largura = 16,0 m Extensão = 60,0 m Cabeceiras nas margens do rio Piraquê-Açú, com 1 pilar	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito. A extensão de 60,0 m não é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 28 m, não sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do rio, instalação do muro de concreto e segurança do pilar, com possível necessidade de adequações das fundações. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 55,4 m, que permite passar cheias com TR entre 50 e 100 anos. ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 50,4 m ✓ Velocidade média entre 2,0 m/s (TR 2 anos) e 2,30 m/s (TR 100 anos)	

Quadro 10. Passarela de transposição de curso d'água existente ao longo do rio Piraquê-Açú, trecho inferior–PONTE 12

Ponte P12 (Rio Piraquê-Açú)	
	
Largura = 1,0 m Extensão = 22,5 m Cabeceiras nas margens do rio Piraquê-Açú, com 1 pilar	
Adequação necessária em função da necessidade de aprofundamento do leito e, eventual remoção da estrutura. A extensão de 22,5 m não é suficiente para acomodar a largura proposta para o canal de 28 m, sendo necessária ampliação da sua seção. Também é necessário verificar as condições após a execução do aprofundamento da calha do rio, ampliação da largura, instalação do muro de concreto e segurança do pilar. Por ser uma passarela, além da ampliação da largura um alteamento da ponte para a cota 56,50m (TR de 25 anos) poderá ser realizado. Neste local, a estimativa é de : ✓ Cota inferior aproximada da mesa da ponte é 53,7 m, que só permite passar cheias com TR inferior a 5 anos. Cheias maiores poderá colapsar a estrutura ✓ Cota de fundo do canal em aproximadamente 50,0 m ✓ Velocidade média entre 1,9 m/s (TR 2 anos) e 3,25 m/s (TR 100 anos)	

Portanto, verificou-se a necessidade de demolição e construção das pontes 03, 05 e 12, com readequação de suas dimensões conforme apresentado no projeto de OAE.

4.4 Estudos Geológicos

4.4.1 Introdução

A elaboração do presente estudo seguiu os direcionamentos apresentados na Instrução de Serviço nº 202 do DNIT, referente à Estudos Geológicos, além dos Critérios de Projeto do DER-ES.

Nesta etapa são desenvolvidas as seguintes atividades:

- Coleta e análise de dados;
- Interpretação de fotografias aéreas;
- Investigações de campo.

4.4.2 Situação Geográfica

O município de João Neiva, localizado no Estado do Espírito Santo, região Sudeste do Brasil, não compõe a região metropolitana do Estado. Esse município, juntamente com Ibraçu, Aracruz, Linhares, Rio Bananal e Sooretama compõem a Microrregião do Rio Doce.

João Neiva possui extensão territorial de 284,734 km² e localiza-se a latitude: 19° 45' 30" Sul e longitude: 40° 22' 35" Oeste. O município de João Neiva tem como confrontante os municípios de Linhares e Colatina ao Norte, São Roque do Canaã e Santa Teresa à Oeste, Ibraçu ao Sul e Aracruz à Leste. João Neiva se situa a 13 km a Norte-Oeste de Aracruz.

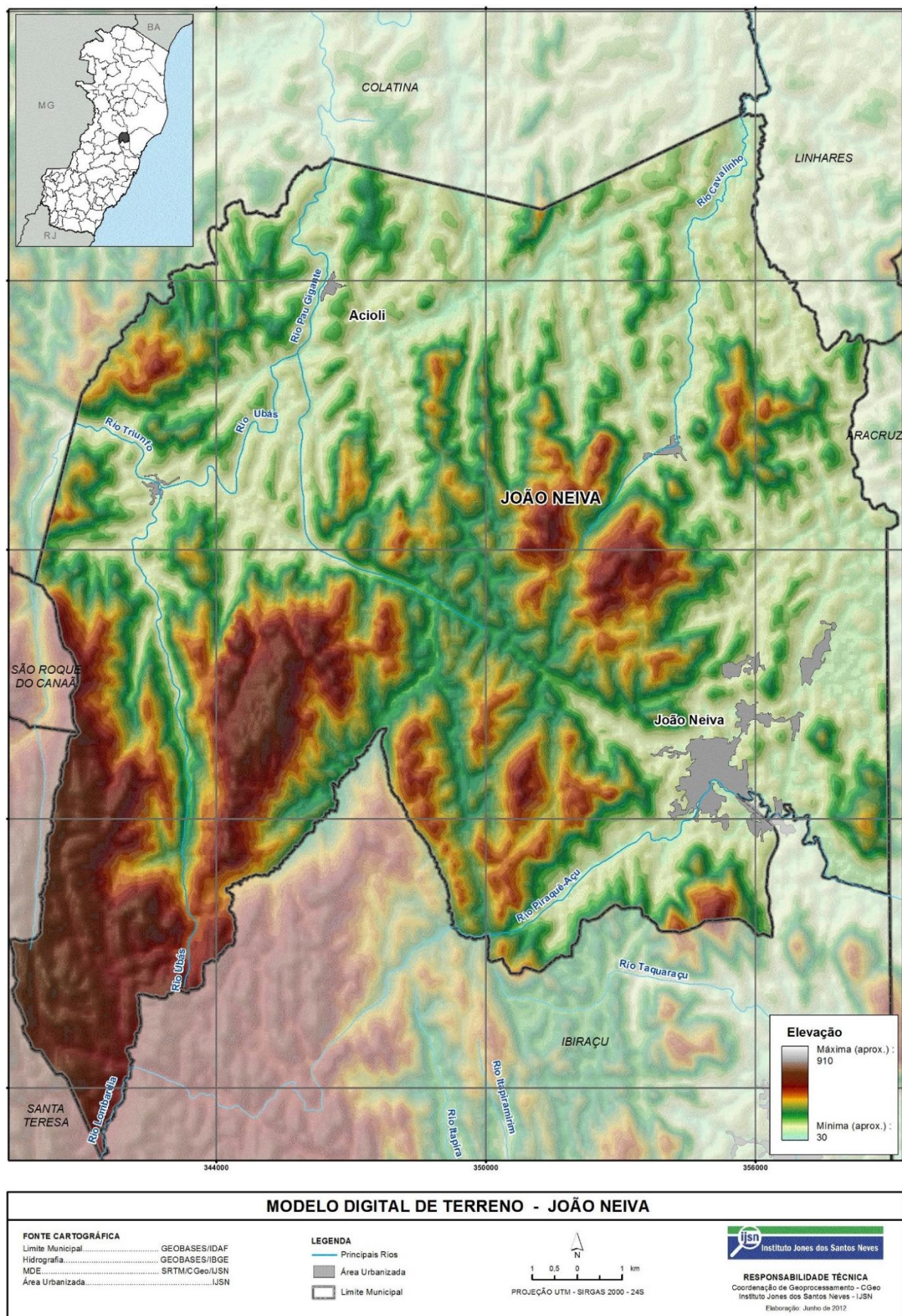
Segundo o IBGE, em 2010 João Neiva contava com 27,8% de urbanização das vias públicas.

4.4.3 Topografia e Geologia

O Município de João Neiva possui um relevo classificado como ondulado a fortemente ondulado. São parte do município o Morro do Monte Negro, o Pico da Serra do Óleo e ainda o Morro de Santa clara e o Pico de Cavalinho.

As aglomerações urbanas estão situadas regiões mais baixas do município, no fundo de um vale, como mostra a Figura 8. As cotas variam aproximadamente entre 30m e 910m.

Figura 8 - Modelo Digital de Terreno - João Neiva.



Fonte: Instituto Jones do Santos Neves, 2012.

4.4.4 Litologia

A Litologia da região apresenta o grupo Paraíba do Sul, Ataléia, Enderbito Santa Tereza, Gabro João Neiva, Maciço Aracruz, Maciço fundão, Nova Venécia e Ortognaisse Santa Tereza.

PARAÍBA DO SUL

Esse grupo corresponde à cobertura metassedimentar do Terreno Paraíba do Sul que é constituído por duas principais associações litológicas, as ortognaisses paleoproterozóicas de composição, predominantemente, granítica a granodiorítica e a sequência metassedimentar siliciclástica composta por gnaisses bandados e xistos pelíticos contendo lentes de mármore, calcissilicáticas e gonditos. As rochas desse Terreno Paraíba mostram uma xistosidade de médio ângulo de mergulho, deformada por dobras apertadas e abertas.

ATALÉIA

A Suíte Ataléia é composta de biotita granito e biotita-granada granito, do tipo S, foliados, correlacionáveis à Suíte G2 do Orógeno Araçuai. Apresentam uma frange quantidade de xenólitos, restitos e restos de teto, com tamanhos os mais variados, de rochas do Complexo Nova Venécia, que a ela se associam.

ENDERBITO SANTA TEREZA

São caracterizados por textura granoblástica média a grossa, estrutura foliada, localmente bandados e marcados por níveis cinza-esverdeados (plagioclásio e quartzo). São compostos essencialmente por plagioclásio, quartzo, hiperstênio e granada; e secundariamente biotita, carbonato, muscovita e epidoto.

GABRO JOÃO NEIVA

Este corpo foi cartografado por Fortes et al. (2014). Está situado a oeste da intrusão Pós-Orogênica de Aracruz, a noroeste da localidade homônima. É inequigranular, de granulação média e pequenas dimensões.

MACIÇO ARACRUZ

O Maciço Aracruz possui uma estrutura em forma elíptica. Ao Norte, a parte externa é constituída por granito porfirítico. Ao Sul, nas proximidades da cidade de Aracruz, ocorre internamente rocha charnockítica. No centro da estrutura, predomina rocha diorítica com formas irregulares e no norte além do granito porfirítico ocorre norito. As relações de contato com as encaixantes são de difícil observação devido à formação de espesso manto de alteração intempérica.

MACIÇO FUNDÃO

O Maciço Fundão é um complexo composto por três plútons: um granítico, outro charnockítico e outro norítico. Ocorrem nas imediações da localidade de Fundão.

COMPLEXO NOVA VENÉCIA

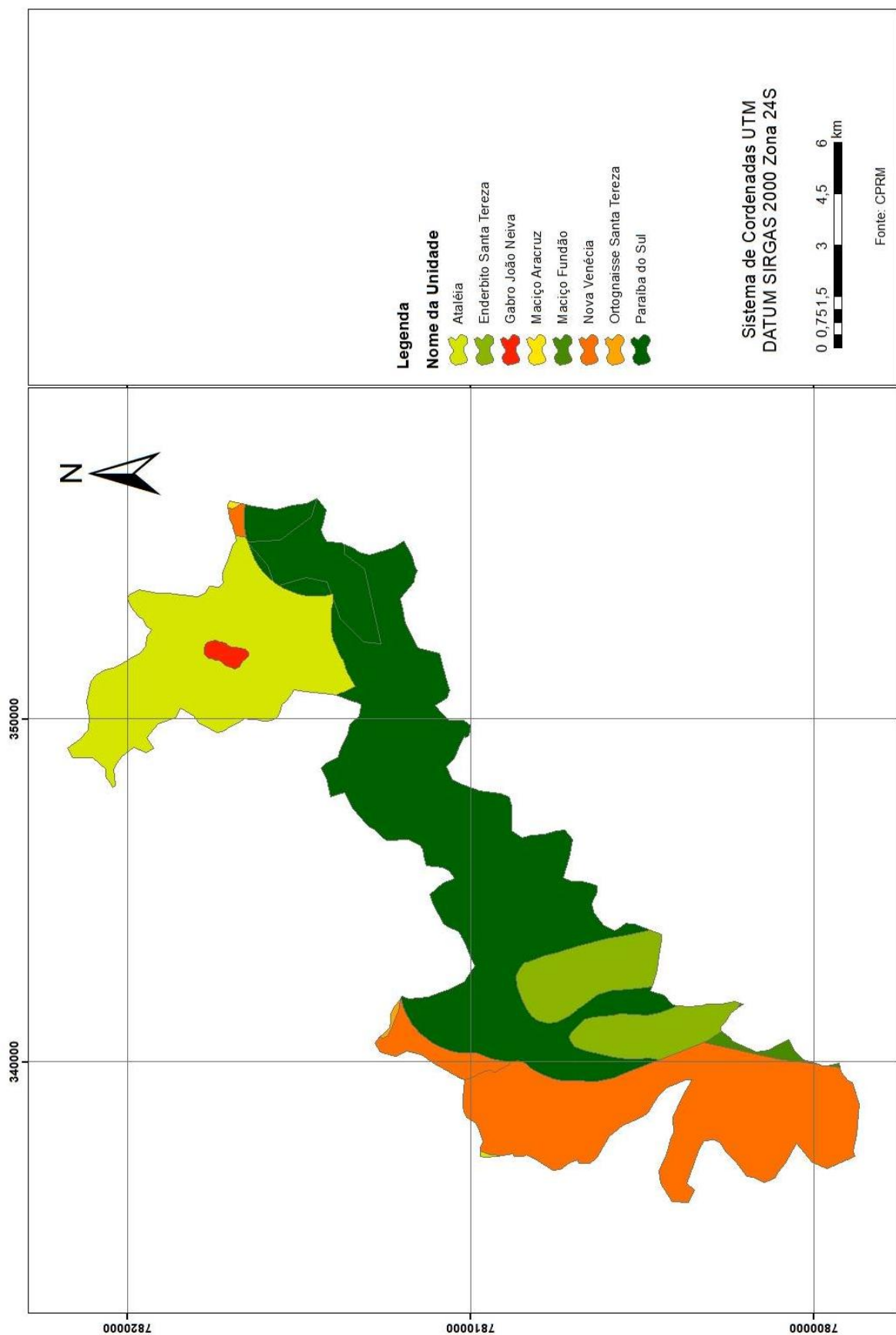
Paragneisses aluminosos, migmatitos com intercalações de quartzitos e rochas calciossilicáticas – litotipos relacionados provavelmente à deposição em uma bacia de retroarco. São de cor cinza média, com granulação variável e conspícuo bandamento marcado por variação composicional.

ORTOGNAISSE SANTA TEREZA

Sob esta denominação foram integrados 37 corpos de gnaisses enderbíticos - NP3y11st que geralmente estão associados aos gnaisses aluminosos e quartzosos do Complexo Nova Venécia, ortogneisses tonalíticos e como em alguns maciços intrusivos.

Os enderbitos compõem-se de quartzo, feldspato, biotita, hiperstênio, subordinadamente anfibólio e granada. Possuem granulação média a grossa, geralmente possuem foliação incipiente bem pronunciada e cor cinza-escura, esverdeada e amarelada quando alterada. A mineralogia acessória é composta de zircão, apatita e opacos. Os minerais secundários são o carbonato, clorita, sericita e argilominerais.

Figura 9 - Mapa litológico do município de João Neiva

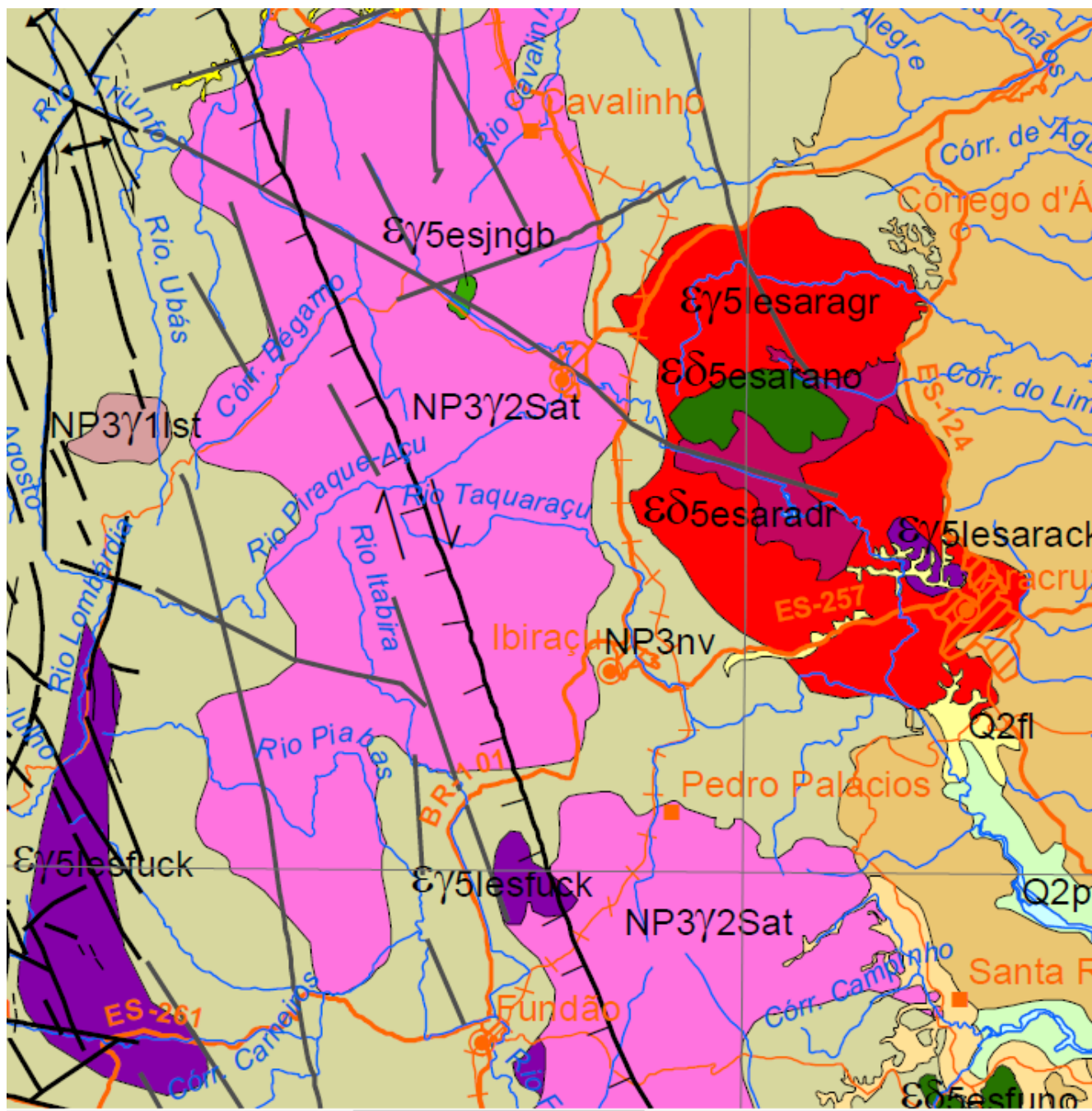


Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

4.4.5 Geomorfologia

A geomorfologia local apresenta as coberturas superficiais NP3nv, NP3γ2Sat, ξγ5lesaragr, ξδ5esarano e ξδ5esaradr, conforme mostra a Figura 10.

Figura 10 - Mapa geomorfológico da região em estudo



Fonte: Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2019.

NP3nv

Originado no Éon Proterozóico, Era Neoproterozóica, Período Ediacariano. Pertence ao estágio Pré-Orogênico. Define-se como Complexo Nova Venécia - Sillimanita-granada-cordierita-biotita gnaiss bandado com intercalações de calcissilicáticas.

NP3y2Sat

Originado no Éon Proterozóico, Era Neoproterozóica, Período Ediacariano. Pertence ao estágio Sin-A Tardi-Orogênico. Granitoides pouco foliados, peraluminosos, calcialcalinos, de alto K, tipo Suíte Ataléia: granada-biotita granito Ataléia (at).

ξy5lesaragr

Originado no Éon Fanerozóico, Era Paleozóica, Período Cambriano. Pertence a Supersuíte Espírito Santo 3. Suíte Aracruz, Córrego Aricanga: granito (gr).

ξδ5esarano

Originado no Éon Fanerozóico, Era Paleozóica, Período Cambriano. Pertence a Supersuíte Espírito Santo 3. Suíte Aracruz, Córrego do Retiro: norito (no).

ξδ5esaradr

Originado no Éon Fanerozóico, Era Paleozóica, Período Cambriano. Pertence a Supersuíte Espírito Santo 3. Suíte Aracruz, Córrego Taquaral: diorito (dr).

4.4.6 Pedologia

Os tipos predominantes são os Latossolos Vermelho-Amarelo Distróficos e Cambissolos Distróficos, contudo encontramos também Latossolos Amarelos Coesos e Podzólicos Eutróficos.

Apresentamos adiante os mapas pedológicos das bacias de estudo.

LATOSSOLO AMARELO COESO

São Latossolos Amarelos Distrocoesos Típicos. Os latossolos, como já dito, são materiais muito alterados. Os Latossolos Amarelos são solos com matiz 7,5YR ou mais amarelo na maior parte dos primeiros 100cm do horizonte B (inclusive BA). Distrocoesos são solos com saturação por bases baixa ($V < 50\%$) na maior parte dos primeiros 100cm do horizonte B (inclusive BA) e apresentando caráter coeso dentro de 150cm da superfície do solo.

LATOSSOLO VERMELHO-AMARELO

São os Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos Típicos. Os latossolos são materiais muito alterados, constituídos por material mineral, apresentando horizonte B latossólico imediatamente abaixo de qualquer tipo de horizonte A. na maior parte dos primeiros 100cm do horizonte B (inclusive BA).

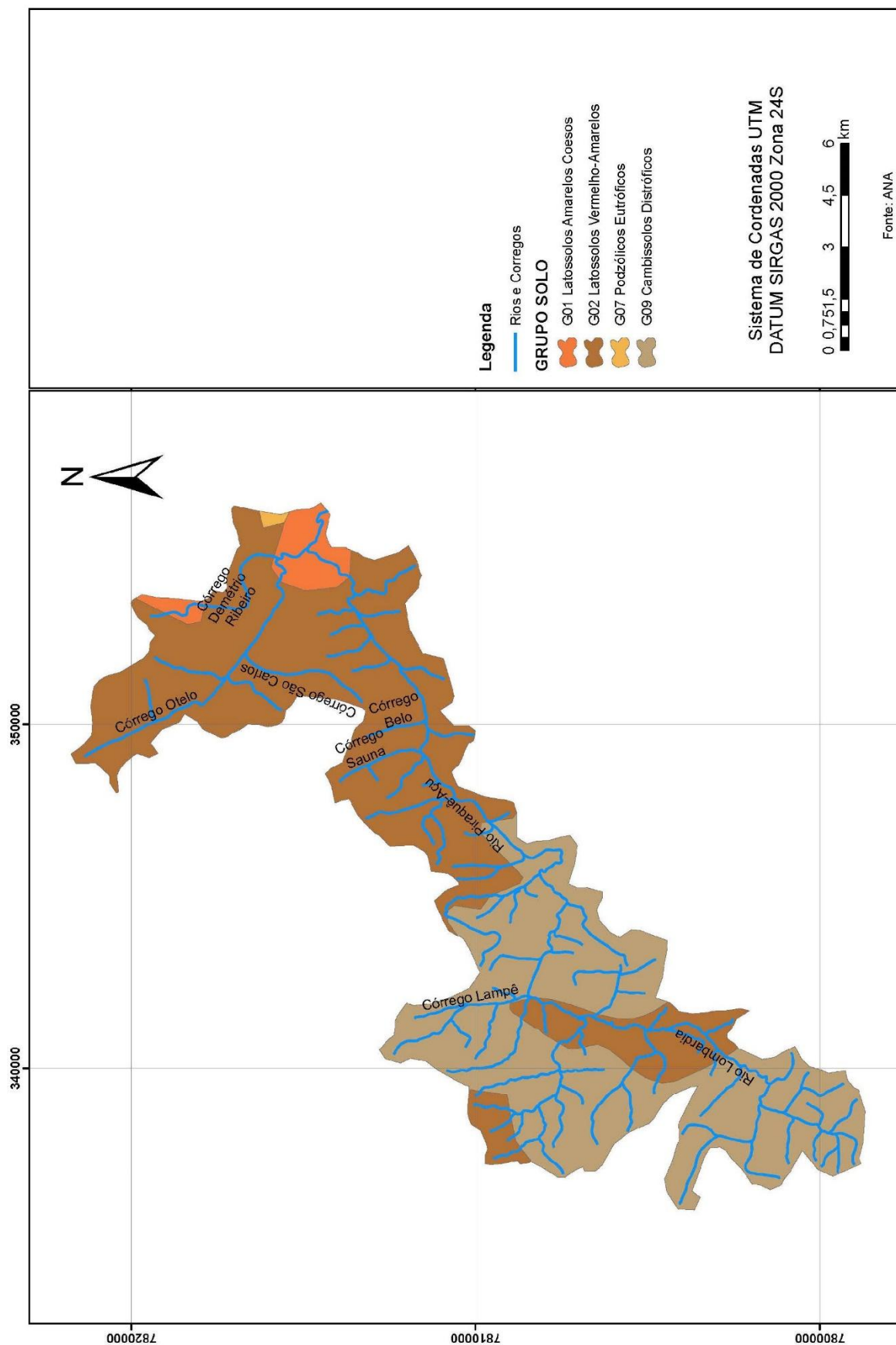
PODZÓLICOS EUTRÓFICOS

Após a mudança no Sistema Brasileiro de Classificação de solos, esse solo possui nomenclatura Argissolo Vermelho Eutrófico típico. Estes solos são constituídos por material mineral e são planos e suavemente ondulados, com média profundidade, bem drenados e com textura média/argila. Apresentam saturação de bases ($V > 50\%$) e baixos valores de fósforo.

CAMBISSOLOS DISTRÓFICOS

Classificação Cambissolo Háplico Tb Distrófico típico. Os cambissolos são solos de transição, ainda não totalmente transformados, constituídos por material mineral. São encontrados geralmente em regiões de relevos ondulados ou montanhosos. Costumam possuir pequena profundidade e pedras na massa do solo. A categoria desse solo denominada distrófico tem como característica um solo com argila de baixa atividade e de baixa saturação por bases ($V < 50\%$) na maior parte dos primeiros 100cm do horizonte B (inclusive BA).

Figura 11 - Mapa pedológico das bacias de estudo de João Neiva

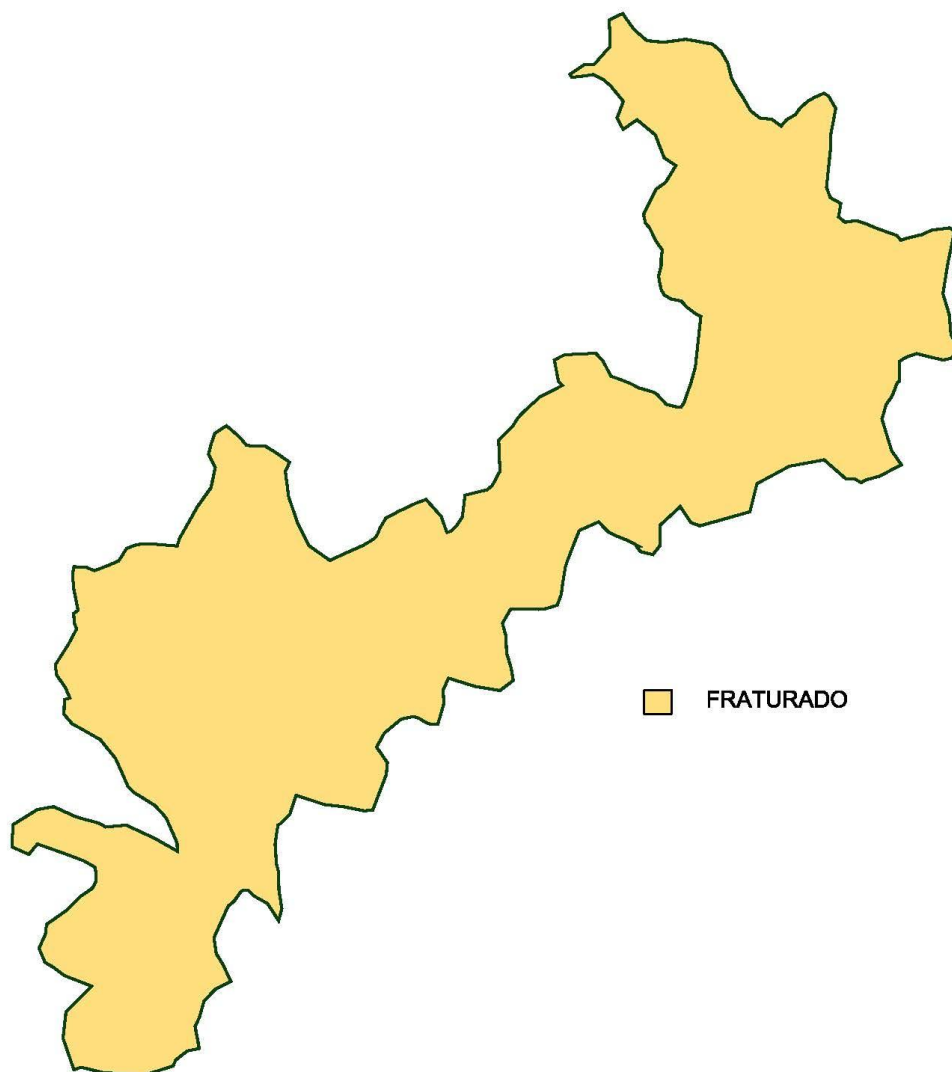


Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

4.4.7 Hidrogeologia

A hidrogeologia da bacia do Rio Piraqueaçu é composta por aquífero fraturado, que possui água armazenada nas fraturas interconectadas das rochas, com classe quatro de caracterização hidráulica, vazão baixa e utilização para fornecimento de água para suprimento do abastecimento local.

Figura 12 - Mapa Hidrogeológico da região em estudo.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

4.4.8 Unidade de Conservação

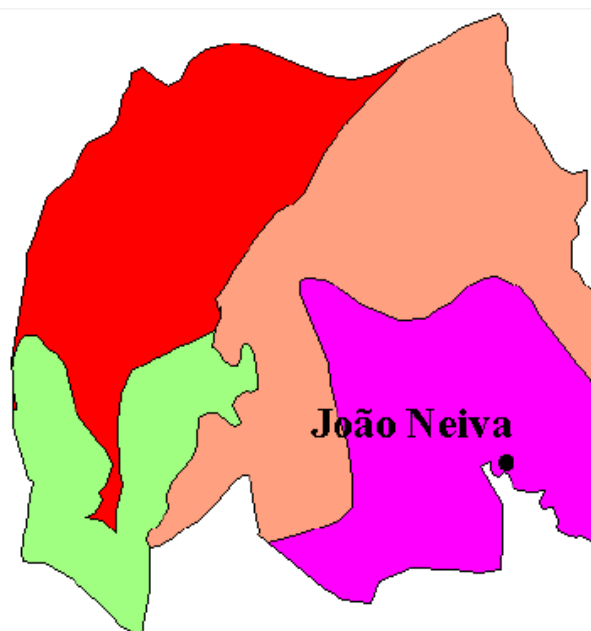
A bacia é contemplada por parte da Reserva Biológica Augusto Ruschi, que possui objetivos de preservação integral da biota e demais atributos naturais existentes em seus

limites, sem interferência humana direta ou modificações ambientais, excetuando-se as medidas de recuperação de seus ecossistemas alterados e as ações de manejo necessárias para recuperar e preservar o equilíbrio natural, a diversidade biológica e os processos ecológicos naturais, estando localizada no município de Santa Teresa.

4.4.9 Clima

O clima em João Neiva é Tropical (Quente e Úmido) com normais de seca entre os meses de maio e agosto. O estudo de zonas naturais da EMCAPA/NEPUT, compilado pela Secretaria de Estado do Planejamento - SEPLAN, apresenta a média das temperaturas para cada zona do município, além de indicar os meses seco, chuvoso e parcialmente seco.

Figura 13 - Zonas naturais do município de João Neiva



Área: 282,23 Km²

ZONAS NATURAIS			ÁREA (%)
Zona 3		Terras de temperaturas amenas, acidentadas e transição chuvosa/seca	14,00
Zona 4		Terras quentes, acidentadas e chuvosas	24,80
Zona 5		Terras quentes, acidentadas e transição chuvosa/seca	34,70
Zona 6		Terras quentes, acidentadas e secas	26,50

Fonte: SEPLAN, 1999.

Figura 14 - Principais características das zonas naturais de João Neiva

ZONAS	Temperatura		Relevo	Água												
	média mín. mês mais frio (°C)	média máx. mês mais quente (°C)	Declividade	Nº meses secos ²	Meses secos, chuvosos/secos e secos ³											
					J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Zona 3: Terras de Temperaturas Amenas, Acidentadas e Transição Chuvosa/Seca	9,4 - 11,8	27,8 - 30,7	> 8%	4,5	U	U	U	U	P	S	S	S	S	U	U	U
Zona 4: Terras Quentes, Acidentadas e Chuvosas	11,8 - 18,0	30,7 - 34,0	> 8%	2,5	U	P	U	U	U	P	P	P	P	U	U	U
Zona 5: Terras Quentes, Acidentadas e Transição Chuvosa/Seca	11,8 - 18,0	30,7 - 34,0	> 8%	4,5	U	P	P	P	P	P	P	S	P	U	U	U
				5	P	P	P	P	P	P	P	S	P	U	U	U
Zona 6: Terras Quentes, Acidentadas e Secas	11,8 - 18,0	30,7 - 34,0	> 8%	6	P	P	P	P	P	P	P	S	S	P	U	U
				6,5	U	P	P	P	S	S	P	S	S	P	U	U
				7	U	P	P	P	S	S	S	S	S	P	U	U

¹ Fonte: Mapa de Unidades Naturais(EMCAPA/NEPUT, 1999);

² Cada 2 meses parcialmente secos são contados como um mês seco;

³ U – chuvoso; S – seco; P- parcialmente seco.

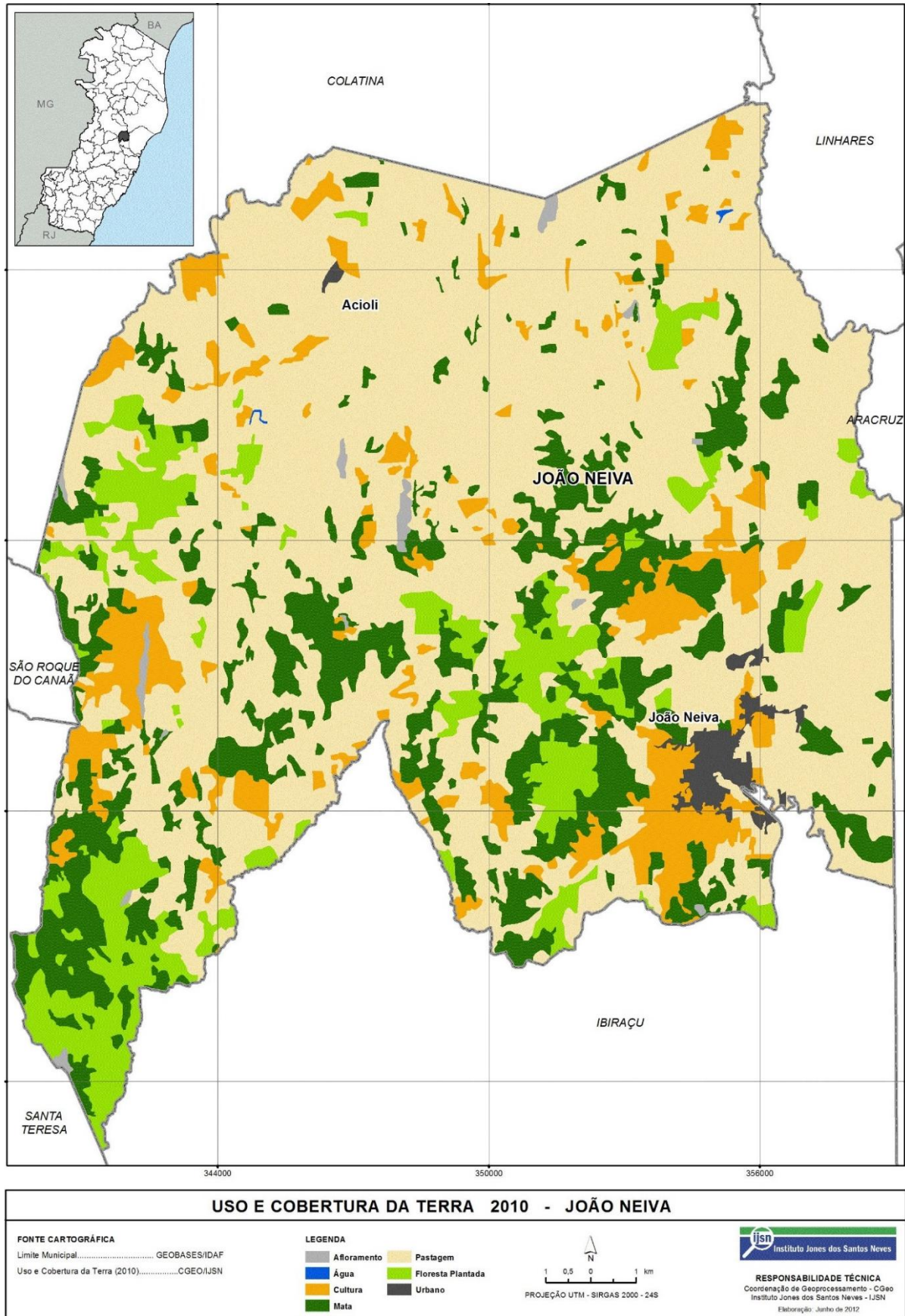
Fonte: SEPLAN, 1999.

4.4.10 Vegetação e uso do solo

Para o município de João Neiva há predominância de culturas e pastagens nas proximidades do centro urbano, conforme pode ser visto na Figura 15.

A cobertura vegetal primitiva caracteriza-se pela presença da Floresta Atlântica de Altitude.

Figura 15 - Mapa de Uso e Ocupação do solo - João Neiva.



Fonte: Instituto Jones do Santos Neves, 2012.

O IBGE identifica uma arborização de vias públicas em torno de 38,7% para o município de João Neiva.

Após a definição das bacias hidrográficas realizou-se uma análise mais direcionada à região de estudo. A Figura 16 ilustra a delimitação do uso e ocupação do solo na bacia de drenagem estudada. Pode-se observar um posicionamento bem difuso dos usos do solo. Em área de cobertura, destaca-se a presença de mata nativa e pastagem.

As características de uso e ocupação do solo e dos tipos de solos da área de estudo foram obtidas por meio de arquivos de feições geográficas, gerados no ano 2007 pelo Instituto Estadual do Meio Ambiente (IEMA). Os arquivos foram processados em sistema Informações Geográficas (SIG).

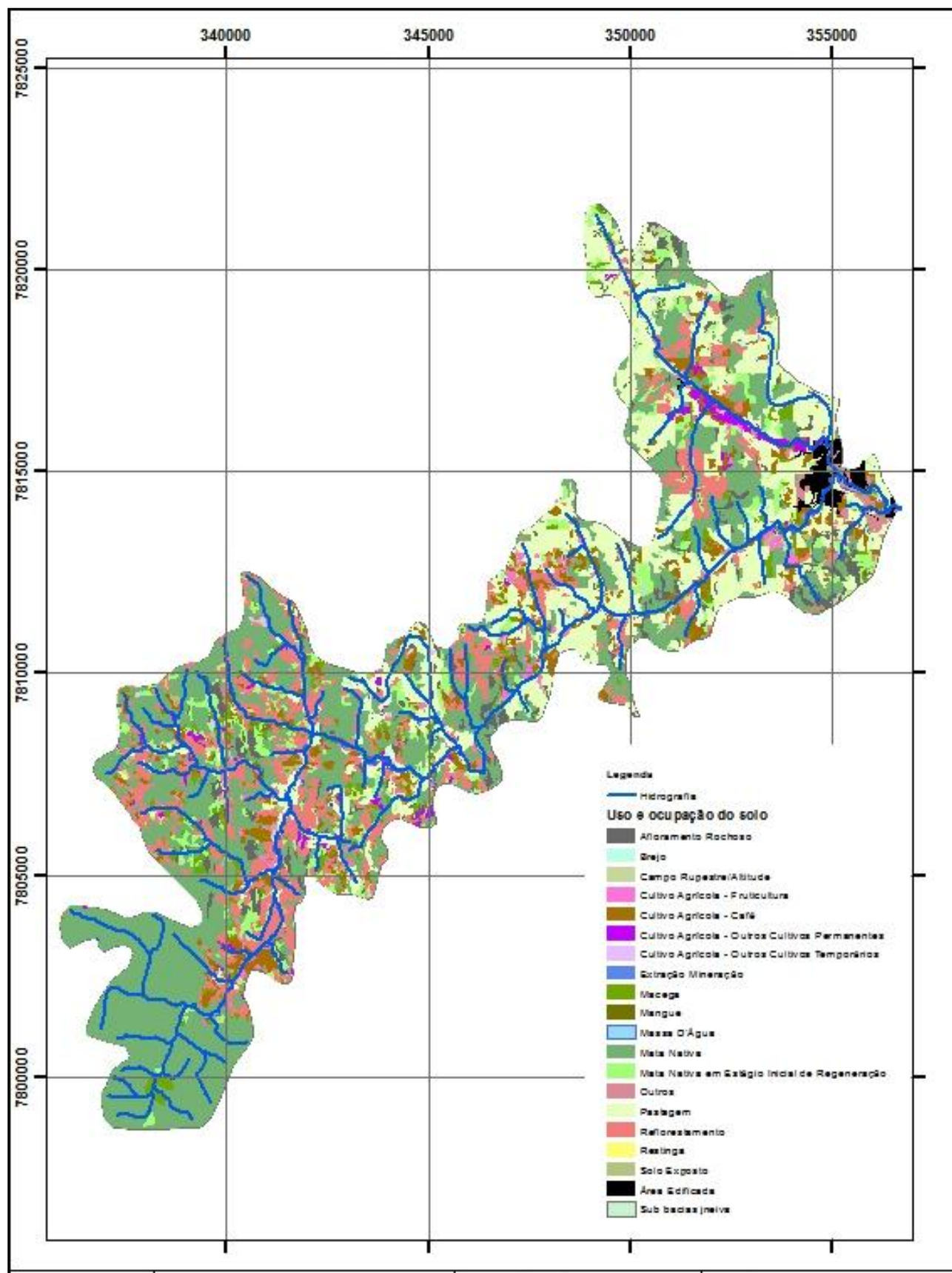
O quadro abaixo apresenta a porcentagem de uso e ocupação do solo da bacia de drenagem estudada. Os usos de pastagem, mata nativa e reflorestamento de eucalipto correspondem a mais de 70% do território.

Quadro 1: Parcela de uso e ocupação do solo na sub-bacia completa.

Uso do solo	Área (m ²)	Área (%)
Mata Nativa	94,50	37,20%
Pastagem	57,92	22,80%
Reflorestamento – Eucalipto	33,85	13,32%
Cultivo Agrícola – Café	17,54	6,90%
Mata Nativa em Estágio Inicial de Regeneração	17,27	6,80%
Afloramento Rochoso	10,22	4,02%
Macega	8,81	3,47%
Cultivo Agrícola - Outros Cultivos Permanentes	3,47	1,36%
Área Edificada	2,98	1,17%
Solo Exposto	2,03	0,80%
Cultivo Agrícola – Banana	1,73	0,68%
Cultivo Agrícola - Outros Cultivos Temporários	1,13	0,45%
Massa D'Água	1,07	0,42%
Brejo	0,86	0,34%
Cultivo Agrícola - Cana-De-Açúcar	0,41	0,16%
Campo Rupestre/Altitude	0,26	0,10%
Cultivo Agrícola - Coco-Da-Baía	0,02	0,01%

Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

Figura 16 – Uso e ocupação do solo nas bacias de estudo no município de João Neiva



Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

4.5 Estudos Geotécnicos

Os estudos geotécnicos têm como objetivo detalhar as condições geotécnicas, visando à caracterização dos materiais.

Os estudos geotécnicos foram divididos nas seguintes etapas:

- a) Estudos das margens dos rios;
- b) Estudo de materiais.

4.5.1 Estudo das margens dos rios

Os estudos das margens dos rios abrangem a realização dos furos de sondagem SPT.

Os furos de sondagem SPT também foram locados nas margens dos rios, já que o estudo inicial mostrava que em nenhuma das alternativas propostas o leito dos rios seria revestido, o que tornou a investigação nos bordos mais relevante do que no leito do rio.

A sondagem rotativa não será realizada em função do seu não aproveitamento diante das soluções propostas.

4.5.1.1 Coordenadas dos furos de sondagem

Tabela 5 – Coordenada dos furos executados.

Nome	Long_X	Latit_Y	Profundidade do furo
SP-01	354.406,00	7.813.946,00	10,45
SP-02	354.732,00	7.814.220,00	8,90
SP-03	354.950,00	7.814.612,00	5,00
SP-04	355.102,00	7.814.878,00	10,45
SP-05	355.351,00	7.814.578,00	10,45
SP-06	355.837,00	7.814.439,00	2,15
SP-07	356.137,00	7.814.441,00	1,50
SP-08	354.783,00	7.815.702,00	2,50
SP-09	354.818,00	7.815.259,00	5,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

4.5.1.1.2 Furos radiados

Os SP's radiados, expostos na tabela a seguir, seguiram um padrão de deslocamento de 2,5m do furo principal, em uma linha continua paralelo ao leito do rio.

Tabela 6 – Furos radiados.

Nome	Profundidade do furo
SP-03A	4,02
SP-03B	6,00
SP-06A	8,90
SP-07A	2,80
SP-07B	1,80
SP-08A	2,58
SP-08B	2,60
SP-09A	4,30

Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

A seguir são apresentadas as figuras com a posição dos furos radiados.

Figura 17 – Furos radiados SP-03a e SP-03b.



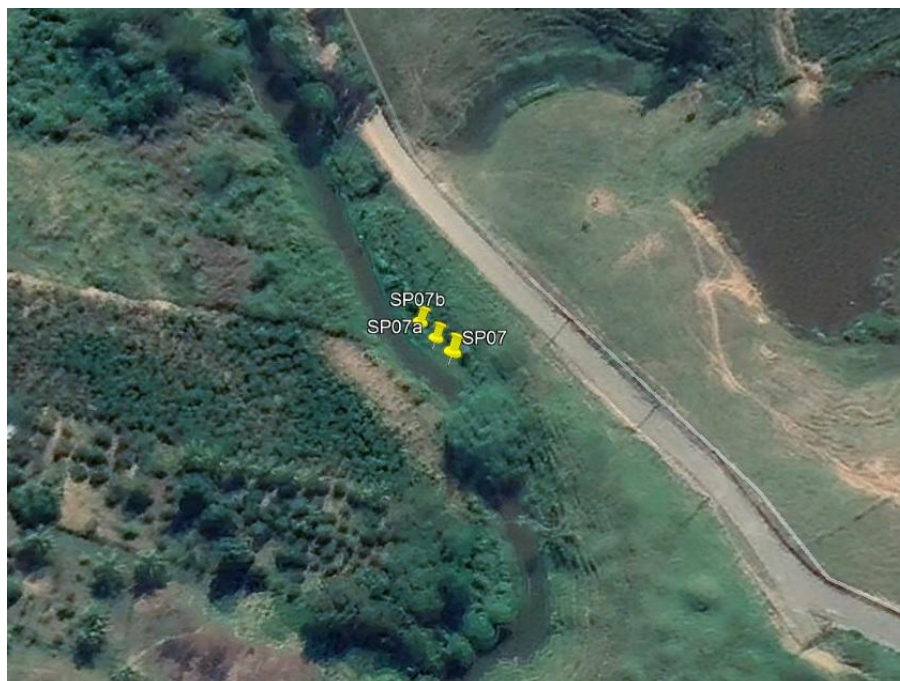
Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor, 2020.

Figura 18 - Furo radiado SP-06a.



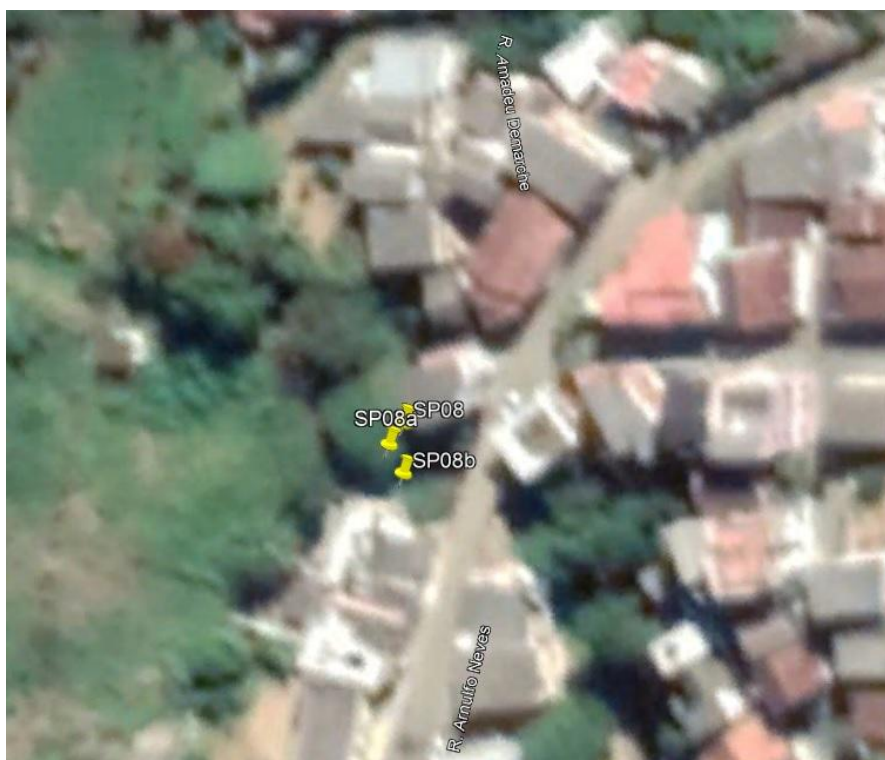
Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor, 2020.

Figura 19 - radiados SP-07a e SP-07b.



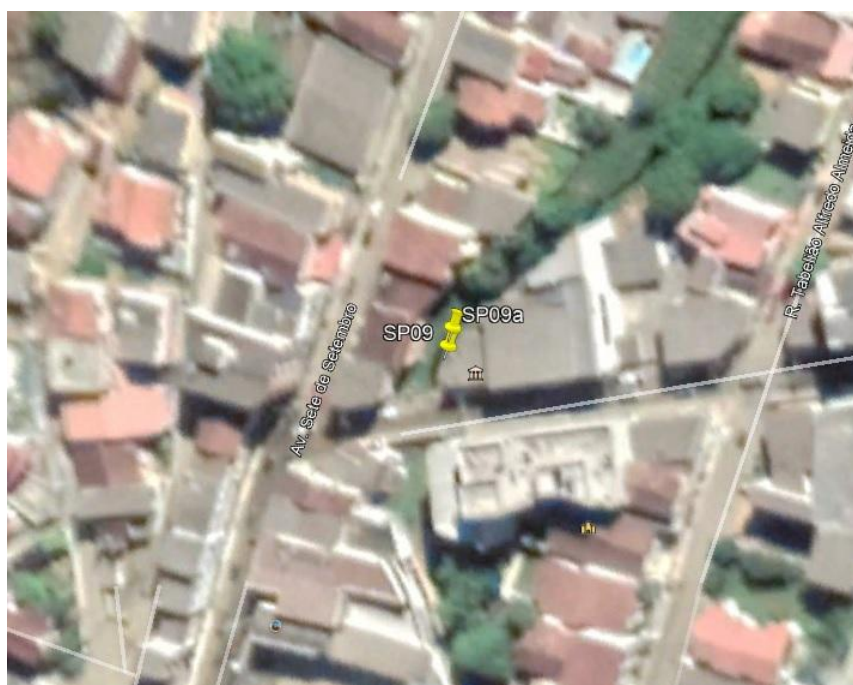
Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor, 2020.

Figura 20 - Furos radiados SP-08a e SP-08b.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor, 2020.

Figura 21 - Furo radiado SP-09a.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor, 2020.

4.5.1.1.3 Sondagem a Percussão (SPT)

Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e Anteprojeto de Engenharia

Foram executados **17 (DEZESSETE)** furos de sondagem a percussão – SPT, obedecendo a Norma Brasileira – NBR N° 6484/2001 da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, perfazendo um total de **89,4 metros** perfurados.

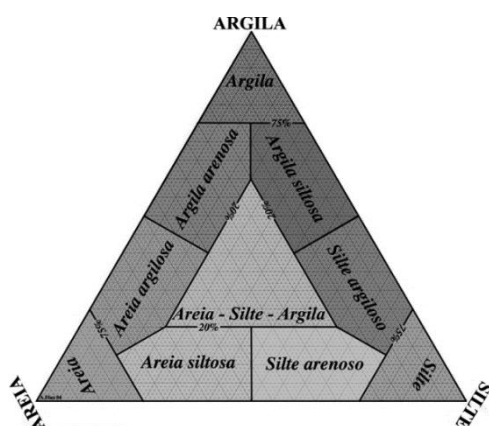
Para esta operação foi utilizado um amostrador padrão interno de 34,9 mm e externo de 50,8 mm, martelo peso de 65 kg e queda de 75 cm, revestimento com diâmetro de 2 1/2" e comprimento de pelo menos 3 metros.

O ensaio de penetração e amostragem SPT foi executado, a cada metro e na transição de cada camada. O (nSPT) é o número de golpes para fazer os 30 cm do barrilete amostrador, após uma penetração inicial de 15 cm.

Em cada penetração realizada foram obtidas as amostras daquela cota, sendo submetidas à classificação tátil/visual e armazenadas por 15 dias, quando solicitadas pelo empreendedor.

4.5.1.1.4 Metodologia descritiva

Foi realizada, durante a fase de campo, a classificação pedológica do solo. Foram identificadas e descritas as principais características sedimentares do material investigado, definindo as classes de solos e suas subdivisões, segundo os seguintes critérios: i) origem do solo; ii) composição textural sedimentológica; iii) cor predominante.



Classificação	Diâmetro dos grãos
Bloco de Rocha	$d > 1000$
Matação	$200 < d < 1000$
Seixo	$60 < d < 200$
Grânulo	$2 < d < 60$
Areia grossa	$0,6 < d < 2$
Areia média	$0,2 < d < 0,6$
Areia fina	$0,06 < d < 0,2$
Silte	$0,002 < d < 0,06$
Argila	$d < 0,002$

Diâmetro em mm

Diagrama ternário de classificação textural adotado para o estudo, tabela de granulometria utilizada na classificação granulométrica dos sedimentos.

A classificação textural do solo obedeceu a critérios observados em campo especificados abaixo. Para os solos são descritos as características sedimentares, de acordo com cada estrato:

- i) composição textura □□avaliação tátil-visual e descrição em campo das proporções de areia, silte e argila, obtidos no amostrador. Por vezes, também é possível caracterizar o material durante a lavagem, ao analisar os elementos retidos na peneira de lavagem;
- ii) granulometria principal e secundária □□indicação da variação granulométrica dos elementos observados na fração areia, de acordo com a sua predominância;
- iii) cor □□indicação das cores características/predominantes;

4.5.1.1.5 Resultados

Apresentados a seguir os resultados da sondagem dos furos executados.

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP			
										Obra: CANALIZAÇÃO			
										Local: ESTRADA CACHOEIRA, JOÃO NEIVA - ES			
Relatório de Sondagem												Nº SG.27.20	
Furo SP 01										Cota 0,000		30 cm finais	
SPT - Standart Penetration Test												30 cm iniciais	
Camadas - Classificação dos solos												0 10 20 30 40 50	
3,0										Trado Helicóida			
CA										-5			
										-10			
										-15			
										-20			
										-25			
										-30			
										-35			

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: ESTRADA CACHOEIRA, JOÃO NEIVA - ES																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
									Furo SP 02	Cota 0,000	----- 30 cm finais ----- 30 cm iniciais SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos 1020304050																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
3.0	Trado Itelcuidia	-5			4	4	1	1,25	Argila arenosa, fina à média, cor amarela																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: RUA HÉLIO GUASTI, JOÃO NEIVA - ES	
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20
									Furo SP 03	Cota 0,000	
									SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		30 cm finais 30 cm iniciais
3,0	Trado Helicoidal	C/A	-5		7	6	1	1,25	Argila arenosa, grossa à granular, marrom (Aterro)		
					4	5	2				
					6	7	3				
					7	8	4	3,50	Areia siltosa, grossa à granular, cor marrom		
					5/0		5	5,00	Silte arenoso, médio à grosso, cor amarelo		
							6		↑ Impenetrável a Percussão		
							7		10 min lavagem		
							8		10 min lavagem		
							9		10 min lavagem		
							10				
							11				
							12				
							13				
							14				
							15				
							16				
							17				
							18				
							19				
							20				
							21				
							22				
							23				
							24				
							25				
							26				
							27				
							28				
							29				
							30				
							31				
							32				
							33				
							34				
							35				
							36				
							37				
							38				
Nível d'água					Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução		
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 09/09/2020		
NA Final 1,10 m 10/09/2020					Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 09/09/2020		
Obs: Coordenadas UTM: 354950 mE / 7814612 mS											

Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: RUA HELIO GUASTI, JOÃO NEIVA - ES										
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° SG.27.20	
									Furo SP 3 A	Cota 0,000
3.0	CA - Trado Helicoidal	-5			8	7	1	0,70	SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	
					5	6	2	Argila arenosa, grossa à granular, cor amarela (aterro) Areis, grossa à granular, cor amarelo	30 cm finais 30 cm iniciais	
					4	4	3		4,02	↑ Impenetrável a Percussão 10 min lavagem 10 min lavagem 10 min lavagem
					20/2		4			
							5			
							6			
							7			
							8			
							9			
							10			
							11			
							12			
							13			
							14			
							15			
							16			
							17			
							18			
							19			
							20			
							21			
							22			
							23			
							24			
							25			
							26			
							27			
							28			
							29			
							30			
							31			
							32			
							33			
							34			
							35			
							36			
							37			
							38			
Nível d'água					Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução	
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 09/09/2020	
NA Final 1,10 m 10/09/2020					Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 09/09/2020	
Obs: Coordenadas UTM: mE / mS										

3,0 Revestimento Trado Hrelorida Método cravação CA Cota relação R.N. -5 NA Inic. -10 NA Final -15 Índice de SPT iniciais/30cm -20 Índice SPT finais/30cm -25 Amostras -30 Prof. Camadas (m) -35 Relatório de Sondagem Nº SG.27.20 Furo SP 03B Cota 0,000 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos 30 cm finais 30 cm iniciais 10 20 30 40 50									
Argila arenosa, média a grossa, cor amarela (aterro) Areia, grossa a granular, cor amarela ↑ Impenetrável a Percussão 10 min lavagem 10 min lavagem 10 min lavagem									
Nível d'água Amostrador Revestimento Ø 2 3/8 " Data de execução									
NA Inic. m Ø interno 1 3/8 " Peso 65,0 kg Início 09/09/2020									
NA Final 1,10 m 10/09/2020 Ø externo 2 " Altura de queda 75,0 cm término 09/09/2020									
Obs: Coordenadas UTM: mE / mS									

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: RUA SILVINO MATOS, JOÃO NEIVA - ES					
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20				
									Furo SP 04	Cota 0,000	----- 30 cm finais ----- 30 cm iniciais SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos 1020304050				
4.0	Tubo Helicoidal	-5	CA	-10	4	4	1	1,00	Argila arenosa, média à grossa, cor amarelo.						
					3	4	2	2,25	Areia, grossa à granular, cor amarelo						
					2	2	3								
					4	4	4		Argila arenosa, média à grossa, cor escura						
					4	4	5	5,00							
					5	6	6								
					9	16	7		Areia siltosa, grossa à granular, cor amarelo						
					6	6	8	8,00							
					6	6	9								
					7	9	10	10,45	Areia siltosa, grossa à granular, cor amarelo						
				11		↑ Limite de Sondagem									
				12											
				13											
				14											
				15											
				16											
				17											
				18											
				19											
				20											
				21											
				22											
				23											
				24											
				25											
				26											
				27											
				28											
				29											
				30											
				31											
				32											
				33											
				34											
				35											
				36											
				37											
				38											
Nível d'água					Amostrador			Revestimento Ø 2 3/8 "			Data de execução				
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "			Peso 65,0 kg			Início 10/09/2020				
NA Final 3,23 m 11/09/2020					Ø externo 2 "			Altura de queda 75,0 cm			término 10/09/2020				
Obs: Coordenadas UTM: 355102 mE / 7814878 mS															

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: PRÓXIMO À RUA HÉLIO GUASTI, JOÃO NEIVA - ES									
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20								
									Furo	SP 05	Cota	0,000	30 cm finais 30 cm iniciais						
3.0	Trado Helicoidal	-5			2	2	1	0,90	Argila arenosa, média à grossa, cor amarela										
					2	2	2	2,00	Argila arenosa, grossa à granular, com detrito vegetal, cor cinza										
					1/30	1	3	Areia, grossa à granular, cor cinza											
					2	2	4												
					3	4	5												
					3	4	6												
					5	8	7	Argila silto arenosa, média à grossa, cor variagada.											
					7	12	8												
					6	8	9	Silte arenoso, fino à medio, cor variagada											
					7	8	10												
						10,45	↑ Limite de Sondagem												
						11													
						12													
						13													
						14													
						15													
						16													
						17													
						18													
						19													
						20													
						21													
						22													
						23													
						24													
						25													
						26													
						27													
						28													
						29													
						30													
						31													
						32													
						33													
						34													
						35													
						36													
						37													
			38																
Nível d'água					Amostrador					Revestimento Ø 2 3/8 "					Data de execução				
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "					Peso 65,0 kg					Início 10/09/2020				
NA Final 0,60 m 14/09/2020					Ø externo 2 "					Altura de queda 75,0 cm					término 11/09/2020				
Obs: Coordenadas UTM: 355351 mE /7814578 mS Perda d'água parcial 2,25 m																			

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP		
										Obra: CANALIZAÇÃO		
										Local: BAIRRO SÃO CARLOS I, JOÃO NEIVA - ES		
Relatório de Sondagem Nº SG.27.20 Furo SP 06Cota 0,000 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos 30 cm finais 30 cm iniciais 1020304050												
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostrador	Prof. Camadas (m)				
3.0	Trabalho em escada	-5			3	5	1	1,00	Argila arenosa, média à grossa, cor amarela			
					1/15		2	2,15	Argila pouco arenosa, média à grossa, com detrito vegetal, cor escura			
							3		↑ Impenetrável a Percussão			
							4		10 min lavagem			
							5		10 min lavagem			
							6		10 min lacagem			
							7					
							8					
							9					
							10					
							11					
							12					
							13					
							14					
							15					
							16					
							17					
							18					
							19					
							20					
							21					
							22					
							23					
							24					
							25					
							26					
							27					
							28					
							29					
							30					
							31					
							32					
							33					
							34					
							35					
							36					
							37					
							38					
Nível d'agua					Amostrador			Revestimento Ø 2 3/8 "			Data de execução	
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "			Peso 65,0 kg			Início 17/09/2020	
NA Final 1,70 m 18/09/2020					Ø externo 2 "			Altura de queda 75,0 cm			término 17/09/2020	
Obs: Coordenadas UTM: 355837 mE / 7814439 mS												

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: BAIRRO SÃO CARLOS I, JOÃO NEIVA - ES	
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20
									Furo SP 6A	Cota 0,000	
									SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		30 cm finais 30 cm iniciais
3,0	Trado Helicoidal	-5			2	4	1	1,25	Argila arenosa, média à grossa, cor amarela		
					2	2	2				
					2	2	3				
					4	4	4		Areia, grossa à granular, com detrito vegetal, cor escura		
					5	5	5	4,75			
					3	4	6	6,00	Areia siltosa, grossa à granular, cor amarela		
					3	5	7				
					5	9	8	8,00	Silte arenoso, médio à granular, cor variagado		
							9	8,90	Alteração de rocha		
							10		↑ Impenetrável a Percussão		
							11		10 min lavagem		
							12		10 min lavagem		
							13		10 min lavagem		
							14				
							15				
							16				
							17				
							18				
							19				
							20				
							21				
							22				
							23				
							24				
							25				
							26				
							27				
							28				
							29				
							30				
							31				
							32				
							33				
							34				
							35				
							36				
							37				
							38				
Nível d'água					Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução		
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 17/09/2020		
NA Final 1,70 m 21/09/2020					Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 18/09/2020		
Obs: Coordenadas UTM: mE / mS											

[illegible]

Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: BAIRRO SÃO CARLOS I, JOÃO NEIVA - ES										
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° SG.27.20	
									Furo SP 7A	Cota 0,000
									SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	30 cm finais 30 cm iniciais
3,0	Tratado Helicoidal	-5			2	2	1	0,80	Argila arenosa, fina à média, cor amarela	
					2	1/30	2	2,00	Areia, média à grossa, cor marrom	
							3	2,50	Silte arenoso, grosso à granular, cor variegada	
							4	2,80	Alteração de rocha	
							5		↑ Impenetrável a Percussão	
							6		10 min lavagem	
							7		10 min lavagem	
							8		10 min lavagem	
							9			
							10			
							11			
							12			
							13			
							14			
							15			
							16			
							17			
							18			
							19			
							20			
							21			
							22			
							23			
							24			
							25			
							26			
							27			
							28			
							29			
							30			
							31			
							32			
							33			
							34			
							35			
							36			
							37			
							38			
Nível d'água					Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução	
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 21/09/2020	
NA Final 0,70 m 22/09/2020					Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 21/09/2020	
Obs: Coordenadas UTM: mE / mS										

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: BAIRRO SÃO CARLOS I, JOÃO NEIVA - ES									
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostrador	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem				Nº SG.27.20						
									Furo SP 7B		Cota 0,000		30 cm finais 30 cm iniciais						
SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos									10 20 30 40 50										
2.0	Tubo Helicoide	-5 <																	

[illegible]

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP			
										Obra: CANALIZAÇÃO			
										Local: RUA NOSSA SENHORA DA PENHA, JOÃO NEIVA - ES			
										Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20	
										Furo SP 8A		Cota 0,000	
										SPT - Standart Penetration Test			
										Camadas - Classificação dos solos		30 cm finais	
												30 cm iniciais	
										10		20	
										30		40	
										50			
										Argila arenosa, média a grossa, cor amarela			
										Argila silto arenosa, fino à médio, cor amarela			
										Areia siltosa, grossa à granular, cor amarela			
										↑ Impenetrável a Percussão			
										10 min lavagem			
										10 min lavagem			
										10 min lavagem			

										Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: RUA NOSSA SENHORA DA PENHA, JOÃO NEIVA - ES					
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.27.20				
									Furo SP 08B	Cota 0,000	30 cm finais 30 cm iniciais				
									SPT - Standart Penetration Test		10	20	30	40	50
									Camadas - Classificação dos solos						
2.0	Tratada Heliocida				2	2	1	1,00	Argila arenosa, média à grossa, cor amarelo						
					2	2	2	2,25	Argila pouco arenosa, cor escura						
							3	2,60	Argila siltosa, grossa a granular, cor cinza						
							4		↑ Impenetrável a Percussão						
							5		10 min lavagem						
							6		10 min lavagem						
							7		10 min lavagem						
							8								
							9								
							10								
							11								
							12								
							13								
							14								
							15								
							16								
							17								
							18								
							19								
							20								
							21								
							22								
							23								
							24								
							25								
							26								
							27								
							28								
							29								
							30								
							31								
							32								
							33								
							34								
							35								
							36								
							37								
							38								

Nível d'água			Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução	
NA Inic.	m		Ø interno	1 3/8 "	Peso	65,0 kg	Início 16/09/2020	
NA Final	1,45 m	17/09/2020	Ø externo	2 "	Altura de queda	75,0 cm	término 16/09/2020	
Obs: Coordenadas UTM: mE / mS								

Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP Obra: CANALIZAÇÃO Local: BAIRRO CENTRO, JOÃO NEIVA - ES										
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem	
									Furo SP 09	Cota 0,000
3,0	Trado Helicoidal	CA	-5		2	2	1	1,75	SPT - Standart Penetration Test	
					8	6	2		Camadas - Classificação dos solos	
					6	12	3	3,25	30 cm finais 30 cm iniciais	
					37	41/19	4		Areia, média à grossa, cor marrom	
					5/0		5	5,00	Silte arenoso, grosso à granular, cor variagada	
							6		Alteração de rocha	
							7		↑ Impenetrável a Percussão 10 min lavagem	
							8		10 min lavagem	
							9		10 min lavagem	
							10			
							11			
							12			
							13			
							14			
							15			
							16			
							17			
							18			
							19			
							20			
							21			
							22			
							23			
							24			
							25			
							26			
							27			
							28			
							29			
							30			
							31			
							32			
							33			
							34			
							35			
							36			
							37			
							38			
Nível d'água					Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução	
NA Inic. m					Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 18/09/2020	
NA Final 1,98 m 21/09/2020					Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 18/09/2020	
Obs: Coordenadas UTM: 354818 mE / 7815259 mS										

						Empresa: LUGARE ENGENHARIA LTDA EPP	
						Obra: CANALIZAÇÃO	
						Local: BAIRRO CENTRO, JOÃO NEIVA - ES	
Relatório de Sondagem Nº SG.27.20 Furo SP 09A Cota 0,000 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos 30 cm finais 30 cm iniciais 10 20 30 40 50 Areia, média à grossa, cor marrom Silte arenoso, grosso à granular, cor variegada Alteração de rocha ↑ Impenetrável a Percussão 10 min lavagem 10 min lavagem 10 min lavagem 3,0 Trado Itel cônica CA -5 -10 -15 -20 -25 -30 -35 2 8 9 20/05 2 9 13 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 Prof. Camadas (m) 1,50 4,00 4,30 Nível d'água NA Inic. m NA Final 0,60 m 21/09/2020 Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 " Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm Data de execução Início 18/09/2020 término 18/09/2020 Obs: Coordenadas UTM: mE / mS							

4.5.1.1.6 *Descrição e análise dos resultados*

A sondagem SPT realizada objetivou a caracterização e a determinação da resistência do material do subsolo, que servirá de suporte para as soluções apresentadas no presente projeto.

O furo de sondagem SP-01 foi executado até a profundidade de 10,45m. Nos primeiros 2,00m do furo, o solo encontrado é uma argila arenosa muito mole a mole, seguida de uma camada de areia pouco argilosa, fofa de cor escura. A camada seguinte, apresentou uma areia, grossa a granular, pouco compacta. Abaixo, a camada seguinte é composta de um solo silto-arenoso de cor variegada, pouco compacto a compacto, classificado como um solo de alteração de rocha, que se estende até o limite da sondagem. Nesse furo de sondagem não foi encontrada rocha, mas a presença do solo de alteração de rocha é um indicador da presença de rocha em uma profundidade maior, e o nível d'água final foi obtido na profundidade de 2,00m.

O furo SP-02 atingiu uma profundidade de 8,90m onde se mostrou impenetrável à percussão, demonstrando a presença de rocha abaixo desta profundidade. Esse furo apresenta um perfil de solo muito próximo ao do furo SP-01 com variação apenas nas espessuras das camadas mencionadas, e na compactidade da camada de areia, que neste caso foi identificada como medianamente compacta. Além disso, diferentemente do SP-01, no furo SP-02, foi identificada a presença de rocha logo abaixo da camada de silte-arenoso, a 8,90m de profundidade. Nesse furo o nível d'água está situado logo abaixo da camada de argila arenosa, a 2,00m de profundidade.

O furo SP-03 tem início com uma camada de 1,25m de aterro de argila arenosa, média, de cor marrom. Abaixo dessa camada, foi encontrada uma camada de areia siltosa pouco compacta seguida de um solo silto-arenoso até a profundidade de 5,00m, onde é encontrado rocha. O nível d'água nesse furo está situado logo abaixo da camada de aterro, a 1,25m de profundidade. A partir do furo SP-03 foram irradiados os furos SP-03A e SP-03B. Esses furos apresentaram perfis de solo bem parecidos, compostos por uma camada inicial de aterro de argila arenosa média seguida de uma camada de areia, fofa a pouco compacta, imediatamente acima da rocha. Nesses furos, a profundidade da rocha variou de 4,00 a 6,00m de profundidade e o nível d'água se manteve constante, na profundidade de 1,25m.

O furo de sondagem SP-04 também foi executado até a profundidade de 10,45m. A camada inicial desse furo é composta por um solo argilo-arenoso, mole, presente até a profundidade de 5,00m, com uma camada intermediária de areia fofa. Abaixo, o perfil de solo

é marcado pela presença de um solo areno-siltoso variando de pouco a medianamente compacto, até a paralisação da sondagem. O nível d'água identificado nesse furo foi obtido na profundidade aproximada de 3,50m.

No furo SP-05 não foi observada a presença de rocha até a profundidade de 10,45m, onde foi paralisada a sondagem. Esse furo é composto por uma camada inicial de um solo argilo-arenoso muito mole, em alguns casos com a presença de detritos vegetais. Abaixo foi identificado uma camada de 4,00m de areia fofa, seguida de uma camada de argila silto-arenosa com consistência variando de média a rija. Seguindo no perfil de solo descrito, até a profundidade de paralisação do furo de sondagem, foi encontrada uma camada de solo silto-arenoso pouco compacto. O nível d'água final neste furo foi obtido na profundidade de 0,90m.

O furo SP-06 foi executado até a profundidade de 2,15m onde mostrou-se impenetrável à percussão, o que indica a presença de rocha. Esse furo é composto por uma camada inicial de argila arenosa mole, seguida de uma camada de argila pouco arenosa muito mole de cor escura com detritos vegetais. A partir desse furo foi irradiado o furo SP-06A, que apresentou um perfil de solo com camadas mais heterogêneas e rocha na profundidade de 8,90m. No furo SP-06A foram sequencialmente identificadas as camadas de solo argilo-arenoso mole, seguido de areia fofa de cor escura com detritos vegetais, areia siltosa fofa, silte arenoso pouco compacto e por fim um solo de alteração de rocha que antecede a rocha encontrada. Nesse caso, observou-se o ganho de resistência ao longo das camadas, até a profundidade da rocha. Para esse furo, o nível d'água foi obtido aproximadamente a 1,75m de profundidade.

O furo SP-07 apresentou rocha a 1,50m, motivo pelo qual foram irradiados a partir dele os furos SP-07A, com rocha na profundidade de 2,80m e SP-07B, com rocha a 1,80m. Nesses furos, o solo acima da rocha apresentou uma camada inicial de argila arenosa muito mole, seguidos de areia. O furo SP-07A apresentou ainda uma camada de silte arenoso seguida de alteração de rocha, camada esta não identificada no furo SP07B. Assim, nesses furos observou-se que a profundidade de rocha apresentou variação pequena e o nível d'água se manteve constante, na profundidade de 0,70m.

A partir do furo SP-08 foram irradiados os furos SP-08A e SP-08B, esses furos apresentaram rocha a uma profundidade praticamente constante, em torno de 2,50m. Os perfis de solo observados para esse furo também são muito semelhantes, sendo compostos por uma camada de argila arenosa muito mole com profundidade média de 2,0m, seguida de uma camada de solo arenoso, no furo SP-08, e areno-siltoso no caso dos furos SP-08A e SP-08B.

Além disso, para esses furos o nível d'água se manteve constante com profundidade aproximada de 1,50m.

O furo SP-09 apresentou rocha a 5,00m de profundidade e nível d'água a 2,00m. O perfil de solo identificado nesse furo é composto por uma camada inicial de areia fofa a pouco compacta seguida de um silte arenoso medianamente compacto e de uma camada de solo de alteração de rocha bem resistente. Observa-se assim, que o solo vai ganhando resistência à medida que se aproxima da rocha. A partir desse furo foi irradiado o furo SP-09A, que apresentou rocha a profundidade de 4,30m e um perfil de solo bem parecido com o do furo SP-09. Para esse furo porém observou-se um nível d'água mais elevado, na profundidade aproximada de 1,00m.

A partir da análise dos furos de sondagem observou-se diferentes perfis de solo, o que caracteriza a heterogeneidade do solo da região. Na maior parte dos furos foi observado a presença de solos com valores baixos de NSPT nas camadas de iniciais, e um ganho de resistência nas camadas mais profundas. A profundidade das rochas encontradas mostrou-se variável ao longo dos furos executados, em alguns casos encontrada na profundidade de 2,50m, e em outros não sendo encontrada até a profundidade de 10,45m. O nível d'água, apesar de variável, apresentou-se alto na maioria dos furos, o que pode ser explicado pela proximidade dos furos em relação aos cursos d'água.

As características de solo apresentadas acima são típicas de solos residuais tropicais, sendo estes resultantes da decomposição das rochas em seu lugar de origem. Esse aspecto pode ser justificado pela presença de uma camada de solo de alteração de rocha observada em diversos furos SPT, localizada imediatamente acima da rocha.

De acordo com a classificação litológica apresentada em relatórios anteriores, a região é marcada pela presença do grupo Paraíba do Sul que é constituído por duas principais associações litológicas, as ortognaisses paleoproterozoicas de composição, predominantemente, granítica a granodiorítica e a sequência metassedimentar siliciclástica composta por gnaisses bandados e xistos pelíticos contendo lentes de mármore, calcissilicáticas e gneissos.

Os solos residuais de gnaisses apresentam quartzo, feldspato e mica, compondo a fração grossa do solo. A fração fina dos solos residuais de gnaisses, é composta essencialmente pela caulinita. Solos arenosos são comuns em solos residuais formados de rochas ácidas como o gnaisses. Alguns solos de gnaisses mais desenvolvidos apresentam textura silto-arenosa, com fração de argila muito reduzida.

Outra característica marcante dos solos residuais é sua heterogeneidade, fator também observado em grande parte dos furos de sondagem aqui apresentados. Assim, a atuação do intemperismo nas rochas resulta em um perfil de alteração composto por: solo maduro, solo jovem e rocha alterada.

O solo maduro, também chamado laterítico, não apresenta qualquer estrutura remanescente da rocha mãe, é mais homogêneo e com maior teor de argila, geralmente de coloração alaranjada, avermelhada, amarela e marrom. Nas sondagens analisadas observou-se a predominância de uma camada inicial de um solo argilo-arenoso em sua maioria nas cores marrom e amarela.

O solo jovem, também chamado saprolítico, apresenta feições estruturais da rocha mãe, menor teor de argila e preservação das estruturas remanescentes. Em granitos e gnaisses, os horizontes de solo residual jovem tendem a ser não-plásticos.

4.5.2 Estudo de materiais

Serão realizadas buscas de materiais com características técnicas adequadas para uso nas soluções de projeto. As ocorrências serão cadastradas tendo em vista a qualidade e o volume disponível dos materiais, procurando-se a indicação de ocorrências que ostentem características geotécnicas satisfatórias e volumes suficientes, conciliada à otimização das distâncias de transporte.

4.5.2.1 Pedreira Aracruz

A pedreira Aracruz está localizada na Rodovia ES-257, km 10 – Aracruz - ES, nas coordenadas geográficas 19°49'11.74"S e 40°17'39.56"O, distando cerca de 17km da confluência dos rios.

Pedreira	Localização	Licença
PEDREIRA ARACRUZ LTDA	RODOVIA ARACRUZ X IBIRAÇU - KM 10 - S/N – LIMÃO - ARACRUZ/ES	LO 192/2020

Fotografia 1 – Pedreira Aracruz



Fonte: Autor, 2020.

Foram realizados os seguintes ensaios:

- ✓ Granulometria
- ✓ Compactação;
- ✓ Índice Suporte Califórnia;
- ✓ Expansão;
- ✓ Abrasão Los Angeles;
- ✓ Índice de Forma.

4.5.2.2 Pedreira Três Irmãos

A pedreira Três Irmãos está localizada na rodovia ES-259 no município de João Neiva - ES, nas coordenadas geográficas: 19°44'7.99"S e 40°22'43.55"O e está situada a aproximadamente 3Km da confluência dos rios.

Pedreira – P1	Localização	Licença
TRÊS IRMÃOS GRANITOS EXPORTAÇÃO E IMPORTAÇÃO LTDA	Rodovia ES-259, JOÃO NEIVA - ES	LO 250/2015

Fotografia 2 – Pedreira Três Irmãos



Fonte: Autor, 2020.

Foram realizados ensaios em 02 amostras da Pedreira Três Irmãos:

- ✓ Compactação;
- ✓ Índice de Suporte California;
- ✓ Granulometria.

4.5.2.3 Areal Recla

O areal Reaal – Recla, Areia e Argila, está localizado na Fazenda Jaboti, Zona Rural de Vila do Riacho, no município de Aracruz - ES, nas coordenadas geográficas: 19°40'55.53"S e 39°58'0.22"O, e encontra-se a aproximadamente 66km da confluência dos rios.

Areal	Localização	Licença
RECLA, AREIA E ARGILA LTDA	FAZENDA JABOTI, S/N, VILA DO RIACHO, ARACRUZ - ES	LO 275/2008

Fotografia 3– Areal – Inscrição Estadual.



Fonte: Autor, 2020.

Fotografia 4— Areal Recla.



Fonte: Autor, 2020.

Foram realizados os seguintes ensaios:

- ✓ Granulometria;
- ✓ Ensaio Equivalente de areia;

Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e
Anteprojeto de Engenharia

- ✓ Determinação de impurezas orgânicas.

4.5.2.4 Areal Pedramix

O areal comercial Pedramix está localizado na Av. Filogônio Peixoto, 1130, Loja A, Bairro Aviso, Linhares - ES, nas coordenadas geográficas 19°24'17.20"S e 40° 3'12.68"O. O areal encontra-se a 56km de distância da confluência dos rios.

Areal – A2	Localização	Licença
AREPEDRA BORLINI LTDA	AV. FILOGÔNIO PEIXOTO, Nº 1130, LOJA A, BAIRRO AVISO. LINHARES – ES	LO 231/2020

Fotografia 5 - Placa de funcionamento do Areal Arepedra



Fonte: Autor, 2020.

Fotografia 6 - Areal Arepedra.

Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e Anteprojeto de Engenharia



Fonte: Autor, 2020.

Foram realizados os seguintes ensaios:

- ✓ Granulometria;
- ✓ Ensaio Equivalente de Areia;
- ✓ Determinação de impurezas orgânicas.

4.6 Análise físico-química

Foi realizada a coleta de material para a realização os ensaios físico-químicos. Os ensaios realizados foram:

Amostra 230759 - Sedimento			
Amostra	Prazo de entrega de Relatório Analítico:		
Sedimento - CONAMA 454	22 Dias úteis à partir do recebimento da amostra		
Análise	LQ	Método de Referência	Método Normalizado 2
Granulometria (F*)			
Areia Fina (0,25 a 0,125mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Areia Grossa (1,0 a 0,5mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Areia Média (0,5 a 0,25mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Areia Muito Fina (0,125 a 0,062mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Areia Muito Grossa (2 a 1mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Argila (0,00394 a 0,0002 mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Silte (0,062 a 0,00394mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Areia Muito Grossa (> 2 mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
Areia Total (2,0 a 0,062mm)*	1 g/kg	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)	EMBRAPA (1997) e IAC-Boletim Técnico 106 (2009)
2-Metilnaftaleno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
4,4'-DDD (p,p'-DDD)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
4,4'-DDE (p,p'-DDE)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
4,4'-DDT (p,p'-DDT)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Acenafteno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Acenaftileno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Antraceno	1,00 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Benzo(a)antraceno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Benzo(a)pireno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Criseno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Dibenzo(a,h)antraceno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Dieldrin	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Endrin	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Fenantreno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Fluoranteno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Fluoreno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
HPA Total	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Lindano (gama-BHC ou gama-HCH)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Naftaleno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D

Análise	LQ	Método de Referência	Método Normalizado 2
Pireno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Bifenilas Policloradas Totais (PCB)	1 µg/kg	POP-CR-007	US EPA, 8082A
Arsênio Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cádmio Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Chumbo Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cobre Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cromo Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Fósforo Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Mercúrio Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Níquel Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Zinco Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Nitrogênio Kjeldahl	10,00 mg/kg	POP-FQ-084	EMBRAPA, Manual de Métodos de Análise de Solo, 2017
Carbono Orgânico Total	0,20 %	POP-FQ-109	POP-FQ-109
Critério de Conformidade: Sem Critério de Conformidade			
NOTAS: LQ = Limite de Quantificação. Os LQ's acima apresentados, podem variar de acordo com as interferências da matriz. Parâmetros sem especificações ou VMP (Valor Máximo Permitido). * Análise(s) realizada(s) por laboratório terceiro.			

Amostra 230881 - Sedimento			
Amostra	Prazo de entrega de Relatório Analítico:		
Sedimento - CONAMA 420	12 Dias úteis à partir do recebimento da amostra		
Análise	LQ	Método de Referência	Método Normalizado 2
2,4,6-Triclorofenol	10 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
4,4'-DDD (p,p'-DDD)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
4,4'-DDE (p,p'-DDE)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
4,4'-DDT (p,p'-DDT)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Aldrin	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Antraceno	1,00 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Benzo(a)antraceno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Benzo(a)pireno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Benzo(g,h,i)perileno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Benzo(k)fluoranteno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
beta-BHC (beta-HCH)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D

Análise	LQ	Método de Referência	Método Normalizado 2
Cresóis (o-Cresol + m-Cresol + p-Cresol)	10 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Criseno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Di(2-etilhexil)ftalato (Bis(2-etilhexil)ftalato)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Dibenzo(a,h)antraceno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Dieldrin	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Dimetilftalato	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Di-n-butilftalato	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Endrin	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Fenantreno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Fenol	10 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Hexaclorobenzeno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Indeno(1,2,3-cd)pireno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Lindano (gama-BHC ou gama-HCH)	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Naftaleno	1 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
Pentaclorofenol	10 µg/kg	POP-CR-001	US EPA, 8270D
1,1,2-Tricloroeteno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2,3,4-Tetraclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2,3,5-Tetraclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2,3-Triclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2,4,5-Tetraclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2,4-Triclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2-Diclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,2-Dicloroetano	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,3,5-Triclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,3-Diclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
1,4-Diclorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Benzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Cloreto de Metileno (Diclorometano)	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Cloreto de Vinila	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Clorobenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Clorofórmio	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Estireno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Etilbenzeno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Tetracloreto de Carbono	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Tetracloroeteno (Tetracloroetileno)	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Tolueno	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Xilenos (o-Xileno + m-Xileno + p-Xileno)	10 µg/kg	POP-CR-002	US EPA, 8260B
Bifenilas Policloradas Totais (PCB)	1 µg/kg	POP-CR-007	US EPA, 8082A
Antimônio Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Arsênio Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A

Análise	LQ	Método de Referência	Método Normalizado 2
Bário Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cádmio Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Chumbo Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cobalto Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cobre Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Cromo Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Mercurio Total	0,05 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Molibdênio Total	0,50 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Níquel Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Prata Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Selênio Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Zinco Total	0,5 mg/kg	POP-FQ-081	SMWW, 23ª Edição, Método 3120 / US EPA, 3051A
Critério de Conformidade: Sem Critério de Conformidade			
NOTAS: LQ = Limite de Quantificação. Os LQ's acima apresentados, podem variar de acordo com as interferências da matriz. Parâmetros sem especificações ou VMP (Valor Máximo Permitido).			

5 PROJETOS

5.1 Projeto de Canalização em: galerias, paredes de concreto, gabião e/ou similares

Para a elaboração do projeto de canalização foram observados os resultados referentes a avaliação do cenário já apresentada neste relatório.

Para o Rio Piraqueaçu, são apresentadas as soluções de dragagem e muro de concreto armado em seções a partir da ponte P3 (largura de 7,50 m) considera-se um alargamento linear de seção de 7,50 m até 11,00 m ao longo de um trecho de 5m para jusante. A partir daí até a confluência com o rio Piaraquê-Açú, é considerada uma largura constante de 11 m. Já a partir do Rio Piraqueaçu o segmento está dividido em dois trechos principais: rio Piraquê-Açú superior, antes da confluência com o Córrego Demétrio Ribeiro; rio Piraquê-Açú inferior, após a confluência. Para esses trechos foram definidas largura de 19m para o trecho superior e de 28m para o inferior.

Para as soluções de muro de concreto armado e dragagem o fundo do rio foi mantido com o seu estado natural, de forma a mitigar os efeitos hidráulicos e ambientais nos corpos d'água impactados. Entretanto para a solução em canal aberto, devido a própria concepção da solução, o fundo do rio foi revestido.

O detalhamento das seções e o dimensionamento estrutural são apresentados adiante neste relatório.

A apresentação das soluções nos referidos intervalos é realizada no Volume 02, no Projeto Geométrico e no Linear de Soluções.

5.2 Projeto Geométrico

Para o presente projeto, o Projeto Geométrico tem por objetivo definir os pontos do eixo do leito do córrego e do rio regularizados, e a partir das seções de projeto, definir a localização dos bordos de projeto.

Dessa forma, foram definidos alinhamento centrais, sempre que possível coincidindo com o local em que hoje se encontra o eixo do rio. Os alinhamentos seguem o estaqueamento convencional, com 1 estaca a cada 20m.

5.2.1 Córrego Demétrio Ribeiro

Para o Córrego Demétrio Ribeiro, o alinhamento inicia-se na estaca 0+0,00, findando na estaca 82+1,391, local no qual há confluência com o Rio Piraqueaçu. Contudo, a região na

qual serão executadas alterações na geometria do córrego compreende o intervalo entre as estacas 31+0,00 e 82+1,39. Entre as estacas 0+0,00 e 31+0,00 não haverá nenhuma alteração.

O projeto para o Córrego Demétrio Ribeiro tem dois tipos de seção.

- ✓ 31+0,00 à 31+5,00: Canalização com Muro de concreto, com vão livre de 7,50m entre as paredes do muro de contenção aumentando para 11,00m.
- ✓ 31+0,00 à 42+17,00: Canalização com Muro de concreto, com vão livre de 11,00m entre as paredes do muro de contenção.
- ✓ 42+17,00 à 63+10,00: Canalização em Canal Aberto, com vão livre de 11,00m entre as paredes da contenção
- ✓ 63+10,00 À 65+13,50: Canalização com Muro de concreto, com vão livre de 11,00m entre as paredes do muro de contenção.
- ✓ 65+13,50 À 82+1,391: Canalização em Canal Aberto, com vão livre de 11,00m entre as paredes da contenção.

A tabela abaixo apresenta as coordenadas do eixo de projeto para o Córrego Demétrio Ribeiro.

Tabela 7 - Coordenadas do eixo regularizado do Córrego Demétrio Ribeiro

Estaca	Norte	Este
31+0,000	7.815.573,713	354.873,662
31+19,647 PI	7.815.566,659	354.891,999
32+0,000	7.815.566,899	354.892,258
33+0,000	7.815.580,478	354.906,942
33+11,941 PI	7.815.588,585	354.915,708
34+0,000	7.815.596,391	354.917,711
35+0,000	7.815.615,764	354.922,681
35+4,065 PI	7.815.619,701	354.923,691
36+0,000	7.815.628,910	354.936,696
36+0,085 PI	7.815.628,959	354.936,765
36+12,463 PI	7.815.620,915	354.946,175
37+0,000	7.815.613,572	354.947,872
38+0,000	7.815.594,086	354.952,377
38+1,909 PI	7.815.592,227	354.952,807
39+0,000	7.815.574,499	354.949,196
39+7,563 PI	7.815.567,089	354.947,687
40+0,000	7.815.555,167	354.944,143
41+0,000	7.815.535,996	354.938,444
42+0,000	7.815.516,825	354.932,745
43+0,000	7.815.497,655	354.927,046
43+8,166 PI	7.815.489,828	354.924,719
44+0,000	7.815.478,561	354.921,097

Estaca	Norte	Este
45+0,000	7.815.459,521	354.914,976
45+4,175 PI	7.815.455,546	354.913,698
46+0,000	7.815.440,241	354.909,674
47+0,000	7.815.420,899	354.904,589
48+0,000	7.815.401,556	354.899,504
49+0,000	7.815.382,213	354.894,419
49+3,671 PI	7.815.378,662	354.893,485
50+0,000	7.815.363,263	354.888,056
51+0,000	7.815.344,401	354.881,406
52+0,000	7.815.325,539	354.874,755
52+0,334 PI	7.815.325,224	354.874,644
53+0,000	7.815.309,882	354.862,341
54+0,000	7.815.294,280	354.849,828
54+4,392 PI	7.815.290,854	354.847,080
55+0,000	7.815.281,161	354.834,846
55+11,987 PI	7.815.273,717	354.825,451
56+0,000	7.815.267,420	354.820,496
56+8,867 PI	7.815.260,451	354.815,014
57+0,000	7.815.249,370	354.816,098
58+0,000	7.815.229,465	354.818,046
58+7,915 PI	7.815.221,588	354.818,816
59+0,000	7.815.210,131	354.822,661
60+0,000	7.815.191,170	354.829,024
60+4,136 PI	7.815.187,249	354.830,340
61+0,000	7.815.172,362	354.824,858
62+0,000	7.815.153,594	354.817,947
62+5,232 PI	7.815.148,685	354.816,139
63+0,000	7.815.136,188	354.808,269
63+8,663 PI	7.815.128,858	354.803,653
64+0,000	7.815.117,521	354.803,760
65+0,000	7.815.097,522	354.803,949
65+3,805 PI	7.815.093,718	354.803,985
66+0,000	7.815.086,527	354.818,496
67+0,000	7.815.077,646	354.836,416
67+14,098 PI	7.815.071,387	354.849,048
68+0,000	7.815.067,805	354.853,739
69+0,000	7.815.055,666	354.869,634
70+0,000	7.815.043,527	354.885,529
71+0,000	7.815.031,389	354.901,425
72+0,000	7.815.019,250	354.917,320
73+0,000	7.815.007,112	354.933,215
74+0,000	7.814.994,973	354.949,110
75+0,000	7.814.982,835	354.965,005

Estaca	Norte	Este
76+0,000	7.814.970,696	354.980,900
76+13,166 PI	7.814.962,705	354.991,364
77+0,000	7.814.959,658	354.997,481
78+0,000	7.814.950,740	355.015,383
79+0,000	7.814.941,823	355.033,285
79+3,254 PI	7.814.940,372	355.036,197
80+0,000	7.814.927,477	355.046,882
81+0,000	7.814.912,077	355.059,643
82+0,000	7.814.896,677	355.072,404
82+1,391	7.814.895,607	355.073,291

Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

5.2.2 Rio Piraqueçu

Para o Rio Piraqueçu, o alinhamento inicia-se na estaca 100+0,00, findando na estaca 265+5,135.

O projeto para o Rio Piraqueçu tem três tipos de seção.

- ✓ 100+0,00 à 140+18,33: Dragagem, com vão livre no fundo do rio de 20,00m.
- ✓ 140+18,33 à 176+11,99: Canalização com Muro de concreto, com vão livre de 19,00m entre as paredes do muro de contenção.
- ✓ 176+11,99 à 265+5,13: Canalização com Muro de concreto, com vão livre de 28,00m entre as paredes do muro de contenção.

A tabela abaixo apresenta as coordenadas do eixo de projeto para o Rio Piraqueçu.

Tabela 8 - Coordenadas do eixo regularizado do Rio Piraqueçu

Estaca	Norte	Este
100+0,000	7.813.913,152	354.323,723
101+0,000	7.813.932,998	354.321,245
102+0,000	7.813.952,844	354.318,767
102+2,419 PI	7.813.955,244	354.318,467
102+15,487 PI	7.813.963,991	354.328,177
103+0,000	7.813.963,359	354.332,645
104+0,000	7.813.960,558	354.352,448
105+0,000	7.813.957,757	354.372,251
106+0,000	7.813.954,957	354.392,054
107+0,000	7.813.952,156	354.411,857
108+0,000	7.813.949,355	354.431,659
109+0,000	7.813.946,554	354.451,462
109+17,275 PI	7.813.944,135	354.468,567
110+0,000	7.813.945,019	354.471,145
111+0,000	7.813.951,508	354.490,063

Estaca	Norte	Este
112+0,000	7.813.957,997	354.508,981
113+0,000	7.813.964,485	354.527,899
114+0,000	7.813.970,974	354.546,817
115+0,000	7.813.977,463	354.565,735
116+0,000	7.813.983,952	354.584,653
116+13,702 PI	7.813.988,398	354.597,615
117+0,000	7.813.993,176	354.601,717
118+0,000	7.814.008,351	354.614,744
119+0,000	7.814.023,526	354.627,772
119+14,231 PI	7.814.034,324	354.637,042
120+0,000	7.814.039,384	354.639,812
121+0,000	7.814.056,928	354.649,415
122+0,000	7.814.074,471	354.659,019
123+0,000	7.814.092,015	354.668,622
123+9,788 PI	7.814.100,600	354.673,322
124+0,000	7.814.110,683	354.674,943
125+0,000	7.814.130,429	354.678,118
126+0,000	7.814.150,176	354.681,293
126+12,508 PI	7.814.162,526	354.683,279
127+0,000	7.814.168,768	354.687,420
128+0,000	7.814.185,434	354.698,477
129+0,000	7.814.202,100	354.709,533
130+0,000	7.814.218,766	354.720,590
131+0,000	7.814.235,432	354.731,646
131+11,296 PI	7.814.244,845	354.737,891
132+0,000	7.814.253,531	354.737,337
133+0,000	7.814.273,491	354.736,065
134+0,000	7.814.293,450	354.734,793
135+0,000	7.814.313,410	354.733,521
136+0,000	7.814.333,369	354.732,249
136+4,990 PI	7.814.338,350	354.731,931
137+0,000	7.814.353,334	354.731,064
137+16,603 PI	7.814.369,910	354.730,106
138+0,000	7.814.373,132	354.731,181
139+0,000	7.814.392,104	354.737,511
139+18,488 PI	7.814.409,641	354.743,363
140+0,000	7.814.411,115	354.743,024
141+0,000	7.814.430,608	354.738,549
142+0,000	7.814.450,101	354.734,074
142+3,159 PI	7.814.453,180	354.733,367
143+0,000	7.814.469,974	354.734,615
143+10,440 PI	7.814.480,385	354.735,389
144+0,000	7.814.488,943	354.739,650

Estaca	Norte	Este
145+0,000	7.814.506,847	354.748,564
146+0,000	7.814.524,751	354.757,478
146+2,745 PI	7.814.527,208	354.758,701
147+0,000	7.814.541,846	354.767,836
148+0,000	7.814.558,814	354.778,425
148+2,655 PI	7.814.561,066	354.779,830
149+0,000	7.814.563,986	354.796,928
150+0,000	7.814.567,353	354.816,642
150+1,508 PI	7.814.567,607	354.818,129
151+0,000	7.814.566,980	354.836,610
152+0,000	7.814.566,301	354.856,599
152+16,574 PI	7.814.565,739	354.873,163
153+0,000	7.814.564,765	354.876,448
153+17,675 PI	7.814.559,737	354.893,393
154+0,000	7.814.559,396	354.895,692
154+18,068 PI	7.814.556,748	354.913,565
155+0,000	7.814.557,928	354.915,095
155+9,069 PI	7.814.563,465	354.922,277
156+0,000	7.814.573,075	354.927,487
156+18,901 PI	7.814.589,691	354.936,496
157+0,000	7.814.590,786	354.936,591
157+18,142 PI	7.814.608,860	354.938,163
158+0,000	7.814.610,370	354.939,245
159+0,000	7.814.626,629	354.950,892
160+0,000	7.814.642,887	354.962,539
160+12,739 PI	7.814.653,244	354.969,958
161+0,000	7.814.660,412	354.968,808
162+0,000	7.814.680,160	354.965,638
162+11,167 PI	7.814.691,185	354.963,868
163+0,000	7.814.699,191	354.960,134
164+0,000	7.814.717,317	354.951,681
165+0,000	7.814.735,442	354.943,228
165+6,792 PI	7.814.741,598	354.940,357
166+0,000	7.814.754,806	354.940,305
167+0,000	7.814.774,806	354.940,226
168+0,000	7.814.794,806	354.940,147
169+0,000	7.814.814,805	354.940,068
169+15,513 PI	7.814.830,318	354.940,007
170+0,000	7.814.832,916	354.943,665
171+0,000	7.814.844,494	354.959,973
171+9,980 PI	7.814.850,272	354.968,111
172+0,000	7.814.854,196	354.977,330
173+0,000	7.814.862,028	354.995,733

Estaca	Norte	Este
174+0,000	7.814.869,860	355.014,135
175+0,000	7.814.877,693	355.032,538
176+0,000	7.814.885,525	355.050,941
176+12,112 PI	7.814.890,268	355.062,086
177+0,000	7.814.886,305	355.068,905
178+0,000	7.814.876,256	355.086,197
179+0,000	7.814.866,206	355.103,489
179+16,836 PI	7.814.857,747	355.118,046
180+0,000	7.814.854,746	355.119,048
181+0,000	7.814.835,775	355.125,381
182+0,000	7.814.816,804	355.131,714
183+0,000	7.814.797,833	355.138,047
184+0,000	7.814.778,863	355.144,380
184+15,487 PI	7.814.764,172	355.149,284
185+0,000	7.814.760,972	355.152,465
186+0,000	7.814.746,786	355.166,564
187+0,000	7.814.732,601	355.180,663
188+0,000	7.814.718,415	355.194,762
188+14,462 PI	7.814.708,158	355.204,956
189+0,000	7.814.702,787	355.206,308
190+0,000	7.814.683,392	355.211,189
191+0,000	7.814.663,997	355.216,071
191+0,750 PI	7.814.663,270	355.216,254
192+0,000	7.814.649,211	355.229,403
193+0,000	7.814.634,604	355.243,065
194+0,000	7.814.619,998	355.256,727
194+12,603 PI	7.814.610,793	355.265,337
195+0,000	7.814.608,898	355.272,486
196+0,000	7.814.603,772	355.291,818
197+0,000	7.814.598,647	355.311,150
198+0,000	7.814.593,521	355.330,483
198+7,675 PI	7.814.591,554	355.337,901
199+0,000	7.814.586,767	355.349,258
200+0,000	7.814.578,999	355.367,688
201+0,000	7.814.571,230	355.386,118
202+0,000	7.814.563,462	355.404,548
203+0,000	7.814.555,694	355.422,977
204+0,000	7.814.547,926	355.441,407
205+0,000	7.814.540,157	355.459,837
206+0,000	7.814.532,389	355.478,266
207+0,000	7.814.524,621	355.496,696
207+5,450 PI	7.814.522,504	355.501,718
208+0,000	7.814.520,817	355.516,170

Estaca	Norte	Este
209+0,000	7.814.518,499	355.536,035
210+0,000	7.814.516,181	355.555,901
210+8,609 PI	7.814.515,184	355.564,451
211+0,000	7.814.516,457	355.575,771
212+0,000	7.814.518,693	355.595,646
212+18,716 PI	7.814.520,785	355.614,244
213+0,000	7.814.520,544	355.615,506
214+0,000	7.814.516,792	355.635,151
214+5,304 PI	7.814.515,797	355.640,361
215+0,000	7.814.509,377	355.653,580
216+0,000	7.814.500,641	355.671,571
217+0,000	7.814.491,905	355.689,562
218+0,000	7.814.483,168	355.707,553
219+0,000	7.814.474,432	355.725,544
220+0,000	7.814.465,696	355.743,535
221+0,000	7.814.456,960	355.761,526
222+0,000	7.814.448,223	355.779,517
222+2,929 PI	7.814.446,944	355.782,152
223+0,000	7.814.442,808	355.798,715
224+0,000	7.814.437,962	355.818,119
225+0,000	7.814.433,116	355.837,523
226+0,000	7.814.428,270	355.856,927
226+18,054 PI	7.814.423,895	355.874,443
227+0,000	7.814.424,544	355.876,277
228+0,000	7.814.431,213	355.895,132
229+0,000	7.814.437,883	355.913,988
229+9,088 PI	7.814.440,913	355.922,555
230+0,000	7.814.451,720	355.921,042
230+1,290 PI	7.814.452,998	355.920,864
231+0,000	7.814.470,352	355.913,872
232+0,000	7.814.488,903	355.906,398
233+0,000	7.814.507,454	355.898,924
233+8,365 PI	7.814.515,213	355.895,798
234+0,000	7.814.523,839	355.887,990
235+0,000	7.814.538,667	355.874,569
236+0,000	7.814.553,495	355.861,148
236+12,899 PI	7.814.563,059	355.852,491
237+0,000	7.814.569,546	355.849,605
238+0,000	7.814.587,819	355.841,474
238+0,735 PI	7.814.588,490	355.841,175
238+17,934 PI	7.814.603,665	355.849,271
239+0,000	7.814.603,751	355.851,335
240+0,000	7.814.604,588	355.871,317

Estaca	Norte	Este
240+3,279 PI	7.814.604,725	355.874,594
241+0,000	7.814.600,320	355.890,724
242+0,000	7.814.595,051	355.910,017
243+0,000	7.814.589,782	355.929,311
244+0,000	7.814.584,512	355.948,604
244+4,792 PI	7.814.583,250	355.953,227
245+0,000	7.814.576,646	355.966,926
246+0,000	7.814.567,961	355.984,942
247+0,000	7.814.559,276	356.002,958
248+0,000	7.814.550,591	356.020,974
249+0,000	7.814.541,906	356.038,990
250+0,000	7.814.533,221	356.057,005
251+0,000	7.814.524,536	356.075,021
251+3,153 PI	7.814.523,167	356.077,862
252+0,000	7.814.509,452	356.087,646
253+0,000	7.814.493,171	356.099,261
254+0,000	7.814.476,889	356.110,876
255+0,000	7.814.460,608	356.122,491
256+0,000	7.814.444,326	356.134,106
256+17,664 PI	7.814.429,947	356.144,365
257+0,000	7.814.427,683	356.144,942
258+0,000	7.814.408,303	356.149,882
259+0,000	7.814.388,922	356.154,822
259+10,393 PI	7.814.378,852	356.157,389
260+0,000	7.814.370,969	356.151,898
261+0,000	7.814.354,558	356.140,466
262+0,000	7.814.338,147	356.129,034
263+0,000	7.814.321,737	356.117,602
263+7,931 PI	7.814.315,230	356.113,069
264+0,000	7.814.303,602	356.116,303
264+10,866 PI	7.814.293,132	356.119,215
265+0,000	7.814.288,200	356.126,902
265+5,135	7.814.285,428	356.131,224

Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

5.3 Projeto Estrutural

5.3.1 Documentos de Referência e Ferramentas computacionais

O projeto em estudo seguiu os direcionamentos das seguintes normas:

- ✓ NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO;
- ✓ NBR 6122/2019 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES;

- ✓ NBR 9782/2015 - AÇÕES EM ESTRUTURAS PORTUÁRIAS, MARÍTIMAS OU FLUVIAIS - Esta norma foi descontinuada pela ABNT, porém nesse documento foi usado como referência bibliográfica.

A análise estrutural e detalhamentos das estruturas foi executada com o auxílio dos softwares:

- ✓ Ftool Versão 4.0 Professional – Análise estrutural;
- ✓ TQS versão 18.21 – Análise estrutural e dimensionamento de estruturas de concreto armado e protendido.
- ✓ P Calc versão 1.4 - dimensionamento à flexo compressão
- ✓ Calculadora de peças a flexão simples - Flexcistor versão 2.4.0

5.3.2 Condições iniciais

As soluções adotadas ao longo do curso levaram em consideração as condições de contorno encontradas como avanço de edificações e outras benfeitorias na caixa fluvial, custos de desapropriação e outras interferências físicas.

Foram observadas as interferências ao longo do percurso tais como as pontes e outros elementos.

Deverão ser previstas nos elementos estruturais as interferências com as tubulações de águas pluviais que despejam dentro da caixa do rio. Para cada tipo de tubulação deverá ser previsto um reforço estrutural na seção de descarga.

5.3.3 Memória de Cálculo

5.3.3.1 Dados iniciais e considerações de projeto

- Ações devido ao peso próprio:
 - Densidade do concreto armado = 25 kN/m³;
 - Densidade do aço estrutural = 78,5 kN/m³;
- Ações dinâmicas:
 - Força de empuxo da água;
- Empuxos de terra

Inclinação do terrapleno (β) =	10	graus
Ângulo de atrito interno (ϕ) =	30	graus
Coesão do solo (c) =	10	kPa
Peso específico do solo (γ) =	18	kN/m ³
Altura do muro (H) =	4	m

Inclinação do muro em relação à vertical (θ) =	0	graus
Zona de tração (z_0) =	1,92	m
Profundidade assumida (z) =	4,00	m
$c/\gamma z$ =	0,139	

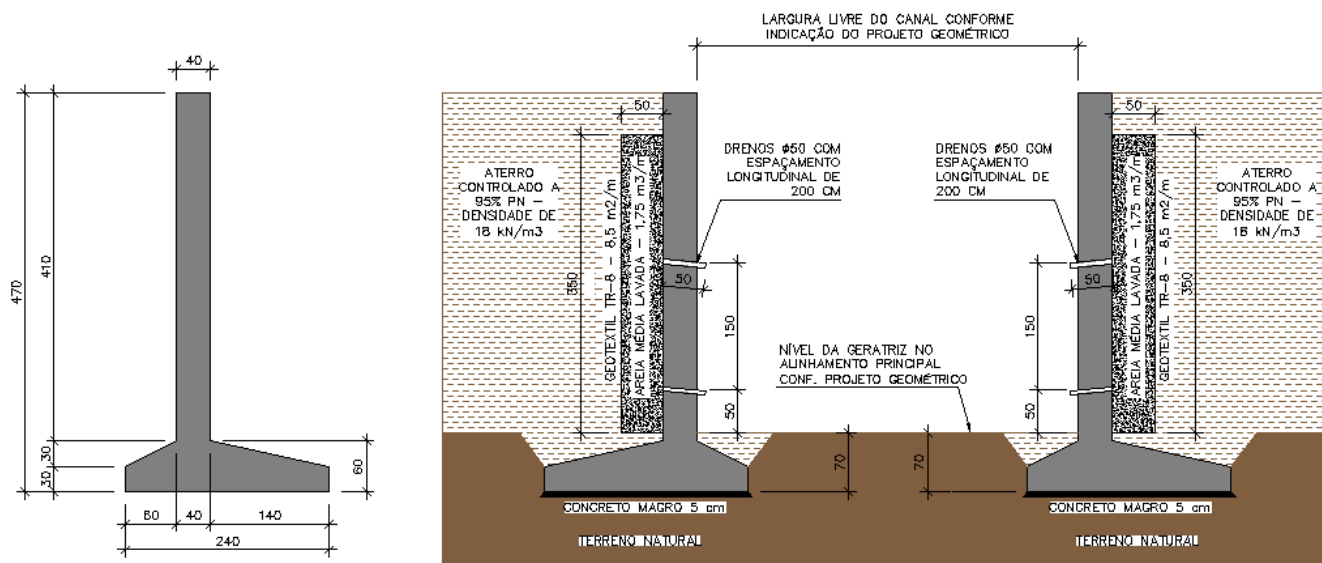
Ka - Coeficiente de empuxo ativo - Mazindrani (1997) =			0,1818	(em H)
Kp - Coeficiente de empuxo passivo - Mazindrani (1997) =			3,3114	(em H)
Empuxo ativo (P_a) =		13,4	kN	
Posição do empuxo (y) =		0,692	m	(z = 3,308 m)

5.3.3.2 Materiais admitidos

- Concreto estrutural para todos os fins:
 - Fck: 30 MPa
 - Ec: 28.000 MPa
- Aço estrutural para concreto armado:
 - CA50 A: (Fy = 500 MPa)
 - Ca60 B: (Fy = 600 MPa)

5.3.3.3 Dimensionamento dos muros tipo cantilever

Figura 22 - Detalhamento de estrutura - muro cantilever - medidas em cm.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

A seção de canalização com muros laterais e fundo com terreno natural terraplenado terá embutimento na camada do leito conforme a geratriz do alinhamento principal do projeto geométrico de 70 cm. A cota de assentamento das peças deverá seguir a declividade indicada. Devido à força da água, a dificuldade de acesso a peças pré-moldadas e às irregularidades no percurso, a estrutura foi concebida moldada in loco com fôrmas reaproveitáveis.

No tardo das seções foi considerado aterro controlado com densidade mínima de 18 kN/m³. O solo deverá ser de empréstimo e ter frações bem graduadas entre as granulometrias de areia e argila para se obter o melhor empacotamento possível na compactação. A perfeita execução deste aterro é de suma importância, pois seu lastro atuante no muro contribui para a estabilidade global da solução especialmente contra a força da água durante as cheias.

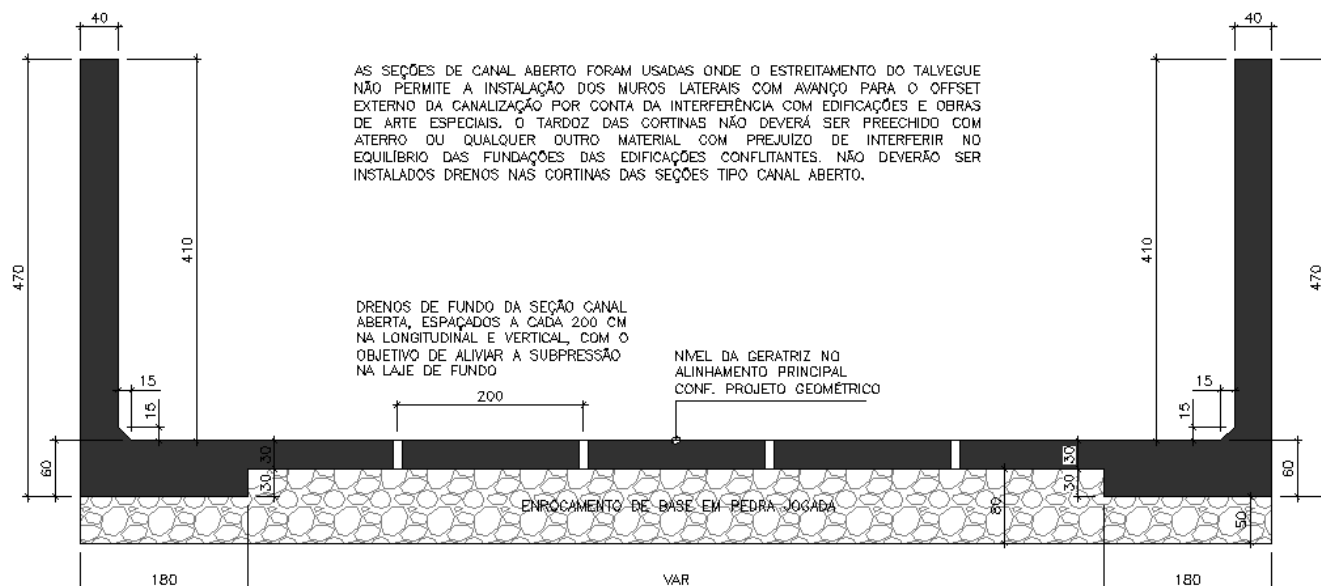
Na parte de trás deverá ter um dreno vertical de areia envelopado para alívio da pressão da água, conforme detalhes de projeto apresentados. Atravessando o paramento, deverão ser instalados drenos de PVC para alívio da pressão.

Os muros foram segmentados em comprimentos não maiores que 12 metros com o objetivo de evitar perdas de armação seja por transpasse ou por corte, bem como garantir as juntas de dilatação. Entre os muros, na lâmina vertical, sugerimos a inserção de barras de transferência a cada 50 cm, com espessura de 20 mm, engraxada em uma das extremidades e fixa na outra.

O resultado do dimensionamento geotécnico e estrutural dessa solução está apresentado no Volume 03C.

5.3.3.4 Dimensionamento da seção de canal aberto

Figura 23 - Detalhamento de estrutura – canal aberto - medidas em cm.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2020.

A necessidade da adoção da seção tipo canal aberto se deu por conta dos estreitamentos das caixas dos rios em alguns pontos, onde não é possível considerar o aterro de tardo de devido a presença de edificações e outras construções.

Desta forma, as paredes externas serão consideradas como a limitação total da seção. A laje de fundo interliga as duas lâminas externas e é imprescindível na estabilidade total do conjunto. Sob a seção deverá ser executado uma camada de enrocamento tipo rachão jogado, seguido de uma camada superficial de rachão arrumado para auxiliar na conformação da concretagem de fundo da seção.

O dimensionamento geotécnico dessa seção está limitado ao assentamento da mesma sobre o leito de enrocamento, com tensões muito baixas para as vazões mínimas. Para as vazões máximas, o empuxo de água atua a favor da estabilidade da seção como um todo.

Na laje de fundo deverão ser deixados furos com tubos de PVC com diâmetro 50 mm para o alívio da subpressão na estrutura.

O resultado do dimensionamento estrutural dessa solução está apresentado no Volume 03C.

5.4 Projeto de Terraplanagem

O projeto de terraplanagem foi elaborado observando-se as instruções da IS-209 do DNIT, que em síntese consiste na quantificação e determinação das distâncias de transporte, demonstrado através de quadros e gráficos de distribuição e resumo dos materiais a movimentar.

O projeto de terraplanagem foi desenvolvido utilizando-se o software Autodesk Civil 3D, complementado com correção manual de cada seção. Foi estruturado a partir da sobreposição da superfície do projeto geométrico do tipo de solução empregada e o modelo topográfico tridimensional do terreno. O cálculo de volumes foi realizando utilizando o método da semi-soma das áreas.

5.4.1 Seção de Dragagem

No cálculo dos volumes da seção de dragagem foram admitidos os seguintes parâmetros:

- ✓ Talude de corte $H=1$; $V=2$;

5.4.2 Seção com muro de concreto

No cálculo dos volumes da seção do muro de concreto foram admitidos os seguintes parâmetros:

- ✓ Corte em 90° para assentamento do muro, com altura de 4,70m.
- ✓ Após a altura de 4,70m, nos casos em que houver necessidade, talude de corte $H=1$; $V=4$;
- ✓ Banquetas com largura de 1,50m, com inclinação de 2% a cada 3m.

5.4.3 Seção de canal aberto

No cálculo dos volumes da seção de canal aberto foram admitidos os seguintes parâmetros:

- ✓ Corte em 90° com altura de 4,70m.
- ✓ Após a altura de 4,70m, nos casos em que houver necessidade, talude de corte $H=1$; $V=4$;
- ✓ Banquetas com largura de 1,50m, com inclinação de 2% a cada 3m.

5.4.4 Análises de projeto

O projeto foi composto das seguintes análises:

- ✓ Cálculo dos Volumes de Corte e Aterro;
- ✓ Caixas de Empréstimos;
- ✓ Áreas Bota-fora;

5.4.5 Parâmetros e considerações

O transporte do material do solo de baixa capacidade de suporte para fins de orçamento foi contabilizado junto ao transporte de material de 1ª categoria;

O material proveniente da limpeza e regularização do fundo do rio será enviado para bota-fora, de forma a ter destinação adequada.

O material da escavação das margens, será aproveitado posteriormente para a execução dos aterros. Dessa forma, o material escavado das margens será mantido em um bota-espera até o momento em que sejam executados os aterros. Após essa etapa, o material não utilizado será destinado ao bota-fora, assim como o material do fundo do rio. O local definido para abrigar o bota espera foi o campo de futebol que se encontra nas proximidades da estaca 226+0,00, no lado esquerdo do alinhamento geométrico.

A localização do bota fora, bem como do bota-espera, estão apresentadas no croqui de ocorrências, mostrado no Volume 02.

5.4.6 Destinação de resíduos

Os resíduos gerados nas etapas de terraplanagem foram divididos em categorias conforme preconiza a Norma ABNT NBR 10004:2004. Os resíduos previstos para esse projeto são:

- ✓ Material de escavação em fundo de rio;
- ✓ Material de escavação de margens de rio;
- ✓ Vegetação;
- ✓ Concreto de demolição;
- ✓ Tubos de PVC;
- ✓ Tubos de Ferro Fundido.

Em seguida, foi realizada pesquisa para averiguar que pontos de coleta poderiam receber esses materiais. As cotações obtidas para a destinação final de resíduos estão apresentadas no Volume 04.

5.4.7 Resultados obtidos

A seguir apresentamos os seguintes elementos:

- ✓ Seção tipo de Terraplenagem;
- ✓ Orientação de Terraplenagem;
- ✓ Resumo de Terraplenagem.

5.4.7.1 Orientação de Terraplanagem

ORIENTAÇÃO DE TERRAPLANAGEM												
ORIGEM DO MATERIAL ESCAVADO			VOLUMES ESCAVADOS (m³)				DMT (m)	DESTINO DO MATERIAL ESCAVADO			DETALHAMENTO DA DISTÂNCIA	
ESTACAS		ESPECIFICAÇÃO	TOTAL	PARCIAIS		ESTACAS		UTILIZAÇÃO	(m)			
Inicial	Final			1ª Categoria	2ª Categoria	3ª Categoria			Inicial	Final	PAV	N PAV
31 + 0,00	81 + 18,11	CORTE 1	20.954,061	1.625,341	FUNDO DE RIO		62.000			LINHARES AMBIENTAL	61500	500
						4.330,465	1.850			BOTA FORA 03	1000	850
						2.757,717	1.850			BOTA FORA 03	1000	850
				12.240,538			1.850			BOTA FORA 03	1000	850
100 + 0,00	265 + 5,14	CORTE 2	102.822,522	5.493,493	FUNDO DE RIO		65.100			LINHARES AMBIENTAL	64600	500
						1.238,500	2.750			BOTA FORA 02	2000	750
						3.660,346	2.750			BOTA FORA 02	2000	750
						3.385,290	2.750			BOTA FORA 02	2000	750
						11.703,450	3.150			BOTA FORA 01	2000	1150
				1.285,619			3.150			BOTA ESPERA 01	2000	1150
				20.000,000			2.750			BOTA FORA 02	2000	750
				56.055,824			3.150			BOTA FORA 01	2000	1150
		BOTA ESPERA 01	1.285,619	424,415			2.650	31 + 0,00	53 + 16,96	ATERRO 1	1500	1150
				107,594			3.070	62 + 6,53	65 + 19,77	ATERRO 2	1920	1150
				27,586			3.310	68 + 10,00	81 + 18,11	ATERRO 3	2160	1150
				726,024			5.850	140 + 18,33	265 + 5,14	ATERRO 4	4700	1150

5.4.7.2 Resumo de Terraplanagem

RESUMO TERRAPLENAGEM										
TRANSPORTE (intervalos)	ESCAVAÇÃO (m³)						BOTA FORA (m³)	3º Cat Utilizado (m³)	ATERRO (m³)	
	Categoria			Empréstimo	Remoção Solo Mole	Total			Vol disp	Compactação de vala com compactador manual
	1ª	2ª	3ª							
0-200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
200-400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
400-600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
600-800	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
800-1000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1000-1200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1200-1400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1400-1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1600-1800	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1800-2000	12.240,538	-	7.088,182	-	-	19.328,720	19.328,720	-	-	-
2000-2500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2500-3000	20.000,000	-	8.284,136	-	-	28.284,136	28.284,136	-	-	-
>3000	64.460,276	-	11.703,450	-	-	76.163,726	74.878,107	-	1.285,619	1.028,495
TOTAIS	96.700,814	-	27.075,768	-	-	123.776,583	122.490,964	-	1.285,619	1.028,495
PERCENTUAIS	78,125%	0,000%	21,875%	0,000%	0,000%	100,000%	98,961%	0,000%	1,039%	100,000%
PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA SELEÇÃO DOS MATERIAIS										
Materiais para Corpo de Aterro							Volume de aterro compactado (m³)		1.028,495	
Materiais Camada Final							Escavação média por Km (m³/km)		17.818,49	
Material para Bota-fora							Fator de compactação (%)		1,25	
							GRAU MÍNIMO DE COMPACTAÇÃO			
							Corpo de aterros (%)		100% PN	
							Acabamento de terraplenagem (%)		100% PI	

5.5 Obras de Arte Especiais

Conforme discutido em reunião com a fiscalização as obras de arte especiais existentes são os maiores gargalos para o escoamento dos rios e nos cenários estudados algumas ainda vão se manter abaixo do nível de enchente para chuvas de período maiores.

A carga móvel rodoviário padrão utilizada é Trem Tipo TB-450, conforme a NBR 7188:2013.

A classe de agressividade ambiental

adotada é CAA II. Entre as principais

normas utilizadas, destacam-se:

- NBR 7188/2013 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres;
- NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento;
- NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido –Procedimento; e
- NBR 14931/2004 – Execução de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento.

Materiais a serem utilizadas para cada estrutura:

- Infraestrutura: Concreto $f_{ck} \geq 30$ MPa com fator $A/C \leq 0,50$ e módulo de elasticidade $E_{sc} \geq 31$ GPa;
- Mesoestrutura: Concreto $f_{ck} \geq 30$ MPa com fator $A/C \leq 0,50$ e módulo de elasticidade $E_{sc} \geq 31$ GPa;
- Superestrutura: Concreto $f_{ck} \geq 40$ MPa com fator $A/C \leq 0,50$ e módulo de elasticidade $E_{sc} \geq 35$ GPa;
- Barreira Rígida: Concreto $f_{ck} \geq 40$ MPa com fator $A/C \leq 0,50$ e módulo de elasticidade $E_{sc} \geq 35$ GPa;
- Consumo mínimo de cimento empregado na obra: 350 kgf/m³;
- Lastro de concreto magro: $f_{ck} \geq 10$ MPa;
- Aço para concreto armado: CA-50 ($f_{yk} > 500$ MPa) – armadura passiva / CA-25 ($f_{yk} > 250$ MPa) – armadura passiva / CA-60 ($f_{yk} > 600$ MPa) – armadura passiva / CP-190 RB ($f_{yk} > 1800$ MPa) – armadura ativa; e
- Aparelhos de apoio: Neopreme fretado, dureza shore A-60.

Para o cobrimento mínimo das armaduras, são indicados:

- Infraestrutura: 5,0 cm;
- Mesoestrutura: 3,0 cm;
- Superestrutura: Vigas longarinas protendidas = 3,5 cm / Vigas transversinas = 3,0 cm / Lajes = 3,5 cm / Barreiras rígidas = 3,0 cm / Cabo de protensão = 6,0 cm.

A superestrutura das OAE's é composta por 3 vãos, com 07 (sete) longarinas pré-moldadas protendidas em cada vão. Cada longarina tem altura de 1,90m.

As pistas terão inclinação transversal de 2,00%.

Para drenagem são utilizados drenos de PVC com diâmetro de 100mm. A infraestrutura será profunda, com estaca raiz, com diâmetro de Ø40cm. Os aterros junto aos encontros deverão ser executados simultaneamente

A seguir são apresentados os perfis longitudinais das OAE's do anteprojeto.

No Volume 2 são apresentadas as pranchas contendo a planta de localização, seção transversal e perfil longitudinal de cada ponte presente no anteprojeto.

5.6 Recomendações de Medidas não estruturais

Durante e após a fase de obra é de suma importância que os atores públicos deverão implementar medidas não estruturais para a manutenção da minimização de cheias, tais como:

- ✓ Educação Ambiental;
- ✓ Orientação sobre o descarte correto dos resíduos sólidos;
- ✓ Ampliação da rede de esgoto e consequente tratamento;
- ✓ Acompanhamento da construção de novos empreendimentos;
- ✓ Estimular a aplicação de sistemas sustentáveis de drenagem na região.

6 ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-ES

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do ES

Página 1/1

ART de Obra ou Serviço

0820250100412

ART Individual

1. Responsável Técnico		
GUIDO PAULO SIMM		
Título profissional: ENGENHEIRO CIVIL	RNP: 1705069223 Registro: PR-7769/D Registro: 22263	
Empresa contratada: CONSORCIO CONSULTOR SR I PROSUL - QUADRANTE VIAPONTE		
2. Dados do Contrato		
Contratante: DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO		CPF/CNPJ: 04889717000197
Rua: AV. MARECHAL MASCARENHAS DE MORAES		Nº: 1501
Complemento:		CEP: 29010190
Cidade: VITORIA	UF: ES	Bairro: CENTRO
Telefone: 2736364485	Nº do Aditivo: 0	
Contrato: 062/2024	Valor do Contrato/Honorários: R\$0,00	Tipo de contratante: PESSOA JURÍDICA
3. Dados da Obra/Serviço		
Rua: AV. MARECHAL MASCARENHAS DE MORAES		Nº: 1501
Complemento:		Quadra Lote
Cidade: VITORIA	UF: ES	CEP: 29010190
Data de início: 12/05/2025	Prev. Término: 17/06/2027	Coord. Geogr.:
Proprietário: DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO		CPF/CNPJ: 04889717000197
4. Atividade Técnica		
Qtde de Pavimento(s): 0	Nº Pavimento(s): 0	Dimensão/Quantidade: 8,8
ATIVIDADE(S) TÉCNICA(S): 59 - 23.1 - ELABORAÇÃO DE ORÇAMENTO		Unidade de medida: KM
PARTICIPAÇÃO:		
NATUREZA: 100 - RESPONSABILIDADE TÉCNICA		
NÍVEL: 100 - COORDENAÇÃO TÉCNICA		
NATUREZA DO(S) SERVIÇO(S): 1102 - RODOVIAS		
TIPO DA OBRA/SERVIÇO: 307 - DRENAGEM PLUVIAL / OBRA DE ARTE CORRENTE, 308 - SINALIZAÇÃO VIÁRIA - HORIZONTAL/VERTICAL/SEMAFÓRICA, 309 - PAVIMENTAÇÃO		
PROJETO(S)/SERVIÇO(S): 100 - NENHUM		
Após a conclusão das atividades técnicas, o profissional deverá proceder a baixa desta ART.		

5. Observações
RESPONSÁVEL TÉCNICO PELA ELABORAÇÃO DO ANTEPROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA PARA PAVIMENTAÇÃO DA RODOVIA: ES-261/ES-080, TRECHO: CONTORNO RODOVIÁRIO DA SEDE DO MUNICÍPIO DE SANTA TERESA. SERVIÇO 033-24.

6. Declarações

Acessibilidade: <declara a aplicabilidade das regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº5.296, de 2 de dezembro de 2004, às atividades profissionais acima relacionadas.>

7. Entidade de classe

NENHUMA ENTIDADE

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local de _____ de _____ de _____
Local: **GUIDO PAULO SIMM** Assinado de forma digital por **GUIDO PAULO SIMM** em 15/05/2025 11:35:14 -0100
Data: **GUIDO PAULO SIMM** - CPF: **11646527020**

DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO - CPF/CNPJ: 04889717000197

9. Informações

- A ART é válida somente quando quitada, podendo sua conferência ser realizada no site do CREA.
- A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.creaes.org.br ou www.confes.org.br
- A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.creaes.org.br creaes@creaes.org.br
tel: (27)3134-0046 art@creaes.org.br



Valor ART: R\$ 103,03

Registrada em: 15/05/2025

Data de pagamento: 15/05/2025

Valor Pago: R\$ 103,03

Nosso Número: 2526954452

DER-ES - Departamento de Edificações e de Rodovias

Jefferson Garcia Lima
Diretor de Obras de Infraestrutura Logística
Matr. 3201546

Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e Anteprojeto de Engenharia



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-ES

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do ES

Página 1/1

ART de Obra ou Serviço

0820250100407

ART Individual

1. Responsável Técnico

GUIDO PAULO SIMM

Título profissional: **ENGENHEIRO CIVIL**

RNP: 1705069223

Registro: PR-7769/D

Empresa contratada: CONSORCIO CONSULTOR SR I PROSUL -
QUADRANTE VIAPONTE

Registro: 22263



2. Dados do Contrato

Contratante: **DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO** CPF/CNPJ: 04889717000197

Rua: AV. MARECHAL MASCARENHAS DE MORAES

Nº: 1501

Complemento:

CEP: 29010190

Cidade: VITORIA

UF: ES

Bairro: CENTRO

Telefone: 2736364485

Contrato: 062/2024

Nº do Aditivo: 0

Valor do Contrato/Honorários: R\$0,00

Tipo de contratante: PESSOA JURÍDICA

3. Dados da Obra/Serviço

Rua: AV. MARECHAL MASCARENHAS DE MORAES

Nº: 1501

Complemento:

Bairro: CENTRO

Quadra Lote

Cidade: VITORIA

UF: ES

CEP: 29010190

Data de início: 12/05/2025

Prev. Término: 17/06/2027

Coord. Geogr.:

Proprietário: DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO

CPF/CNPJ: 04889717000197

4. Atividade Técnica

Qtde de Pavimento(s): 0

Nº Pavimento(s): 0

Dimensão/Quantidade: 33

Unidade de medida: KM

ATIVIDADE(S) TÉCNICA(S): 35 - 5.1 - ELABORAÇÃO DE PROJETO

PARTICIPAÇÃO:

NATUREZA: 100 - RESPONSABILIDADE TÉCNICA

NÍVEL: 100 - COORDENAÇÃO TÉCNICA

NATUREZA DO(S) SERVIÇO(S): 1102 - RODOVIAS

TIPO DA OBRA/SERVIÇO: 307 - DRENAGEM PLUVIAL / OBRA DE ARTE CORRENTE, 308 - SINALIZAÇÃO VIÁRIA - HORIZONTAL/VERTICAL/SEMAFÓRICA, 309 - PAVIMENTAÇÃO

PROJETO(S)/SERVIÇO(S): 9 - ESTUDO GEOTÉCNICO, 14 - PROJETO TERRAPLE, DRENAGEM / PAVIMENTAÇÃO, 17 - PROJETO DE SINAL VERTICAL, HORIZONTAL, 10 - ESTUDO TOPOGRÁFICO

Após a conclusão das atividades técnicas, o profissional deverá proceder a baixa desta ART.

5. Observações

RESPONSÁVEL TÉCNICO PELA ELABORAÇÃO DO ANTEPROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA PARA PAVIMENTAÇÃO DA RODOVIA: ES-261/ES-080, TRECHO: CONTORNO RODOVIÁRIO DA SEDE DO MUNICÍPIO DE SANTA TERESA, SERVIÇO 033-24.

6. Declarações

Acessibilidade: <declara a aplicabilidade das regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, às atividades profissionais acima relacionadas.>

7. Entidade de classe

NENHUMA ENTIDADE

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local de Data
GUIDO PAULO Assinado de forma digital por
SIMM:11646527020 GUIDO PAULO SIMM 11646527020
GUIDO PAULO SIMM - CPF: 11646527020

DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO
ESPÍRITO SANTO - CPF/CNPJ: 04889717000197

9. Informações

- A ART é válida somente quando quitada, podendo sua conferência ser realizada no site do CREA.
- A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.creaes.org.br ou www.confes.org.br
- A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

www.creaes.org.br
tel: (27)3134-0046

creaes@creaes.org.br
art@creaes.org.br



Valor ART: R\$ 103,03

DER-ES - Departamento de Edificações e de Rodovias-ES

Registrada em: 15/05/2025

Data de pagamento: 15/05/2025

Valor Pago: R\$ 103,03

Nosso Número: 2526954029

Jefferson Garcia Lima
Diretor de Obras de Infraestrutura Logística
Matr. 3201546



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-ES

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do ES

Página 1/1

ART de Obra ou Serviço

0820250098867

ART de Equipe

1. Responsável Técnico

VALDEMAR JUNIOR MOREIRA

Título profissional: **ENGENHEIRO CIVIL**

RNP: 0813525004

Registro: ES-035980/D

Empresa contratada: CONSORCIO CONSULTOR SR I PROSUL -
QUADRANTE VIAPONTE

Registro: 22263



2. Dados do Contrato

Contratante: **DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO** CPF/CNPJ: 04889717000197

Rua: AVENIDA MARECHAL MASCARENHAS DE MORAES

Nº: 1501

Complemento:

CEP: 29051015

Cidade: VITORIA

UF: ES

Bairro: ILHA DE SANTA MARIA

Telefone: 2736364485

Contrato: 062-2024

Nº do Aditivo: 0

Valor do Contrato/Honorários: R\$0,00

Tipo de contratante: PESSOA JURÍDICA

3. Dados da Obra/Serviço

Rua: AVENIDA MARECHAL MASCARENHAS DE MORAES

Nº: 1501

Complemento:

Bairro: ILHA DE SANTA MARIA

Quadra Lote

Cidade: VITORIA

UF: ES

CEP: 29051015

Data de início: 25/10/2024

Prev. Término: 17/06/2027

Coord. Geogr.:

Proprietário: DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO

CPF/CNPJ: 04889717000197

4. Atividade Técnica

Qtde de Pavimento(s): 0 Nº Pavimento(s): 0 Dimensão/Quantidade: 1 Unidade de medida: KM

ATIVIDADE(S) TÉCNICA(S): 35 - 5.1 - ELABORAÇÃO DE PROJETO

PARTICIPAÇÃO:

NATUREZA: 100 - RESPONSABILIDADE TÉCNICA

NÍVEL: 104 - EXECUÇÃO

NATUREZA DO(S) SERVIÇO(S): 1102 - RODOVIAS

TIPO DA OBRA/SERVIÇO: 307 - DRENAGEM PLUVIAL / OBRA DE ARTE CORRENTE, 308 - SINALIZAÇÃO VIÁRIA - HORIZONTAL/VERTICAL/SEMAFÓRICA, 309 - PAVIMENTAÇÃO

PROJETO(S)/SERVIÇO(S): 9 - ESTUDO GEOTÉCNICO, 14 - PROJETO TERRAPLE, DRENAGEM / PAVIMENTAÇÃO, 17 - PROJETO DE SINAL, VERTICAL, HORIZONTAL, 10 - ESTUDO TOPOGRÁFICO

Após a conclusão das atividades técnicas, o profissional deverá proceder a baixa desta ART.

5. Observações

ANTEPROJETO DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA PARA PAVIMENTAÇÃO DA RODOVIA: ES-261/ES-080, TRECHO: CONTORNO RODOVIÁRIO DA SEDE DO MUNICÍPIO DE SANTA TERESA, COM EXTENSÃO DE 8,8KM

6. Declarações

Acessibilidade: <declara a aplicabilidade das regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, às atividades profissionais acima relacionadas.>

7. Entidade de classe

NENHUMA ENTIDADE

9. Informações

- A ART é válida somente quando quitada, podendo sua conferência ser realizada no site do CREA.
- A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.creaes.org.br ou www.confes.org.br
- A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

V. TOMA - ES, 14 de Maio de 2025

Local

Data

VALDEMAR JUNIOR MOREIRA - CPF: 07189179798

DEPARTAMENTO DE EDIFICAÇÕES E DE RODOVIAS DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO - CPF/CNPJ: 04889717000197

www.creaes.org.br
tel: (27)3134-0046

creaes@creaes.org.br
art@creaes.org.br



CREA-ES
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Espírito Santo

Valor ART: R\$ 103,03

Registrada em: 14/05/2025

Data de pagamento: 14/05/2025

Valor Pago: R\$ 103,03

Nosso Número: 2526816734

DER-ES - Departamento de Edificações e de Rodovias-ES

Jefferson Garcia Lima
Diretor de Obras de Infraestrutura Local
Matr. 3201546

7 TERMO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA

Eu, Engenheiro GUIDO PAULO SIMM, responsável pela Planilhade quantidades e Orçamento, referente ao Anteprojeto de Engenharia para minimização dos impactos dos alagamentos no município de João Neiva/ES, declaro que foram calculados e verificados os quantitativos relativos ao projeto apresentado, bem como correta relação e compatibilização entre as quantidades orçadas e as previstas nos projetos, memoriais descritivos, memoriais de cálculo e demais documentos técnicos integrantes deste projeto, pelos quais assumimos total responsabilidade. Declaramos ainda que o projeto respeita as normas técnicas e contém os elementos suficientes para caracterização das obras.

Declaro também que o cronograma apresentado é totalmente exequível, com execução da obra em um prazo de 24 meses, corroborando assim com o processo de emergência cujo prazo total é de um ano a contar da data do evento.

Responsável Técnico
GUIDO PAULO SIMM
Eng° Civil – CREA-PR 7769D/PR

8 TERMO DE ENCERRAMENTO

Encerra-se aqui o Volume 1 – RELATÓRIO DO ANTEPROJETO, referente a Pesquisas, Levantamentos e Estudos para Elaboração de Estudo Técnico Preliminar e Anteprojeto de Engenharia para minimização dos impactos dos alagamentos no município de João Neiva/ES.

Vitória (ES), Abril de 2026.

GUIDO PAULO SIMM
Eng° Civil – CREA-PR 7769D/PR