

**GOVERNO DO DISTRITO FEDERAL - GDF
COMPANHIA IMOBILIÁRIA DE BRASÍLIA – TERRACAP
INSTITUTO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS HÍDRICOS DO DISTRITO
FEDERAL – BRASÍLIA AMBIENTAL – IBRAM.**

**PROJETOS TÉCNICOS DE REGULARIZAÇÃO FUNDIÁRIA, URBANÍSTICA E
AMBIENTAL DOS SETORES HABITACIONAIS ARNIQUEIRA E BERNARDO SAYÃO,
BEM COMO DAS OCUPAÇÕES IRREGULARES NAS ÁREAS
INTERSTICIAIS/REMANESCENTES E DE PARCELAMENTO FUTURO DO PROJETO DE
URBANISMO DO SETOR DE MANSÕES PARK WAY (SMPW), LOCALIZADOS NAS
REGIÕES ADMINISTRATIVAS DE TAGUATINGA (RA III), GUARÁ (RA X) E NÚCLEO
BANDEIRANTE (RA VIII).**

PRODUTO 6: PROJETOS EXECUTIVOS DE DRENAGEM PLUVIAL E PAVIMENTAÇÃO

SUBPRODUTO 6.2: PROJETO EXECUTIVO DE DRENAGEM PLUVIAL

Estudo de Capacidade Suporte (Riscos de Enchentes)

VOLUME ÚNICO

Brasília, Fevereiro de 2012.

ESTRUTURA DE APRESENTAÇÃO

Volume Único:

Estudo de Capacidade Suporte (Riscos de Enchentes);

Anexo I – Mapa 42 - Área de Inundação Futura;

ÍNDICE

1	ANÁLISE DA CAPACIDADE DE SUPORTE DOS CÓRREGOS.....	7
1.1	HEC-HMS	7
1.2	Modelagem do volume escoado diretamente no escoamento superficial	8
1.3	Modelagem do volume escoado no escoamento subterrâneo	9
1.4	Modelagem do escoamento em canais	10
1.5	Cenário futuro de ocupação do solo	10
1.6	Dados e parâmetros utilizados no modelador hidrológico HEC-HMS	11
1.7	Resultados do modelador hidrológico HEC-HMS	14
1.8	Análise da Área Sujeita à Inundação	17
1.9	Dados e parâmetros utilizados no modelador hidráulico HEC-RAS	20
1.10	Resultados do Modelador Hidráulico HEC-RAS	27
2	BIBLIOGRAFIA.....	29

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Delimitação das Bacias Hidrográficas da Unidade Hidrográfica do Riacho Fundo. (Identificação na Tabela 4).....	11
Figura 2: Delineamento do caminho mais longo de uma gotícula de água em cada bacia hidrográfica dos afluentes do córrego Vicente Pires. (Identificação na Tabela 2).	12
Figura 3: Visualização do arranjo do modelo hidrológico para a geração dos cenários estudados.....	14
Figura 4: Exemplo de dados obtidos com a execução do perfilamento Laser.	22
Figura 5: Seções transversais dos afluentes do córrego Vicente Pires.	23
Figura 6: Seções transversais do córrego Vicente Pires.	23
Figura 7: Seção transversal do corte ID 7974.	24
Figura 8: Seção transversal do corte ID 6634.	25
Figura 9: Seção transversal do corte ID 5119.	26
Figura 10: Seção transversal do corte ID 0844.	27

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Precipitação x Duração Unitária de uma chuva de 15 minutos.....	14
---	-----------

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tabela com os valores de α e β	13
Tabela 2: Resumo dos dados e parâmetros utilizados na modelagem e simulação dos processos hidrológicos.	15
Tabela 3: Vazão máxima, por bacia hidrográfica, de cada trecho inserido na área estudada.....	16
Tabela 4: Vazões dos córregos da área de estudo conforme cenário estudado:	28

1 ANÁLISE DA CAPACIDADE DE SUPORTE DOS CÓRREGOS

Para a correta elaboração de uma proposta de drenagem pluvial é necessário conhecer a capacidade de escoamento do córrego receptor das águas de chuva em uma situação prévia à ocupação urbana, ou seja, qual era o comportamento dos córregos no meio natural. O estudo da situação ambiental demonstrou que várias nascentes e trechos de córregos foram aterrados e canalizados e várias veredas foram suprimidas.

Entretanto os dados levantados em campo, por aerolevanteamento e topografia e a análise de ortofotos antigas permitiram uma reconstituição da situação natural, importante para a análise, e possibilitou que se obtenham informações próximas as que ocorreriam no ambiente natural. Desta forma cria-se um parâmetro de projeto em que se possa analisar qual era a capacidade hídrica dos córregos antes da ocupação urbana, quais as vazões atuais e quais serão as vazões futuras estimadas com a ocupação urbana proposta.

Desta maneira, foi feito um consistente trabalho de estimativa de precipitação, escoamento e vazão para se determinar qual a capacidade dos córregos que estão dentro da região de estudo para receber os incrementos de vazão gerados pela implantação do empreendimento, e com isso comparar as situações. Nos sistemas de drenagem pluvial convencionais, as vazões geradas com a implantação do empreendimento reduzirão a vazão atualmente lançada no corpo hídrico, pois é prevista a instalação de dispositivos de amortecimento. Estes dispositivos impedem que a crescente urbanização e impermeabilização de uma determinada área não causem tantos danos a jusante, pois buscam simular a situação natural do corpo hídrico. Estas serão menos afetadas por alagamentos em dias de chuva forte, tendo em vista que a implantação do novo sistema levará à redução dos picos de cheia, diferentemente do que ocorre com frequência no Brasil.

A modelagem do comportamento hidráulico dos rios foi feito com o auxílio de *softwares* computacionais que permitiram uma modelagem do terreno e do comportamento dos rios. Destaca-se que os programas usados tem sido regularmente utilizados nos países desenvolvidos para esta função e são sancionados por diversos órgãos ambientais internacionais.

1.1 HEC-HMS

Para a modelagem e simulação das vazões por bacia, utilizou-se o *software Hydrologic Modeling System - HMS 3.5*, concebido para os processos hidrológicos precipitação-vazão. O HEC-HMS é um produto do Centro de Engenharia Hidrológica

(*Hydrologic Engineering Center*) do *U.S. Army Corps of Engineers*. O programa foi desenvolvido em 1992 como um substituto para HEC-1, e tem sido considerado um padrão para simulação hidrológica (HEC, 2010a).

O modelador hidrológico do sistema HEC-HMS foi projetado para simular os processos de precipitação-escoamento em bacias hidrográficas. Este *software* foi projetado com uma ampla gama de utilização, podendo ser usado desde os projetos de bacias hidrográficas, como um todo, até o projeto de bacias urbanas localizadas. Dentre suas aplicações, a modelagem de vazões para a simulação de inundações e enxurradas urbanas, ou naturais de bacias hidrográficas foi empregada neste estudo. Os hidrogramas produzidos pelo programa foram utilizados diretamente ou em conjunto com outros *softwares*, para outros estudos necessários à modelagem do sistema de drenagem pluvial proposto (*HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER*, 2008).

O programa permite que se descrevam bacias hidrográficas diversas a partir de parâmetros inseridos. Para tanto, o ciclo hidrológico é separado em diversas partes gerenciáveis que representam o escoamento superficial, subterrâneo, infiltração, evapotranspiração, entre outros. Desta forma, todos os parâmetros de fluxo de massa e energia podem ser corretamente modelados e considerados na análise do sistema. Os diversos modelos matemáticos presentes no programa permitem adaptá-lo para uma elevada gama de situações específicas que dependerão do conhecimento e da sensibilidade do operador e das condições ambientais que serão consideradas no projeto.

1.2 MODELAGEM DO VOLUME ESCOADO DIRETAMENTE NO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Para simular o volume escoado direto adotou-se o modelo Curva Número do Serviço de Conservação do Solo (*Soil Conservation Service- SCS*), apresentado em 1975. Esse modelo é utilizado para a simulação de hidrogramas de cheias de projetos de obras hidráulicas e para a quantificação e classificação do risco de enchentes para uma área em estudo. Este modelo é amplamente empregado em estudos hidrológicos por possuir o número de parâmetros sucinto e ser representativo quanto ao relacionamento de parâmetros e às características físicas de uma bacia (SCS, 1975). O modelo é do tipo discreto, concentrado e empírico. A precipitação efetiva é estimada por meio de uma função com as seguintes considerações: precipitação acumulada, cobertura do solo, uso do solo e umidade existente no solo antes da precipitação.

O volume superficial é descrito por uma relação entre a razão da precipitação acumulada (P , mm), e a razão entre a infiltração e o escoamento da bacia. Para a precipitação, além da perda inicial, tem-se:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P + S - I_a}$$

Equação 1: Cálculo da vazão de escoamento superficial do SCS:

Onde a perda inicial é representada por I_a e S é o armazenamento do solo. O valor de I_a é geralmente estimado como $0,25 \times S$.

Para o cálculo da capacidade de absorção de água na camada superior do solo, o SCS estabeleceu uma curva de absorção onde a variável é o parâmetro CN. Essa escala leva em consideração fatores como condições de cobertura do solo, variando entre superfícies pouco permeáveis e muito permeáveis, com base no uso e ocupação do solo, além de avaliar os quesitos referentes ao tipo do solo superficial. A relação entre CN e S é dada por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Equação 2: Relação entre S e CN estabelecido pelo SCS:

1.3 MODELAGEM DO VOLUME ESCOADO NO ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO

Os modelos de escoamento subterrâneo simulam a drenagem subsuperficial e subterrânea da água do sistema para os canais de drenagem superficial. Para o presente estudo o modelo de Recessão Exponencial foi adotado, pois é o que melhor representa o processo que ocorre naturalmente nas bacias hidrográficas. O modelo define a vazão subterrânea em qualquer tempo a partir de um valor inicial estabelecido no tempo zero. A relação é expressa como:

$$Q_t = Q_0 \cdot k^t$$

Equação 3: Relação da vazão subterrânea:

Sendo: Q_t a vazão subterrânea no tempo t (m^3/s); Q_0 é a vazão inicial (m^3/s) e k é uma constante de decaimento exponencial no tempo t . Em virtude da ausência de dados

fluviográficos na rede hidrográfica em estudo foi adotada a vazão inicial como sendo a descarga mínima específica indicada pelo Plano Diretor de Águas e Esgotos do Distrito Federal (CAESB, 2003). Tal valor é equivalente a 4×10^{-2} L/s x km², sendo o km² referente à área de drenagem de cada sub-bacia estudada. O valor da constante de decaimento adotado foi 0,9, tendo em vista ser este o valor que representa o patamar indicado pelo Manual Técnico do HEC-HMS para as sub-bacias sem dados.

1.4 MODELAGEM DO ESCOAMENTO EM CANAIS

Para simular o fenômeno de escoamento em canais adotou-se o modelo Muskingun-Cunge, uma adaptação do modelo Muskingun, que por sua vez, baseia-se na equação da continuidade e na equação de armazenamento. Essa adaptação considera que nas ondas de cheia o escoamento em rios e canais pode sofrer o amortecimento da onda, devido à variação na capacidade de armazenamento e do efeito das forças dinâmicas tornando o amortecimento numérico mais próximo do real (CUNGE; HOLLY *et al.*, 1980).

O modelo Muskingun-Cunge é do tipo Armazenamento e Onda Cinemática (TUCCI, 2005b), concentrado e quase-conceitual. Foi adotado para todos os trechos discretizados no presente estudo, por não ser restritivo quanto à declividade do talvegue, e por utilizar os dados disponíveis. Os parâmetros para o cálculo são:

- A descrição da seção transversal e extensão do canal;
- O coeficiente de rugosidade;
- A declividade da linha de energia, estimada a partir da declividade do fundo do canal.

1.5 CENÁRIO FUTURO DE OCUPAÇÃO DO SOLO

O modelo hidráulico construído permitiu a análise hidrológica de precipitação-vazão do cenário futuro de ocupação do solo nas bacias hidrográficas em estudo, além de servir como instrumento para a verificação das medidas estruturais e não-estruturais que devem ser adotadas para o sistema de drenagem pluvial. A avaliação do cenário implementou modificações nos parâmetros físicos das bacias da área do empreendimento estudado. Nesse modelo considerou-se a projeção futura das condições físicas das bacias hidrográficas, com dispositivos estruturais de amortecimento da vazão de saída do sistema de drenagem pluvial para tempo de retorno.

1.6 DADOS E PARÂMETROS UTILIZADOS NO MODELADOR HIDROLÓGICO HEC-HMS

Para a modelagem do sistema em estudo aplicou-se técnicas e algoritmos de geoprocessamento, também disponibilizados e mantidos pelo *US ARMY CORPS OF ENGINEERS*, o geoHMS, para:

- Delineamento das bacias hidrográficas (Figura 1) de acordo com a necessidade de discretização da Bacia do córrego Riacho Fundo;
- Delineamento do caminho mais longo de uma gotícula de água na bacia hidrográfica (Figura 2);
- Desnível máximo geométrico da bacia hidrográfica.
- Cálculo da área de cada bacia hidrográfica.

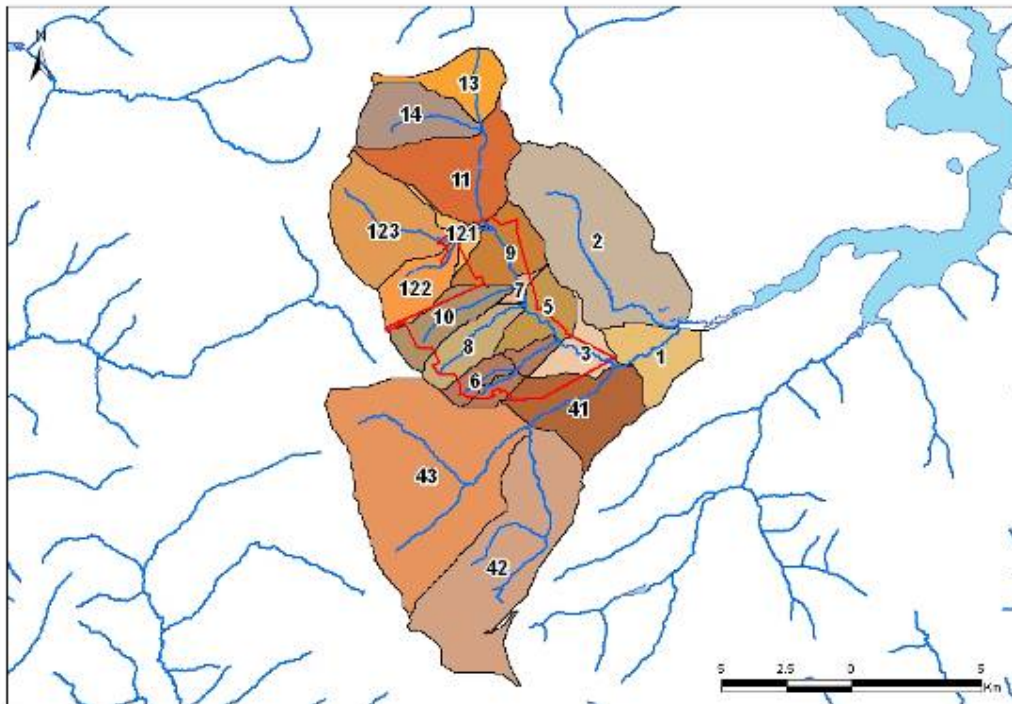


Figura 1: Delimitação das Bacias Hidrográficas da Unidade Hidrográfica do Riacho Fundo. (Identificação na Tabela 4).

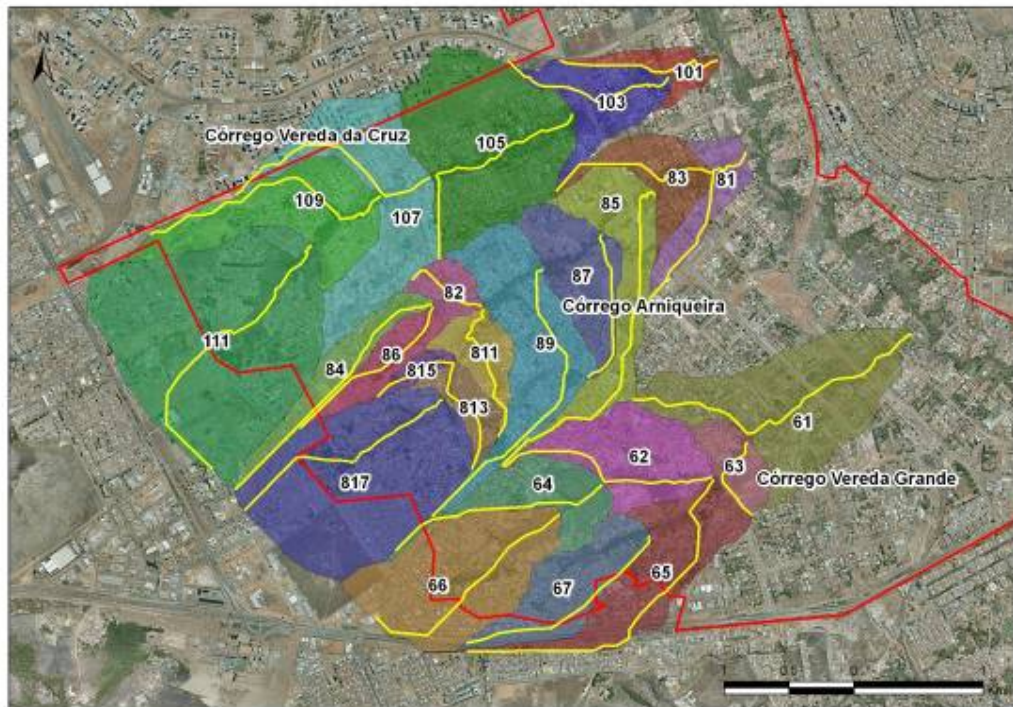


Figura 2: Delineamento do caminho mais longo de uma gotícula de água em cada bacia hidrográfica dos afluentes do córrego Vicente Pires. (Identificação na Tabela 2).

Seguindo prerrogativas do Plano Diretor de Drenagem Urbana do DF, para a definição do modelo CN foi escolhido o grupo de solos C e a condição de umidade antecedente do solo tipo II. O valor de CN para cada bacia hidrográfica foi estimado por meio do exposto pelo Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos da América (SCS, 1975). O tempo de concentração de cada bacia hidrográfica foi calculado por meio da fórmula de Kirpich modificada, definida pela expressão:

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

Equação 4: Fórmula de Kirpich para o cálculo do tempo de concentração:

Onde o tempo de concentração é obtido em horas, L é o comprimento do curso d'água em km e H é o desnível máximo geométrico da bacia hidrográfica em metros. Essa equação empírica fornece dados adequados para as bacias de diversas dimensões, e é uma modificação realizada pelo *U.S. Soil Conservation Service* da equação de Kirpich (KIRPICH, 1940). Para as bacias pequenas a Equação 4 resulta em uma velocidade média

de 4,0 km/h e para as bacias maiores, de 4,8 km/h. Esses valores corroboram a aplicação dessa expressão para um leque expressivo de áreas (DNIT, 2005).

A precipitação utilizada possui duração unitária – DU igual a 15 minutos. Para o cálculo da precipitação x frequência unitária utilizou-se o aludido no livro “Chuvas Intensas no Brasil” (PFAFSTETTER, 1982). Tal obra, apresenta equações de chuva para o cálculo da precipitação relativa para 98 postos pluviográficos no Brasil. Essa precipitação relativa é definida pela expressão:

$$P = K * [a * t + b * \log(1 + c * t)]$$

Equação 5: Equação para o cálculo de Precipitação relativa:

Onde a, b e c são constantes para o posto pluviográfico mais próximo à área de estudo. Para o presente estudo, adotou-se as constantes a, b e c do posto de Formosa-GO, com valores 0.5, 27 e 20 respectivamente. P é a precipitação em mm. O parâmetro K é calculado conforme a seguinte equação:

$$K = TR^{\frac{\alpha + \beta}{TR^{0,25}}}$$

Equação 6: Cálculo do parâmetro K:

Onde TR é o período de recorrência, em anos, α e β são obtidos por meio da Tabela 1 **Tabela com os valores de α e β .**a seguir:

Tabela 1: Tabela com os valores de α e β .

t	5min	15min	30min	1h	2h	4h	8h	24h	2d	4d	6d
α	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,170	0,166	0,156	0,152
β	0	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08

Fonte: Manual de Hidrologia Básica DNIT – 2006.

O Gráfico 1 apresenta os valores utilizados para simular a precipitação nas Bacias Hidrográficas em estudo.

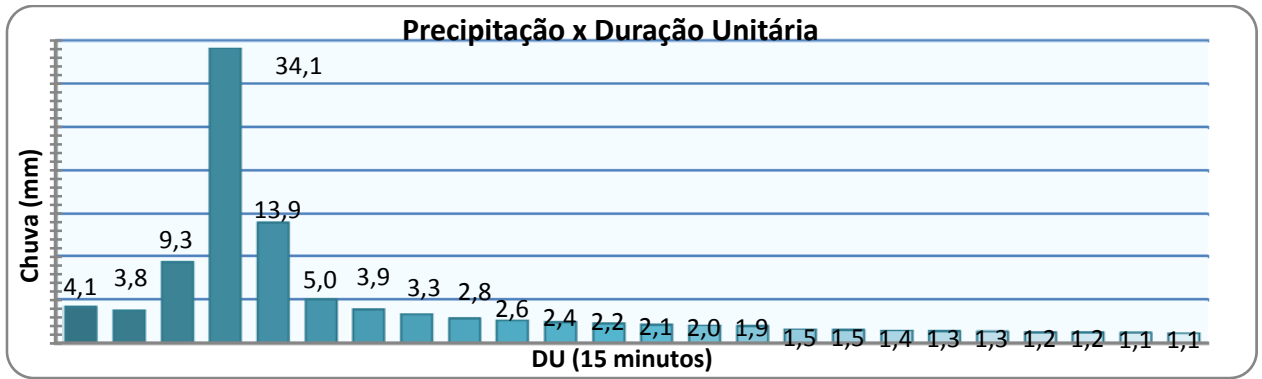


Gráfico 1: Precipitação x Duração Unitária de uma chuva de 15 minutos.

1.7 RESULTADOS DO MODELADOR HIDROLÓGICO HEC-HMS

A Figura 3 esboça espacialmente como a bacia hidrográfica em estudo foi discretizada para a simulação dos cenários estudados no *software* HEC-HMS. A Tabela 2 resume os dados e parâmetros utilizados para modelar os processos de escoamento nas bacias hidrográficas em estudo. E, por sua vez, a Tabela 3 apresenta a vazão máxima, por bacia hidrográfica, de cada trecho inserido na área estudada; esses dados são o resultado das simulações realizadas.

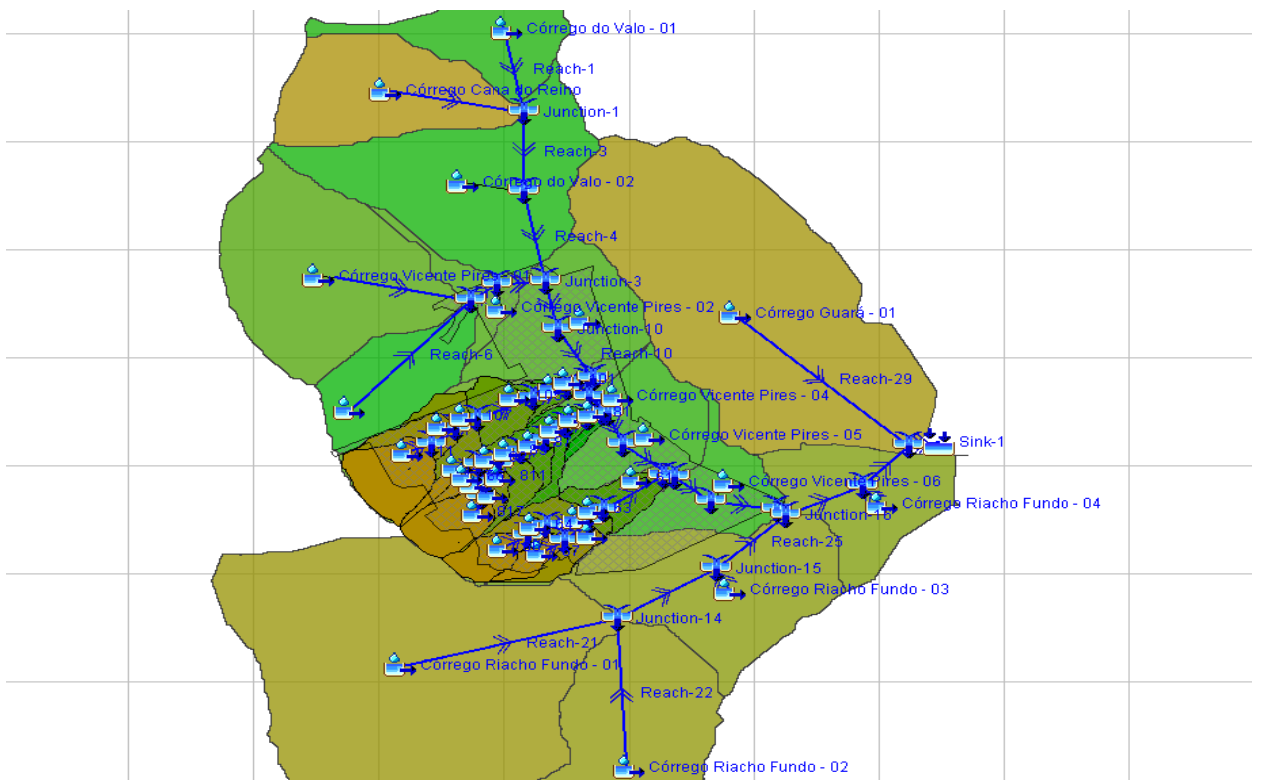


Figura 3: Visualização do arranjo do modelo hidrológico para a geração do cenário estudado.

Tabela 2: Resumo dos dados e parâmetros utilizados na modelagem e simulação dos processos hidrológicos.

Bacia	Córrego	Área (km²)	Vazão subterrânea (m³/s)	Tempo de Concentração (horas)	Curve Number			Impermeabilização (%)			Desnível geométrico (m)	Comprimento do talvegue (km)	Declividade (m/m)
					Natural	Atual	Futuro	Natural	Atual	Futuro			
1	C. Riacho Fundo	7.0988	0.0284	1.2727	88	88	88	40	40	40	51.8191	3.3910	0.0153
2	C. Guará	29.6901	0.1188	4.0532	88	88	88	60	60	60	118.0187	12.1627	0.0097
3	C. Vicente Pires	4.3408	0.0174	1.6421	86	86	86	0	52	60	57.8547	4.3863	0.0132
41	C. Riacho Fundo	12.1421	0.0486	1.5383	88	88	88	40	40	40	127.5370	5.3948	0.0236
42	C. Riacho Fundo	28.7039	0.1148	4.6510	88	88	88	10	10	10	221.9131	16.9111	0.0131
43	C. Riacho Fundo	40.8067	0.1632	4.4491	88	88	88	10	10	10	219.3802	16.2116	0.0135
5	C. Vicente Pires	5.5613	0.0222	1.4586	86	86	86	0	71	71	87.9143	4.5509	0.0193
61	C. Ver. Grande	1.3036	0.0052	0.7303	83	86	86	0	52	56	93.3580	2.5507	0.0130
62	C. Ver. Grande	0.6966	0.0028	0.8661	83	86	86	0	71	71	20.0000	1.7693	0.0222
63	C. Ver. Grande	0.2575	0.0010	0.2331	83	86	86	0	52	56	45.0000	0.7442	0.0079
64	C. Ver. Grande	0.4792	0.0019	0.9590	83	86	86	0	71	71	15.0000	1.7556	0.0335
65	C. Ver. Grande	0.8106	0.0032	0.7103	83	86	86	0	68	68	131.3296	2.7902	0.0385
66	C. Ver. Grande	1.1539	0.0046	0.4575	83	86	86	0	71	71	118.3778	1.8416	0.0424
67	C. Ver. Grande	0.5896	0.0024	0.4469	83	86	86	0	68	68	102.6342	1.7209	0.0661
7	C. Vicente Pires	0.7723	0.0031	3.2647	86	86	86	0	62	71	1.9554	2.5711	0.0008
81	C. Arniqueira	0.3101	0.0012	0.5177	83	86	86	0	62	71	43.4921	1.4681	0.0089
82	C. Arniqueira	0.1777	0.0007	0.2344	83	86	86	0	68	73	38.0088	0.7069	0.0325
83	C. Arniqueira	0.3869	0.0015	0.4806	83	86	86	0	62	71	47.0851	1.4134	0.0112
84	C. Arniqueira	0.3651	0.0015	0.5428	83	86	86	0	68	73	118.4015	2.1356	0.0935
85	C. Arniqueira	0.7151	0.0029	0.7496	83	86	86	0	62	71	116.0281	2.8052	0.0099
86	C. Arniqueira	0.2718	0.0011	0.3565	83	86	86	0	68	73	106.3654	1.4319	0.0975
87	C. Arniqueira	0.5469	0.0022	0.3626	83	86	86	0	62	71	62.0638	1.2143	0.0074
89	C. Arniqueira	0.9748	0.0039	0.6212	83	86	86	0	62	71	128.8351	2.4688	0.0094
811	C. Arniqueira	0.2818	0.0011	0.3097	83	86	86	0	68	73	88.0531	1.1903	0.0147
813	C. Arniqueira	0.2117	0.0008	0.2361	83	86	86	0	68	73	86.8973	0.9368	0.0277
815	C. Arniqueira	0.0855	0.0003	0.1543	83	86	86	0	68	73	89.7272	0.6553	0.1257
817	C. Arniqueira	1.7220	0.0069	0.4594	83	86	86	0	68	73	119.5944	1.8546	0.0805
9	C. Vicente Pires	7.0575	0.0282	1.9565	86	86	86	0	61	67	90.0000	5.9145	0.0002
101	C. Ver. da Cruz	0.2009	0.0008	0.5028	83	86	86	0	61	67	31.4047	1.2841	0.0099
103	C. Ver. da Cruz	0.4597	0.0018	0.4777	83	86	86	0	61	67	47.2383	1.4076	0.0154
105	C. Ver. da Cruz	1.4179	0.0057	0.6910	83	86	86	0	61	67	42.3656	1.8687	0.0094
107	C. Ver. da Cruz	1.0899	0.0044	0.5481	83	86	86	0	61	67	75.0000	1.8495	0.0160
109	C. Ver. da Cruz	0.8482	0.0034	0.5651	83	86	86	0	61	67	106.1591	2.1323	0.0168
111	C. Ver. da Cruz	2.3860	0.0095	0.6592	83	86	86	0	61	67	103.4835	2.4160	0.0394
11	C. do Valo	14.0546	0.0562	3.3391	88	88	88	80	80	80	175.8733	11.7465	0.0150
121	C. Vicente Pires	1.9999	0.0080	2.7712	88	88	88	80	80	80	109.5481	8.5364	0.0128
122	C. Água Clara	5.7403	0.0230	3.3203	90	90	90	70	70	70	135.0000	10.7028	0.0126
123	C. Vicente Pires	14.4193	0.0577	3.7216	88	88	88	80	80	80	160.0000	12.5025	0.0128
13	C. do Valo	5.9848	0.0239	1.8954	88	88	88	10	10	10	154.9611	6.8969	0.0225
14	C. Cana do Reino	8.6737	0.0347	1.7971	88	88	88	10	10	10	155.0000	6.5867	0.0235

Tabela 3: Vazão máxima, por bacia hidrográfica, de cada trecho inserido na área estudada.

Bacia	Córrego	Vazão máxima por trecho (m ³ /s)
		Cenário Futuro
3	C. Vicente Pires	204,67
5	C. Vicente Pires	187,50
7	C. Vicente Pires	167,83
9	C. Vicente Pires	145,36
61	C. Ver. Grande	17,17
62	C. Ver. Grande	8,44
63	C. Ver. Grande	17,07
64	C. Ver. Grande	6,13
65	C. Ver. Grande	3,14
66	C. Ver. Grande	6,33
67	C. Ver. Grande	3,24
81	C. Arniqueira	19,67
82	C. Arniqueira	3,39
83	C. Arniqueira	19,13
84	C. Arniqueira	1,96
85	C. Arniqueira	17,51
86	C. Arniqueira	1,47
87	C. Arniqueira	16,44
89	C. Arniqueira	14,23
811	C. Arniqueira	11,58
813	C. Arniqueira	10,01
815	C. Arniqueira	0,49

817	C. Arniqueira	9,42
101	C. Ver. da Cruz	22,47
103	C. Ver. da Cruz	21,68
105	C. Ver. da Cruz	17,66
107	C. Ver. da Cruz	14,91
109	C. Ver. da Cruz	11,68
111	C. Ver. da Cruz	12,12

1.8 ANÁLISE DA ÁREA SUJEITA À INUNDAÇÃO

Para a modelagem e a simulação das planícies de inundação na área o estudo utilizou o *software River Analysis System - RAS 4.0*, *US ARMY CORPS OF ENGINEERS*, desenvolvido para efetuar cálculos hidráulicos em um sistema de canais naturais ou construídos (HEC, 2010b). O *software RAS* modela o escoamento em canais considerando tanto o regime supercrítico quanto o regime misto. Os passos de cálculo são solucionados pela equação da energia unidimensional, perdas de carga são estabelecidas pela equação de Manning e a contração ou expansão das seções transversais é calculada por um coeficiente multiplicado pela velocidade principal. A equação da energia, formulada por Bernoulli, é fundamental aos passos do cálculo hidráulico, que descrevem o escoamento, é apresentada da seguinte forma:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 * V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 * V_1^2}{2g} + \Delta h$$

Equação 7: Equação de Bernoulli para o cálculo hidráulico do escoamento em canais.

Onde:

Y_n = coluna d'água, em metros, para um Δx_n no canal;

Z_n = elevação do fundo do canal principal em relação a um determinado referencial, em metros;

V_n = velocidade média na seção transversal, em m/s;

g = aceleração da gravidade, em m/s^2 ;

α = coeficiente de ponderação da velocidade;

Δh_n = perda de carga entre os trechos analisados n e $n+1$.

A perda de carga resultante do atrito do fluido com a superfície do canal por contração ou expansão das seções transversais é dada pela seguinte equação:

$$h_e = L * S_f + c * \left| \frac{\alpha_2 * V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 * V_1^2}{2g} \right|$$

Equação 8: Equação de cálculo da perda de carga por atrito das laterais e fundo dos canais.

Na equação supracitada, o primeiro termo é referente à perda por fricção; o segundo representa a perda por contração ou expansão.

Sendo:

L = distância ponderada entre duas seções;

S_f = declividade da linha da perda de carga por fricção entre duas seções;

C = coeficiente de perda por expansão ou contração das seções transversais.

A distância ponderada L , entre as seções calculadas, é observada pela seguinte equação:

$$L = \frac{L_{lob} * Q_{lob} + L_{ch} * Q_{ch} + L_{rob} * Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

Equação 9: Cálculo das distâncias ponderadas:

Onde:

L_{lob} , L_{ch} e L_{rob} = Δx entre seções específicas para o fluxo na margem esquerda (lob), canal principal (ch) e margem direita (rob);

Q_{lob} , Q_{ch} e Q_{rob} = média aritmética das vazões entre seções na margem esquerda (lob), canal principal (ch) e margem direita (rob).

Para determinar a vazão total e a velocidade para cada seção transversal o *software* realiza uma subdivisão do escoamento, particionando as áreas laterais nos pontos onde ocorrem mudanças no coeficiente n da equação de Manning em áreas onde a velocidade seja

uniforme. A vazão, então, é calculada para cada subdivisão da seção transversal embasada no coeficiente de Manning; cuja equação é:

$$Q = \frac{A * \sqrt[3]{R^2} * \sqrt{S_f}}{n}$$

Equação 10: Equação de Manning:

Considerando:

$$K = \frac{A * \sqrt[3]{R^2}}{n}$$

Equação 11: Equação para o cálculo da capacidade de vazão de cada subdivisão:

Onde:

K = Capacidade de vazão em cada subdivisão;

n = Coeficiente de Manning para a subdivisão;

A = Área do fluxo na subdivisão;

R = Raio hidráulico para a subdivisão.

Para cada passo de cálculo o *software* soma todos os incrementos de vazões, para obter uma vazão nas margens esquerda e direita. Em relação ao canal principal, a vazão é calculada como um elemento de fluxo único. A vazão total na seção transversal é obtida somando-se as vazões nestas três subdivisões. O simulador hidráulico opera com um perfil unidimensional da superfície d'água e uma única energia cinética média para cada seção transversal. Por meio do cálculo da energia cinética ponderada das três subdivisões da seção transversal, obtém-se a energia cinética média para uma elevação da superfície d'água. Para o cálculo da energia cinética média, o coeficiente de ponderação (α) da velocidade principal deve ser obtido com a seguinte equação:

$$\alpha = \frac{Q_1 * V_1^2 + Q_2 * V_2^2 + \dots + Q_n * V_n^2}{Q * V^2}$$

Equação 12: Cálculo da energia cinética média:

Este coeficiente é calculado a partir dos três elementos de fluxo (margem esquerda, canal principal e margem direita) e também pode ser escrito em termos do fluxo e da área. A perda por fricção é avaliada como produto da declividade da seção e do comprimento do trecho em análise. A fricção (inclinação da linha do gradiente de energia) em cada seção transversal é calculada por meio da equação de Manning, por meio da Equação 13.

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

Equação 13: Cálculo da fricção.

O *software* HEC-RAS aplica esta equação como configuração padrão, caso seja necessária outra diretriz esta deverá ser introduzida pelo operador. A perda de carga por contração e expansão do escoamento é avaliada através da Equação 14.

$$h_{c,e} = C * \left| \frac{\alpha_2 * V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 * V_1^2}{2g} \right|$$

Equação 14: Perda por contração expansão do escoamento.

Para fins de cálculo hidráulico o *software* assume que a contração ou expansão é existente, quando a velocidade principal a jusante é diferente da velocidade a montante. Seguindo a lógica de escoamento em canais, quando a velocidade no trecho a jusante é menor que a do trecho a montante, a tendência é que o canal tenha expandido, caso contrário, o canal contraiu. Quando a mudança na seção transversal de um rio é pequena e o fluxo opera no regime subcrítico, os coeficientes de contração e expansão são adotados como iguais a 0,3 e 0,5, respectivamente.

1.9 DADOS E PARÂMETROS UTILIZADOS NO MODELADOR HIDRÁULICO HEC-RAS

Para o desenvolvimento desta análise foram utilizados os dados levantados pela TOPOCART para a área em estudo. Com o intuito de criar um modelo fiel à realidade foram cruzadas diversas informações, tais como imagens de aerolevamento atuais e de períodos anteriores, e foi elaborado um modelo digital do terreno com base no perfilamento a laser realizado na área de estudo. As vazões de *input*, para cada trecho em estudo, foram obtidas por meio do cenário modelado no HMS.

O perfilamento laser (LIDAR - *Light Detection And Ranging*), utiliza-se da emissão de feixes de laser no canal do infravermelho próximo e realiza o mapeamento do terreno e cobertura vegetal, bem como de edificações, a partir do retorno de cada pulso elétrico emitido em direção aos alvos. Nesse sentido, tanto a linha do solo como também, tudo que se encontra acima dele é mapeado (vegetação, edificações, carros, e outros elementos).

Os produtos gerados através desta tecnologia são pontos no terreno e superfície que serão classificados na fase de pós-processamento. O conjunto de *softwares* que realiza tal atividade é composto por uma série de filtros pré-estabelecidos e programáveis. Em função da altura do objeto e densidade, pode-se obter a classificação automática. Mesmo assim essa classificação é refinada manualmente utilizando-se como plano de fundo a ortofoto originária do vôo fotogramétrico.

De posse dos pontos do Perfilamento Laser foi gerado o Modelo Digital do Terreno (MDT) que corresponde a um conjunto de pontos que representam a superfície do terreno. No perfilamento obteve-se uma malha uniforme com 3 pontos por metro quadrado.

A densificação dos pontos deste método permite adquirir um modelo de terreno com precisão compatível, ou superior, aos dados gerados por topografia tendo em vista que abrange de forma igualitária toda a área do projeto. Em função da quantidade de pontos gerados podem-se identificar vários detalhes mínimos do terreno, tais como erosões, talvegues, canais de rios e córregos que podem ser perfeitamente identificados no pós-processamento. A figura 6.30 mostra detalhes em planta e perfil dos dados obtidos com o Perfilamento Laser.



Figura 4: Exemplo de dados obtidos com a execução do perfilamento Laser.

Para o estudo foram traçadas seções transversais aos córregos a partir do modelo digital de terreno elaborado. Com isso, foi possível traçar seções para a análise das cotas de inundação dos trechos avaliados. Após a simulação pode-se obter as superfícies de inundação com uma precisão aceitável. Ao todo foram estabelecidas 403 seções transversais no estudo, 61 seções no córrego Vicente Pires e 342 seções em seus afluentes. Os parâmetros adicionais para a caracterização e simulação das áreas foram definidos individualmente para cada caso analisado. A Figura 5 mostra as seções transversais adotadas nos afluentes do Vicente Pires e a Figura 6 mostra as seções adotadas no córrego Vicente Pires.

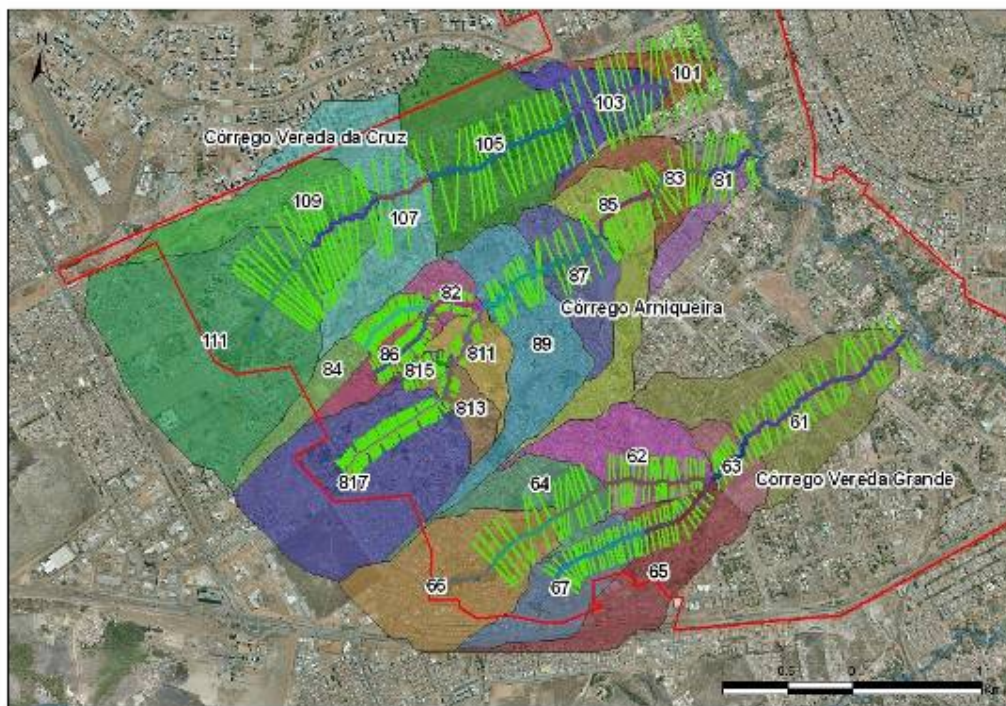


Figura 5: Seções transversais dos afluentes do córrego Vicente Pires.

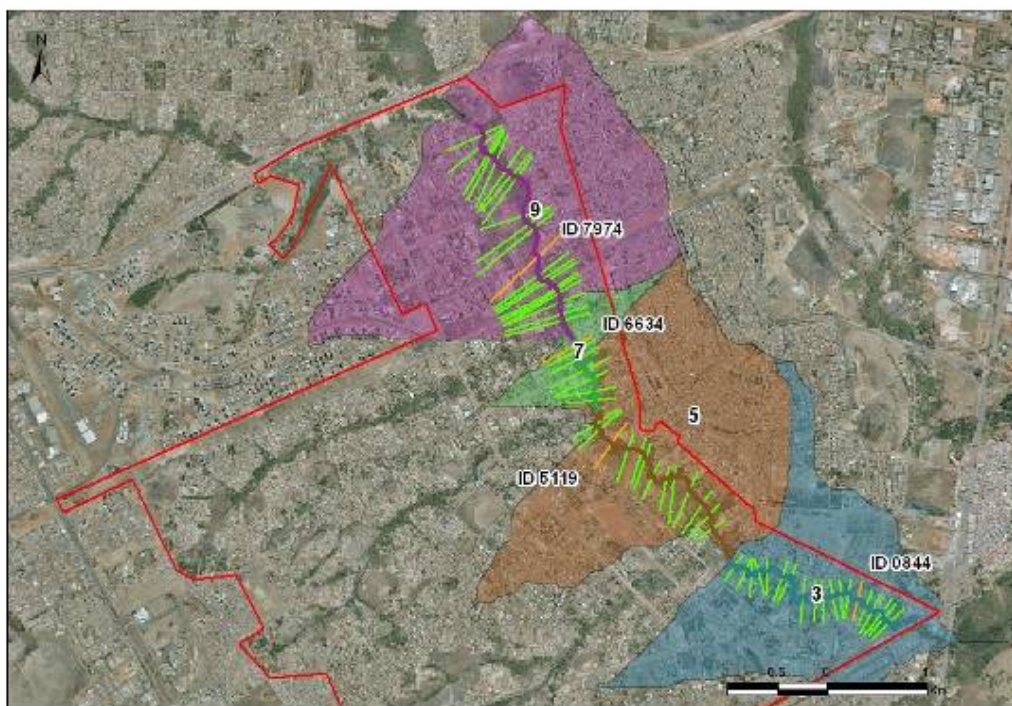


Figura 6: Seções transversais do córrego Vicente Pires.

As Figuras, a seguir, mostram as seções de alguns trechos analisados para a exemplificação do cálculo da área de inundação. A seguir, nas figuras 6.33, 6.34, 6.35 e 6.36, os perfis das seções transversais com ID 7974, 6634, 5119 e 0844 são apresentados para exemplificar a superfície de inundação gerada no *software* RAS.

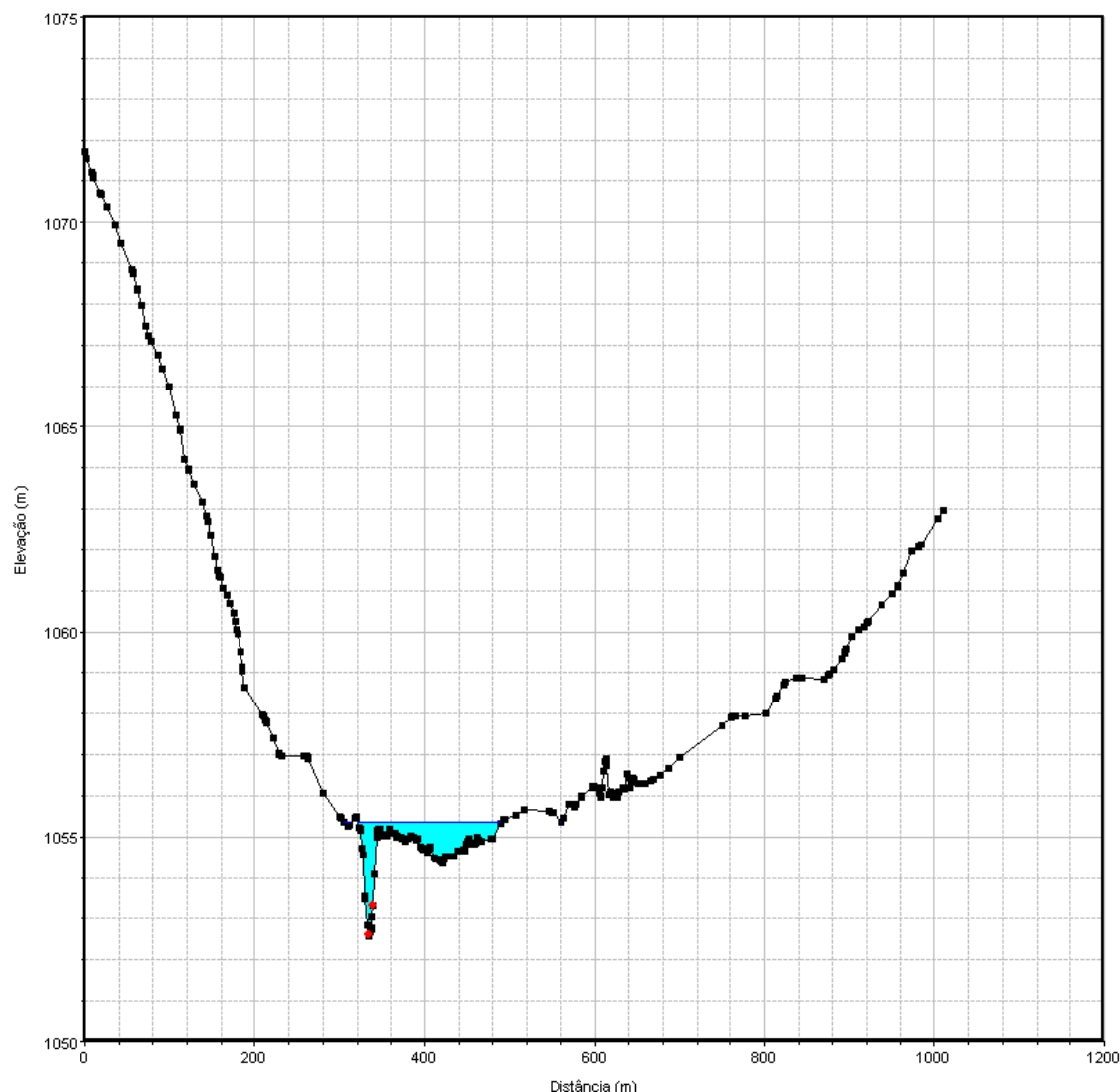


Figura 7: Seção transversal do corte ID 7974.

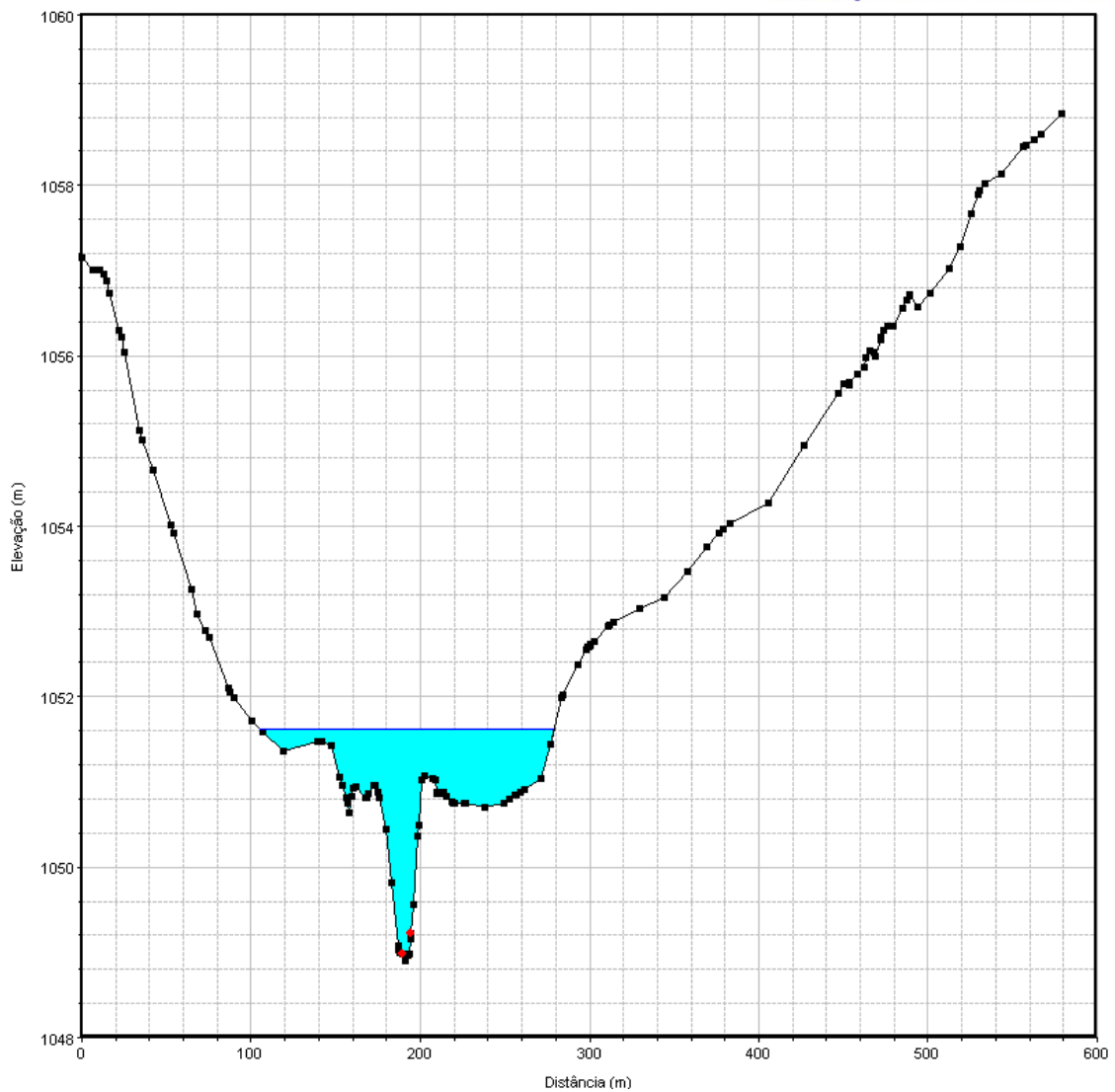


Figura 8: Seção transversal do corte ID 6634.

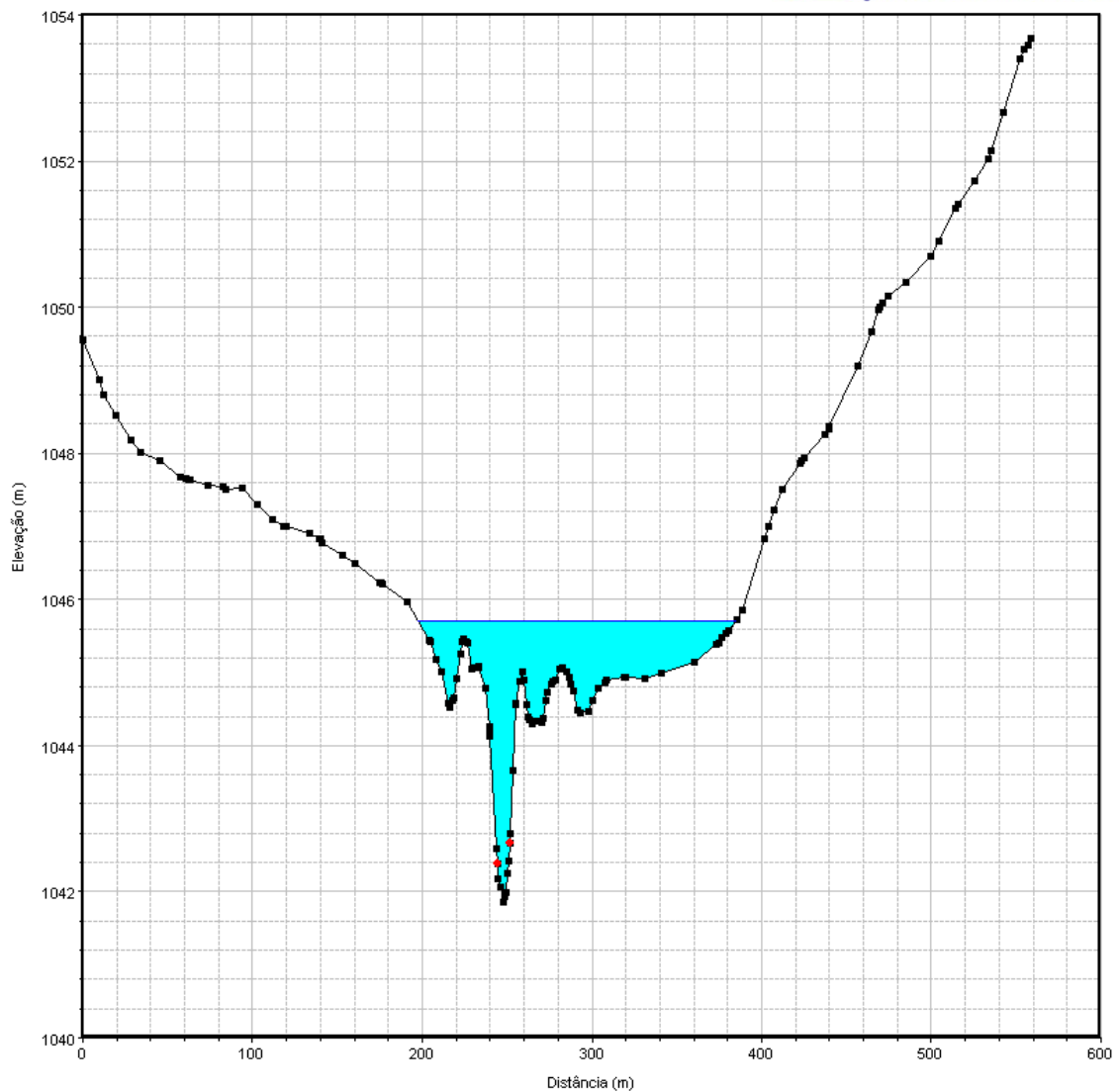


Figura 9: Seção transversal do corte ID 5119.

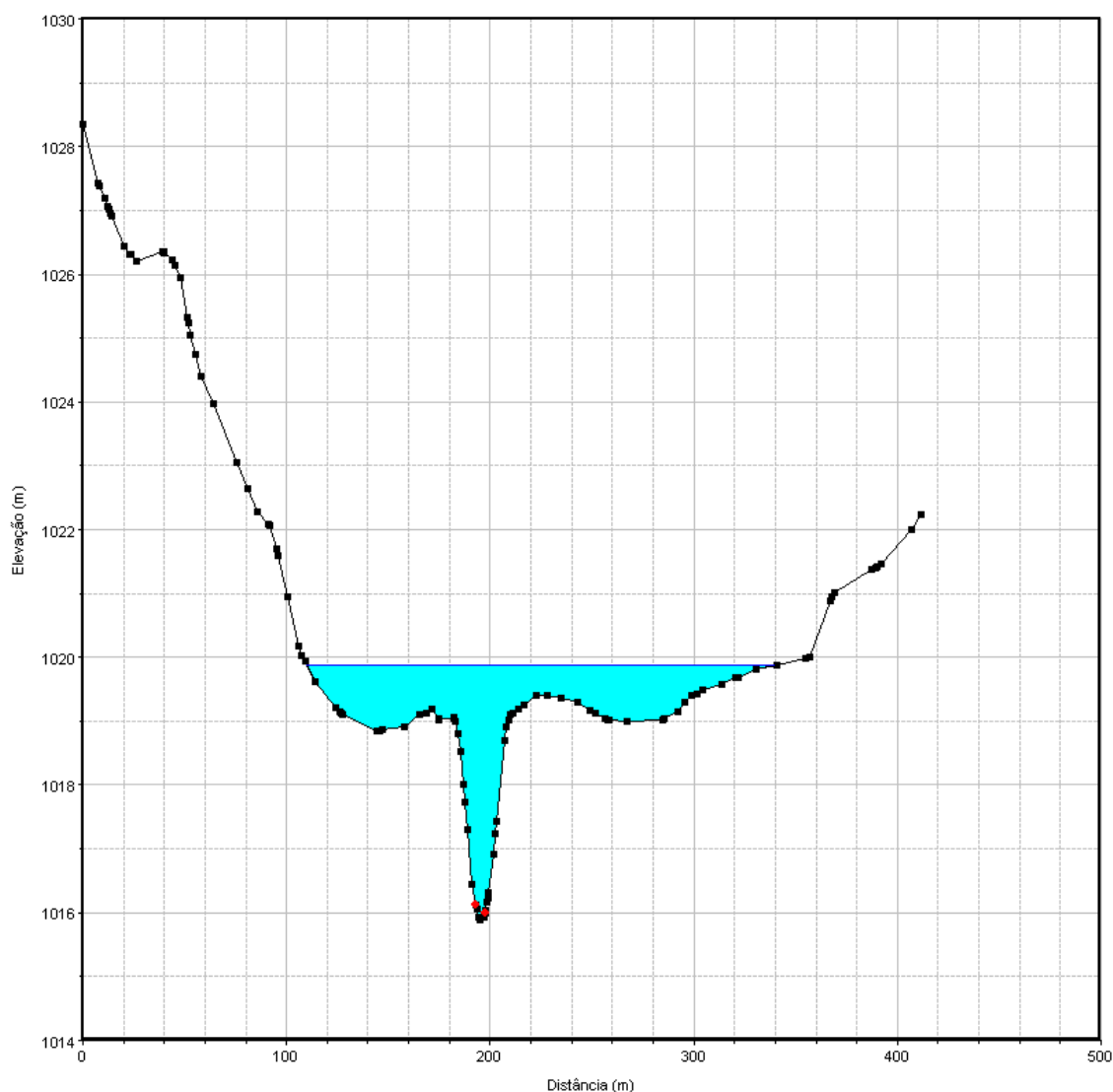


Figura 10: Seção transversal do corte ID 0844.

Para as simulações hidráulicas de delimitação de áreas inundáveis no campo de estudo, dois modelos foram gerados: um para os afluentes e outro para os trechos do córrego Vicente Pires. O Mapa 42 no Anexo 1, apresenta as superfícies de inundação calculadas. Conforme as simulações realizadas foram possíveis estabelecer as vazões de escoamento nos córregos, considerando a ocupação futura prevista conforme a proposta de uso e ocupação do solo, e considerando o sistema de drenagem proposto para área de estudo.

1.10 RESULTADOS DO MODELADOR HIDRÁULICO HEC-RAS

Para o cenário elencado foram obtidas as vazões constantes da Tabela 4.

Tabela 4: Vazões dos córregos da área de estudo conforme cenário estudado:

Córrego	Cenário 3
Vereda da Cruz	22,47 m ³ /s
Arniqueira	19,67 m ³ /s
Vereda Grande	17,17 m ³ /s
Vicente Pires	204,67 m ³ /s

Conclui-se, que as vazões atualmente lançadas nos corpos hídricos são de 12,54%, superior em relação à vazão natural calculada e que a proposta do sistema projetado tende a amortecer o lançamento atual em 24,48%, em relação à situação atual, reduzindo, inclusive, a vazão lançada naturalmente no córrego Vicente Pires na situação natural em aproximadamente 15%.

2 BIBLIOGRAFIA

CUNGE, J. A.; HOLLY, F., *et al.* **Practical aspects of computational river hydraulics** ed.: [Pitman], 1980.

DNIT, DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem** 2ª Edição. ed. [Rio de Janeiro], 2005. 133 p.

HEC, HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. **HEC-HMS, Hydrologic Modeling System 3.5 user's manual** ed. [Davis, CA]: [U.S. Army Corps of Engineers], 2010a. 316 p.

_____. **HEC-RAS River Analysis System 4.1 user's manual** ed. [Davis, CA]: [U.S. Army Corps of Engineers], 2010b. 766 p.

KIRPICH, PHILLIP ZALMAN. Time of concentration for small agricultural watersheds. **Civil Engineering**, v.V. 10, n.n 6, 362 p. Página Inicial: 1940.

PFAFSTETTER, OTTO. **Chuvas Intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência em 98 postos pluviográficos**. DNOS, Departamento Nacional de Obras de Saneamento. Rio de Janeiro, 426 p. 1982.

SCS, SOIL CONSERVATION SERVICE. **Urban hydrology for small watersheds**. U.S. Department of Agriculture. Washington, 26 p. 1975.

TUCCI, CARLOS EDUARDO MORELLI e ORSINI, LUIS FERNANDO. **Águas urbanas no Brasil: cenário atual e desenvolvimento sustentável**. In: CIDADES, MINISTÉRIO DAS (Ed.). Gestão dos territórios e manejo integrado das águas urbanas. Brasília: Ministério das Cidades, 2005. p.243-268.