

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

**ANÁLISE DA REPRESENTATIVIDADE DE
DIFERENTES HIPÓTESES DE MODELAGEM
MATEMÁTICA PARA DEFINIÇÃO DE MANCHAS
DE INUNDAÇÕES EM ÁREAS URBANAS -
ESTUDO DE CASO DA CIDADE DE
GOVERNADOR VALADARES - MG**

Rubens Gomes Dias Campos

Belo Horizonte

2011

**ANÁLISE DA REPRESENTATIVIDADE DE
DIFERENTES HIPÓTESES DE MODELAGEM
MATEMÁTICA PARA DEFINIÇÃO DE MANCHAS DE
INUNDAÇÕES EM ÁREAS URBANAS - ESTUDO DE
CASO DA CIDADE DE GOVERNADOR VALADARES -
MG**

Rubens Gomes Dias Campos

Rubens Gomes Dias Campos

**ANÁLISE DA REPRESENTATIVIDADE DE
DIFERENTES HIPÓTESES DE MODELAGEM
MATEMÁTICA PARA DEFINIÇÃO DE MANCHAS DE
INUNDAÇÕES EM ÁREAS URBANAS - ESTUDO DE
CASO DA CIDADE DE GOVERNADOR VALADARES -
MG**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem Física e Matemática em Hidráulica.

Orientador: Márcio Benedito Baptista

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2011

Página com as assinaturas dos membros da banca examinadora, fornecida pelo Colegiado do Programa.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu pai, Rubens.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador de longa data, Professor Márcio Baptista, pela presença constante, auxílio e dedicação louváveis.

Aos órgãos financiadores, CNPq e Fapemig, pelo fomento à pesquisa.

Aos meus amigos Guilherme Garcia e Ricardo Taioba pelas distrações constantes.

À CPRM, aqui representada por Éber José de Andrade Pinto e Márcio Cândido, e pelos quais, dados indispensáveis à pesquisa me foram cordialmente cedidos e me ajudaram prontamente.

Ao Francisco Eustáquio (Chiquinho) pelas ótimas idéias.

À Alice Castilho, pelos esclarecimentos sobre os dados.

Ao Cláudio da ANA, pelo auxílio inicial para elaboração de modelos.

À COMDEC – Governador Valadares, pelo apoio em campo e pelas informações disponibilizadas.

Aos professores Nilo, Márcia, Palmier e Mauro, com os quais cursei disciplinas da pós-graduação.

Aos funcionários da UFMG, Jussara, Roberto e Yara.

Aos professores do PPGSMARH.

A todos os demais que de alguma forma se julguem como contribuintes.

RESUMO

Esta pesquisa objetiva a análise de modelos hidráulicos computacionais para representação de manchas de inundação em meios urbanos, com grande importância para delimitação de zonas naturalmente alagáveis. Visa à fornecer elementos para a ocupação planejada e o suporte a sistemas de alerta, em cidades que já se encontram implantadas nos leitos maiores de grandes rios, com risco de inundações frequentes. Procura-se com a pesquisa a identificação das peculiaridades deste tipo de modelagem, utilizando-se a análise crítica dos dados existentes e dos resultados obtidos. A pesquisa também visa à identificação de coeficientes de rugosidade de Manning associados a diferentes tipos de ocupação urbana obtidos segundo a calibração de quatro diferentes cenários de modelagem unidimensional.

O estudo foi realizado com base na cidade de Governador Valadares, em Minas Gerais, a qual possui dados de batimetria e topografia, bem como de vários períodos de monitoramento limimétricos registrados, com desenvolvimento de calibração em regime permanente para posterior comparação dos resultados com o regime transitório. Para a elaboração dos quatro diferentes tipos de modelos foram utilizados recursos de representação do meio urbano em base *SIG (Sistema de Informações Georreferenciadas)*, que procuram representar as benfeitorias instaladas na planície de inundação, em diferentes níveis de detalhamento. O software HEC-RAS 4.1, do *Hydrologic Engineering Center*, foi utilizado para a modelagem, simulações e calibrações. Para a obtenção dos dados topológicos e para geração das manchas de inundação utilizou-se os softwares ArcGIS, desenvolvido pela *ESRI*, e HEC-GeoRAS, desenvolvido conjuntamente pela *ESRI* e *Hydrologic Engineering Center*. As calibrações dos coeficientes de Manning foram realizadas com dados relativos a onze séries de vazões e alturas de linha de água observadas e obtidas pela curva chave desenvolvida (CPRM, 2004) em sete seções de monitoramento. Para as demais análises utilizaram-se também cinco hidrogramas de registros horários, e suas respectivas vazões de pico. Foram procedidas análises de sensibilidade para uma ampla faixa de vazões, para teste de validade dos limites dos parâmetros adotados, ao longo da calha e planície de inundação. A avaliação comparativa das manchas de inundação simuladas com os dados efetivamente observados permite discernir as características de precisão, representatividade e praticidade das quatro hipóteses de modelagem, para definir o grau de representatividade dos modelos. Finalmente, procura-se

discorrer sobre aspectos práticos da modelagem, limitações, potencialidades e análises críticas dos dados.

ABSTRACT

This research objectifies the analysis of computational hydraulic models for floodplain representation in urban areas, with great importance for delimitation of naturally floodable zones. It aims to provide elements for planning occupation and the support for alert systems, in cities that are already implanted in the floodplains of great rivers, with frequent flooding risk. It searches the peculiarities identification of this kind of modeling, using the critical analysis of the existing data and the obtained results. The research also aims at the identification of Manning roughness coefficients associates to different kinds of urban occupation obtained according to the calibration of four different scenarios of one-dimensional models.

The study was developed in Governador Valadares city, in Minas Gerais, which owns data of bathymetry and topography, as well as of several gaged data of flooding periods registered, with calibration developed in steady flow simulation to posterior comparisons with unsteady flows simulations results. To elaborate the four different kinds of models were used representation of the urban area in a database *GIS (Geographic Information System)*, representing the buildings installed in the flood plain, in different levels of details. The software HEC-RAS 4.1, of Hydrologic Engineering Center, was used to the modeling, simulations and calibrations. For the data topologic obtainment and for floodplain delineation it used the software ArcGIS, developed by ESRI, and HEC-GeoRAS, developed jointly by ESRI and Hydrologic Engineering Center. The coefficients calibrations of Manning were accomplished with observed data of eleven series of gaged flows and heights and data obtained of the developed flow curve (CPRM, 2004), in seven gaged sections. For the other analyses were also used five hydrographs of recorded events, and their respective peak flows. There were proceeded as sensibility analyses for a wide flows band, to verify the limits validity of the adopted parameters, along the flood main channel and floodplain. The comparative evaluation of floodplain delineation simulated with effective observed data allows discerning the characteristics of precision, representativity and practicability of the four modeling hypotheses, to define the models representation degree. Finally, it relates over about modeling's practical aspects, limitations, potentialities and critical analysis of the data.

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	IV
LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XII
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 JUSTIFICATIVAS	3
3 OBJETIVOS.....	5
3.1 OBJETIVO GERAL	5
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
4 REVISÃO DA LITERATURA	6
4.1 DESCRIÇÃO MATEMÁTICA DO ESCOAMENTO PERMANENTE E TRANSITÓRIO	6
4.1.1 Hipóteses básicas	6
4.1.2 Formulação matemática – escoamento permanente.....	6
4.1.3 Métodos numéricos para cálculo do escoamento permanente	8
4.1.4 Formulação matemática – escoamento transitório	10
4.1.5 Métodos numéricos para cálculo do escoamento transitório.....	11
4.2 MODELAGEM DE CHEIAS EM MEIOS URBANOS UTILIZANDO HEC-RAS	15
4.2.1 Introdução	15
4.2.2 Representação dos cenários e equipamentos urbanos	15
4.2.3 Calibração dos Parâmetros adotados	17
4.3 INTRODUÇÃO AO SOFTWARE HEC-RAS.....	19
4.3.1 Limitações da modelagem	19
4.3.2 Análise de sensibilidade dos parâmetros de calibração.....	22
5 METODOLOGIA.....	24
5.1 ANÁLISE CRÍTICA DA BASE DE DADOS.....	24
5.2 CENÁRIOS DE REPRESENTAÇÃO TOPOLÓGICA DO MEIO URBANO	24
5.3 SIMULAÇÕES DE ESCOAMENTO PERMANENTE E TRANSITÓRIO	25
5.3.1 Introdução	25
5.3.2 Calibração dos modelos – Regime permanente.....	25
5.3.3 Análise entre regimes - Propagação transitória	26
5.4 GERAÇÃO DE MANCHAS DE INUNDAÇÃO.....	26
5.5 ANÁLISES	26
5.5.1 Análise da calibração de vazões – regime permanente.....	26
5.5.2 Análise entre regimes	27
5.5.3 Análise de sensibilidade	27
6 ESTUDO DE CASO: RIO DOCE EM GOVERNADOR VALADARES, MINAS GERAIS.....	28
6.1 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	28
6.2 TRABALHOS REALIZADOS E O SISTEMA DE ALERTA.....	31
6.2.1 Introdução ao modelo existente.....	33
6.2.2 Cheias históricas	34
6.3 LEVANTAMENTO DE DADOS	35
6.3.1 Seções transversais.....	35
6.4 CENÁRIOS DE REPRESENTAÇÃO TOPOLÓGICA DO MEIO URBANO	44
6.4.1 Cenário Unidimensional Simples ($P - US$) e ($T - US$).....	48
6.4.2 Cenário Unidimensional Detalhado ($P - UD$) e ($T - UD$).....	49
6.4.3 Cenário Pseudobidimensional com Áreas Bloqueadas ($P - PAB$) e ($T - PAB$).....	50
6.4.4 Cenário Pseudobidimensional com Áreas Inefetivas ($P - PAI$) e ($T - PAI$).....	51
6.4.5 Parâmetros hidráulicos	52
6.5 SIMULAÇÕES	59

6.5.1	<i>Dados Fluviométricos</i>	59
6.5.2	<i>Calibração</i>	64
6.5.3	<i>Propagações em regime Transitório</i>	69
7	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	71
7.1	MODELOS HIDRÁULICOS E A REPRESENTAÇÃO DO MEIO URBANO	71
7.2	CALIBRAÇÃO DOS MODELOS.....	73
7.2.1	<i>Calibração dos modelos em regime permanente</i>	73
7.2.2	<i>Balço de Vazões</i>	76
7.3	SIMULAÇÕES EM REGIME TRANSITÓRIO	80
7.4	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO	80
7.4.1	<i>Calibração de vazões de base e cheia</i>	80
7.4.2	<i>Interferência de estruturas hidráulicas - Pontes</i>	82
8	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	85
	REFERÊNCIAS	89
	ANEXOS	92
	ANEXO 1 - SEÇÕES TRANSVERSAIS TOPOBATIMÉTRICAS UTILIZADAS (CPRM, 2004).	93
	ANEXO 2 – MANCHAS DE INUNDAÇÃO COMDEC-GV COMPARADAS ÀS MANCHAS DE INUNDAÇÃO GERADAS EM REGIME PERMANENTE - MODELO P – UD.	105
	ANEXO 3 – MANCHAS DE INUNDAÇÃO GERADAS PELA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS - MODELO P – US.	109
	ANEXO 4 – MANCHAS DE INUNDAÇÃO GERADAS PELA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS - MODELO P – UD;	121
	ANEXO 5 – MANCHAS DE INUNDAÇÃO GERADAS PELA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS - MODELO P – PAB.	133
	ANEXO 6 – MANCHAS DE INUNDAÇÃO GERADAS PELA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS - MODELO P – PAI.	145
	ANEXO 7 – RESULTADOS DA FUNÇÃO CRITÉRIO E DESVIO PADRÃO PARA OS TRECHOS CARACTERÍSTICOS.	157

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1 – Perfil das linhas de água e energia e termos da equação de energia - Adaptado de MASCARENHAS <i>et al.</i> (2007).....	7
Figura 4.2 – Malha de plano $x-t$ usada para solução numérica das equações de Saint-Venant por diferenças finitas - Adaptado de CHOW <i>et al.</i> (1988)	12
Figura 4.3 – Aproximações por diferenças finitas para a função $u(x)$ - Adaptado de CHOW <i>et al.</i> (1988).....	13
Figura 4.4 – Representação de faixas com coeficientes de Manning esquemático do HEC-RAS.....	20
Figura 4.5 – Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais – Adaptado de CHOW (1973).....	22
Figura 6.1 – Localização da Cidade de Governador Valadares.....	28
Figura 6.2 – Cidade de Governador Valadares (Fonte: Google Earth)	30
Figura 6.3 – Visão parcial da Cidade de Governador Valadares – Ilha dos Araújos ao centro (Fonte: Google).....	30
Figura 6.4 – Bacia de drenagem do rio Doce em Governador Valadares.....	31
Figura 6.5 – Régua instalada no S.A.A.E.....	32
Figura 6.6 – Régua instalada na Univale (Parte jusante dos modelos).	33
Figura 6.7 – Representação em perspectiva do modelo desenvolvido pela CPRM.....	34
Figura 6.8 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 12.....	36
Figura 6.9 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 11.....	36
Figura 6.10 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 10.....	37
Figura 6.11 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 9.....	38
Figura 6.12 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 8.....	38
Figura 6.13 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 7.....	39
Figura 6.14 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 6.....	40
Figura 6.15 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 5.....	40
Figura 6.16 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 4.....	41
Figura 6.17 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 3.....	42
Figura 6.18 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 2.....	42
Figura 6.19 – Seções topográficas e batimétricas – Seção 1.....	43
Figura 6.20 – Representação tridimensional do MDT de Governador Valadares.....	44
Figura 6.21 – Localização das 12 seções transversais do rio Doce em Governador Valadares. Adaptado de (CPRM, 2004).....	46
Figura 6.22 – Localização dos trechos do modelo da cidade de Governador Valadares.....	47
Figura 6.23 – Modelo para Cenário Unidimensional Simples (P – US) e (T – US).....	49
Figura 6.24 – Modelo para Cenário Unidimensional Detalhado (P – US) e (T – UD).....	50

Figura 6.25 – Modelo para Cenário Pseudobidimensional com Áreas Bloqueadas (P – PAB) e (T – PAB)	51
Figura 6.26 – Modelo para Cenário Pseudobidimensional com Áreas Inefetivas (P – PAI) e (T – PAI)	52
Figura 6.27 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – P - US.....	55
Figura 6.28 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – P - UD.....	56
Figura 6.29 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – P - PAB.....	57
Figura 6.30 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração –P - PAI.	58
Figura 6.31 –Curva-Chave da estação Governador Valadares – Nº. 56850000 – ANAAadaptado de CPRM 2004.....	59
Figura 6.32 - Hidrogramas de intervalos de tempo de uma hora e quatro horas.	63
Figura 7.1 — Seção característica de montante	71
Figura 7.2 –Seção característica ponte da estrada.	71
Figura 7.3 –Seção característica ramo esquerdo montante.....	72
Figura 7.4 –Seção característica ramo esquerdo próxima à ponte da ilha.	72
Figura 7.5 –Seção característica ramo direito.	72
Figura 7.6 –Seção característica a jusante da ilha.....	72
Figura 7.7 –Seção característica de jusante.	72
Figura 7.8 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - US.....	74
Figura 7.9 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - UD.	75
Figura 7.10 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - PAB.....	75
Figura 7.11 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - PAI.	76
Figura 7.12 – Esquema representativo da calibração de Manning e de vazões.	77
Figura 7.13 – Balanço de vazões – Modelo P - US.	78
Figura 7.14 – Balanço de vazões – Modelo P - UD.....	78
Figura 7.15 – Balanço de vazões – Modelo P - PAB.....	79
Figura 7.16 – Balanço de vazões – Modelo P - PAI.	79
Figura 7.17 – Ponte da BR-116 – Modelo P - UD.....	84
Figura 7.18 – Ponte da ilha dos Araújos – Modelo P - UD.	84
Figura A.1.1 –Seção 1	93
Figura A.1.2 –Seção 2	94
Figura A.1.3 –Seção 3	95
Figura A.1.4 –Seção 4	96
Figura A.1.5 –Seção 5	97
Figura A.1.6 –Seção 6	98
Figura A.1.7 –Seção 7	99
Figura A.1.8 –Seção 8	100

Figura A.1.9 –Seção 9	101
Figura A.1.10 –Seção 10	102
Figura A.1.11 –Seção 11	103
Figura A.1.12 –Seção 12	104
Figura A.3.1 – Mancha de inundação da COMDEC-GV comparada à mancha de inundação em regime permanente para 2.960 m³/s	106
Figura A.3.1– Mancha de inundação da COMDEC-GV comparada à mancha de inundação em regime permanente para 3.405 m³/s	107
Figura A.3.1 – Mancha de inundação da COMDEC-GV comparada à mancha de inundação em regime permanente para 3.900 m³/s	108
Figura A.3.1 – Mancha de inundação PF1.	110
Figura A.3.2 – Mancha de inundação PF2.	111
Figura A.3.3 – Mancha de inundação PF3.	112
Figura A.3.4 – Mancha de inundação PF4.	113
Figura A.3.5 – Mancha de inundação PF5.	114
Figura A.3.6 – Mancha de inundação PF6.	115
Figura A.3.7 – Mancha de inundação PF7.	116
Figura A.3.8 – Mancha de inundação PF8.	117
Figura A.3.9 – Mancha de inundação PF9	118
Figura A.3.10 – Mancha de inundação PF10.	119
Figura A.3.11 – Mancha de inundação PF11.	120
Figura A.4.1 – Mancha de inundação PF1.	122
Figura A.4.2 – Mancha de inundação PF2.	123
Figura A.4.3 – Mancha de inundação PF3.	124
Figura A.4.4 – Mancha de inundação PF4.	125
Figura A.4.5 – Mancha de inundação PF5.	126
Figura A.4.6 – Mancha de inundação PF6.	127
Figura A.4.7 – Mancha de inundação PF7.	128
Figura A.4.8 –Mancha de inundação PF8.	129
Figura A.4.9 – Mancha de inundação PF9.	130
Figura A.4.10 – Mancha de inundação PF10.	131
Figura A.4.11 – Mancha de inundação PF11.	132
Figura A.5.1 – Mancha de inundação PF1.	134
Figura A.5.2 – Mancha de inundação PF2.	135
Figura A.5.3 – Mancha de inundação PF3.	136
Figura A.5.4 – Mancha de inundação PF4.	137
Figura A.5.5 – Mancha de inundação PF5.	138

Figura A.5.6 – Mancha de inundação PF6.	139
Figura A.5.7 – Mancha de inundação PF7.	140
Figura A.5.8 – Mancha de inundação PF8.	141
Figura A.5.9 – Mancha de inundação PF9.	142
Figura A.5.10 – Mancha de inundação PF10.	143
Figura A.5.11 – Mancha de inundação PF11.	144
Figura A.6.1 – Mancha de inundação PF1.	146
Figura A.6.2 – Mancha de inundação PF2.	147
Figura A.6.3 – Mancha de inundação PF3.	148
Figura A.6.4 – Mancha de inundação PF4.	149
Figura A.6.5 – Mancha de inundação PF5.	150
Figura A.6.6 – Mancha de inundação PF6.	151
Figura A.6.7 – Mancha de inundação PF7.	152
Figura A.6.8 – Mancha de inundação PF8.	153
Figura A.6.9 – Mancha de inundação PF9.	154
Figura A.6.10 – Mancha de inundação PF10.	155
Figura A.6.11 – Mancha de inundação PF11.	156

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 –Valores do coeficiente de Manning para classes de uso do solo - Adaptado de DE JONG <i>et al.</i> (2003).....	18
Tabela 6.1 – Valores de contração e expansão utilizados.....	53
Tabela 6.2 – Valores de coeficiente de Manning.....	53
Tabela 6.3 – Equações da curva-chave estação Governador Valadares – Nº. 56850000 - ANA - Adaptado de CPRM (2004).....	59
Tabela 6.4 – Elevações definidas pela curva-chave.....	60
Tabela 6.5 – Hidrogramas – Intervalo de 4 horas.....	61
Tabela 6.6 – Hidrogramas – Intervalo de 1 hora.....	63
Tabela 6.7 – Resultados de calibração– Modelo P – UD.....	65
Tabela 6.8 – Resultados de calibração– Modelo P –PAB.....	66
Tabela 6.9 – Resultados de calibração– Modelo P –PAI.....	67
Tabela 6.10 – Resultados de calibração– Modelo.....	68
Tabela 6.11 – Resultados hidrogramas propagados – Seção montante.....	69
Tabela 6.12 – Resultados hidrogramas propagados – Seção jusante.....	70
Tabela 7.1 – Função Critério Global.....	74
Tabela 7.2 – Balanço de vazões.....	77
Tabela 7.3 – Análise de Sensibilidade – Modelo P – US.....	81
Tabela 7.4 – Análise de Sensibilidade – Modelo P – UD.....	81
Tabela 7.5 – Análise de Sensibilidade – Modelo P –PAB.....	81
Tabela 7.6 – Análise de Sensibilidade – Modelo P –PAI.....	82
Tabela 7.7 – Médias dos valores de diferenças percentuais para cada modelo.....	82
Tabela A.2.1 –Seção 1.....	93
Tabela A.2.2 –Seção 2.....	94
Tabela A.2.3 –Seção 3.....	95
Tabela A.2.4 –Seção 4.....	96
Tabela A.2.5 –Seção 5.....	97
Tabela A.2.6 –Seção 6.....	98
Tabela A.2.7 –Seção 7.....	99
Tabela A.2.8 –Seção 8.....	100
Tabela A.2.9 –Seção 9.....	101
Tabela A.2.10 –Seção 10.....	102
Tabela A.2.11 –Seção 11.....	103
Tabela A.2.12 –Seção 12.....	104
Tabela A.7.1 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P – US.....	157

Tabela A.7.2 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P – UD	158
Tabela A.7.3 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P – PAB	160
Tabela A.7.4 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P – PAI	162

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Y_1, Y_2	Profundidade líquida na seção a montante e jusante
Z_1, Z_2	Cotado fundo do canal em relação <i>Datum</i> , a montante e jusante
V_1, V_2	Velocidade média na seção
α_1, α_2	Coefficientes de Coriolis a montante e jusante
g	Aceleração da gravidade
h_e	Perda de carga
x	Representação de dimensão x
h	Altura da superfície líquida
U	Velocidade
t	Tempo
S_x	Declividade na direção x
S_f	Declividade do fundo do canal
L	Comprimento do trecho
\bar{S}_f	Coefficiente de perda de carga representativo do trecho
C	Coefficientes representativo de perda de carga por contração e expansão
\bar{Q}	Média aritmética das vazões
L_{lob}	Comprimento do trecho na margem esquerda
L_{ch}	Comprimento do trecho no canal principal
L_{lor}	Comprimento do trecho na margem direita
Δ	Incremento infinitesimal / Diferença entre dois valores
∂	Operador de derivada parcial
i	Pontos que denotam evolução na distância
j	Pontos que denotam evolução no tempo
'	Derivada parcial de primeira ordem
''	Derivada parcial de segunda ordem
'''	Derivada parcial de terceira ordem
\approx	Se aproxima de
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
MDT	Modelo Digital do Terreno
SIG	Sistema de Informações Georreferenciadas
n	Coefficiente de Manning
A	Área da seção molhada
P	Perímetro da seção molhada

K	Condutância
R_h	Raio Hidráulico
H:V	Relação entre as dimensões horizontais e verticais de um talude
HEC	Hydrologic Engineering Center
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<i>Raster</i>	Imagem georreferenciada associada à banco de dados
ANA	Agência Nacional de Águas
Δt	Intervalo de cálculo
Δx	Distância entre seções
V_w	Velocidade da onda de cheia
C_r	Número de Courant
P – US	Modelo Permanente Unidimensional Simples
P – UD	Modelo Permanente Unidimensional Detalhado
P – PAI	Modelo Permanente Unidimensional Áreas Inefetivas
P – PAB	Modelo Permanente Unidimensional Áreas Bloqueadas
T – US	Modelo Transitório Unidimensional Simples
T – UD	Modelo Transitório Unidimensional Detalhado
T – PAI	Modelo Transitório Unidimensional Áreas Inefetivas
T – PAB	Modelo Transitório Unidimensional Áreas Bloqueadas
Aw	Clima tropical com chuvas de verão segundo Köppen
IGAM	Instituto Mineiro de Gestão das Águas
SAAE	Serviço Autônomo de Água e Esgoto
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
USACE	United States Army Corps of Engineers
Σ	Somatório
y_o	Cota de cheia observada
y_c	Cota de cheia calculada
\bar{y}	Média das cotas
N	Número de observações
FC	Função Critério
N.A.	Nível de Água
COMDEC-GV	Comissão Municipal de Defesa Civil de Governador Valadares

1 INTRODUÇÃO

Imbuídos pela motivação em se determinar qual a melhor forma de representação para as modelagens matemáticas de cheias em meios urbanos esta pesquisa foi direcionada para a avaliação de áreas de representação de equipamentos e benfeitorias deste meio. O estudo de caso escolhido, muito apropriado para esta avaliação, foi a cidade de Governador Valadares, em Minas Gerais. Estacidade sofre frequentes e intensos problemas de inundação em seu meio urbano, localizado na planícies de inundação natural do rio Doce, e, devido a estes fatos, possui uma gama de dados observados por um período considerável, bem como informações topológicas suficientes.

Para iniciar a apresentação desta dissertação proceder-se-á uma sucinta descrição da divisão e arranjo dos capítulos que a compõe. A citada divisão é de oito capítulos. O arranjo segue uma ordem, a iniciar-se por esta introdução, que dá corpo ao capítulo um, e onde são descritos os demais capítulos com uma relativa ênfase ao estudo de caso realizado, seguida pelo capítulo dois, de justificativas para esta pesquisa.

O capítulo três é composto pelo objetivo principal e objetivos específicos, que detalham o propósito desta pesquisa. O capítulo quatro apresenta a revisão bibliográfica, que visa uma abordagem sobre o estudo de inundações em meios urbanos, com detalhamento da teoria dos modelos hidráulicos e a calibração de parâmetros dos modelos, que subsidiará a análise de sensibilidade dos mesmos, e das limitações inerentes a estes modelos.

O capítulo cinco apresenta a metodologia adotada para o desenvolvimento da pesquisa, englobando as vazões e hidrogramas propagados, a adoção de cenários de acordo com as hipóteses propostas, os modelos numéricos utilizados para a propagação da onda de cheia, a utilização de informação SIG para o mapeamento de áreas inundáveis e os dados e parâmetros a serem utilizados para o estudo da cheia urbana. Ainda para o capítulo cinco se realiza uma descrição do procedimento para a análise de sensibilidade dos parâmetros de calibração dos cenários.

O capítulo seis refere-se ao estudo de caso utilizado para a aplicação da metodologia proposta, apresentando um histórico da cidade e seus eventos de inundação. Este capítulo engloba uma caracterização da área e os modelos com cenários propostos para a representação da superestrutura da cidade. O capítulo sete apresenta os resultados obtidos com a aplicação

dos modelos unidimensionais que integram os cenários de simulação. É incluída uma discussão dos resultados encontrados pela análise de sensibilidade realizada e são expostos mapas com manchas de inundação gerados para toda a área de estudo, seguida por uma análise numérica da variação destas várias manchas de inundação. Ao fim, o capítulo oito apresenta as conclusões deste trabalho e algumas recomendações para trabalhos, pesquisas e estudos vindouros.

2 JUSTIFICATIVAS

Inseridos em um meio artificial os rios, em leitos naturais ou canalizados, em áreas urbanas, que se localizem em áreas aproximadamente planas, têm potencial para formar grandes áreas alagáveis, segundo MASCARENHAS *et al.* (2000). Este potencial vem sendo agravado, uma vez que o meio urbano vem sofrendo, há muito tempo, a concentração da população. No Brasil 81 % do total da população, já no ano de 2.000, estava concentrado nas cidades (BAPTISTA *et al.*, 2005).

As intervenções adotadas pela engenharia são as medidas de combate às enchentes, assim delineadas em dois grupos: as estruturais e não-estruturais.

As medidas estruturais envolvem um grande investimento e manutenção, por se tratarem da execução de estruturas de grande porte, e assim, se tornam onerosas. Seu uso não assegura que o problema está resolvido, pois podem falhar.

Outra estratégia aplicada à ocupação urbana é o uso de medidas não estruturais, como a delimitação de áreas onde o risco hidrológico, relacionado à segurança efetiva da população e equipamentos, seja menor. São as chamadas áreas *non aedificandi*, definidas a partir da modelagem matemática, a qual permite a delimitação de áreas potencialmente alagáveis. Possibilita-se, desta forma, o zoneamento de planícies de inundação, de acordo com o risco pretendido. Talvez seja esta a medida mais interessante e inteligente em relação ao planejamento e concepção do equipamento urbano, pois permite um arranjo ambientalmente correto e prognóstico da ocupação.

Outra possibilidade de medida não estrutural, para o uso das informações sobre manchas de inundação, é a criação e implantação de um sistema de alerta em tempo real. Esta é uma opção que pode ser onerosa, pois implica em maior grau de dificuldade técnica para implantação e operação, pela própria natureza de um sistema que envolve previsão e simulação matemática, como também pela mobilização, pois requer movimentação de pessoas e bens. Porém, pode ser muito útil, principalmente para poupar a população residente de maior sofrimento e exposição ao perigo, podendo ser aplicada a meios urbanos já desenvolvidos, como é o caso da cidade Governador Valadares, em Minas Gerais, adotada para o estudo de caso desta pesquisa.

Neste contexto, na maioria das vezes, a ocupação urbana ocorre sem que haja o devido acompanhamento necessário da infraestrutura que deveria estar associada a esta ocupação, ou seja, as condições mínimas de planejamento geral não costumam ser atendidas. Fato que gera importantes reflexos sobre a comunidade que ocupa áreas inundáveis.

BAPTISTA *et al.* (2005), estimaram um valor de dois bilhões de dólares com despesas e prejuízos anuais com inundações, no Brasil. Segundo TUCCI (2000, apud BAPTISTA *et al.*, 2005) o valor estimado é da ordem de um bilhão de dólares.

De acordo com VIEUX e BEDIANT (2004) nas áreas urbanas, onde poucas estruturas de controle de inundação são possíveis, o sistema de alerta contra enchentes deve ter o maior potencial para reduzir os danos. Contudo, sabe-se que na realidade brasileira estas obras não possuem o empenho necessário, justificando novamente o planejamento antecipado à urbanização, por uso da delimitação de áreas com riscos associados à inundação.

A ferramenta que permite a definição sobre qual área deve ser contemplada com uma obra para controle de inundação, ou delimitação de áreas *non aedificandi*, é a modelagem matemática computacional, pois esta permite a adequada delimitação das áreas de interesse. Porém, por trás da modelagem computacional se encontram as estruturas formais da matemática aplicada à hidráulica de canais, e de recursos de representação topológica, como as áreas bloqueadas e inefetivas.

Para o estudo da modelagem hidráulica computacional neste contexto são desenvolvidos quatro modelos que perfazem cenários de crescente complexidade, que contém elementos que representam os equipamentos urbanos, em duas hipóteses, para avaliação de critérios e ferramentas de modelagem. Pretende-se, assim, avaliar o ganho de representação dos equipamentos urbanos. Serão avaliadas possíveis diferenças entre simulações de vazões e propagações de hidrogramas. A pesquisa indicará coeficientes de Manning para os meios urbanos, avaliados pelo uso do solo e calibração dos modelos em regime permanente, com uma posterior análise de sensibilidade destes parâmetros.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é a avaliação da representatividade das manchas de inundação de acordo com diferentes hipóteses de modelagem hidráulica e de representação topológica em meios urbanos sujeitos às inundações.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Com base no estudo de caso da cidade de Governador Valadares são os seguintes os objetivos específicos propostos:

- Expedição de campo com levantamento e coleta de dados topológicos e de vazões monitoradas ao longo do tempo;
- Análise de consistência referentes à caracterização topológica;
- Criação de cenários com sucessivos graus de representatividade;
- Simulações de diferentes eventos em regimes de escoamento permanente para a calibração e definição de coeficientes de Manning associados ao uso solo urbano;
- Propagação transitória de hidrogramas para análise comparativa com regime permanente;
- Análise da influência sobre o coeficiente de Manning por cenários com menor e maior grau de detalhamento das características dos equipamentos urbanos;
- Análise da variação do coeficiente de Manning com a profundidade entre os diferentes cenários;
- Estudo e comparações com modelos existentes para o estudo de caso;
- Elaboração das manchas de inundação dos modelos para representar os resultados em regime permanente;
- Descrição dos resultados, análises e recomendações para trabalhos futuros com escopo similares.

4 REVISÃO DA LITERATURA

4.1 DESCRIÇÃO MATEMÁTICA DO ESCOAMENTO PERMANENTE E TRANSITÓRIO

4.1.1 Hipóteses básicas

Uma classificação geral básica, que norteia o estudo da hidráulica, diz respeito à pressão reinante no conduto, podendo ser forçado ou livre (BAPTISTA e COELHO, 2002). Esta pesquisa trata exatamente do segundo caso.

Assim, assume-se para esta pesquisa as seguintes premissas para a representação do escoamento livre:

- Unidimensional;
- Distribuição de pressão hidrostática;
- Fluido incompressível e de densidade constante.

Entre os objetivos desta pesquisa está a comparação entre os escoamentos permanente e transitório. Assim, imbuído pela matemática formal utilizada, prossegue-se com a revisão.

4.1.2 Formulação matemática – Escoamento permanente

A premissa que conduz a equação de energia sentencia que:

Uma partícula de água em escoamento com peso específico γ , massa específica ρ , massa m e situada a uma cota z em relação a um Datum, e considerando esta partícula submetida a um campo gravitacional, levando-se em conta as energias cinéticas e potenciais de posição e de pressão (MASCARENHAS *et al.*, 2007).

Para a determinação do escoamento permanente a solução da equação de energia, creditada à Bernoulli, é dada pela seguinte formulação, como descrito por MASCARENHAS *et al.* (2007):

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (4.1)$$

Onde os termos são os seguintes, respectivamente;

$Y_1, Y_2 \rightarrow$ Profundidade líquida na seção;

$Z_1, Z_2 \rightarrow$ Cota do fundo do canal em relação a um *Datum*;

$V_1, V_2 \rightarrow$ Velocidade média na seção;

$\alpha_1, \alpha_2 \rightarrow$ Coeficientes de Coriolis;

$g \rightarrow$ Aceleração da gravidade;

$h_e \rightarrow$ Perda de carga no trecho.

A Figura 4.1 demonstra os termos da equação de energia.

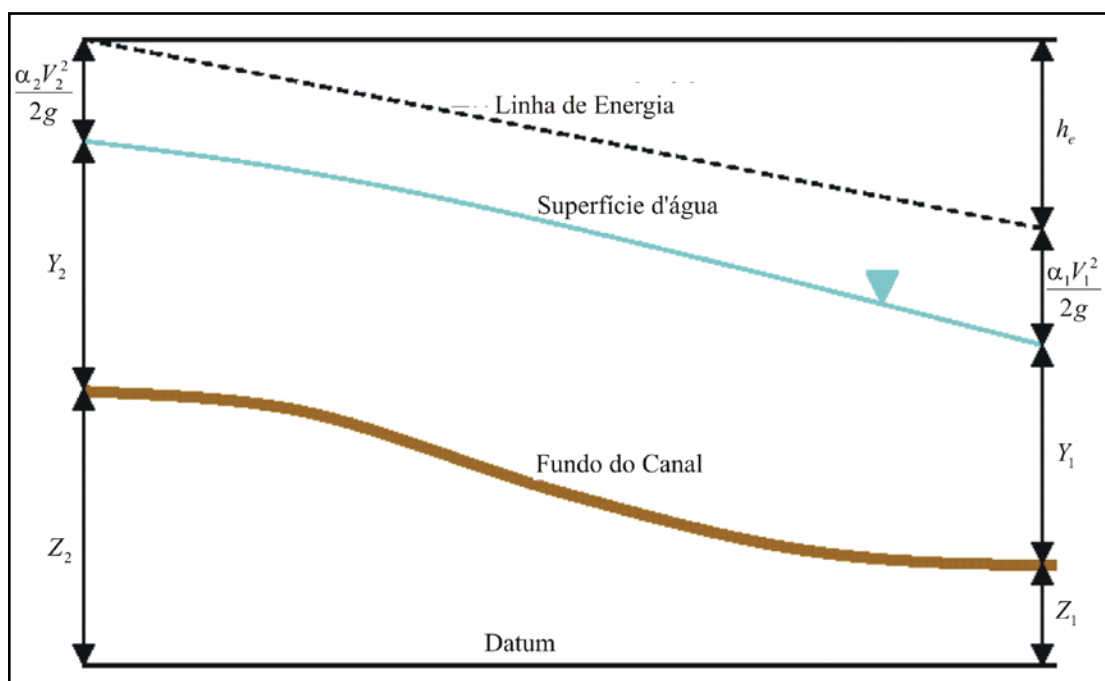


Figura 4.1 – Perfil das linhas de água e energia e termos da equação de energia - Adaptado de MASCARENHAS *et al.*(2007).

4.1.3 Métodos numéricos para cálculo do escoamento permanente

Os perfis da superfície líquida são calculados de uma seção para a próxima pela resolução da equação de energia por um processo iterativo conhecido como Método Passo Padrão, introduzido por CHOW (1959).

Para escoamentos na grande maioria dos canais naturais em condições normais, o perfil em trechos de canais curtos é muito semelhante ao perfil para o escoamento uniforme, mas sutilmente modificado por irregularidades do canal. Para escoamentos aparentemente gradualmente variados uma solução aproximada pode ser obtida por ambos os métodos de integração direta ou Método do Passo Direto, assumindo-se um canal prismático que tenha a média das características hidráulicas e geométricas de um canal natural. Para uma solução prática e precisa, entretanto, o Método do Passo Padrão é recomendado, segundo CHOW (1959).

O Método do Passo Padrão possui algumas vantagens óbvias em aplicações para canais naturais. Quando a velocidade principal é pequena o método pode ser procedido, mesmo em uma direção errada sem resultar em sérios erros, mas é sempre aconselhável seguir a direção de montante se o escoamento é subcrítico e para jusante se o escoamento é supercrítico. A elevação da superfície líquida em uma seção inicial, onde o cálculo de um perfil do escoamento deve iniciar-se, pode não ser conhecido para um canal natural; o uso do passo computacional nesta conexão oferece uma vantagem especial. Se o passo computacional é iniciado com uma elevação assumida e esta não está correta para uma determinada descarga, então o perfil do escoamento vai se tornar mais próximo ao correto a cada passo, uma vez que a direção seja a certa, segundo CHOW (1959).

A determinação da superfície líquida é feita pelo uso das equações 4.1 e 4.2, em um processo iterativo, sendo este processo computacional o seguinte;

1. Calcula-se uma determinada elevação da superfície de água, WS_1 , na seção à montante (ou na seção à jusante se um perfil supercrítico está sendo calculado);
2. Baseado na elevação de superfície de água calculada determina-se a condutância e velocidade correspondente;
3. Com os valores do passo 2, podem se calcular \bar{S}_f e resolver a equação 4.2 para h_e ;

4. Com valores dos passos 2 e 3 é possível calcular a equação 4.1 para WS_2 ;
5. Comparam-se os valores assumidos, WS_1 , e calculado, WS_2 , até o momento no qual a diferença convirja para 0,003 m, ou outro valor definido.

A perda de carga entre duas seções é devida às perdas por atrito e por perdas por contração e expansão. A equação de perda de carga proposta é a seguinte;

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (4.2)$$

Onde;

L → Comprimento do trecho;

\bar{S}_f → Coeficiente de perda de carga representativo do trecho;

C → Coeficientes representativo de perda de carga por contração e expansão;

O comprimento do trecho, L , é calculado como segue:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (4.3)$$

Onde;

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} → Comprimentos dos trechos para as seções especificadas em sua margem esquerda, canal principal e margem direita.

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ → Média aritmética das vazões entre as seções especificadas em sua margem esquerda, canal principal e margem direita.

Em geral, quando não se consegue balancear a equação de energia em uma seção, as causas comuns disto são normalmente um número inadequado de seções (seções muito espaçadas) ou dados inconsistentes presentes nas seções.

4.1.4 Formulação matemática – escoamento transitório

As premissas adotadas para a formulação das equações de Saint-Venant são as seguintes, de acordo com CHAUDHRY (1993):

- A distribuição de pressões no escoamento é tratada como hidrostática. Esta premissa é válida se a superfície líquida não tem curvatura acentuada.
- A declividade do leito é pequena, o canal é de leito fixo e, portanto, assim a profundidade medida normalmente ao canal e verticalmente são praticamente a mesma.
- O escoamento é unidimensional, ou seja, a velocidade (u) do escoamento é uniforme na seção.
- O canal é prismático. A seção transversal do canal pode variar ao longo do escoamento, porém variações desse tipo são tratadas pela restrição de vários pequenos segmentos prismáticos.
- Os coeficientes de rugosidade utilizados em equações de escoamento turbulento e uniforme são aplicáveis ao escoamento não permanente para cálculo da perda de carga. As equações de Manning ou Chézy podem ser utilizadas para descrever efeitos de rugosidade e perdas de carga;
- O fluido é incompressível e de densidade constante.

Três leis da conservação – Massa, momento e energia – são usadas para descrever o escoamento em canais abertos, CHAUDHRY (1993). Duas variáveis do escoamento, como a profundidade e velocidade ou a profundidade e a vazão, são suficientes para descrever as condições do escoamento em uma seção do canal. Entretanto, duas equações devem ser usadas para analisar uma situação típica de escoamento.

Para a forma reduzida temos a equação de conservação da quantidade de momento (TUCCI, 1998):

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o - S_f) \quad (4.4)$$

Para a conservação de massa a equação é escrita como (TUCCI, 1998):

$$b \frac{\partial y}{\partial t} + A \frac{\partial y}{\partial x} + vb \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad (4.5)$$

Entre as simplificações das equações do escoamento as que possuem maior relevância quanto as suas influências sobre esta pesquisa é sobre o escoamento ser admitido como unidimensional e sobre a continuidade da função.

Segundo TUCCI (1998) nas deduções das equações foram desprezadas as variações de velocidade nas direções transversal e vertical, sendo assim, a velocidade média é representativa da variabilidade de velocidades na seção e o processo é considerado, preponderantemente, longitudinal, na direção do rio ou de uma declividade principal.

Tratando-se de uma região onde a planície de inundação tem uma seção larga, que foi ocupada por equipamentos urbanos e existem várias ilhas devido ao processo de assoreamento, pode-se observar a formação de vários trechos preferenciais de escoamento, bem como de áreas de armazenamento, caracterizadas aqui pelos equipamentos urbanos (quarteirões).

4.1.5 Métodos numéricos para cálculo do escoamento transitório

Segundo CHOW *et al.* (1988) as equações de Saint-Venant para escoamentos distribuídos não são facilmente resolvidas por soluções analíticas, exceto em poucos casos especiais muito simples.

Existem equações diferenciais parciais que, em geral, devem ser resolvidas utilizando-se métodos numéricos. Tais métodos são classificados como **Métodos Numéricos Diretos** ou **Métodos Característicos**. Para os Métodos Diretos as equações das diferenças finitas são formuladas a partir das equações diferenciais parciais originadas da continuidade e momento. A solução para a taxa de escoamento e elevação da superfície líquida são então obtidas para tempos e distâncias incrementais ao longo do rio.

Em métodos numéricos para resolução das equações parciais os cálculos são executados em um malha localizada sobre o plano $x-t$. O plano $x-t$ é uma rede de pontos definidos por incrementos de distância de comprimento Δx e incrementos de tempo de duração Δt .

A partir da Figura 4.2, os pontos de distância são denotados pelo índice i e os pontos de tempo pelo índice j . A linha do tempo seria uma linha paralela ao eixo x por todas as distâncias e para um valor de tempo concedido.

Esquemas numéricos transformam as equações diferenciais governantes em um esquema de equações de diferenças finitas algébricas, que pode ser linear ou não linear. As equações de diferenças finitas representam as derivadas espaciais e temporais em termos de variáveis desconhecidas em ambas as linhas do tempo, $j + 1$, e sua linha precedente, j , onde todos os valores são conhecidos de um cálculo anterior (ver Figura 4.2). A solução das equações de Saint-Venant avançam de uma linha do tempo para a próxima.

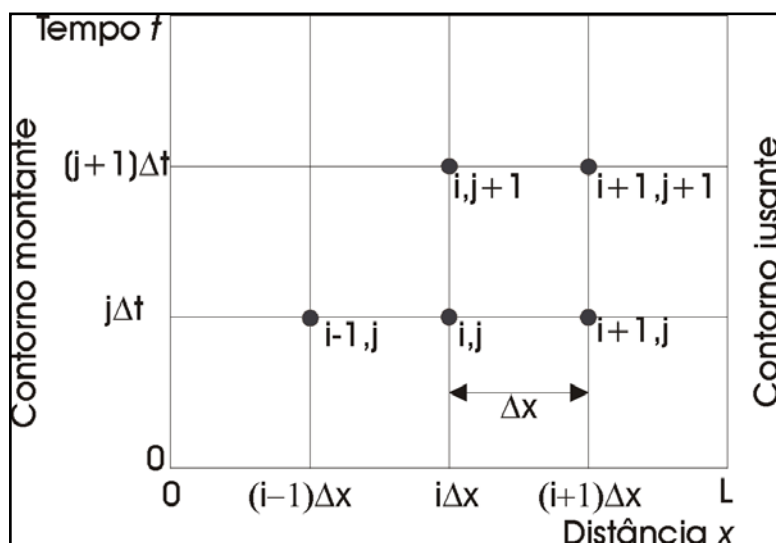


Figura 4.2 - Malha de plano $x-t$ usada para solução numérica das equações de Saint-Venant por diferenças finitas- Adaptado de CHOW *et al.* (1988).

A aproximação para o esquema de diferenças finitas pode ser aproximado pela função $u(x)$ como mostrado na Figura 4.3. Por um processo de expansão da série de Taylor de $u(x)$ em um ponto $x + \Delta x$ produz:

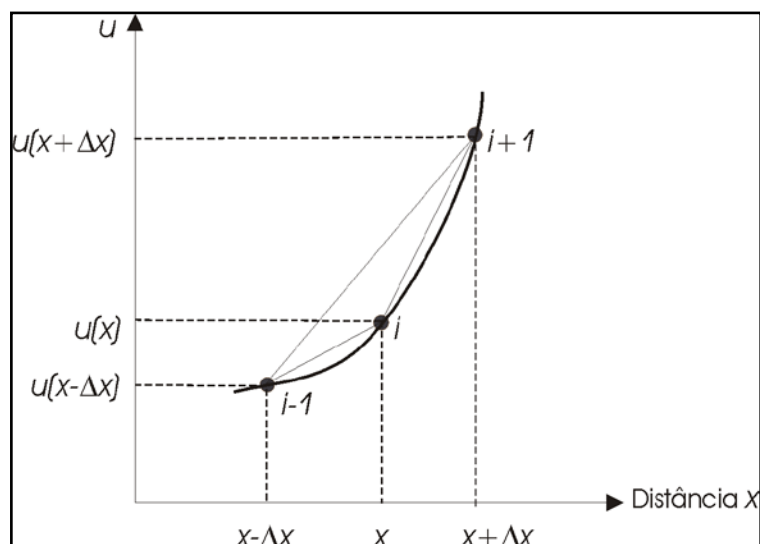


Figura 4.3 - Aproximações por diferenças finitas para a função $u(x)$ - Adaptado de CHOW et al. (1988).

$$u(x + \Delta x) = u(x) + \Delta x u'(x) + \frac{1}{2} \Delta x^2 u''(x) + \frac{1}{6} \Delta x^3 u'''(x) + \dots \quad (4.6)$$

Onde $u'(x) = \partial u / \partial x$, $u''(x) = \partial^2 u / \partial x^2$, e daí em diante. A expansão da série de Taylor em $x - \Delta x$ produz:

$$u(x - \Delta x) = u(x) - \Delta x u'(x) + \frac{1}{2} \Delta x^2 u''(x) - \frac{1}{6} \Delta x^3 u'''(x) + \dots \quad (4.7)$$

Uma aproximação pela Diferença Central utiliza a diferença subtraindo 4.7 de 4.6:

$$u(x + \Delta x) - u(x - \Delta x) = 2 \Delta x u'(x) + 0.(\Delta x^3) \quad (4.8)$$

Onde $0.(\Delta x^3)$ representa um residual contendo os termos de terceira e maiores ordens.

Resolvendo para $u'(x)$ e assumindo $0.(\Delta x^3) \approx 0$ resulta em:

$$u'(x) \approx \frac{u(x + \Delta x) - u(x - \Delta x)}{2 \Delta x} \quad (4.9)$$

Que possui um erro de aproximação de ordem de Δx^2 . Este erro de aproximação, devido à eliminação dos termos de ordem maior, é também referido como erro truncado.

A aproximação para a Diferença Progressiva é definida pela subtração da equação 4.6 de $u(x)$:

$$u(x + \Delta x) - u(x) = \Delta x.u'(x) + 0.(\Delta x^2) \quad (4.10)$$

Assumindo que termos de segunda e ordens maiores são negligenciáveis, solucionando para $u'(x)$ resulta:

$$u'(x) \approx \frac{u(x + \Delta x) - u(x)}{\Delta x} \quad (4.11)$$

Que apresenta um erro de aproximação da ordem de Δx .

A aproximação para a Diferença Regressiva é definida pela subtração de $u(x)$ da equação 4.7:

$$u(x) - u(x - \Delta x) = \Delta x.u'(x) + 0.(\Delta x^2) \quad (4.12)$$

Assumindo que termos de segunda e ordens maiores são negligenciáveis, solucionando para $u'(x)$ resulta:

$$u'(x) \approx \frac{u(x) - u(x - \Delta x)}{\Delta x} \quad (4.13)$$

O método das diferenças finitas pode utilizar o esquema implícito ou o esquema explícito. A principal diferença entre os dois é que para o método na forma explícita os valores desconhecidos são obtidos de forma sequencial ao longo do eixo do tempo de um ponto de distância para outro, enquanto que o método na forma implícita os valores desconhecidos em uma linha do tempo são todos obtidos simultaneamente.

A forma explícita é mais simples, mas pode ser instável, o que significa que valores de Δx e Δt pequenos são necessários para a convergência numérica do procedimento. A forma explícita é mais conveniente por que os resultados são fornecidos em pontos de uma malha, e assim pode-se tratar variações sutis do canal de uma seção para outra, mas, é menos eficiente que a forma implícita, e assim não adequado para simulação de vazões por longos períodos.

A forma implícita é matematicamente mais complicada, mas com o uso de computadores isto não é um problema sério quando se pode programar o método. Este método é estável para longos intervalos com baixa perda de precisão e assim trabalha mais rápido que o método explícito. Este método também pode suportar variações significativas entre as seções que descrevem o canal.

O software utilizado no trabalho proposto, HEC-RAS 4.1, possui em seus algoritmos, a forma implícita de quatro pontos para resolução do método das diferenças finitas, conhecido como esquema caixa (USACE a,2008).

Os esquemas implícitos usam as aproximações por diferenças finitas para ambas as derivações temporal e espacial em termos da variável dependente em uma linha do tempo desconhecida. Com um exemplo simples as derivadas de tempo e espaço podem ser escritas para um ponto desconhecido $(i + 1, j + 1)$ como:

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} \quad (4.14)$$

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (4.15)$$

4.2 MODELAGEM DE CHEIAS EM MEIOS URBANOS UTILIZANDO HEC-RAS

4.2.1 Introdução

Segundo TUCCI (1998) modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas.

Para cálculo e representação de inundações em meios urbanos é necessário um software que permita a representação da topologia e dos demais elementos constituintes deste cenário, como quarteirões e pontes, bem como todas as estruturas que possam interferir com o escoamento.

O software HEC-RAS, utilizado para esta pesquisa, atende a todos estes requisitos e pode ser utilizado para simulações de escoamento permanente e transitório, por representação unidimensional.

4.2.2 Representação dos cenários e equipamentos urbanos

Simulações do escoamento hidráulico requerem representação física detalhada das áreas superficiais com o sistema de drenagem para corretamente descrever os padrões de escoamento de inundações, de acordo com SCHMITT *et al.* (2004). Isto sugere que o

equipamento urbano, como casas, prédios, garagens, pátios, macro-drenagem e qualquer outra estrutura que possa armazenar uma quantidade razoável ou interferir na vazão, seja pelo armazenamento, seja pelo aumento da rugosidade e interferência causada, devem ser representado no modelo através de rotinas de cálculo que mais se aproximem do seu funcionamento hidráulico.

É essencial que as ruas sejam incluídas com precisão pelo *MDT (Modelo Digital do Terreno)* no modelo, pois estas agem como drenos para as enchentes na superfície (MARK *et al.*, 2004). Obviamente esta condição deve ser aplicada somente a modelos bidimensionais que permitam esta representação, de condutância nas direções normais.

Segundo MAKSIMOVIÉ (2001, *apud* Mark *et al.*, 2004) um modelo de simulação de inundações que não leva em conta nenhum direcionamento de águas superficiais e armazenamento de águas superestima sobremaneira a profundidade de inundação.

Para alguns modelos gerados por MARK *et al.* (2004) também foram incluídas casas funcionando com um pequeno armazenamento de água, quando necessário, ou seja, dependendo da realidade de campo.

Também para os modelos gerados por MARK *et al.* (2004), assim como nos procedimentos para geração dos modelos desta pesquisa, foi utilizado a técnica de alteamento dos pontos que representam as benfeitorias urbanas, ou seja, uma correção da altura obtida a partir do MDT.

Além da parametrização da influência da rugosidade encontrada nas estruturas que compõem o meio urbano, procurou-se representar as grandes estruturas comuns dos meios urbanos. Assim os quarteirões e pontes que compõem a infra-estrutura e superestrutura de Governador Valadares tiveram suas dimensões representadas nas seções transversais dos modelos segundo hipóteses de funcionamento hidráulico.

Desta forma a concepção dos quatro modelos topológicos esteve orientada para, a partir das mesmas bases topográficas e batimétricas, diferirem, em nível de detalhamento e de representações das estruturas urbanas.

A interface que existe entre os dados de campo e o modelo de análise hidráulica é feita pelo SIG, conjuntamente com o MDT, ou, Modelo Digital do Terreno. SIG e MDT são usados como uma ferramenta de entrada de dados e para ilustrar resultados (MARK *et al.*, 2004).

Os resultados de uma simulação podem ser facilmente compreendidos a partir de um mapa com a delimitação da inundação (MARK *et al.*,2004). Os dados de saída do modelo, em termos de superfície líquida, que percorrem as ruas, podem ser transferidos para o SIG e a partir de rotinas de interpolação pode-se desenvolver a mancha de inundação.

Mapas de inundação podem ser desenvolvidos pela superposição de profundidades de manchas de inundação sobre as altitudes encontradas no MDT, que é um método muito útil para visualização da área alagada.

De acordo com MIGNOT *et al.*(2005) a modelagem da superfície de inundação em uma área urbana é uma tarefa desafiadora por um número de razões, como; a presença de um grande número de obstáculos de formas variadas e escalas de comprimento, o armazenamento nas construções, a complexidade da geometria da cidade, etc.

Entretanto, se a intensidade do evento é grande e se o domínio é de zona urbana adensada, pode-se assumir que a maioria do escoamento passa pelas ruas e esquinas(Mignot *et al.*,2005). O escoamento pelas ruas é praticamente unidimensional, exceto próximo às esquinas. Foi demonstrado que, para esquinas (MIGNOT *et al.*, 2005,*apud*WEBER *et al.*, 2001) e bifurcações (MIGNOT *et al.*,2005,*apud* Neary *et al.*, 1999), o escoamento é basicamente tri-dimensional.

4.2.3 Calibração dos Parâmetros adotados

A fase de calibração pode ser descrita como uma etapa que procura adequar os parâmetros para que o modelo produza resultados condizentes com a realidade. Assim é necessário calibrá-lo, ou seja, a partir da definição inicial dos parâmetros, através de umagama de dados, pode-se testar os modelos utilizando determinados eventos para definir se estes representam adequadamente a realidade.

Se não se dispõe de equipamentos de alta tecnologia as áreas atingidas pelas cheias podem ser monitoradas por réguas, para registro das marcas das maiores enchentes (KOLSKY 1998, *apud*MARK *et al.*, 2004), como é o caso dos dados usados.

A calibração envolve a minimização da diferença entre dados observados e resultados de simulações através do ajuste dos parâmetros implícitos do modelo(MARK *et al.*,2004).

O principal objetivo da calibração dos modelos de enchentes urbanas é de coincidir a extensão e profundidade das inundações (MARK *et al.*, 2004).

O principal parâmetro que será calibrado será o coeficiente de Manning, por se tratar daquele que tem maior influência para a representação do meio urbano.

A parametrização dos modelos criados está embasada na literatura técnica, sendo que esta não possui muitos detalhes do uso dos parâmetros para o meio urbano, sofrendo alguns ajustes, na experiência dos participantes da pesquisa, da visita “*in loco*”, sugestões de artigos específicos que objetivam o tratamento hidráulico de áreas urbanas, pelo uso de imagens de satélite e fotos aéreas, e demais meios de dedução de tais valores para o coeficiente de Manning.

Dentre as principais fontes de embasamento se destaca o artigo de DE JONG *et al.* (2003), o qual trata exatamente de valores do coeficiente de Manning para uso em áreas urbanas, como a transcrição sintética da Tabela 4.1.

Tabela 4.1– Valores do coeficiente de Manning para classes de uso do solo- Adaptado de DE JONG *et al.* (2003).

Classe de uso do solo	Coeficiente de Manning	Fonte
Construção Residencial	0,200	-
Jardins públicos e privados	0,100	Chow (1959)
Gramados em áreas construídas	0,259	-
Pavimentos / Áreas urbanas	0,050	-
Margens	0,050	-
Depósitos de areia	0,120	De Roo (1999)
Estradas	0,013	Chow (1959)
Revestimento primário	0,033	Chow (1959)
Área industrial	0,200	Chow (1959)
Pasto	0,259	De Roo (1999)
Plantações	0,127	De Roo (1999)
Plantações de mudas	0,200	Beasley e Huggins (1982)
Terras devolutas	0,120	De Roo (1999)
Vegetação Natural	0,100	Chow (1959)
Florestas	0,200	Beasley e Huggins (1982)
Florestas mistas	0,200	Beasley e Huggins (1982)
Água	0,030	Chow (1959)

4.3 INTRODUÇÃO AO SOFTWARE HEC-RAS

O software HEC-RAS é um software gratuito distribuído pelo Hydrologic Engineering Center (HEC), uma instituição conjunta ao Institute for Water Resources, do US Army Corps of Engineers.

O software HEC-RAS permite a simulação de escoamento unidimensional em regime permanente, propagação unidimensional em regime transitório, simulações de transporte de sedimentos/cálculos de fundo móvel, e modelagem de temperatura de água.

Um suplemento é o HEC-GeoRAS. Trata-se de uma extensão GIS que fornece uma série de procedimentos e ferramentas para a preparação dos dados georreferenciados para importação para o HEC-RAS e geração de resultados georreferenciados a partir do HEC-RAS. Este é utilizado com o software ArcGIS.

4.3.1 Limitações da modelagem

As limitações dos modelos podem ser agrupadas da seguinte forma:

1. Aproximações inerentes a teoria;
2. Erros e aproximações dos métodos matemáticos utilizados;
3. Erros relacionados aos dados, como; erros de levantamento topográfico e batimétrico, de leitura linimétrica, limitações dos aparelhos utilizados para obtenção dos dados, falta de calibração dos aparelhos e erros humanos.

Entre estes erros e aproximações aqueles que podemos avaliar, por meio desta pesquisa, são as limitações para o cálculo da superfície líquida(USACEa,2008);

- Regime é gradualmente variado (com exceções em singularidades, e regime bruscamente variado, onde a fórmula do momento ou fórmulas empíricas são usadas);
- Vazão considerada em uma dimensão (velocidades em outras direções, que não a direção do escoamento, não são consideradas para o cálculo);
- O cálculo é feito para canais com declividade menores que 10%;

A última observação listada é de menor efeito, por tratar-se de um estudo de caso com declividades, geralmente, bem menores que 10%.

Entre as várias aproximações que possui maior destaque o Método do Passo Padrão utilizado pelo HEC-RAS 4.1, é a subdivisão da seção para cálculo da condutância em faixas, onde o valor do coeficiente de Manning (n) é aplicado, como ilustrado na Figura 4.4 seguinte.

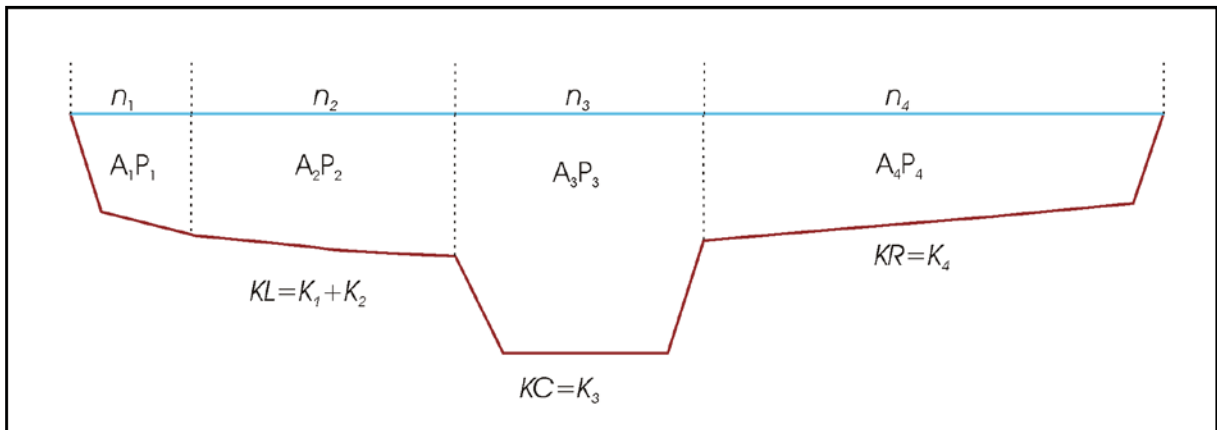


Figura 4.4 – Representação de faixas com coeficientes de Manning esquemático do HEC-RAS.

A divisão por seções onde a velocidade é uniforme, para o cálculo da condutância total, em uma mesma seção, é uma aproximação do HEC-RAS, onde se utiliza os pontos de n para as margens, os quais delimitam as planícies de inundação, ou em pontos predeterminados, que delimitam faixas com mesmas características de rugosidade. A condutância é calculada em cada subdivisão a partir da fórmula de Manning das equações 4.16 e 4.17:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (4.16)$$

$$K = \frac{AR_h^{2/3}}{n} \quad (4.17)$$

Sendo:

Q = Vazão (m^3/s);

K = Condutância para cada subdivisão (m^3/s);

S_f = Declividade do canal (m/m);

A = Área de escoamento para cada subdivisão (m^2);

R_h = Raio hidráulico para cada subdivisão (m).

n = Coeficiente de Manning para cada subdivisão;

O programa soma todas as condutâncias incrementais, das planícies direita e esquerda, para obter uma condutância para os lados direito e esquerdo, da planície de inundação. A condutância do canal normalmente é computada como uma única condutância. A condutância total para a seção transversal é obtida pelo somatório das condutâncias direita, esquerda e do canal principal.

Uma alternativa disponível no HEC-RAS é calcular a condutância entre todos os pontos de coordenadas das planícies de inundação, as quais são delimitadas pelos valores de coeficiente de Manning associados, e, então, são somadas para obter uma condutância total.

Os dois métodos para cálculo da condutância produzirão resultados diferentes quando ocorrer partes das planícies com declividade acentuada a partir das margens.

Foram procedidos estudos para análise da significância dos dois métodos, utilizando 97 grupos de dados (Hydrologic Engineering Center 1986, *apud* USACE a, 2008). Os resultados demonstraram que o método padrão do HEC-RAS irá, geralmente, produzir uma elevação calculada maior. A vazão no canal principal não é subdividida, exceto onde ocorre mudança do coeficiente de rugosidade com a área. O software HEC-RAS testa a aplicabilidade da subdivisão do coeficiente de rugosidade na porção do canal principal, e se não for aplicável, o programa irá calcular um valor único para todo o canal principal. Assim, este segue o seguinte critério:

Se a declividade das margens for mais inclinada que 5H:1V e o canal principal tiver mais de um valor de coeficiente de Manning, um valor de Manning composto será calculado.

As condições de controle do somatório de n são controladas pelo software e devem ser checadas nos resultados para verificar a razoabilidade da convergência.

Como se observa pelo desenho esquemático de representação da distribuição de velocidades em uma seção típica, Figura 4.5, as condutâncias reais e calculadas são bastante diferentes, pois não há representação das velocidades concêntricas.

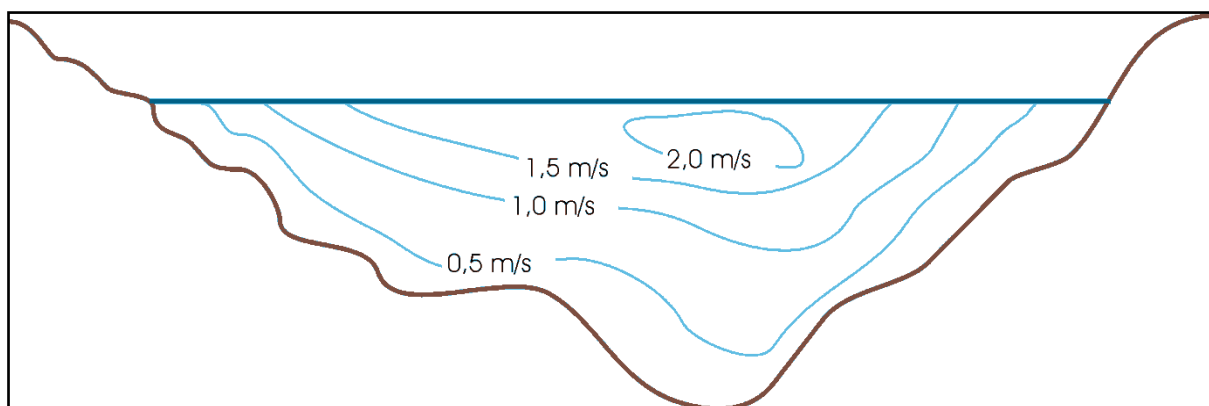


Figura 4.5 – Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais – Adaptado de CHOW (1959).

Assim, o coeficiente de Manning delimitado para as zonas urbanas reconhecidas, durante as fases de desenvolvimento desta pesquisa, pode ser, por um processo intrínseco ao software, convertido para um coeficiente de Manning composto para as planícies de inundação e para o canal principal.

Entre as grandes dificuldades encontradas, que podem contribuir para este fato, está a caracterização do coeficiente de Manning. Segundo Fread *et al.* (1991?) a variação do coeficiente de Manning, em relação à vazão, em modelos de escoamento permanentes e transitórios, pode ser de até 50 %, conforme gráfico relatado. Segundo STRASSER *et al.* (2004) esta variação, em função da profundidade, pode chegar até 100 %, conforme gráficos apresentados.

4.3.2 Análise de sensibilidade dos parâmetros de calibração

A análise de sensibilidade é uma fase que complementa a análise quantitativa e qualitativa das manchas de inundação, uma vez que aquela avalia a sensibilidade dos modelos em função de variações de valores dos parâmetros de calibração, principalmente o coeficiente de Manning.

A análise de sensibilidade é o método utilizado para identificar os parâmetros que possuem maior impacto sobre os modelos gerados, e pode facilmente ser procedida pela fixação de todos os parâmetros, e variando-se o parâmetro a ser analisado, pode-se quantificar a influência de sua variação sobre os resultados modelados.

Segundo MIGNOT *et al.* (2005) alguns parâmetros tem influência limitada e outros têm influência bem ampla sobre a estrutura do escoamento, e, especialmente, sobre os valores de vazões de pico.

Segundo MASCARENHAS *et al.* (2000) a determinação dos parâmetros, do coeficiente de rugosidade de Manning e do expoente do raio hidráulico, presentes na expressão da declividade da linha de energia, é tarefa de grande complexidade. Assim, deve-se proceder à análise de sensibilidade para se obter um quociente da variabilidade em função da variação deste parâmetro.

5 METODOLOGIA

5.1 ANÁLISE CRÍTICA DA BASE DE DADOS

Com intuito de estabelecer quais seriam os limites da precisão, para avaliação dos resultados da modelagem, procedeu-se a uma análise crítica dos dados com objetivo da identificação, quantificação e qualificação dos dados.

Segundo exposto no capítulo anterior podem ocorrer uma série de erros, entre os quais, aqui se destacam; erros de levantamento topográfico e batimétrico, de leitura linimétrica, limitações dos aparelhos utilizados para obtenção dos dados, falta de calibração dos aparelhos e erros humanos.

Precavidamente, esta etapa de análise focará os dados topográficos e batimétricos, pela comparação entre ambos, como forma de mensurar possíveis discrepâncias existentes.

5.2 CENÁRIOS DE REPRESENTAÇÃO TOPOLÓGICA DO MEIO URBANO

Para a elaboração dos modelos de representação dos cenários urbanos conceitos e diretrizes, no tocante à representação topológica, foram adotados balizadores.

A elaboração dos modelos topológicos é procedida com definição do número de seções, espaçamento entre estas, representação do equipamento urbano, representação da calha principal, pela concordância entre as duas bases de dados, definição do coeficiente de Manning, de acordo com o uso do solo. A reunião de todos estes procedimentos visa à criação de cenários que possibilitem comparações analíticas de representatividade.

Com os modelos topológicos elaborados procurou-se, após simulações de eventos primários, definir o agrupamento de características intrínsecas de cada trecho dos modelos, para tornar as análises mais fáceis.

A estrutura dos condutos existentes, que compõem a rede de drenagem pluvial e de esgotamento da cidade do estudo de caso, não teve seu funcionamento hidráulico levado em consideração nesta pesquisa. Principalmente pela dificuldade de manipulação de uma enorme gama de informações que tornariam a pesquisa inviável.

Ainda se justifica esta simplificação como bastante válida, pois, a partir do momento que determinada região se encontra alagada a contribuição de entrada e saída por estes condutos é considerada desprezível. Segundo MARK *et al.* (2004) a capacidade de engolimento de um sistema de drenagem é limitada, apenas uma fração da água pode fluir para dentro dos condutos, enquanto um enorme volume será transportado na superfície durante e após uma cheia.

O intervalo de precisão da elevação do MDT deve estar em uma faixa de 10a40 cm, para se alcançar uma resolução suficientemente precisa para cobrir todos os importantes detalhes da área em estudo (MARK *et al.*, 2004).

A faixa de resolução de 1 x 1 m a 5 x 5 m é recomendada para análise de áreas urbanas sujeitas a inundações (MARK *et al.*, 2004).

5.3 SIMULAÇÕES DE ESCOAMENTO PERMANENTE E TRANSITÓRIO

5.3.1 Introdução

As simulações de cheias em escoamento permanente visa à determinação dos coeficientes de Manning a serem adotados. A utilização de vazões e cotas pela curva chave, em conjunto com vazões e cotas de grandes cheias ocorridas, tornará aquela determinação mais realista.

As propagações de hidrogramas registrados pelo sistema de alerta, e as simulações das vazões de pico destes hidrogramas, fornecerão elementos para comparações entre os regimes. Procurou-se caracterizar, então, os hidrogramas mais condizentes a este tipo de análise, com tempo de ascensão, tempo de recessão e vazões mais representativos.

5.3.2 Calibração dos modelos – Regime permanente

A calibração é uma etapa que procura aproximar os parâmetros encontrados com a realidade verificada em réguas linimétricas durante eventos ocorridos.

A calibração presumeo sentido da calha principal do rio em direção as margens ocupadas pelas benfeitorias urbanas, onde os valores dos coeficientes de Manning variam de forma bem diferenciada. Assim, procurou-se retratar adequadamente esta variação, a qual, na parte central do rio possui valores característicos de materiais que compunham o fundo do rio, como bancos de areia, vegetação existente, etc. Após a margem, foi delineada a ocupação

urbana, a qual apresenta uma série de fatores que tornam os valores de Manning maiores. Estes fatores são os mais diversos e variados componentes do cenário urbano. Entre eles podem ser citados; muros, calçadas, postes, carros, árvores, pavimentos, etc.

5.3.3 Análise entre regimes - Propagação transitória

A partir dos modelos calibrados, em regime permanente, as propagações de hidrogramas selecionados foi procedida. Verificou-se, por meio da análise de hidrogramas registrados, que o intervalo de tempo para os hidrogramas de quatro horas seria o correto, para a abrangência completa da ascensão e recessão dos mesmos.

Alguns modelos que se utilizam para propagação de vazões de maior magnitude apresentaram a violação da condição de Courant, conduzindo à instabilidade dos mesmos durante simulações. Para atender a condição de Courant procurou-se estabelecer hidrogramas com intervalo de tempo de uma hora.

Utilizam-se as vazões de pico dos hidrogramas para novas simulações em regime permanente, para posterior comparações.

5.4 GERAÇÃO DE MANCHAS DE INUNDAÇÃO

Após a calibração dos modelos procedeu-se a geração das manchas de inundação para comparação gráfica para avaliação da representatividade e geração dos resultados.

5.5 ANÁLISES

5.5.1 Análise da calibração de vazões – regime permanente

Será procedida análise da média dos valores dos desvios, do desvio padrão entre estes, e também da Função Critério definida, pela Equação 7.1 no tópico 7.2.1, com intuito de verificar qual modelo produz menor desvio.

Para a calibração das vazões entre os ramos direito e esquerdo da ilha dos Araújo será procedida análise da evolução das distribuições das vazões entre estes ramos ao longo da calha.

5.5.2 Análise entre regimes

As comparações entre as elevações calculadas para as vazões de pico, nas seções de montante e jusante dos modelos, permitirá verificar se ocorrem variações entre os regimes permanente e transitório, e quantificar a variação devido ao uso dos recursos de representação topológica.

5.5.3 Análise de sensibilidade

Durante o desenvolvimento da pesquisa observou-se uma limitação para calibrar os modelos por toda a extensão de vazões registradas. Devido a este fato, procurou-se avaliar qual o erro associado à calibração do coeficiente de Manning para vazões de base e vazões de cheia, como forma de quantificação de erro de acordo com as aplicações dos modelos.

6 ESTUDO DE CASO: RIO DOCE EM GOVERNADOR VALADARES, MINAS GERAIS

6.1 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A cidade de Governador Valadares está localizada no Estado de Minas Gerais como apresentada na Figura 6.1. Governador Valadares é uma das maiores cidades da região com, aproximadamente, 247 mil habitantes. Possui altitude média de 168,55 metros, clima quente com chuvas de verão, classificação climática Aw, segundo KÖPPEN e GEIGER (1936, *apud* CPRM, 2004), temperatura média anual de 24,5°C, precipitação média anual de 1.113,8 mm. As enchentes na cidade ocorrem no período chuvoso, que começa em outubro e termina em março, e são registradas mais frequentemente de dezembro a fevereiro (CPRM, 2004).

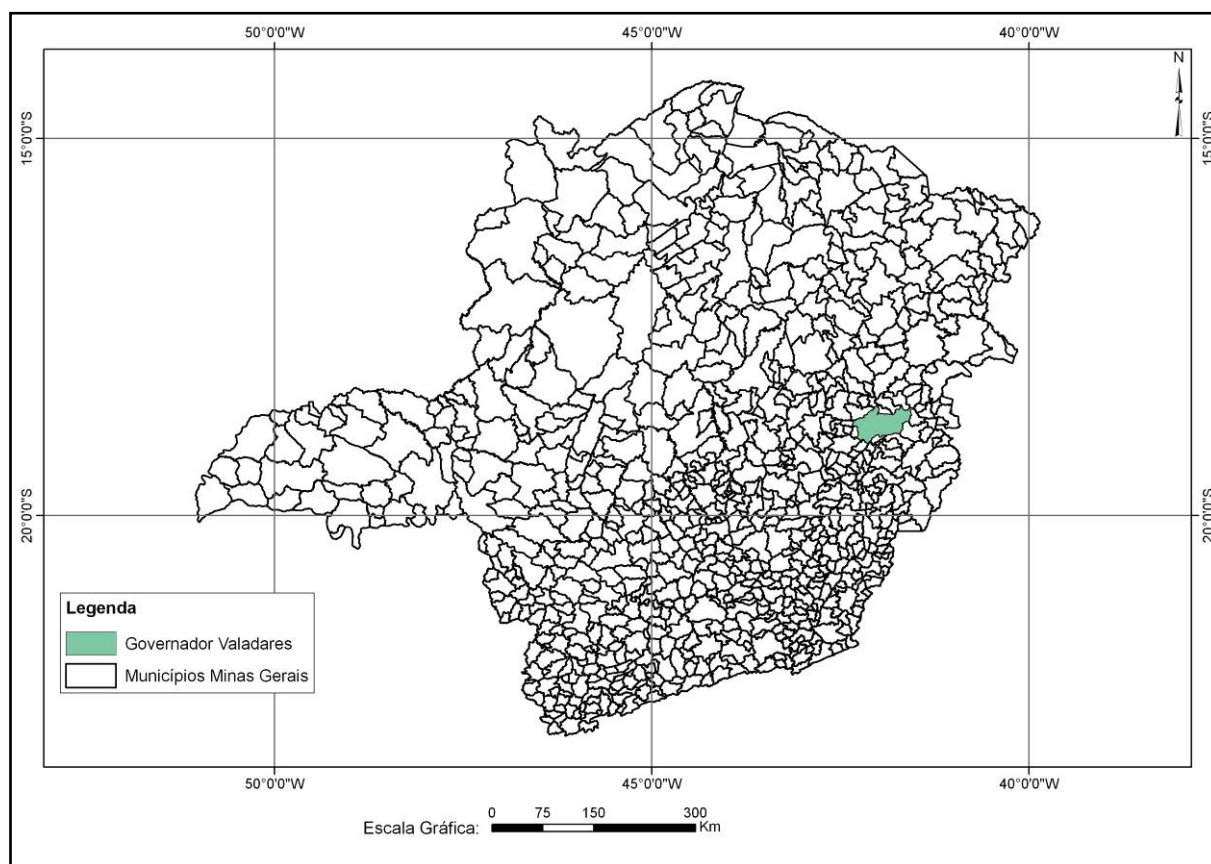


Figura 6.1 – Localização da Cidade de Governador Valadares.

A área de drenagem do rio Doce em Governador Valadares é da ordem de 40.000 km², destes, cerca de 25% pertencem à bacia do rio Santo Antônio e 15% à bacia do rio Piracicaba, ambos afluentes do rio Doce pela margem esquerda. Esses rios; Doce, Piracicaba e Santo Antônio são os principais responsáveis pelas enchentes ocorridas na cidade de Governador

Valadares. Dentre as maiores cheias registradas na região pode-se citar: a de fevereiro de 1979 e a de janeiro de 1997, com períodos de retorno associados da ordem de 170 e 100 anos respectivamente (CPRM, 2005).

Trata-se de uma questão de enchentes fluviais agravadas por implementação de equipamento urbano próximo a calha maior do curso de água. A cidade está localizada, em grande parte, na planície de inundação do rio Doce, sofrendo, em função disto, sérios e frequentes problemas de inundação. O sistema de previsão e alerta existente alivia o problema em Governador Valadares, mas, ainda assim, a área pode ser considerada de alto risco.

O rio Doce, em Governador Valadares, tem sua calha principal com largura de 550 metros em média, com a presença de ilhas formadas pela deposição de sedimentos em locais onde a velocidade é baixa, pela ocorrência de regime subcrítico, com fixação de vegetação arbustiva sobre estas ilhas. Afloramentos rochosos ocorrem em várias partes do leito do rio e estes formam uma corredeira no ramo direito a jusante da ilha dos Araújos. A declividade média do rio é de 0,08% e a área em estudo é aproximadamente 29,20 km², para os trechos estudados.

O trecho total compreendido para a pesquisa é de 16,20 km, somados os ramos esquerdo e direito da ilha dos Araújos, ou 14,70 km se considerado o trecho linear do rio Doce. Os modelos PUD, PAB e PAI possuem um total de 145 seções, das quais quatro se referem às pontes e o modelo PUS possui 95 seções, com quatro relacionadas às pontes. Sendo as pontes da BR-116, localizada no trecho a montante da ilha dos Araújos, e a ponte que liga a ilha dos Araújos à margem esquerda do rio Doce.

A Figura 6.2 é uma foto aérea de Governador Valadares (Google Earth, 2010).

A Figura 6.3 é uma foto aérea de Governador Valadares onde a parte de montante é o lado esquerdo da foto, destacando-se a ilha dos Araújos ao centro.

A Figura 6.4 é a área de drenagem do rio Doce até a cidade de Governador Valadares.



Figura 6.2 –Cidade de Governador Valadares (Fonte: Google Earth).



Figura 6.3 –Visão parcial da Cidade de Governador Valadares – Ilha dos Araújos ao centro (Fonte: Google).

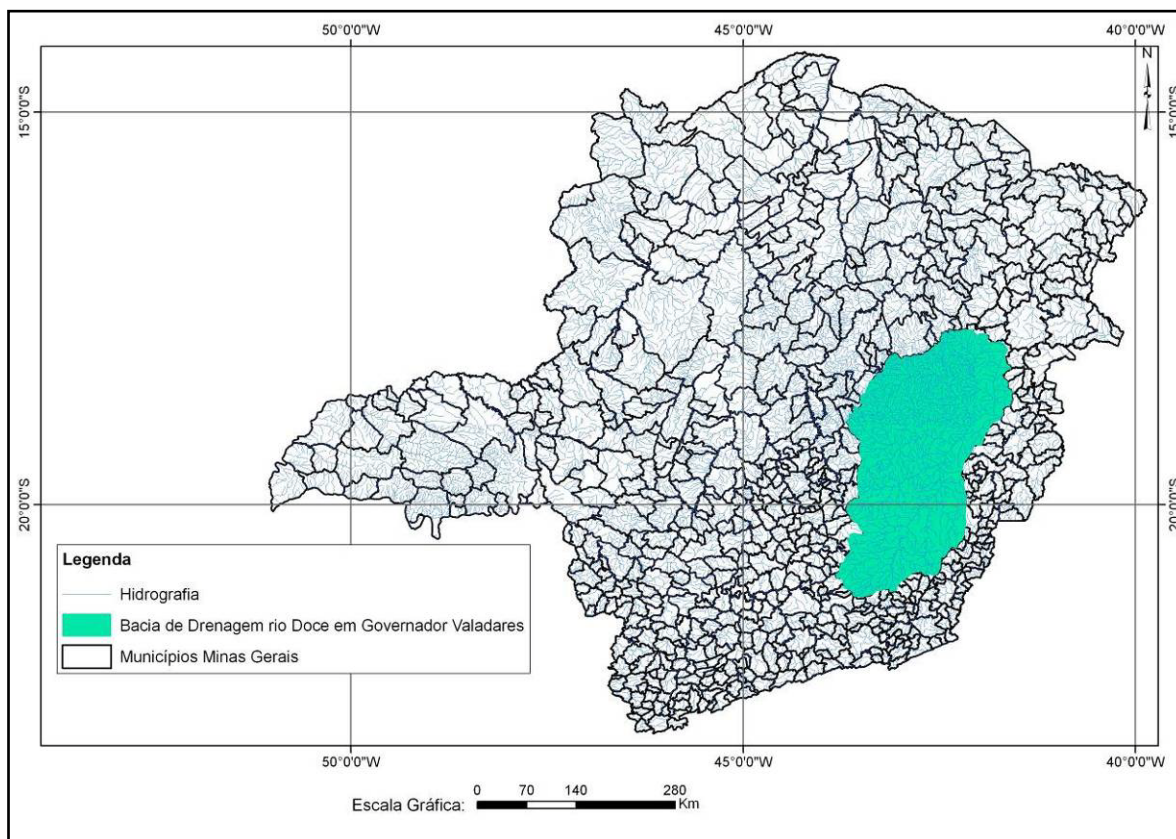


Figura 6.4 –Bacia de drenagem do rio Doce em Governador Valadares.

6.2 TRABALHOS REALIZADOS E O SISTEMA DE ALERTA

Foram realizados trabalhos para fornecer elementos de administração para as frequentes cheias que ocorrem em Governador Valadares. Pode-se citar Definição da Planície de Inundação da Cidade de Governador Valadares CPRM (2004) e Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce CPRM (2005).

O Sistema de alerta contra enchentes da bacia do rio Doce beneficia 15 municípios localizados às margens dos rios Piranga, Piracicaba e Doce CPRM (2005). Para Governador Valadares o sistema é operado há oito anos (treze anos contando com a data da referência) em parceria entre a ANA, CPRM e IGAM CPRM (2005). O sistema consiste no monitoramento meteorológico e hidrológico durante 24 horas/dia no período de dezembro a março, elaboração de previsões meteorológica e hidrológica e transmissão de informações para os 15

municípios beneficiados pelo sistema, localizados às margens dos rios Piranga, Piracicaba e Doce CPRM (2005).

A estação fluviométrica pertencente à ANA, com seção de réguas, localizada na margem direita do rio Doce a jusanteda ponte do São Raimundo, ou seja, a jusante da BR-116, teve cotas de alerta e de inundação definidas e correspondem a 320 e 360cm. A cidade possui outras réguas nas dependências do SAAE (Serviço Autônomo de Água e Esgoto), de onde a Defesa Civil monitora as áreas inundadas na cidade. Atualmente, essas réguas estão instaladas em lances fixados pela CPRM em substituição à antiga régua que não era fixada corretamente.

Durante a visita de campo para levantamento das informações pertinentes pode-se verificar as réguas instaladas para este monitoramento. As Figuras 6.5 e 6.6 ilustram algumas destas réguas com suas respectivas localidades.



Figura 6.5 – Régua instalada no S.A.A.E.



Figura 6.6 –Régua instalada na Univale (Parte jusante dos modelos).

Segundo CPRM (2004) o mapeamento realizado correspondente à definição de cotas de alerta é uma ferramenta importante na administração de situações de enchentes na cidade de Governador Valadares, com a previsão de níveis do rio Doce com antecedência de 12 e 24 horas, fornecidas pelos operadores do Sistema de Alerta, a Defesa Civil e Prefeitura poderão determinar a área que será inundada.

6.2.1 Introdução ao modelo existente

Existe um modelo previamente desenvolvido pela CPRM para o estudo de caso (CPRM, Definição da Planície de Inundação da Cidade de Governador Valadares, 2004) com objetivo de delimitação das manchas de inundação para planos emergenciais. A representação em perspectiva deste modelo está apresentada na Figura 6.7.

Este modelo é constituído basicamente por 12 seções batimétricas, extrapoladas para um total de 22 seções, com o trecho a jusante da ilha dos Araújo apresentando seções interpoladas a cada 3,0 cm, onde se fez necessário por se tratar de escoamento, preponderantemente, bruscamente variado, contando com a representação das duas pontes instaladas na calha do rio

Doce, mas sem procedimento de divisão e equilíbrio de vazões, pelo método de energia, entre os ramos da ilha dos Araújo.

As simulações foram procedidas somente em regime permanente, o que era suficiente para se atingir os objetivos daquele trabalho.

Também não foi procedida uma análise de sensibilidade dos coeficientes de calibração, pois, não era este objetivo daquele trabalho.

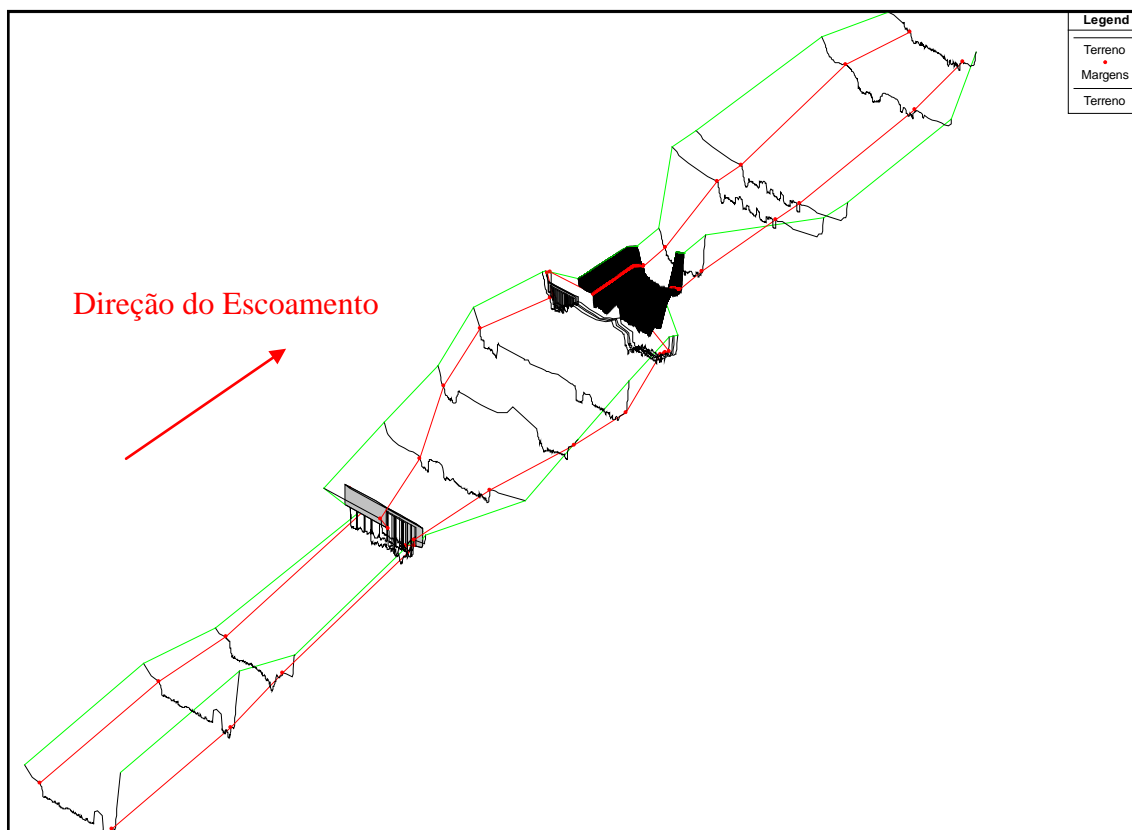


Figura 6.7 – Representação em perspectiva do modelo desenvolvido pela CPRM (2004).

6.2.2 Cheias históricas

Segundo CPRM (2004) as maiores cheias registradas foram as de 1979, com 7168 m³/s, a cheia de 2003, com 3900 m³/s, a do ano de 1992, com 3405 m³/s e a cheia de 2002 com 2960m³/s.

Estes valores foram utilizados para a calibração dos modelos em regime permanente devido à relevância de suas magnitudes e se encontram listados, com outros valores de vazão igualmente importantes, com suas cotas de calibração, na Tabela 6.4.

6.3 LEVANTAMENTO DE DADOS

Preliminarmente ao desenvolvimento da pesquisa se procedeu a uma análise qualitativa dos dados utilizados com intuito de se avaliar os erros associados. Assim, segue o tópico relacionado aos dados de topografia e batimetria, os quais compõem as seções verticais.

6.3.1 Seções transversais

As seções utilizadas para este estudo de caso foram extraídas de forma automatizada através do HEC-GeoRAS, que é uma ferramenta que perfaz a extração de informações georreferenciadas do MDT de Governador Valadares, e complementadas com seções interpoladas a partir de doze seções batimétricas levantadas para viabilizar o trabalho Definição da Planície de Inundação da Cidade de Governador Valadares (CPRM, 2004).

Os serviços de levantamento topobatimétrico das seções transversais do rio Doce foram realizados pelo IGAM em 2002. O espaçamento adotado entre as verticais para definição das profundidades nas batimetrias dessas seções foi de 3 metros. O levantamento topográfico foi feito até a cota que estava cerca de 7 metros acima do nível d'água do rio no dia do levantamento. No caso da seção de régua da estação da ANA essa condição representa o nível de 850 centímetros, ou seja, 2 metros acima da cota máxima observada em fevereiro de 1979, que foi o maior evento de cheia monitorado em Governador Valadares (CPRM, 2004).

Na amarração altimétrica das seções transversais foram consideradas as referências de nível utilizadas pelo *Consórcio Esteio Embrafoto* no trabalho de aerolevanteamento realizado em 2001 para fins de mapeamento da região do município de Governador Valadares, abrangendo uma área de aproximadamente 100km², na escala 1:2.000. Algumas dessas referências de nível pertencem a *CEMIG*(CPRM, 2004).

As Figuras 6.8 a 6.19 permitem uma comparação entre as duas diferentes bases de dados. À medida que são expostas as figuras comparativas são levantadas observações sobre as diferenças existentes.

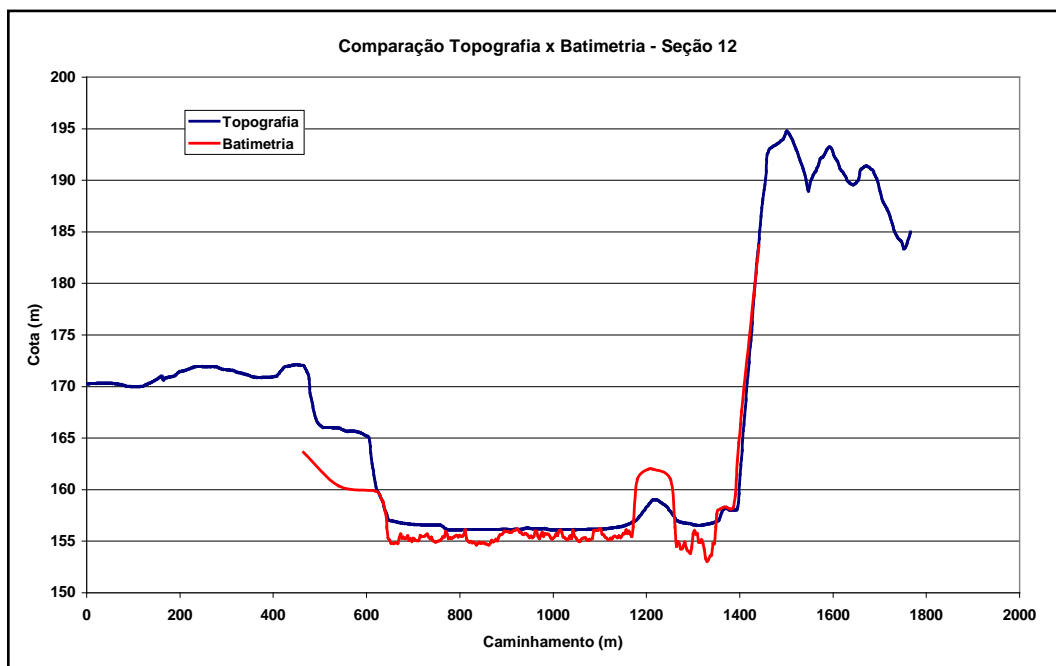


Figura 6.8 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 12.

De acordo com a Figura 6.8 pode-se observar que a seção batimétrica apresenta diferenças de cotas em relação à topografia da ilha, com diferença altimétrica de 3,3 metros, e da margem esquerda uma diferença de contração de 0,10 metros.

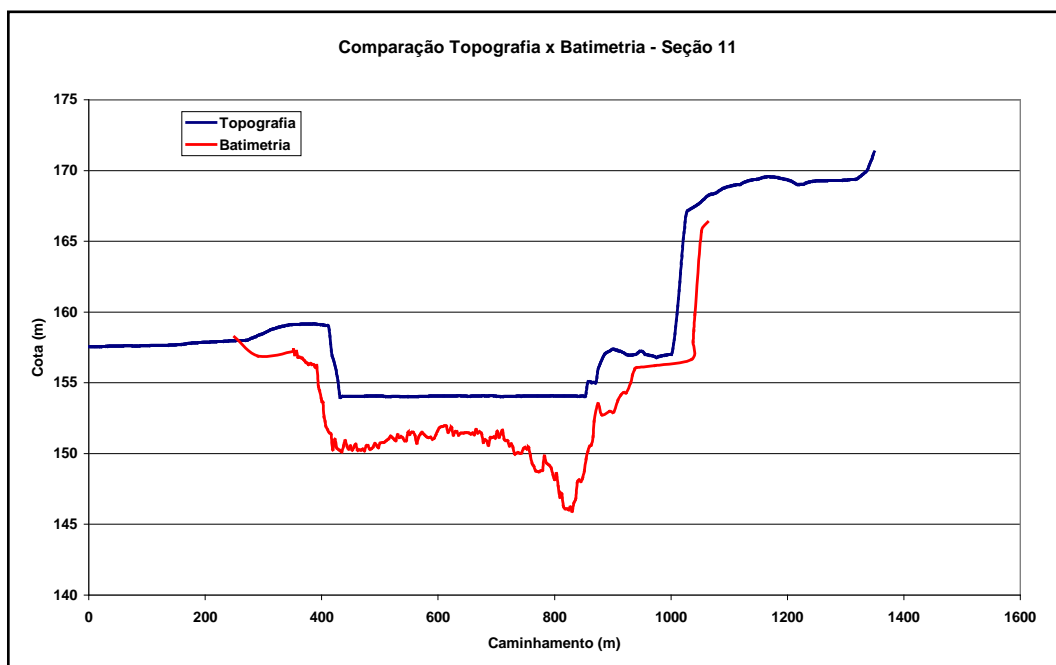


Figura 6.9 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 11.

A Figura 6.9 indica que há uma contração da topografia em relação à batimetria, de aproximadamente 50,0 metros. Ocorrem divergências das cotas nas margens e na calha principal, em torno de 2,81 metros.

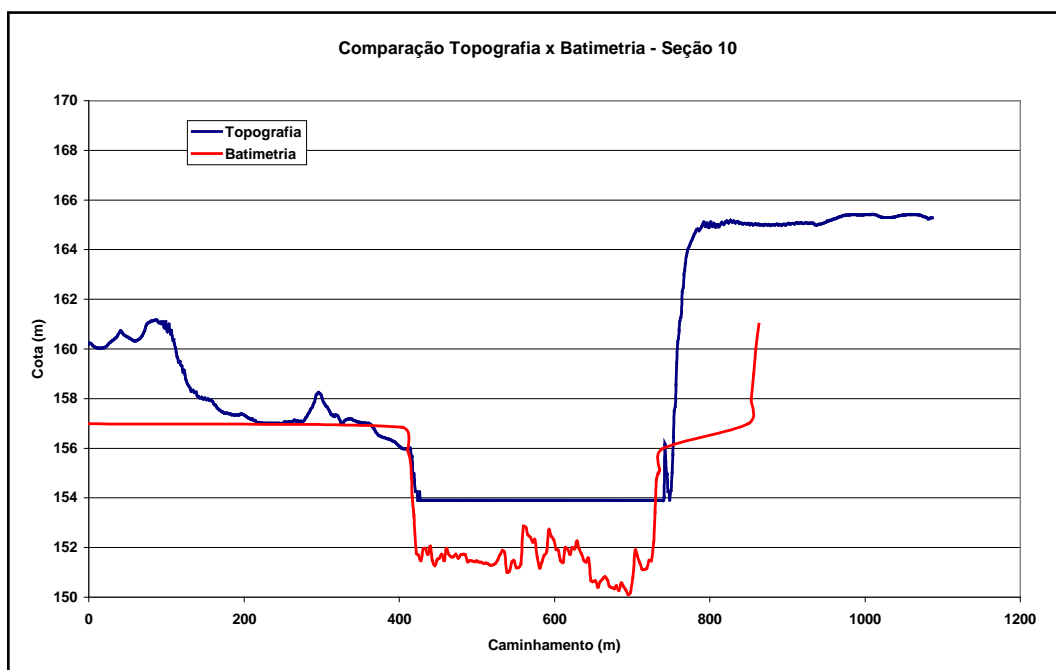


Figura 6.10 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 10.

Por meio da Figura 6.10 constata-se que a largura da calha é menor para a batimetria, com uma diferença total de 30,0 metros, porém somente a batimetria possui pontos de cotas representativos.

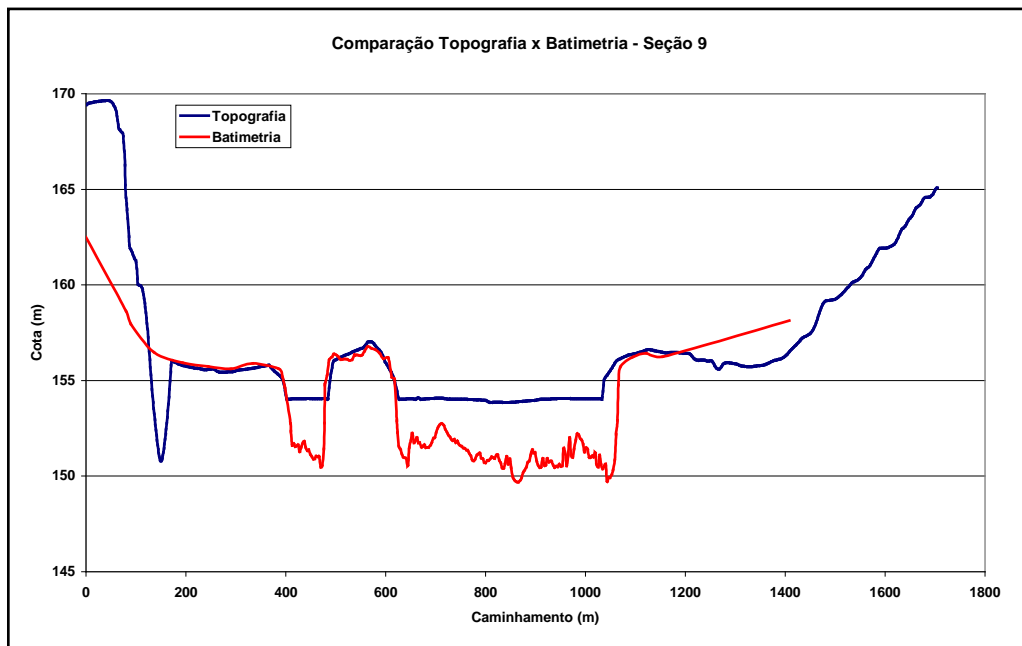


Figura 6.11 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 9.

A Figura 6.11 indica que a seção 9 possui distorções de contração da batimetria em relação a topografia, de aproximadamente 5,0 metros, para a parte da calha esquerda, e expansão para a parte da calha direita, de aproximadamente 30,0 metros. Apresenta pequenas distorções da parte que representa a ilha dos Araújo, de aproximadamente 0,15 metros.

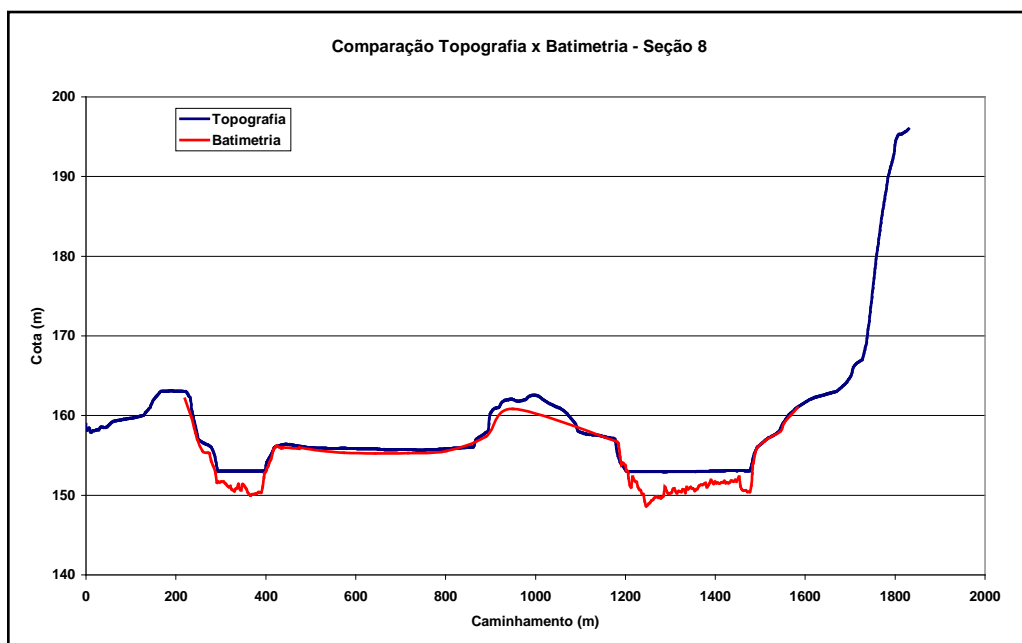


Figura 6.12 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 8.

A Figura 6.12 demonstra que ocorrem distorções altimétricas para a ilha de aproximadamente 1,20 metros, expansão da parte esquerda da calha de aproximadamente 5,0 metros e coincidência da parte direita da calha.

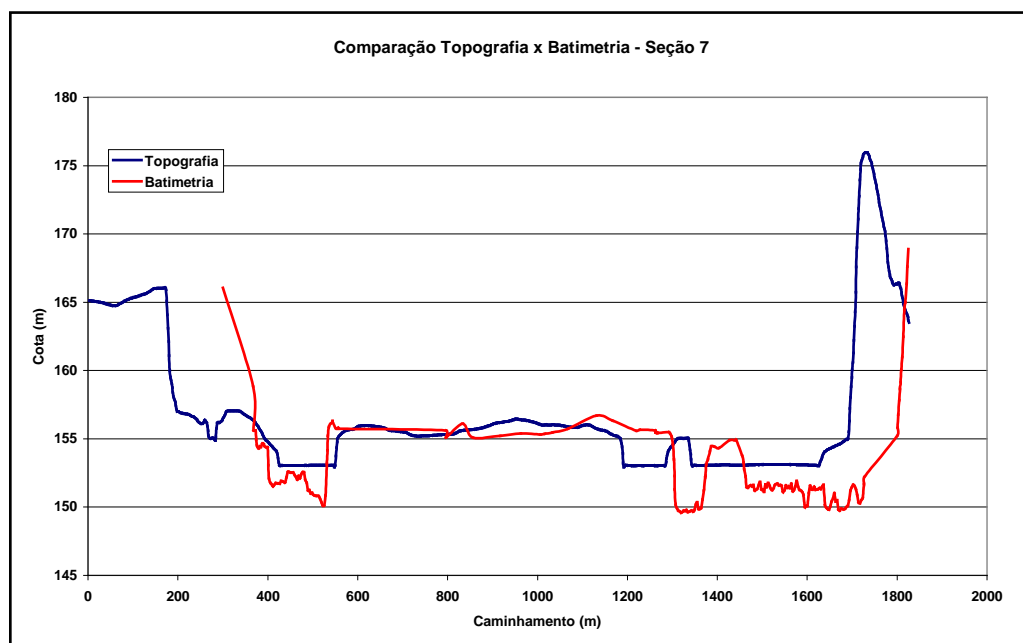


Figura 6.13 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 7.

A Figura 6.13 ilustra uma diferença altimétrica de 0,98 metros para a região da ilha e uma expansão da batimetria, em relação à calha, de aproximadamente 100,0 metros.

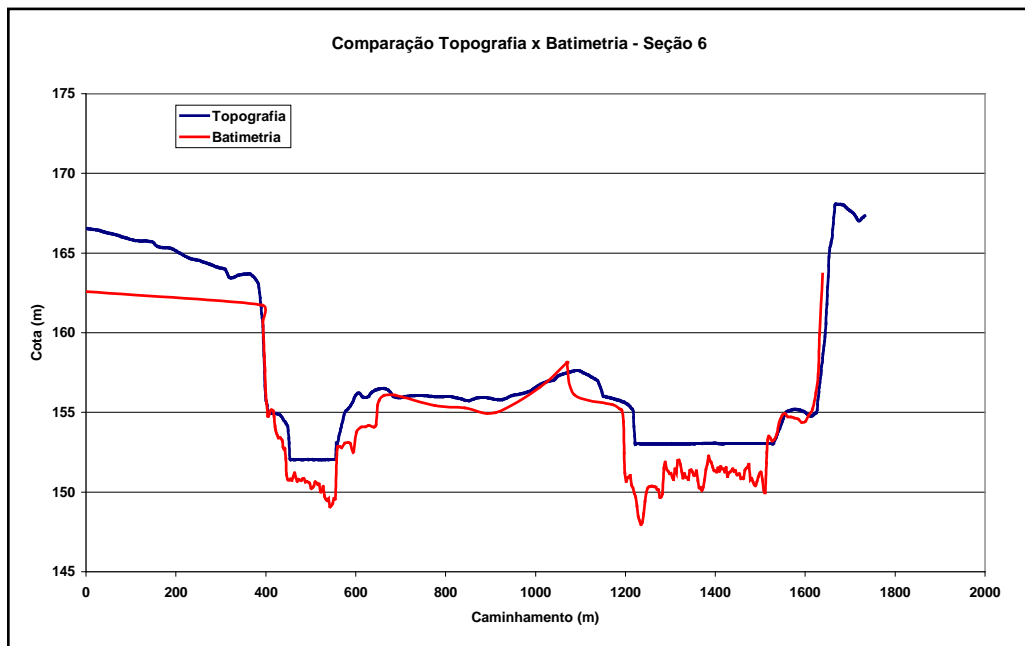


Figura 6.14 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 6.

A seção 6, Figura 6.14, apresenta diferença altimétrica para a região da ilha de aproximadamente 3,2 metros, e uma expansão da batimetria em relação a topografia de aproximadamente 40,0 metros.

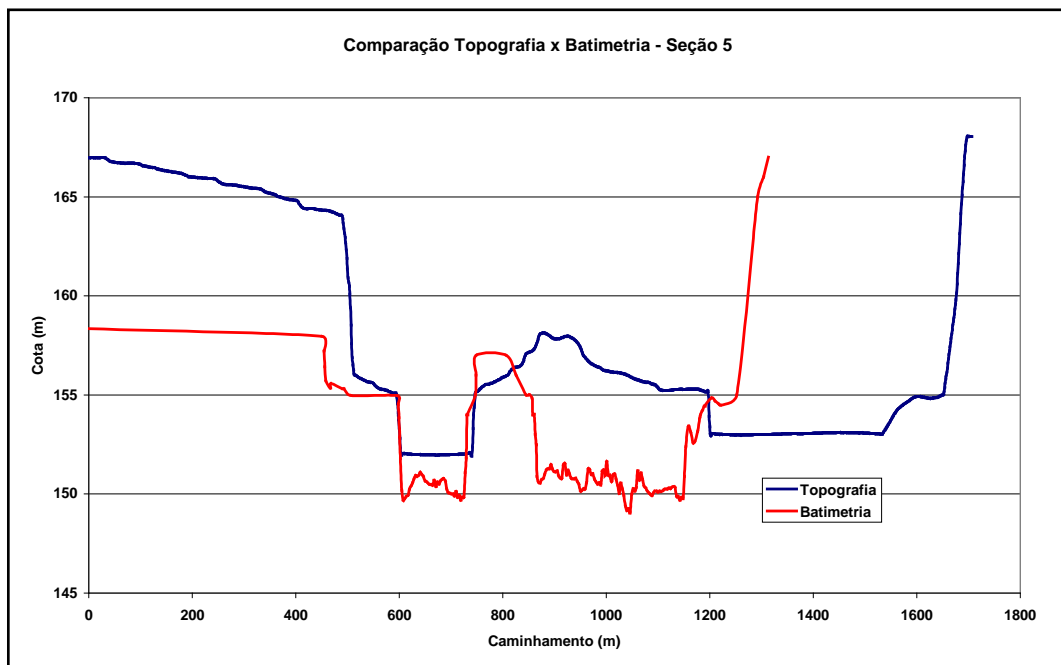


Figura 6.15 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 5.

A seção 5, Figura 6.15, apresenta contração da batimetria em relação à topografia, de aproximadamente 30,0 metros. A diferença altimétrica na ilha é de aproximadamente 1,04 metros.

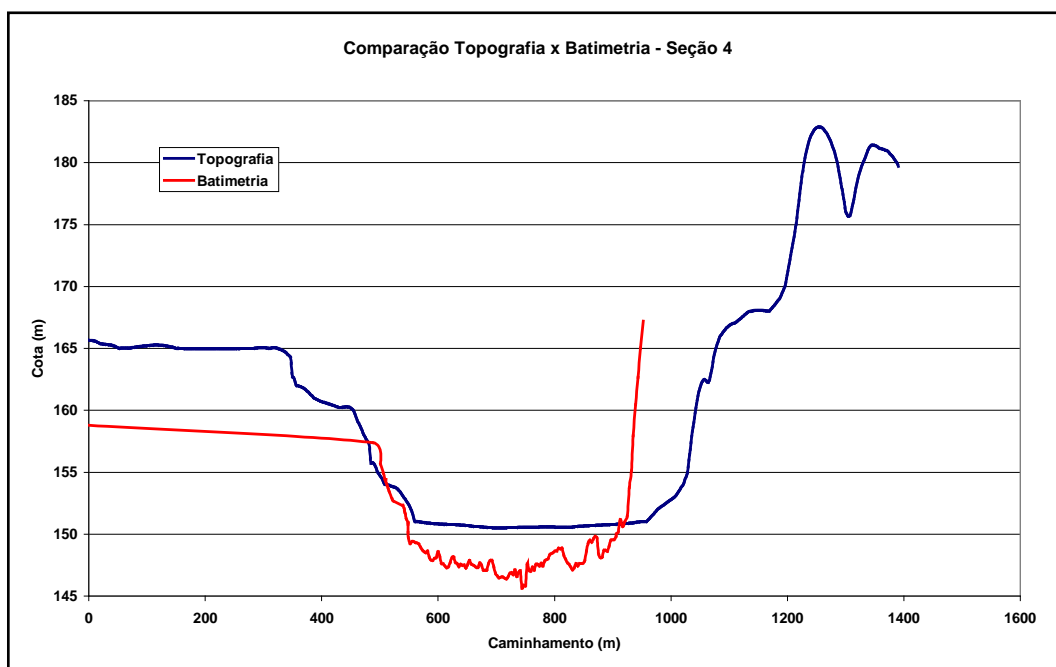


Figura 6.16 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 4.

Para a seção 4, Figura 6.16, se observa uma contração da batimetria em relação à topografia de aproximadamente 70,0 metros. A diferença altimétrica é de aproximadamente 1,60 metros, nas margens.

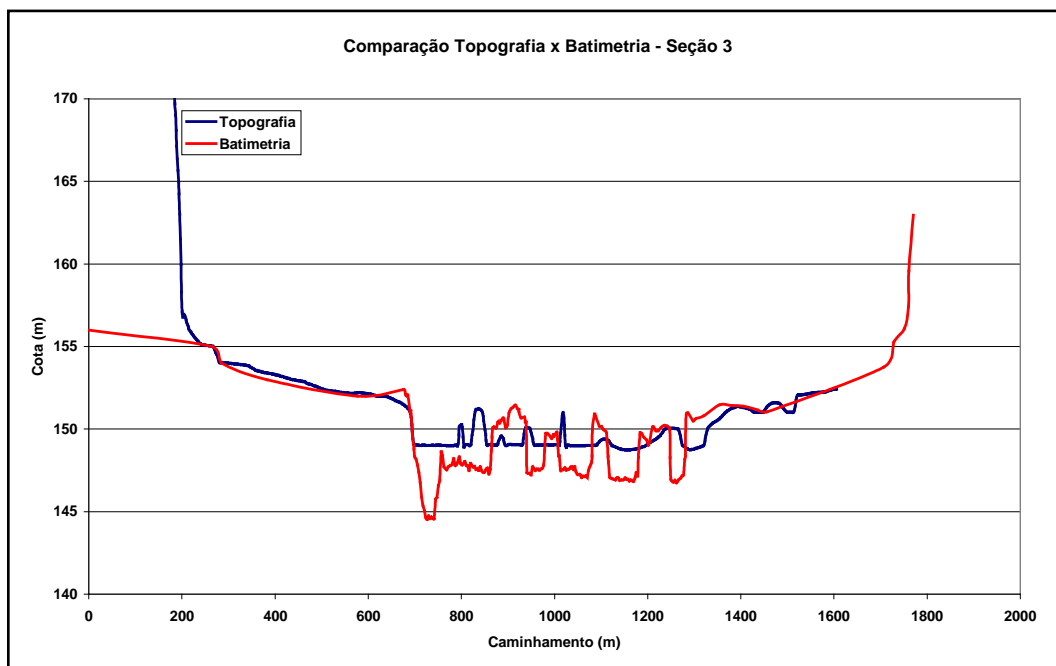


Figura 6.17–Seções topográfica e batimétrica – Seção 3.

Para a seção 3, Figura 6.17, se observa que a batimetria descreve com maior detalhes as ilhas ao longo da calha. Observa-se que a batimetria apresenta contração de aproximadamente 100,0 metros em relação à topografia. A diferença altimétrica é de aproximadamente 0,30 metros nas ilhas.

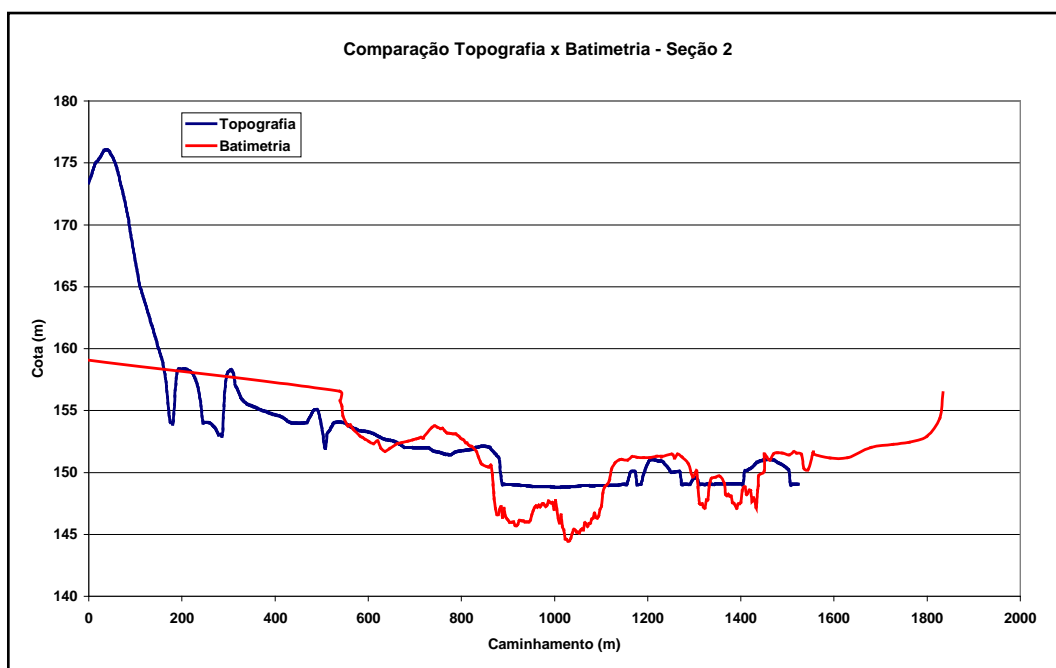


Figura 6.18 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 2.

A seção 2, constante da Figura 6.18, evidencia contração da topografia em relação à batimetria, de aproximadamente 60,0 metros e verifica-se diferenças de cotas ao longo das ilhas de aproximadamente 2,05 metros.

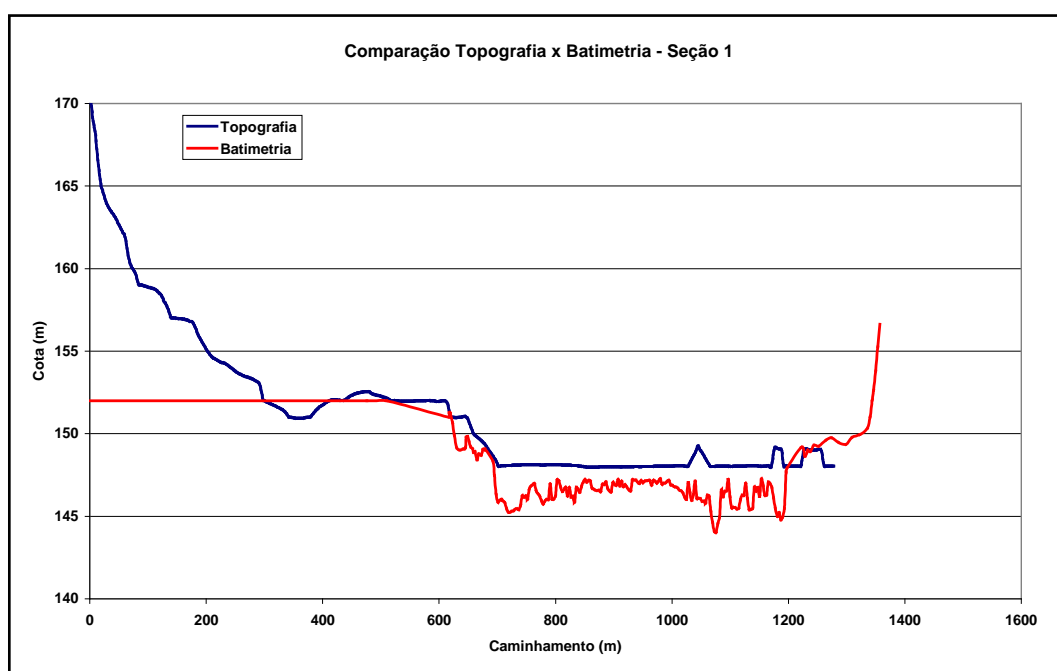


Figura 6.19 –Seções topográfica e batimétrica – Seção 1.

A seção 1, Figura 6.19, ilustra que não existe topografia para a margem direita. Ocorre contração da batimetria em relação à topografia de aproximadamente 20,0 metros e diferença altimétrica de 1,97 metros nas margens.

As comparações entre as bases de dados de batimetria e topografia permitem verificar que não existe um padrão de diferenças entre as bases de dados, ocorrendo diferenças e distorções de vários metros.

Assim, para melhor aproveitamento da informação existente procurou-se utilizar os dados de batimetria como representativos da calha do rio e enriquecer os detalhes das margens com dados da topografia como descrito a seguir. A base do IBGE foi utilizada para ajustes na parte jusante na margem direita, onde não haviam dados de topografia.

6.4 CENÁRIOS DE REPRESENTAÇÃO TOPOLÓGICA DO MEIO URBANO

Para o desenvolvimento dos modelos foram utilizadas bases de batimetria e MDT, gerado a partir da topografia, de forma complementar. O MDT, obtido a partir de levantamento topográfico, foi gerado com uma resolução de 1 x 1 m, e a topografia, que originou o MDT, por sua vez, possuía curvas de nível de metro em metro.

A batimetria utilizada teve levantamento de aproximadamente 3,0 em 3,0 metros. As seções batimétricas foram levantadas em regiões onde pudessem ocorrer mudanças no regime de escoamento, como trechos com mudança de declividade de fundo de canal, alargamento ou estreitamento de seção, presença de pontes ou obstruções, como relatado por CPRM (2004).

A obtenção dos dados topológicos a partir de um MDT, que representa a cidade de Governador Valadares, foi procedida utilizando-se o software HEC-GeoRAS e o ArcGIS, como aparece na Figura 6.20 a seguir:

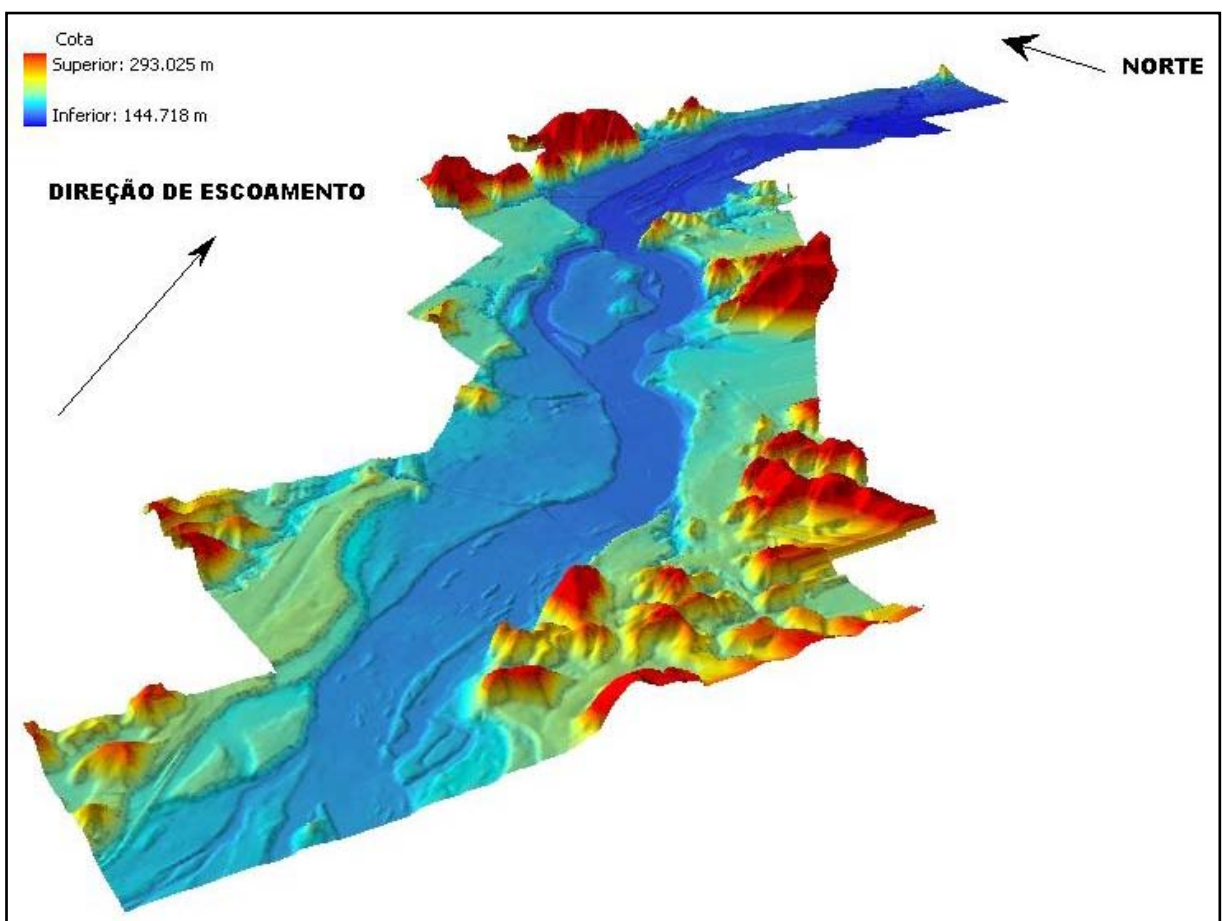


Figura 6.20 – Representação tridimensional do MDT de Governador Valadares.

Com a utilização de uma ferramenta do HEC-RAS 4.1 para interpolação entre as 12 seções topobatimétricas tornou-se viável a complementação das demais seções.

Assim, estas 12 seções foram interpoladas de um em um metro, de forma que as seções resultantes pudessem coincidir com as seções geradas pela extração da informação a partir do HEC-GeoRAS. Por este artifício criou-se as seções dos modelos, que possuem dados de batimetria interpolada, para representar a calha principal do rio, e dados do MDT, para representar o terreno existente. A complementação entre estas informações, ou seja, suas junções, se fez pelo relacionamento entre pontos que definem seus limites comuns, neste caso o ponto que representa a margem do rio.

Complementadas as seções iniciou-se uma fase que seria um detalhamento maior das informações batimétricas onde haviam bancos de areia. Não existe informação da superfície existente entre estes bancos de areia. Este fato levou a adotar uma relação da estabilidade do terreno como representação da superfície. Esta relação seria a variação linear de 1,0 m na vertical para 1,0 m na horizontal.

As 12 seções batimétricas obtidas junto à CPRM constam na Figura 6.21 e estas se encontram detalhadas em Anexo 1.

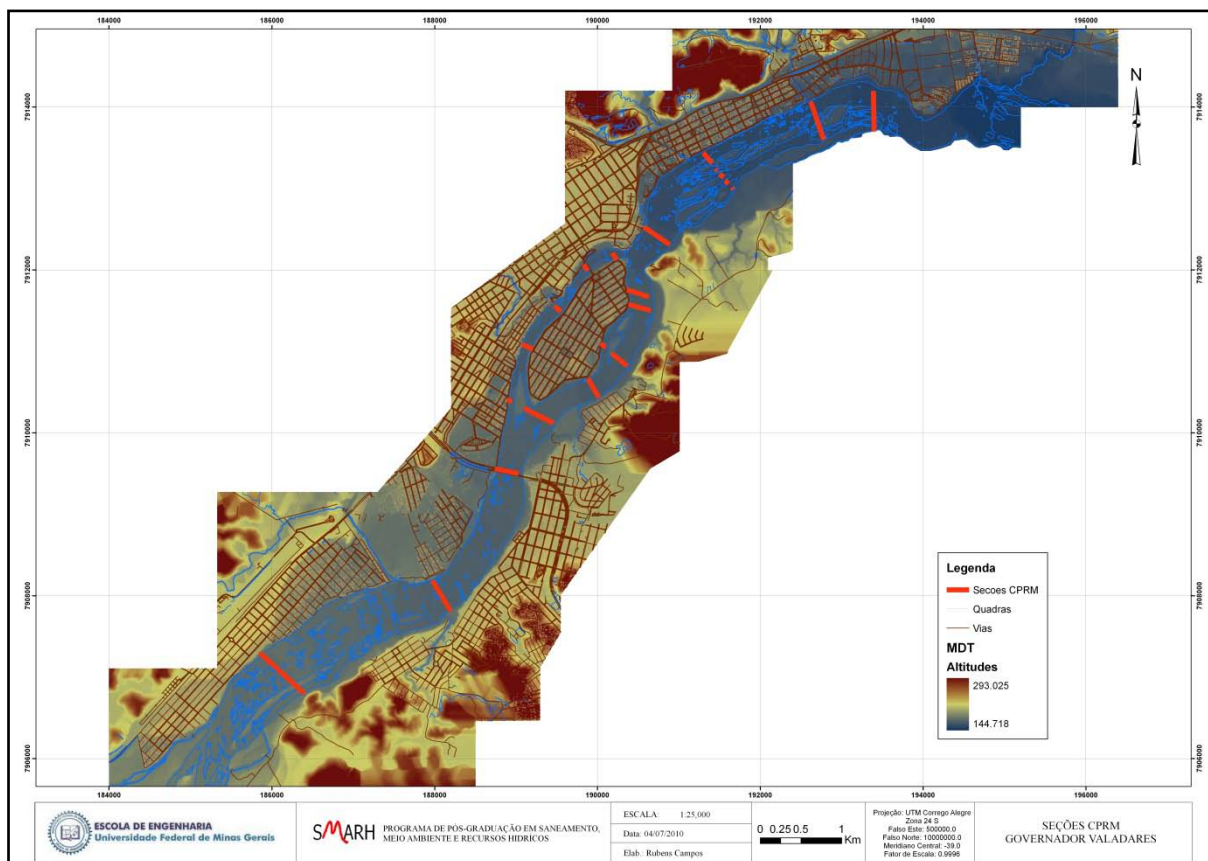


Figura 6.21 –Localização das 12 seções transversais do rio Doce em Governador Valadares- Adaptado de (CPRM, 2004).

A última parte do trecho jusante do modelo apresenta falhas na sua parte final da margem direita, onde não houve o levantamento topográfico, assim algumas seções não eram elevadas suficientemente para conter a superfície líquida. Utilizou-se a base de informações do IBGE para complementação das seções.

Na etapa seguinte procedeu-se a representação da bifurcação e afluência pelas partes direita e esquerda do modelo, materializando-se a ilha dos Araújo. Os demais trechos criados são apresentados na Figura 6.22. Estes trechos estão relacionados às características das seções e, para facilitar a análise, foram agrupadas. Então se obteve sete trechos característicos. São eles o Trecho de montante, da Ponte da estrada, Ramos esquerdo, Ramos direito, Ponte da ilha, Ramo das corredeiras, Trecho de jusante.

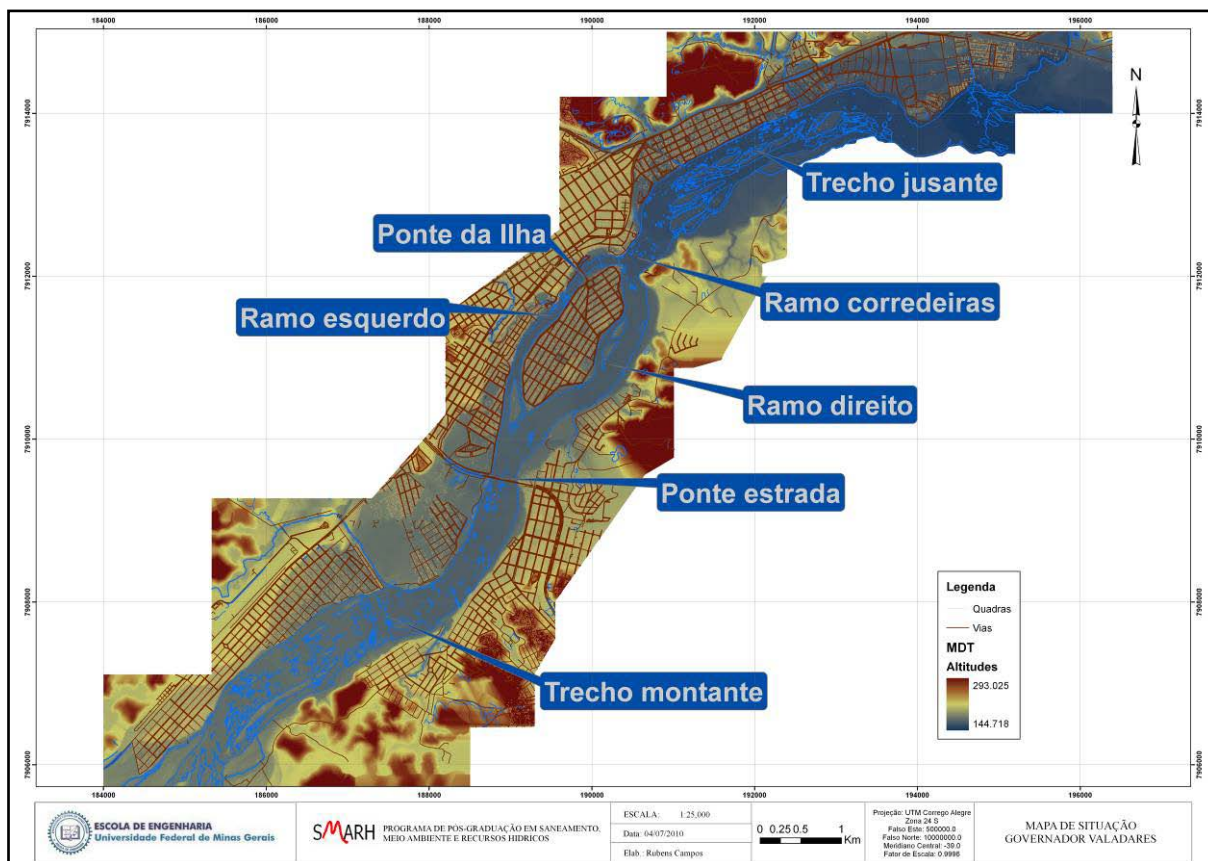


Figura 6.22 –Localização dos trechos do modelo da cidade de Governador Valadares.

Completada a etapa de criação da base topológica geral seguiu-se a criação dos modelos que representam as benfeitorias e meio urbano de acordo com as hipóteses de representação.

Com o uso da relação entre as superfícies do terreno e das linhas de águas através de um SIG torna-se possível gerar a superfície do terreno inundada, sendo a superfície da linha de água associada a uma probabilidade de excedência, e efetuar expressões algébricas entre as duas (CPRM, 2004). Essas superfícies são arquivos (imagens) *Raster* cujas células armazenam as elevações. As dimensões das células devem ser compatíveis com a escala da base planialtimétrica utilizada.

Foram adotados recursos de representação do HEC-RAS que permitem criar feições das benfeitorias segundo duas hipóteses de modelagem, definindo-se assim dois tipos de células para simular o armazenamento que ocorre em uma área urbana, descritos a seguir:

Através das *Áreas de Escoamento Inefetivo* simula-se uma seção que contém água que não está sendo ativamente conduzida. Assim, supõe-se que este seria o funcionamento hipotético

para os vários imóveis que compõem um quarteirão. Esta ferramenta do software permite definir áreas de uma determinada seção onde a velocidade do escoamento, na direção de jusante, é muito próxima de zero (USACE a, 2008).

A água armazenada é incluída nos cálculos que envolvem o armazenamento e outros parâmetros que envolvem a área molhada, mas não é incluída como parte ativa da área de escoamento. Uma observação importante é que quando se utiliza este recurso nenhum perímetro molhado é adicionado para a área efetiva de escoamento.

O uso das *Áreas Bloqueadas* considera as áreas que compõem um quarteirão funcionando como se não armazenassem e nem ao menos conduzissem água alguma. As áreas bloqueadas diminuem a área de escoamento e o perímetro molhado.

6.4.1 Cenário Unidimensional Simples(P – US) e (T – US)

A criação de modelos para definição de manchas de inundação procura representar o meio urbano. Assim procurou-se a criação de um modelo que atenda as condições mínimas para a modelagem, com o menor número de seções transversais possíveis, que perfazem um total de 91 seções, sem considerar a interferência dos equipamentos e benfeitorias urbanas, e simulado com escoamento permanente e transitório. A Figura 6.23 é uma apresentação deste modelo.

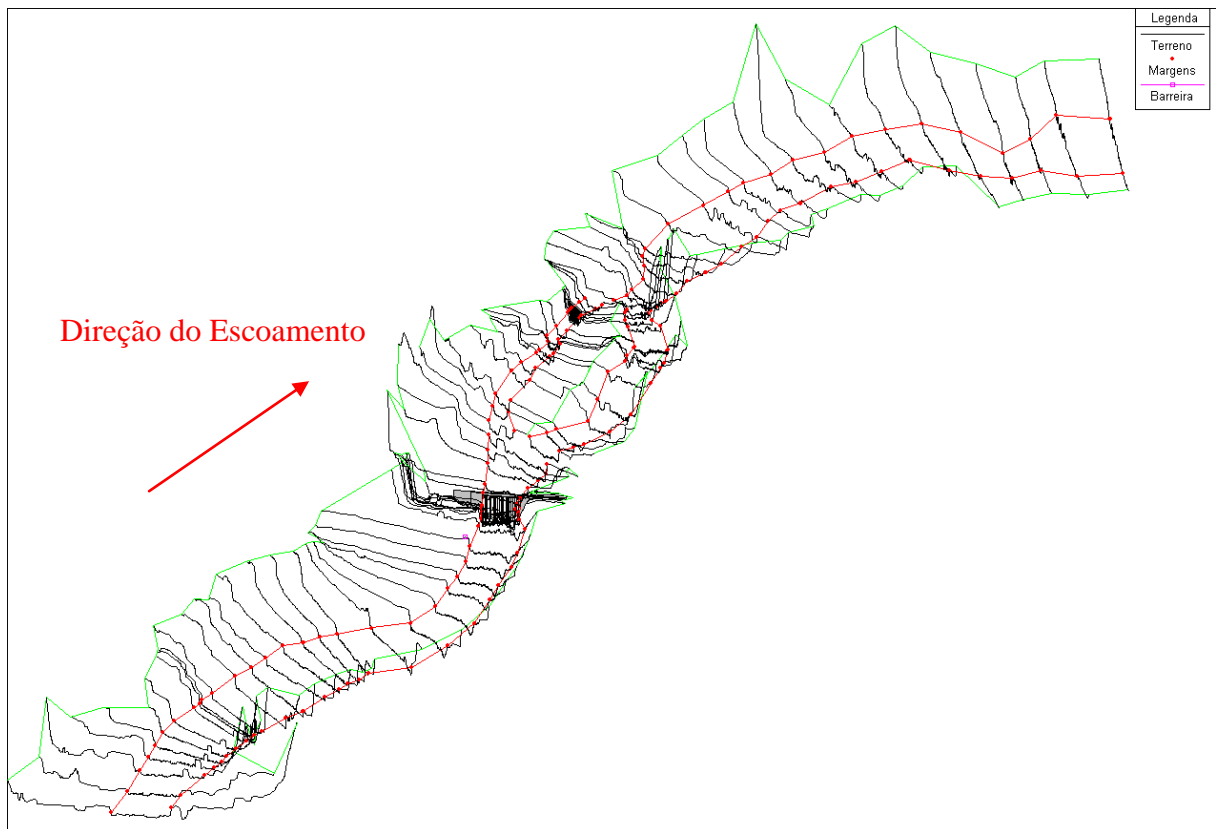


Figura 6.23 – Modelo para Cenário Unidimensional Simples (P – US) e (T – US).

6.4.2 Cenário Unidimensional Detalhado (P – UD) e (T – UD)

Um modelo mais elaborado, com maior número de seções para a modelagem, um total de 141 seções, com simulação de escoamento permanente, com intuito de avaliar qual ganho existe na determinação da manchas de inundação com um número maior de seções, como visualiza-se na Figura 6.24.

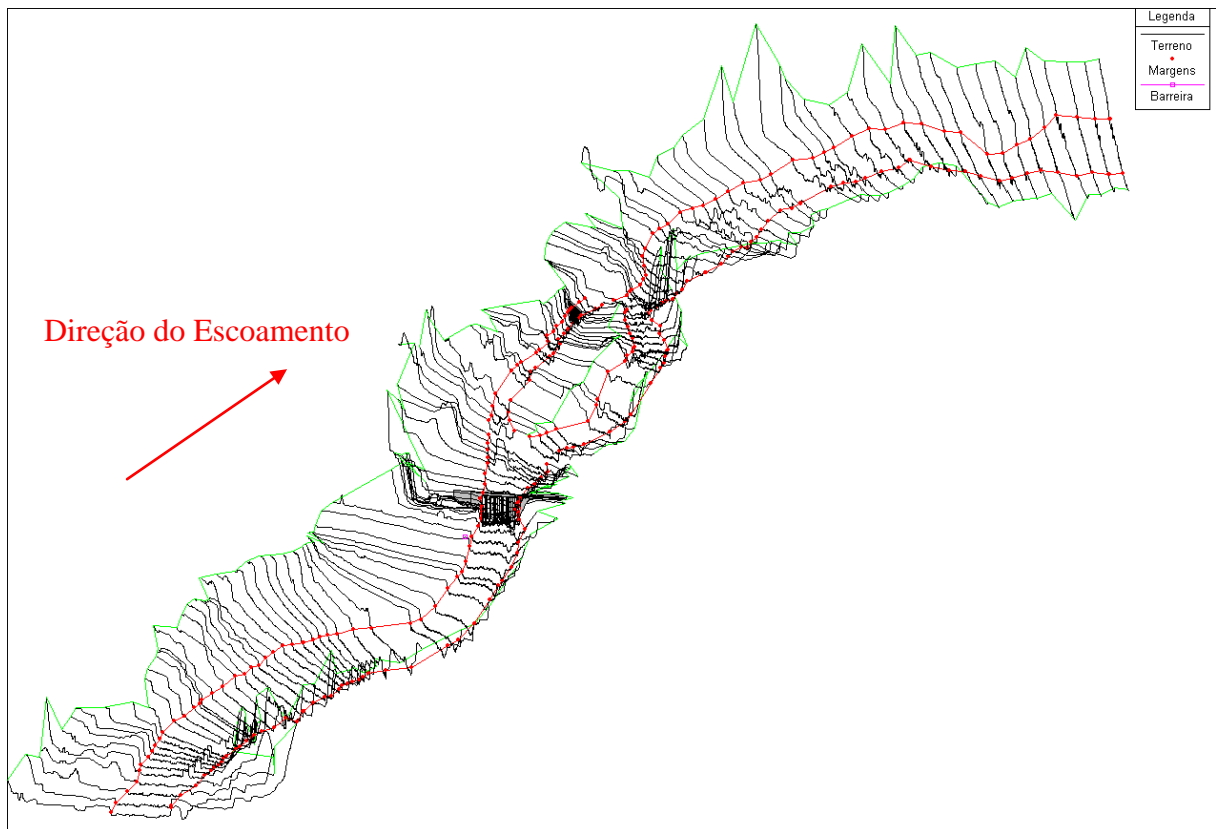


Figura 6.24 – Modelo para Cenário Unidimensional Detalhado (P – US) e (T – UD).

6.4.3 Cenário Pseudobidimensional com Áreas Bloqueadas (P – PAB) e (T – PAB)

Modelo com 141 seções, porém é acrescido o uso das áreas bloqueadas, que permite definir áreas da seção que estarão permanentemente bloqueadas.

Este modelo foi gerado considerando a hipótese básica que os quarteirões funcionariam como áreas bloqueadas, ou considera-se os quarteirões funcionando como uma área que não tem condutância, e não armazena água, como visualiza-se na Figura 6.25.

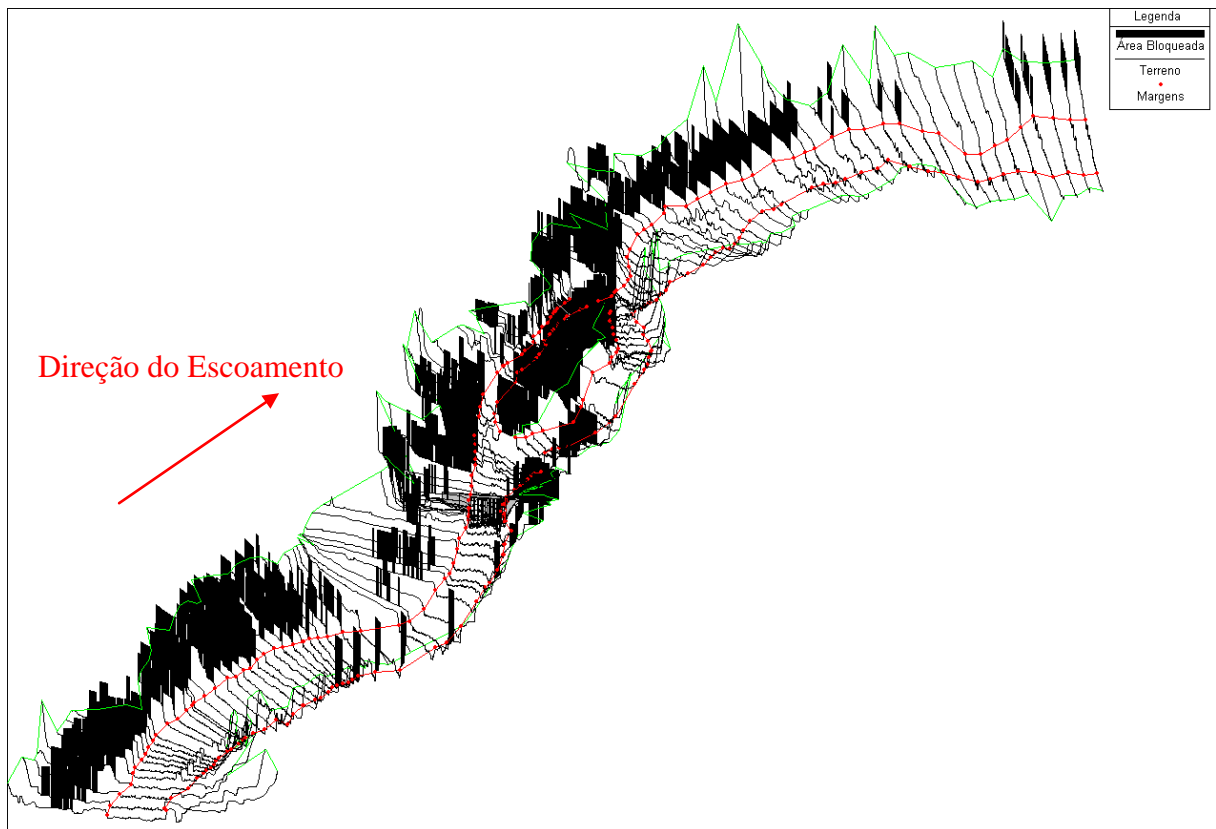


Figura 6.25 – Modelo para Cenário Pseudobidimensional com Áreas Bloqueadas (P – PAB) e (T – PAB).

6.4.4 Cenário Pseudobidimensional com Áreas Inefetivas (P – PAI) e (T – PAI)

Modelo com 141 seções, porém foi gerado considerando os bairros funcionando como áreas inefetivas, ou seja, considera-se os bairros funcionando como uma área que não tem condutância, mas tem capacidade de armazenar água durante a passagem da onda de cheia.

O uso das áreas inefetivas permite definir locais onde a água não está sendo efetivamente conduzida. São áreas onde ocorrerá o armazenamento, mas a velocidade da água, na direção de jusante, será próxima de zero. Esta porção líquida está incluída nos cálculos de armazenamento e outros parâmetros da área molhada da seção, mas, não está incluída como parte da área de escoamento efetivo.

A Figura 6.26 é a visualização do modelo.

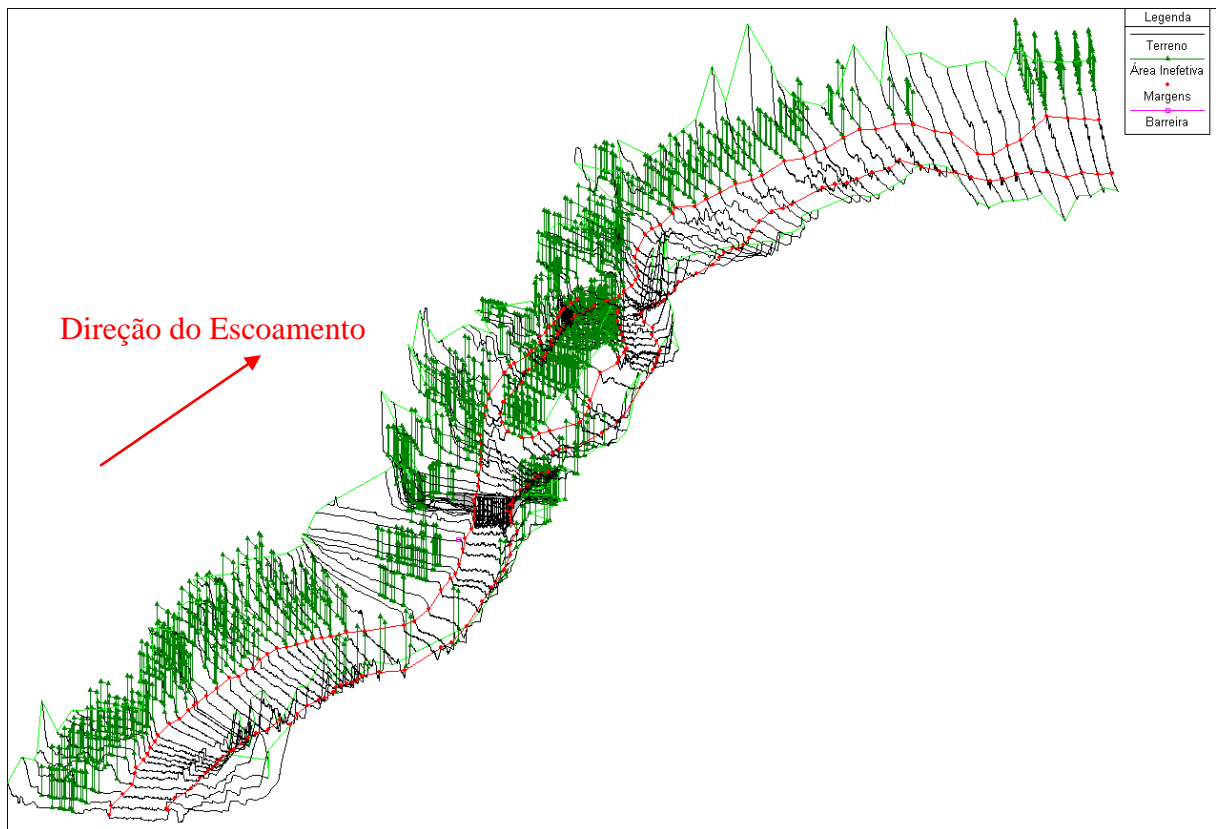


Figura 6.26 – Modelo para Cenário Pseudobidimensional com Áreas Inefetivas (P – PAI) e (T – PAI).

As dimensões dos quarteirões foram extraídas através do HEC-GeoRAS em planta de forma que não existe a informação de quais seriam as alturas das benfeitorias, e seria inviável este levantamento em campo.

O procedimento simplificado utilizado foi adotar todas estas benfeitorias possuindo 15,0 m de altura, para elaborar os últimos dois modelos.

A justificativa para tal dimensão seria;

- Não existe relato de submergência de nenhuma benfeitoria pelas cheias ocorridas, ou seja, é indiferente se utiliza-se outro valor, como, por exemplo, 20,0 m. Assim garante-se que nenhuma benfeitoria seja submergida durante as simulações.

6.4.5 Parâmetros hidráulicos

Os coeficientes de contração e expansão foram definidos segundo singularidades das seções, como por exemplo, proximidades com bancos de areia na calha do rio, proximidade com a

estrutura das pontes, estreitamento e alargamento das seções representativas do rio Doce e proximidade com bifurcações e afluência. Os valores utilizados ficam assim como exposto na Tabela 6.1, para as características definidas respectivamente e em ordem de contração e expansão.

Tabela 6.1 – Valores de contração e expansão utilizados.

Singularidades	Coeficiente Contração	Coeficiente Expansão
Seções	0,1	0,3
Proximidade de Pontes	0,3	0,5
Transições Abruptas	0,6	0,8

O uso do solo foi definido a partir da divisão de áreas distintas da cidade e agrupamento de áreas que possuíam as mesmas características, ou com características similares, como por exemplo; presença de vegetação, áreas urbanizadas, calha do rio, etc. E a partir desta divisão, e com a classificação dos trechos característicos definidos, procedeu-se a uma subdivisão do uso do solo existente na cidade.

Os coeficientes de Manning adotados como representativos para a calibração em regime permanente são expostos nos mapas das Figuras 6.27 a 6.30, para os modelos P – US, P – UD, P – PAB e P – PAI, respectivamente de acordo com o uso do solo adotado.

Os principais usos do solo adotados para caracterização do coeficiente de Manning e seus valores estão listados na Tabela 6.2, comparados aos valores de DE JONG *et al.*(2003) e CPRM (2004):

Tabela 6.2 – Valores de coeficiente de Manning.

TIPO ZONEAMENTO	P-US	P-UD	P-PAB	P-PAI	DE JONG <i>et al.</i> (2003)	CPRM (2004)
Área de Baixa Ocupação Urbana	0,031	0,031	0,031	0,031	0,259	0,060
Área Urbana Adensada	0,078	0,123	0,243	0,218	0,200	0,08
Área Urbana Adensada – Estrutura Hidráulica	0,329	0,359	0,039	0,044	-	0,040
Canal Principal Final	0,055	0,053	0,053	0,053	-	0,040
Canal Principal Jusante	0,036	0,036	0,036	0,036	-	0,040
Canal Principal Montante	0,042	0,040	0,040	0,040	-	0,040

TIPO ZONEAMENTO	P-US	P-UD	P-PAB	P-PAI	DE JONG <i>et al.</i> (2003)	CPRM (2004)
Canal Principal Ponte BR-116	0,045	0,045	0,045	0,045	-	0,040
Corredeiras	0,033	0,030	0,033	0,033	-	0,040
Córregos	0,083	0,128	0,248	0,223	0,050	0,040
Ramo Direito Jusante	0,047	0,047	0,047	0,047	-	0,040
Ramo Direito Montante	0,043	0,043	0,043	0,043	-	0,040
Ramo Esquerdo Jusante	0,041	0,041	0,041	0,041	-	0,040
Ramo Esquerdo Montante	0,028	0,028	0,028	0,028	-	0,040
Vegetação Rasteira	0,054	0,054	0,054	0,054	0,100	0,050

Observando-se a Tabela 6.2 verifica-se que para o zoneamento Área de Baixa Ocupação Urbana os valores dos coeficientes de Manning dos modelos diferem dos utilizados pela CPRM (2004) e DE JONG *et al.*(2003). Para o grupo Área Urbana Adensada o valor do coeficiente do modelo P-US se aproxima do utilizado pela CPRM (2004), enquanto o valor do coeficiente do modelo P-PAI se aproxima de DE JONG *et al.*(2003), e os demais modelos diferem dos autores citados. Para o zoneamento Área Urbana Adensada – Estrutura Hidráulica os modelos P-PAB e P-PAI os valores dos coeficientes de Manning se aproximam daqueles utilizados pela CPRM (2004), enquanto os valores dos demais modelos diferem.

Para os trechos Canal Principal Final, Canal Principal Jusante, Canal Principal Montante, Canal Principal Ponte BR-116, Corredeiras, Ramo Direito Jusante, Ramo Direito Montante e Ramo Esquerdo Jusante os valores dos coeficientes de Manning se aproximam dos utilizados pela CPRM (2004).

Para o trecho dos Córregos os coeficientes diferem dos utilizados pelos demais autores. Para o trecho Ramo Esquerdo Montante os coeficientes diferem dos utilizados pela CPRM (2004).

Para o zoneamento Vegetação Rasteira os valores dos coeficientes se aproximam dos utilizados pela CPRM (2004) e estes diferem dos utilizados por DE JONG *et al.*(2003).

Verifica-se grande influência do aterro da ponte da BR-116 nos trechos adjacentes, onde o coeficiente de Manning teve de ser ajustado às condições impostas por esta estrutura.

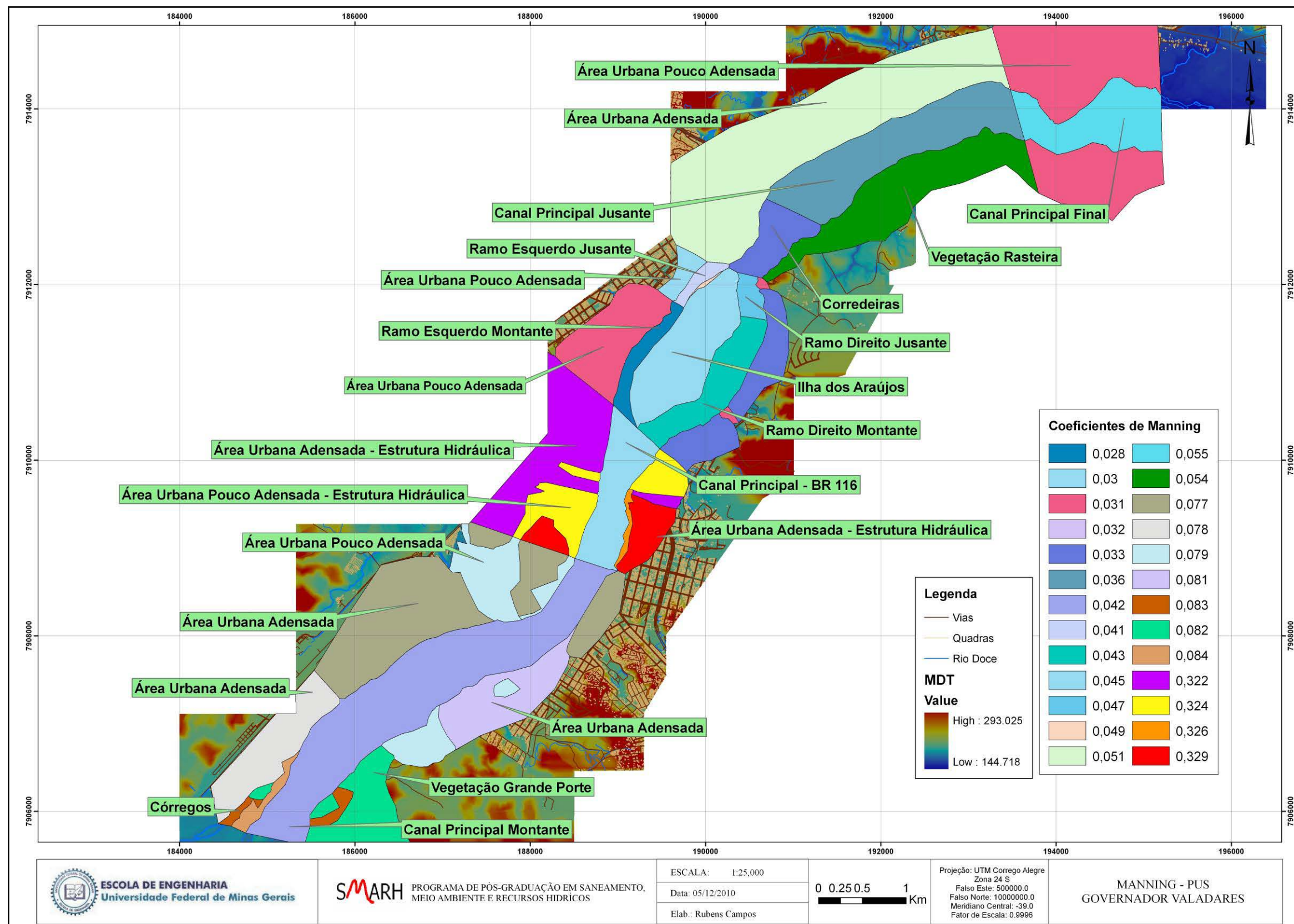


Figura 6.27 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – P - US.

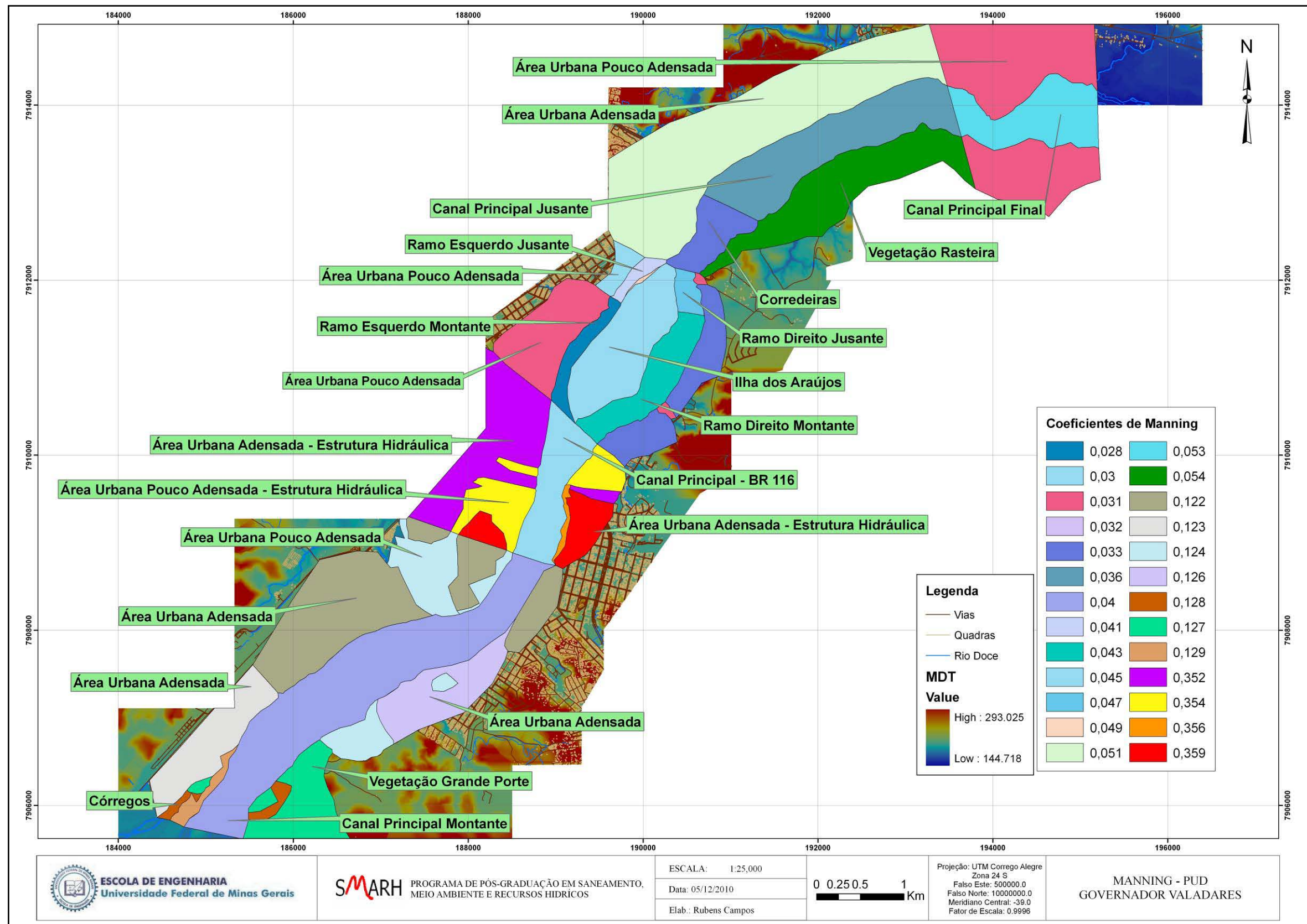


Figura 6.28 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – P - UD.

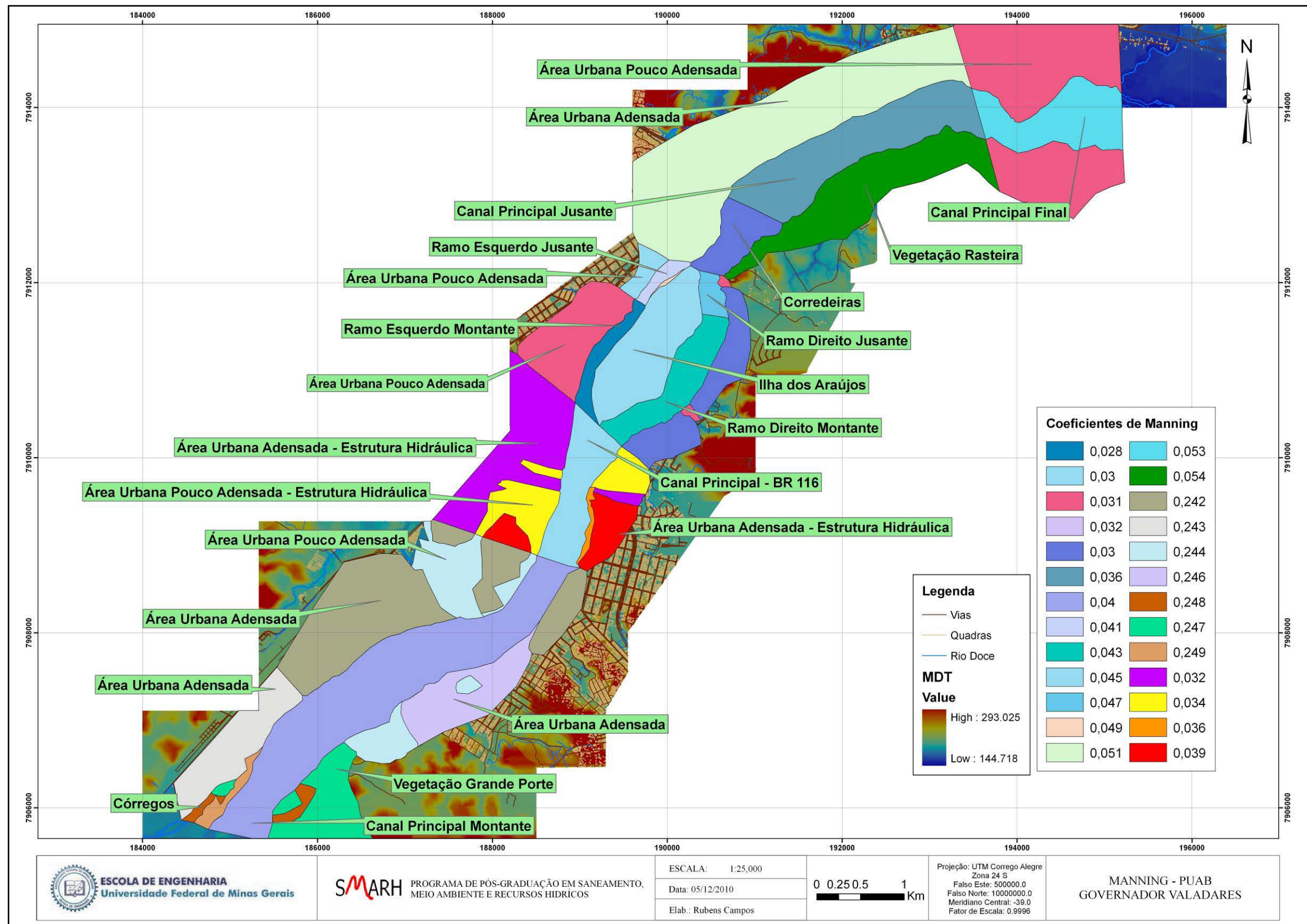


Figura 6.29 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – P - PAB.

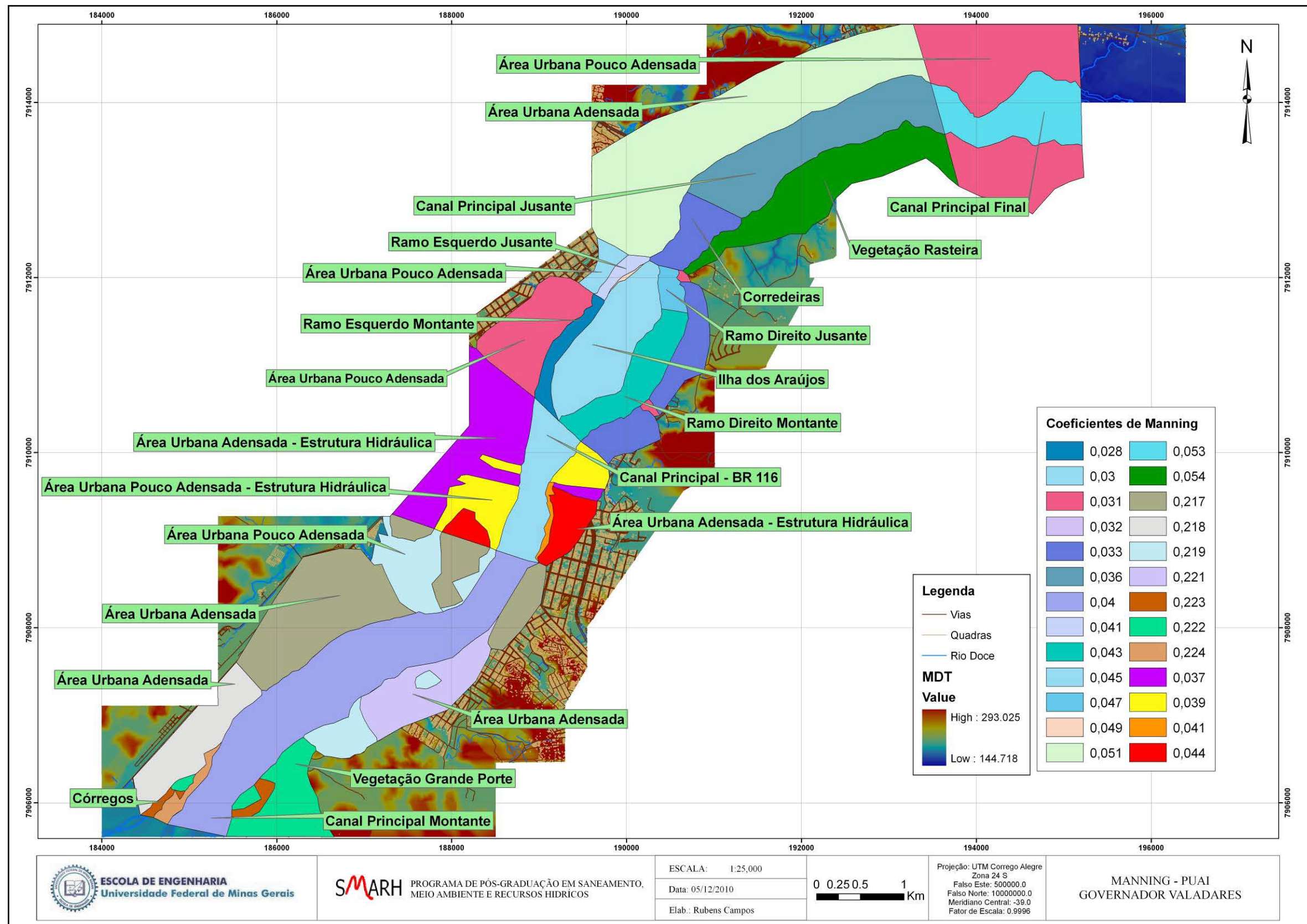


Figura 6.30 – Coeficientes de Manning utilizados para calibração – Modelo P – UAI.

6.5 SIMULAÇÕES

6.5.1 Dados Fluviométricos

Para a simulação de vazão de pico fez-se uso de eventos históricos e de outras vazões de picocapazes de serem ajustadas pelas curvas das equações da Figura 6.31.

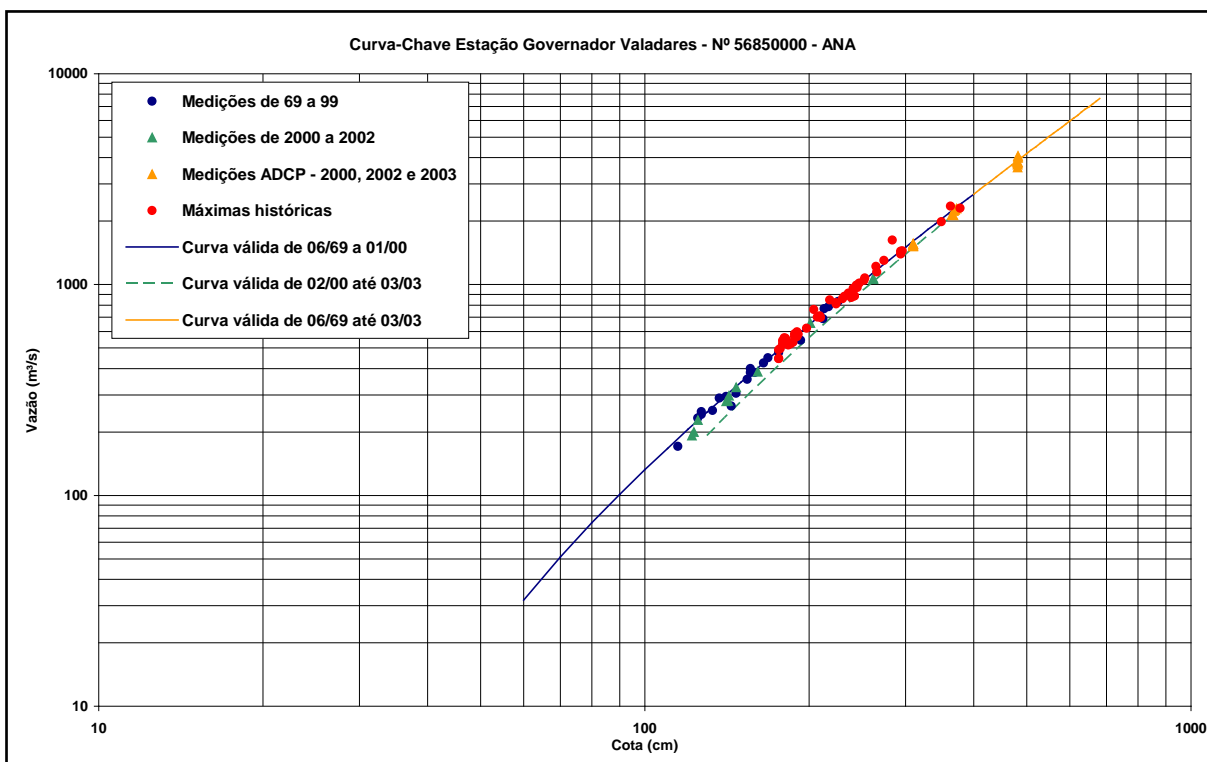


Figura 6.31 –Curva-Chave da estação Governador Valadares – Nº. 56850000 - ANA - Adaptado de CPRM (2004).

As equações definidas para a curva-chave da estação de Governador Valadares seguem na Tabela 6.3. Estas foram utilizadas para se obter os pontos de calibração dos modelos.

Tabela 6.3 – Equações da curva-chave estação Governador Valadares – Nº. 56850000 - ANA - Adaptado de CPRM (2004).

Equação	Validade	Amplitude (cm)
$Q=226,72 (h-0,25)^{1,87}$	06/69 a 03/03	400 a 680
$Q=226,72 (h-0,25)^{1,87}$	06/69 a 02/00	120 a 400
$Q=224,74 (h-0,28)^{1,89}$	02/00 a 03/03	120 a 400

Assim, utilizou-se as vazões da Tabela 6.4 para a propagação em regime permanente dos modelos, e, utilizando-se as equações da curva-chave, apresentada anteriormente, definiram-se as elevações que permitiram a calibração dos modelos, no tocante aos coeficientes de Manning.

Tabela 6.4 –Elevações definidas pela curva-chave.

Perfil	Vazão (m ³ /s)	EC. ¹ (m)	Número da Seção dos modelos						
			13.312	9.243	7.094	6.338	6.561	5.584	2.125
1	2.100	157,840	157,829	155,617	154,649	153,974	154,296	152,258	149,469
2	2.500	158,130	158,102	155,936	154,898	154,276	154,554	152,564	149,723
3	2.960	158,460	158,409	156,279	155,166	154,615	154,833	152,894	150,002
4	3.405	158,770	158,695	156,586	155,407	154,929	155,085	153,189	150,256
5	3.900	159,100	159,006	156,907	155,658	155,270	155,351	153,498	150,526
6	4.500	159,470	159,374	157,271	155,942	155,672	155,654	153,847	150,838
7	4.982	159,760	159,664	157,547	156,158	155,986	155,886	154,113	151,079
8	5.500	160,060	159,971	157,831	156,380	156,32	156,126	154,386	151,330
9	6.000	160,330	160,263	158,093	156,585	156,636	156,349	154,638	151,566
10	6.366	160,520	160,474	158,278	156,73	156,864	156,507	154,815	151,734
11	7.168	160,930	160,932	158,668	157,035	157,358	156,842	155,190	152,093

1 – EC. – Elevação Calculada.

As vazões de 7.168, 6.366 e 4.982m³/s foram utilizadas por se tratarem de vazões de cheias históricas que possuíam registros. As demais vazões foram utilizadas com intuito de abrangência de uma ampla faixa para calibração.

Utilizando-se os dados de monitoramento horário do Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do rio Doce (CPRM, 2004), pode-se selecionar cinco hidrogramas mais adequados às propagações em regime transitório. Estes hidrogramas estão definidos na Tabela 6.5. As elevações referentes às vazões de pico dos hidrogramas propagados, em regime transitório, foram comparadas às elevações referentes a estas mesmas vazões de pico propagadas em regime permanente, como forma de avaliar possíveis diferenças entre os regimes. As vazões de pico utilizadas se encontram destacadas em negrito na Tabela 6.5, no intervalo de tempo **51**. Cabe resaltar que os intervalos de tempo faltantes foram preenchidos automaticamente pelo software, devido à falta do registro original.

Tabela 6.5 – Hidrogramas – Intervalos de 4 horas ($\Delta t = 4$ horas).

Δt	1	Δt	2	Δt	3	Δt	4	Δt	5	Δt	2	Δt	3	Δt	4	Δt	5	Δt	4
1	375,65	1	1156,36	1	1156,36	1	2463,84	1	741,03	91	723,57	69	1616,04	59	3651,15	64	2875,38	90	2347,11
2	375,65	2	1174,52	4	1156,36	3	2424,63	3	711,52	92	645,61	72	1637,62	60	3589,60	65	2779,38	91	2283,42
8	333,90	4	1334,19	5	1174,52	4	2372,82	7	771,12	93	701,90	75	1681,17	61	3407,89	66	2684,90	92	2170,86
14	408,47	7	1382,95	7	1334,19	5	2321,54	9	980,31	98	666,46	76	1637,62	62	3259,83	69	2321,54	93	2097,31
20	508,34	10	1353,60	10	1382,95	6	2245,60	13	997,38	99	666,46	78	1520,61	63	3086,19	70	2245,60	94	1930,33
26	508,34	12	1324,54	13	1353,60	8	2048,93	15	1102,69	100	659,48	79	1510,18	64	2916,99	71	2195,64	95	1815,07
32	645,61	13	1314,92	15	1324,54	9	1953,79	19	1148,03			84	1347,85	65	2806,66	72	2097,31	96	1747,52
38	875,83	17	1286,25	16	1314,92	13	1883,83	21	1212,96			87	1194,24	66	2725,21	73	1977,37	97	1692,15
44	1192,82	24	1324,54	20	1286,25	15	1769,90	27	1562,69			90	1093,72	67	2752,23	74	1907,01	98	1616,04
51	1813,27	26	1305,33	27	1337,99	20	1872,28	31	1747,52			96	946,59	69	2875,38	75	1907,01	99	1552,12
56	1513,53	28	1442,54	28	1387,62	21	1883,83	33	1953,79			100	794,05	71	2916,99	76	1918,66	100	1489,41
62	1248,48	32	1462,66	30	1499,78	27	1670,23	38	2650,70					73	2834,05	77	1860,78		
68	982,02	35	1503,29	33	1489,41	31	1637,62	39	2806,66					74	2806,66	78	1747,52		
74	836,50	39	1544,44	36	1417,80	33	1703,15	40	2875,38					75	2725,21	79	1769,90		
80	752,94	47	2186,47	40	2024,95	35	1860,78	41	3057,68					76	2650,70	80	1736,38		
86	723,57	51	2711,74	41	2097,31	38	2334,31	43	3422,87					77	2596,65	87	1725,27		
92	659,48	52	2631,59	42	2170,86	39	2569,83	44	3574,29					78	2516,57	90	1573,29		
98	798,01	53	2297,27	44	2296,09	41	2958,87	45	3760,02					79	2463,84	99	1328,17		
100	798,01	58	1779,96	46	2450,74	44	3528,54	46	3620,31					80	2372,82	100	1328,17		
		61	1565,20	48	2886,23	45	3604,94	48	4410,60					81	2372,82				
		64	1565,20	51	3029,17	47	3775,70	51	4512,34					82	2398,66				
		67	1382,95	53	2718,99	49	3950,12	57	3791,40					83	2450,74				
		70	1192,82	55	2146,21	50	3966,16	58	3604,94					84	2450,74				
		73	1111,54	58	1930,33	51	3982,23	59	3483,07					85	2476,97				
		76	990,42	62	1703,15	55	3886,27	60	3333,48					86	2476,97				
		79	907,90	64	1681,17	56	3870,38	61	3129,19					87	2476,97				
		82	867,90	66	1725,27	57	3807,14	62	2986,95					88	2476,97				
		85	805,64	67	1736,38	58	3697,63	63	2875,38					89	2424,63				

O intervalo entre os valores dos hidrogramas acima é de quatro horas. Optou-se por este valor de intervalo após pesquisa de vários hidrogramas e observação do valor médio de aproximadamente 17 dias, com ascensão e recessão completa do hidrograma. Assim, o valor de 4 horas tornaria possível abranger toda propagação dos hidrogramas.

Os critérios utilizados para a obtenção das seções seguem diretrizes para que as equações de energia e de Saint-Venant sejam bem balanceadas, e possam definir adequadamente a superfície líquida, respectivamente, entre duas seções subsequentes. Segue-se, assim, a seguinte diretriz, que é mais conhecida como condição de Courant:

$$C_r = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1,0 \quad (6.1)$$

Com;

$$\frac{\Delta x}{V_w} \geq \Delta t \quad (6.2)$$

Δt - Tempo para cada intervalo de cálculo;

Δx - Distância entre as seções;

V_w - Velocidade da onda de cheia, que normalmente é maior que a velocidade média;

C_r - Número de Courant.

Com a simulação dos primeiros cinco hidrogramas da Tabela 6.5 os cenários T – US, T – PAB e T – PAI apresentaram instabilidade e falharam para os hidrogramas um, dois e três, devido à violação da condição de Courant.

Assim, definiu-se, a partir dos hidrogramas da Tabela 6.5, os hidrogramas da Tabela 6.6 para intervalos de uma hora, tornando possível alcançar a estabilidade para o cálculo.

Tabela 6.6 – Hidrogramas – Intervalos de 1 hora.

Δt	1	Δt	2	Δt	3
1	875,83	1	1503,29	1	2024,95
23	1192,82	13	1544,44	7	2024,95
51	1813,27	35	2186,47	11	2097,31
71	1513,53	51	2711,74	15	2170,86
100	1248,48	55	2631,59	23	2296,09
		59	2297,27	31	2450,74
		79	1779,96	39	2886,23
		91	1565,20	51	3029,17
		100	1565,20	59	2718,99
				67	2146,21
				79	1930,33
				95	1703,15
				100	1703,15

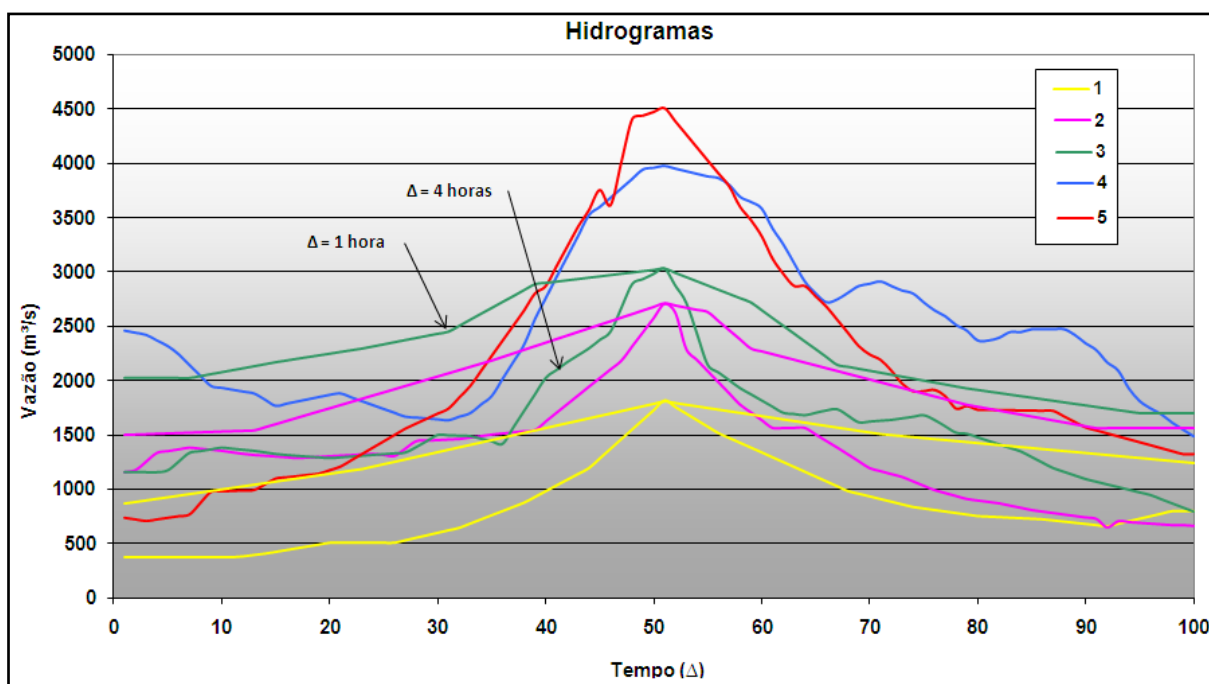


Figura 6.32 – Hidrogramas de intervalos de tempo de uma hora e quatro horas.

Os dados fluviométricos foram utilizados em duas fases, sendo a primeira a calibração dos modelos em regime permanente, no tocante ao coeficiente de Manning.

Para tanto se procedeu a calibração dos valores da calha menor do rio primeiramente, para a definição de coeficientes de Manning mais representativos a valores menores de vazão, e prosseguiu-se para valores maiores de vazão, que pudessem representar as planícies ocupadas pelo equipamento urbano.

A segunda fase trata da simulação de hidrogramas observados, utilizando-se os resultados da calibração do coeficiente de Manning da primeira fase, para viabilizar comparações entre os regimes de simulação permanente e propagação transitória.

6.5.2 Calibração

O relatório Sistema de Alerta Contra Enchentes da Bacia do Rio Doce CPRM (2005) cita que foram feitas correlações entre os níveis das réguas pelas coordenadas existentes, de forma que através da leitura em uma régua é possível se determinar as alturas nas demais.

Com a utilização deste recurso foi possível a calibração das vazões notáveis para grandes cheias. Os resultados se encontram agrupados para os sete trechos característicos, onde são elencadas as 11 vazões utilizadas, como citado na Tabela 6.4, suas respectivas cotas observadas, com as cotas calculadas e a diferenças entre estas, nas Tabelas 6.7 a 6.10.

Tabela 6.7 – Resultados de calibração– Modelo P - UD.

Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	
Trecho Montante	2100	157,82	157,83	-0,01	Ramo esquerdo	1594,2	156,83	156,16	0,67	Ramo Corredeiras	2100	152,27	152,26	0,01	
	2500	158,11	158,10	0,01		1815	157,07	156,38	0,69		2500	152,56	152,56	0,00	
	2960	158,44	158,41	0,03		2052	157,30	156,58	0,72		2960	152,85	152,89	-0,04	
	3405	158,75	158,70	0,05		2228,1	157,45	156,73	0,72		3405	153,11	153,19	-0,08	
	3900	159,08	159,01	0,07		2616,3	157,81	157,04	0,77		3900	153,38	153,50	-0,12	
	4500	159,46	159,37	0,09	Ponte da Ilha	579,6	153,98	153,97	0,01		4500	153,69	153,85	-0,16	
	4982	159,76	159,66	0,10		700	154,27	154,28	-0,01		4982	153,91	154,11	-0,20	
	5500	160,06	159,97	0,09		849,5	154,55	154,62	-0,07		5500	154,12	154,39	-0,27	
	6000	160,34	160,26	0,08		1007,9	154,75	154,93	-0,18		6000	154,32	154,64	-0,32	
	6366	160,54	160,47	0,07		1170	154,99	155,27	-0,28		6366	154,46	154,81	-0,35	
7168	160,95	160,93	0,02	1395	155,31	155,67	-0,36	7168	154,74	155,19	-0,45				
Ponte da Estrada	2100	155,62	155,62	0,00	1594,2	155,58	155,99	-0,41	Trecho Jusante	2100	149,46	149,47	-0,01		
	2500	155,99	155,94	0,05	1815	155,86	156,32	-0,46		2500	149,77	149,72	0,05		
	2960	156,37	156,28	0,09	2052	156,16	156,64	-0,48		2960	150,09	150,00	0,09		
	3405	156,69	156,59	0,10	2228,1	156,41	156,86	-0,45		3405	150,36	150,26	0,10		
	3900	157,02	156,91	0,11	2616,3	157,02	157,36	-0,34		3900	150,65	150,53	0,12		
	4500	157,38	157,27	0,11	Ramo direito	1520,4	154,26	154,30		-0,04	4500	150,96	150,84	0,12	
	4982	157,64	157,55	0,09		1800	154,58	154,55		0,03	4982	151,19	151,08	0,11	
	5500	157,91	157,83	0,08		2110,5	154,9	154,83		0,07	5500	151,43	151,33	0,10	
	6000	158,13	158,09	0,04		2397,1	155,16	155,09		0,07	6000	151,64	151,57	0,07	
	6366	158,29	158,28	0,01		2730	155,47	155,35		0,12	6366	151,79	151,73	0,06	
7168	158,63	158,67	-0,04	3105	155,80	155,65	0,15	7168	152,10	152,09	0,01				
Ramo esquerdo	579,6	154,79	154,65	0,14	3387,8	156,05	155,89	0,16	¹ Q (m³/s) – Vazão (m³/s)						
	700	155,11	154,90	0,21	3685	156,30	156,13	0,17	² C. Cal. (m) – Cota Calculada (m)						
	849,5	155,45	155,17	0,28	3948	156,51	156,35	0,16	³ C. Obs. (m) – Cota Observada (m)						
	1007,9	155,78	155,41	0,37	4137,9	156,67	156,51	0,16							
	1170	156,11	155,66	0,45	4551,7	156,99	156,84	0,15							
	1395	156,53	155,94	0,59											

Tabela 6.8 – Resultados de calibração– Modelo P - PAB.

Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	
Trecho Montante	2100	157,82	157,83	-0,01	Ramo esquerdo	1504,6	156,73	156,16	0,57	Ramo Corredeiras	2100	152,29	152,26	0,03	
	2500	158,11	158,1	0,01		1705	157,04	156,38	0,66		2500	152,58	152,56	0,02	
	2960	158,44	158,41	0,03		1890	157,30	156,58	0,72		2960	152,87	152,89	-0,02	
	3405	158,75	158,70	0,05		2018	157,47	156,73	0,74		3405	153,13	153,19	-0,06	
	3900	159,08	159,01	0,07		2329,6	157,85	157,04	0,81		3900	153,41	153,50	-0,09	
	4500	159,46	159,37	0,09	Ponte da Ilha	583,8	153,99	153,97	0,02		4500	153,71	153,85	-0,14	
	4982	159,75	159,66	0,09		700	154,27	154,28	-0,01		4982	153,94	154,11	-0,17	
	5500	160,04	159,97	0,07		851	154,53	154,62	-0,09		5500	154,17	154,39	-0,22	
	6000	160,32	160,26	0,06		987,5	154,73	154,93	-0,20		6000	154,37	154,64	-0,27	
	6366	160,51	160,47	0,04		1146,6	154,97	155,27	-0,30		6366	154,52	154,81	-0,29	
7168	160,92	160,93	-0,01	1345,5		155,27	155,67	-0,4	7168	154,81	155,19	-0,38			
Ponte da Estrada	2100	155,62	155,62	0,00	1504,6	155,52	155,99	-0,47	Trecho Jusante	2100	149,46	149,47	-0,01		
	2500	155,99	155,94	0,05	1705	155,79	156,32	-0,53		2500	149,77	149,72	0,05		
	2960	156,35	156,28	0,07	1890	156,05	156,64	-0,59		2960	150,09	150,00	0,09		
	3405	156,69	156,59	0,10	2018	156,24	156,86	-0,62		3405	150,36	150,26	0,10		
	3900	157,02	156,91	0,11	2329,6	156,66	157,36	-0,7		3900	150,64	150,53	0,11		
	4500	157,38	157,27	0,11	Ramo direito	1516,2	154,26	154,30		-0,04	4500	150,96	150,84	0,12	
	4982	157,66	157,55	0,11		1800	154,58	154,55		0,03	4982	151,19	151,08	0,11	
	5500	157,92	157,83	0,09		2109	154,89	154,83		0,06	5500	151,43	151,33	0,10	
	6000	158,17	158,09	0,08		2417,6	155,18	155,09		0,09	6000	151,64	151,57	0,07	
	6366	158,35	158,28	0,07		2753,4	155,49	155,35		0,14	6366	151,79	151,73	0,06	
7168	158,72	158,67	0,05	3154,5		155,84	155,65	0,19	7168	152,09	152,09	0,00			
Ramo esquerdo	583,8	154,8	154,65	0,15	3477,4	156,12	155,89	0,23	¹ Q (m³/s) – Vazão (m³/s)						
	700	155,11	154,90	0,21	3795	156,38	156,13	0,25	² C. Cal. (m) – Cota Calculada (m)						
	851	155,45	155,17	0,28	4110	156,63	156,35	0,28	³ C. Obs. (m) – Cota Observada (m)						
	987,5	155,73	155,41	0,32	4348	156,81	156,51	0,30							
	1146,6	156,06	155,66	0,40	4838,4	157,18	156,84	0,34							
	1345,5	156,45	155,94	0,51											

Tabela 6.9 – Resultados de calibração– Modelo P - PAI.

Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	
Trecho Montante	2100	157,82	157,83	-0,01	Ramo esquerdo	1509,5	156,73	156,16	0,57	Ramo Corredeiras	2100	152,29	152,26	0,03	
	2500	158,11	158,10	0,01		1705	157,04	156,38	0,66		2500	152,58	152,56	0,02	
	2960	158,44	158,41	0,03		1890	157,30	156,58	0,72		2960	152,87	152,89	-0,02	
	3405	158,75	158,7	0,05		2018	157,47	156,73	0,74		3405	153,13	153,19	-0,06	
	3900	159,08	159,01	0,07		2329,6	157,84	157,04	0,8		3900	153,41	153,50	-0,09	
	4500	159,46	159,37	0,09	Ponte da Ilha	583,8	153,99	153,97	0,02		4500	153,72	153,85	-0,13	
	4982	159,75	159,66	0,09		700	154,27	154,28	-0,01		4982	153,94	154,11	-0,17	
	5500	160,05	159,97	0,08		851	154,53	154,62	-0,09		5500	154,17	154,39	-0,22	
	6000	160,33	160,26	0,07		994,3	154,73	154,93	-0,20		6000	154,37	154,64	-0,27	
	6366	160,52	160,47	0,05		1146,6	154,97	155,27	-0,30		6366	154,52	154,81	-0,29	
7168	160,93	160,93	0,00	1345,5	155,27	155,67	-0,4	7168	154,81	155,19	-0,38				
Ponte da Estrada	2100	155,62	155,62	0,00	1509,5	155,52	155,99	-0,47	Trecho Jusante	2100	149,46	149,47	-0,01		
	2500	155,99	155,94	0,05	1705	155,79	156,32	-0,53		2500	149,77	149,72	0,05		
	2960	156,35	156,28	0,07	1890	156,05	156,64	-0,59		2960	150,09	150,00	0,09		
	3405	156,68	156,59	0,09	2018	156,24	156,86	-0,62		3405	150,36	150,26	0,10		
	3900	157,02	156,91	0,11	2329,6	156,66	157,36	-0,7		3900	150,64	150,53	0,11		
	4500	157,38	157,27	0,11	Ramo direito	1516,2	154,26	154,300		-0,04	4500	150,96	150,84	0,12	
	4982	157,66	157,55	0,11		1800	154,58	154,55		0,03	4982	151,19	151,08	0,11	
	5500	157,93	157,83	0,10		2109	154,89	154,83		0,06	5500	151,42	151,33	0,09	
	6000	158,18	158,09	0,09		2410,7	155,17	155,09		0,08	6000	151,64	151,57	0,07	
	6366	158,36	158,28	0,08		2753,4	155,49	155,35		0,14	6366	151,79	151,73	0,06	
7168	158,72	158,67	0,05	3154,5	155,84	155,65	0,19	7168	152,09	152,09	0,00				
Ramo esquerdo	583,8	154,80	154,65	0,15	3472,5	156,11	155,89	0,22	¹ Q (m³/s) – Vazão (m³/s)						
	700	155,11	154,90	0,21	3795	156,38	156,13	0,25	² C. Cal. (m) – Cota Calculada (m)						
	851	155,45	155,17	0,28	4110	156,63	156,35	0,28	³ C. Obs. (m) – Cota Observada (m)						
	994,3	155,75	155,41	0,34	4348	156,81	156,51	0,30							
	1146,6	156,06	155,66	0,4	4838,4	157,18	156,84	0,34							
	1345,5	156,45	155,94	0,51											

Tabela 6.10 – Resultados de calibração – Modelo P - US.

Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	Trecho	¹ Q (m³/s)	² C. Cal. (m)	³ C. Obs. (m)	Δ (m)	
Trecho Montante	2100	157,84	157,83	0,01	Ramo esquerdo	1604,2	156,80	156,16	0,64	Ramo Corredeiras	2100	152,24	152,26	-0,02	
	2500	158,13	158,10	0,03		1837	157,06	156,38	0,68		2500	152,55	152,56	-0,01	
	2960	158,46	158,41	0,05		2076	157,29	156,58	0,71		2960	152,86	152,89	-0,03	
	3405	158,77	158,70	0,07		2240,8	157,45	156,73	0,72		3405	153,14	153,19	-0,05	
	3900	159,10	159,01	0,09		2616,3	157,80	157,04	0,76		3900	153,42	153,50	-0,08	
	4500	159,47	159,37	0,10	Ponte da Ilha	585,9	153,99	153,97	0,02		4500	153,73	153,85	-0,12	
	4982	159,76	159,66	0,10		715,00	154,28	154,28	0,00		4982	153,95	154,11	-0,16	
	5500	160,06	159,97	0,09		861,4	154,57	154,62	-0,05		5500	154,17	154,39	-0,22	
	6000	160,33	160,26	0,07		1018,1	154,77	154,93	-0,16		6000	154,37	154,64	-0,27	
	6366	160,52	160,47	0,05		1189,5	155,00	155,27	-0,27		6366	154,51	154,81	-0,30	
7168	160,93	160,93	0,00	1417,5		155,32	155,67	-0,35	7168	154,79	155,19	-0,40			
Ponte da Estrada	2100	155,62	155,62	0,00	1604,2	155,58	155,99	-0,41	Trecho Jusante	2100	149,47	149,47	0,00		
	2500	155,98	155,94	0,04	1837	155,88	156,32	-0,44		2500	149,78	149,72	0,06		
	2960	156,36	156,28	0,08	2076	156,18	156,64	-0,46		2960	150,10	150,00	0,10		
	3405	156,67	156,59	0,08	2240,8	156,42	156,86	-0,44		3405	150,37	150,26	0,11		
	3900	157,01	156,91	0,10	2616,3	157,02	157,36	-0,34		3900	150,65	150,53	0,12		
	4500	157,36	157,27	0,09	Ramo direito	1514,1	154,26	154,30		-0,04	4500	150,96	150,84	0,12	
	4982	157,63	157,55	0,08		1785	154,56	154,55		0,01	4982	151,20	151,08	0,12	
	5500	157,89	157,83	0,06		2098,6	154,89	154,83		0,06	5500	151,42	151,33	0,09	
	6000	158,11	158,09	0,02		2386,9	155,15	155,09		0,06	6000	151,64	151,57	0,07	
	6366	158,28	158,28	0,00		2710,5	155,45	155,35		0,10	6366	151,79	151,73	0,06	
7168	158,62	158,67	-0,05	3082,5		155,78	155,65	0,13	7168	152,09	152,09	0,00			
Ramo esquerdo	585,9	154,79	154,65	0,14	3377,8	156,04	155,89	0,15	¹ Q (m³/s) – Vazão (m³/s)						
	715	155,11	154,90	0,21	3663	156,28	156,13	0,15	² C. Cal. (m) – Cota Calculada (m)						
	861,4	155,45	155,17	0,28	3924	156,50	156,35	0,15	³ C. Obs. (m) – Cota Observada (m)						
	1018,1	155,76	155,41	0,35	4125,2	156,66	156,51	0,15							
	1189,5	156,10	155,66	0,44	4551,7	156,99	156,84	0,15							
	1417,5	156,52	155,94	0,58											

6.5.3 Propagações em regime Transitório

Após a propagação dos hidrogramas observados foi procedida a simulação das vazões de pico destes hidrogramas em regime permanente para viabilizar a comparação entre os regimes.

Para alguns modelos houve a violação da condição de Courant com hidrogramas com $\Delta t = 4$ horas. Assim procedeu-se a redução para $\Delta t = 1$ hora. Esta medida foi suficiente para obter os resultados necessários.

Os resultados se encontram apresentados nas Tabelas 6.11 e 6.12, onde são elencadas as vazões de pico propagadas, os resultados do regime transitório e permanente, e as diferenças entre estes, para os quatro modelos, nas seções de montante e de jusante dos modelos.

Tabela 6.11 – Resultados dos hidrogramas propagados – Seção montante.

Montante - Seção 14856							
US				PAB			
Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)	Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)
1813,3	159,37	159,36*	-0,01*	1813,27	159,34	159,33*	-0,01*
2711,7	159,97	159,97*	0,00*	2711,74	159,95	159,94	-0,01
3029,2	160,17	160,17*	0,00*	3029,17	160,15	160,15	0,00
3982,2	160,72	160,73	0,01	3982,23	160,71	160,71	0,00
4512,3	161,02	161,03	0,01	4512,34	161,00	161,00	0,00
Montante - Seção 14856							
UD				PAI			
Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)	Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)
1813,3	159,33	159,32	-0,01	1813,27	159,33	159,33*	0,00*
2711,7	159,93	159,93	0,00	2711,74	159,95	159,94	-0,01
3029,2	160,13	160,13	0,00	3029,17	160,15	160,14	-0,01
3982,2	160,68	160,68	0,00	3982,23	160,71	160,70	-0,01
4512,3	160,97	160,97	0,00	4512,34	161,00	160,99	-0,01

* - Resultados obtidos com hidrogramas com $\Delta t = 1$ hora.

Tabela 6.12 – Resultados dos hidrogramas propagados – Seção jusante.

Jusante - Seção 219							
US				PAB			
Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)	Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)
1813,3	147,45	147,43*	-0,02*	1813,27	147,40	147,37*	-0,03*
2711,7	147,95	147,92*	-0,03*	2711,74	147,90	147,87	-0,03
3029,2	148,10	148,09*	-0,01*	3029,17	148,05	148,04	-0,01
3982,2	148,53	148,52	-0,01	3982,23	148,47	148,47	0,00
4512,3	148,75	148,74	-0,01	4512,34	148,69	148,68	-0,01
Jusante - Seção 219							
UD				PAI			
Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)	Q (m³/s)	Permanente	Transitório	Diferença (m)
1813,3	147,40	147,37	-0,03	1813,27	147,40	147,37*	-0,03*
2711,7	147,90	147,87	-0,03	2711,74	147,90	147,87	-0,03
3029,2	148,05	148,04	-0,01	3029,17	148,05	148,04	-0,01
3982,2	148,47	148,47	0,00	3982,23	148,47	148,47	0,00
4512,3	148,69	148,68	-0,01	4512,34	148,69	148,68	-0,01

* - Resultados obtidos com hidrogramas com $\Delta t = 1$ hora.

7 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo visa apresentar os resultados de cada etapa desenvolvida durante o estudo de caso, enfatizando as análises e discussões respectivas a cada uma.

7.1 MODELOS HIDRÁULICOS E REPRESENTAÇÃO DO MEIO URBANO

A escolha da área para estudo de caso traz algumas peculiaridades em seus trechos de rio, que foram avaliadas, devido à interferência do equipamento urbano com escoamento. Esta justificativa se encontra embasada pela representação das Figuras 7.1 a 7.7, que são a representação mais apropriada para cada trecho característico. Os trechos característicos agrupam peculiaridades, de forma a facilitar a análise.

Nas Figuras 7.1 a 7.7 se observa que os equipamentos urbanos são mais presentes na área a ser inundada nos trechos da ponte da estrada, e na região da ilha dos Araújos.

Assim acredita-se que estes sejam os trechos mais propensos a avaliação da interferência.

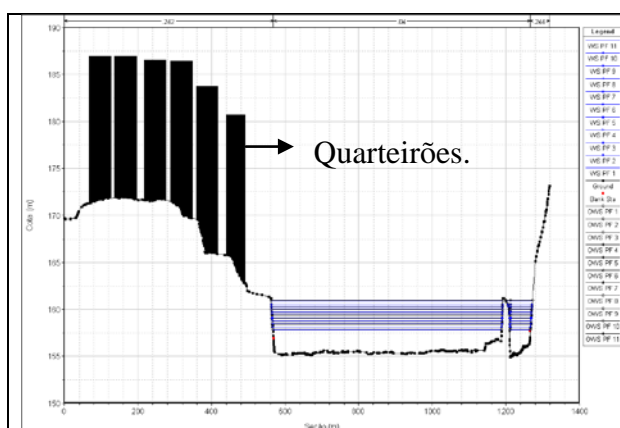


Figura 7.1 - Seção característica demontante.

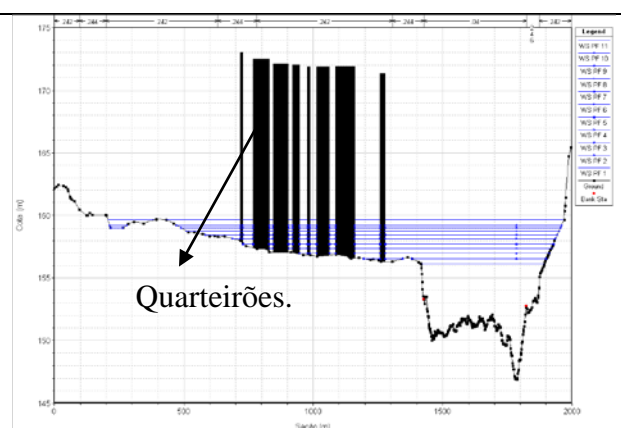


Figura 7.2 - Seção característica ponte da estrada.

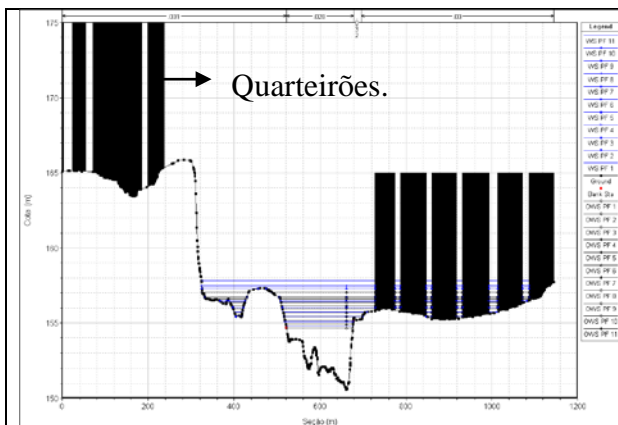


Figura 7.3 - Seção característica ramo esquerdo montante.

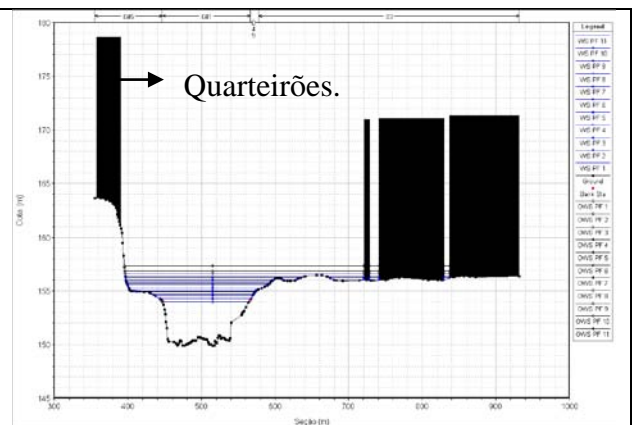


Figura 7.4 - Seção característica ramo esquerdo próxima à ponte da ilha.

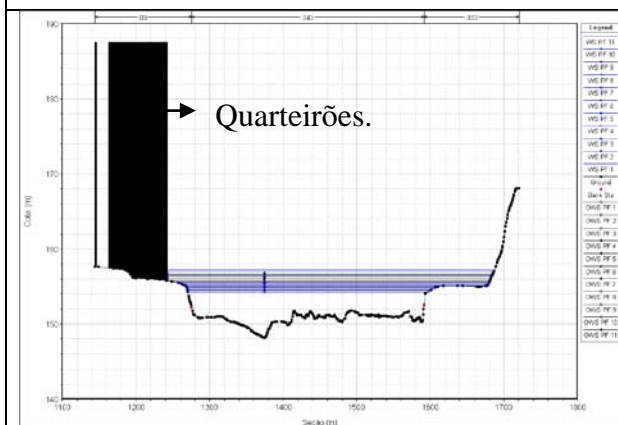


Figura 7.5 - Seção característica ramo direito.

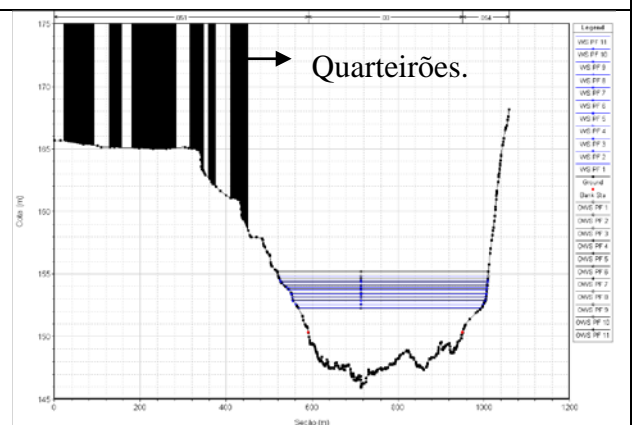


Figura 7.6 - Seção característica a jusante da ilha.

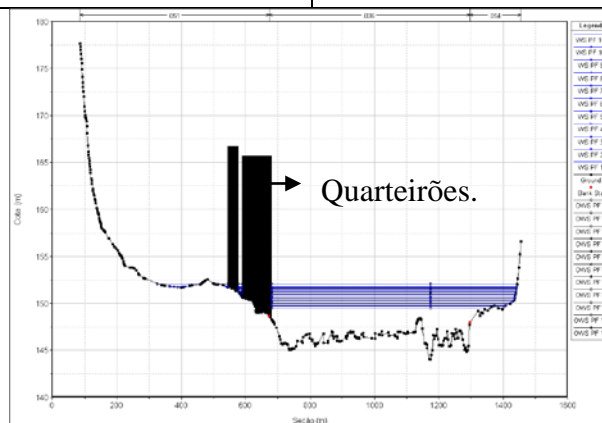


Figura 7.7 - Seção característica de jusante.

7.2 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

Os quatro modelos foram calibrados, em regime permanente, nas sete seções de réguas existentes, utilizando onze perfis de profundidades conhecidas, procurando-se, por meio da calibração do coeficiente de Manning, aproximar as profundidades calculadas.

Para a análise da calibração dos modelos se procedeu à avaliação pela Função Critério de Nash. Foram utilizados os valores das médias e dos desvios entre as profundidades observadas e calculadas para os sete trechos característicos, e ainda para cada modelo, para auxiliar na avaliação entre estes.

O mapeamento das áreas inundáveis em Governador Valadares, realizado pela COMDEC-GV para as vazões de 2.960, 3.405 e 3.900 m³/s, ocorridas nos anos de 2002, 1992 e 2003, respectivamente, são comparados aos resultados das simulações de vazões com regime permanente. Os mapas com ambas manchas se encontram em Anexos 2 para o modelo P - UD.

O mapeamento das áreas inundáveis em Governador Valadares, utilizando-se o regime permanente, se encontra em Anexos 3 a 6.

7.2.1 Calibração dos modelos em regime permanente

Como descrito anteriormente a Função Critério adotada segue na Equação 7.1:

$$FC = 1 - \frac{\sum \sqrt{(y_o - y_c)^2}}{N y_o} \quad (7.1)$$

Sendo;

y_o - Profundidade de cheia observada;

y_c - Profundidade de cheia calculada;

N - Número de observações;

\bar{y}_o - Profundidade observada média.

Os resultados para cada trecho característico, presentes nos quatro modelos, seguem nas Tabelas A.7.1 a A.7.4 em Anexo 7, e o resultado global, para cada modelo, segue na Tabela 7.1. As Figuras 7.8 a 7.11 ilustram os pontos de comparação entre as cotas de cheias calculadas e observadas.

Tabela 7.1 – Função Critério Global.

Modelo	Média	Desvio Padrão	Variância	FC Global
P - US	0,174	0,192	0,037	99,89%
P - UD	0,183	0,196	0,038	99,88%
P - PAB	0,196	0,207	0,043	99,87%
P - PAI	0,197	0,207	0,043	99,87%

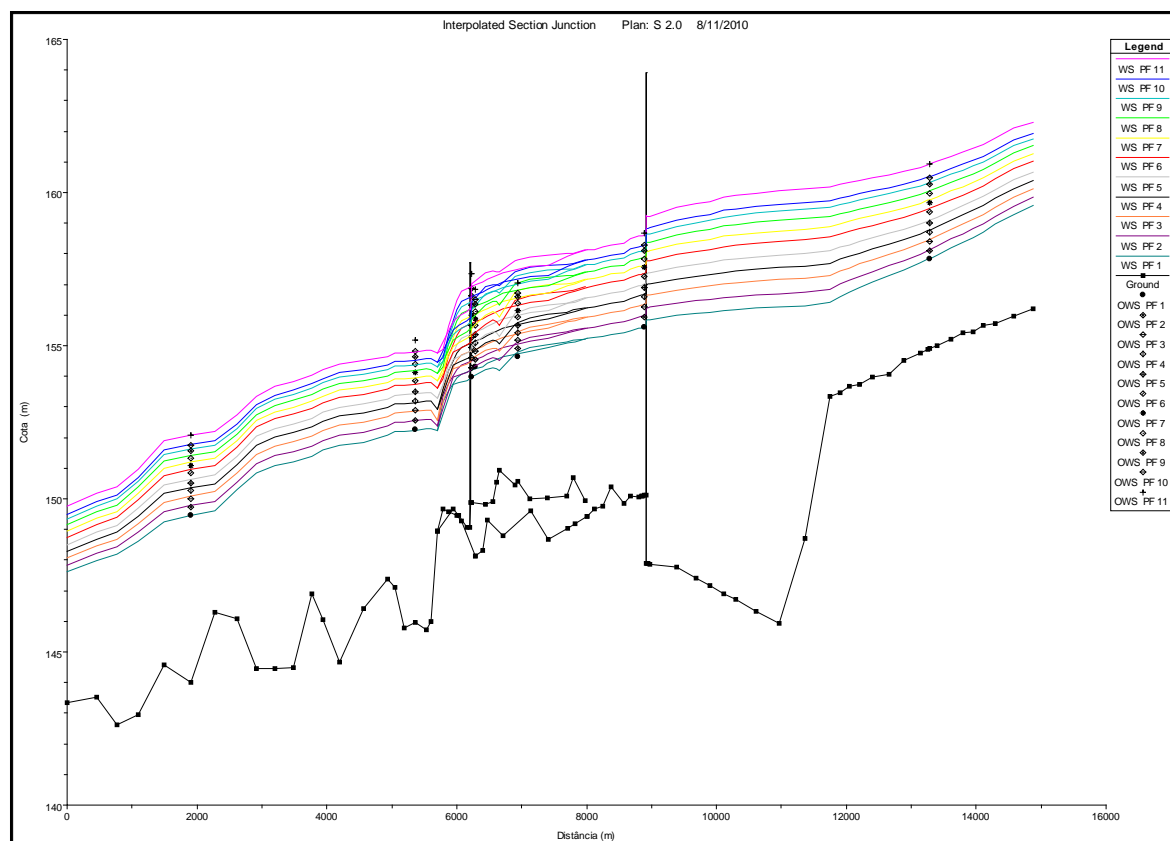


Figura 7.8 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - US.

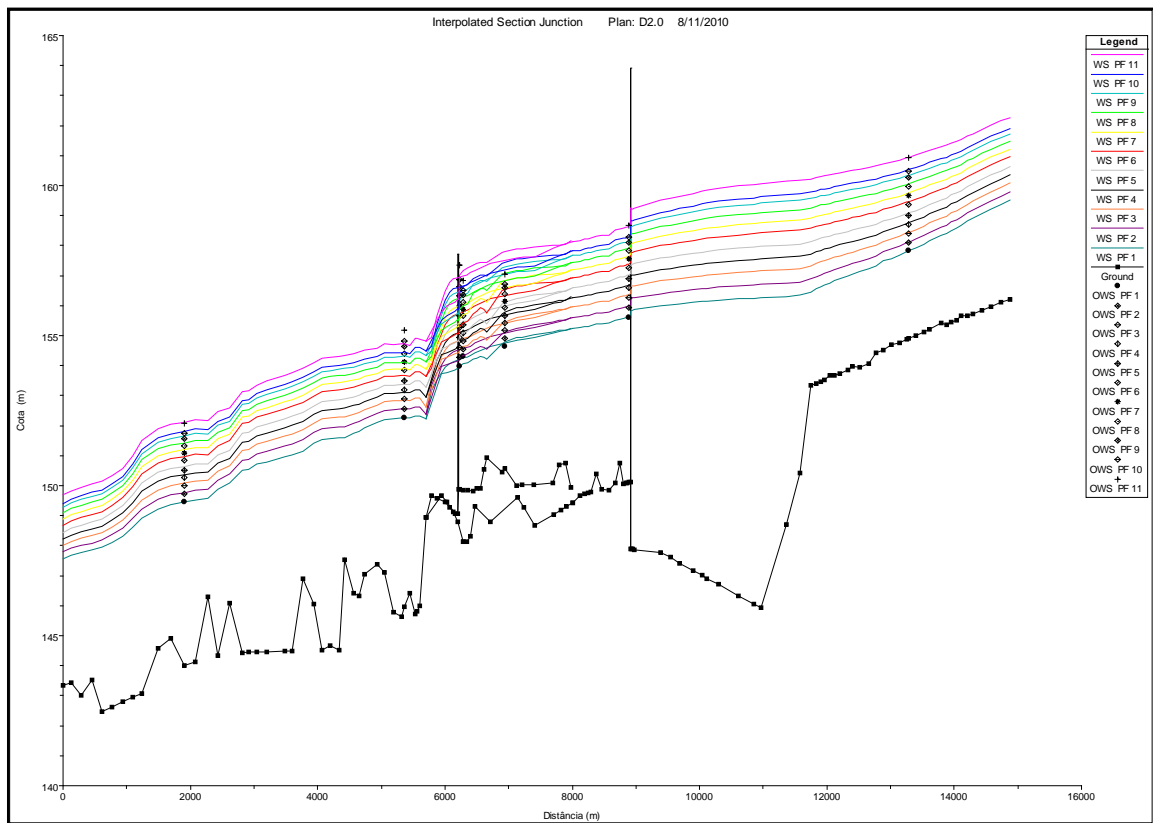


Figura 7.9 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - UD.

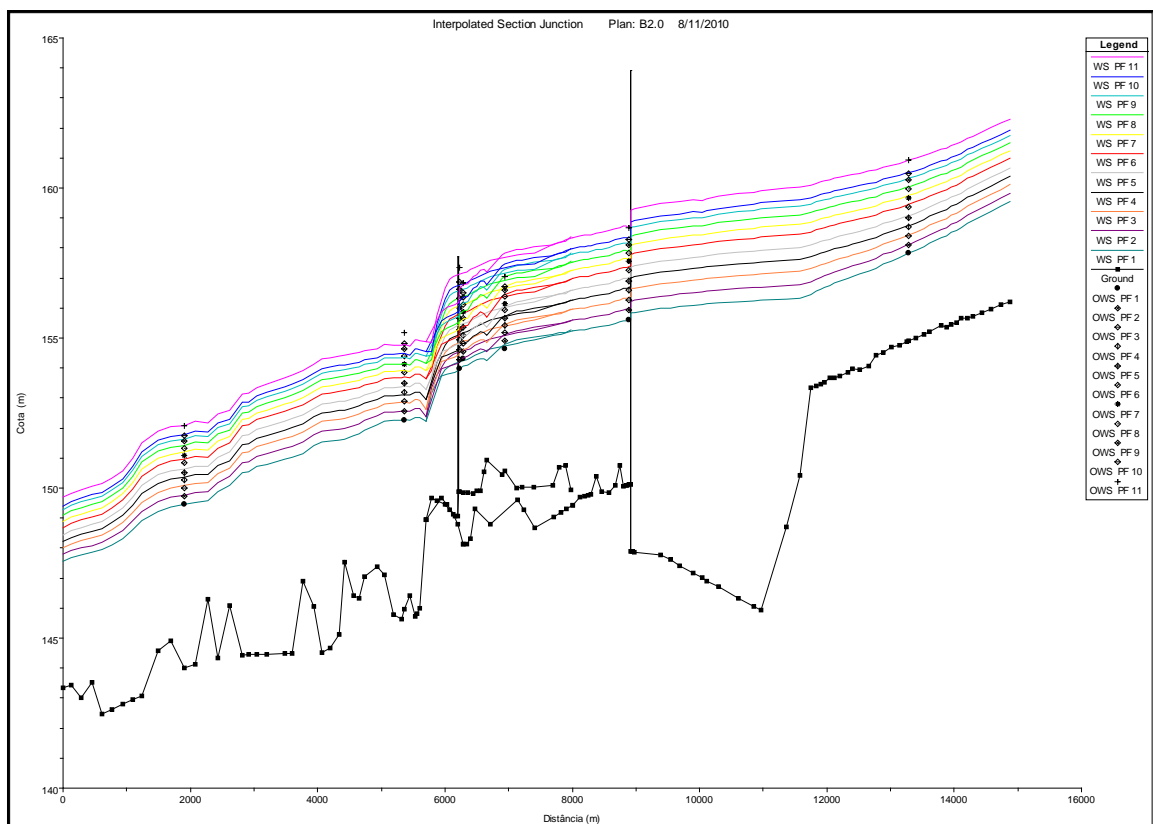


Figura 7.10 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - PAB.

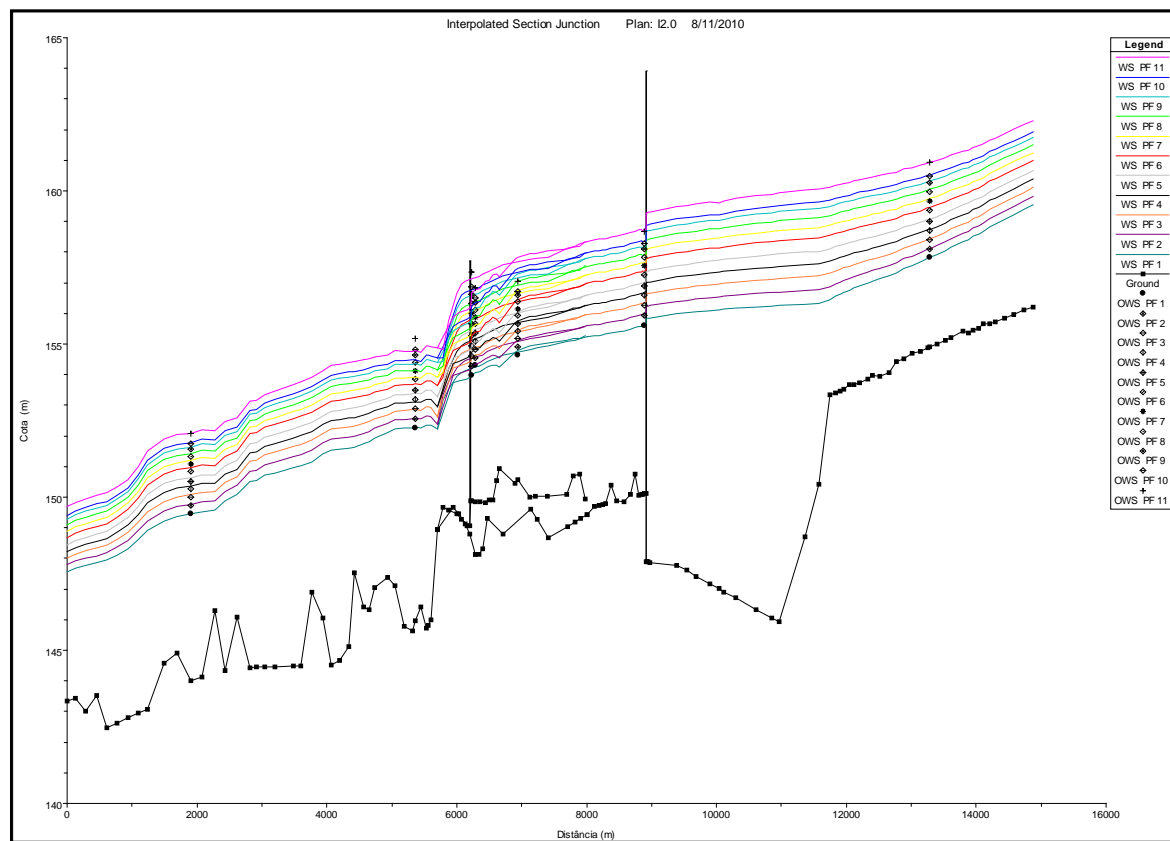


Figura 7.11 – Perfis dos trechos com cotas observadas e calculadas – Modelo P - PAI.

7.2.2 Balanço de Vazões

A calibração de vazões para os ramos do rio Doce, que delimitam a ilha dos Araújos, foi procedida na junção que representa a ramificação da calha principal do rio Doce em ramos esquerdo e direito.

Para a distribuição de vazões em torno da ilha dos Araújos utilizou-se o método de aproximação das linhas de energia dos ramos esquerdo e direito, na junção dos modelos, que representa a ramificação do rio Doce, com um limite de aceitação de três centímetros.

Este método de calibração indireta de vazões, com equilíbrio de energia na junção, segue a sistemática proposta pelo USACE (2008).

A partir de um conjunto inicial de coeficientes de Manning, procedeu-se a calibração das profundidades calculadas para coincidir com as cotas observadas, e após utiliza-se o método de calibração das vazões nos ramos da ilha dos Araújos.

Porém, verificou-se que as calibrações de coeficientes de Manning e de vazões pelo método da linha de energia causam mútua interferência. A Figura 7.12 ilustra o processo.

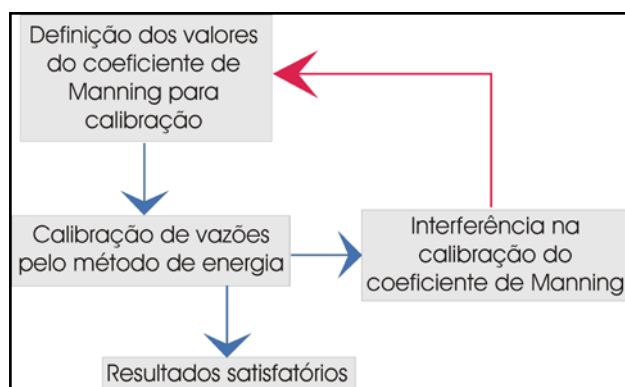


Figura 7.12 – Esquema representativo da calibração de Manning e de vazões.

Durante o processo de calibração de vazões, entre os ramos direito e esquerdo, pode-se perceber que, quando as vazões adquirem maior magnitude, ocorre um direcionamento maior para o ramo esquerdo, Figuras 7.13 a 7.16, representadas pelos pontos vermelhos, em porcentagem de vazão. Consequentemente as vazões direcionadas ao ramo direito diminuem na mesma proporção, como ilustrado pelos pontos azuis, em porcentagem de vazão, nas Figuras 7.13 a 7.16, e Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Balanço percentual de vazões.

P - US											
Ramo	PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7	PF8	PF9	PF10	PF11
Esquerdo	27,9	28,6	29,1	29,9	30,5	31,5	32,2	33,4	34,6	35,2	36,5
Direito	72,1	71,4	70,9	70,1	69,5	68,5	67,8	66,6	65,4	64,8	63,5
P - UD											
Ramo	PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7	PF8	PF9	PF10	PF11
Esquerdo	27,6	28	28,7	29,6	30	31	32	33	34,2	35	36,5
Direito	72,4	72	71,3	70,4	70	69	68	67	65,8	65	63,5
P - PAB											
Ramo	PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7	PF8	PF9	PF10	PF11
Esquerdo	27,8	28	28,8	29	29,4	29,9	30,4	31	31,5	31,7	32,5
Direito	72,2	72	71,3	71	70,6	70,1	69,6	69	68,5	68,3	67,5
P - PAI											
Ramo	PF1	PF2	PF3	PF4	PF5	PF6	PF7	PF8	PF9	PF10	PF11
Esquerdo	27,8	28	28,8	29,2	29,4	29,9	30,3	31	31,5	31,7	32,5
Direito	72,2	72	71,3	70,8	70,6	70,1	69,7	69	68,5	68,3	67,5

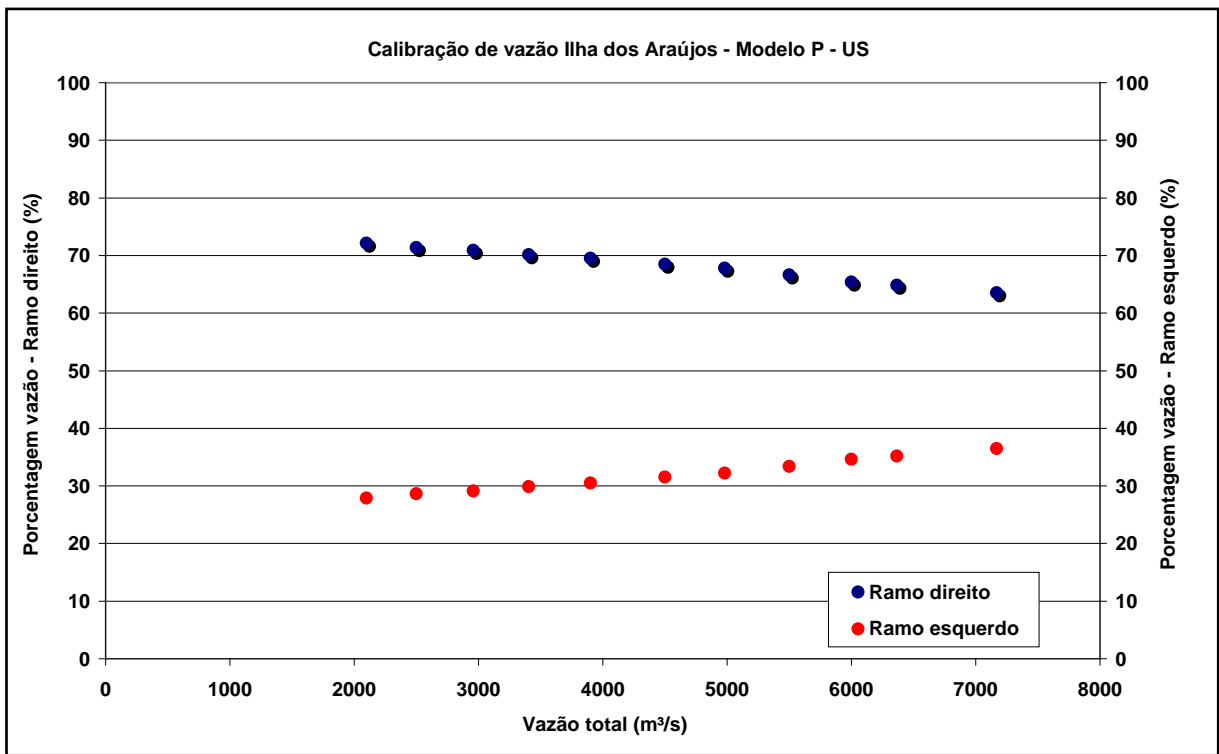


Figura 7.13– Balanço de vazões – Modelo P - US.

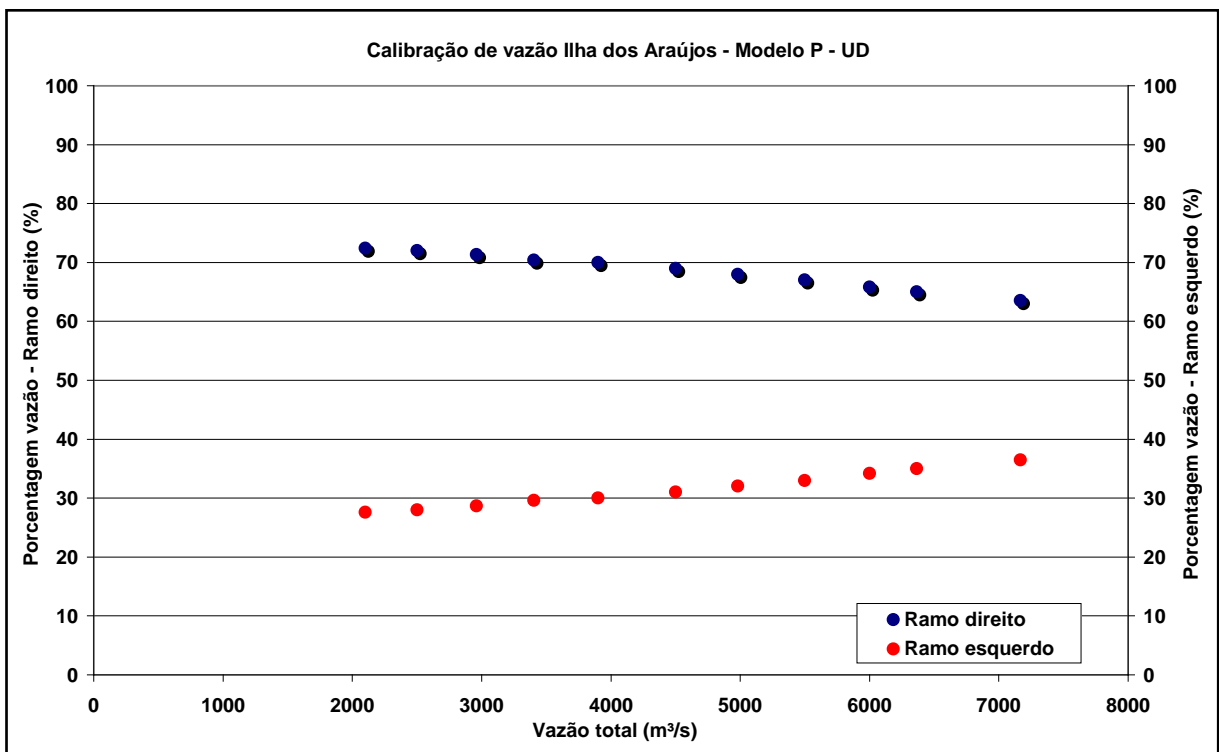


Figura 7.14 – Balanço de vazões – Modelo P - UD.

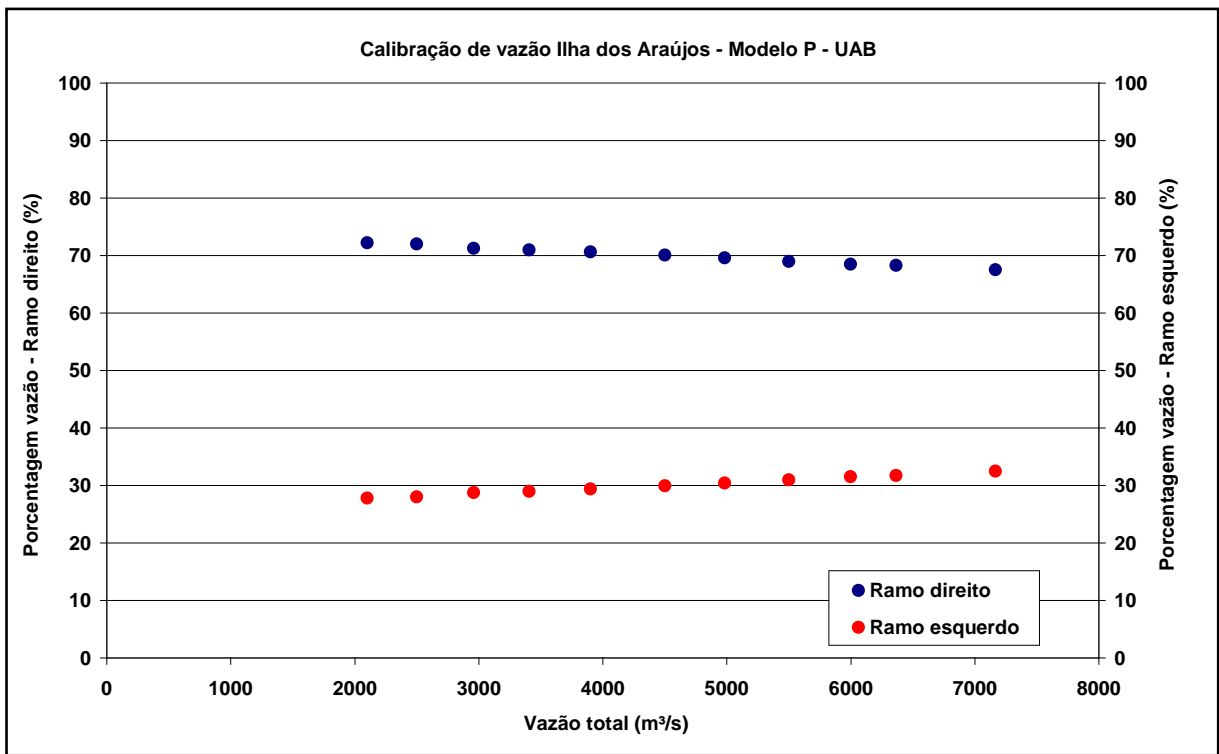


Figura 7.15 – Balanço de vazões – Modelo P - PAB.

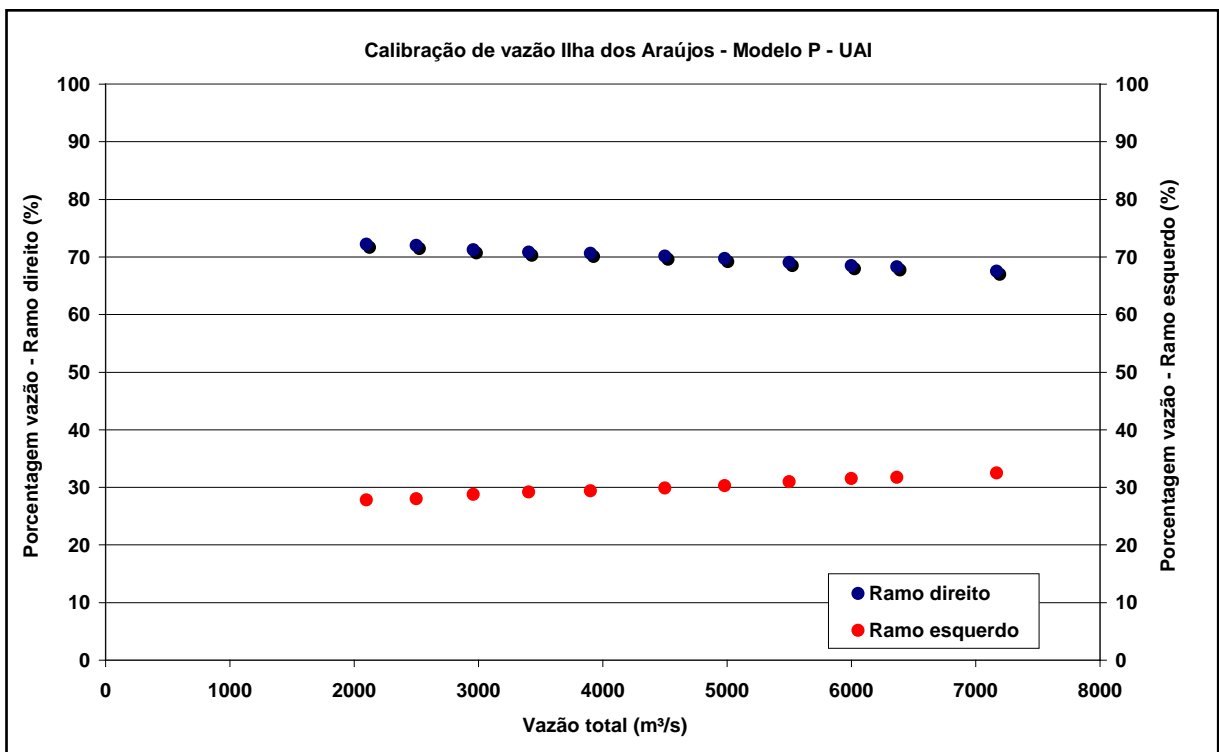


Figura 7.16 – Balanço de vazões – Modelo P - PAI.

7.3 SIMULAÇÕES EM REGIME TRANSITÓRIO

De acordo com os valores expostos nas Tabelas 6.11 e 6.12 pode-se verificar que não existem diferenças significativas entre as profundidades calculadas para os regimes permanente e transitório para as vazões de pico.

Porém verificou-se que as propagações em regime transitório podem ser mais dispendiosas, pois demandam maior detalhamento de dados entrada.

Ocorreu a violação da condição de Courant durante as simulações com hidrogramas com $\Delta t = 4$ horas, exigindo-se a adoção de hidrogramas com $\Delta t = 1$ hora para viabilizar-se as simulações. Reforçando sobremaneira os dispêndios de esforços para as propagações em regime transitório.

Em casos onde se procura retratar somente vazões de cheia, como para atendimento a casos de contingência, a propagação de hidrogramas pode ser menos útil, uma vez que se verificou não haver diferenças de representação entre os regimes.

7.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO

Procura-se avaliar os parâmetros sobre o aspecto da representatividade ao longo da calha principal para a planície de inundação e da presença de estruturas que possam interferir nesta calibração.

7.4.1 Calibração de vazões de base e cheia

A análise de sensibilidade avaliou a variação dos coeficientes de Manning para a calibração de vazões de pequena magnitude e de cheia, na calha principal dos modelos, uma vez que se constata que a calibração desta região controla sobremaneira os resultados.

Assim, os resultados desta análise se encontram nas Tabelas 7.3 a 7.6, onde se listam os valores de coeficiente de Manning utilizados e as diferenças percentuais (Δ (%)).

A Tabela 7.7 sintetiza as médias dos valores de diferenças percentuais ($\bar{\Delta}$ (%)) para cada modelo, presentes nas Tabelas 7.3 a 7.6.

Tabela 7.3 –Análise de Sensibilidade– Modelo P - US.

P - US			
Trecho	Superior	Inferior	Δ (%)
Montante	0,042	0,042	0,0%
Ponte Estrada	0,048	0,050	4,2%
Esquerdo	0,022	0,034	54,5%
Ponte da ilha	0,030	0,042	40,0%
Direito	0,043	0,055	27,9%
Corredeiras Ramo Direito	0,051	0,063	23,5%
Corredeiras	0,033	0,030	-9,1%
Ilhas	0,045	0,044	-2,2%
Jusante	0,052	0,074	42,3%

Tabela 7.4 –Análise de Sensibilidade– Modelo P - UD.

P - UD			
Trecho	Superior	Inferior	Δ (%)
Montante	0,036	0,044	22,2%
Ponte Estrada	0,055	0,036	-34,5%
Esquerdo	0,023	0,030	30,4%
Ponte da ilha	0,031	0,046	48,4%
Direito	0,035	0,062	77,1%
Corredeiras Ramo Direito	0,039	0,066	69,2%
Corredeiras	0,041	0,030	-26,8%
Ilhas	0,043	0,032	-25,6%
Jusante	0,052	0,071	36,5%

Tabela 7.5 –Análise de Sensibilidade– Modelo P - PAB.

P - PAB			
Trecho	Superior	Inferior	Δ (%)
Montante	0,038	0,042	10,5%
Ponte Estrada	0,060	0,043	-28,3%
Esquerdo	0,028	0,031	10,7%
Ponte da ilha	0,041	0,044	7,3%
Direito	0,036	0,061	69,4%
Corredeiras Ramo Direito	0,040	0,065	62,5%
Corredeiras	0,037	0,030	-18,9%
Ilhas	0,043	0,032	-25,6%
Jusante	0,052	0,070	34,6%

Tabela 7.6 –Análise de Sensibilidade– Modelo P - PAI.

P - PAI			
Trecho	Superior	Inferior	Δ (%)
Montante	0,038	0,042	10,5%
Ponte Estrada	0,06	0,043	-28,3%
Esquerdo	0,028	0,031	10,7%
Ponte da ilha	0,041	0,044	7,3%
Direito	0,036	0,061	69,4%
Corredeiras Ramo Direito	0,040	0,065	62,5%
Corredeiras	0,037	0,030	-18,9%
Ilhas	0,043	0,032	-25,6%
Jusante	0,052	0,072	38,5%

Tabela 7.7 –Médias dos valores de diferenças percentuais para cada modelo.

Modelo	$\bar{\Delta}$ (%)
P - US	20,1%
P - UD	21,9%
P - PAB	13,6%
P - PAI	14,0%

Pela análise dos valores da Tabela 7.7 verifica-se que o uso de áreas bloqueadas ou inefetivas leva a menores variações de coeficiente de Manning para a calibração dos modelos entre vazões de base e de cheia.

7.4.2 Interferência de estruturas hidráulicas - Pontes

Os valores dos coeficientes de Manning encontrados são similares aos encontrados em CPRM (2004), e para as planícies próximos aos de DE JONG *et al.* (2003), que apresentam o valor de 0,040 para as calhas e 0,200 para planícies com áreas urbanas, respectivamente. Estes autores tratam especificamente de cheias em meios urbanos.

Porém, para a planície de inundação em alguns trechos destes modelos não ocorreu uma boa aderência e / ou valores coerentes, principalmente para regiões próximas de estruturas, como as pontes, por se tratar de uma área onde se encontra uma singularidade hidráulica, ou de locais onde ocorrem condições de difícil representatividade pela modelagem unidimensional, como as corredeiras rochosas a jusante da ilha.

Para a ponte da BR-116 verifica-se que os aterros de encabeçamento das pontes formam um dique que direciona as vazões para passagem sob a ponte, tornando, desta forma, os processos de calibração mais complexos e limitados, devido ao funcionamento hidráulico da estrutura.

Para a ponte da ilha dos Araújos a calibração do coeficiente de Manning teve pouca aderência aos pontos observados. Além da estrutura da ponte interferir na calibração da seção local, o equilíbrio entre a calibração de vazões para os ramos esquerdo e direito do rio Doce, que formam a ilha, com a calibração dos coeficientes de Manning, criam um processo iterativo que não converge para um conjunto de vazões de larga abrangência.

Ainda, para a ponte da ilha dos Araújos, observando-se os resultados das simulações das vazões, para todos os modelos, pode-se perceber que, a partir do crescimento das magnitudes destas vazões, quando se atinge a vazão de $3.900\text{m}^3/\text{s}$, as cheias dos ramos esquerdo e direito se encontram, submergindo a ilha dos Araújos.

Este fenômeno leva à condições de escoamento mais complexas, de difícil representatividade, e que não está previsto pela divisão de vazões. Desta forma, a partir do momento que os caudais dos dois ramos se encontram a representatividade dos modelos, para este trecho dos ramos esquerdo e direito, torna-se menor.

As Figuras 7.17 e 7.18 ilustram os perfis de linha de água e pontos cotados de cheia observados.

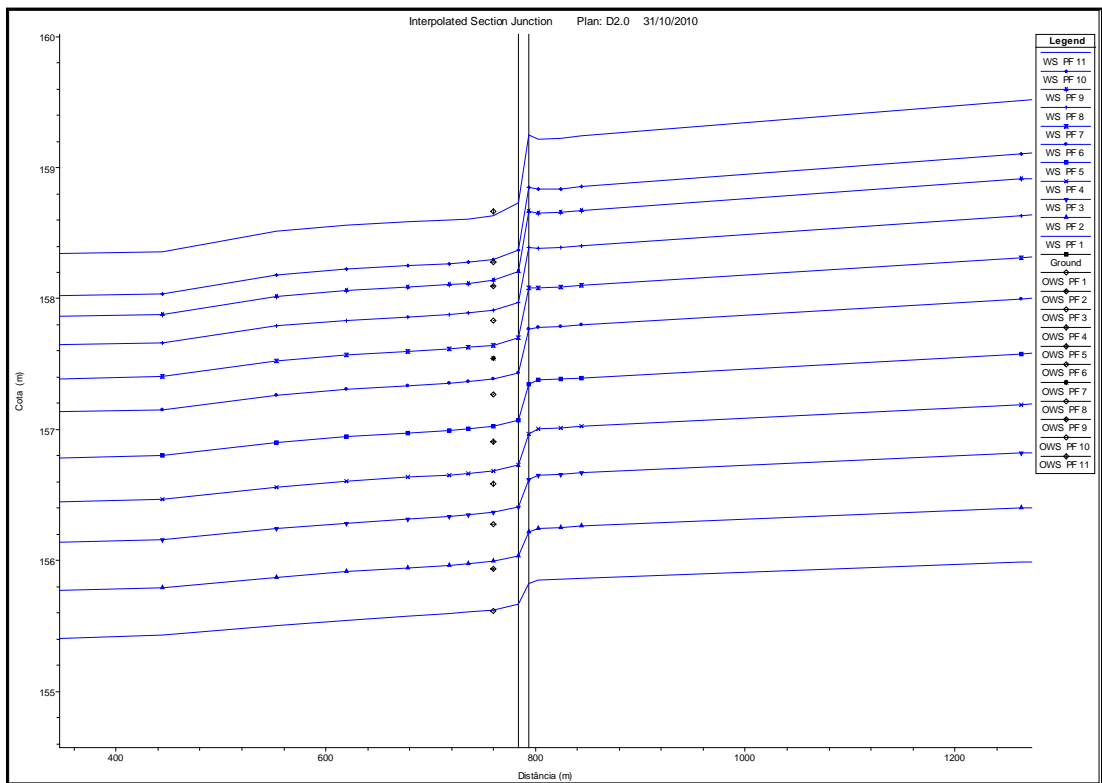


Figura 7.17 – Ponte da BR-116 – Modelo P - UD.

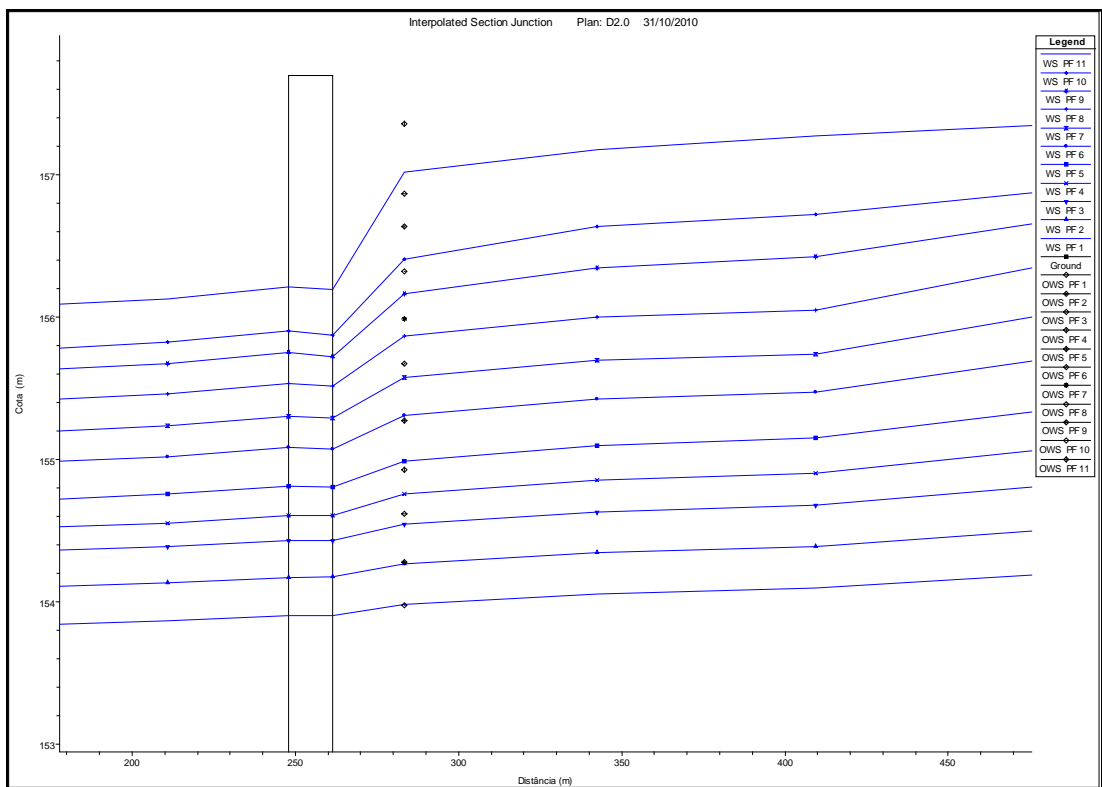


Figura 7.18 – Ponte da ilha dos Araújos – Modelo P - UD.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Notoriamente, dados de topografia e batimetria são caros e demandam tempo para serem obtidos. O maior erro que pode estar associado à modelagem hidráulica, provavelmente, é oriundo desta fonte. Assim, sugere-se que este tipo de levantamento seja acompanhado por um especialista para um melhor aproveitamento destes recursos. Deve-se procurar sempre trabalhar com o mesmo marco topográfico para conciliação dos levantamentos topográfico e batimétrico.

Deve-se ter em mente que a representação topológica obtém dados de forma pontual no tempo, e estas informações levantadas sofrem alteração, com o passar do tempo, devido a processo de deposição ou remoção de sedimentos, alterando significativamente as características observadas.

Percebeu-se que os coeficientes de Manning utilizados durante a calibração dos modelos em regime permanente não são suficientes para cobrir um amplo conjunto de vazões, desde as vazões de base até as grandes vazões de cheias, como constatado em outros estudos para rios de grandes vazões (STRASSER *et al.*, 2004) (FREAD *et al.*, 1991?).

Assim, para modelos de rios que possuam calhas com componentes heterogêneos, e de difícil representatividade, sugere-se que as calibrações dos coeficientes de Manning sejam procedidas para uma certa faixa de vazões.

A avaliação da representatividade dos modelos está ligada a vários fatores, entre eles:

- Presença de estruturas hidráulicas (pontes);
- Condições da calha de difícil representatividade (corredeiras rochosas, ilhas, etc.);
- Inserção, ou não das benfeitorias nas planícies de inundação.

Através da análise dos perfis elencados nas Figuras 7.17 e 7.18, que representam as pontes da Estrada e da ilha, respectivamente, pode-se perceber que para as seções próximas a estas estruturas à proporção que as vazões se tornam maiores, maior é a distorção em relação aos valores registrados e ocorrem distorções entre as vazões intermediárias, respectivamente, para

as pontes da Estrada e da ilha. Foi utilizada uma faixa enorme de coeficientes para tentar aproximar os perfis modelados aos valores registrados, porém sem sucesso.

Constata-se que a calibração nestes locais é muito complexa. Isto se deve a interferência causada pela passagem dos escoamentos entre as estrutura das pontes.

Sugere-se que seções de réguas linimétricas, as quais tenham função de monitoramento de cheias para representação em modelos, sejam instaladas distantes das interferências destas estruturas.

Uma observação muito importante se refere à representatividade deste modelo. Assim, onde não ocorrem áreas bloqueadas ou inefetivas, nos trechos característicos, os modelos apresentaram os mesmo valores de Manning, e não houve variação significativa das elevações calculadas. Isto se deve diretamente ao fato da ausência das áreas bloqueadas ou inefetivas, nestes trechos, inviabilizando, assim, as análises comparativas, por não terem contato com o escoamento. Este fato é uma consequência direta da topografia da cidade, por se tratar de uma região com vales encaixados, onde o rio está cercado de montanhas, e do uso do solo, determinando áreas com mais ou menos edificações.

Alguns valores de coeficientes de Manning obtidos são significativamente altos. Acredita-se que devido à qualidade ruim dos dados topológicos foi necessário o incremento dos coeficientes de Manning para obter-se uma calibração adequada.

Com o desenvolvimento da pesquisa ficou evidente que o controle da calibração se encontrava na determinação do coeficiente de Manning da calha principal, e não das áreas urbanas, que haviam sido delimitadas, pois as áreas da calha principal são muito amplas comparadas às áreas das planícies urbanas.

Assim sugere-se que outras pesquisas sejam desenvolvidas com outras bases de dados de cidades onde as planícies de inundações sejam uma parcela maior e mais significativa da condutância das vazões, onde, forçosamente, haverá mais contato das áreas bloqueadas / inefetivas, causando maior interferência com escoamento simulado.

Assim, para cidades com topografia mais plana o uso destes recursos pode ser muito mais representativo.

Os valores de coeficientes de Manning encontrados durante a calibração para a calha são consistentes com encontrados em outras pesquisas para representação de cheias em meios urbanos.

Constata-se que os valores de coeficientes de Manning para os modelos P - PABe P - PAI, para o trecho montante, o qual apresentou melhores condições de análise, por permitir a calibração simultânea de valores inferiores e superiores, são mais próximos a valores encontrados em outros estudos. Isto se deve à presença das áreas bloqueadas ou inefetivas, as quais apresentam uma maior área de interferência com o escoamento, com maior perímetro molhado, menor área para condutância, e, conseqüentemente, menores valores do coeficiente de Manning são necessários para calibrar o modelo.

Foi verificado que o uso das áreas bloqueadas ou inefetivas podem levar a menores variações de valores de coeficiente de Manning para calibração da calha para vazões de base e de cheia, evidenciado melhor representatividade por meio da modelagem que utiliza estes recursos.

Contudo, o uso destas áreas é muito similar no tocante aos resultados encontrados. Porém, as áreas inefetivas possuem maior grau de representatividade, por considerarem os armazenamentos durante as passagens de cheias.

Assim, acredita-se que a modelagem mais adequada, para os cenários urbanos, deve contar com esta representação. Pelos resultados simulados fica claro que as representações com as áreas inefetivas sugerem valores de coeficientes de Manning muito mais eficientes para a calibração, e mais realistas para representação dos cenários urbanos.

Como se constata pelas Figuras 7.1 a 7.7 os trechos simulados não possuem uma uniformidade de distribuição das áreas bloqueadas ou inefetivas, na calha do rio, tornando a análise da modelagem mais complexa.

A calibração de vazões para os ramos do rio Doce, que delimitam a ilha dos Araújo, foi procedida na junção que representa a ramificação da calha principal do rio Doce em ramos esquerdo e direito. Durante o processo de calibração de vazões pode-se perceber que quando as vazões adquirem maior magnitude ocorre um direcionamento maior para o ramo esquerdo e conseqüentemente as vazões direcionadas ao ramo direito diminuem na mesma proporção, como dito anteriormente. Presumivelmente esta distribuição de vazões

associa-se aos maiores valores dos coeficientes de Manning para a planície de inundação do ramodireito do rioDoce, alterando a relação de condutância de acordo com as cotas atingidas pelo N.A., bem como uso dos recursos de representação das áreas dos quarteirões.

Não foi verificada diferença significativa entre os resultados das simulações dos regimes permanentes e transitório, com valor máximo absoluto de 0,03 metros. Porém, um fator de ordem prática constatado durante a simulação dos hidrogramas, é que para algumas representações geométricas pode ser mais árduo satisfazer a condição de Courant. Portanto, em condições de contingência, a modelagem permanente pode ser muito mais interessante, sendo suficiente para a reprodução consistente das situações de cheia.

REFERÊNCIAS

BAPTISTA, M.B.; COELHO M.M.L.P. Fundamentos de Engenharia Hidráulica. 1ª Edição. Belo Horizonte, Editora UFMG, 2002. p. 404.

BAPTISTA, M.B.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. Técnicas compensatórias em drenagem urbana. 1ª Edição. Porto Alegre, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2005.p. 266.

CHAUDHRY, M. H. *Open Channel Flow*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1993.p. 483.

CHOW, V. T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. *Applied hydrology*.1ª Edição. Editora McGraw-Hill.New York, 1988.p. 572.

CHOW, V. T., *Open Channel Hydraulics*. Editora McGraw-Hill, 1959, São Paulo.p. 680.

CPRM. Definição da Planície de Inundação da Cidade de Governador Valadares – Relatório Técnico Final. Belo Horizonte. Junho de 2004.p. 128.

CPRM. Sistema de alerta contra enchentes da bacia do rio Doce – Relatório Técnico da Operação do Sistema de Alerta – Dezembro de 2003 a Março de 2004. p. 128. 2005. Belo Horizonte.

DE JONG, S.M., VAN DER SANDE, C.J., DE ROO, A.P.J. *A segmentation and classification approach of IKONOS-2 imagery for land cover mapping to assist flood risk and flood damage assessment*.*International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 4, p. 217-229. 2003.

FREAD, D.*et al.Flood Routing Models and the Manning*. Hydrologic Research Laboratory. NOAA. (1991?).

HYDROLOGIC ENGINEERINGCENTER. *Accuracy of Computed Water Surface Profiles*. Research Document 26. U.S. Army Corps of Engineers, Davis CA. 1986.

KOLSKY, P. *Storm Drainage*. *Intermediate Technology Publications*. London. 1998.

KÖPPEN, W. GEIGER, G.*Das geographischa System der Klimate, in: Handbuch der Klimatologie*, 1936.p. 1 – 44.

- MAKSIMOVIĆ, Č. PRODANOVIĆ, D. *Modeling of urban flooding – breakthrough or recycling of outdated concepts*. UDM 01, Orlando, Florida. 2001.
- MARK, O., WEESAKUL, S., APIRUMANEKUL, C., ARRONNET, S. B., DJORDJEVIC, S. *Potential and limitations of 1D modeling of urban flooding*. *Journal of Hydrology*.p. 284-299. 2004.
- MASCARENHAS, F.C.B., MIGUEZ, M.G. SILVA, R.C.V. *Hidráulica Fluvial*. Volume I. 2ª Edição Revisada. Rio de Janeiro/ RJ. COPPE/UFRJ, 2007.p. 306.
- MASCARENHAS, F.C.B.; D'ÁLTERIO, C.; CAMPOS, R.; MIGUEZ, M.G.; *Cenários de cheias urbanas simulados por modelo matemático - projeto da bacia do canal do mangue*. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro e Fundação Rio-Águas, Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro.p. 20. 2000.
- MIGNOT, E. PAQUIER, A. HAIDER, S. *Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations*.*Journal of Hydrology*. p. 14. 2005.
- NEARY, V.S. SOTIROPOULOS, F. ODGAARD, A.J. *Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows*. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125 (2).p. 126 – 140. 1999.
- SCHMITT, T.G. THOMAS, M. ETTRICH, N. *Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems*, *Journal of Hydrology*, p. 300 – 311, 2004.
- STRASSER, M.A. NETO, A.R. SILVA, R.C.V. MASCARENHAS, F.C.B. *Estudo da variação do coeficiente de rugosidade de Manning em rios da bacia amazônica por meio de modelagem hidrodinâmica*. p. 17. 2004.
- TUCCI, C. E. M. *Modelos Hidrológicos*.1ª Edição. Editora da Universidade UFRGS, Porto Alegre, 1998.p. 670.
- TUCCI, C. E. M. *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre. ABRH. 2000. p. 558. *apud* BAPTISTA, M.B.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*. 1ª Edição, Porto Alegre, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, p. 266., 2005.
- USACE a - *U.S.Army Corps of Engineers*. *HEC-RAS River Analysis System – Hydraulic Reference Manual*. *Version 4.0*. 2008. p. 411.

USACE b - U.S.Army Corps of Engineers. HEC-RASRiver Analysis System – Application Guide. Version 4.0. 2008. p. 351.

VIEUX, B.E. BEDIENT, P.B. Assessing urban hydrologic prediction accuracy through event reconstruction. *Journal of Hydrology*,p. 217 – 236, 2004.

WEBER, L.J. SCHUMATE, E.D.MAWER, N. Experiments on flow at a 90° open-channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127 (5). 2001.

www.Google.earth, Acesso: 18 de Setembro de 2010.

www.Google.com.br. Acesso: 01 de Dezembro de 2010.

ANEXOS

Anexo 1 - Seções transversais topobatimétricas utilizadas (CPRM, 2004).

Tabela A.1.1 -Seção 1.

Levantamento Topobatimétrico da Seção 1

Data do levantamento: 03/10/02

Nível do rio no dia do levantamento: 156.375 m

distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota
0.0	163.610	262.2	155.595	370.2	154.645	478.2	155.695	586.2	155.135	694.2	155.745	802.2	155.895	910.2	155.045
75.2	160.375	265.2	155.705	373.2	154.775	481.2	155.565	589.2	155.025	697.2	155.955	805.2	155.965	913.2	155.155
154.4	159.870	268.2	155.425	376.2	154.895	484.2	155.365	592.2	154.965	700.2	155.685	808.2	155.775	916.2	155.265
167.4	159.037	271.2	155.245	379.2	154.825	487.2	155.475	595.2	155.175	703.2	155.495	811.2	155.585	919.2	155.375
170.5	158.784	274.2	155.375	382.2	154.815	490.2	155.345	598.2	155.275	706.2	156.375	814.2	155.695	922.2	155.485
174.4	157.964	277.2	155.075	385.2	154.865	493.2	155.485	601.2	155.305	715.2	161.000	817.2	155.805	925.2	155.595
178.2	156.975	280.2	154.965	388.2	154.775	496.2	155.975	604.2	155.335	739.2	162.000	820.2	155.915	928.2	155.705
178.2	156.375	283.2	154.925	391.2	154.745	499.2	155.975	607.2	155.165	748.2	162.000	823.2	155.825	931.2	155.815
178.2	156.375	286.2	154.995	394.2	154.675	502.2	155.455	610.2	155.075	786.2	161.000	826.2	155.735	934.2	155.925
181.2	155.275	289.2	155.015	397.2	154.655	505.2	155.235	613.2	155.175	796.2	156.375	829.2	155.645	937.2	156.035
184.2	155.125	292.2	155.075	400.2	154.795	508.2	155.595	616.2	155.195	799.2	154.545	832.2	155.555	940.2	156.145
187.2	154.825	295.2	155.225	403.2	155.075	511.2	155.845	619.2	155.295	802.2	154.975	835.2	155.465	943.2	156.255
190.2	154.775	298.2	155.425	406.2	154.955	514.2	155.475	622.2	156.015	805.2	154.765	838.2	155.375	946.2	156.365
193.2	154.775	301.2	155.425	409.2	155.005	517.2	155.715	625.2	156.025	808.2	154.255	841.2	155.285	949.2	156.475
196.2	154.855	304.2	155.915	412.2	155.175	520.2	155.705	628.2	156.075	811.2	154.225	844.2	155.195	952.2	156.585
199.2	154.835	307.2	155.705	415.2	155.035	523.2	155.685	631.2	156.075	814.2	154.555	847.2	155.105	955.2	156.695
202.2	154.805	310.2	155.245	418.2	155.395	526.2	155.595	634.2	156.185	817.2	154.895	850.2	155.015	958.2	156.805
205.2	155.355	313.2	155.355	421.2	155.625	529.2	155.355	637.2	156.155	820.2	154.365	853.2	154.925	961.2	156.915
208.2	155.695	316.2	155.245	424.2	155.655	532.2	155.205	640.2	155.675	823.2	154.085	856.2	154.835	964.2	157.025
211.2	155.275	319.2	155.345	427.2	155.765	535.2	155.335	643.2	155.615	826.2	153.995	859.2	154.745	967.2	157.135
214.2	155.375	322.2	155.425	430.2	155.975	538.2	155.445	646.2	155.425	829.2	153.825	862.2	154.655	970.2	157.245
217.2	155.255	325.2	155.525	433.2	155.955	541.2	155.715	649.2	155.335	832.2	154.415	865.2	154.565	973.2	157.355
220.2	155.315	328.2	155.565	436.2	155.925	544.2	155.555	652.2	155.195	835.2	155.705	868.2	154.475	976.2	157.465
223.2	155.525	331.2	155.405	439.2	155.935	547.2	155.995	655.2	155.155	838.2	156.025	871.2	154.385	979.2	157.575
226.2	155.095	334.2	155.565	442.2	155.845	550.2	156.075	658.2	155.275	841.2	155.695	874.2	154.295	982.2	157.685
229.2	155.255	337.2	155.475	445.2	155.865	553.2	155.845	661.2	155.205	844.2	155.725	877.2	154.205	985.2	157.795
232.2	154.975	340.2	155.475	448.2	155.975	556.2	155.425	664.2	155.405	847.2	154.915	880.2	154.115	988.2	157.905
235.2	155.275	343.2	155.625	451.2	156.015	559.2	155.345	667.2	155.495	850.2	154.915	883.2	154.025	991.2	158.015
238.2	155.185	346.2	156.095	454.2	156.065	562.2	155.225	670.2	155.425	853.2	155.155	886.2	153.935	994.2	158.125
241.2	155.085	349.2	155.215	457.2	156.195	565.2	155.135	673.2	155.355	856.2	154.795	889.2	153.845	997.2	158.235
244.2	155.055	352.2	155.025	460.2	156.095	568.2	155.295	676.2	155.515	859.2	154.185	892.2	153.755	1000.2	158.345
247.2	155.095	355.2	154.925	463.2	155.895	571.2	155.505	679.2	155.355	862.2	153.315	895.2	153.665		
250.2	155.555	358.2	154.975	466.2	155.845	574.2	155.255	682.2	155.545	865.2	153.045	898.2	153.575		
253.2	155.445	361.2	154.845	469.2	155.695	577.2	156.065	685.2	155.775	868.2	153.225	901.2	153.485		
256.2	155.455	364.2	154.895	472.2	155.655	580.2	155.525	688.2	155.755	871.2	153.545	904.2	153.395		
259.2	155.485	367.2	154.795	475.2	155.775	583.2	155.365	691.2	156.105	874.2	153.655	907.2	153.305		

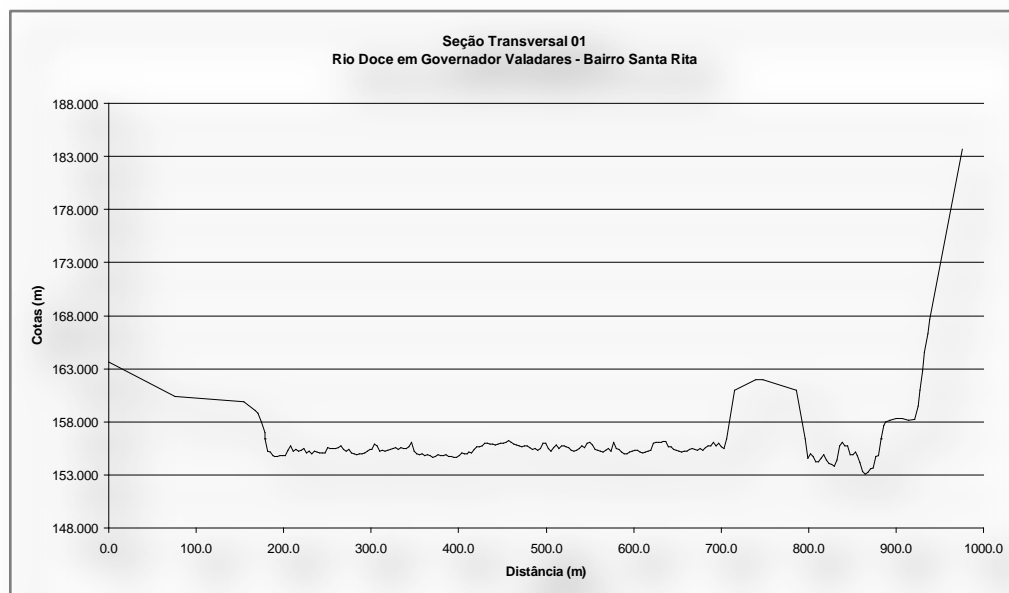


Figura A.1.1 -Seção 1.

Tabela A.1.2 -Seção 2.

Levantamento topobatimétrico da seção 2

Data do levantamento: 16/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 152.257 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	158.240	169.3	150.258	277.3	150.906	385.3	151.294	493.3	150.053	601.3	148.791
40.8	156.894	172.3	151.008	280.3	151.336	388.3	151.435	496.3	150.353	604.3	149.631
101.6	157.235	175.3	150.408	283.3	151.127	391.3	151.445	499.3	150.443	607.3	150.141
101.6	157.358	178.3	150.299	286.3	151.217	394.3	151.445	502.3	150.313	610.3	150.511
103.8	156.984	181.3	150.219	289.3	151.117	397.3	151.475	505.3	150.433	613.3	150.602
104.8	157.019	184.3	150.119	292.3	150.917	400.3	151.466	508.3	149.874	616.3	151.212
107.0	157.237	187.3	150.539	295.3	150.898	403.3	151.456	511.3	149.294	618.0	152.292
109.0	156.802	190.3	150.900	298.3	151.508	406.3	151.376	514.3	149.104	618.0	152.292
111.0	156.804	193.3	150.510	301.3	151.348	409.3	151.446	517.3	148.794	624.4	153.528
113.0	156.806	196.3	150.320	304.3	151.508	412.3	151.336	520.3	148.745	631.0	152.745
115.1	156.757	199.3	150.540	307.3	151.508	415.3	151.697	523.3	148.725	644.3	152.985
117.1	156.747	202.3	150.251	310.3	151.269	418.3	151.447	526.3	148.785	651.3	152.925
119.0	156.633	205.3	150.461	313.3	150.729	421.3	151.557	529.3	148.805	658.4	153.745
121.0	156.538	208.3	150.661	316.3	151.129	424.3	151.397	532.3	149.836	664.2	154.144
123.1	156.452	211.3	150.241	319.3	151.359	427.3	150.788	535.3	149.376	668.8	154.320
125.2	156.393	214.3	150.271	322.3	151.510	430.3	150.988	538.3	149.266	673.1	154.297
127.3	156.284	217.3	150.232	325.3	151.380	433.3	150.888	541.3	149.156	680.9	155.017
129.3	156.339	220.3	150.312	328.3	151.260	436.3	150.598	544.3	148.956	684.0	155.562
131.3	156.355	223.3	150.202	331.3	151.160	439.3	151.138	547.3	148.497	687.3	155.946
133.3	156.294	226.3	150.542	334.3	151.121	442.3	151.139	550.3	148.167	690.3	156.068
135.3	156.284	229.3	150.563	337.3	151.161	445.3	151.169	553.3	148.587	722.9	156.211
137.1	156.239	232.3	150.313	340.3	151.011	448.3	151.119	556.3	147.687	785.8	156.649
139.1	156.095	235.3	150.353	343.3	151.071	451.3	151.569	559.3	146.918	787.7	157.901
141.3	156.206	238.3	150.463	346.3	151.321	454.3	151.160	562.3	147.148	789.0	158.678
144.2	154.747	241.3	150.713	349.3	151.612	457.3	151.400	565.3	146.278	791.0	159.828
146.3	154.469	244.3	150.574	352.3	151.832	460.3	151.660	568.3	146.088	802.6	165.697
149.0	153.860	247.3	150.424	355.3	151.892	463.3	151.010	571.3	146.108	812.9	166.364
150.6	153.682	250.3	150.494	358.3	151.932	466.3	150.911	574.3	146.029		
152.3	153.604	253.3	150.744	361.3	151.963	469.3	150.911	577.3	146.209		
154.0	152.582	256.3	150.785	364.3	151.943	472.3	150.541	580.3	145.919		
155.6	152.257	259.3	150.865	367.3	151.503	475.3	150.691	583.3	146.509		
155.6	152.257	262.3	150.965	370.3	151.693	478.3	150.441	586.3	146.800		
157.3	151.947	265.3	151.055	373.3	151.853	481.3	149.962	589.3	148.000		
160.3	151.697	268.3	151.236	376.3	151.294	484.3	150.022	592.3	148.140		
163.3	151.478	271.3	151.126	379.3	151.554	487.3	150.082	595.3	148.030		
166.3	151.378	274.3	151.016	382.3	151.554	490.3	150.032	598.3	148.281		

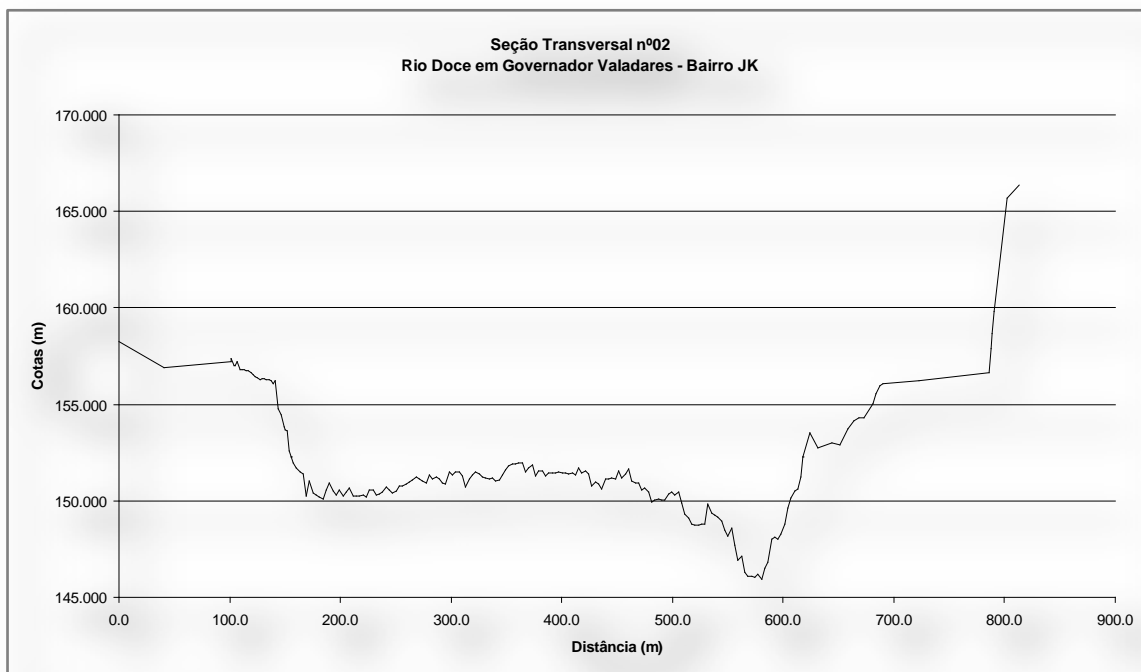


Figura A.1.2-Seção 2.

Tabela A.1.3 -Seção 3.

Levantamento topobatimétrico da seção 3 jusante

Data do levantamento: 16/09/02

Nível do rio no dia do Levantamento: 153.428 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0,0	157.000	659.8	151.468	767.8	151.479	875.8	151.130
563.2	156.860	662.8	151.427	770.8	151.409	878.8	151.170
570.7	155.924	665.8	151.417	773.8	152.008	881.8	151.489
572.5	155.761	668.8	151.366	776.8	151.928	884.8	151.479
574.3	155.468	671.8	151.376	779.8	151.737	887.8	152.218
575.7	154.830	674.8	151.335	782.8	151.997	889.6	153.428
576.8	154.064	677.8	151.295	785.8	151.966	889.6	153.428
578.3	153.482	680.8	151.314	788.8	152.275	891.5	154.737
578.3	153.482	683.8	151.374	791.8	151.955	893.4	155.006
578.8	153.282	686.8	151.493	794.8	151.744	893.4	155.000
581.8	151.781	689.8	151.723	797.8	151.484	895.3	155.126
584.8	151.711	692.8	151.892	800.8	151.423	899.4	156.000
587.8	151.480	695.8	151.822	803.8	151.583	1009.4	157.000
590.8	151.960	698.8	151.011	806.8	150.682	1013.4	158.000
593.8	151.959	701.8	151.051	809.8	150.632	1016.4	159.000
596.8	151.739	704.8	151.420	812.8	150.661	1019.4	160.000
599.8	152.058	707.8	151.480	815.8	150.411	1023.4	161.000
602.8	151.488	710.8	151.199	818.8	150.620		
605.8	151.277	713.8	151.208	821.8	150.740		
608.8	151.527	716.8	151.358	824.8	150.829		
611.8	151.576	719.8	152.857	827.8	150.709		
614.8	151.736	722.8	152.817	830.8	150.448		
617.8	151.475	725.8	152.526	833.8	150.398		
620.8	151.975	728.8	152.426	836.8	150.357		
623.8	151.734	731.8	152.235	839.8	150.467		
626.8	151.634	734.8	152.325	842.8	150.276		
629.8	151.643	737.8	151.614	845.8	150.576		
632.8	151.733	740.8	151.184	848.8	150.455		
635.8	151.582	743.8	151.413	851.8	150.295		
638.8	151.702	746.8	151.693	854.8	150.114		
641.8	151.741	749.8	151.842	857.8	150.194		
644.8	151.720	752.8	152.712	860.8	150.793		
647.8	151.440	755.8	152.471	863.8	151.892		
650.8	151.479	758.8	152.321	866.8	151.672		
653.8	151.469	761.8	151.930	869.8	151.391		
656.8	151.438	764.8	151.900	872.8	151.131		

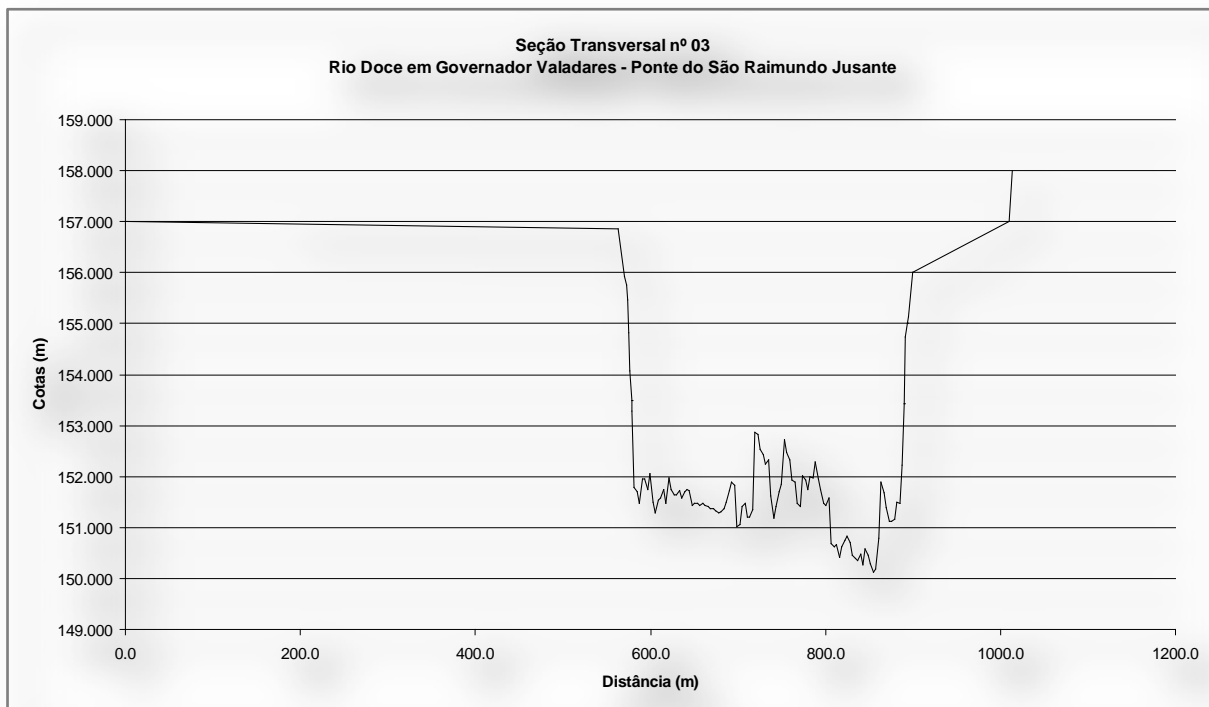


Figura A.1.3 -Seção 3.

Tabela A.1.4 -Seção 4.

Levantamento topobatimétrico da seção 4

Data do levantamento: 17/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 152.767 m

distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota
0.0	162.483	433.0	155.297	606.3	151.752	720.3	151.058	834.3	150.704	948.3	151.260
30.3	158.624	436.9	156.092	609.3	151.842	723.3	150.858	837.3	150.794	951.3	151.490
39.3	157.957	442.4	156.234	612.3	152.012	726.3	150.808	840.3	151.104	954.3	151.410
85.8	156.478	446.6	156.387	615.3	151.732	729.3	150.888	843.3	151.374	957.3	150.980
143.5	155.930	450.7	156.331	618.3	151.752	732.3	151.108	846.3	151.214	960.3	150.980
194.4	155.742	454.9	156.257	621.3	151.523	735.3	151.158	849.3	151.234	963.3	151.070
240.2	155.607	459.4	156.115	624.3	151.533	738.3	151.199	852.3	150.775	966.3	151.001
283.7	155.899	463.9	156.113	627.3	151.653	741.3	150.949	855.3	150.575	969.3	151.231
336.1	155.609	468.7	156.125	630.3	151.493	744.3	150.909	858.3	150.455	972.3	150.611
343.4	155.198	472.9	156.101	633.3	151.513	747.3	150.709	861.3	150.465	975.3	150.481
347.7	154.659	477.7	156.059	636.3	151.503	750.3	150.699	864.3	150.925	978.3	151.101
359.2	152.766	482.5	156.090	639.3	151.603	753.3	150.819	867.3	150.575	981.3	150.641
359.9	152.346	487.1	156.360	642.3	151.754	756.3	150.810	870.3	150.576	984.3	150.371
362.9	151.617	487.3	156.308	645.3	151.984	759.3	150.910	873.3	150.926	987.3	150.502
365.9	151.707	492.5	156.333	648.3	152.024	762.3	151.010	876.3	150.726	990.3	150.622
368.9	151.547	498.3	156.306	651.3	152.284	765.3	150.960	879.3	150.786	993.3	149.722
371.9	151.598	502.9	156.339	654.3	152.534	768.3	150.930	882.3	150.776	996.3	149.922
374.9	151.628	507.9	156.525	657.3	152.654	771.3	151.100	885.3	150.566	999.3	149.912
377.9	151.269	514.1	156.771	660.3	152.745	774.3	151.111	888.3	150.456	1002.3	150.072
380.9	151.519	521.1	156.696	663.3	152.735	777.3	150.811	891.3	150.527	1005.3	150.323
383.9	151.720	529.2	156.612	666.3	152.645	780.3	150.701	894.3	150.487	1008.3	150.843
386.9	151.830	537.7	156.417	669.3	152.465	783.3	150.431	897.3	150.627	1011.3	152.193
389.9	151.511	545.3	156.142	672.3	152.305	786.3	150.421	900.3	150.527	1014.3	152.923
392.9	151.331	555.4	156.171	675.3	152.165	789.3	150.681	903.3	150.537	1014.3	152.923
395.9	151.381	562.0	155.165	678.3	152.056	792.3	151.031	906.3	151.457	1015.9	154.766
398.9	151.142	567.3	155.089	681.3	151.926	795.3	150.632	909.3	151.148	1020.1	155.715
401.9	151.032	572.3	152.900	684.3	151.866	798.3	150.902	912.3	150.538	1044.9	156.232
404.9	150.893	573.3	152.290	687.3	151.936	801.3	150.432	915.3	151.028	1071.6	156.432
407.9	150.903	576.3	151.560	690.3	151.756	804.3	149.952	918.3	152.018	1104.8	156.248
410.9	151.054	579.3	151.400	693.3	151.846	807.3	149.812	921.3	151.108	1358.1	158.143
413.9	151.014	582.3	151.151	696.3	151.686	810.3	149.732	924.3	150.968		
416.9	151.024	585.3	151.001	699.3	151.597	813.3	149.693	927.3	151.418		
419.9	150.465	588.3	150.951	702.3	151.557	816.3	149.683	930.3	151.869		
422.9	150.535	591.3	150.931	705.3	151.467	819.3	149.783	933.3	152.219		
425.9	151.426	594.3	150.561	708.3	151.447	822.3	149.923	936.3	152.159		
427.3	152.776	597.3	151.481	711.3	151.367	825.3	150.203	939.3	151.989		
428.4	154.766	600.3	151.871	714.3	151.347	828.3	150.313	942.3	151.869		
429.1	154.873	603.3	152.242	717.3	151.208	831.3	150.473	945.3	151.669		

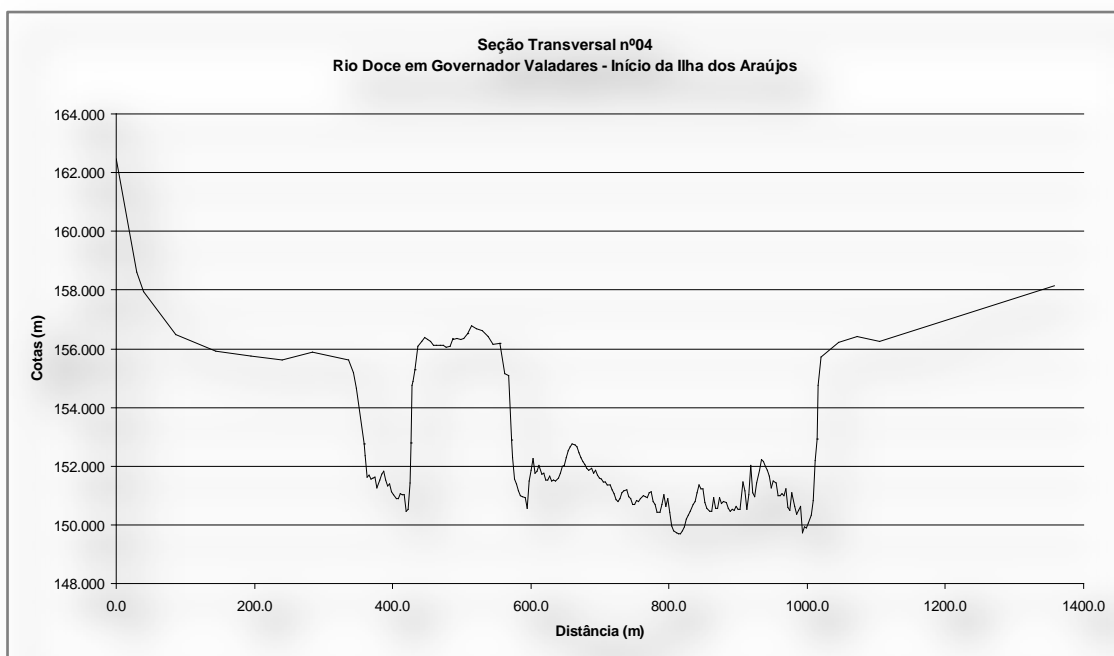


Figura A.1.4 -Seção 4.

Tabela A.1.5 -Seção 5

Levantamento topobatimétrico da seção 5

Data do Levantamento: 17 e 18/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 152.720 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	162.089	151.9	150.095	968.5	154.826	1077.0	150.195	1191.0	151.524
13.2	159.914	154.9	150.095	971.4	153.874	1080.0	150.235	1194.0	151.614
23.1	157.843	157.9	150.205	974.5	154.039	1083.0	150.315	1197.0	151.603
27.9	156.967	160.9	150.235	980.0	153.722	1086.0	150.764	1200.0	151.743
39.4	155.470	163.9	150.385	981.5	153.114	1089.0	150.814	1203.0	151.523
51.0	155.316	166.9	150.335	983.7	153.019	1092.0	150.434	1206.0	151.602
54.6	155.232	169.9	150.314	985.8	152.724	1095.0	150.223	1209.0	151.512
58.5	154.296	172.9	151.014	985.8	152.724	1098.0	150.503	1212.0	151.602
62.9	153.649	175.9	152.244	987.0	152.164	1101.0	150.463	1215.0	151.792
67.9	152.720	176.8	152.714	990.0	151.214	1104.0	150.422	1218.0	151.781
67.9	152.720	176.8	152.714	993.0	151.013	1107.0	150.692	1221.0	151.741
70.9	151.590	178.8	152.882	996.0	152.273	1110.0	150.682	1224.0	151.881
73.9	151.670	180.7	153.061	999.0	151.933	1113.0	150.272	1227.0	151.700
76.9	151.600	182.2	153.366	1002.0	151.732	1116.0	151.001	1230.0	152.010
79.9	151.689	185.5	153.682	1005.0	151.652	1119.0	150.761	1233.0	152.260
82.9	151.679	188.5	154.160	1008.0	151.012	1122.0	150.891	1236.0	151.090
85.9	151.689	191.4	154.501	1011.0	150.722	1125.0	151.020	1239.0	150.719
88.9	151.499	197.2	155.745	1014.0	150.581	1128.0	150.830	1242.0	150.599
91.9	151.339	200.3	155.946	1017.0	150.151	1131.0	150.770	1245.0	150.599
94.9	151.109	204.5	156.216	1020.0	150.101	1134.0	150.520	1248.0	150.558
97.9	150.998	208.7	156.020	1023.0	149.230	1137.0	150.689	1251.0	150.398
100.9	151.148	214.7	155.912	1026.0	148.650	1140.0	150.809	1254.0	150.398
103.9	150.688	214.9	155.923	1029.0	148.720	1143.0	151.119	1257.0	150.397
106.9	150.618	214.9	155.899	1032.0	148.939	1146.0	151.248	1260.0	151.197
109.9	150.498	214.9	155.912	1035.0	149.059	1149.0	151.308	1262.0	152.697
112.9	150.778	215.6	155.986	1038.0	149.289	1152.0	151.278	1262.0	152.697
115.9	150.867	215.6	155.986	1041.0	149.379	1155.0	151.407	1263.0	153.700
118.9	151.387	254.5	155.822	1044.0	149.618	1158.0	151.497	1264.5	154.000
121.9	150.777	254.6	155.944	1047.0	149.718	1161.0	151.007	1267.5	155.000
124.9	150.607	302.1	155.558	1050.0	149.758	1164.0	151.227	1274.5	156.000
127.9	151.327	352.8	155.335	1053.0	149.707	1167.0	151.516	1295.5	157.000
130.9	151.247	423.5	155.228	1056.0	149.737	1170.0	151.896	1324.5	158.000
133.9	150.996	497.0	155.270	1059.0	149.617	1173.0	151.636	1332.5	159.000
136.9	150.736	581.7	155.539	1062.0	149.747	1176.0	151.425	1347.5	160.000
139.9	150.316	669.5	157.361	1065.0	149.916	1179.0	151.685	1363.5	161.000
142.9	150.096	729.4	160.819	1068.0	151.016	1182.0	151.515		
145.9	149.946	960.5	156.696	1071.0	150.636	1185.0	151.535		
148.9	150.066	964.1	156.472	1074.0	150.285	1188.0	151.464		

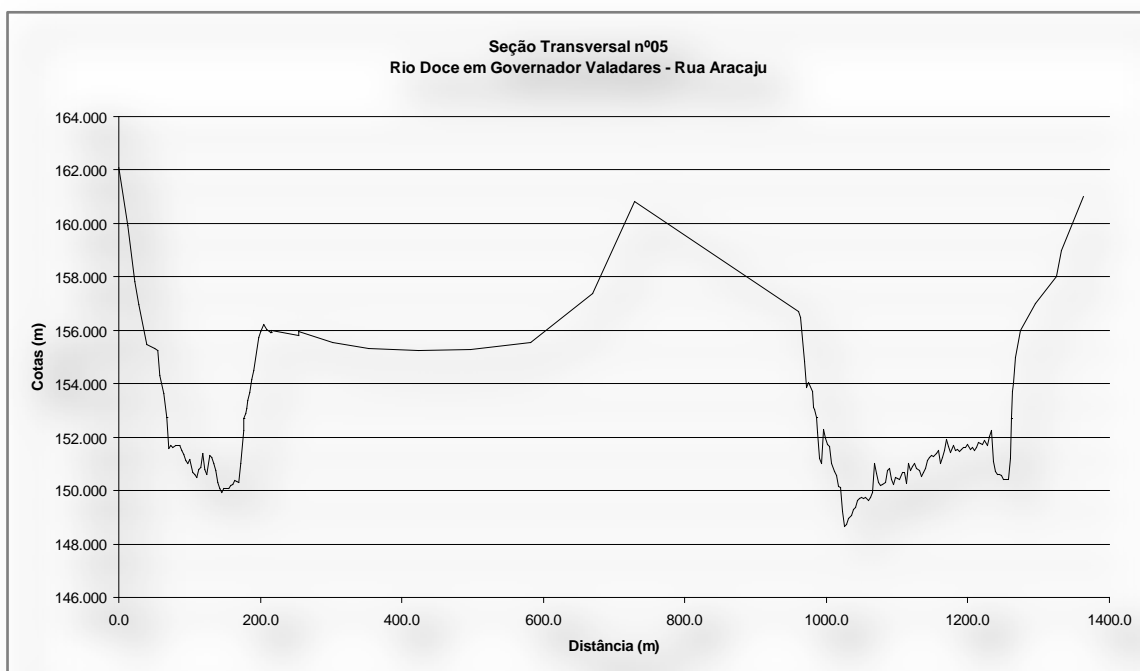


Figura A.1.5 -Seção 5.

Tabela A.1.6 -Seção 6.

Levantamento topobatimétrico da seção 6

Data do levantamento: 18/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 153.113 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	166.064	159.3	152.367	256.5	155.735	1028.1	149.709	1177.2	151.525	1285.2	151.227	1393.2	150.529
67.6	158.820	162.3	152.209	256.5	155.735	1031.1	149.794	1180.2	151.625	1288.2	151.117	1396.2	151.229
68.2	155.612	165.3	152.022	495.8	155.624	1034.1	149.638	1183.2	151.215	1291.2	150.897	1399.2	151.479
72.4	155.605	168.3	152.284	495.8	155.084	1037.1	149.662	1186.2	151.264	1294.2	150.017	1402.2	151.649
74.0	154.938	171.3	152.116	533.2	156.116	1040.1	149.726	1189.2	151.344	1297.2	150.096	1405.2	151.529
75.9	154.530	174.3	152.409	555.8	155.088	1043.1	149.751	1192.2	151.604	1300.2	150.096	1408.2	151.308
78.0	154.348	177.3	152.541	617.0	155.214	1046.1	149.675	1195.2	151.834	1303.2	151.016	1411.2	150.868
80.0	154.305	180.3	152.543	663.2	155.401	1049.1	149.789	1198.2	151.303	1306.2	151.576	1414.2	150.328
82.3	154.454	183.3	151.996	706.1	155.323	1052.1	150.184	1201.2	151.303	1309.2	151.295	1417.2	150.288
84.6	154.413	186.3	151.778	716.1	155.375	1055.1	150.358	1204.2	151.133	1312.2	151.285	1420.2	150.508
87.5	154.647	189.3	151.210	733.1	155.456	1058.1	149.872	1207.2	151.663	1315.2	151.495	1423.2	150.657
90.3	154.618	192.3	151.242	767.6	155.734	1061.1	149.866	1210.2	151.473	1318.2	151.275	1426.2	151.687
93.1	154.457	195.3	150.995	831.6	156.700	1064.1	149.931	1213.2	151.752	1321.2	151.285	1427.5	152.227
96.7	154.373	198.3	151.047	867.2	156.324	1067.1	150.555	1216.2	151.592	1324.2	151.314	1500.0	155.216
99.5	154.384	201.3	150.909	919.5	155.585	1070.1	151.219	1219.2	151.342	1327.2	151.384	1501.0	155.805
101.4	153.063	204.3	150.852	927.7	155.663	1073.1	152.194	1222.2	151.252	1330.2	151.324	1502.8	156.771
101.4	153.063	207.3	150.824	962.1	155.611	1073.6	152.301	1225.2	151.362	1333.2	151.524	1504.7	157.825
102.3	152.094	210.3	150.826	962.1	155.461	1073.6	152.301	1228.2	151.611	1336.2	151.614	1506.3	158.657
105.3	151.786	213.3	150.798	962.1	155.461	1075.6	153.109	1231.2	151.701	1339.2	150.153	1507.9	159.146
108.3	151.658	216.3	150.611	966.2	155.461	1079.1	153.490	1234.2	151.711	1342.2	149.973	1509.5	160.061
111.3	151.521	219.3	150.353	966.2	155.439	1083.5	154.093	1237.2	151.601	1345.2	149.853	1511.1	160.992
114.3	151.633	222.3	150.115	966.2	155.417	1086.4	154.458	1240.2	151.610	1348.2	149.823	1513.6	162.470
117.3	151.755	225.3	150.108	991.9	155.499	1093.4	154.436	1243.2	151.560	1351.2	150.052	1515.9	164.452
120.3	151.737	228.3	150.840	995.2	155.378	1103.7	154.324	1246.2	151.130	1354.2	150.442	1518.2	164.985
123.3	151.740	231.1	153.162	998.1	155.177	1127.2	154.898	1249.2	151.240	1357.2	150.622	1521.0	166.353
126.3	151.712	231.1	153.162	1000.9	154.574	1138.5	154.886	1252.2	151.580	1360.2	151.012	1522.8	167.597
129.3	151.904	232.4	154.146	1003.1	153.489	1141.6	154.914	1255.2	151.419	1363.2	150.412	1525.0	168.885
132.3	151.887	233.7	155.223	1005.2	152.292	1155.6	153.767	1258.2	151.519	1366.2	150.511		
135.3	151.849	235.4	155.850	1005.2	151.292	1158.2	153.273	1261.2	151.389	1369.2	149.801		
138.3	151.821	239.1	156.102	1007.1	150.189	1160.1	152.739	1264.2	151.719	1372.2	149.731		
141.3	152.193	243.7	156.197	1010.1	149.924	1162.7	152.246	1267.2	151.169	1375.2	149.881		
144.3	152.576	244.2	156.295	1013.1	149.728	1162.7	152.246	1270.2	151.248	1378.2	149.851		
147.3	152.568	244.2	156.231	1016.1	149.702	1165.2	151.466	1273.2	151.518	1381.2	149.830		
150.3	152.540	244.2	156.231	1019.1	149.596	1168.2	151.426	1276.2	151.918	1384.2	149.890		
153.3	152.533	251.6	155.759	1022.1	149.631	1171.2	151.545	1279.2	151.508	1387.2	150.010		
156.3	152.525	256.5	155.815	1025.1	149.735	1174.2	151.595	1282.2	151.277	1390.2	150.120		

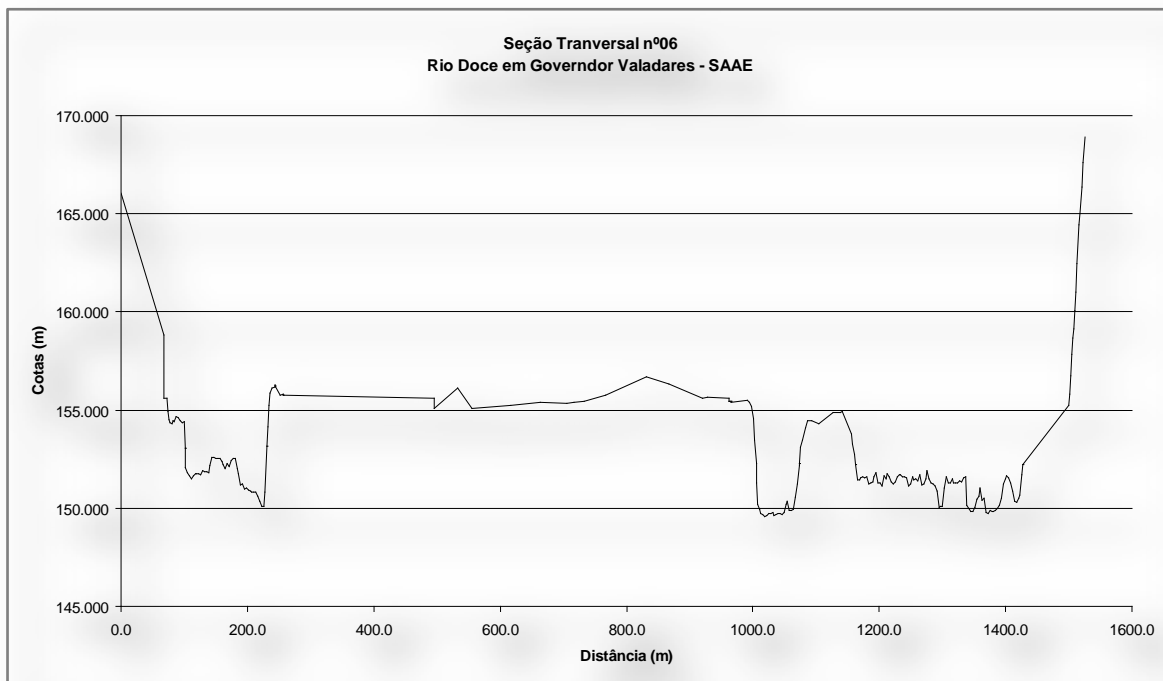


Figura A.1.6 -Seção 6.

Tabela A.1.7 -Seção 7.

Levantamento topobatimétrico da seção 7 jusante

Data do levantamento: 19/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 152.109 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	162.573	77.2	150.897	193.0	153.107	838.8	148.447	946.8	150.906	1054.8	151.346	1178.6	154.707
1.6	161.737	80.2	150.676	198.0	153.034	841.8	148.197	949.8	150.797	1057.8	151.096	1186.0	154.642
3.4	160.753	83.2	150.794	204.5	152.501	844.8	147.967	952.8	151.347	1060.8	151.116	1193.8	154.585
6.8	158.438	86.2	150.752	211.3	153.750	847.8	148.118	955.8	151.387	1063.8	151.137	1201.9	154.366
8.1	157.607	89.2	150.731	221.9	154.066	850.8	148.638	958.8	151.257	1066.8	150.837	1210.1	154.433
9.8	156.339	92.2	150.849	231.6	154.100	853.8	149.428	961.8	151.048	1069.8	150.887	1217.0	154.796
11.8	155.549	95.2	150.848	238.9	154.185	856.8	149.968	964.8	151.078	1072.8	150.867	1225.8	155.200
13.7	154.782	98.2	150.626	250.5	154.066	859.8	150.239	967.8	151.318	1075.8	151.368	1233.7	156.244
15.9	154.745	101.2	150.675	255.3	154.206	862.8	150.339	970.8	150.738	1078.8	151.488	1239.0	157.456
18.0	154.907	104.2	150.633	258.9	155.441	865.8	150.359	973.8	150.259	1081.8	151.588	1241.9	159.913
20.2	155.091	107.2	150.551	262.4	155.760	868.8	150.369	976.8	150.299	1084.8	151.728	1248.5	163.688
22.3	155.161	110.2	150.240	272.8	156.066	871.8	150.350	979.8	150.099	1087.8	150.769		
24.3	155.142	113.2	150.258	297.0	156.091	874.8	150.340	982.8	150.309	1090.8	150.859		
26.4	155.073	116.2	150.377	385.7	155.428	877.8	150.310	985.8	150.780	1093.8	150.649		
28.5	154.755	119.2	150.635	452.5	155.283	880.8	150.170	988.8	151.400	1096.8	150.450		
30.3	154.118	122.2	150.584	521.2	154.992	883.8	150.141	991.8	151.740	1099.8	150.420		
32.0	153.881	125.2	150.482	619.7	156.563	886.8	149.671	994.8	152.261	1102.8	150.670		
34.2	153.650	128.2	150.510	680.0	158.147	889.8	149.691	997.8	151.971	1105.8	150.970		
36.3	153.507	131.2	150.019	680.1	158.147	892.8	149.912	1000.8	151.861	1108.8	151.171		
38.3	153.402	134.2	150.027	696.2	156.116	895.8	151.492	1003.8	151.581	1111.8	151.241		
40.4	153.415	137.2	150.346	780.4	155.500	898.8	151.882	1006.8	151.352	1114.8	150.771		
42.5	153.396	140.2	149.744	797.4	155.210	901.8	151.462	1009.8	151.322	1117.8	150.121		
44.6	153.307	143.2	149.543	801.7	155.133	904.8	151.313	1012.8	151.252	1120.8	149.982		
46.6	153.190	146.2	149.461	805.4	154.406	907.8	151.153	1015.8	151.522	1123.8	151.832		
48.7	152.805	149.2	149.569	807.3	152.444	910.8	151.173	1018.8	151.303	1124.5	152.472		
50.8	152.690	152.2	149.078	807.3	152.444	913.8	150.953	1021.8	151.603	1124.5	152.472		
52.5	152.738	155.2	149.146	808.8	151.194	916.8	150.804	1024.8	151.463	1127.0	153.287		
54.5	152.109	158.2	149.275	811.8	150.674	919.8	151.444	1027.8	151.463	1129.2	153.508		
54.5	152.109	161.2	149.583	814.8	150.895	922.8	151.204	1030.8	151.254	1132.3	153.382		
56.2	151.088	164.2	149.572	817.8	150.905	925.8	151.974	1033.8	151.544	1136.1	153.199		
59.2	150.777	167.2	152.050	820.8	151.035	928.8	152.005	1036.8	150.964	1141.8	153.312		
62.2	150.765	167.2	152.050	823.8	150.445	931.8	151.745	1039.8	151.195	1146.6	153.643		
65.2	150.823	169.6	152.820	826.8	150.266	934.8	151.295	1042.8	151.265	1152.2	154.382		
68.2	150.742	174.7	152.849	829.8	149.936	937.8	150.876	1045.8	151.345	1158.6	154.823		
71.2	150.960	179.0	152.786	832.8	149.706	940.8	151.146	1048.8	151.455	1165.0	154.928		
74.2	151.189	185.2	153.052	835.8	149.117	943.8	150.926	1051.8	151.276	1170.9	154.724		

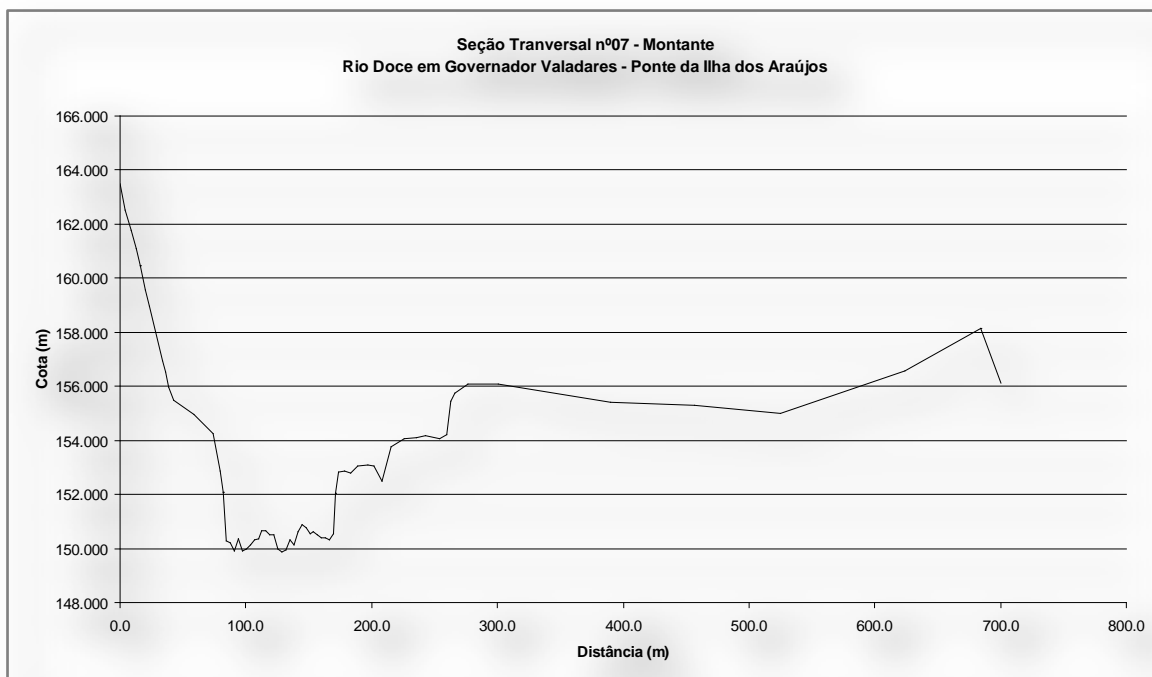


Figura A.1.7 -Seção 7.

Tabela A.1.8 -Seção 8.

Levantamento topobatimétrico da seção 8

Data do levantamento: 19 e 20/09/02 Nível do rio no dia do levantamento: 151.780 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	158.338	214.6	150.452	412.9	153.000	511.9	150.570	619.9	150.726	732.0	154.000
0.8	157.959	217.6	150.693	414.9	152.500	514.9	151.279	622.9	150.405	734.9	154.203
4.6	157.213	220.6	150.374	414.9	152.481	517.9	151.249	625.9	150.304	738.9	154.438
6.2	156.424	223.6	150.605	414.9	152.481	520.9	150.978	628.9	150.164	739.1	154.438
8.1	155.717	226.6	150.506	415.9	150.881	523.9	151.037	631.9	150.053	753.6	154.850
16.9	155.348	229.6	150.657	418.9	150.610	526.9	150.756	634.9	149.982	760.3	154.699
18.2	155.583	232.6	150.749	421.9	150.559	529.9	150.625	637.9	149.921	766.8	154.553
40.5	155.314	235.6	150.780	424.9	150.738	532.9	150.504	640.9	150.060	771.2	154.481
42.6	155.308	238.6	150.661	427.9	150.777	535.9	150.563	643.9	150.149	802.0	155.000
56.6	154.987	241.6	150.262	430.9	150.996	538.9	150.462	646.9	150.148	842.0	165.000
146.4	154.966	244.6	150.073	433.9	151.225	541.9	151.161	649.9	150.087	854.0	166.000
148.1	154.514	247.6	150.044	436.9	151.274	544.9	151.220	652.9	150.156	863.0	167.000
149.5	153.846	250.6	150.015	439.9	151.283	547.9	150.949	655.9	150.135		
150.9	152.881	253.6	150.006	442.9	151.492	550.9	151.638	658.9	150.164		
151.9	151.780	256.6	149.907	445.9	151.271	553.9	150.947	661.9	150.233		
151.9	151.780	259.6	150.128	448.9	151.130	556.9	150.956	664.9	150.262		
154.6	150.181	262.6	149.829	451.9	151.119	559.9	150.625	667.9	150.261		
157.6	149.682	265.6	149.940	454.9	151.168	562.9	150.954	670.9	150.300		
160.6	149.773	268.6	149.691	457.9	150.927	565.9	151.013	673.9	150.279		
163.6	149.884	271.6	149.842	460.9	150.807	568.9	150.752	676.9	150.338		
166.6	149.935	274.6	149.833	463.9	150.786	571.9	150.412	679.9	150.377		
169.6	150.236	277.6	151.074	466.9	151.485	574.9	150.031	682.9	150.347		
172.6	150.407	279.1	151.825	469.9	151.544	577.9	150.560	685.9	149.866		
175.6	150.568	279.1	151.825	472.9	150.963	580.9	150.249	688.9	149.875		
178.6	150.759	280.9	153.992	475.9	151.212	583.9	149.928	691.9	149.684		
181.6	150.941	280.9	154.000	478.9	151.031	586.9	149.397	694.9	149.833		
184.6	150.882	296.9	155.000	481.9	150.800	589.9	149.166	697.9	149.772		
187.6	150.953	297.9	156.000	484.9	150.769	592.9	149.275	700.9	150.891		
190.6	151.094	298.9	157.000	487.9	150.758	595.9	149.054	703.6	152.390		
193.6	150.975	355.9	157.000	490.9	150.807	598.9	149.983	703.6	152.390		
196.6	150.886	375.9	156.000	493.9	150.616	601.9	150.272	708.0	153.414		
199.6	150.657	394.9	155.000	496.9	150.505	604.9	150.151	713.0	153.121		
202.6	150.618	401.0	155.006	499.9	150.154	607.9	150.340	717.4	152.574		
205.6	150.529	406.8	154.815	502.9	150.183	610.9	151.169	721.2	152.645		
208.6	150.480	407.9	154.000	505.9	150.272	613.9	150.688	726.1	153.155		
211.6	150.481	410.6	154.028	508.9	150.261	616.9	151.067	730.2	153.839		

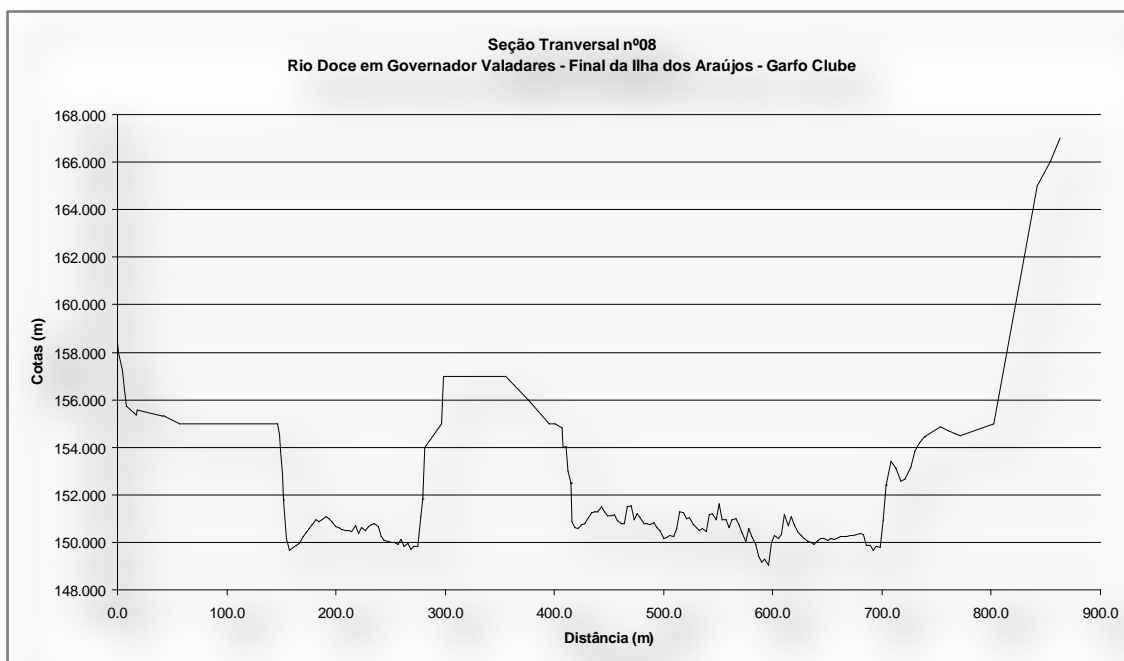


Figura A.1.8 -Seção 8.

Tabela A.1.9 -Seção 9.

Levantamento Topobatimétrico da Seção 9

Data do Levantamento: 20/09/02

Nível do rio no dia do Levantamento: 150.142 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	158.808	120.8	147.886	228.8	146.846	336.8	148.855	439.4	150.165
18.1	157.387	123.8	148.055	231.8	146.635	339.8	148.814	442.9	151.189
31.1	155.672	126.8	148.094	234.8	146.463	342.8	148.863	446.8	150.626
35.9	154.934	129.8	148.573	237.8	146.512	345.8	148.302	450.5	151.001
38.9	154.425	132.8	148.222	240.8	146.561	348.8	147.991	454.6	151.461
38.9	154.424	135.8	147.610	243.8	146.470	351.8	147.700	458.4	153.768
40.6	154.166	138.8	147.599	246.8	146.379	354.8	147.568	462.1	155.096
42.3	153.930	141.8	147.428	249.8	146.538	357.8	147.337	464.7	157.935
44.1	153.697	144.8	147.297	252.8	146.847	360.8	147.116	469.0	160.455
46.1	153.436	147.8	147.376	255.8	146.886	363.8	147.285	473.1	162.649
50.8	152.873	150.8	147.705	258.8	146.724	366.8	147.634	477.5	165.041
52.9	152.661	153.8	148.094	261.8	147.123	369.8	147.423	482.1	167.197
69.2	152.316	156.8	148.153	264.8	146.572	372.8	147.612		
69.2	152.341	159.8	147.711	267.8	146.901	375.8	147.631		
71.5	152.040	162.8	147.610	270.8	147.020	378.8	147.660		
72.6	151.860	165.8	147.359	273.8	145.639	381.8	147.848		
73.6	151.663	168.8	147.578	276.8	145.868	384.8	148.637		
75.6	151.239	171.8	147.487	279.8	145.817	387.8	149.276		
78.1	150.947	174.8	147.506	282.8	147.585	390.8	149.505		
78.1	150.893	177.8	147.265	285.8	147.094	393.8	149.344		
78.1	150.795	180.8	147.534	288.8	147.003	396.8	149.623		
78.1	150.142	183.8	147.882	291.8	147.342	399.8	149.822		
78.8	149.712	186.8	147.591	294.8	147.081	402.8	149.721		
81.8	149.221	189.8	147.510	297.8	147.570	405.8	148.379		
84.8	149.389	192.8	147.419	300.8	147.569	408.8	148.098		
87.8	149.388	195.8	147.318	303.8	147.438	411.8	148.137		
90.8	149.327	198.8	147.327	306.8	147.646	414.8	148.696		
93.8	149.286	201.8	147.676	309.8	147.435	417.8	148.685		
96.8	149.215	204.8	147.475	312.8	147.814	420.8	148.614		
99.8	148.954	207.8	147.083	315.8	147.943	423.8	149.033		
102.8	148.723	210.8	147.092	318.8	148.032	426.8	149.502		
105.8	148.582	213.8	147.101	321.8	148.361	429.8	149.550		
108.8	148.501	216.8	147.630	324.8	148.450	432.8	149.569		
111.8	148.629	219.8	147.889	327.8	148.529	435.8	149.828		
114.8	148.138	222.8	147.868	330.8	148.637	436.3	150.008		
117.8	147.897	225.8	147.357	333.8	148.626	436.3	150.008		

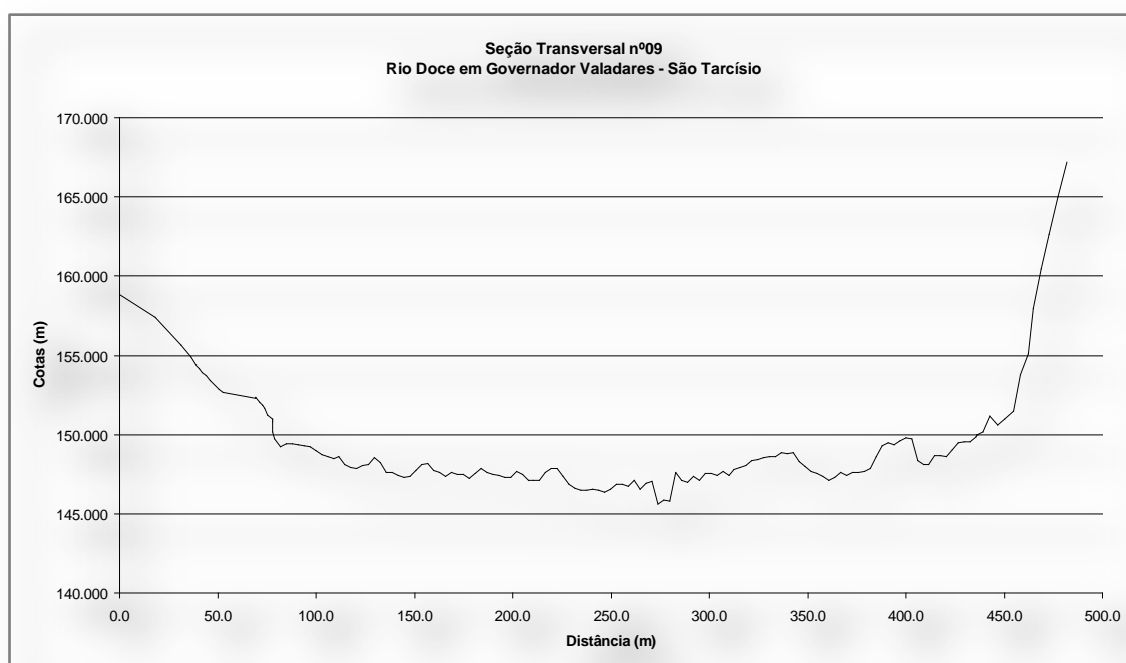


Figura A.1.9 -Seção 9.

Tabela A.1.10 -Seção 10.

Levantamento topobatimétrico da seção 10

Data do levantamento: 22 e 23/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 148.791 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	156.000	533.6	146.888	641.6	147.583	753.4	147.612	852.9	147.521	952.7	147.027	1077.1	150.495
44.0	155.000	536.6	148.617	644.2	148.722	756.4	147.798	855.9	147.740	955.7	147.355	1082.5	150.618
65.0	154.000	539.6	148.375	644.2	148.722	758.5	148.689	858.9	147.959	958.7	147.173	1100.6	150.819
162.0	153.000	542.6	147.714	645.7	149.529	758.5	148.689	860.7	148.359	959.8	148.292	1134.0	151.477
357.0	152.000	545.6	147.623	647.0	150.068	760.7	149.723	860.7	148.359	959.8	148.292	1160.3	151.422
455.8	152.400	548.6	147.522	649.7	150.139	764.6	149.739	861.3	149.991	963.4	149.771	1185.8	151.376
458.0	152.357	551.6	147.700	654.3	150.072	770.9	149.557	865.3	150.903	967.4	149.709	1216.5	151.160
459.8	152.097	554.6	147.769	658.5	150.436	773.9	149.439	865.3	150.903	972.1	149.506	1235.8	151.039
461.7	152.018	557.6	147.808	662.5	150.359	777.2	149.677	868.7	150.730	977.3	149.343	1486.5	153.744
464.6	152.058	560.6	147.897	665.8	150.537	778.3	149.549	876.1	150.186	981.4	149.036	1508.5	155.269
470.0	151.000	563.6	148.215	670.6	150.664	781.3	149.666	880.3	150.153	983.8	149.219	1530.6	156.078
471.5	151.098	566.6	147.804	674.7	150.074	784.6	149.807	884.1	149.989	990.3	150.124	1539.9	157.416
473.6	150.239	569.6	147.843	678.9	150.233	786.1	149.415	887.7	149.913	990.3	150.124	1540.8	159.572
474.0	150.000	572.6	148.022	682.6	151.001	788.4	148.378	890.8	149.798	997.1	149.907	1550.0	162.947
475.4	149.439	575.6	148.310	686.6	151.226	788.4	148.378	892.6	149.261	1002.8	149.894		
478.0	149.000	578.6	147.909	690.3	151.326	789.9	148.378	895.1	148.339	1008.8	150.095		
478.0	148.791	581.6	147.838	695.9	151.453	792.9	147.487	895.1	148.339	1015.0	150.225		
478.0	148.791	584.6	147.907	700.1	151.233	795.9	147.526	895.7	147.989	1022.1	150.174		
479.6	148.330	587.6	148.035	703.4	151.196	798.9	147.545	898.7	147.076	1027.1	149.985		
482.6	148.159	590.6	147.804	703.4	151.084	801.9	147.664	901.7	147.014	1028.2	148.263		
485.6	147.838	593.6	147.793	703.4	151.196	804.9	147.504	904.7	146.982	1028.2	148.263		
488.6	147.377	596.6	147.492	707.8	150.676	807.9	147.563	907.7	146.950	1029.8	146.969		
491.6	146.745	599.6	147.910	715.0	150.726	810.9	147.582	910.7	146.928	1032.8	146.829		
494.6	145.884	602.6	147.799	717.4	150.419	813.9	147.671	913.7	147.045	1035.8	146.800		
497.6	145.363	605.6	147.708	718.9	150.422	816.9	147.731	916.7	147.043	1038.8	146.890		
500.6	145.052	608.6	147.747	720.4	147.367	819.9	147.560	919.7	146.901	1041.8	146.751		
503.6	144.630	611.6	147.556	723.4	147.313	822.9	147.729	922.7	146.909	1044.8	146.862		
506.6	144.529	614.6	147.604	726.4	147.319	825.9	147.408	925.7	146.917	1047.8	146.962		
509.6	144.738	617.6	147.493	729.4	147.235	828.9	147.247	928.7	146.935	1050.8	147.023		
512.6	144.587	620.6	147.732	732.4	147.701	831.9	147.237	931.7	147.052	1053.8	147.143		
515.6	144.675	623.6	147.481	735.4	147.606	834.9	147.236	934.7	146.960	1056.8	147.214		
518.6	144.594	626.6	147.389	738.4	147.482	837.9	147.075	937.7	146.968	1059.8	148.174		
521.6	144.563	629.6	147.378	741.4	147.568	840.9	147.144	940.7	146.856	1061.1	148.379		
524.6	145.752	632.6	147.527	744.4	147.564	843.9	147.123	943.7	146.914	1061.1	148.379		
527.6	145.860	635.6	147.636	747.4	147.510	846.9	147.163	946.7	146.872	1063.4	150.932		
530.6	146.589	638.6	147.274	750.4	147.566	849.9	147.082	949.7	146.839	1063.4	150.932		

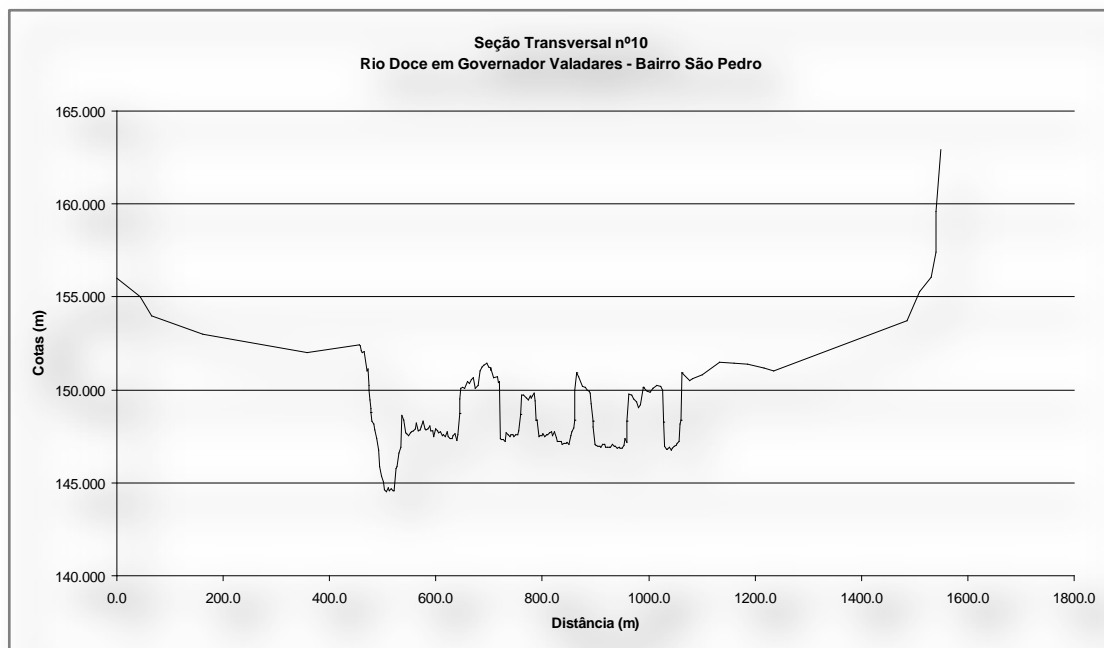


Figura A.1.10 -Seção 10.

Tabela A.1.11 -Seção 11.

Levantamento topobalmétrico da seção 11

Data do levantamento: 24 e 26/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 148.371 m

distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota	distancia	cota
0.0	159.073	287.6	153.112	414.9	145.719	522.9	144.621	645.1	151.069	873.0	148.233	1035.4	150.333		
38.9	156.547	291.8	153.011	417.9	145.698	525.9	144.590	656.6	151.009	876.0	148.106	1044.2	150.252		
39.6	155.808	296.4	152.864	420.9	145.808	528.9	144.449	666.5	151.271	879.0	148.100	1055.0	151.594		
43.1	155.370	300.0	152.734	423.9	146.127	531.9	144.479	677.3	151.235	882.0	147.553	1055.2	151.651		
45.8	154.575	304.0	152.633	426.9	146.126	534.9	144.678	691.2	151.188	885.0	147.507	1055.2	151.478		
56.2	153.756	308.7	152.418	429.9	146.085	537.9	145.067	704.3	151.194	888.0	147.321	1091.4	151.184		
61.0	153.853	312.1	152.379	432.9	146.084	540.9	145.386	719.2	151.304	891.0	147.114	1129.9	151.190		
67.1	153.503	315.3	152.220	435.9	146.014	543.9	145.346	729.4	151.320	894.0	147.458	1179.0	152.004		
81.9	152.944	319.3	152.140	438.9	146.003	546.9	145.185	729.5	151.256	897.0	147.471	1226.0	152.266		
87.7	152.834	322.2	152.098	441.9	146.022	549.9	145.204	752.0	151.478	900.0	147.575	1261.0	152.446		
92.7	152.692	331.9	151.704	444.9	146.011	552.9	145.113	752.0	151.478	903.0	148.538	1299.3	152.907		
101.9	152.497	336.7	151.243	447.9	146.151	555.9	145.342	758.0	151.183	906.0	148.792	1327.2	154.386		
111.3	152.326	340.9	150.834	450.9	146.580	558.9	145.432	763.8	151.491	909.0	148.835	1333.6	156.442		
120.4	152.553	343.7	150.664	453.9	146.909	561.9	145.351	773.2	151.268	912.0	148.239				
127.0	151.947	355.4	150.469	456.9	147.158	564.9	145.910	786.9	150.719	915.0	148.343				
136.3	151.704	359.3	150.437	459.9	147.297	567.9	145.829	796.7	149.660	918.0	148.566				
145.9	151.920	363.2	150.571	462.9	147.207	570.9	145.638	804.9	150.137	921.0	148.550				
162.0	152.340	366.2	149.813	465.9	147.366	573.9	145.878	807.7	148.813	924.0	147.683				
171.7	152.413	368.1	148.998	468.9	147.215	576.9	145.887	807.7	148.813	927.0	147.947				
184.7	152.538	369.2	148.371	471.9	147.404	579.9	146.236	810.7	147.517	930.0	147.770				
195.7	152.644	369.2	148.371	474.9	147.493	582.9	146.315	813.7	147.431	933.0	147.154				
204.4	152.726	369.9	147.881	477.9	147.403	585.9	146.715	816.7	147.475	936.0	148.567				
208.6	152.780	372.9	147.090	480.9	147.262	588.9	146.364	819.7	147.190	937.2	148.945				
213.2	152.823	375.9	146.589	483.9	147.351	591.9	146.323	822.7	147.134	937.2	148.945				
217.1	152.772	378.9	146.598	486.9	147.710	594.9	146.482	825.7	147.778	938.1	149.724				
217.1	152.773	381.9	147.028	489.9	147.590	597.9	147.011	828.7	147.792	949.7	150.116				
235.9	153.612	384.9	147.227	492.9	147.529	600.9	147.271	831.7	148.926	949.7	151.478				
242.0	153.768	387.9	146.366	495.9	147.548	603.5	148.310	831.7	148.926	955.5	151.251				
248.4	153.853	390.9	147.095	498.9	147.027	603.5	148.310	833.8	149.253	962.1	151.006				
254.9	153.533	393.9	146.495	501.9	147.716	607.0	148.832	836.9	149.527	970.0	151.496				
259.4	153.566	396.9	146.284	504.9	146.996	612.9	149.022	845.0	149.615	978.6	151.586				
264.2	153.367	399.9	146.163	507.9	146.265	617.6	149.390	854.4	149.706	989.0	151.559				
268.3	153.198	402.9	145.982	510.9	145.924	622.0	150.277	864.5	149.101	1003.6	151.414				
272.4	153.173	405.9	145.981	513.9	146.583	622.0	150.277	864.5	149.101	1013.7	151.675				
277.6	153.153	408.9	145.971	516.9	145.603	629.5	150.770	867.0	148.236	1019.7	151.559				
283.5	153.131	411.9	146.020	519.9	145.372	639.5	151.043	870.0	148.119	1030.0	151.443				

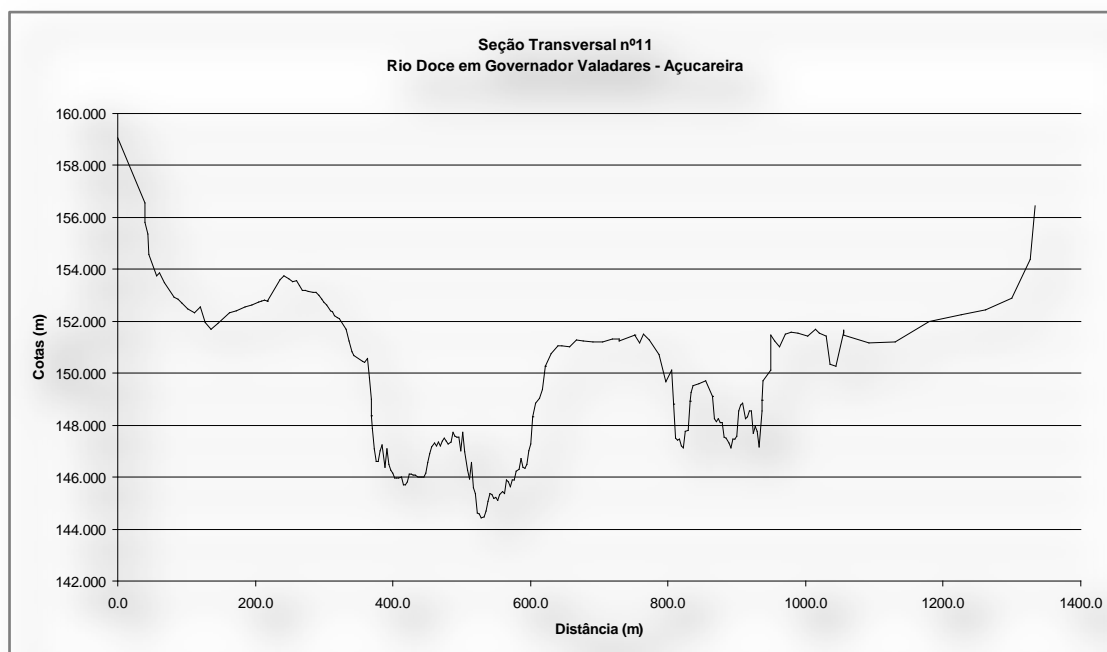


Figura A.1.11 -Seção 11.

Tabela A.1.12 -Seção 12.

Levantamento Topobatimétrico da Seção 12

Data do levantamento: 27/09/02

Nível do rio no dia do levantamento: 148.315 m

distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota	distância	cota
0.0	152.000	261.7	145.253	372.7	145.848	483.7	146.983	594.7	145.928	705.7	147.063
16.0	152.000	264.7	145.310	375.7	146.736	486.7	147.171	597.7	145.786	708.7	146.981
50.0	152.000	267.7	145.338	378.7	146.643	489.7	147.018	600.7	146.284	711.7	146.749
157.0	151.000	270.7	145.436	381.7	146.461	492.7	147.136	603.7	146.231	714.7	146.116
157.0	151.245	273.7	145.454	384.7	146.809	495.7	147.154	606.7	145.309	717.7	145.484
157.0	151.181	276.7	145.391	387.7	147.066	498.7	147.172	609.7	144.627	720.7	145.002
159.1	151.279	279.7	145.659	390.7	147.234	501.7	147.179	612.7	144.084	723.7	145.230
163.1	150.671	282.7	146.237	393.7	147.072	504.7	146.877	615.7	144.022	726.7	144.787
166.0	149.896	285.7	146.154	396.7	147.170	507.7	147.175	618.7	144.550	729.7	144.955
170.4	149.152	288.7	146.252	399.7	147.157	510.7	147.122	621.7	144.948	732.7	145.473
175.4	149.012	291.7	146.040	402.7	146.705	513.7	147.000	624.7	146.575	735.7	147.680
180.8	149.084	294.7	146.648	405.7	146.643	516.7	147.128	627.7	146.183	737.5	147.929
183.6	149.080	297.7	146.825	408.7	146.590	519.7	147.275	630.7	146.521	762.5	149.192
185.0	149.166	300.7	146.923	411.7	146.548	522.7	146.933	633.7	146.538	768.1	148.641
186.3	149.785	303.7	146.991	414.7	146.586	525.7	147.001	636.7	147.226	773.3	149.009
188.7	149.826	306.7	146.528	417.7	146.503	528.7	147.029	639.7	146.184	773.4	148.971
191.4	149.541	309.7	146.366	420.7	146.941	531.7	147.126	642.7	145.501	777.7	148.917
194.3	149.195	312.7	146.234	423.7	146.919	534.7	147.184	645.7	145.539	783.6	149.298
197.0	149.104	315.7	145.951	426.7	147.077	537.7	146.902	648.7	145.527	791.9	149.238
199.3	148.870	318.7	145.739	429.7	146.684	540.7	146.879	651.7	145.435	804.2	149.600
201.7	148.933	321.7	145.917	432.7	146.532	543.7	146.797	654.7	145.492	813.7	149.761
204.8	148.433	324.7	146.015	435.7	146.480	546.7	146.775	657.7	146.010	825.6	149.481
208.0	148.768	327.7	146.012	438.7	147.037	549.7	146.703	660.7	146.288	838.3	149.349
212.0	148.692	330.7	146.970	441.7	146.915	552.7	146.590	663.7	146.265	849.2	149.784
215.4	149.063	333.7	146.018	444.7	146.883	555.7	146.528	666.7	147.003	862.2	149.951
218.5	149.014	336.7	146.035	447.7	147.241	558.7	146.406	669.7	146.091	875.3	150.319
218.5	149.071	339.7	146.213	450.7	146.828	561.7	146.163	672.7	145.399	880.0	151.024
232.6	148.315	342.7	147.221	453.7	147.126	564.7	146.021	675.7	145.406	884.0	152.036
234.7	147.463	345.7	147.159	456.7	146.804	567.7	147.049	678.7	145.494	886.4	152.634
237.7	146.331	348.7	146.776	459.7	146.911	570.7	146.456	681.7	146.772	890.0	153.787
240.7	145.869	351.7	146.504	462.7	146.759	573.7	145.974	684.7	146.519	893.5	155.261
243.7	145.957	354.7	146.652	465.7	146.627	576.7	146.322	687.7	146.747	897.2	156.632
246.7	146.024	357.7	146.749	468.7	146.544	579.7	147.140	690.7	146.185		
249.7	145.922	360.7	146.207	471.7	147.212	582.7	146.067	693.7	147.252		
252.7	145.820	363.7	146.745	474.7	147.200	585.7	146.095	696.7	146.880		
255.7	145.457	366.7	146.162	477.7	147.188	588.7	146.083	699.7	146.268		
258.7	145.245	369.7	146.230	480.7	147.065	591.7	145.900	702.7	146.276		

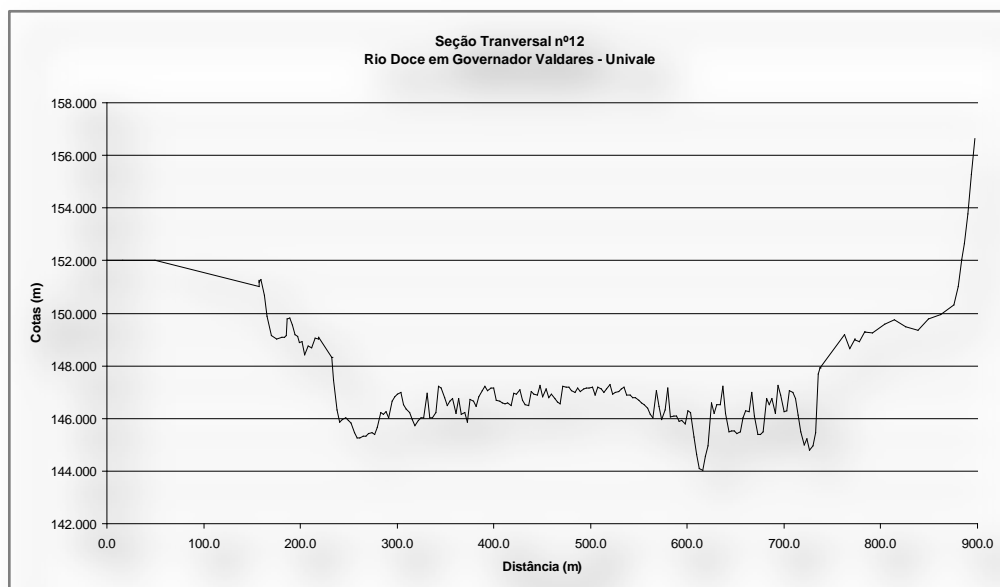


Figura A.1.12 -Seção 12.

Anexo 2 – Manchas de inundação COMDEC-GV comparadas às manchas de inundação geradas em regime permanente - Modelo P – UD.

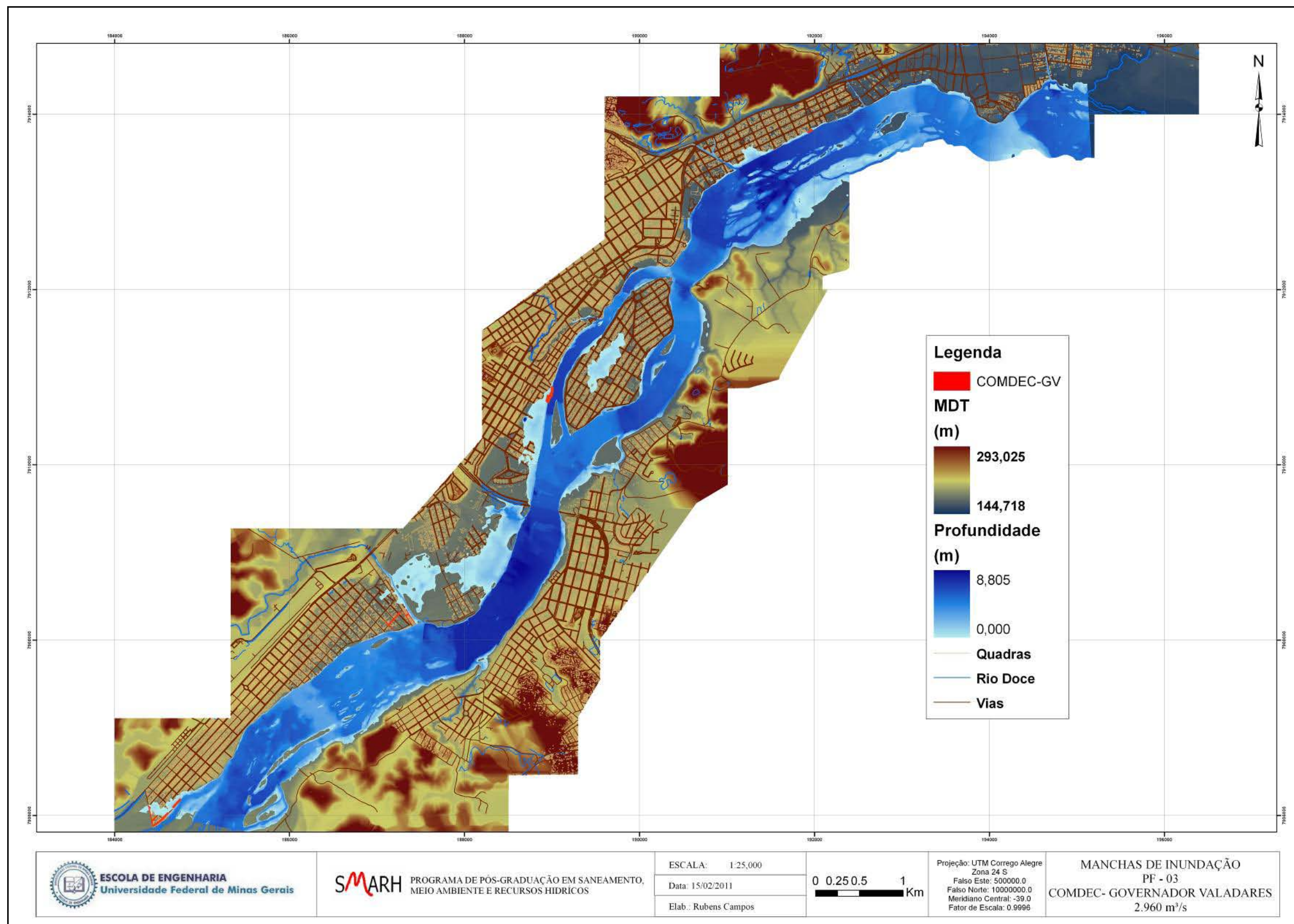


Figura A.3.1 – Mancha de inundação da COMDEC-GV comparada à mancha de inundação em regime permanente para 2.960 m³/s.

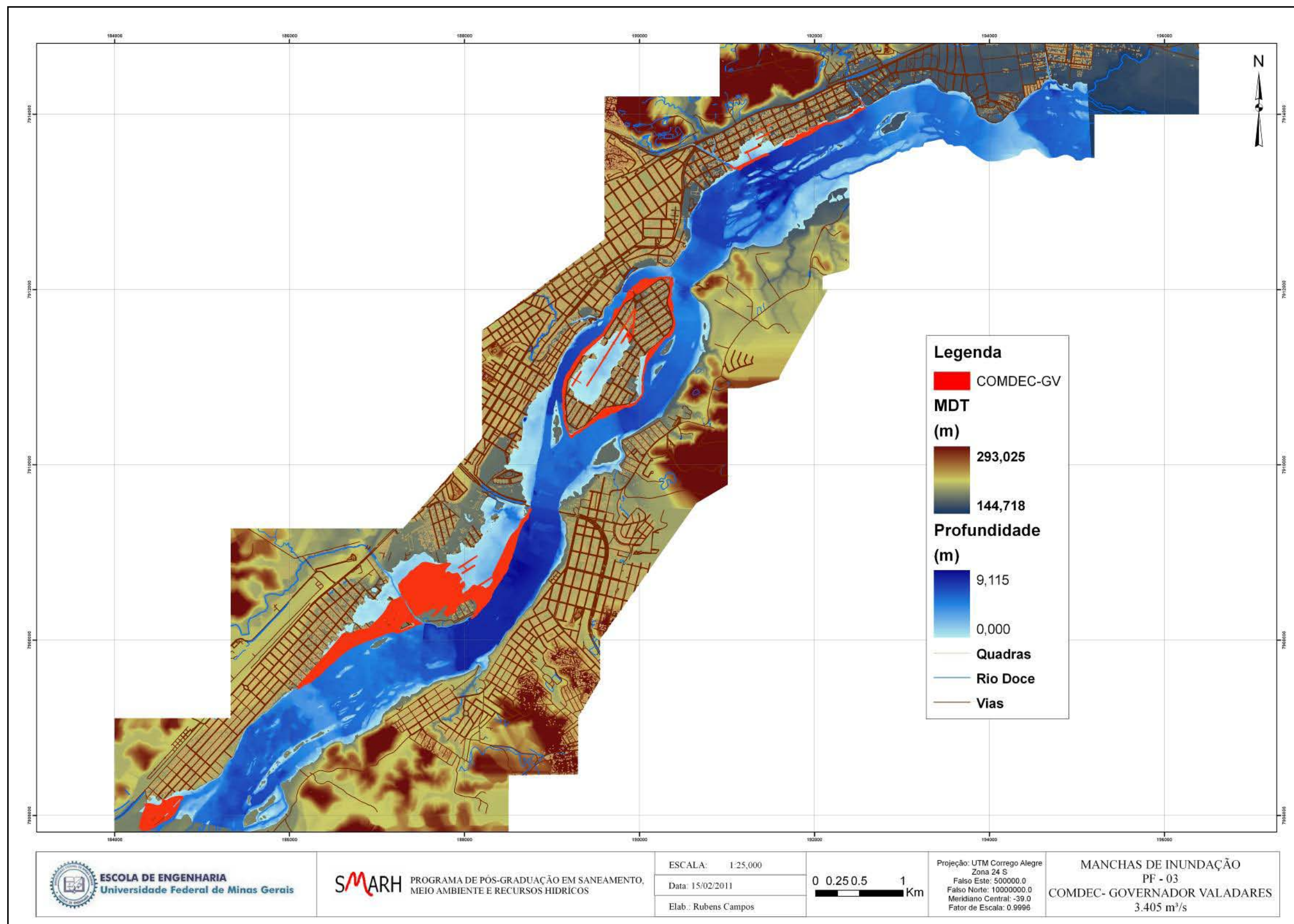


Figura A.3.1 – Mancha de inundação da COMDEC-GV comparada à mancha de inundação em regime permanente para 3.405 m³/s

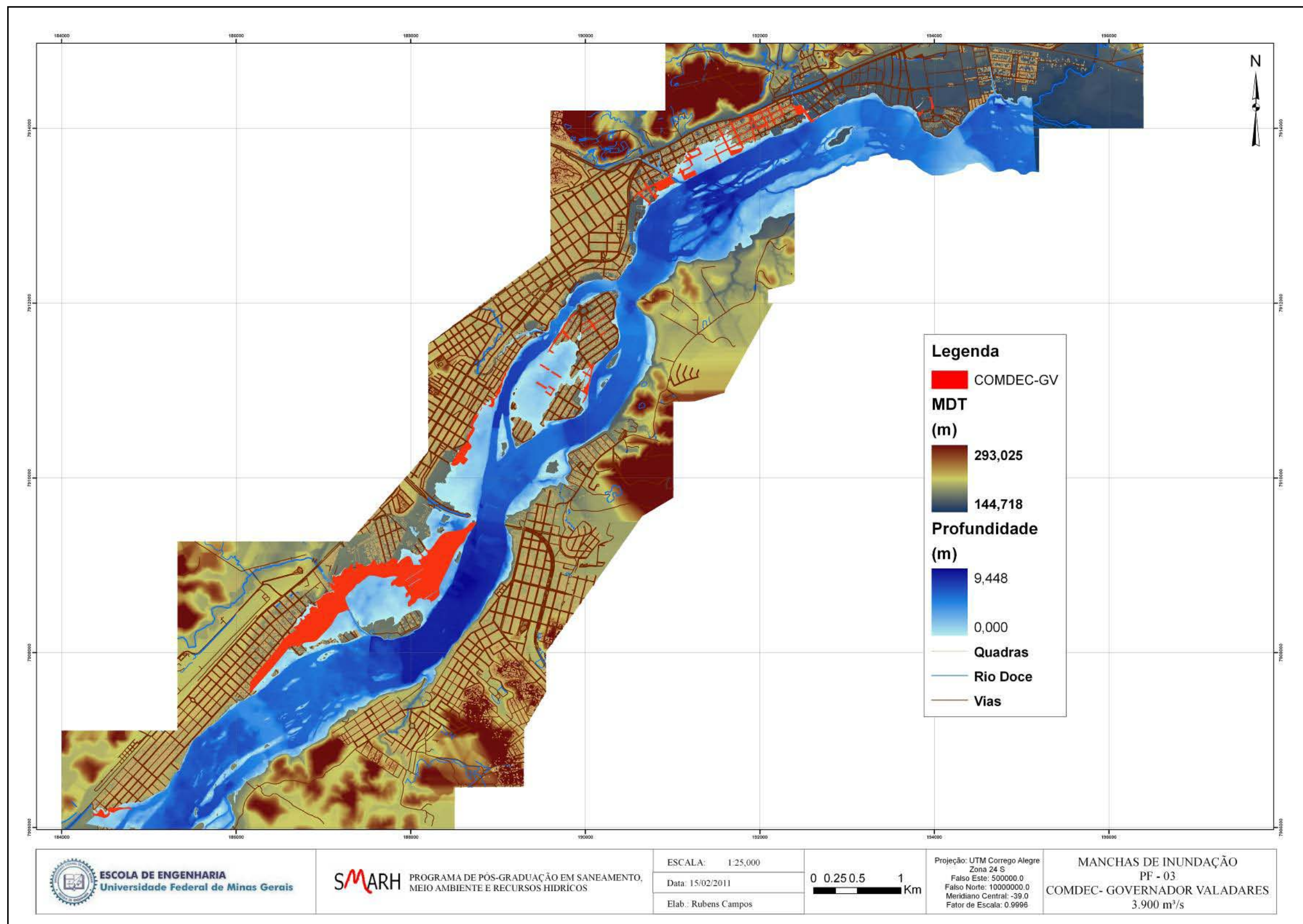


Figura A.3.1 – Mancha de inundação da COMDEC-GV comparada à mancha de inundação em regime permanente para 3900 m³/s.

Anexo 3 – Manchas de inundação geradas pela calibração dos modelos - Modelo P – US.

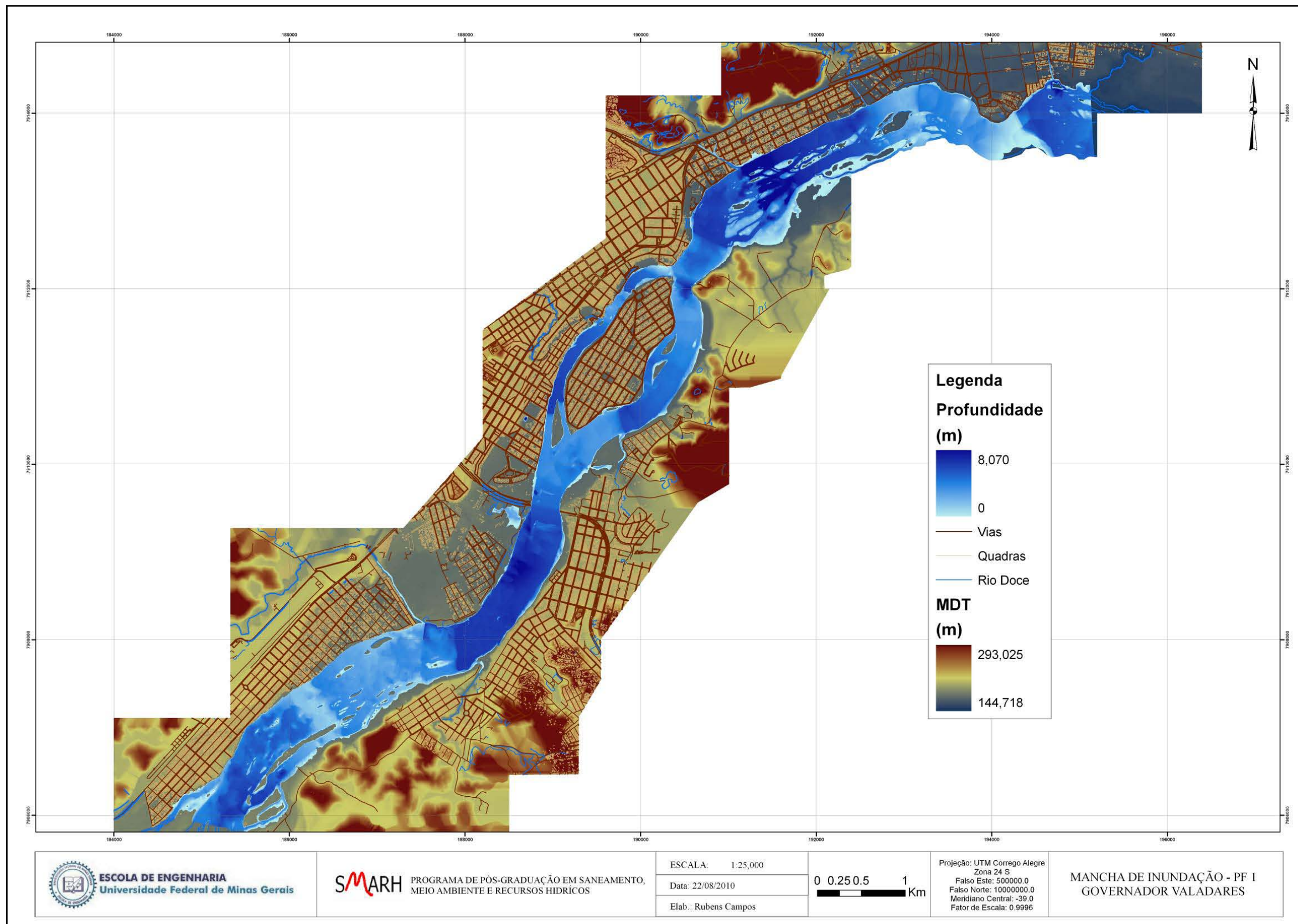


Figura A.3.1 – Mancha de inundação PF1.

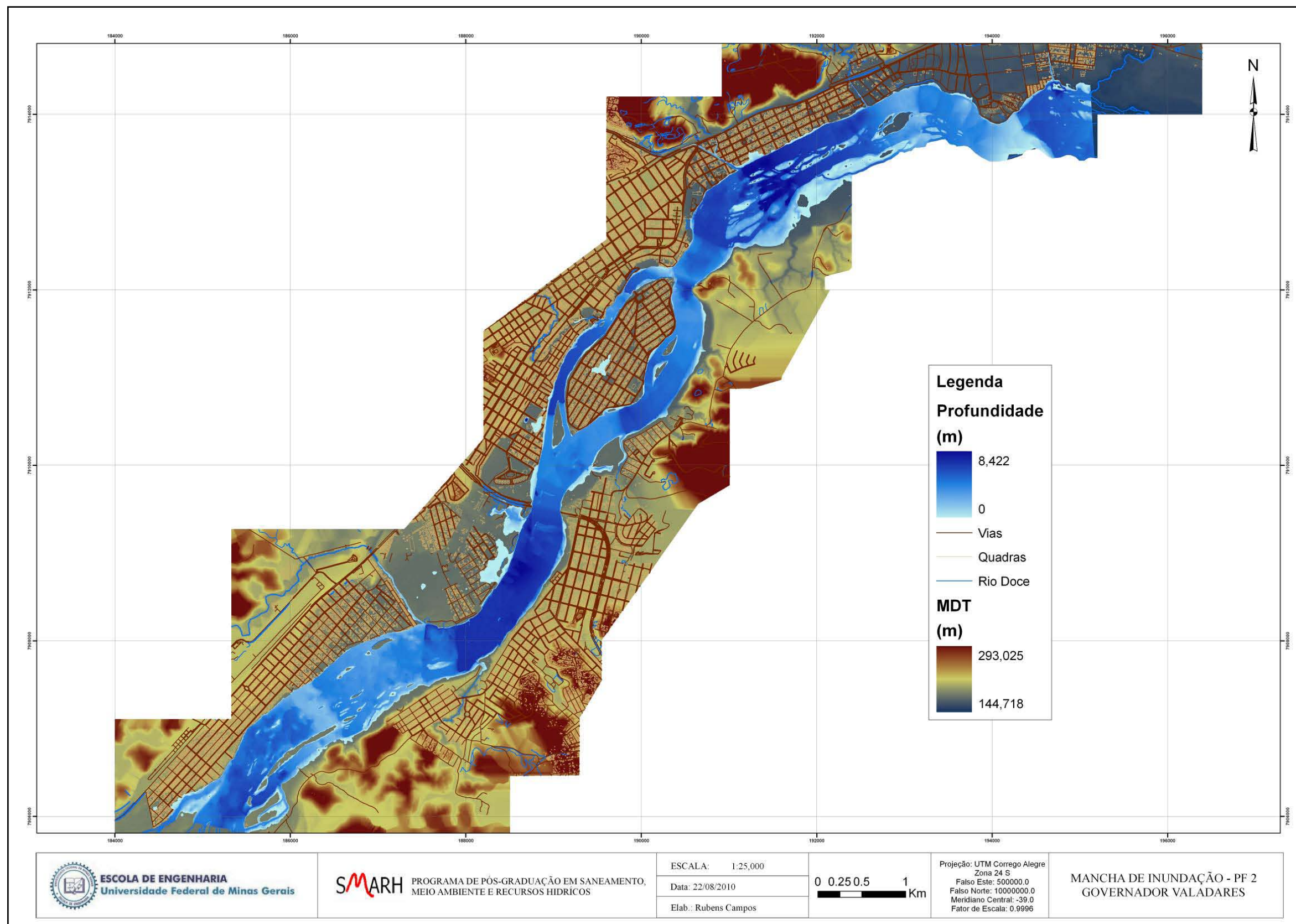


Figura A.3.2 – Mancha de inundação PF2.

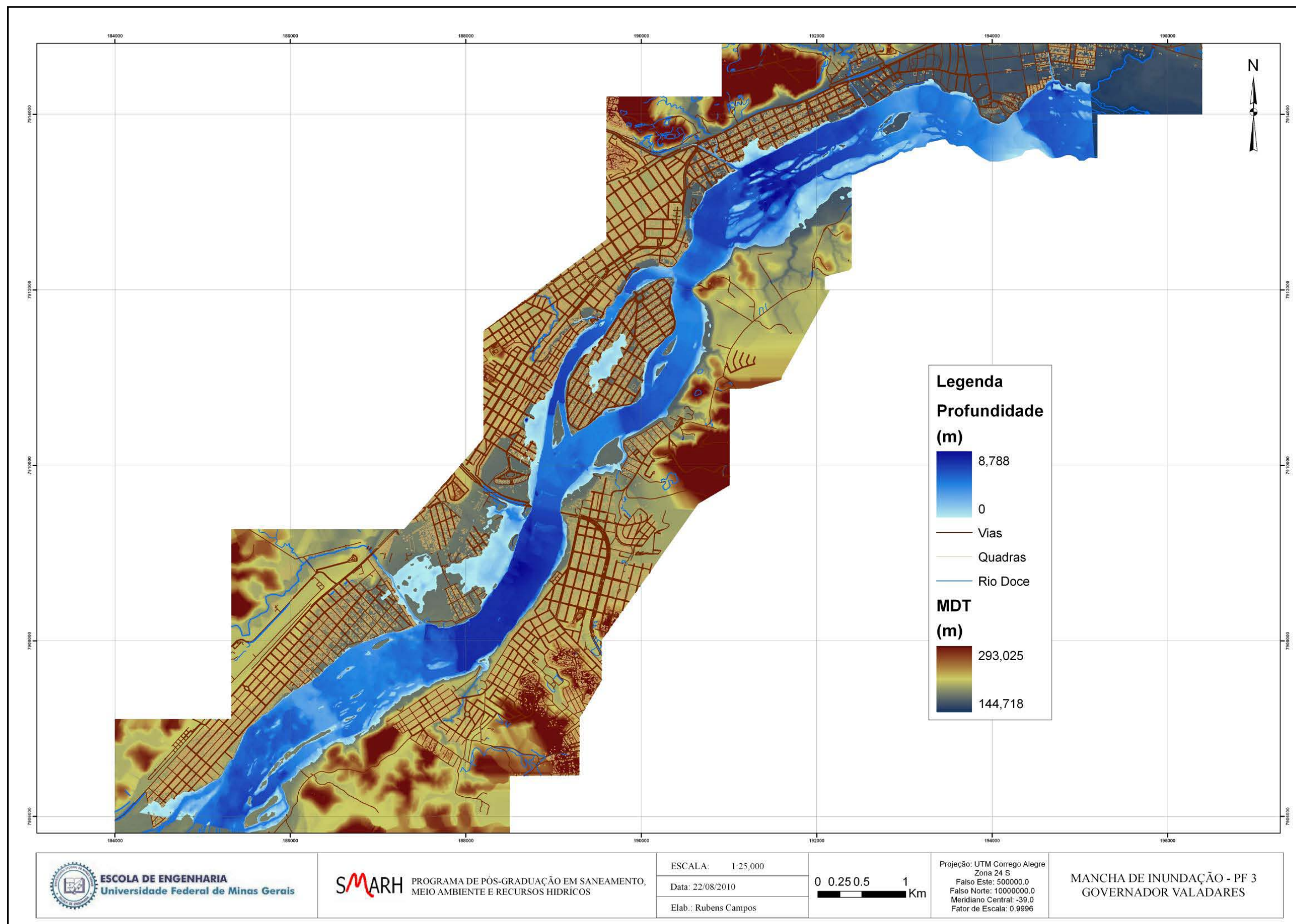


Figura A.3.3 – Mancha de inundação PF3.

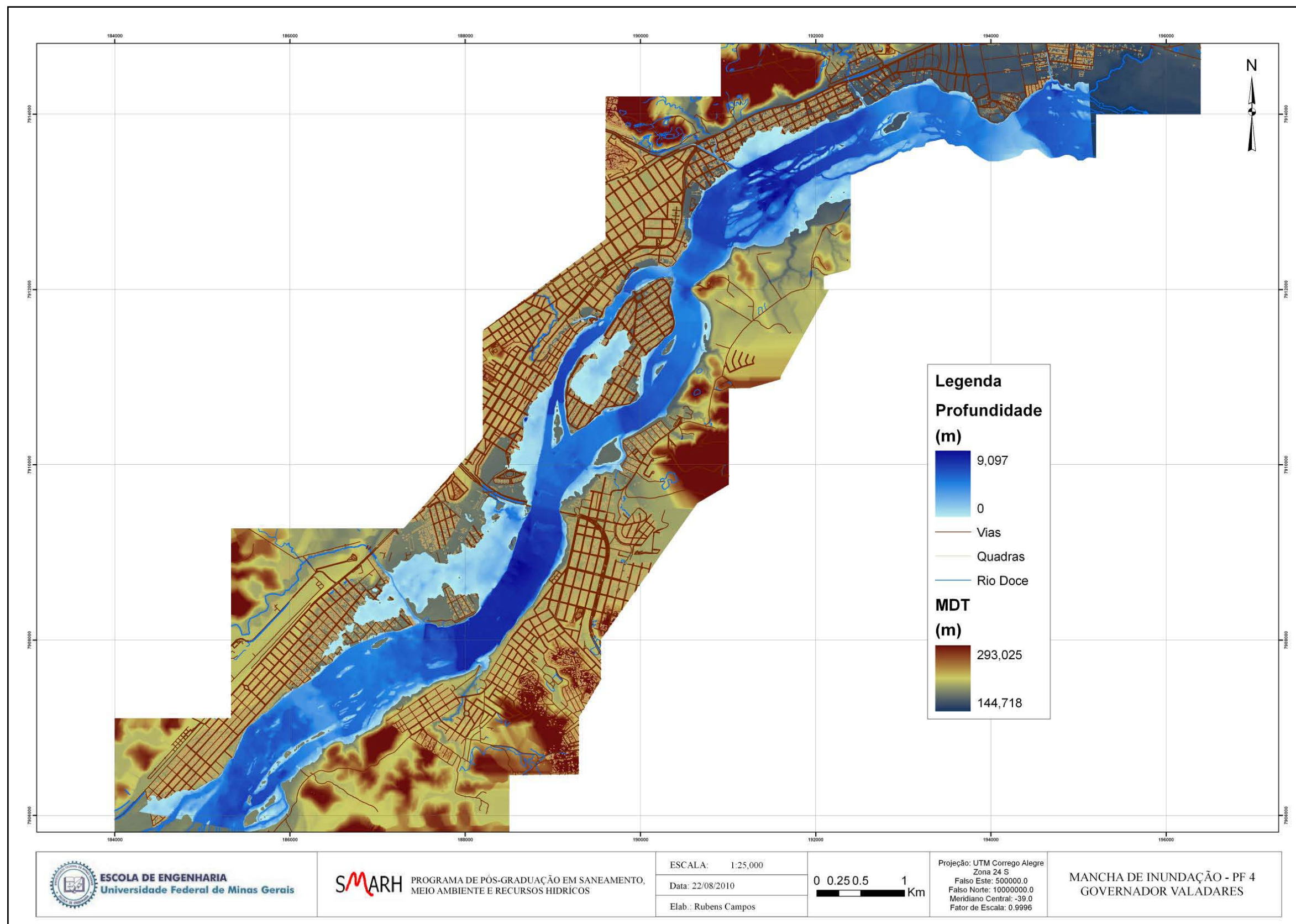


Figura A.3.4 – Mancha de inundação PF4.

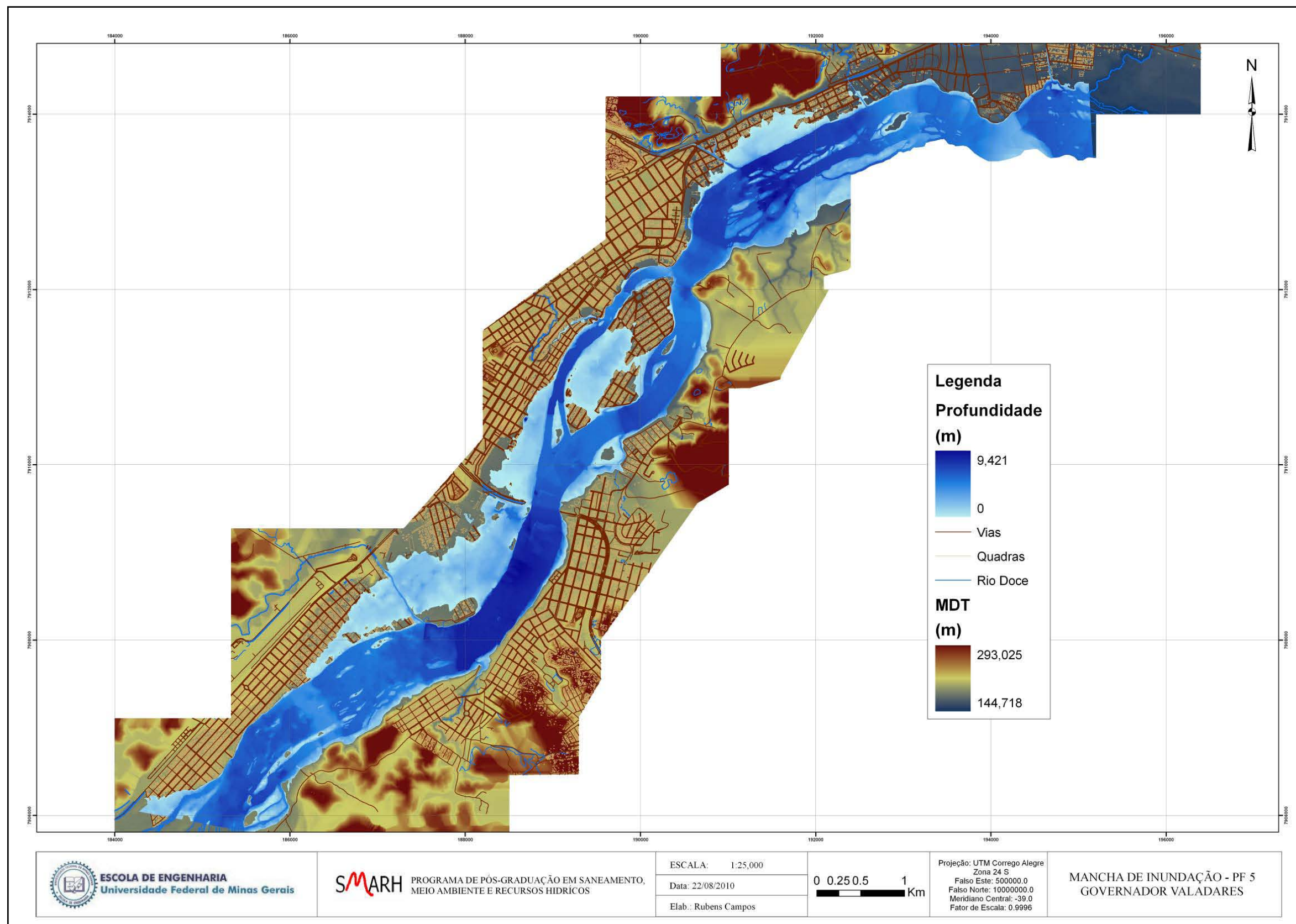


Figura A.3.5 – Mancha de inundação PF5.

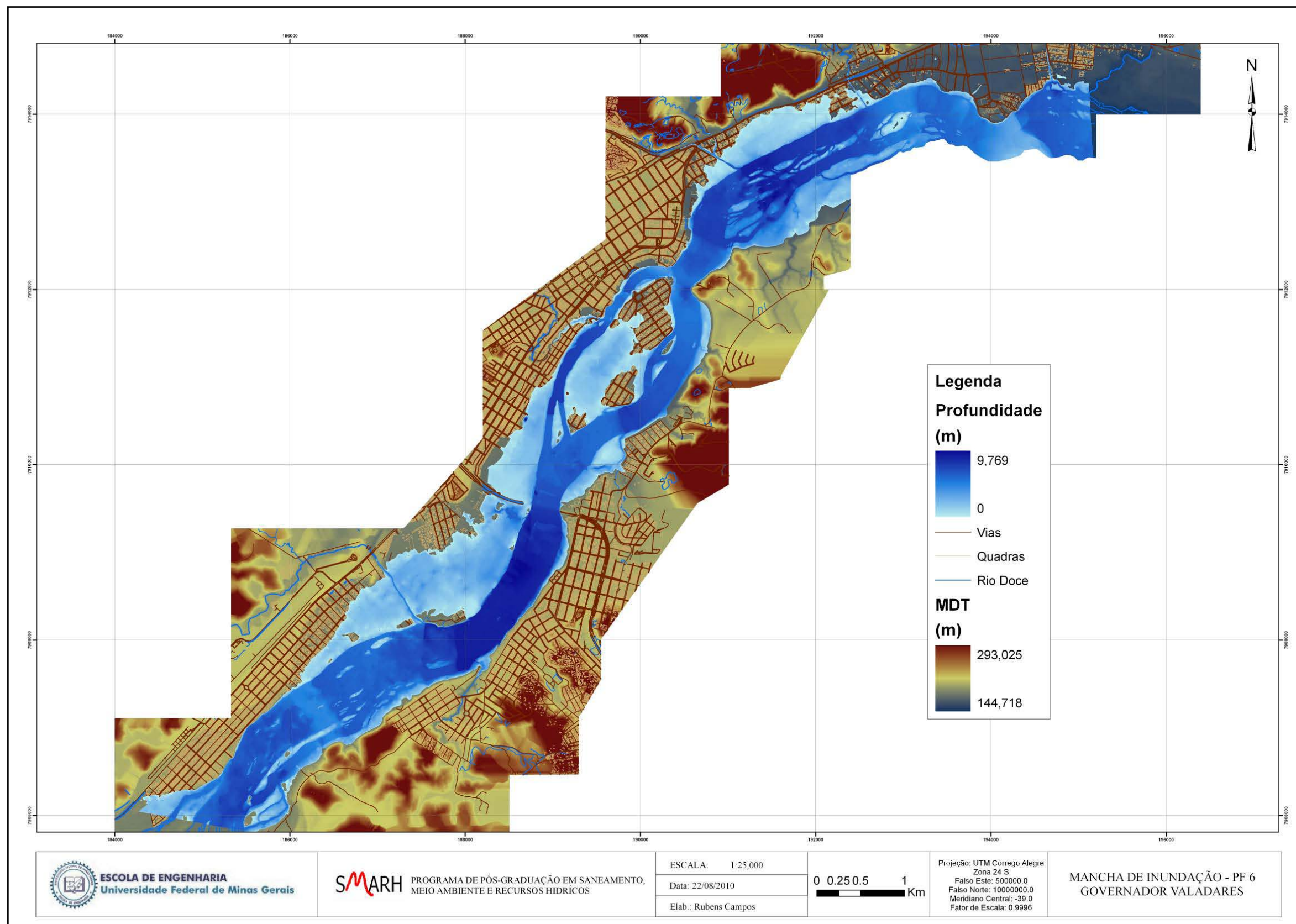


Figura A.3.6 – Mancha de inundação PF6.

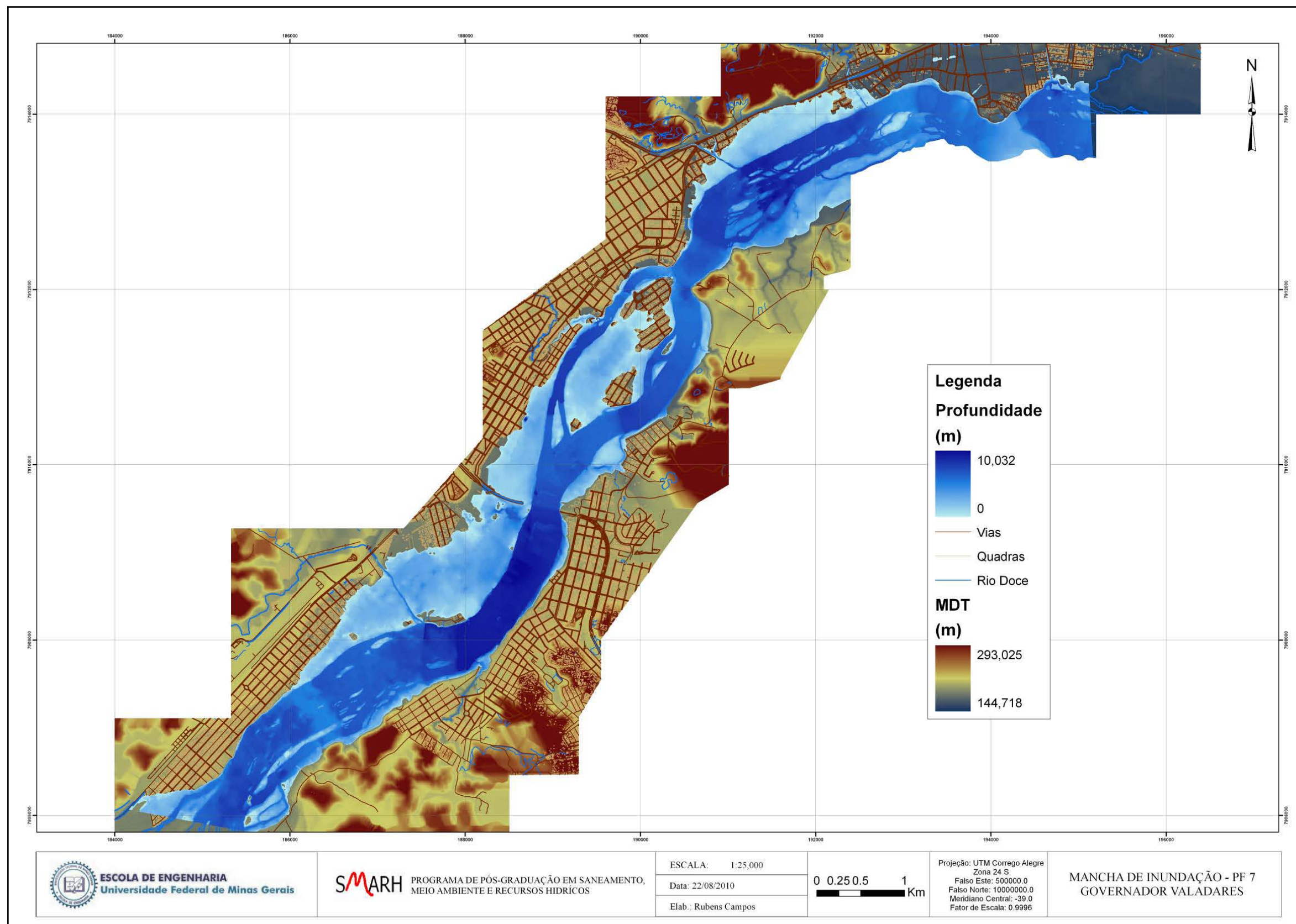


Figura A.3.7 – Mancha de inundação PF7.

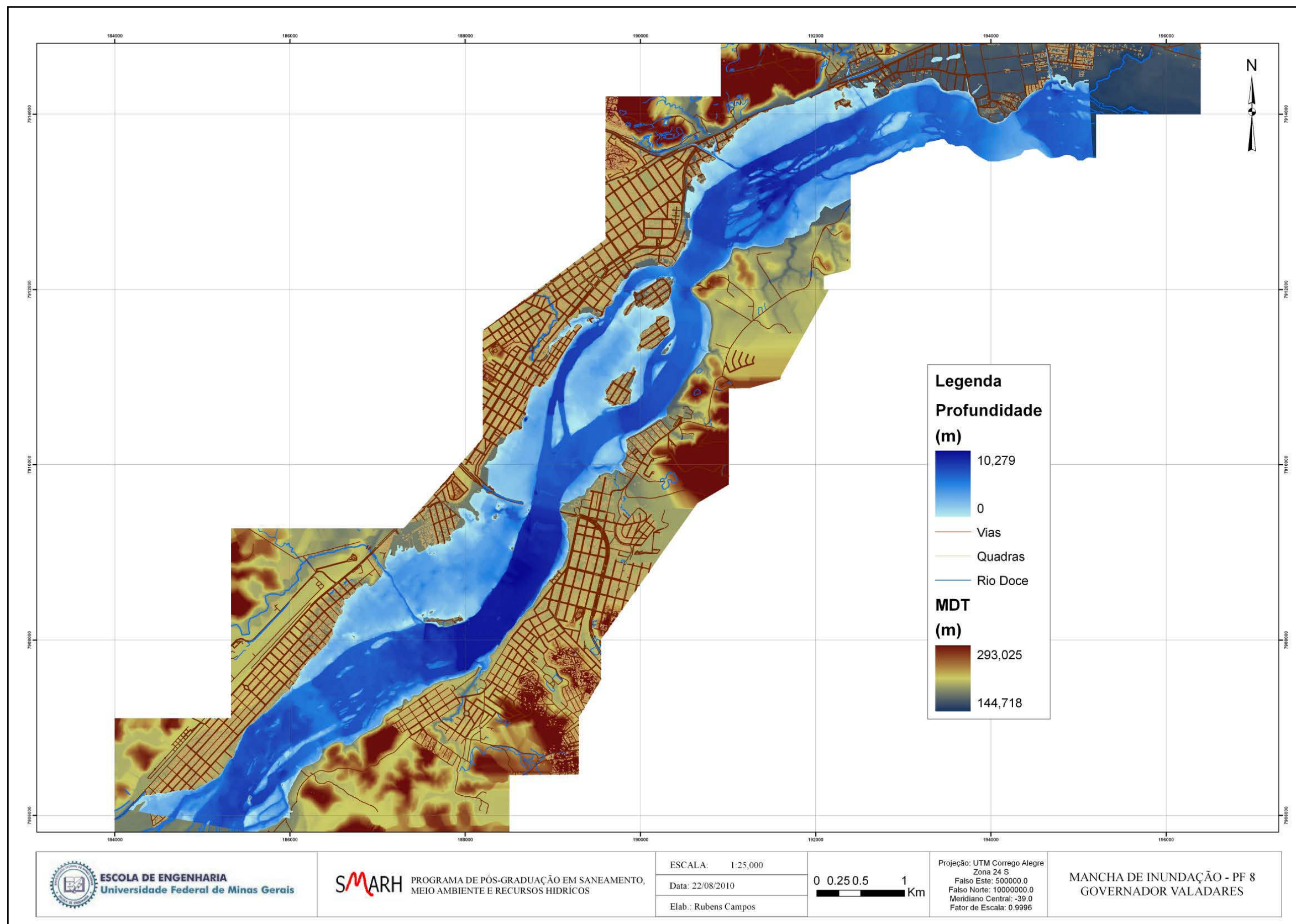


Figura A.3.8 – Mancha de inundação PF8.

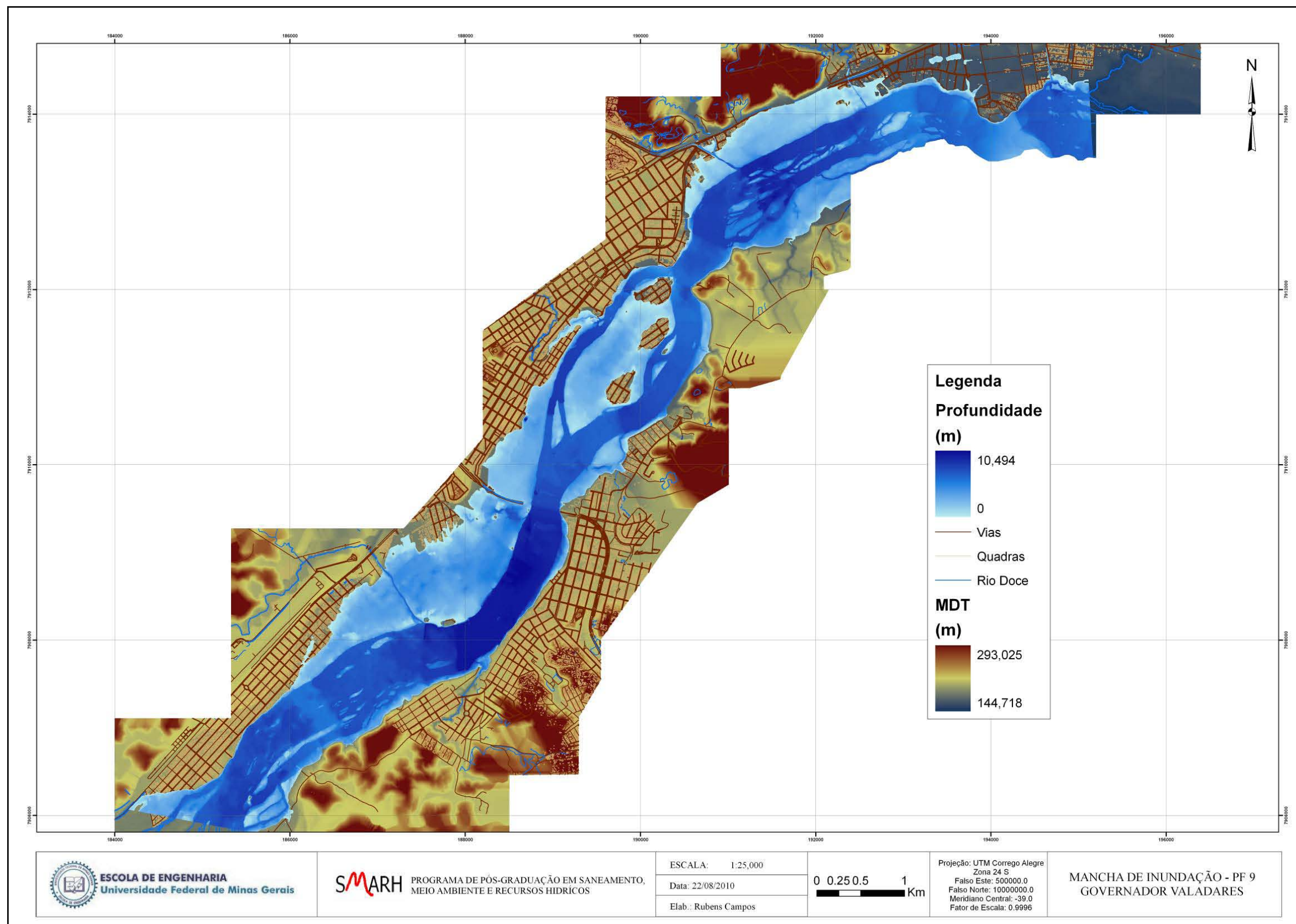


Figura A.3.9 – Mancha de inundação PF9.

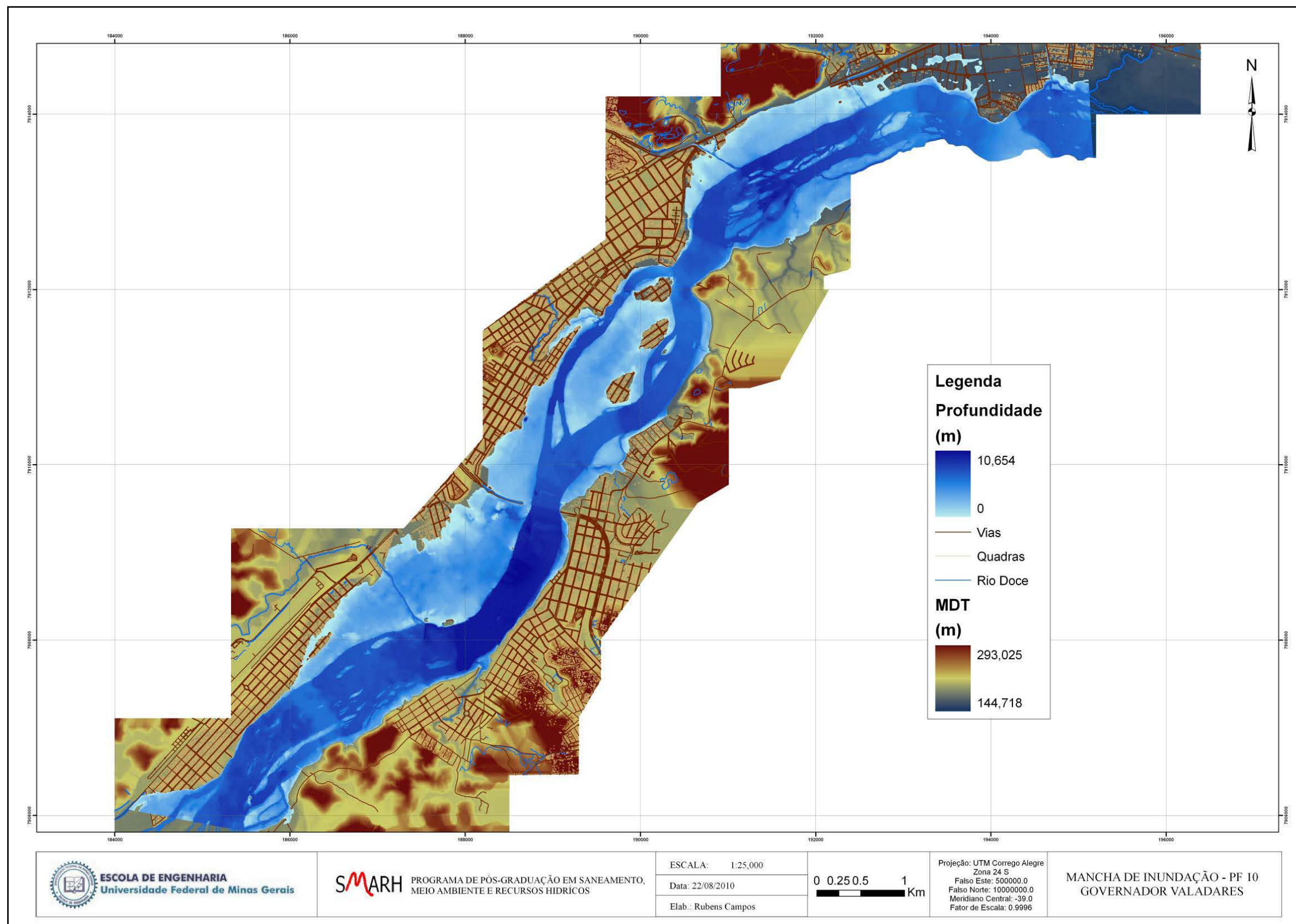


Figura A.3.10 – Mancha de inundação PF10.

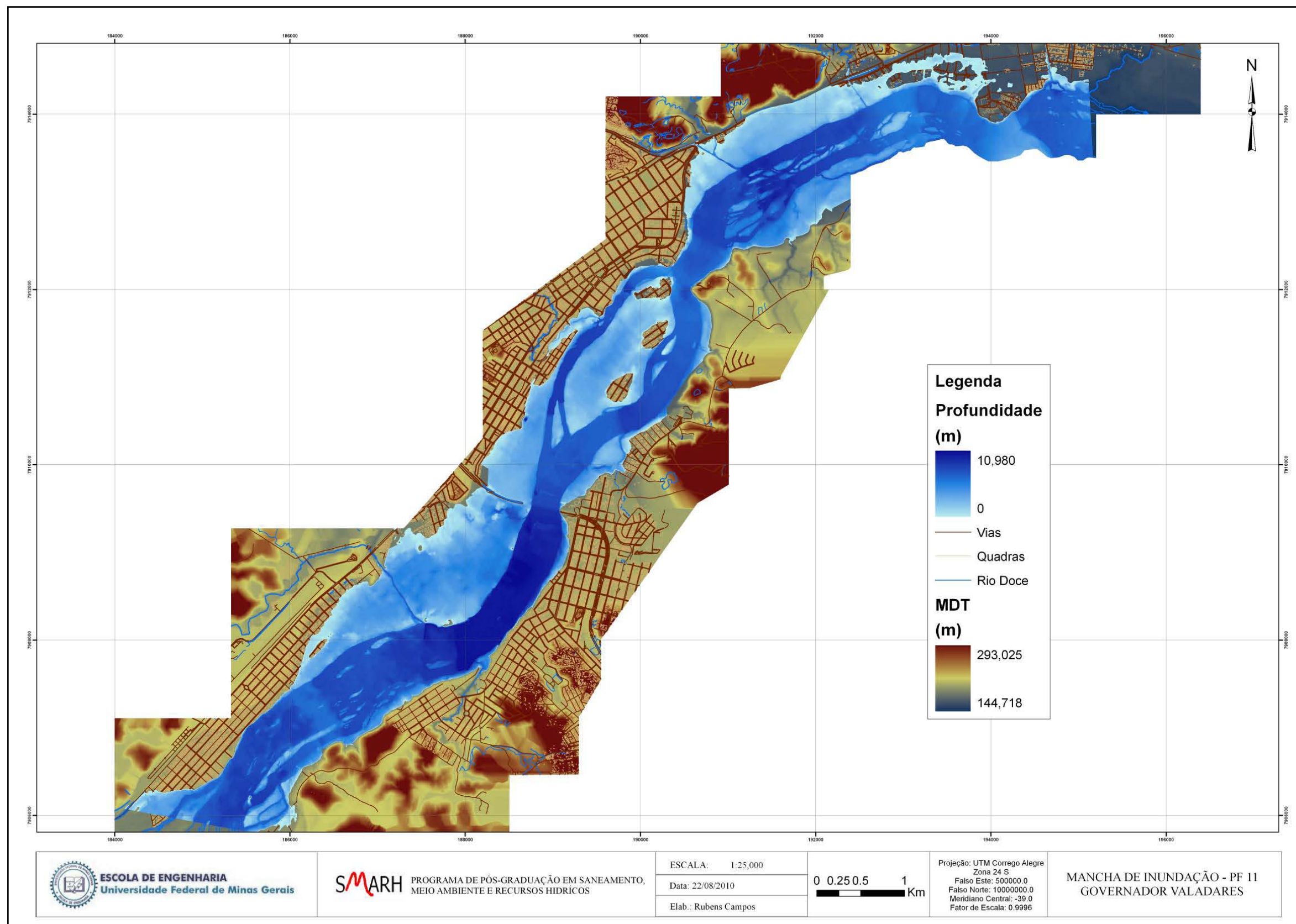


Figura A.3.11 – Mancha de inundação PF11.

Anexo 4 – Manchas de inundação geradas pela calibração dos modelos - Modelo P – UD;

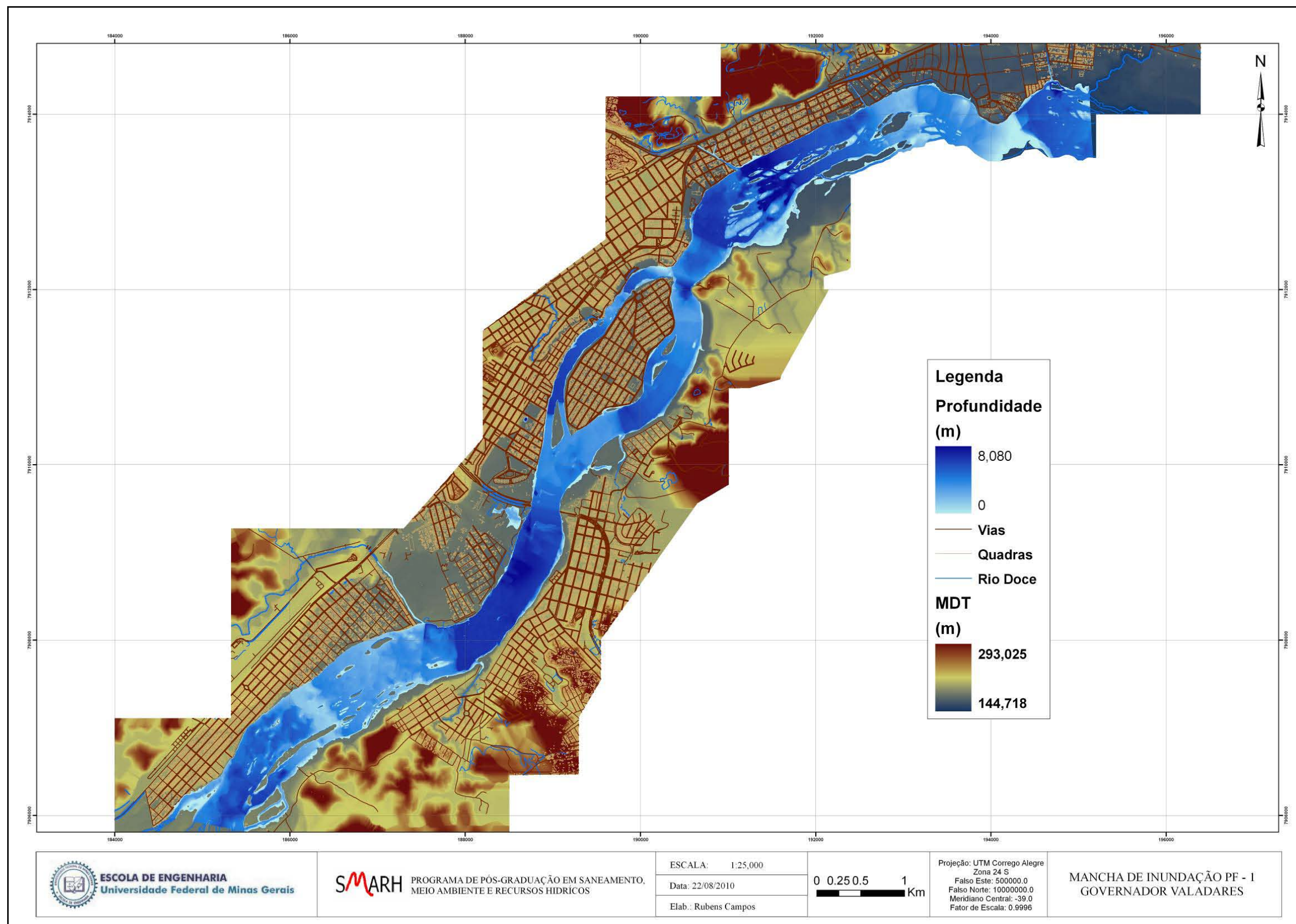


Figura A.4.1 – Mancha de inundação PF1.

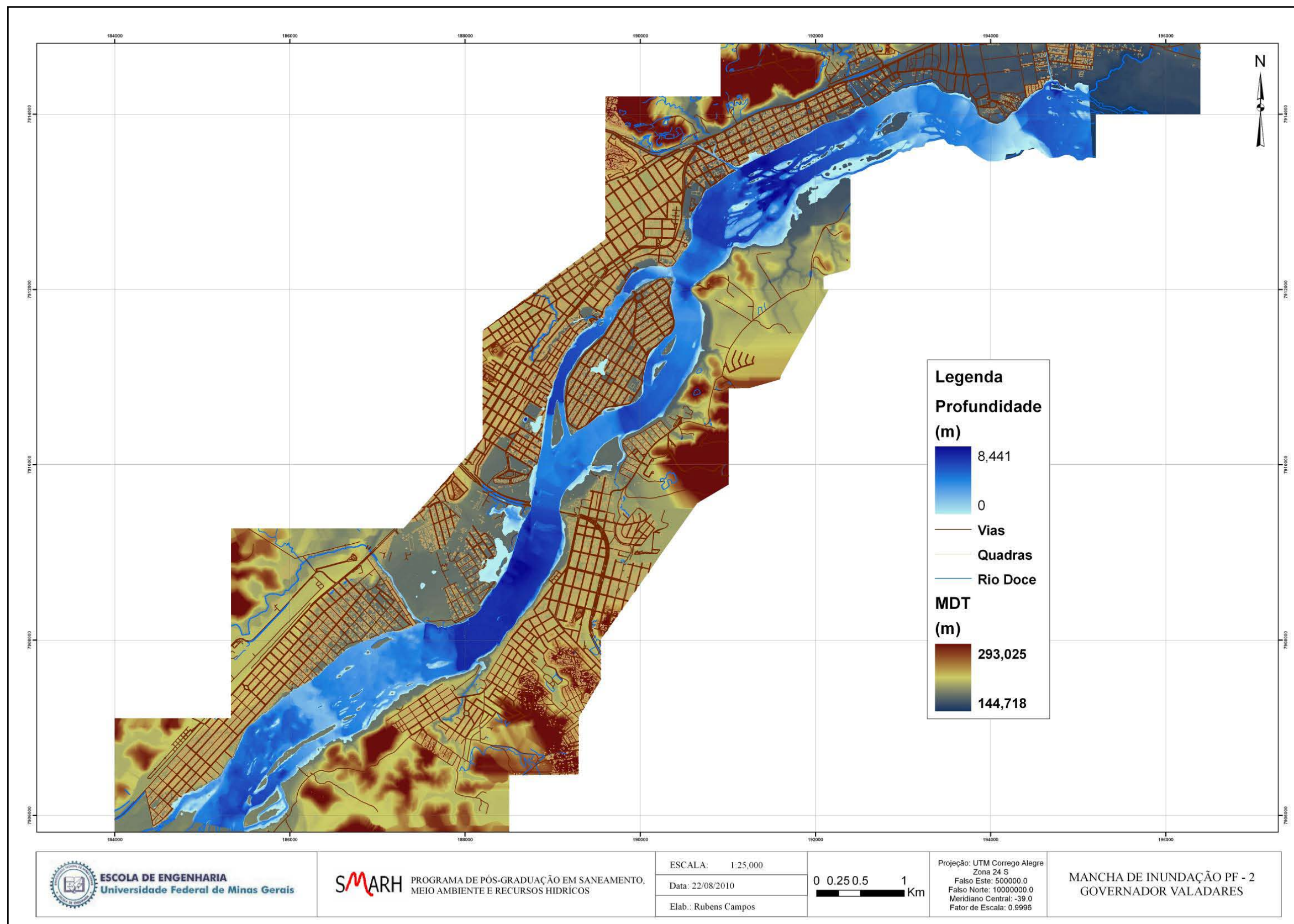


Figura A.4.2 – Mancha de inundação PF2.

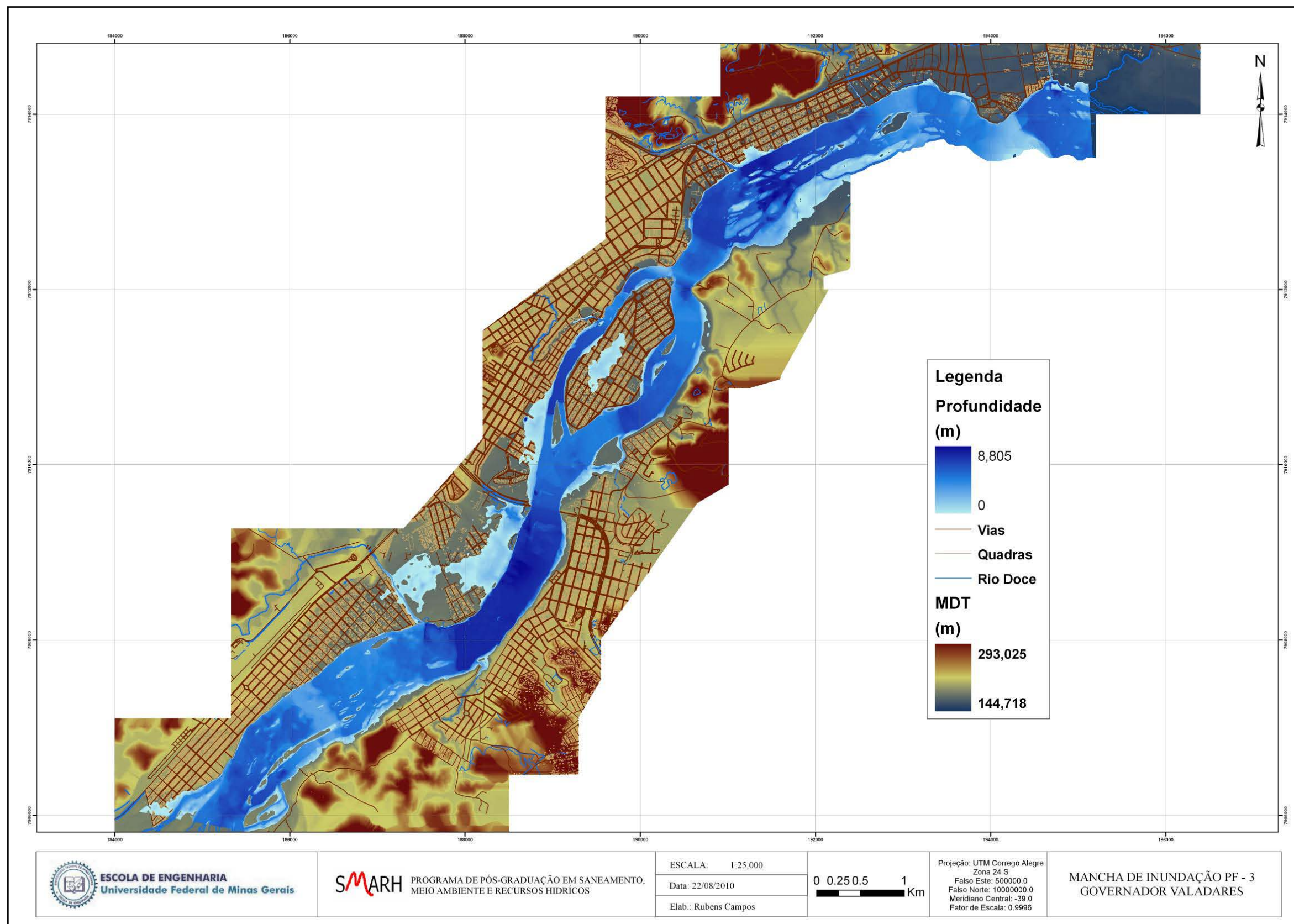


Figura A.4.3 – Mancha de inundação PF3.

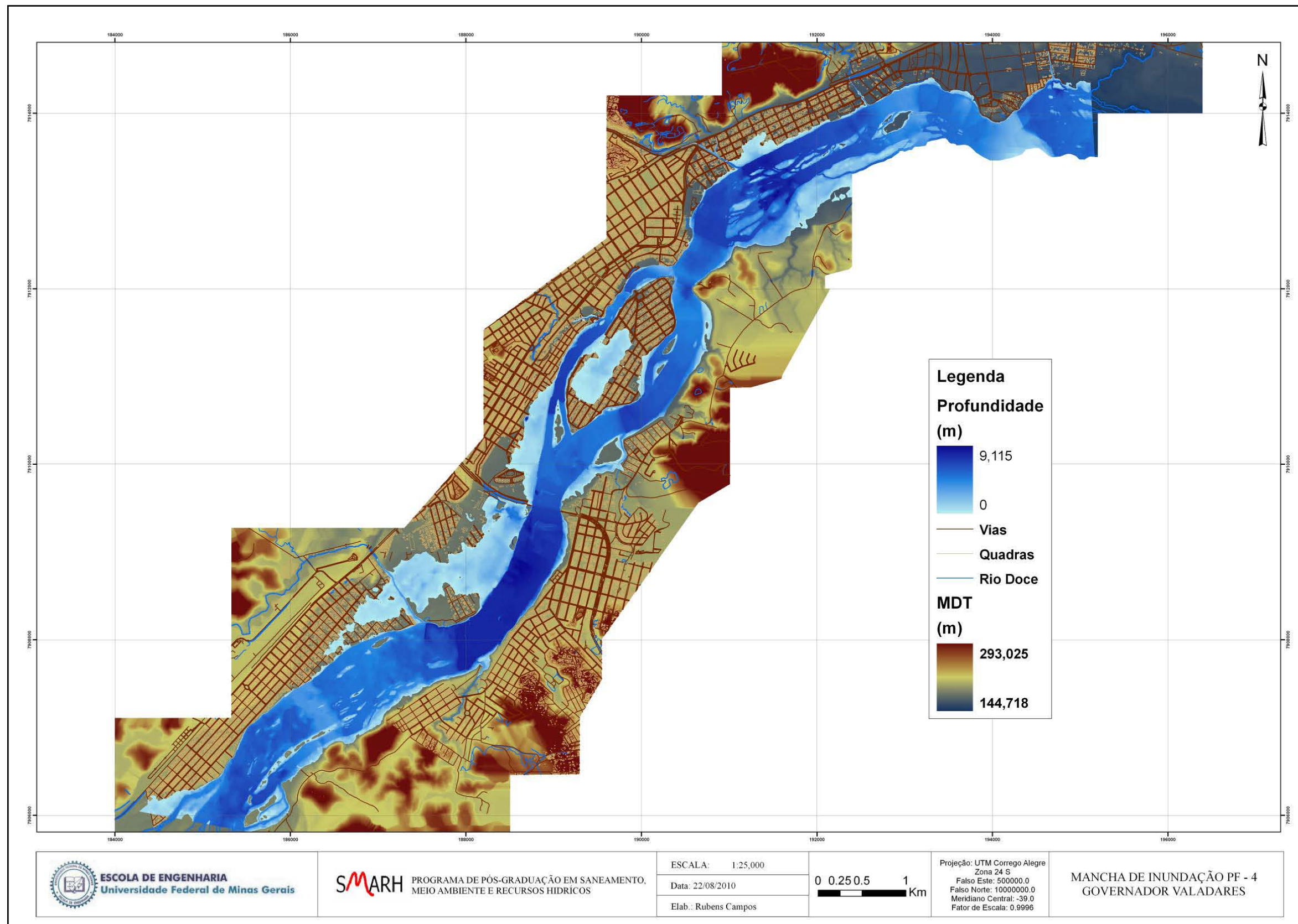


Figura A.4.4 – Mancha de inundação PF4.

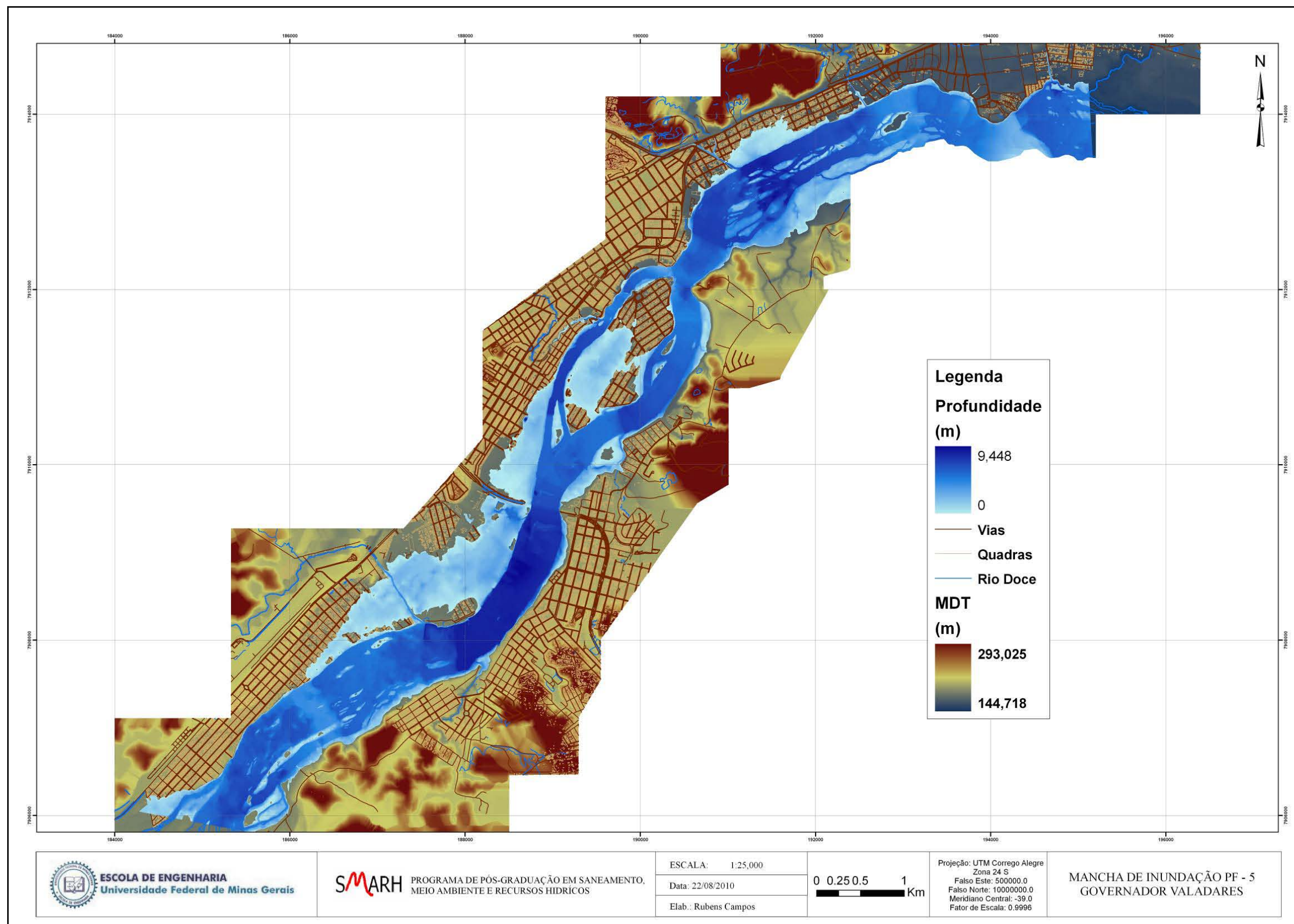


Figura A.4.5 – Mancha de inundação PF5.

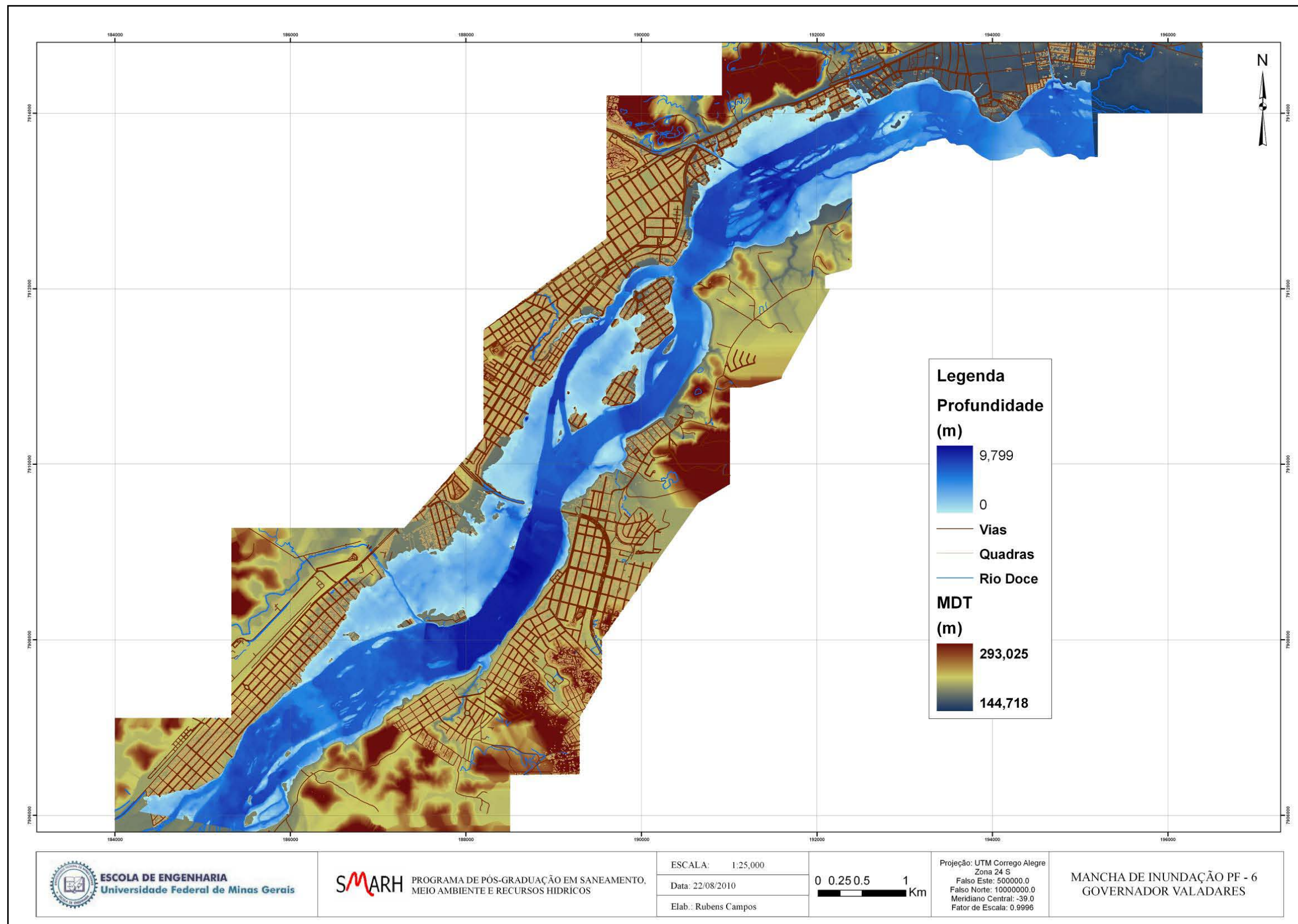


Figura A.4.6 – Mancha de inundação PF6.

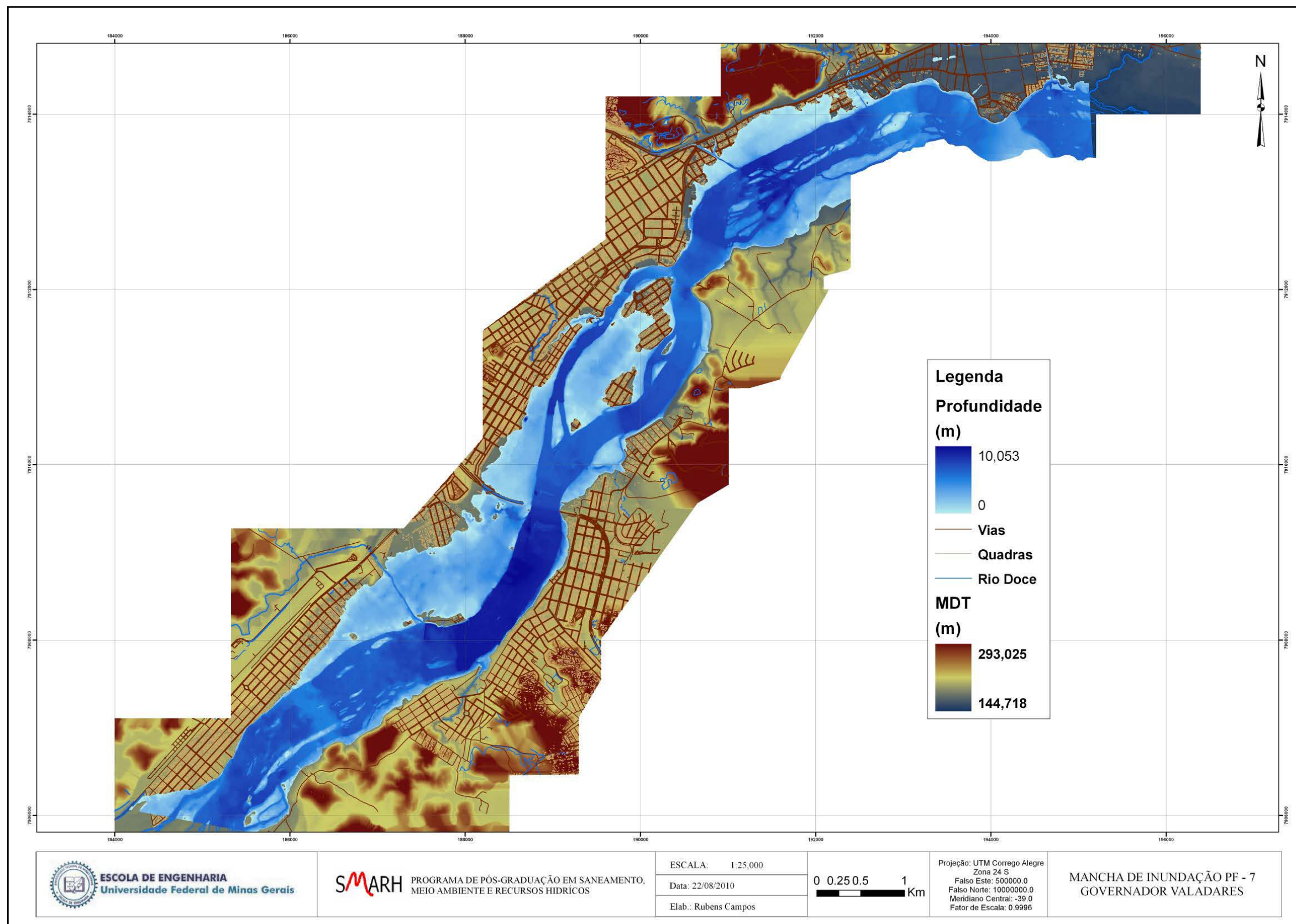


Figura A.4.7 – Mancha de inundação PF7.

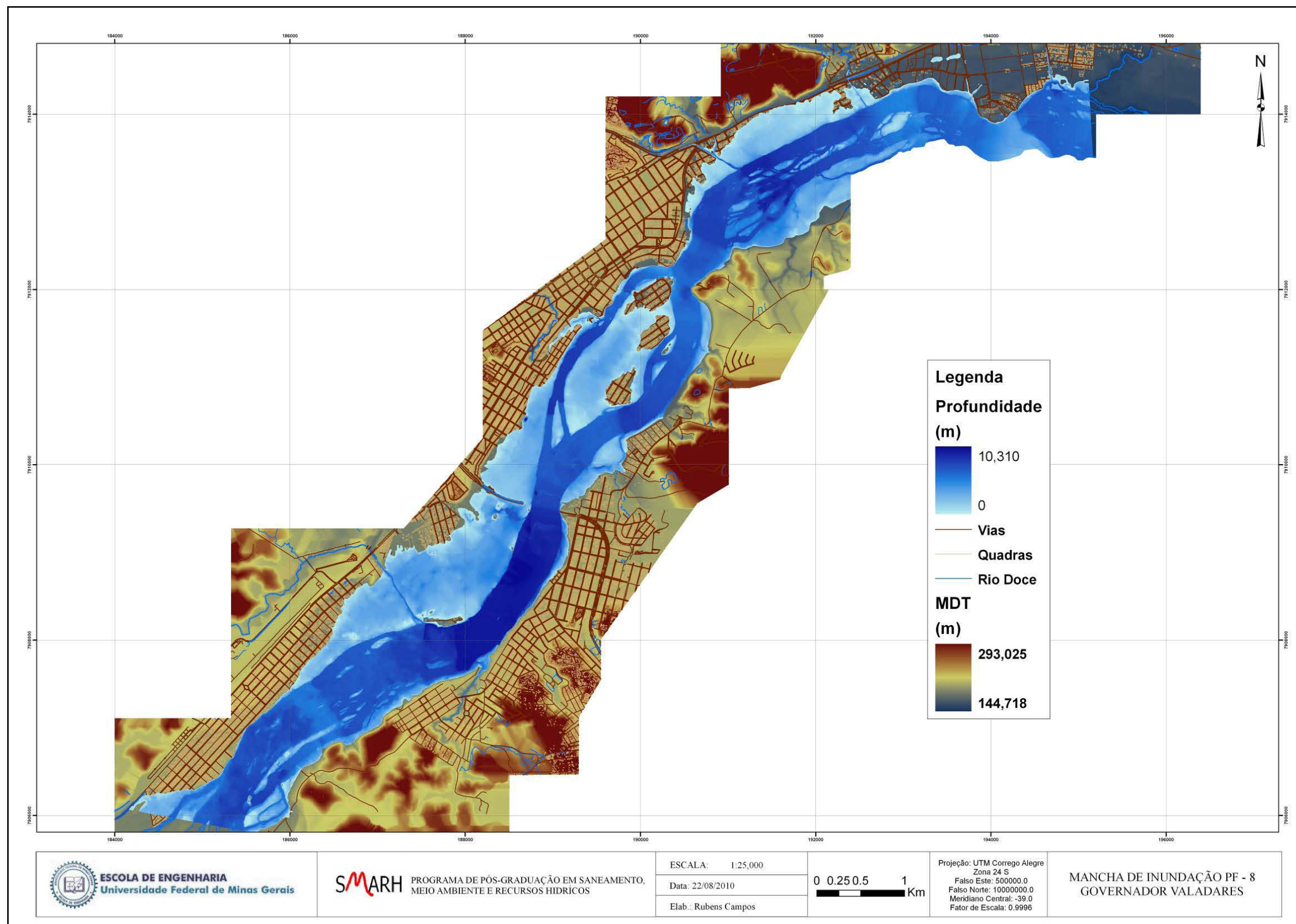


Figura A.4.8 – Mancha de inundação PF8.

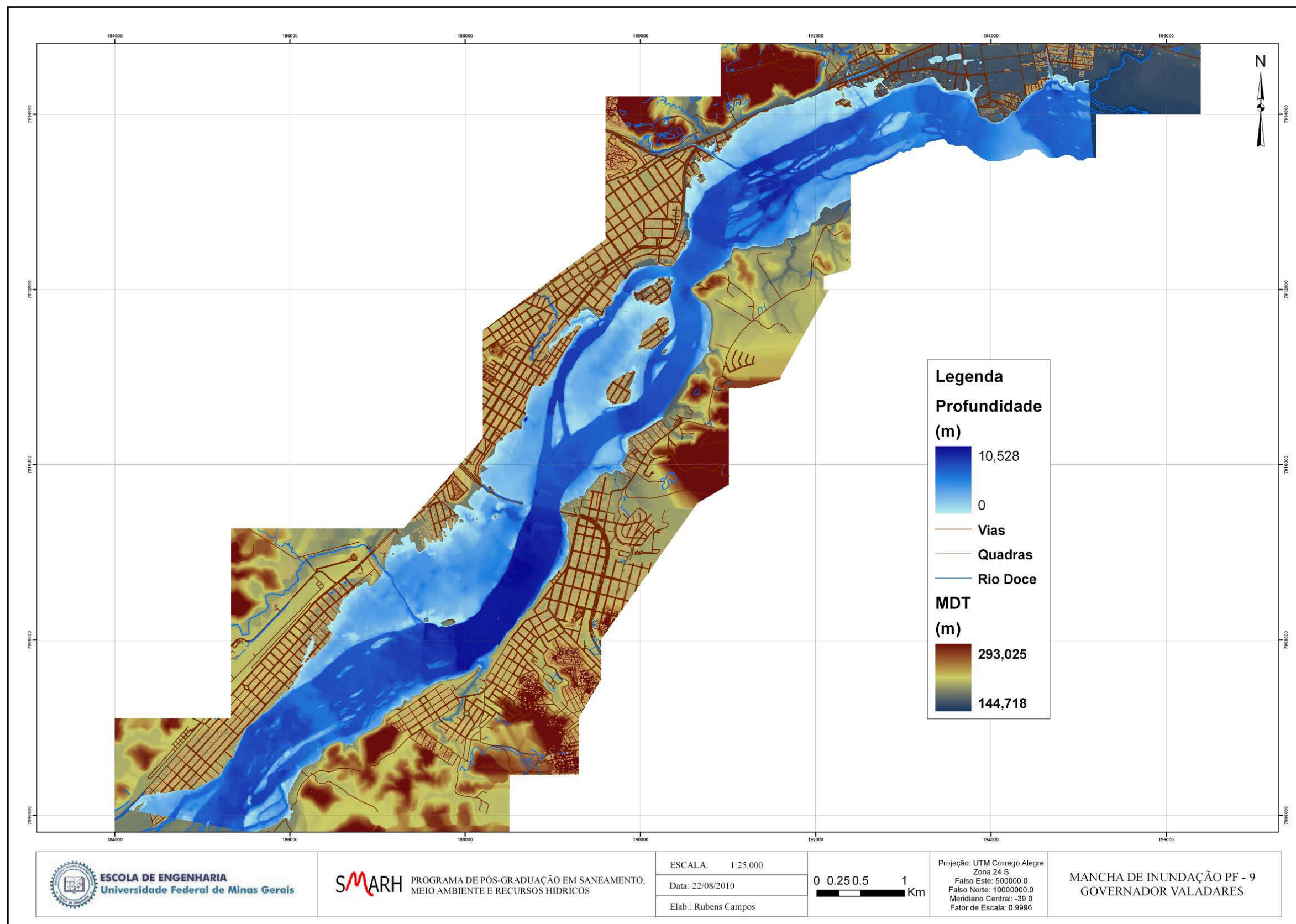


Figura A.4.9 – Mancha de inundação PF9.

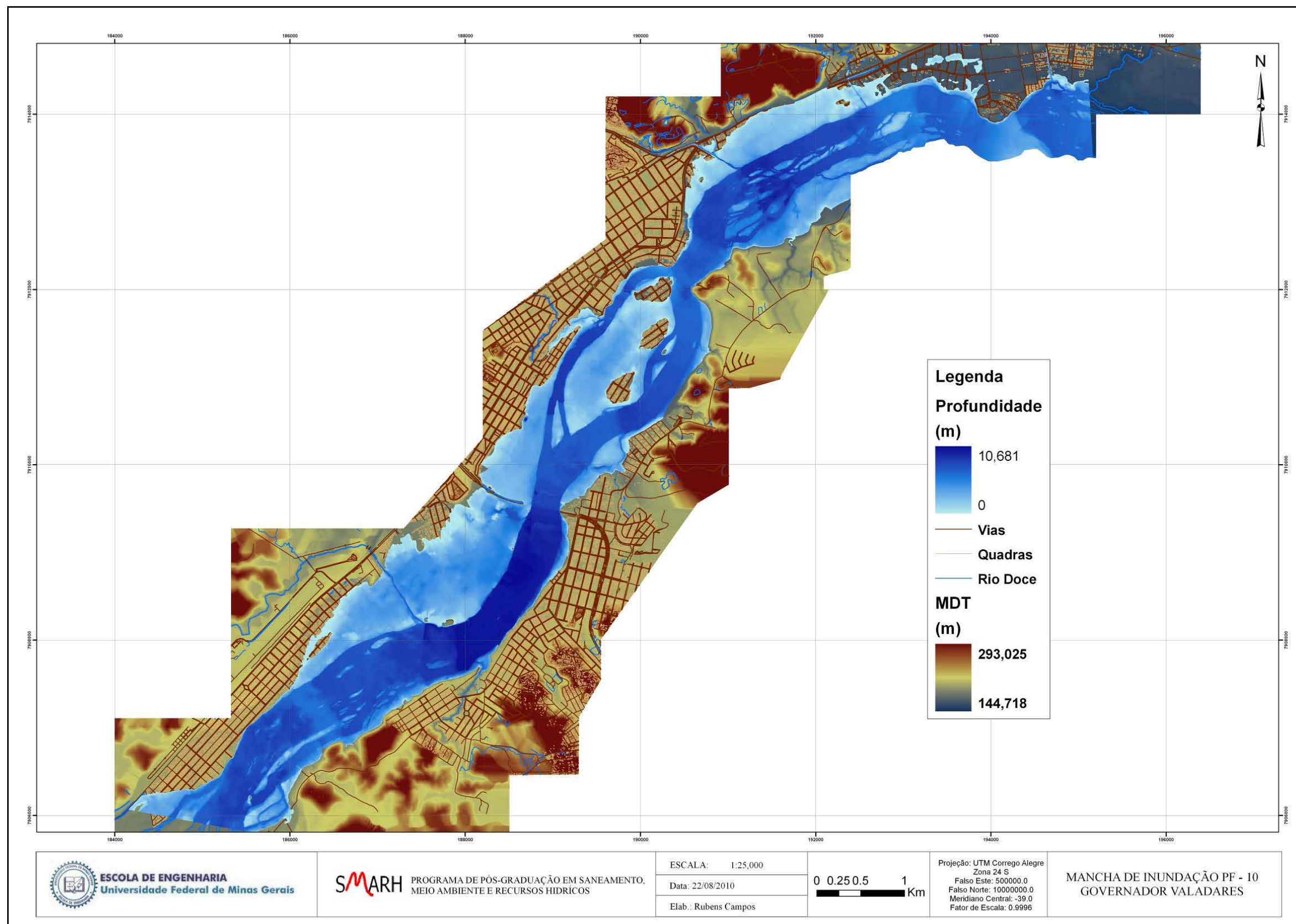


Figura A.4.10 – Mancha de inundação PF10.

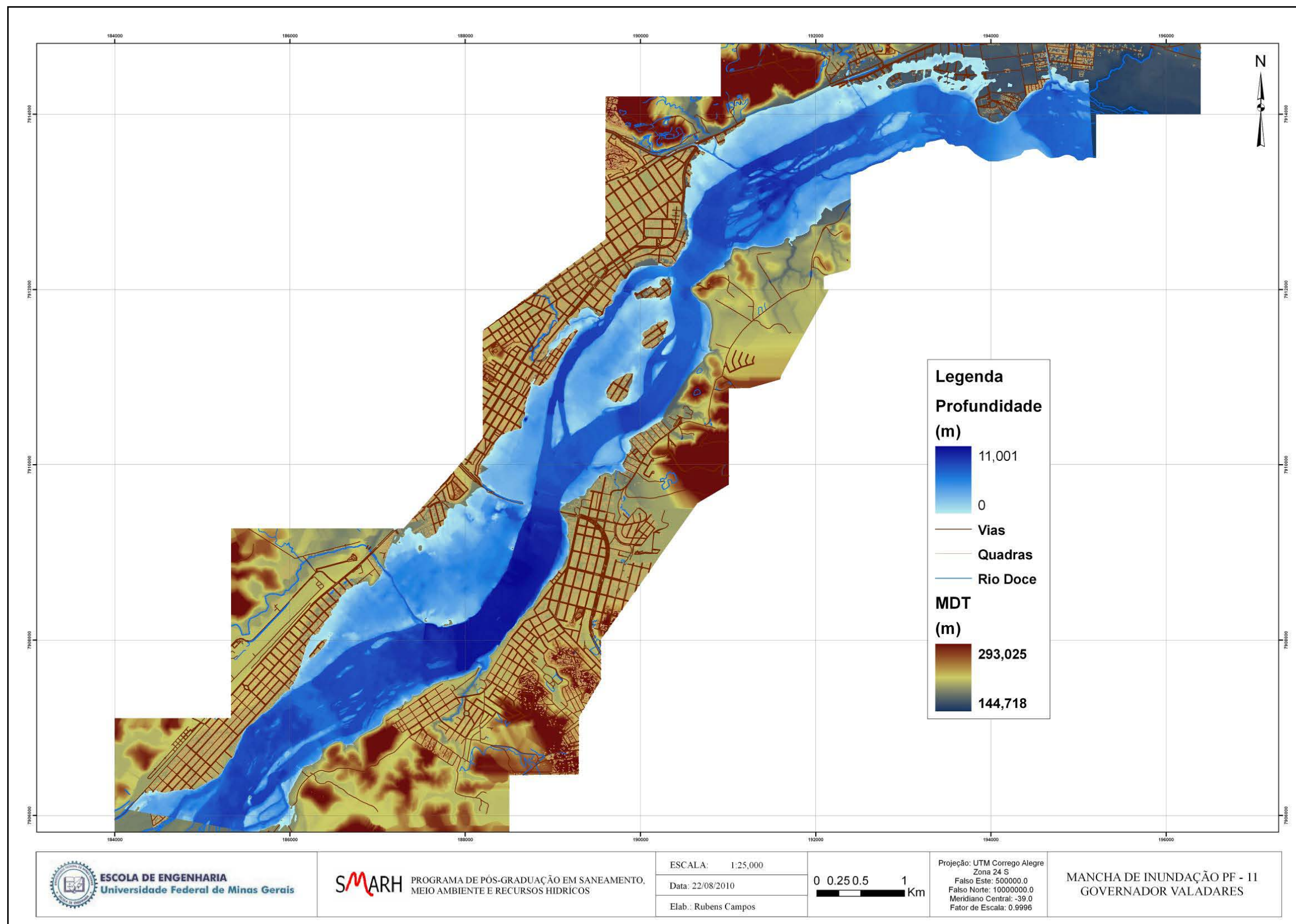


Figura A.4.11 – Mancha de inundação PF11.

Anexo 5 – Manchas de inundação geradas pela calibração dos modelos - Modelo P – PAB.

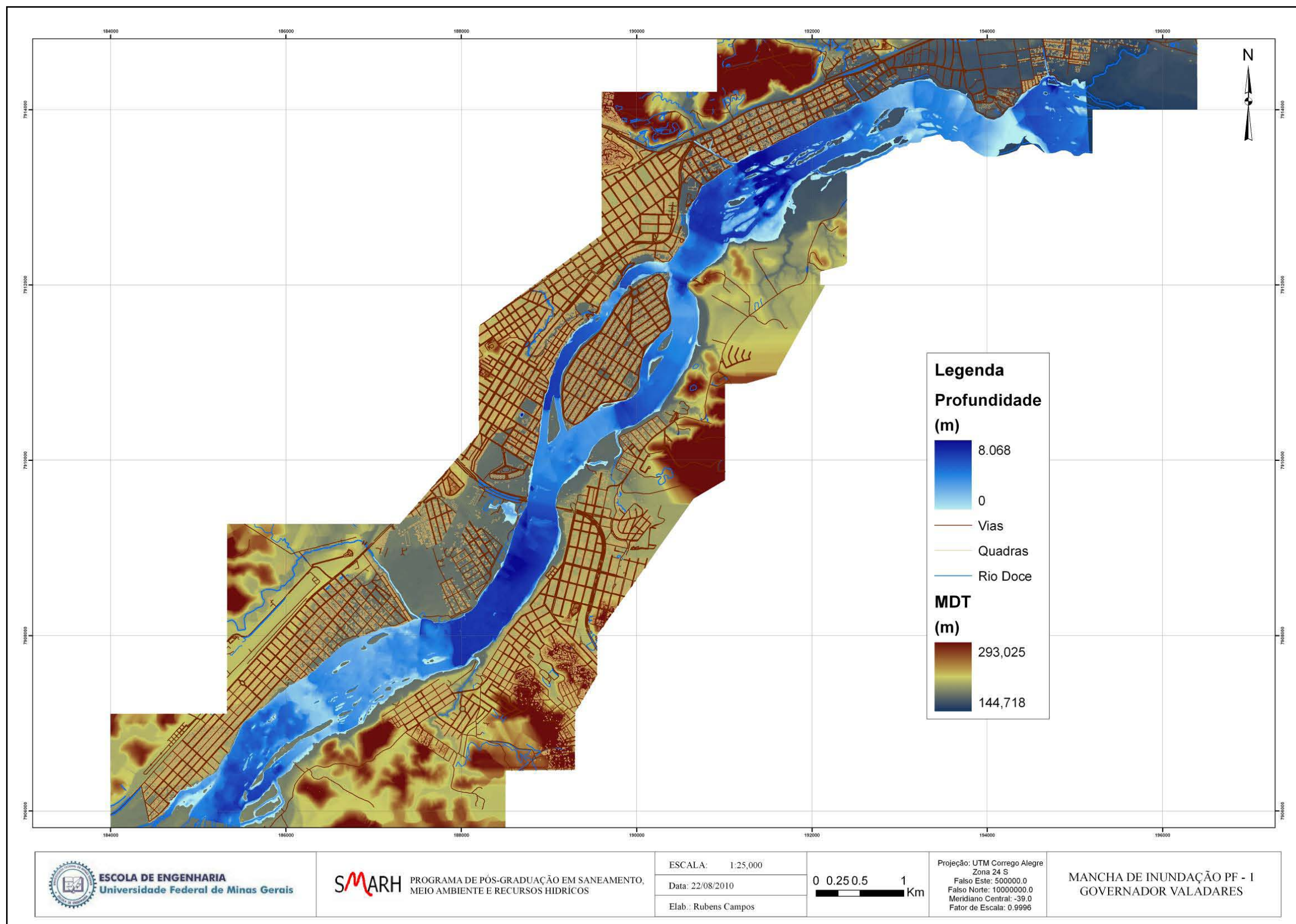


Figura A.5.1 – Mancha de inundação PF1.

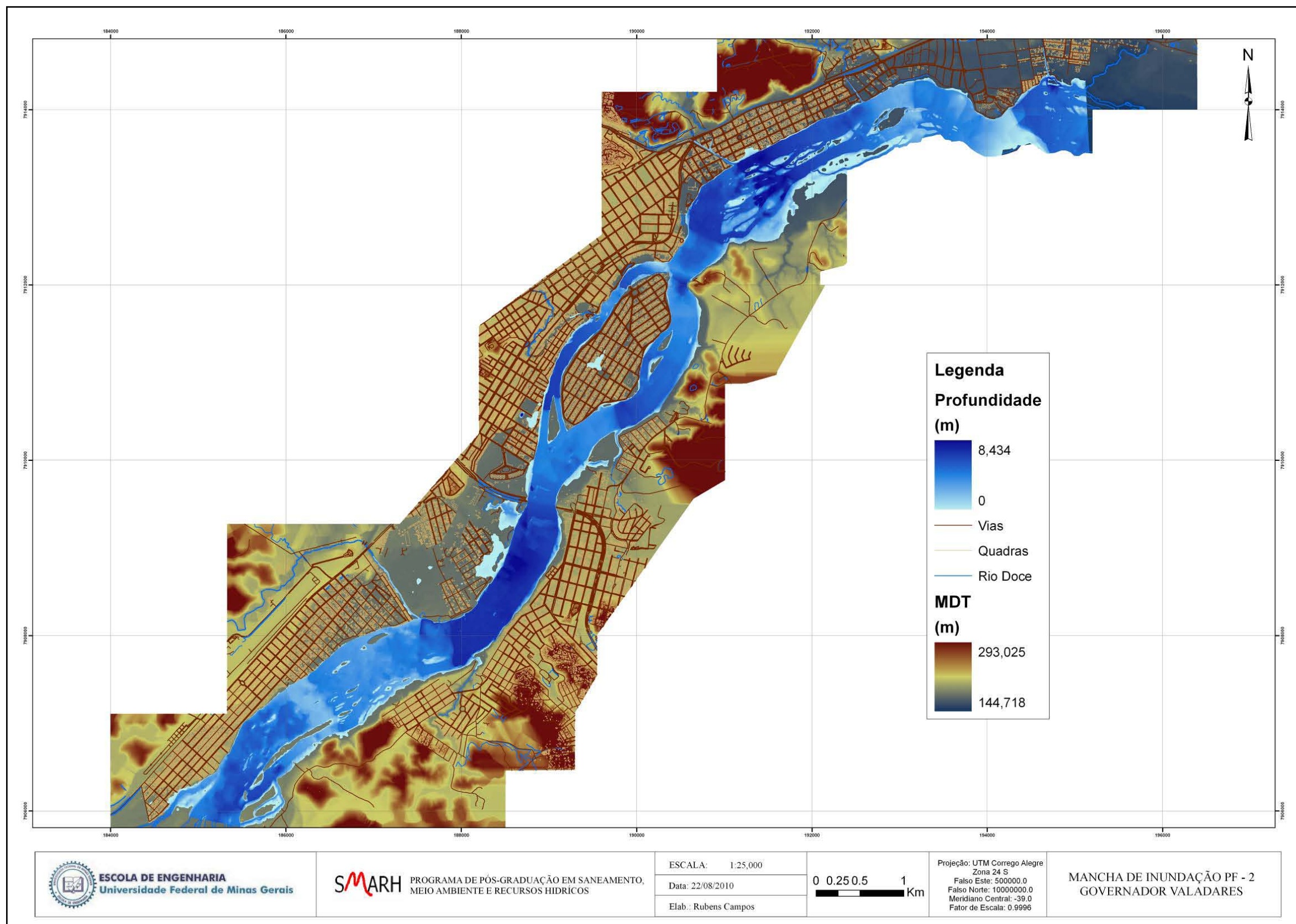


Figura A.5.2 – Mancha de inundação PF2.

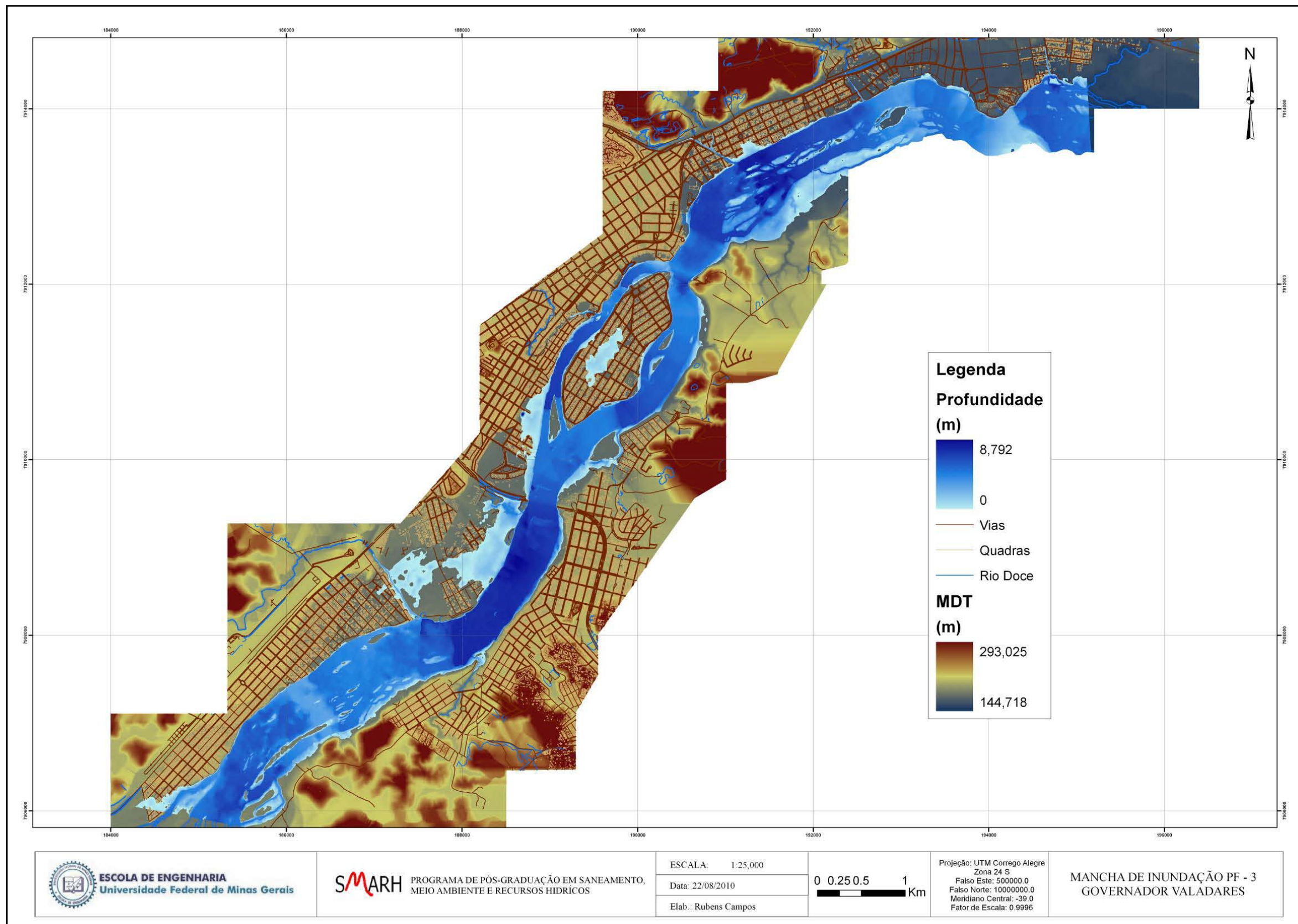


Figura A.5.3 – Mancha de inundação PF3.

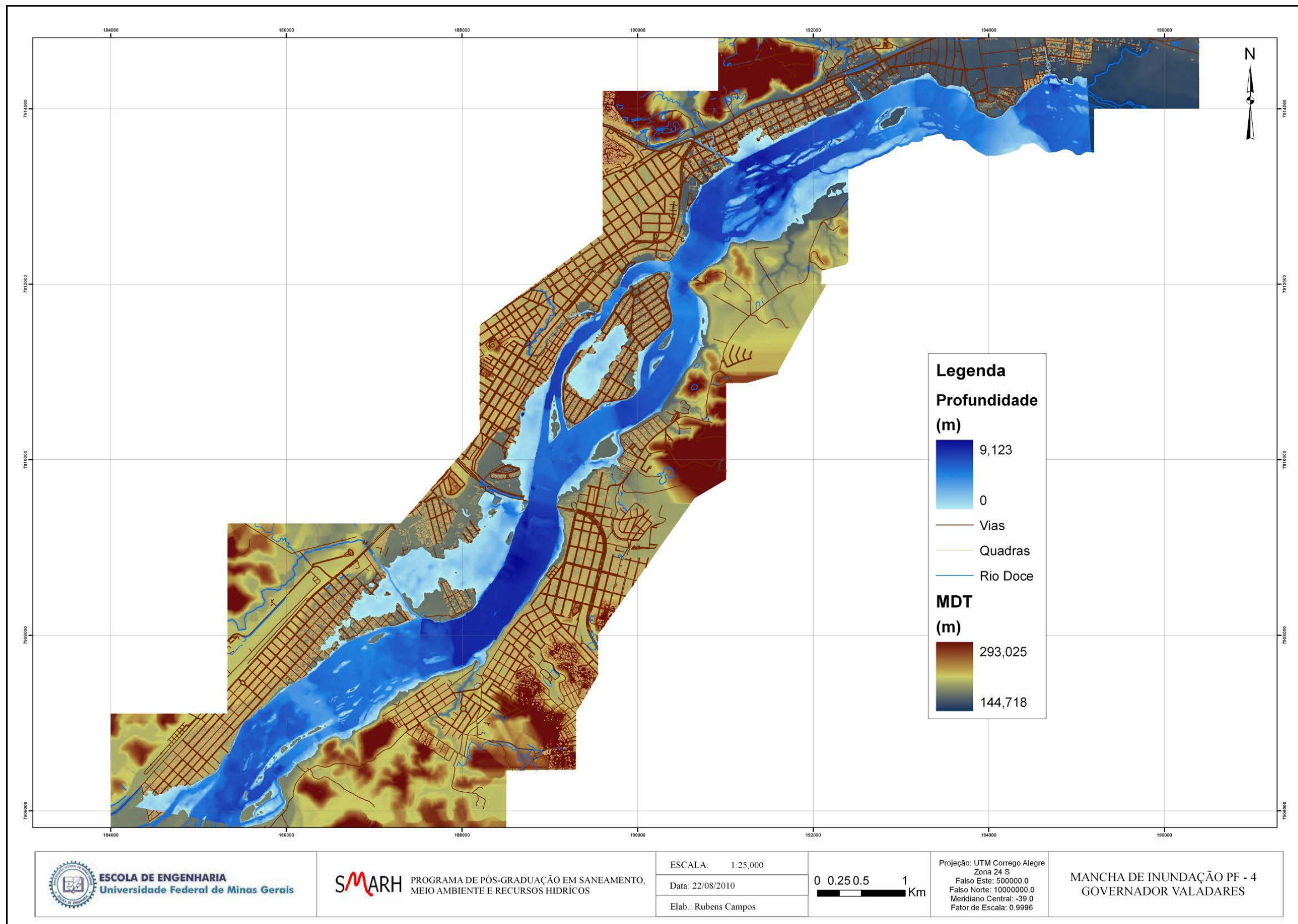


Figura A.5.4 – Mancha de inundaç o PF4.

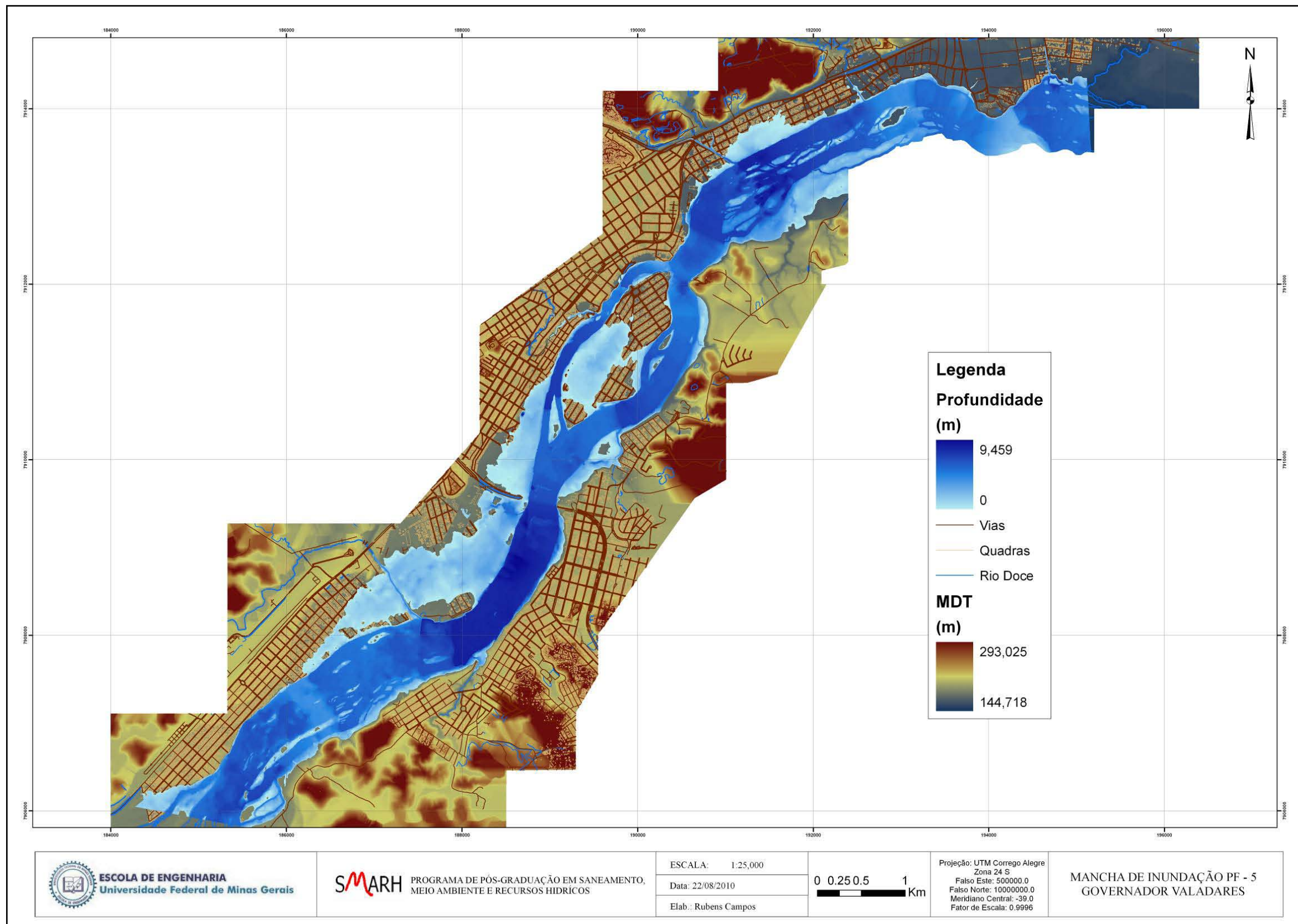


Figura A.5.5 – Mancha de inundação PF5.

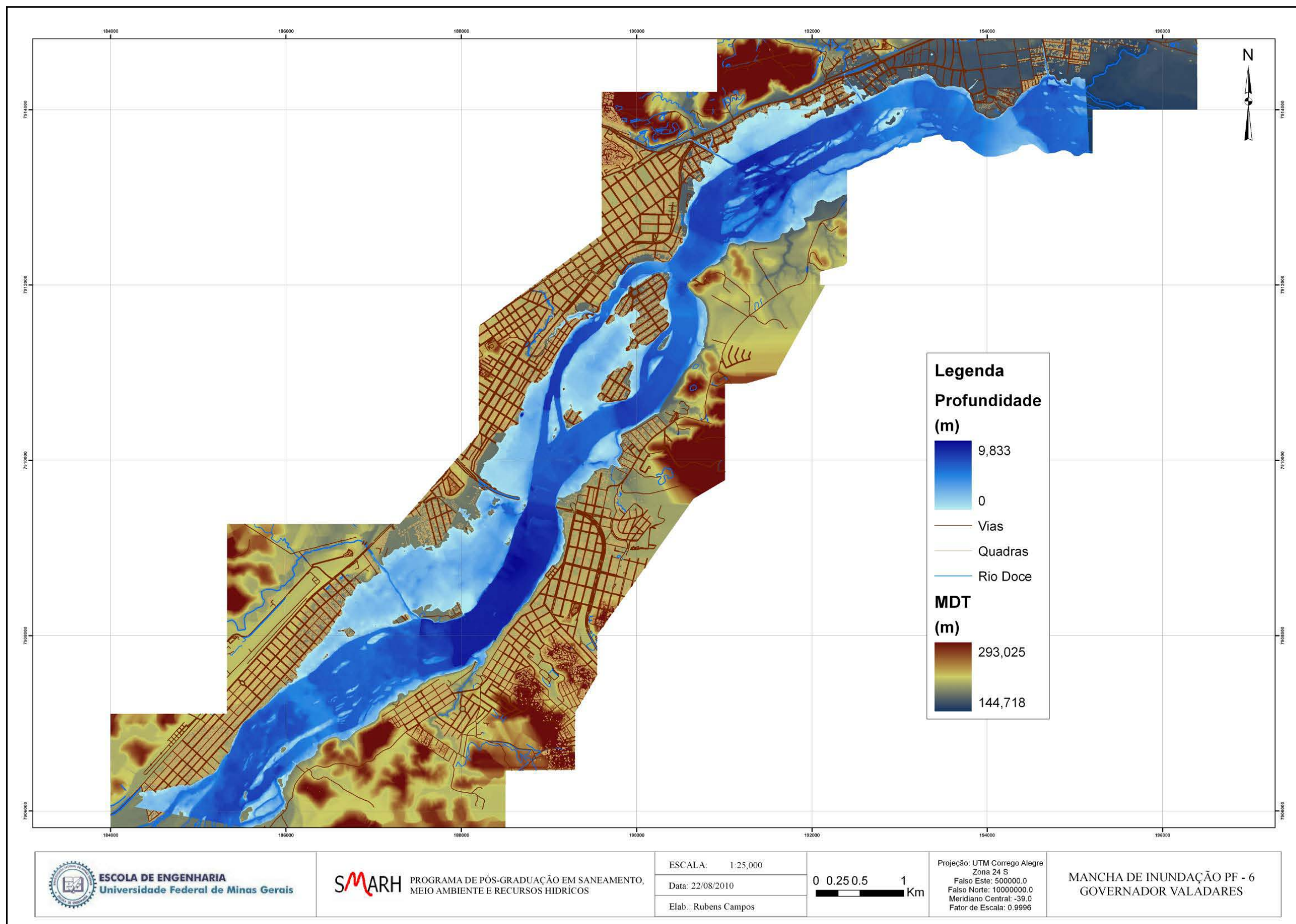


Figura A.5.6 – Mancha de inundação PF6.

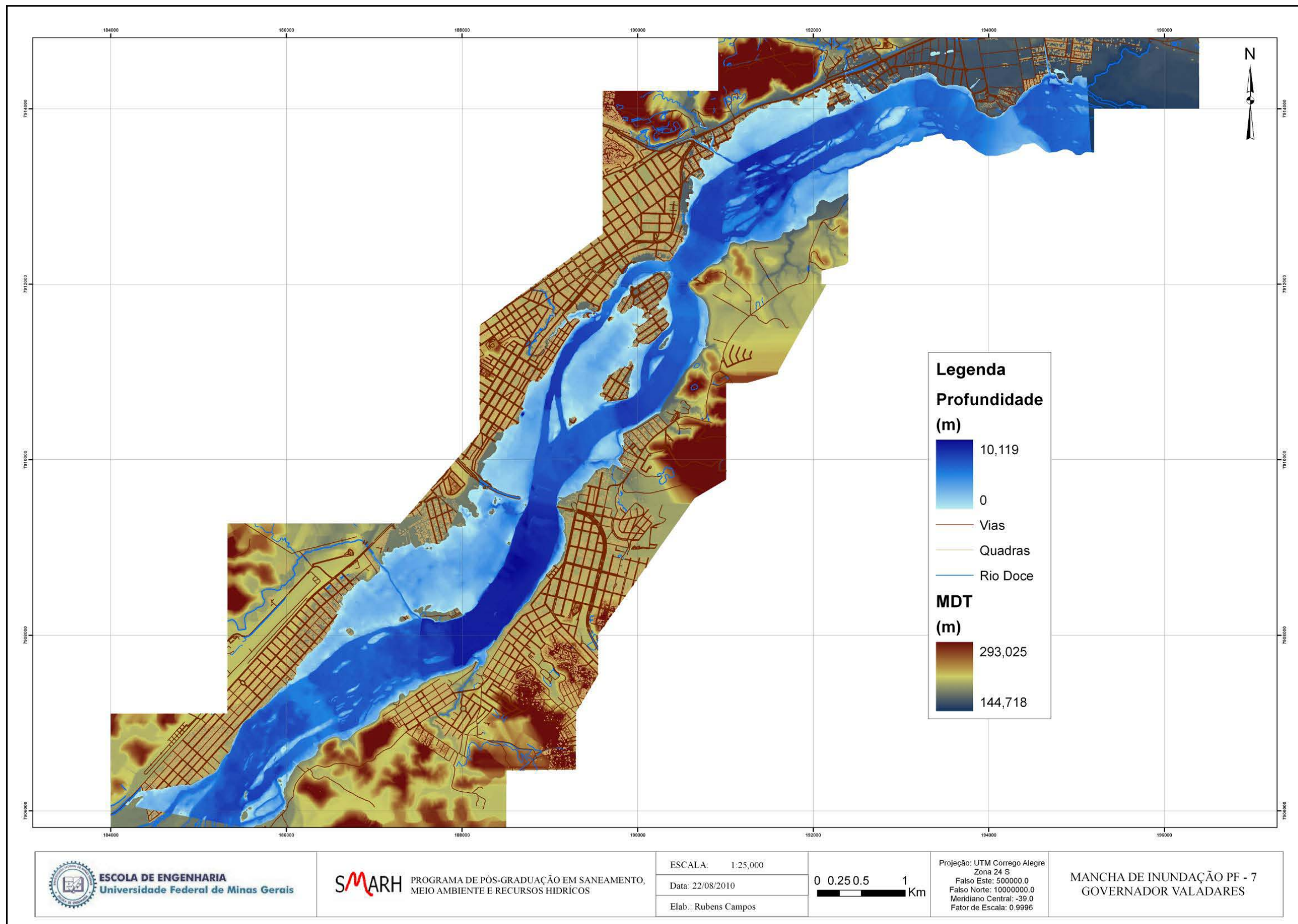


Figura A.5.7 – Mancha de inundação PF7.

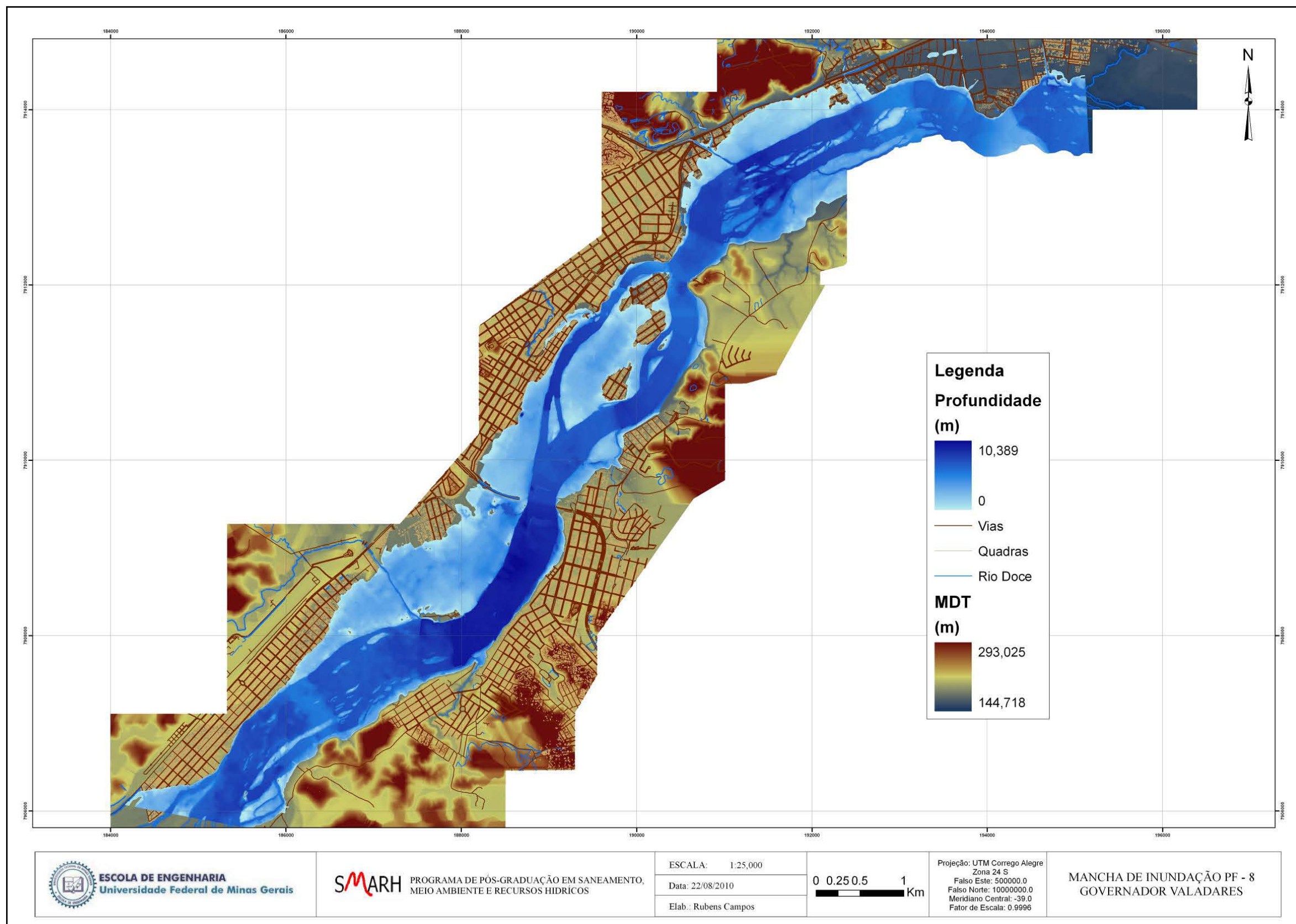


Figura A.5.8 – Mancha de inundação PF8.

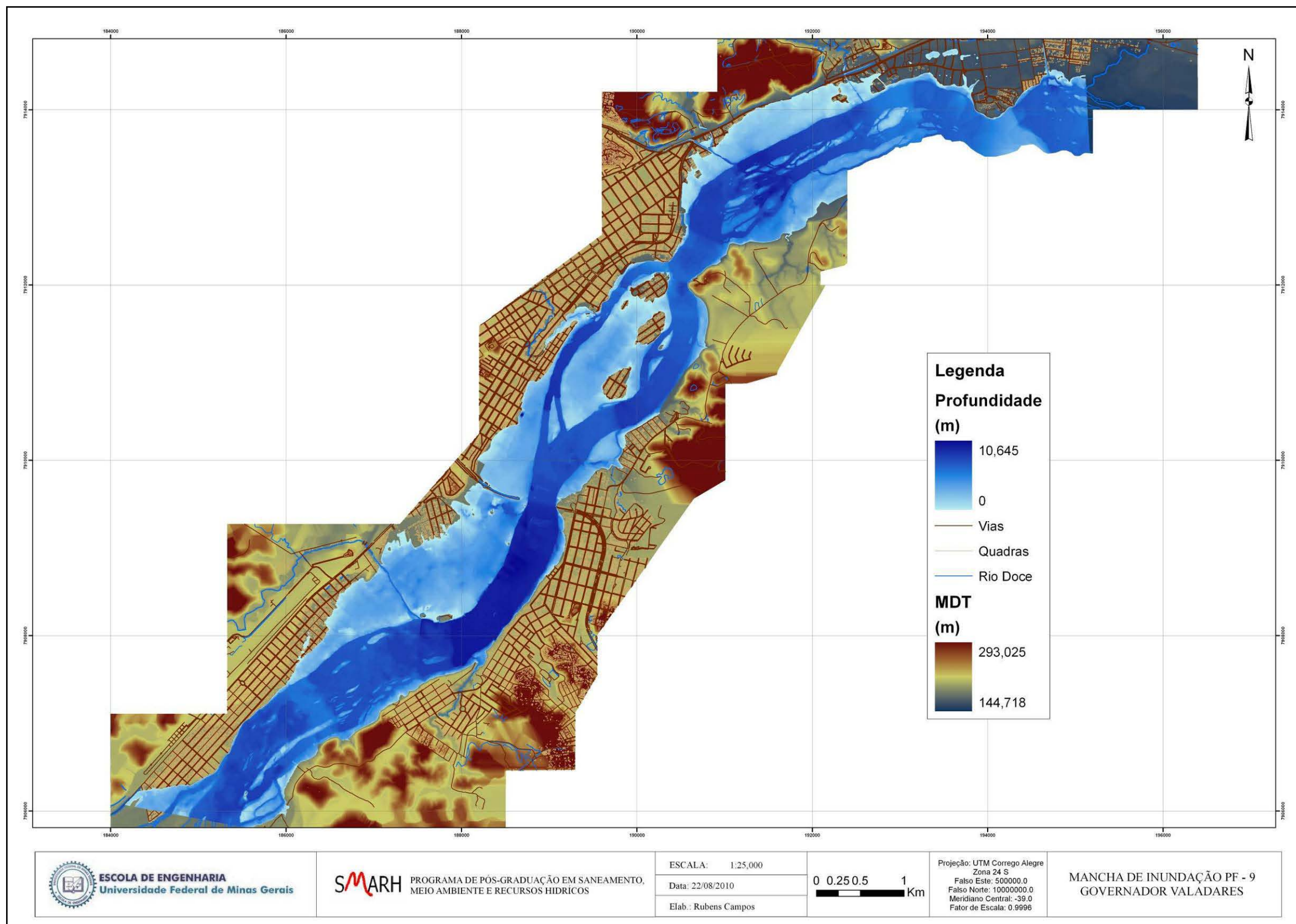


Figura A.5.9 – Mancha de inundação PF9.

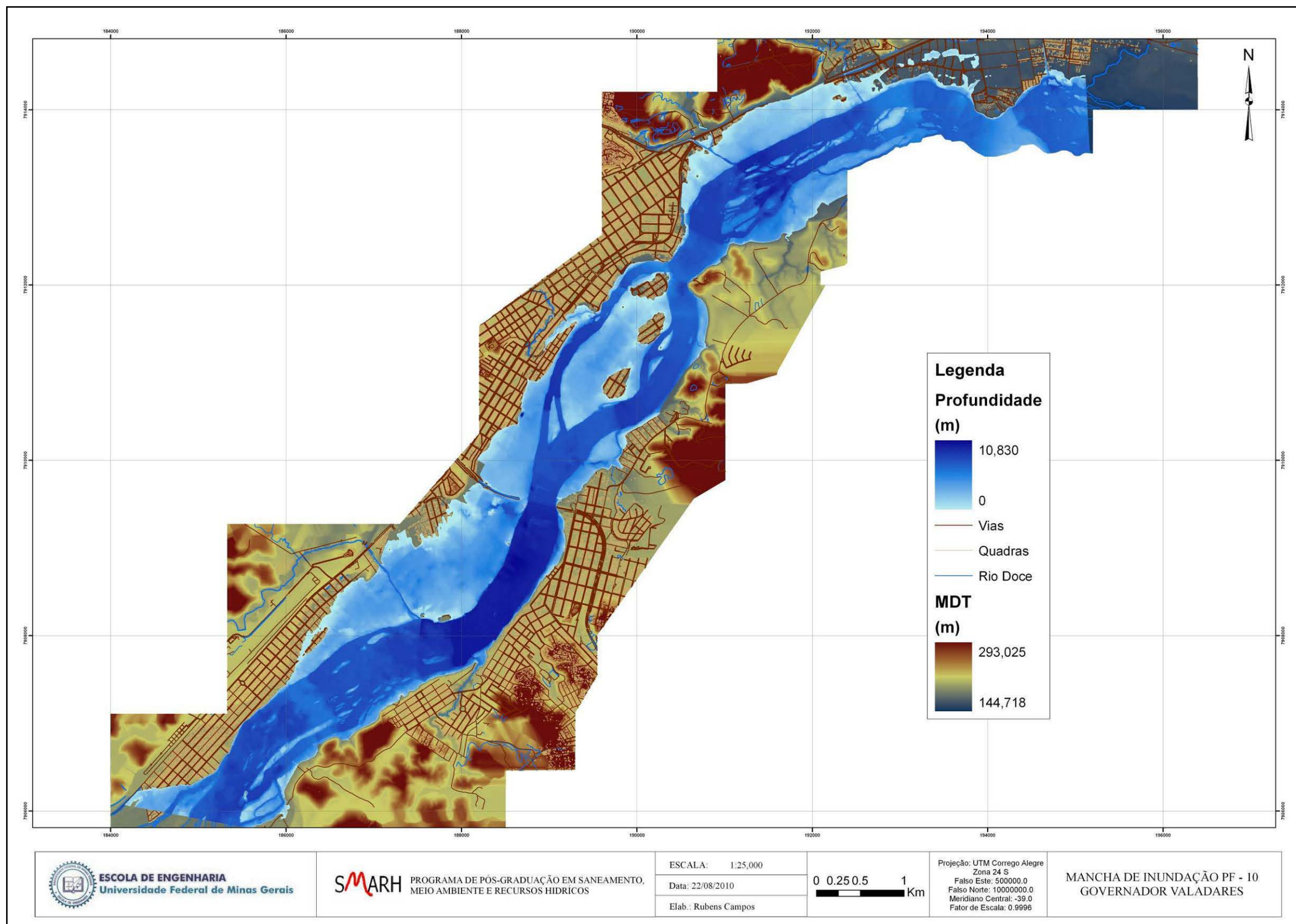


Figura A.5.10 – Mancha de inundação PF10.

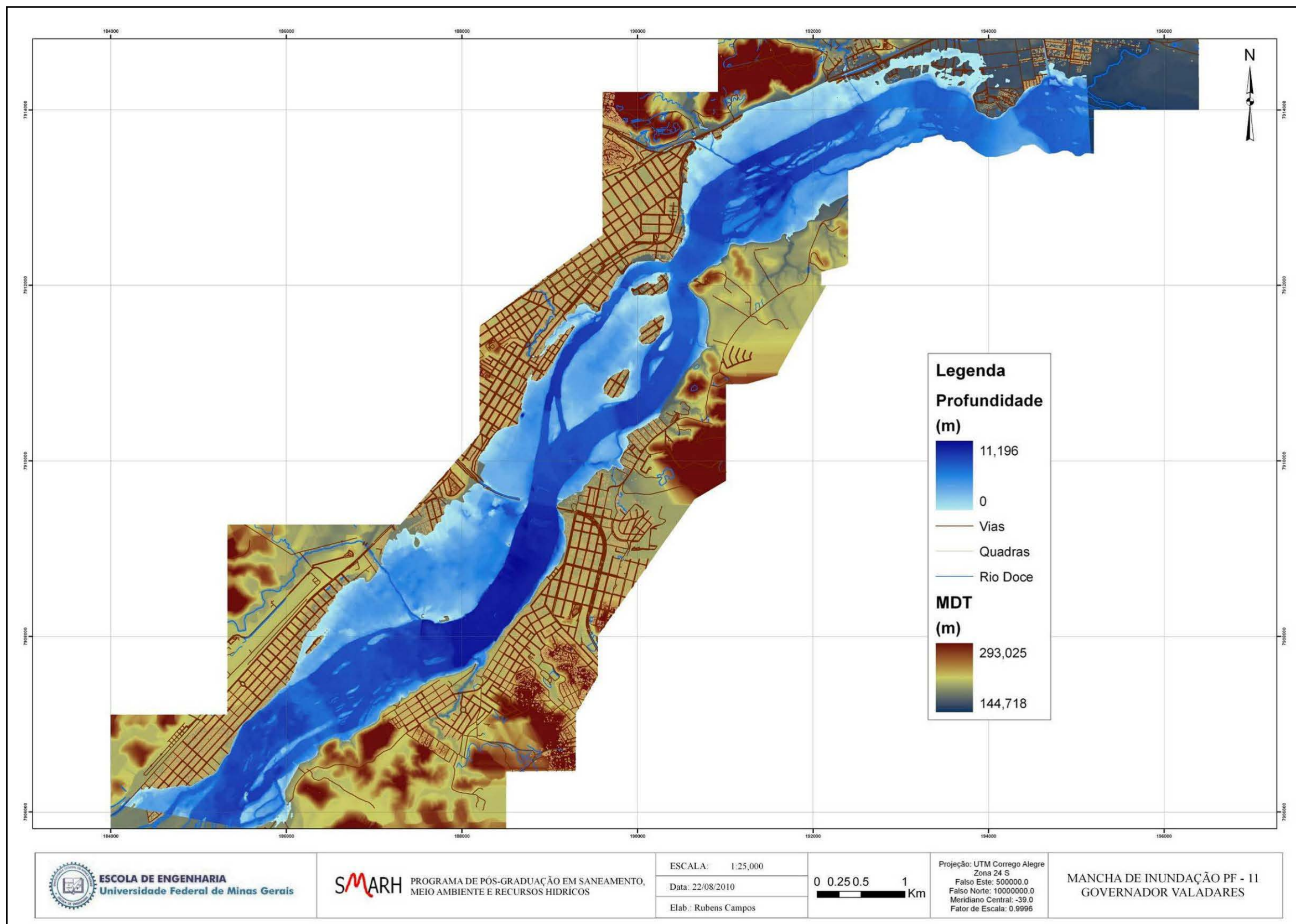


Figura A.5.11 – Mancha de inundação PF11.

Anexo 6 – Manchas de inundação geradas pela calibração dos modelos -Modelo P –PAI.

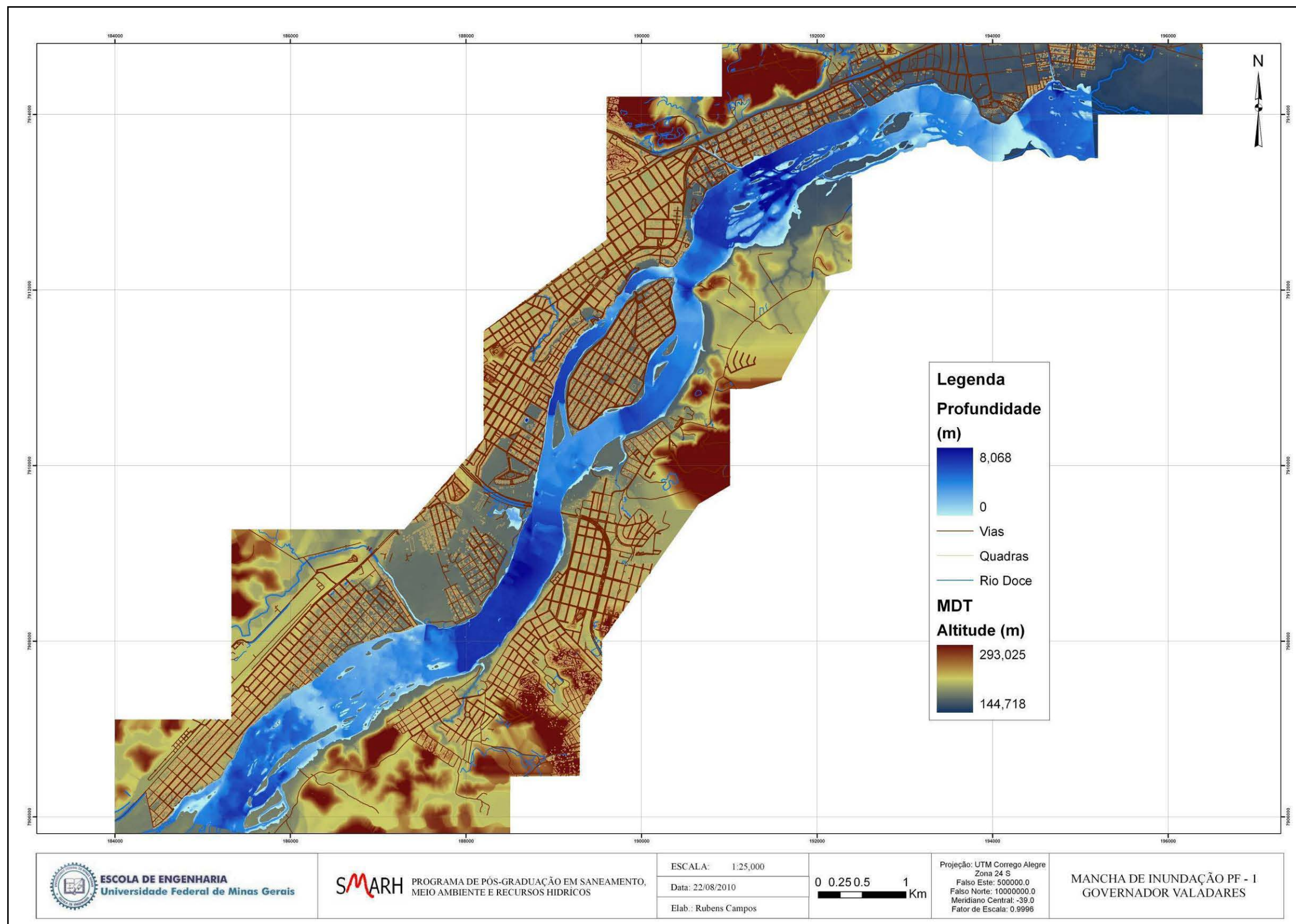


Figura A.6.1 – Mancha de inundação PF1.

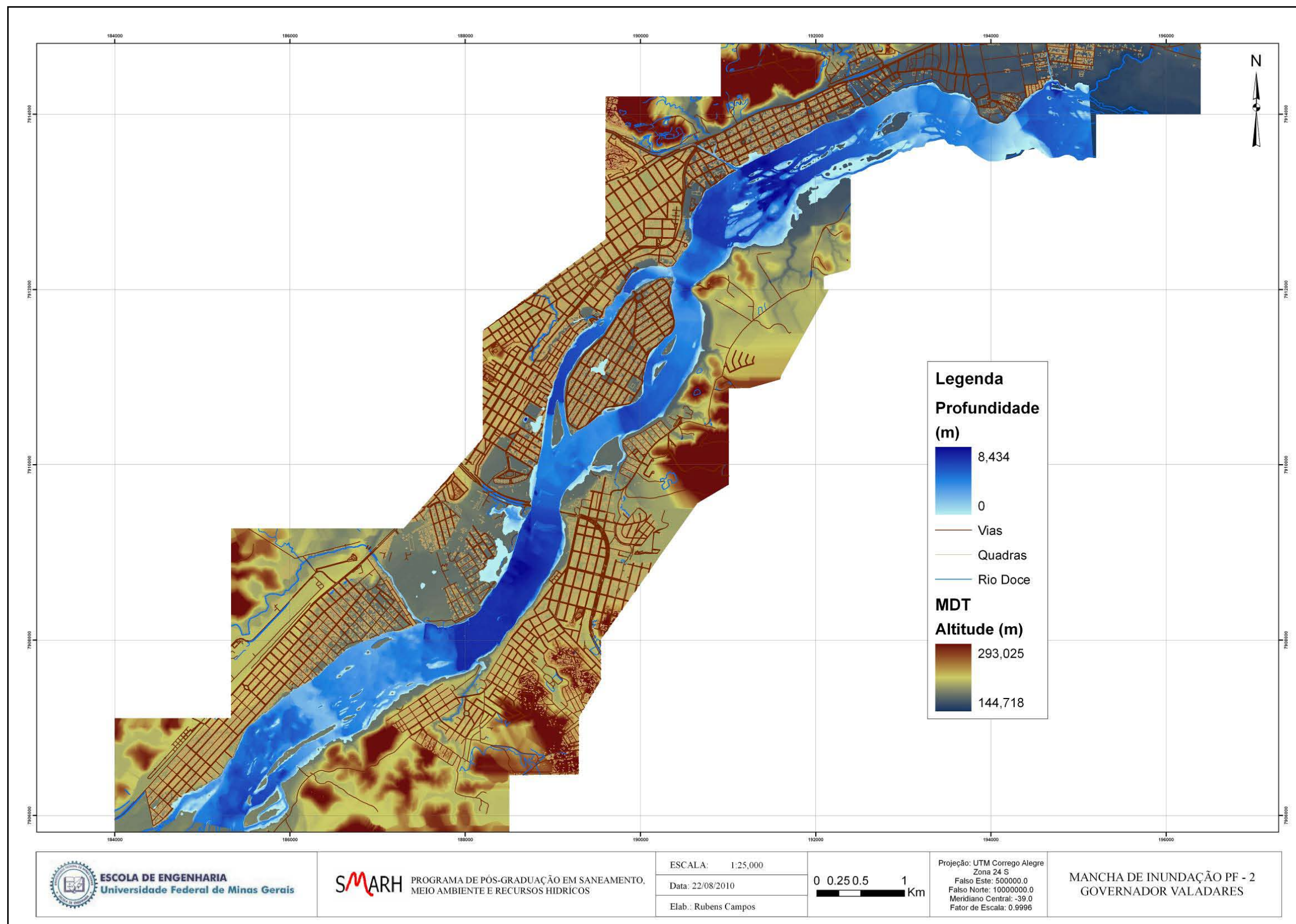


Figura A.6.2 – Mancha de inundação PF2.

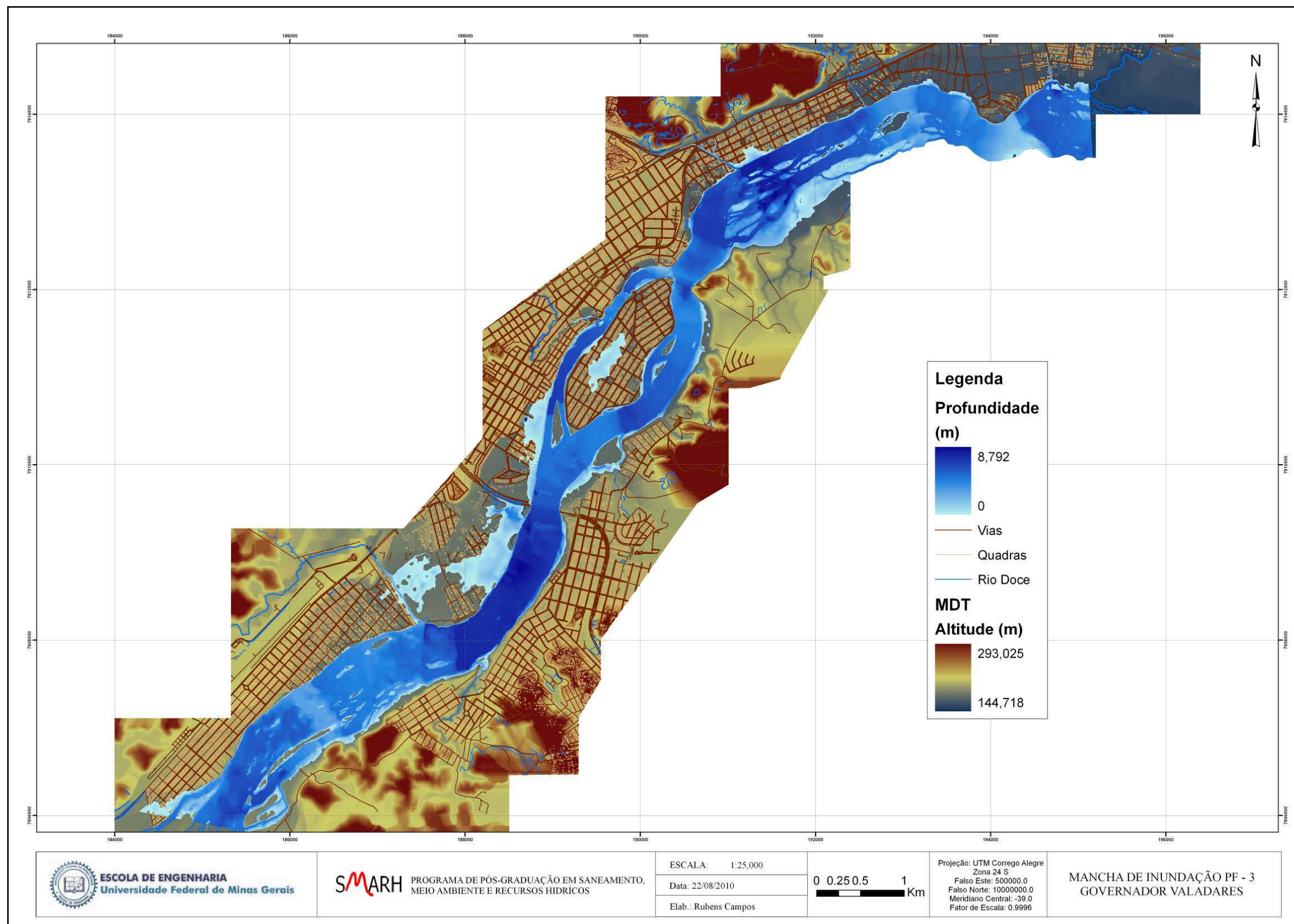


Figura A.6.3 – Mancha de inundação PF3.

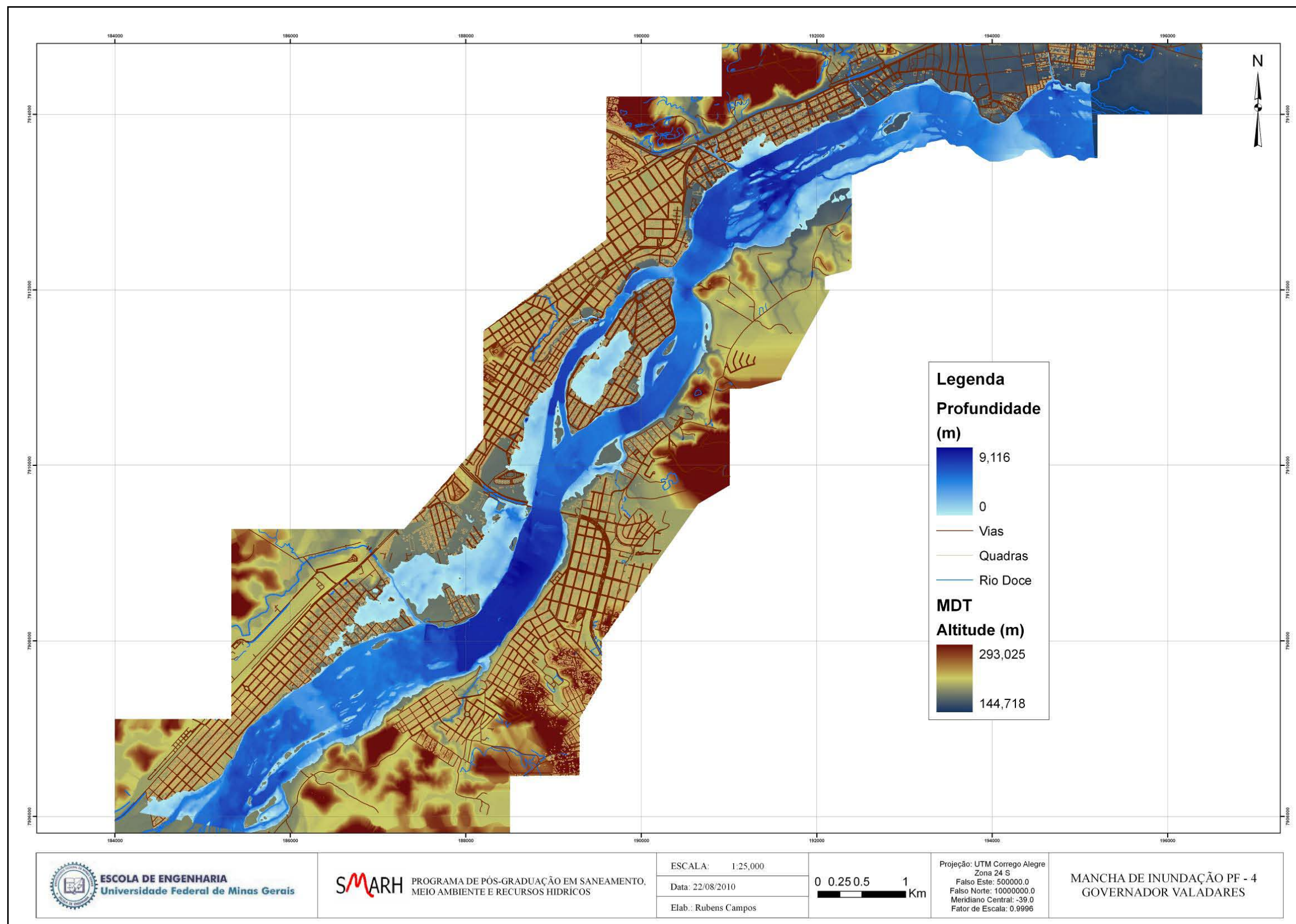


Figura A.6.4 – Mancha de inundação PF4.

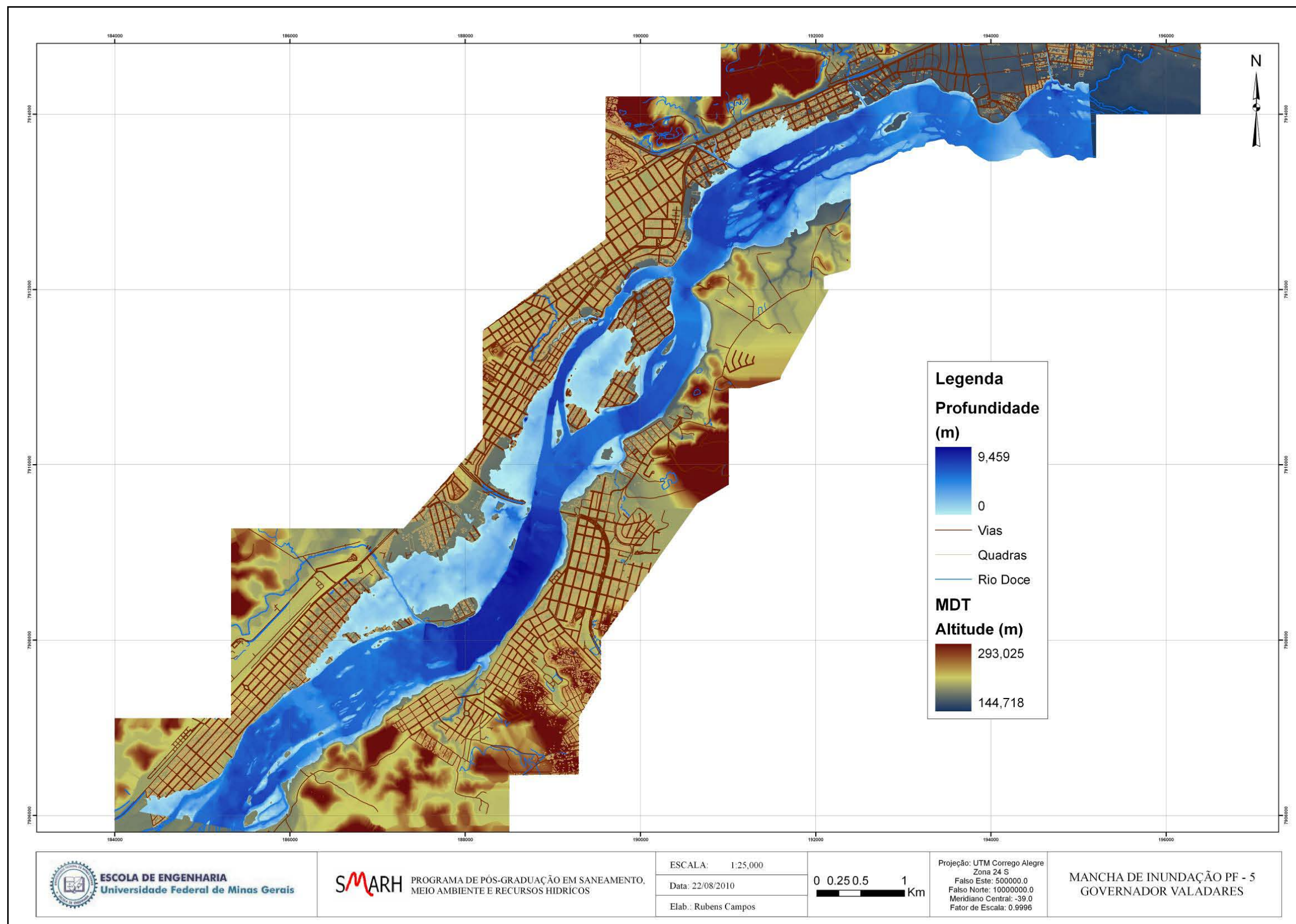


Figura A.6.5 – Mancha de inundação PF5.

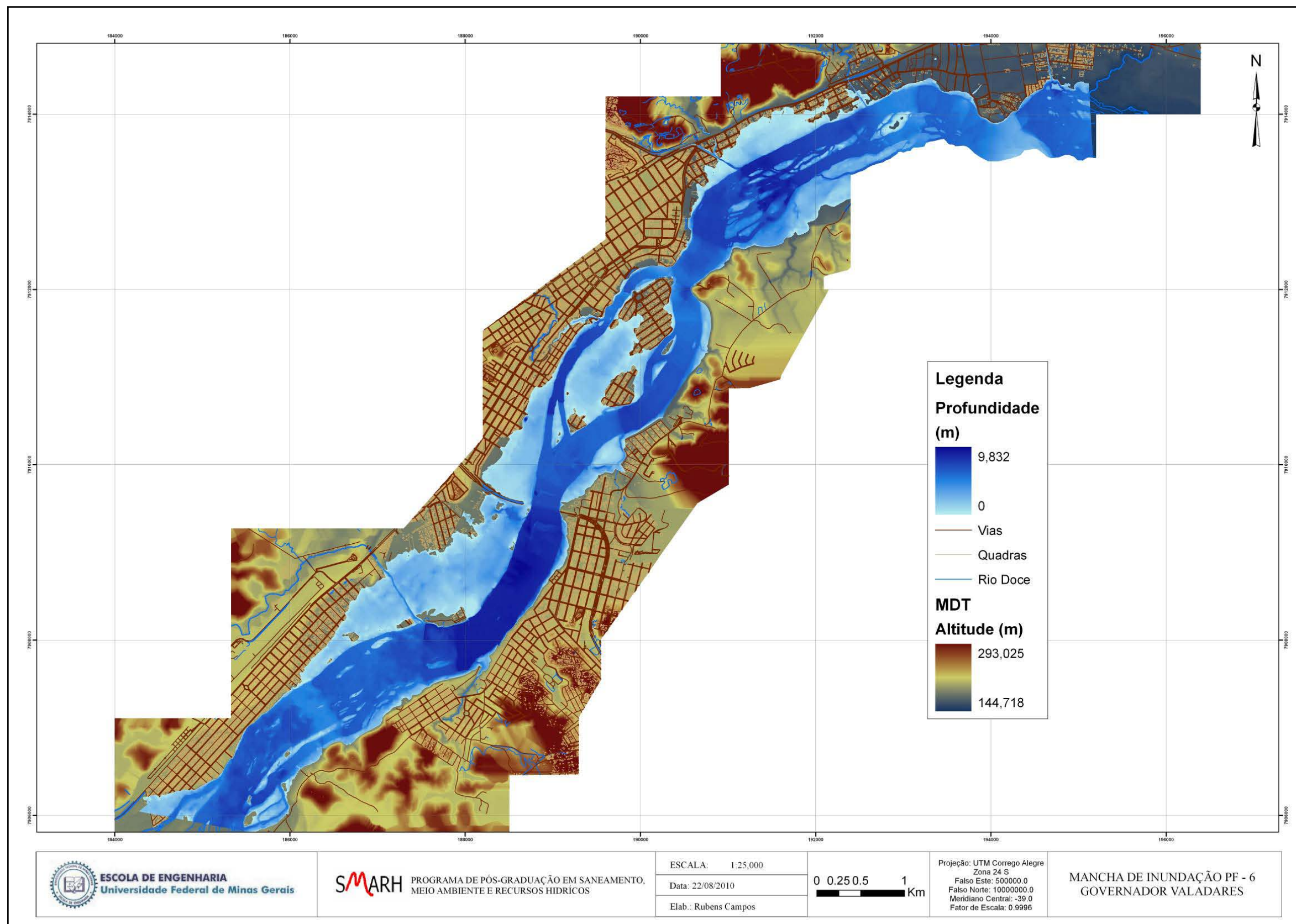


Figura A.6.6 – Mancha de inundação PF6.

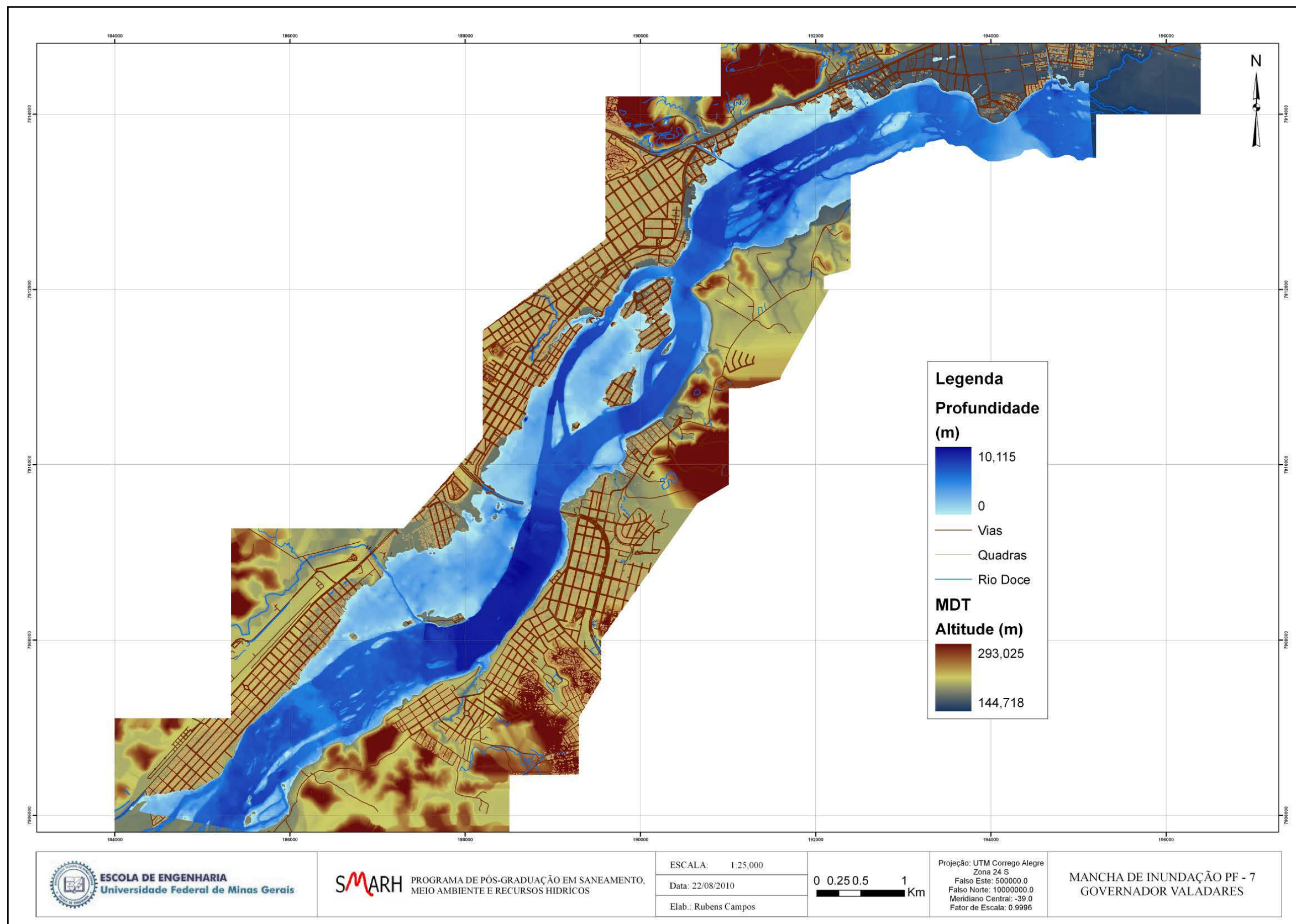


Figura A.6.7 – Mancha de inundação PF7.

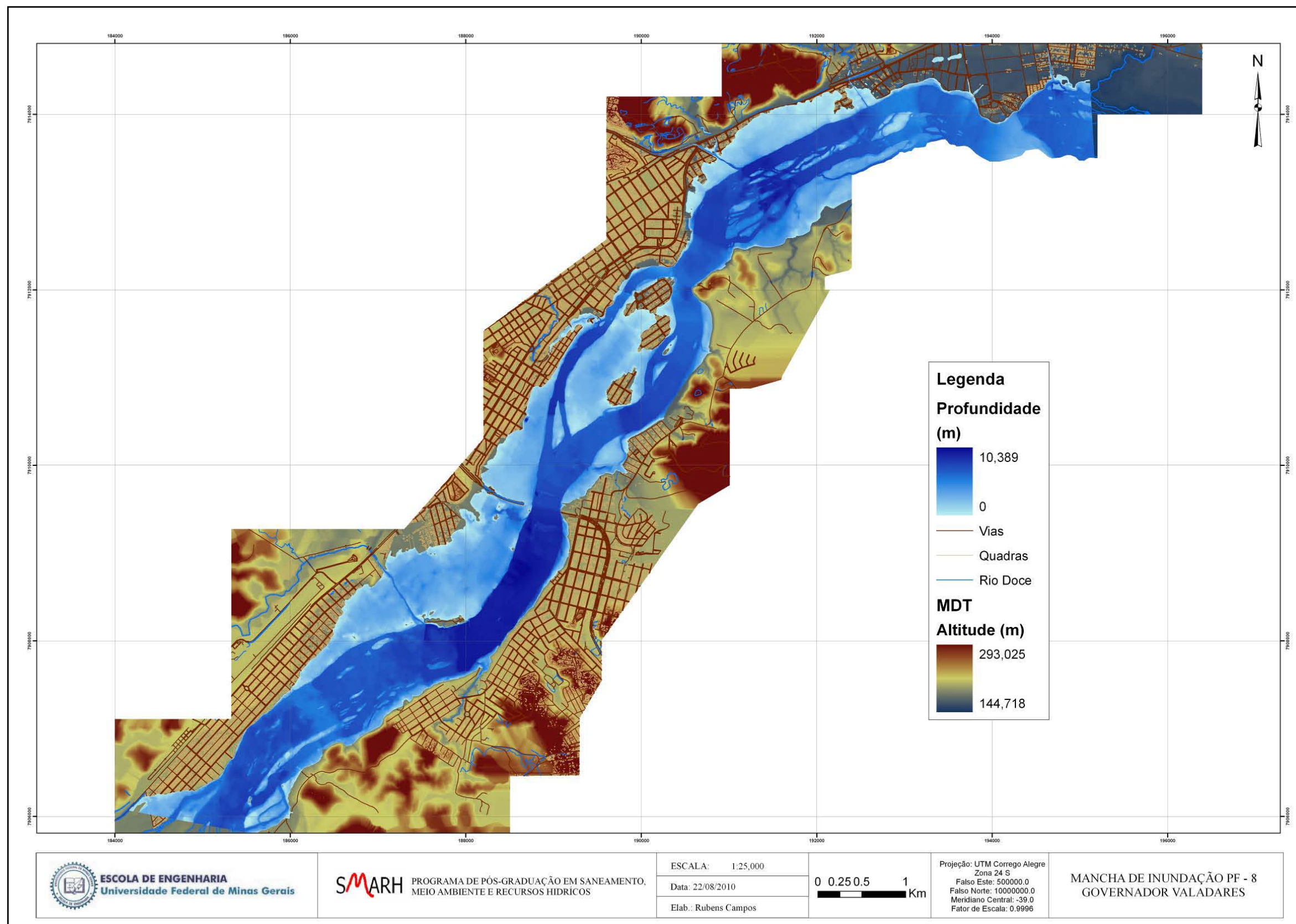


Figura A.6.8 – Mancha de inundação PF8.

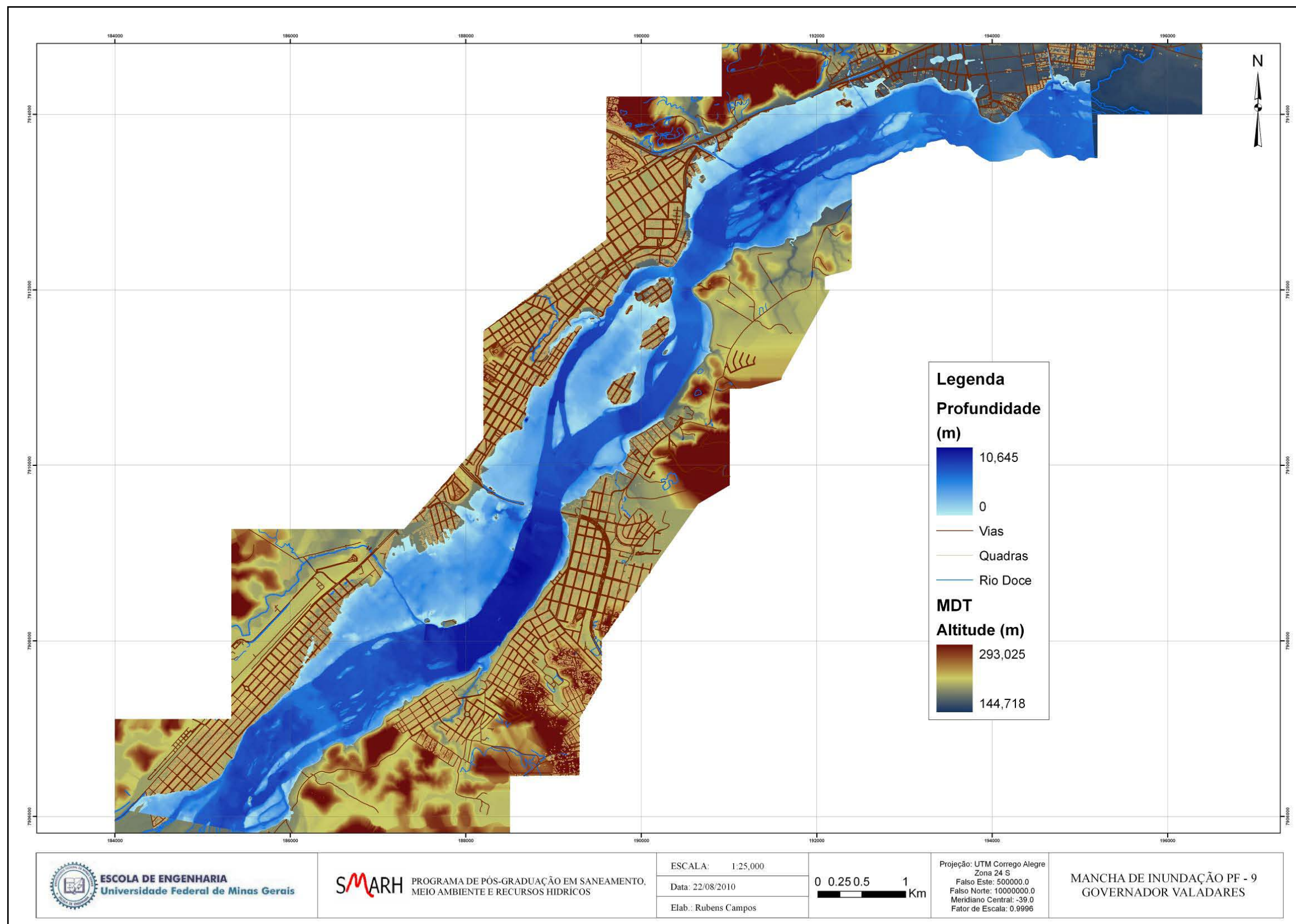


Figura A.6.9 – Mancha de inundação PF9.

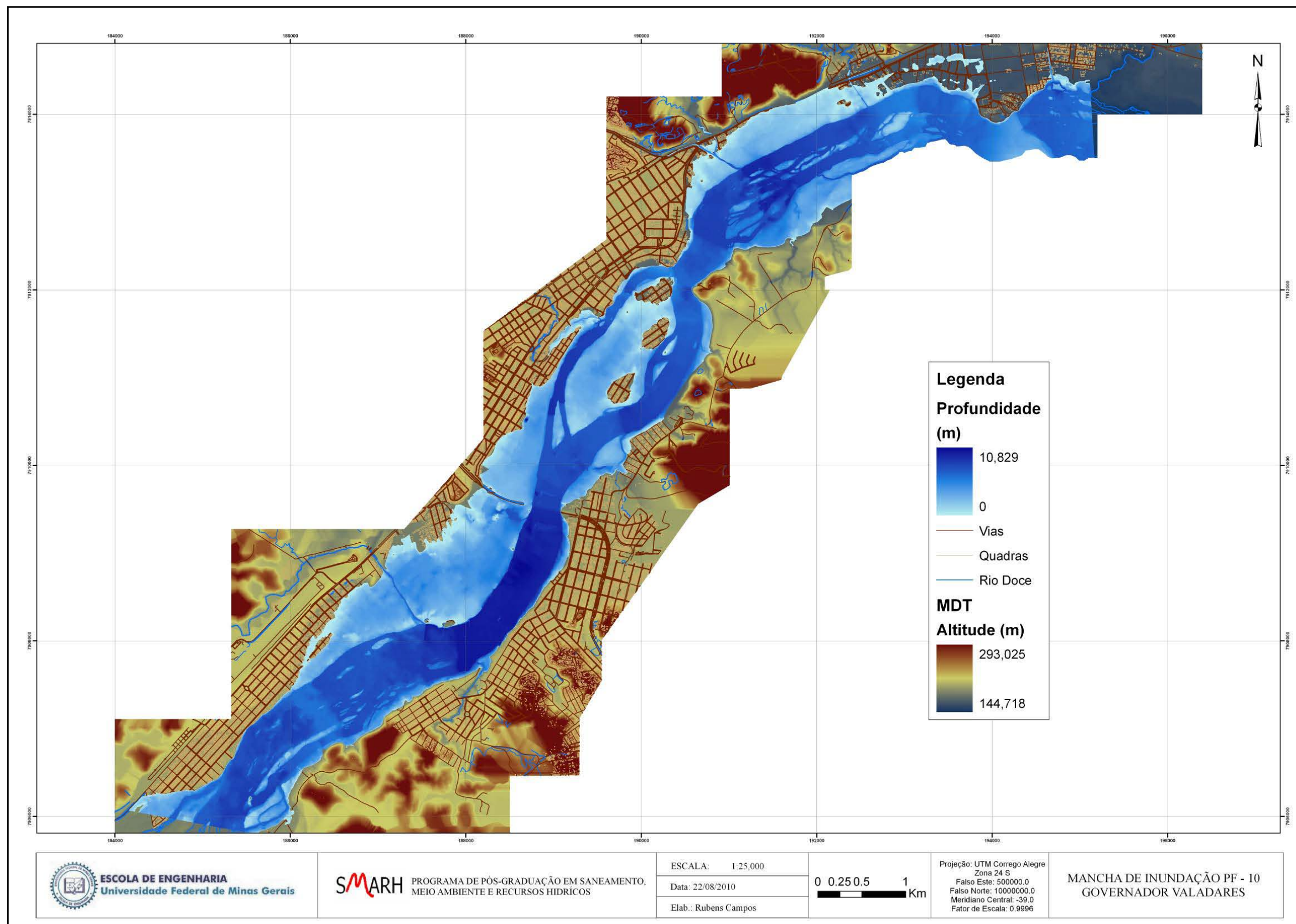


Figura A.6.10 – Mancha de inundação PF10.

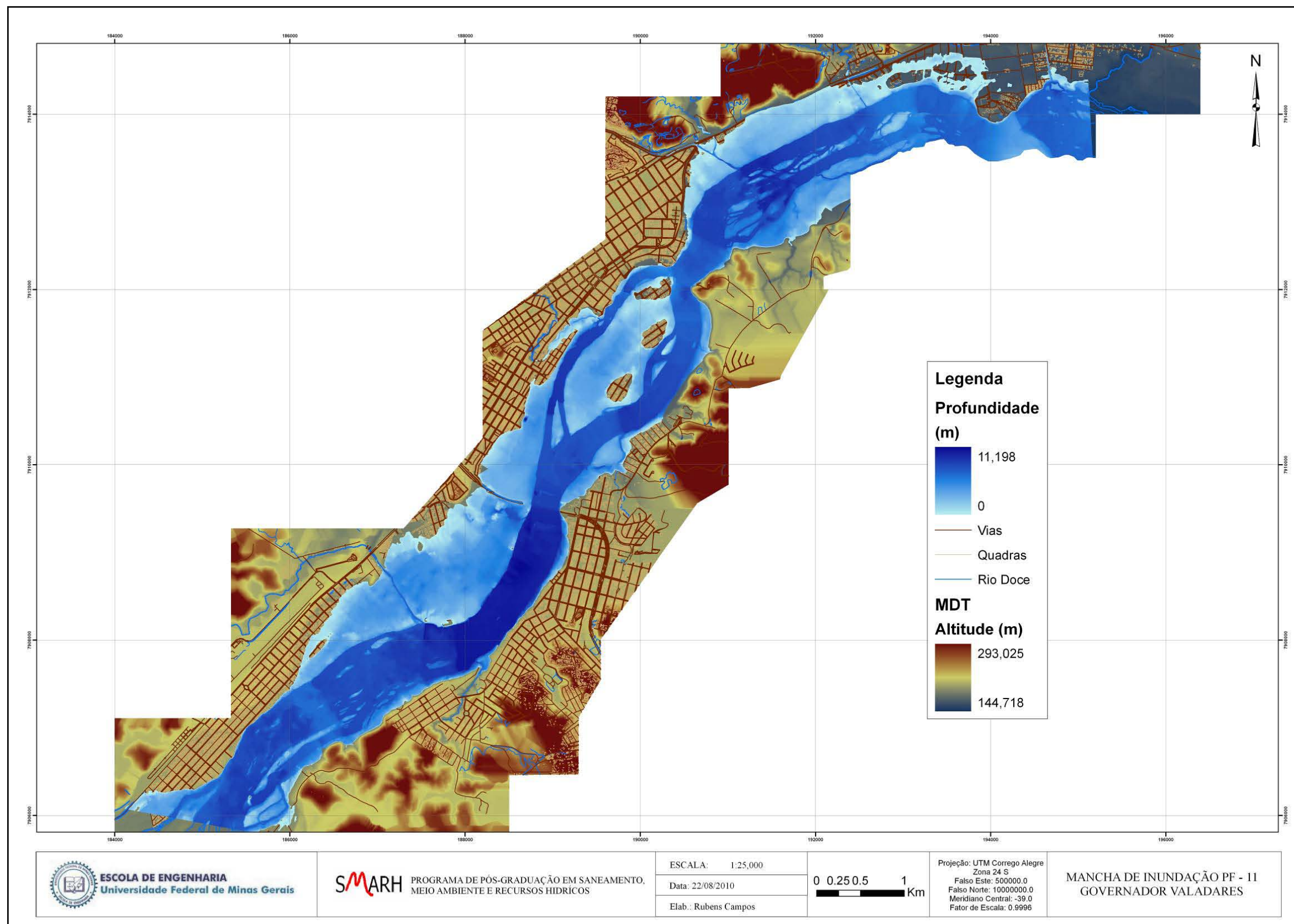


Figura A.6.11 – Mancha de inundação PF11.

ANEXO 7–Resultados da Função Critério e Desvio Padrão para os trechos característicos.

Tabela A.7.1 –Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P - US.

Trecho	Vazão (m³/s)	Elevação Calculada (m)	Elevação Observada (m)	Δ (m)	Δy^2	$\sqrt{\Delta y^2}$	
Montante	2100	157.84	157.83	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	158.13	158.1	0.03	0.00090	0.03000	99.96%
	2960	158.46	158.41	0.05	0.00250	0.05000	Média
	3405	158.77	158.7	0.07	0.00490	0.07000	0.060
	3900	159.1	159.01	0.09	0.00810	0.09000	DP
	4500	159.47	159.37	0.1	0.01000	0.10000	0.04
	4982	159.76	159.66	0.1	0.01000	0.10000	Variância
	5500	160.06	159.97	0.09	0.00810	0.09000	0.001
	6000	160.33	160.26	0.07	0.00490	0.07000	
	6366	160.52	160.47	0.05	0.00250	0.05000	
	7168	160.93	160.93	0	0.00000	0.00000	
Ponte da estrada	2100	155.62	155.62	0	0.00000	0.00000	FC
	2500	155.98	155.94	0.04	0.00160	0.04000	99.97%
	2960	156.36	156.28	0.08	0.00640	0.08000	Média
	3405	156.67	156.59	0.08	0.00640	0.08000	0.055
	3900	157.01	156.91	0.1	0.01000	0.10000	DP
	4500	157.36	157.27	0.09	0.00810	0.09000	0.04
	4982	157.63	157.55	0.08	0.00640	0.08000	Variância
	5500	157.89	157.83	0.06	0.00360	0.06000	0.001
	6000	158.11	158.09	0.02	0.00040	0.02000	
	6366	158.28	158.28	0	0.00000	0.00000	
	7168	158.62	158.67	0.05	0.00250	0.05000	
Trecho esquerdo	585.9	154.79	154.65	0.14	0.01960	0.14000	FC
	715	155.11	154.9	0.21	0.04410	0.21000	99.68%
	861.4	155.45	155.17	0.28	0.07840	0.28000	Média
	1018.1	155.76	155.41	0.35	0.12250	0.35000	0.501
	1189.5	156.1	155.66	0.44	0.19360	0.44000	DP
	1417.5	156.52	155.94	0.58	0.33640	0.58000	0.23
	1604.2	156.8	156.16	0.64	0.40960	0.64000	Variância
	1837	157.06	156.38	0.68	0.46240	0.68000	0.051
	2076	157.29	156.58	0.71	0.50410	0.71000	
	2240.8	157.45	156.73	0.72	0.51840	0.72000	
	2616.3	157.8	157.04	0.76	0.57760	0.76000	
Ponte da Ilha	585.9	153.99	153.97	0.02	0.00040	0.02000	FC
	715	154.28	154.28	0	0.00000	0.00000	99.83%
	861.4	154.57	154.62	0.05	0.00250	0.05000	Média
	1018.1	154.77	154.93	0.16	0.02560	0.16000	0.267
	1189.5	155	155.27	0.27	0.07290	0.27000	DP
	1417.5	155.32	155.67	0.35	0.12250	0.35000	0.18
	1604.2	155.58	155.99	0.41	0.16810	0.41000	Variância

	1837	155.88	156.32	0.44	0.19360	0.44000	0.032
	2076	156.18	156.64	0.46	0.21160	0.46000	
	2240.8	156.42	156.86	0.44	0.19360	0.44000	
	2616.3	157.02	157.36	0.34	0.11560	0.34000	
Trecho direito	1514.1	154.26	154.3	0.04	0.00160	0.04000	FC
	1785	154.56	154.55	0.01	0.00010	0.01000	99.93%
	2098.6	154.89	154.83	0.06	0.00360	0.06000	Média
	2386.9	155.15	155.09	0.06	0.00360	0.06000	0.105
	2710.5	155.45	155.35	0.1	0.01000	0.10000	DP
	3082.5	155.78	155.65	0.13	0.01690	0.13000	0.05
	3377.8	156.04	155.89	0.15	0.02250	0.15000	Variância
	3663	156.28	156.13	0.15	0.02250	0.15000	0.003
	3924	156.5	156.35	0.15	0.02250	0.15000	
	4125.2	156.66	156.51	0.15	0.02250	0.15000	
4551.7	156.99	156.84	0.15	0.02250	0.15000		
Ramo Corredeiras	2100	152.24	152.26	0.02	0.00040	0.02000	FC
	2500	152.55	152.56	0.01	0.00010	0.01000	99.90%
	2960	152.86	152.89	0.03	0.00090	0.03000	Média
	3405	153.14	153.19	0.05	0.00250	0.05000	0.151
	3900	153.42	153.5	0.08	0.00640	0.08000	DP
	4500	153.73	153.85	0.12	0.01440	0.12000	0.13
	4982	153.95	154.11	0.16	0.02560	0.16000	Variância
	5500	154.17	154.39	0.22	0.04840	0.22000	0.017
	6000	154.37	154.64	0.27	0.07290	0.27000	
	6366	154.51	154.81	0.3	0.09000	0.30000	
7168	154.79	155.19	0.4	0.16000	0.40000		
Jusante	2100	149.47	149.47	0	0.00000	0.00000	FC
	2500	149.78	149.72	0.06	0.00360	0.06000	99.95%
	2960	150.1	150	0.1	0.01000	0.10000	Média
	3405	150.37	150.26	0.11	0.01210	0.11000	0.077
	3900	150.65	150.53	0.12	0.01440	0.12000	DP
	4500	150.96	150.84	0.12	0.01440	0.12000	0.04
	4982	151.2	151.08	0.12	0.01440	0.12000	Variância
	5500	151.42	151.33	0.09	0.00810	0.09000	0.002
	6000	151.64	151.57	0.07	0.00490	0.07000	
	6366	151.79	151.73	0.06	0.00360	0.06000	
7168	152.09	152.09	0	0.00000	0.00000		

Tabela A.7.2 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P - UD.

Trecho	Vazão (m³/s)	Elevação Calculada (m)	Elevação Observada (m)	Δ (m)	Δy^2	$\sqrt{\Delta y^2}$	
Montante	2100	157.84	157.83	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	158.13	158.1	0.01	0.00010	0.01000	99.96%
	2960	158.46	158.41	0.03	0.00090	0.03000	Média
	3405	158.77	158.7	0.05	0.00250	0.05000	0.056
	3900	159.1	159.01	0.07	0.00490	0.07000	DP

	4500	159.47	159.37	0.09	0.00810	0.09000	0.03
	4982	159.76	159.66	0.1	0.01000	0.10000	Variância
	5500	160.06	159.97	0.09	0.00810	0.09000	0.001
	6000	160.33	160.26	0.08	0.00640	0.08000	
	6366	160.52	160.47	0.07	0.00490	0.07000	
	7168	160.93	160.93	0.02	0.00040	0.02000	
Ponte da estrada	2100	155.62	155.62	0	0.00000	0.00000	FC
	2500	155.98	155.94	0.05	0.00250	0.05000	99.96%
	2960	156.36	156.28	0.09	0.00810	0.09000	Média
	3405	156.67	156.59	0.1	0.01000	0.10000	0.065
	3900	157.01	156.91	0.11	0.01210	0.11000	DP
	4500	157.36	157.27	0.11	0.01210	0.11000	0.04
	4982	157.63	157.55	0.09	0.00810	0.09000	Variância
	5500	157.89	157.83	0.08	0.00640	0.08000	0.002
	6000	158.11	158.09	0.04	0.00160	0.04000	
	6366	158.28	158.28	0.01	0.00010	0.01000	
	7168	158.62	158.67	0.04	0.00160	0.04000	
Trecho esquerdo	585.9	154.79	154.65	0.14	0.01960	0.14000	FC
	715	155.11	154.9	0.21	0.04410	0.21000	99.67%
	861.4	155.45	155.17	0.28	0.07840	0.28000	Média
	1018.1	155.76	155.41	0.37	0.13690	0.37000	0.51
	1189.5	156.1	155.66	0.45	0.20250	0.45000	DP
	1417.5	156.52	155.94	0.59	0.34810	0.59000	0.23
	1604.2	156.8	156.16	0.67	0.44890	0.67000	Variância
	1837	157.06	156.38	0.69	0.47610	0.69000	0.052
	2076	157.29	156.58	0.72	0.51840	0.72000	
	2240.8	157.45	156.73	0.72	0.51840	0.72000	
	2616.3	157.8	157.04	0.77	0.59290	0.77000	
Ponte da Ilha	585.9	153.99	153.97	0.01	0.00010	0.01000	FC
	715	154.28	154.28	0.01	0.00010	0.01000	99.82%
	861.4	154.57	154.62	0.07	0.00490	0.07000	Média
	1018.1	154.77	154.93	0.18	0.03240	0.18000	0.277
	1189.5	155	155.27	0.28	0.07840	0.28000	DP
	1417.5	155.32	155.67	0.36	0.12960	0.36000	0.18
	1604.2	155.58	155.99	0.41	0.16810	0.41000	Variância
	1837	155.88	156.32	0.46	0.21160	0.46000	0.033
	2076	156.18	156.64	0.48	0.23040	0.48000	
	2240.8	156.42	156.86	0.45	0.20250	0.45000	
	2616.3	157.02	157.36	0.34	0.11560	0.34000	
Trecho direito	1514.1	154.26	154.3	0.04	0.00160	0.04000	FC
	1785	154.56	154.55	0.03	0.00090	0.03000	99.93%
	2098.6	154.89	154.83	0.07	0.00490	0.07000	Média
	2386.9	155.15	155.09	0.07	0.00490	0.07000	0.116
	2710.5	155.45	155.35	0.12	0.01440	0.12000	DP
	3082.5	155.78	155.65	0.15	0.02250	0.15000	0.05
	3377.8	156.04	155.89	0.16	0.02560	0.16000	Variância
	3663	156.28	156.13	0.17	0.02890	0.17000	0.003
	3924	156.5	156.35	0.16	0.02560	0.16000	
	4125.2	156.66	156.51	0.16	0.02560	0.16000	
	4551.7	156.99	156.84	0.15	0.02250	0.15000	

Ramo Corredeiras	2100	152.24	152.26	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	152.55	152.56	0	0.00000	0.00000	99.88%
	2960	152.86	152.89	0.04	0.00160	0.04000	Média
	3405	153.14	153.19	0.08	0.00640	0.08000	0.182
	3900	153.42	153.5	0.12	0.01440	0.12000	DP
	4500	153.73	153.85	0.16	0.02560	0.16000	0.15
	4982	153.95	154.11	0.2	0.04000	0.20000	Variância
	5500	154.17	154.39	0.27	0.07290	0.27000	0.022
	6000	154.37	154.64	0.32	0.10240	0.32000	
	6366	154.51	154.81	0.35	0.12250	0.35000	
Jusante	7168	154.79	155.19	0.45	0.20250	0.45000	
	2100	149.47	149.47	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	149.78	149.72	0.05	0.00250	0.05000	99.95%
	2960	150.1	150	0.09	0.00810	0.09000	Média
	3405	150.37	150.26	0.1	0.01000	0.10000	0.076
	3900	150.65	150.53	0.12	0.01440	0.12000	DP
	4500	150.96	150.84	0.12	0.01440	0.12000	0.04
	4982	151.2	151.08	0.11	0.01210	0.11000	Variância
	5500	151.42	151.33	0.1	0.01000	0.10000	0.002
	6000	151.64	151.57	0.07	0.00490	0.07000	
6366	151.79	151.73	0.06	0.00360	0.06000		
7168	152.09	152.09	0.01	0.00010	0.01000		

Tabela A.7.3 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P - PAB.

Trecho	Vazão (m³/s)	Elevação Calculada (m)	Elevação Observada (m)	Δ (m)	Δy^2	$\sqrt{\Delta y^2}$	
Montante	2100	157.84	157.83	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	158.13	158.1	0.01	0.00010	0.01000	99.97%
	2960	158.46	158.41	0.03	0.00090	0.03000	Média
	3405	158.77	158.7	0.05	0.00250	0.05000	0.048
	3900	159.1	159.01	0.07	0.00490	0.07000	DP
	4500	159.47	159.37	0.09	0.00810	0.09000	0.03
	4982	159.76	159.66	0.09	0.00810	0.09000	Variância
	5500	160.06	159.97	0.07	0.00490	0.07000	0.001
	6000	160.33	160.26	0.06	0.00360	0.06000	
	6366	160.52	160.47	0.04	0.00160	0.04000	
Ponte da estrada	7168	160.93	160.93	0.01	0.00010	0.01000	
	2100	155.62	155.62	0	0.00000	0.00000	FC
	2500	155.98	155.94	0.05	0.00250	0.05000	99.95%
	2960	156.36	156.28	0.07	0.00490	0.07000	Média
	3405	156.67	156.59	0.1	0.01000	0.10000	0.076
	3900	157.01	156.91	0.11	0.01210	0.11000	DP
	4500	157.36	157.27	0.11	0.01210	0.11000	0.03
	4982	157.63	157.55	0.11	0.01210	0.11000	Variância
	5500	157.89	157.83	0.09	0.00810	0.09000	0.001
	6000	158.11	158.09	0.08	0.00640	0.08000	

	6366	158.28	158.28	0.07	0.00490	0.07000	
	7168	158.62	158.67	0.05	0.00250	0.05000	
Trecho esquerdo	585.9	154.79	154.65	0.15	0.02250	0.15000	FC
	715	155.11	154.9	0.21	0.04410	0.21000	99.69%
	861.4	155.45	155.17	0.28	0.07840	0.28000	Média
	1018.1	155.76	155.41	0.32	0.10240	0.32000	0.488
	1189.5	156.1	155.66	0.4	0.16000	0.40000	DP
	1417.5	156.52	155.94	0.51	0.26010	0.51000	0.23
	1604.2	156.8	156.16	0.57	0.32490	0.57000	Variância
	1837	157.06	156.38	0.66	0.43560	0.66000	0.053
	2076	157.29	156.58	0.72	0.51840	0.72000	
	2240.8	157.45	156.73	0.74	0.54760	0.74000	
	2616.3	157.8	157.04	0.81	0.65610	0.81000	
Ponte da Ilha	585.9	153.99	153.97	0.02	0.00040	0.02000	FC
	715	154.28	154.28	0.01	0.00010	0.01000	99.77%
	861.4	154.57	154.62	0.09	0.00810	0.09000	Média
	1018.1	154.77	154.93	0.2	0.04000	0.20000	0.357
	1189.5	155	155.27	0.3	0.09000	0.30000	DP
	1417.5	155.32	155.67	0.4	0.16000	0.40000	0.25
	1604.2	155.58	155.99	0.47	0.22090	0.47000	Variância
	1837	155.88	156.32	0.53	0.28090	0.53000	0.062
	2076	156.18	156.64	0.59	0.34810	0.59000	
	2240.8	156.42	156.86	0.62	0.38440	0.62000	
	2616.3	157.02	157.36	0.7	0.49000	0.70000	
Trecho direito	1514.1	154.26	154.3	0.04	0.00160	0.04000	FC
	1785	154.56	154.55	0.03	0.00090	0.03000	99.89%
	2098.6	154.89	154.83	0.06	0.00360	0.06000	Média
	2386.9	155.15	155.09	0.09	0.00810	0.09000	0.177
	2710.5	155.45	155.35	0.14	0.01960	0.14000	DP
	3082.5	155.78	155.65	0.19	0.03610	0.19000	0.11
	3377.8	156.04	155.89	0.23	0.05290	0.23000	Variância
	3663	156.28	156.13	0.25	0.06250	0.25000	0.012
	3924	156.5	156.35	0.28	0.07840	0.28000	
	4125.2	156.66	156.51	0.3	0.09000	0.30000	
	4551.7	156.99	156.84	0.34	0.11560	0.34000	
Ramo Corredeiras	2100	152.24	152.26	0.03	0.00090	0.03000	FC
	2500	152.55	152.56	0.02	0.00040	0.02000	99.90%
	2960	152.86	152.89	0.02	0.00040	0.02000	Média
	3405	153.14	153.19	0.06	0.00360	0.06000	0.154
	3900	153.42	153.5	0.09	0.00810	0.09000	DP
	4500	153.73	153.85	0.14	0.01960	0.14000	0.12
	4982	153.95	154.11	0.17	0.02890	0.17000	Variância
	5500	154.17	154.39	0.22	0.04840	0.22000	0.015
	6000	154.37	154.64	0.27	0.07290	0.27000	
	6366	154.51	154.81	0.29	0.08410	0.29000	
	7168	154.79	155.19	0.38	0.14440	0.38000	
Jusante	2100	149.47	149.47	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	149.78	149.72	0.05	0.00250	0.05000	99.95%
	2960	150.1	150	0.09	0.00810	0.09000	Média
	3405	150.37	150.26	0.1	0.01000	0.10000	0.075

	3900	150.65	150.53	0.11	0.01210	0.11000	DP
	4500	150.96	150.84	0.12	0.01440	0.12000	0.04
	4982	151.2	151.08	0.11	0.01210	0.11000	Variância
	5500	151.42	151.33	0.1	0.01000	0.10000	0.002
	6000	151.64	151.57	0.07	0.00490	0.07000	
	6366	151.79	151.73	0.06	0.00360	0.06000	
	7168	152.09	152.09	0	0.00000	0.00000	

Tabela A.7.4 – Função Critério e Desvio Padrão – Modelo P - PAI.

Trecho	Vazão (m³/s)	Elevação Calculada (m)	Elevação Observada (m)	Δ (m)	Δy^2	$\sqrt{\Delta y^2}$	
Montante	2100	157.84	157.83	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	158.13	158.1	0.01	0.00010	0.01000	99.97%
	2960	158.46	158.41	0.03	0.00090	0.03000	Média
	3405	158.77	158.7	0.05	0.00250	0.05000	0.050
	3900	159.1	159.01	0.07	0.00490	0.07000	DP
	4500	159.47	159.37	0.09	0.00810	0.09000	0.03
	4982	159.76	159.66	0.09	0.00810	0.09000	Variância
	5500	160.06	159.97	0.08	0.00640	0.08000	0.001
	6000	160.33	160.26	0.07	0.00490	0.07000	
	7168	160.93	160.93	0	0.00000	0.00000	
Ponte da estrada	2100	155.62	155.62	0	0.00000	0.00000	FC
	2500	155.98	155.94	0.05	0.00250	0.05000	99.95%
	2960	156.36	156.28	0.07	0.00490	0.07000	Média
	3405	156.67	156.59	0.09	0.00810	0.09000	0.078
	3900	157.01	156.91	0.11	0.01210	0.11000	DP
	4500	157.36	157.27	0.11	0.01210	0.11000	0.03
	4982	157.63	157.55	0.11	0.01210	0.11000	Variância
	5500	157.89	157.83	0.1	0.01000	0.10000	0.001
	6000	158.11	158.09	0.09	0.00810	0.09000	
	7168	158.62	158.67	0.05	0.00250	0.05000	
Trecho esquerdo	585.9	154.79	154.65	0.15	0.02250	0.15000	FC
	715	155.11	154.9	0.21	0.04410	0.21000	99.69%
	861.4	155.45	155.17	0.28	0.07840	0.28000	Média
	1018.1	155.76	155.41	0.34	0.11560	0.34000	0.489
	1189.5	156.1	155.66	0.4	0.16000	0.40000	DP
	1417.5	156.52	155.94	0.51	0.26010	0.51000	0.23
	1604.2	156.8	156.16	0.57	0.32490	0.57000	Variância
	1837	157.06	156.38	0.66	0.43560	0.66000	0.052
	2076	157.29	156.58	0.72	0.51840	0.72000	
	2240.8	157.45	156.73	0.74	0.54760	0.74000	
Ponte da Ilha	2616.3	157.8	157.04	0.8	0.64000	0.80000	
	585.9	153.99	153.97	0.02	0.00040	0.02000	FC
	715	154.28	154.28	0.01	0.00010	0.01000	99.77%

	861.4	154.57	154.62	0.09	0.00810	0.09000	Média
	1018.1	154.77	154.93	0.2	0.04000	0.20000	0.357
	1189.5	155	155.27	0.3	0.09000	0.30000	DP
	1417.5	155.32	155.67	0.4	0.16000	0.40000	0.25
	1604.2	155.58	155.99	0.47	0.22090	0.47000	Variância
	1837	155.88	156.32	0.53	0.28090	0.53000	0.062
	2076	156.18	156.64	0.59	0.34810	0.59000	
	2240.8	156.42	156.86	0.62	0.38440	0.62000	
	2616.3	157.02	157.36	0.7	0.49000	0.70000	
Trecho direito	1514.1	154.26	154.3	0.04	0.00160	0.04000	FC
	1785	154.56	154.55	0.03	0.00090	0.03000	99.89%
	2098.6	154.89	154.83	0.06	0.00360	0.06000	Média
	2386.9	155.15	155.09	0.08	0.00640	0.08000	0.175
	2710.5	155.45	155.35	0.14	0.01960	0.14000	DP
	3082.5	155.78	155.65	0.19	0.03610	0.19000	0.11
	3377.8	156.04	155.89	0.22	0.04840	0.22000	Variância
	3663	156.28	156.13	0.25	0.06250	0.25000	0.012
	3924	156.5	156.35	0.28	0.07840	0.28000	
	4125.2	156.66	156.51	0.3	0.09000	0.30000	
	4551.7	156.99	156.84	0.34	0.11560	0.34000	
Ramo Corredeiras	2100	152.24	152.26	0.03	0.00090	0.03000	FC
	2500	152.55	152.56	0.02	0.00040	0.02000	99.90%
	2960	152.86	152.89	0.02	0.00040	0.02000	Média
	3405	153.14	153.19	0.06	0.00360	0.06000	0.153
	3900	153.42	153.5	0.09	0.00810	0.09000	DP
	4500	153.73	153.85	0.13	0.01690	0.13000	0.12
	4982	153.95	154.11	0.17	0.02890	0.17000	Variância
	5500	154.17	154.39	0.22	0.04840	0.22000	0.015
	6000	154.37	154.64	0.27	0.07290	0.27000	
	6366	154.51	154.81	0.29	0.08410	0.29000	
	7168	154.79	155.19	0.38	0.14440	0.38000	
Jusante	2100	149.47	149.47	0.01	0.00010	0.01000	FC
	2500	149.78	149.72	0.05	0.00250	0.05000	99.95%
	2960	150.1	150	0.09	0.00810	0.09000	Média
	3405	150.37	150.26	0.1	0.01000	0.10000	0.074
	3900	150.65	150.53	0.11	0.01210	0.11000	DP
	4500	150.96	150.84	0.12	0.01440	0.12000	0.04
	4982	151.2	151.08	0.11	0.01210	0.11000	Variância
	5500	151.42	151.33	0.09	0.00810	0.09000	0.002
	6000	151.64	151.57	0.07	0.00490	0.07000	
	6366	151.79	151.73	0.06	0.00360	0.06000	
	7168	152.09	152.09	0	0.00000	0.00000	