



GEASANEVITA



LOTE 5

**ELABORAÇÃO DE ESTUDOS DE
CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS DE
SANEAMENTO PARA O
EMPREENDIMENTO FAZENDA CAMPO
VERDE, JARINÚ/SP**

**ESTUDO DE MACRODRENAGEM E
SOLUÇÕES DE DRENAGEM
GE-15-011-MAC-EP-RE-001**

Abril/15

LOTE 5

ELABORAÇÃO DE ESTUDOS DE CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS DE SANEAMENTO PARA O EMPREENHIMENTO FAZENDA CAMPO VERDE, JARINÚ/SP

ESTUDO DE MACRODRENAGEM E SOLUÇÕES DE DRENAGEM

GE-15-011-MAC-EP-RE-001

Abril/15

Formulário						
CONTROLE DE ALTERAÇÃO DE PROJETOS						
Título do Trabalho ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA PARA O EMPREENDIMENTO LOCALIZADO EM JARINÚ/SP					Nº do Trabalho GE-15-011	
Título do documento ESTUDO DE MACRODRENAGEM E SOLUÇÕES DE DRENAGEM					Código do documento GE-15-011-MAC-EP-RE-001	
Revisão	Data	Nome do Arquivo	GE-15-011-MAC-EP-RE-001			
R0	29/05/15	Descrição	Emissão Inicial			
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome	NSA	RSS	RSS	BVBC
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				
Revisão	Data	Nome do Arquivo				
		Descrição				
			Projeto	Verificação	Aprovação	Responsável Técnico
		Nome				
		Assinatura				

ÍNDICE

1.	APRESENTAÇÃO	6
2.	OBJETIVO	7
3.	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	8
4.	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	10
4.1.	LOCALIZAÇÃO	10
4.2.	POPULAÇÃO DO MUNICÍPIO	10
4.3.	HIDROGRAFIA E BACIA HIDROGRÁFICA	12
4.4.	EMPREENHIMENTO FAZENDA CAMPO VERDE	13
5.	ESTUDOS HIDROLÓGICOS	18
5.1.	BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO	18
5.2.	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	20
5.3.	TEMPO DE RETORNO	34
5.4.	EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS	35
5.5.	ÍNDICE CN	36
5.6.	METODOLOGIA DE CÁLCULO	43
5.7.	CURVAS COTA X ÁREA X VOLUME	46
6.	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS BACIAS	56
6.1.	MODELAGEM	56
6.2.	AVALIAÇÃO GERAL	58
6.3.	AVALIAÇÃO BACIA B1	60
6.4.	AVALIAÇÃO BACIA B2	61
6.5.	AVALIAÇÃO BACIA B3	61
6.6.	AVALIAÇÃO BACIA B4, B5 E B6	62
6.7.	AVALIAÇÃO BACIA B7	62
6.8.	AVALIAÇÃO BACIA B8	64
6.9.	AVALIAÇÃO BACIA B9	64
7.	ESTUDOS HIDRÁULICOS	66
7.1.	DIMENSIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO	66
7.2.	DIMENSIONAMENTO DOS BUEIROS	66
7.3.	DIMENSIONAMENTO DOS VERTEDORES DE SUPERFÍCIE	68
7.4.	BUEIRO 1-1	71
7.5.	BUEIRO 1-2	72
7.6.	BUEIRO 2-1	73

7.7.	BUEIRO 2-2	74
7.8.	BUEIRO 3-1	75
7.9.	BUEIRO 3-2	76
7.10.	BUEIRO 4-2	77
7.11.	BUEIRO 6-1	78
7.12.	BUEIRO 6-2	79
7.13.	BUEIRO 9-1	80
8.	CONCLUSÃO	82
9.	RELAÇÃO DE DOCUMENTOS	85

1. APRESENTAÇÃO

O presente relatório é parte integrante do contrato “Elaboração de estudos de concepção dos sistemas de saneamento para o empreendimento Fazenda Campo Verde, Jarinu/SP”.

Este relatório apresenta o Estudo de Macrodrenagem e Soluções de Drenagem, contrato GE-15-011 firmado entre as empresas GEASANEVITA e LOTE 5.

2. OBJETIVO

O objetivo desse Estudo de Macrodrenagem, referente ao empreendimento Fazenda Campo Verde a ser implantado no município de Jarinu/SP, é levantar as vazões de pico dos cursos d'água para chuvas torrenciais, avaliar o potencial de inundação no empreendimento, adequar e pré-dimensionar as estruturas de drenagem com implantação do empreendimento, além de minimizar os impactos ambientais com amortecimento das descargas nos cursos d'água aos mesmos níveis naturais (pré-empreendimento).

O estudo de macrodrenagem está dividido em duas fases: Estudos Hidrológicos e Hidráulicos. Na primeira fase são definidos os parâmetros hidrológicos, como as áreas das bacias de contribuição, a chuva de projeto, os coeficientes de escoamento superficial, dentre outros, para o cálculo das vazões máximas de pico de cheia. As vazões de projeto, determinadas pelo modelo hidrológico, são utilizadas como dados de entrada no modelo hidráulico.

Esta segunda fase do estudo tem por finalidade modelar a onda de cheia através dos cursos d'água, considerando as situações pré (cenário atual) e pós-empreendimento (cenário futuro), avaliando o impacto gerado após a ocupação da área. A partir dos resultados obtidos é possível avaliar a vazão que será amortecida nas bacias de retenção, o nível máximo de inundação do espelho d'água gerado pelo amortecimento irá determinar de forma simplificada as dimensões das estruturas hidráulicas.

3. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Para o Estudo de Macrodrenagem e Soluções de Drenagem, referente ao empreendimento Fazenda Campo Verde, a ser implantado no município de Jarinu/SP foram utilizados os seguintes documentos de referência:

- MARTINEZ JUNIOR, F.; MAGNI, N.L.G. Equações de chuvas intensas do Estado de São Paulo. São Paulo: Departamento de Águas e Energia Elétrica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1999.
- DAEE, Instrução Técnica DPO N°002, de 30 de Julho de 2007. Estabelece critérios para a elaboração de estudos hidrológicos e hidráulicos.
- DAEE, Guia Prático de Pequenas Obras Hidráulicas, de 2005.
- AGENCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). Glossário de Termos Hidrológicos, Programa versão 1.1. Brasília DF, 2001.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 2ª ed rev. Porto Alegre: ABRH, 2011. 318 P.
- BARROS, M. T. L.; TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L. Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995. V. 1. 428 p.
- BRASIL. Ministério das Cidades. Programa Drenagem Urbana Sustentável: Manual para apresentação de propostas. Brasília, DF: 2006. 23 p.
- DAEE/CETESB. "Drenagem Urbana: Manual de Projeto", 3a ed., São Paulo, CETESB, 477 p., 1986.
- SÃO PAULO (CIDADE). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: gerenciamento do sistema de drenagem urbana. São Paulo: SMDU, 2012 a. 168p. V.1.
- Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos. São Paulo: SMDU, 2012b. 220p. V.2.
- Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos. São Paulo: SMDU, 2012c. 128p. V.3.
- Rocha, C. I. O. Plano diretor de drenagem urbana em cidades planejadas: premissa de zoneamento baseado no risco de contaminação da água subterrânea. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014.
- STS – ENGENHARIA LTDA - Plano de Bacias Hidrográficas 2004-2007 dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá 2008-2011. 2008. 664p

- TOMINAGA, E. N. S. Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 137 p, 2013.
- TUCCI, C. E. M. Hidrologia, 1ª ed. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH, 1993.
- PMJ. Plano Diretor do Município de Jarinu. 2006.
- Cartas do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, na Escala 1:50.000. Para tanto foram utilizadas as cartas de Atibaia e Jundiáí.
- Projeto Urbanístico Paisagístico do empreendimento, arquivo digital “LOTE5_Jarinu_PO 01_rev01_130514”, fornecido no dia 01/07/14.
- Levantamento Planialtimétrico Cadastral do empreendimento, arquivo digital “FZCAMPOVERDE-LEV-TOP-EXE-001-03_GLEBA H-I-J”, fornecido no dia 01/07/14.
- Imagem aérea obtida através do programa Google Earth de Janeiro de 2014.

4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

4.1. LOCALIZAÇÃO

O empreendimento Fazenda Campo Verde está localizado no município de Jarinu, município brasileiro do estado de São Paulo, com uma área total de 207,6401 km².

O município tem como principal rodovia de acesso: SP-330, SP-354 e Estrada Municipal Natal Lorencini (JAR - 030) - km 12.

O empreendimento denominado Fazenda Campo Verde está localizado na Estrada Municipal Natal Lorencini (JAR - 030) - km 12, com as seguintes coordenadas de referência: L= 7440485,48 metros e K = 317379.70 metros.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta a localização do município de Jarinu com destaque para a área do empreendimento.

O documento GE-15-011-MAC-EP-001 apresenta a implantação do empreendimento a partir das cartas topográfica do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística).

4.2. POPULAÇÃO DO MUNICÍPIO

A população do município de Jarinu, segundo estimativa de 2010 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, atingiu 23.847 habitantes conforme apresentado no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Dados de população do município de Jarinu.

Dados Censitários	1991	1996	2000	2007	2010
População Total	10.878	12.380	17.041	20.606	23.847

Fonte IBGE - <http://www.ibge.gov.br>

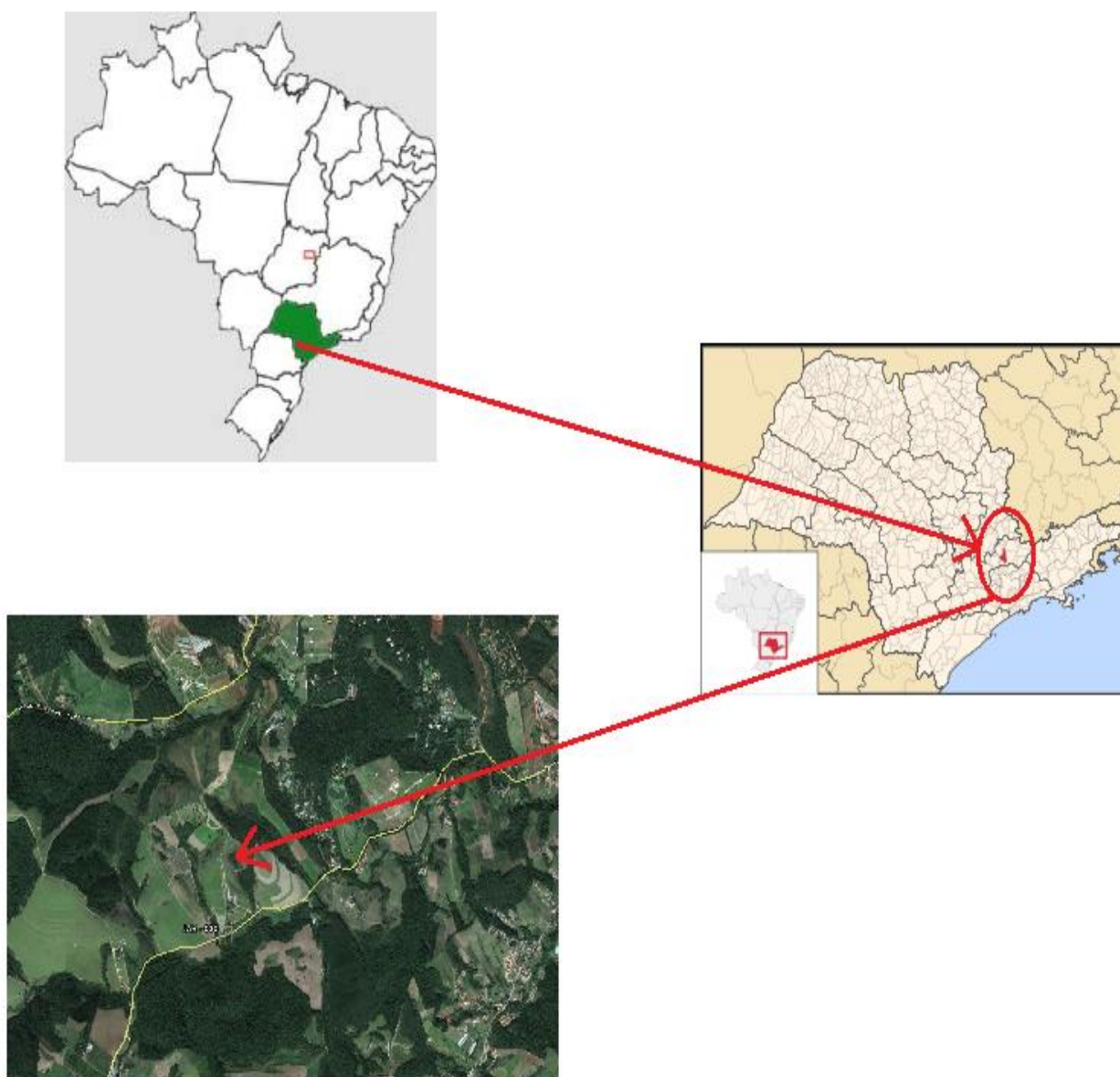


Figura 4.1 – Localização do Empreendimento

4.3. HIDROGRAFIA E BACIA HIDROGRÁFICA

A área em estudo está localizada na área de abrangência das bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá, importantes bacias hidrográficas do sudeste brasileiro, que fazem parte da bacia do rio Tietê em sua porção média.

A Figura 4.2 apresenta a localização das bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá no contexto estadual de São Paulo.

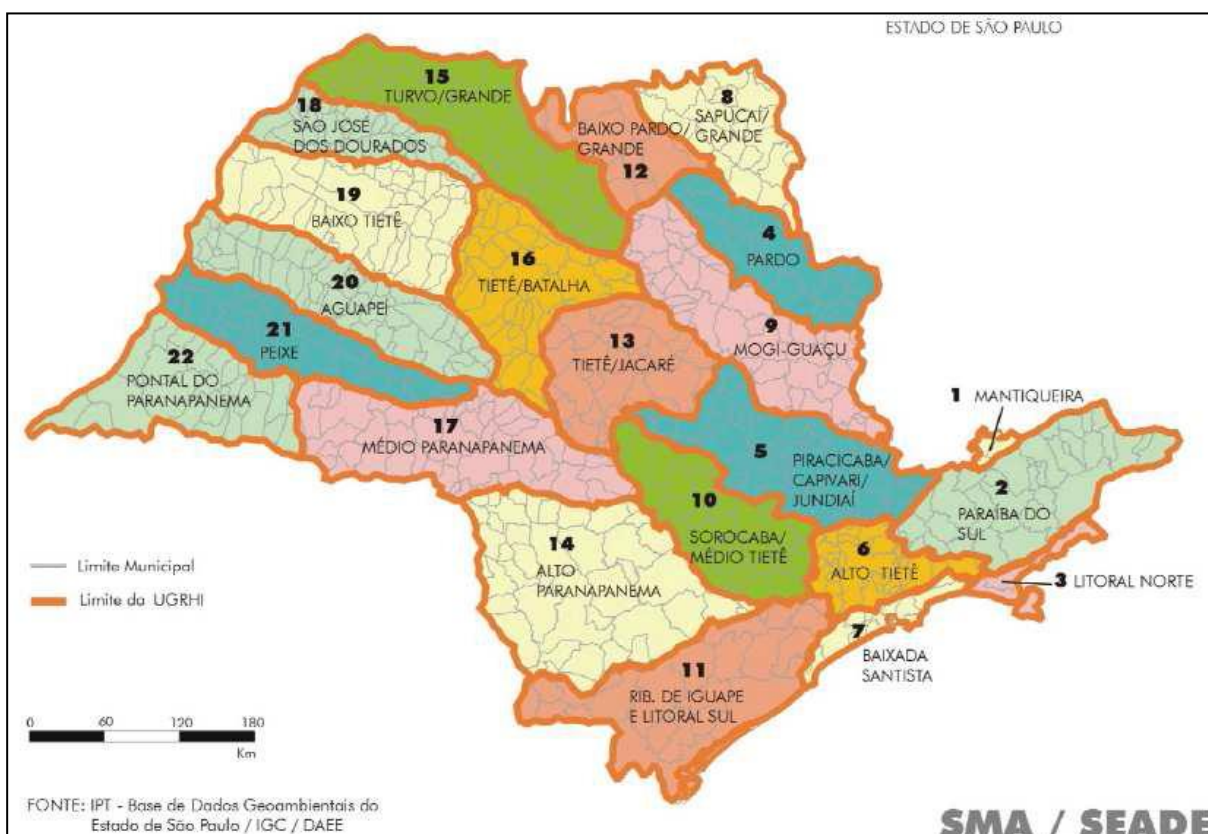


Figura 4.2 - Localização das Bacias do PCJ no Estado de São Paulo

Fonte: Perfil Ambiental. SMA/SEADE. 1998, apud STS, 2008.

Em termos hidrográficos, há sete unidades (sub-bacias) principais, sendo cinco pertencentes ao Piracicaba (Piracicaba, Corumbataí, Jaguari, Camanducaia e Atibaia), além das sub-bacias dos rios Capivari e Jundiá.

Jarinu está situada na mesorregião “Macro Metropolitana Paulista” e microrregião de “Bragança Paulista” e inserida na Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos nº. 5 (UGRHI-5).

4.4. EMPREENDIMENTO FAZENDA CAMPO VERDE

O empreendimento Fazenda Campo Verde, será composto por área residencial, comercial, entre outros, resultando uma área total de 3.865.769,99 m², conforme apresentado no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Áreas por uso (m²)

Usos	Lotes	Área Total (m ²)
Gleba H - Fase 01		
Lotes Residenciais - etapa 01	408	224.549,95
Lotes Residenciais - etapa 02	38	21.167,16
Lote Comercial	1	8.602,18
Lotes Uso Misto	5	9.967,93
Sistema Viário	-	142.316,18
Área Institucional (Eq. Público)	-	456,77
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	154.418,91
Sistema de Lazer	-	131.108,29
Total Gleba H1 - Fase 1	452	692.587,37
Gleba H - Fase 02		
Lotes Residenciais	268	147.447,84
Lotes de Uso Misto	5	35.363,16
Sistema Viário	-	55.581,04
Área Institucional	-	25.716,11
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	170.287,11
Sistema de Lazer	-	64.469,91
Total Gleba H - Fase 02	273	498.865,17

Quadro 4.2 – Áreas por uso (m²) (continuação)

Gleba H - Fase 03		
Lotes Residenciais	422	231.906,89
Lote Uso Misto	4	15.499,98
Sistema Viário	-	100.349,62
Áreas Institucionais	-	39.425,49
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	219.374,79
Sistema de Lazer	-	176.275,45
Total Gleba H32 - Fase 03	426	782.832,22
Gleba I - Fase 04		
Lotes Residenciais	211	115.818,49
Lotes de Uso Misto	3	16.072,16
Sistema Viário	-	46.180,16
Áreas Institucionais	-	60.306,49
Áreas Verdes (APP + Mata)	-	244.133,80
Sistema de Lazer	-	27.863,95
Total Gleba I - Fase 4	214	510.375,05
Gleba J - Fase 05		
Lotes Residenciais	206	113.496,23
Lotes de Uso Misto	1	205,00
Sistema Viário		45.816,41
Áreas Institucionais		18.203,60
Área Verdes (APP + mata)		106.207,34
Sistema de Lazer		78.344,48
Total Gleba J - Fase 05	207	362.273,06
Reserva Legal		1.018.837,12
TOTAL GERAL	1.572	3.865.769,99

Segundo o Plano Diretor do Município de Jarinu de 2006, a área do empreendimento está localizada na macrozona de qualificação urbana (indicado na cor cinza), conforme pode ser observado na figura a seguir.

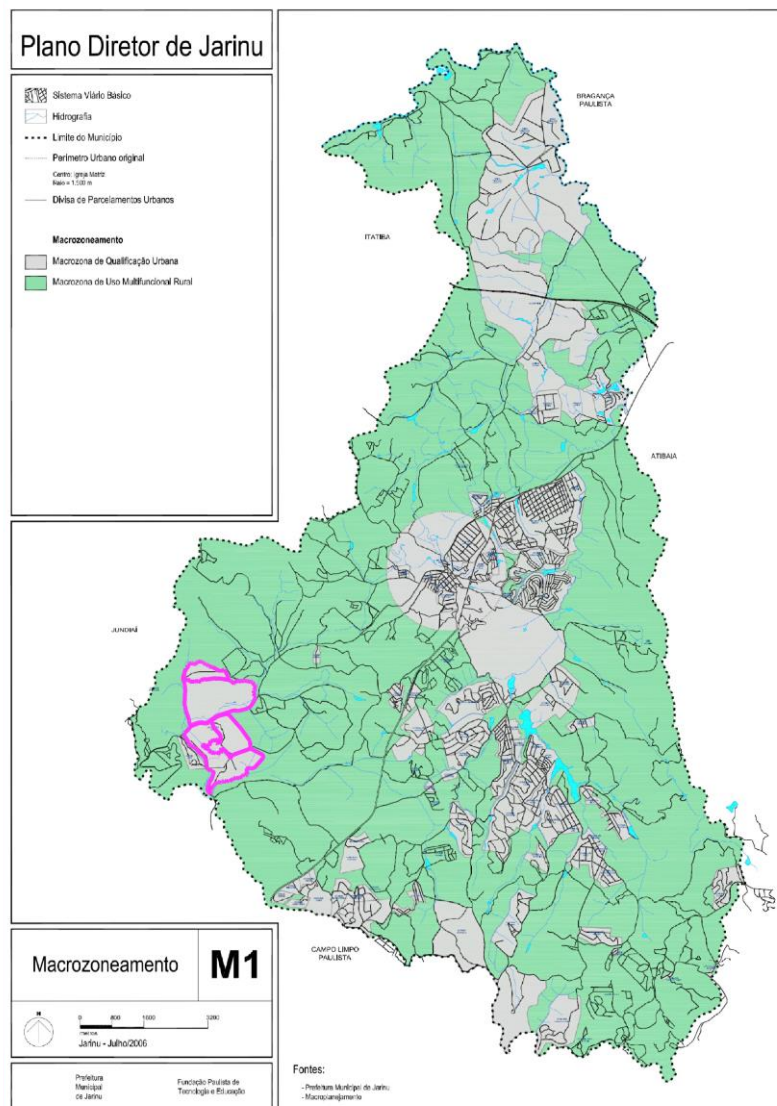


Figura 4.3 – Localização do empreendimento na macrozona de qualificação urbana.

Fonte: Plano Diretor do Município de Jarinu, 2006.

Segundo o Plano Diretor do Município de Jarinu de 2006, parte da área do empreendimento está localizado em área especial de interesse ambiental (indicado na cor verde), conforme pode ser observado na figura a seguir. Essa área corresponde à Reserva Legal.

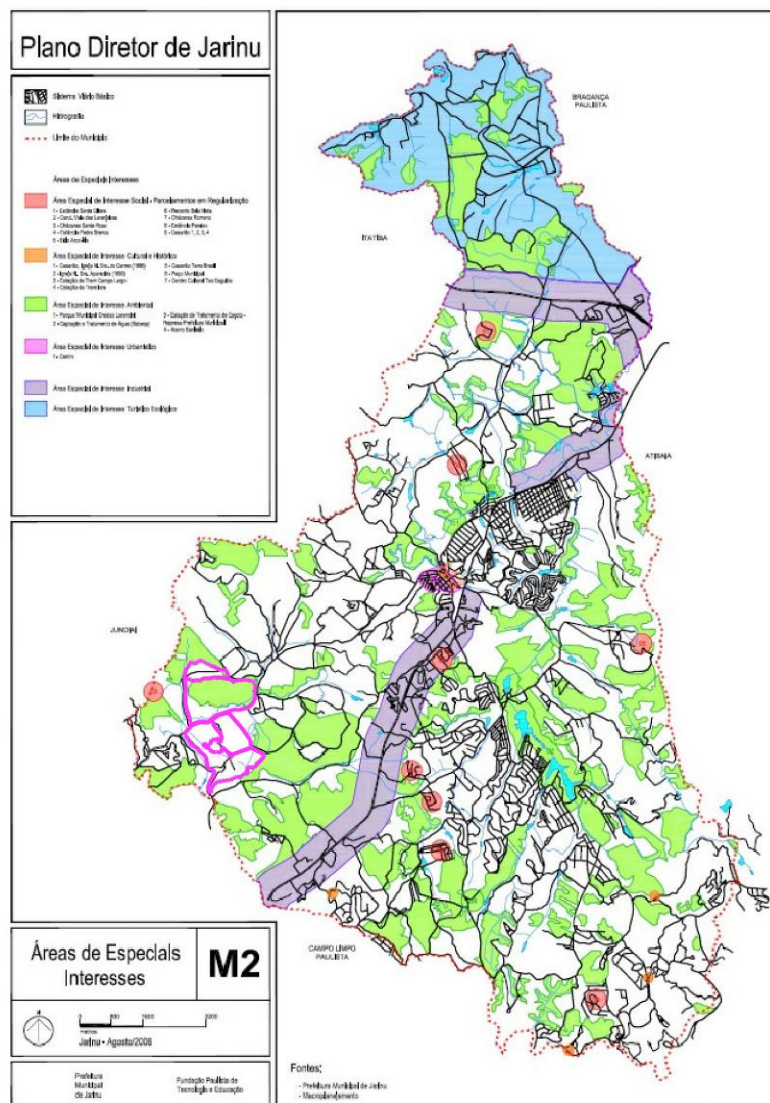


Figura 4.4 – Localização do empreendimento em área especial de interesse ambiental.
Fonte: Plano Diretor do Município de Jarinu, 2006.

A partir do projeto urbanístico, a Figura 4.5 apresenta esquematicamente a localização das 10 interferências nos recursos hídricos estudados, sendo eles os Bueiros 1-1, 1-2, 2-1, 2-2, 3-1, 3-2, 4-2, 6-1, 6-2 e 9-1.



A maioria dos talvegues e cursos d'água do empreendimento contribui diretamente ou indiretamente para o córrego do Tanque ou da Invernada, que praticamente corta o empreendimento horizontalmente em duas metades. O restante do empreendimento contribui para o Ribeirão dos Soares, localizado ao sul do mesmo, conforme apresentado na figura a seguir.



5. ESTUDOS HIDROLÓGICOS

5.1. BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO

Uma bacia de contribuição é uma unidade fisiográfica, limitada por divisores topográficos, que recolhe a precipitação e escoia através dos talvegues formados, defluindo-os em uma seção fluvial única, denominada exutório. Os divisores topográficos ou divisores de água são as cristas das elevações do terreno que separam a drenagem da precipitação entre duas bacias adjacentes.

Para a delimitação da área contribuinte dos rios, foram considerados os levantamentos topográficos fornecidos pelo cliente, as cartas topográficas da região, na escala 1:50.000, do IBGE – Cartas de Atibaia e Jundiá.

Para a área do empreendimento foram delimitadas 12 bacias para o cenário de pré empreendimento e pós-empreendimento, cujas áreas estão apresentadas no Quadro 5.1 e localização na Quadro 5.1. e Figura 5.2. Foram estudadas as bacias diretamente impactadas com a implantação do empreendimento (bacias de 1 a 9).

Conforme pode ser observado, no cenário de pós-empreendimento houve um acréscimo de 2,6% na área de contribuição. Em relação à bacia total de contribuição, as bacias diretamente impactadas com a implantação do empreendimento representam cerca de 14% do total.

Quadro 5.1– Áreas das bacias de contribuição de pré e de pós empreendimento

BACIA / SUB-BACIAS	PRÉ-EMPREENHIMENTO	PÓS-EMPREENHIMENTO
	ÁREA (m2)	ÁREA (m2)
B1	567.375,01	560.725,09
B1-1	495.840,97	483.744,83
B1-2	71.534,04	76.980,26
B2	171.288,13	198.233,91
B2-1	43.151,11	46.010,79
B2-2	128.137,02	152.223,12
B3	486.469,14	530.709,48
B3-1	396.339,76	401.799,75
B3-2	90.129,38	128.909,73

BACIA / SUB-BACIAS	PRÉ-EMPREENHIMENTO	PÓS-EMPREENHIMENTO
	ÁREA (m2)	ÁREA (m2)
B4	1.475.483,84	1.429.096,40
B4-1	343.300,32	343.300,31
B4-2	210.161,45	184.741,56
B4-3	922.022,07	901.054,53
B5	293.680,70	330.081,23
B6	373.989,30	380.287,87
B7	346.720,45	356.964,36
B8	120.403,55	147.627,78
B9	360.141,34	370.123,22
B9-1	323.353,76	343.558,90
B9-2	36.787,58	26.564,32
SUBTOTAL	4.195.551,46	4.303.849,34
MONTANTE 1	16.101.767,82	16.101.767,82
MONTANTE 2	8.905.050,01	8.905.050,01
MONTANTE 3	1.613.631,86	1.613.631,86
SUBTOTAL	26.620.449,69	26.620.449,69
TOTAL	30.816.001,15	30.924.299,03

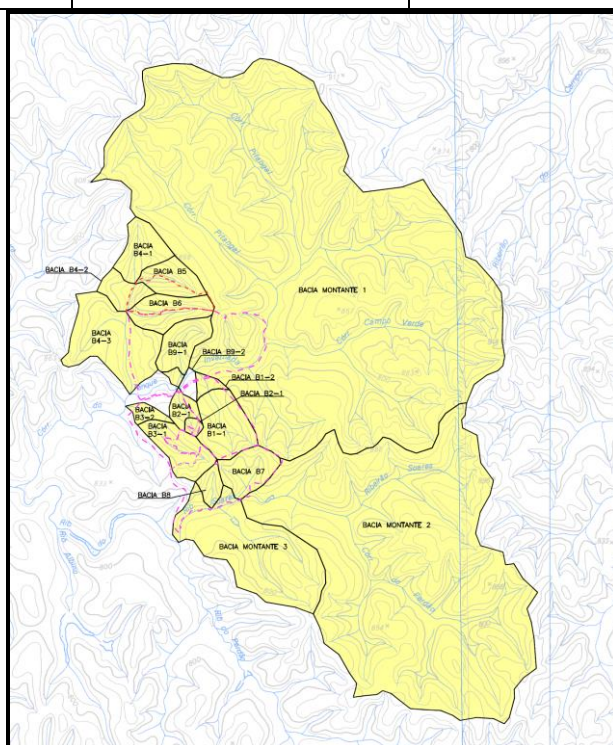


Figura 5.1– Bacias de contribuição de pré empreendimento

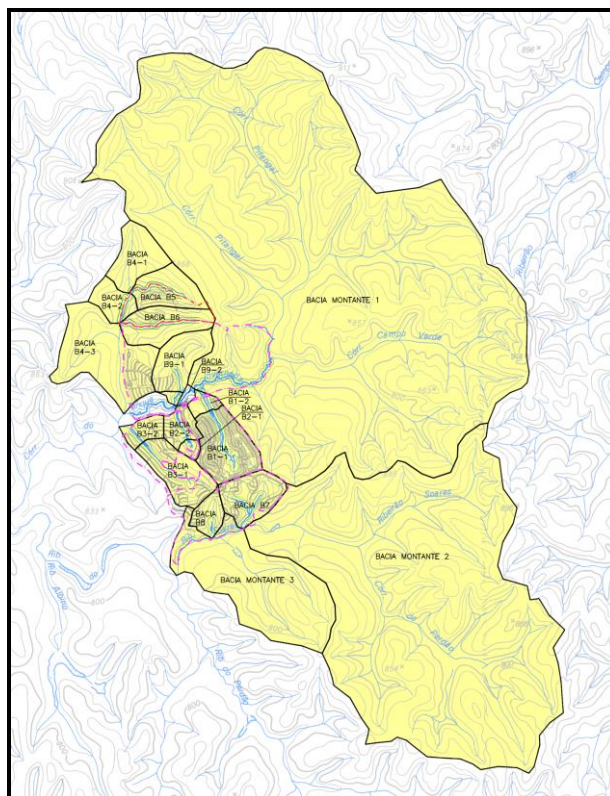


Figura 5.2– Sub-bacias de contribuição de pós empreendimento

No cenário pós-empreendimento, além do aumento da impermeabilização do solo, houve o aumento da área de contribuição (2,6%).

As delimitações das bacias contribuintes aos cursos d'água e da área do empreendimento, estão apresentadas nos documentos GE-15-011-MAC-EP-002 e GE-15-011-MAC-EP-003.

5.2. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Tempo de concentração é o tempo necessário para que todos os pontos da bacia de drenagem contribuam com vazões simultaneamente para a seção de interesse.

Para o cálculo do tempo de concentração foram utilizadas duas metodologias: método cinemático e o Califórnia Culverts Practice, recomendado pelo DAEE como limite superior para o tempo de concentração.

Foi também calculado o tempo de pico (lag time) utilizado no cálculo da hidrógrafa unitária e definido como tendo seu valor igual a $0,6 \cdot t_c$ ajustado.

Tendo em vista que as bacias analisadas têm área de drenagem diminuta, resultando em tempos de concentração pequenos foi aplicada correção nos tempos de concentração admitindo um tempo de concentração mínimo de 10 minutos para bacias de tempo de concentração nulo e para o tempo de concentração de 20 minutos se não houvesse correção. Entre estes valores a correção foi obtida por interpolação linear.

5.2.1 CALIFÓRNIA CULVERTS PRATICE

Para a determinação do tempo de concentração nos talwegues naturais, diferentes trechos foram considerados e foi realizado conforme a fórmula do *Califórnia Culverts Pratices*:

$$t_c = 57 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0,385}$$

Sendo:

t_c = Tempo de concentração (min);

L = Comprimento do talvegue (km); e

S = Declividade equivalente do talvegue (m/km).

A declividade equivalente é calculada da seguinte forma:

$$S = \left(\frac{\sum L}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{S_3}} + \dots} \right)^2$$

Sendo:

L = Comprimento total do talvegue (km);

L_n = Comprimento de cada trecho (km); e

S_n = Declividade de cada trecho (m/km).

Esse método foi utilizado no cálculo do tempo de concentração das Bacias de B1 a B9 para o cenário de pré-empreendimento e para a Bacia B4 e Sub-Bacia 9-2 no cenário de pós-empreendimento.

Para a Bacia 1 de pré-empreendimento, a Figura 5.3 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.2 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.3 os cálculos do tempo de concentração.

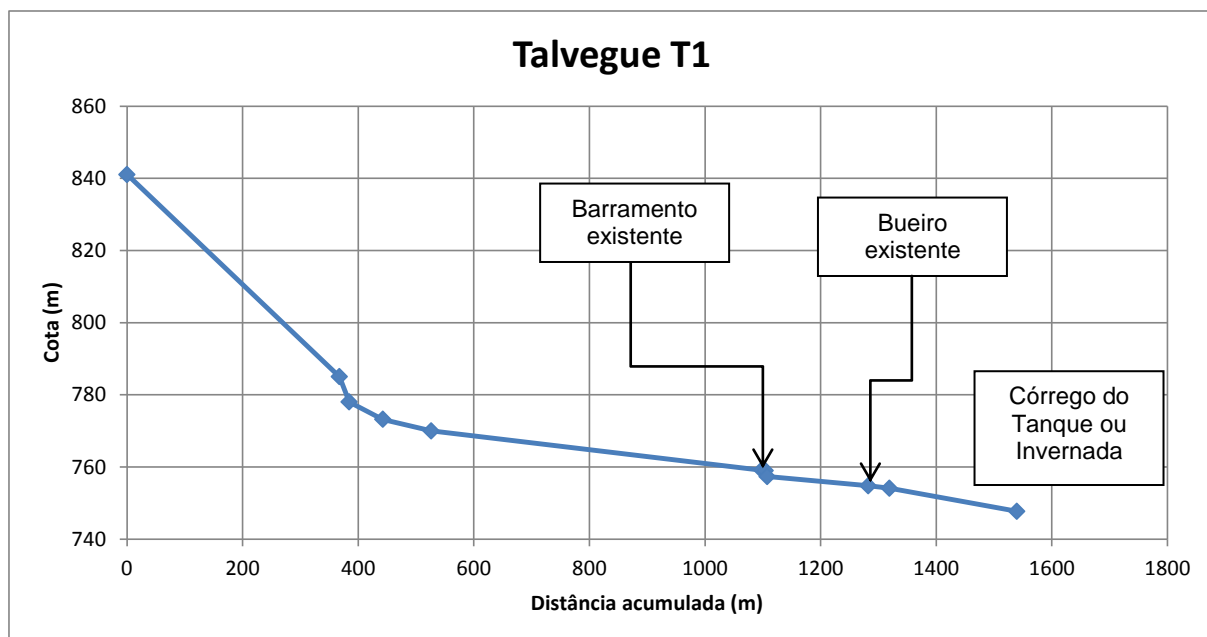


Figura 5.3 – Perfil do talvegue T1 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

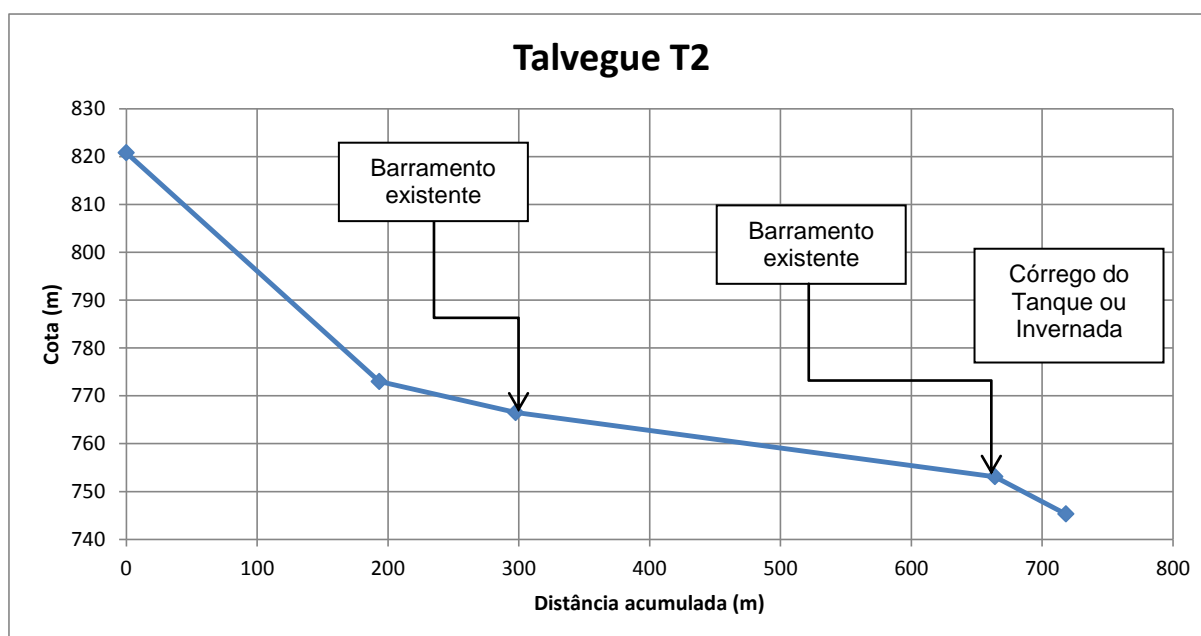
Quadro 5.2 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T1 - Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
BACIA B1-1	841,06	-	0	0,0000	0	0	0
	785	367,40	367,40	0,1526	56,06	12,3526	0,0297
	778	17,00	384,40	0,0182	7	20,2920	0,0008
	773,2	58,00	442,40	0,0108	4,8	9,0972	0,0064
	770	83,90	526,30	0,0061	3,2	6,1758	0,0136
	759,1	571,80	1.098,10	0,0099	10,9	4,3661	0,1310
T 1-1	759	6,30	1.104,40	0,0001	0,1	3,9841	0,0016
	757,35	3,40	1.107,80	0,0015	1,65	22,0294	0,0002
	754,8	174,60	1.282,40	0,0020	2,55	3,8216	0,0457
T 1-2	754,1	36,50	1.318,90	0,0005	0,7	4,3793	0,0083
	747,7	220,60	1.539,50	0,0042	6,4	5,3863	0,0410
BACIA B1-2	786	-	0	0,0000	0	0	0
	754,8	310,00	310,00	0,1006	31,2	10,0322	0,0309

Quadro 5.3 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T1 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
BACIA B1-1	1,098	36,602	15,32	16,88	10,13
T 1-1	0,184	15,103	5,45	10,30	6,18
T 1-2	0,257	27,207	5,61	10,41	6,25
BACIA B1-2	0,310	100,645	3,92	9,28	5,57

Para a Bacia 2 de pré-emprego, a Figura 5.4 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.4 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.5 os cálculos do tempo de concentração.

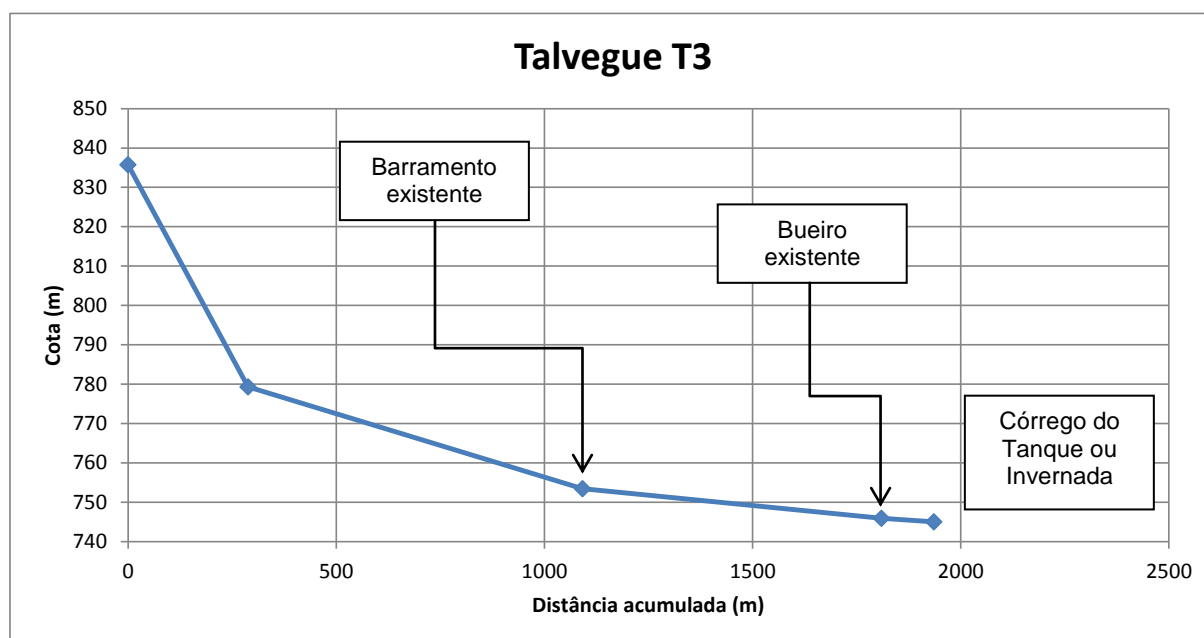

Figura 5.4 – Perfil do talvegue T2 para o cálculo do tempo de concentração - Pré
Quadro 5.4 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T2 - Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
BACIA B 2-1	820,8	-	0	0,0000	0	0	0
	773	193,30	193,30	0,2473	47,8	15,7253	0,0123
	766,5	104,30	297,60	0,0218	6,5	7,8943	0,0132
T 2-1	753,1	366,30	663,90	0,0202	13,4	6,0483	0,0606
T 2-2	745,3	54,30	718,20	0,0109	7,8	11,9853	0,0045
BACIA B 2-2	813	-	0	0,0000	0	0	0
	753,1	566,10	566,10	0,1058	59,9	10,2865	0,0550

Quadro 5.5 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T2 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
BACIA B 2-1	0,298	136,156	3,38	8,92	5,35
T 2-1	0,366	36,582	6,58	11,05	6,63
T 2-2	0,054	143,646	0,89	7,26	4,36
BACIA B 2-2	0,566	105,812	6,11	10,74	6,44

Para a Bacia 3 de pré-emprego, a Figura 5.5 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.6 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.7 os cálculos do tempo de concentração.

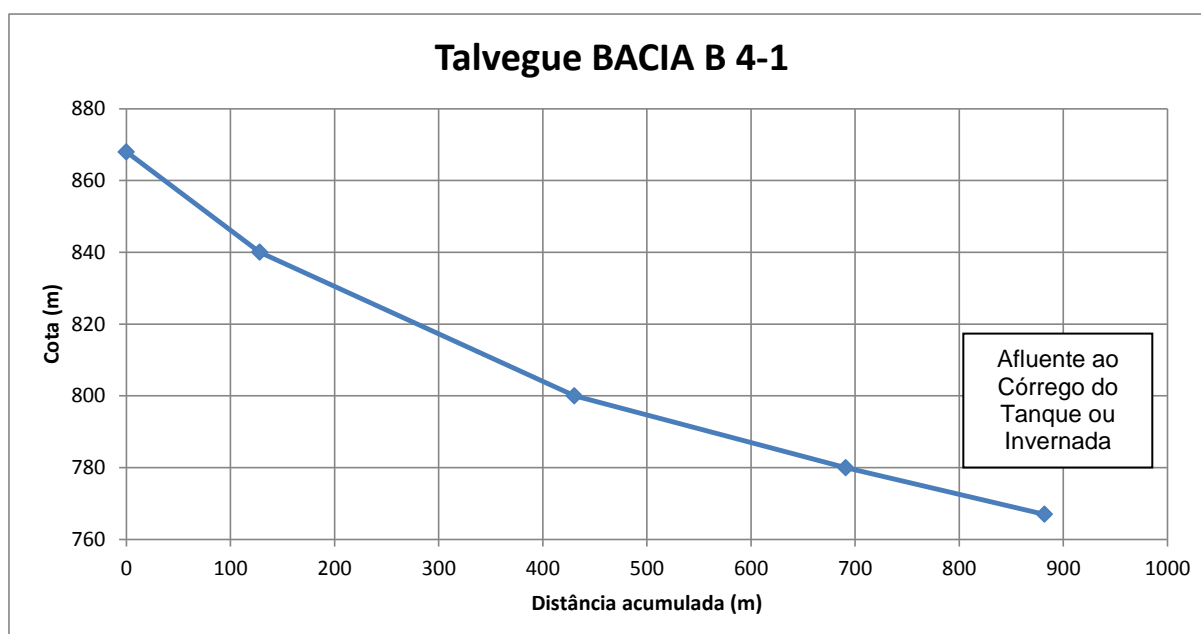

Figura 5.5 – Perfil do talvegue T3 para o cálculo do tempo de concentração - Pré
Quadro 5.6 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T3 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
BACIA B3-1	835,7	-	0	0,0000	0	0	0
	779,3	288,00	288,00	0,1958	56,4	13,9940	0,0206
	753,4	803,70	1.091,70	0,0237	25,9	5,6768	0,1416
T 3-1	745,9	718,50	1.810,20	0,0041	7,5	3,2309	0,2224
T 3-2	745 (estimada)	125,40	1.935,60	0,0005	0,9	2,6790	0,0468
BACIA B3-2	803	-	0	0,0000	0	0	0
	745,9	560,40	560,40	0,1019	57,1	10,0941	0,0555

Quadro 5.7 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T3 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
BACIA B3-1	1,092	45,325	14,05	16,03	9,62
T 3-1	0,719	10,438	17,91	18,61	11,16
T 3-2	0,125	7,177	5,40	10,26	6,16
BACIA B3-2	0,560	101,892	6,15	10,77	6,46

Para a Sub-Bacia 4-1 de pré-empredimento, a Figura 5.6 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.8 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.9 os cálculos do tempo de concentração.


Figura 5.6 – Perfil do talvegue BACIA B 4-1 para o cálculo do tempo de concentração - Pré
Quadro 5.8 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue BACIA B 4-1 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
BACIA B 4-1	868	-	0	0,0000	0	0	0
	840	128,10	128,10	0,2186	28	14,7844	0,0087
	800	302,20	430,30	0,0930	40	11,5049	0,0263
	780	260,60	690,90	0,0289	20	8,7605	0,0297
	767	191,00	881,90	0,0147	13	8,2500	0,0232

Quadro 5.9 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue BACIA B 4-1 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
BACIA B 4-1	0,882	100,821	8,76	12,51	7,50

Para a Sub-Bacia 4-2 de pré-emprego, a Figura 5.7 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.10 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.11 os cálculos do tempo de concentração.

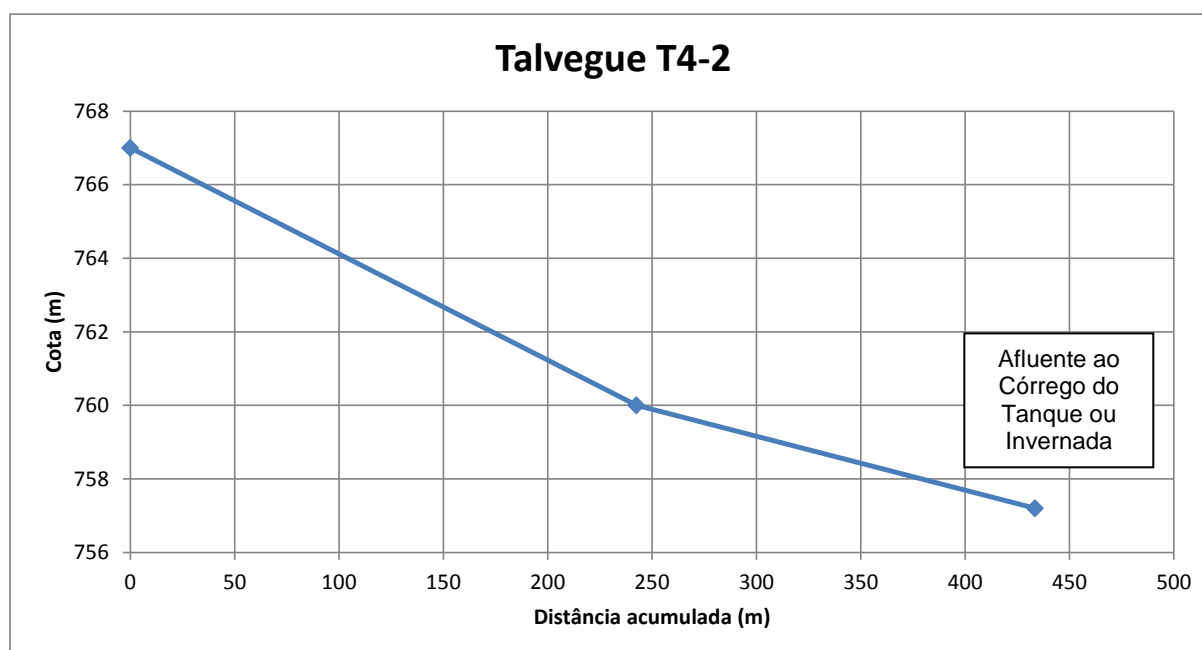


Figura 5.7 – Perfil do talvegue T4-2 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.10 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T4-2 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
T 4-2	767	-	0	0,0000	0	0	0
	760	242,60	242,60	0,0289	7	5,3716	0,0452
	757,2	191,00	433,60	0,0065	2,8	3,8288	0,0499

Quadro 5.11 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T4-2 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
T 4-2	0,434	20,811	9,31	12,87	7,72

Para a Sub-Bacia 4-3 de pré-empendimento, a Figura 5.8 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.12 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.13 os cálculos do tempo de concentração.

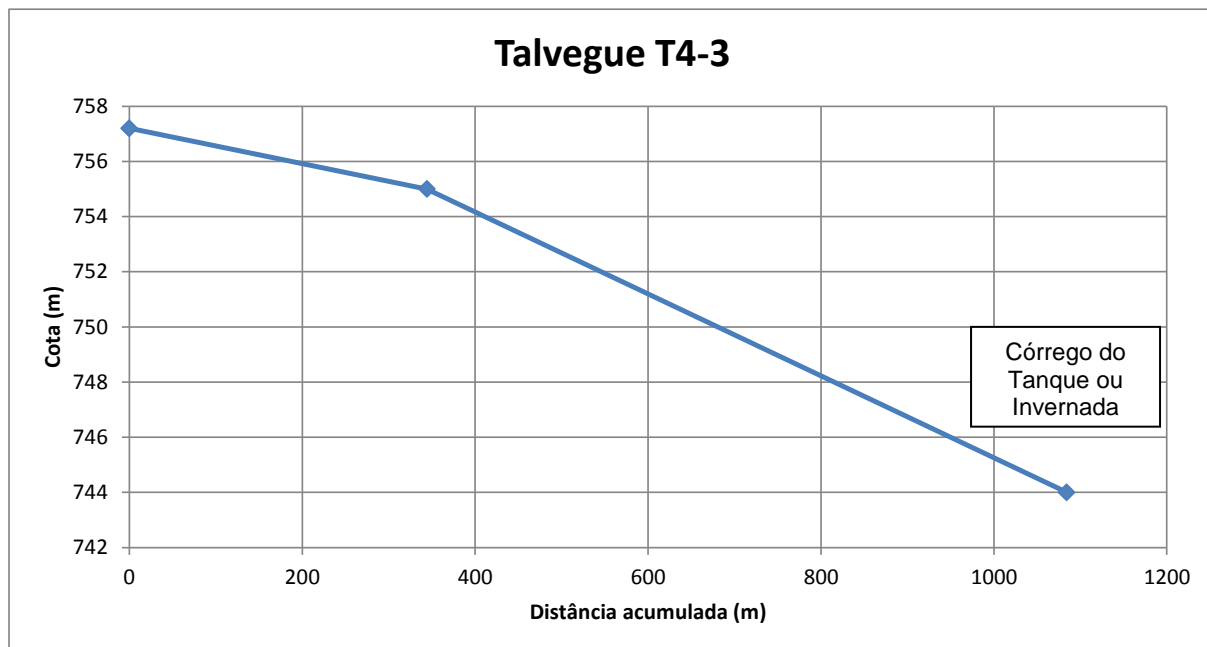


Figura 5.8 – Perfil do talvegue T4-3 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.12 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T4-3 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
T 4-3	757,2	-	0	0,0000	0	0	0
	755	344,20	344,20	0,0064	2,2	2,5282	0,1361
	744	740,00	1.084,20	0,0101	11	3,8555	0,1919

Quadro 5.13 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T4-3 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
T 4-3	1,084	10,921	24,16	22,78	13,67

Para a Bacia 5 de pré-empendimento, a Figura 5.9 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.14 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.15 os cálculos do tempo de concentração.

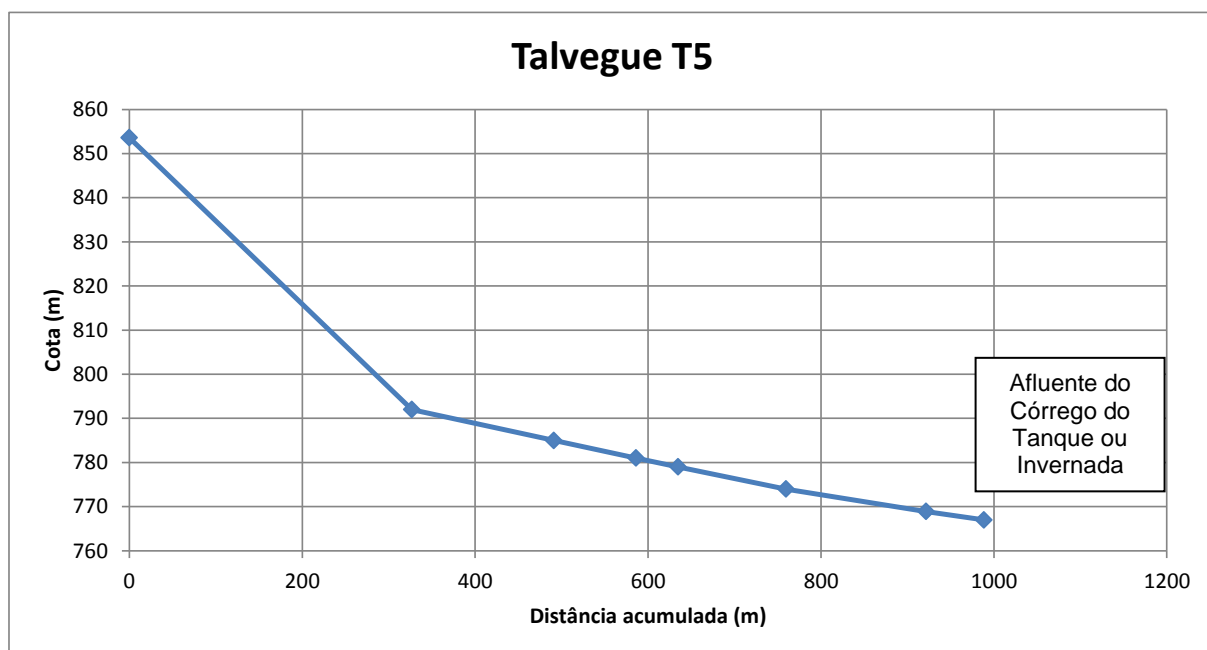


Figura 5.9 – Perfil do talvegue T5 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.14 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T5 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
T 5-1	853,6	-	0	0,0000	0	0	0
	792	326,80	326,80	0,1885	61,6	13,7293	0,0238
	785	164,20	491,00	0,0143	7	6,5292	0,0251
	781	95,10	586,10	0,0068	4	6,4854	0,0147
	779	48,70	634,80	0,0032	2	6,4084	0,0076
	774	124,60	759,40	0,0066	5	6,3347	0,0197
	768,9	162,00	921,40	0,0055	5,1	5,6108	0,0289
	767	67,00	988,40	0,0019	1,9	5,3252	0,0126

Quadro 5.15 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T5 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
T 5-1	0,988	55,782	12,01	14,67	8,80

Para a Bacia 6 de pré-emprego, a Figura 5.10 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.16 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.17 os cálculos do tempo de concentração.

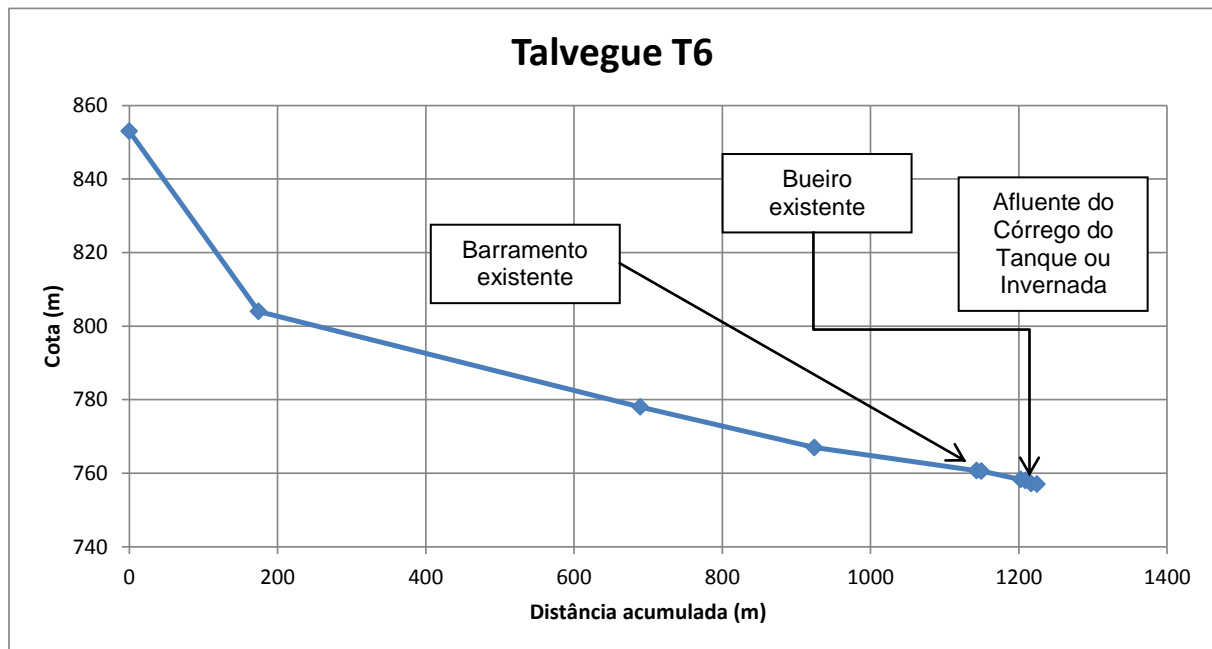


Figura 5.10 – Perfil do talvegue T6 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.16 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T6 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
BACIA 6-1	853	-	0	0,0000	0	0	0
	804	174,40	174,40	0,2810	49	16,7620	0,0104
	778	515,00	689,40	0,0377	26	7,1053	0,0725
	767	235,00	924,40	0,0119	11	6,8417	0,0343
	760,7	218,80	1.143,20	0,0055	6,3	5,3659	0,0408
T 6-1	760,6	6,10	1.149,30	0,0001	0,1	4,0489	0,0015
	758,3	53,30	1.202,60	0,0019	2,3	6,5690	0,0081
	758	6,30	1.208,90	0,0002	0,3	6,9007	0,0009
	757,2	7,90	1.216,80	0,0007	0,8	10,0631	0,0008
T 6-2	757	7,80	1.224,60	0,0002	0,2	5,0637	0,0015

Quadro 5.17 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T6 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
BACIA 6-1	1,143	52,345	13,77	15,85	9,51
T 6-1	0,074	42,285	1,81	7,87	4,72
T 6-2	0,008	25,641	0,39	6,93	4,16

Para a Bacia 7 de pré-empendimento, a Figura 5.11 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.18 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.19 os cálculos do tempo de concentração.

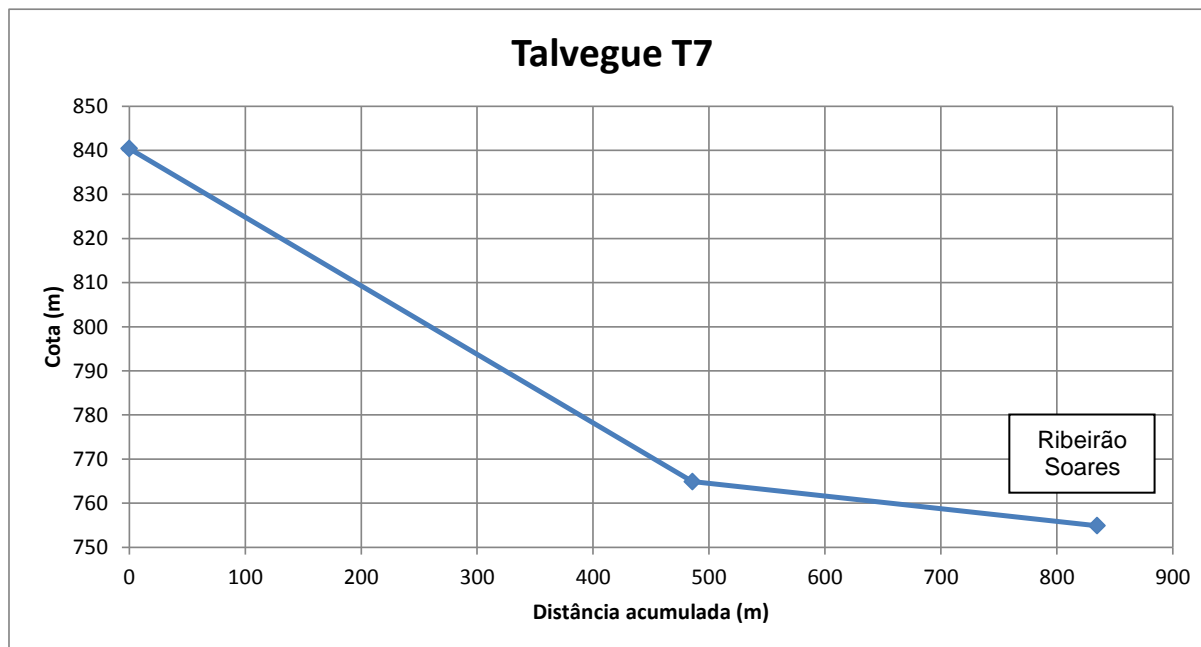


Figura 5.11 – Perfil do talvegue T7 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.18 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T7 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
T 7-1	840,4	-	0	0,0000	0	0	0
	764,9	485,70	485,70	0,1554	75,5	12,4678	0,0390
	754,9	349,20	834,90	0,0120	10	5,3513	0,0653

Quadro 5.19 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T7 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
T 7-1	0,835	64,186	9,99	13,33	8,00

Para a Bacia 8 de pré-empendimento, a Figura 5.12 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.20 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.21 os cálculos do tempo de concentração.

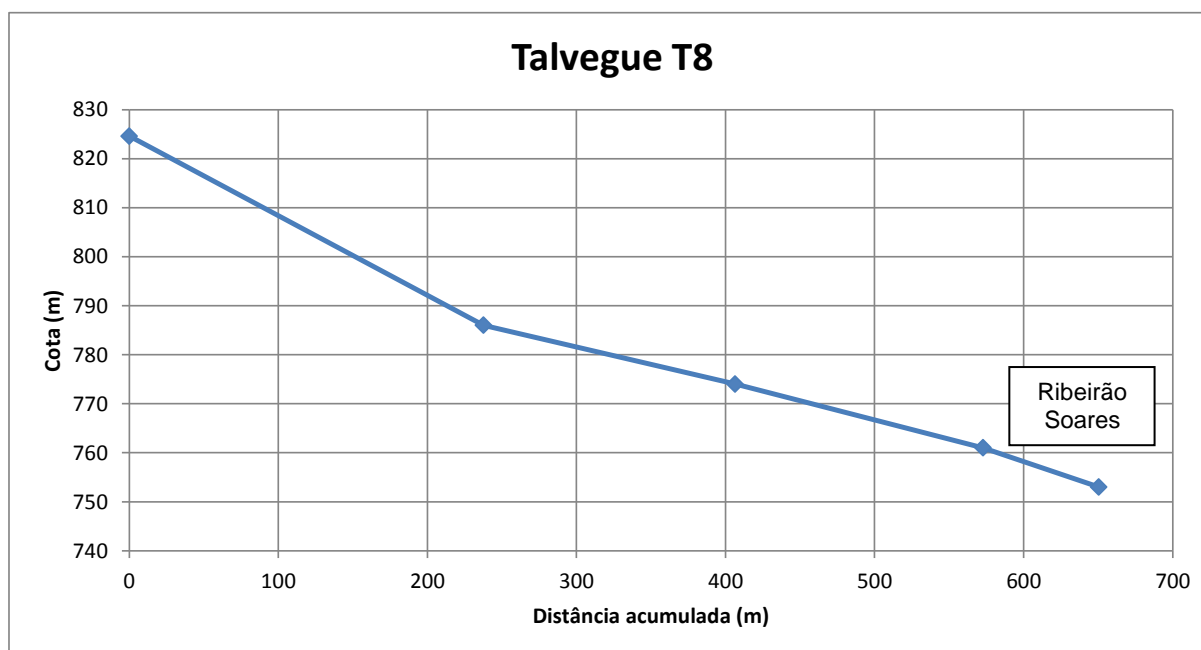


Figura 5.12 – Perfil do talvegue T8 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.20 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T8 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
T 8-1	824,6	-	0	0,0000	0	0	0
	786	237,70	237,70	0,1624	38,6	12,7432	0,0187
	774	168,80	406,50	0,0295	12	8,4315	0,0200
	761	166,30	572,80	0,0227	13	8,8415	0,0188
	753	77,60	650,40	0,0123	8	10,1535	0,0076

Quadro 5.21 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T8 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
T 8-1	0,650	99,739	6,96	11,31	6,78

Para a Bacia 9 de pré-emprego, a Figura 5.13 apresenta o perfil do talvegue, o Quadro 5.22 apresenta os dados levantados e o Quadro 5.23 os cálculos do tempo de concentração.

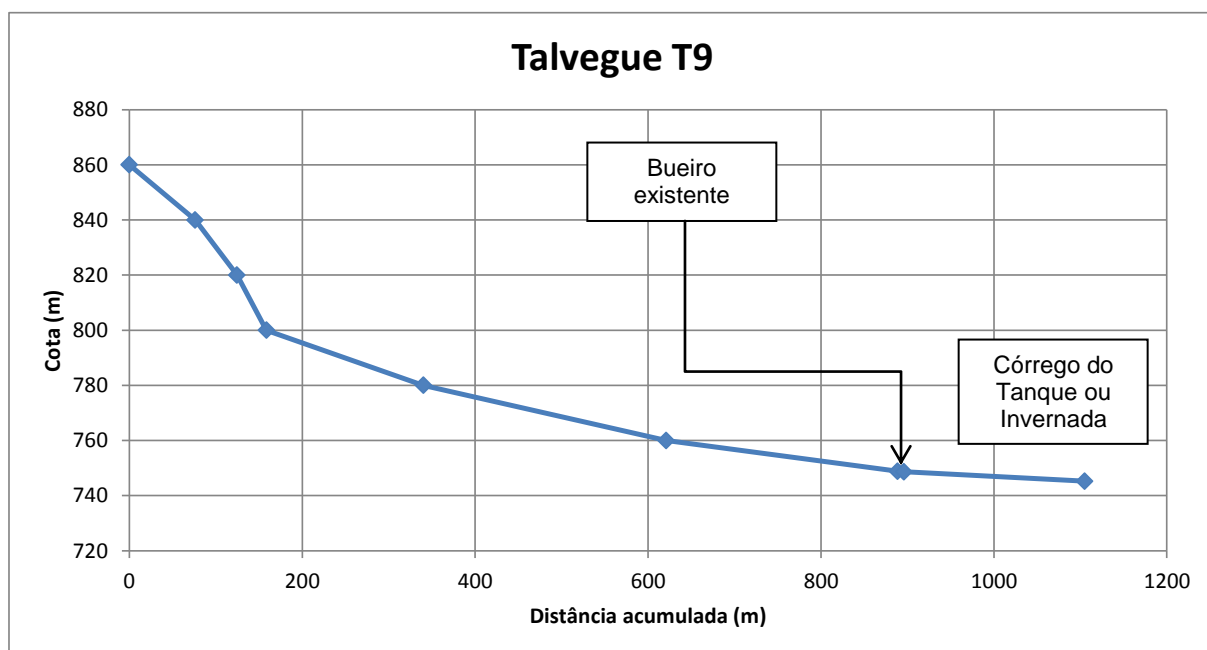


Figura 5.13 – Perfil do talvegue T9 para o cálculo do tempo de concentração - Pré

Quadro 5.22 – Dados para o cálculo do tempo de concentração para o talvegue T9 – Pré

Trecho	Cota (m)	Distância (m)	Dist. Acumulada (m)	Declividade média (m/m)	Desnível (m)	$S_n^{0,5}$ (m/km)	$Dist(km)/(S_n)^{0,5}$
BACIA 9-1	860	-	0	0,0000	0	0	0
	840	76,10	76,10	0,2628	20	16,2115	0,0047
	820	48,40	124,50	0,1606	20	20,3279	0,0024
	800	34,00	158,50	0,1262	20	24,2536	0,0014
	780	181,60	340,10	0,0588	20	10,4944	0,0173
	760	280,80	620,90	0,0322	20	8,4395	0,0333
	748,83	267,50	888,40	0,0126	11,17	6,4620	0,0414
T 9-1	748,65	7,60	896,00	0,0002	0,18	4,8666	0,0016
	745,26	208,80	1.104,80	0,0031	3,39	4,0293	0,0518
BACIA 9-2	794	-	0	0,0000	0	0	0
	748,83	312,90	312,90	0,1444	45,17	12,0150	0,0260

Quadro 5.23 – Resultados do cálculo do tempo de concentração para o talvegue T9 - Pré

Trecho	Distância (km)	Declividade Equivalente (m/km)	Tc (min)	Tc ajustado (min)	Lag Time (min)
BACIA 9-1	0,888	78,220	9,71	13,14	7,89
T 9-1	0,216	16,434	5,97	10,65	6,39
BACIA 9-2	0,313	144,359	3,44	8,96	5,37

Para o cenário pós-empreendimento para a Bacia B4 e a Sub-Bacia 9-2, considerou-se o mesmo tempo de concentração do cenário pré-empreendimento.

5.2.2 MÉTODO CINEMÁTICO

A obtenção do tempo de percurso da água em redes e galerias foi através do Método Cinemático é dado por:

$$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i}$$

Sendo:

t_c = Tempo de Concentração (min);

L_i = Comprimento de cada trecho homogêneo (m); e

V_i = Velocidade do escoamento no trecho "i" (m/s).

Nas sub-bacias de pós-empreendimento onde estão previstas a implantação de redes de drenagem pluvial, foram estimados os comprimentos da rede e adotado a velocidade de escoamento na rede de 2,5 m/s (método cinemático). No método cinemático, o tempo de percurso na rede de drenagem é obtido dividindo-se a extensão da rede pelo tempo de percurso.

Foi adicionado o tempo inicial de 10 minutos para considerar o tempo de percurso nos telhados, interior das áreas privativas e nas sarjetas até a primeira boca de lobo.

No caso das sub-bacias com futuras redes de drenagens, as extensões e os pontos de lançamentos, além do tempo de concentração foram estimados para efeito de cálculo, sendo que essas informações deverão ser detalhadas pelo projeto de microdrenagem.

Quadro 5.24 – Cálculo do Tempo de Concentração para Sub-Bacias com Futuras Redes de Drenagem Pluvial

Bacia	Extensão (m)	Velocidade (m/s)	Tempo Inicial (min)	Tempo De Percorso (min)	Tempo Total (min)	Tempo Ajustado (min)	Lag Time (min)
B1-1	862,9	2,5	10	5,8	15,8	17,2	10,3
B1-2	186,8	2,5	10	1,2	11,2	14,1	8,5
B2-1	343,8	2,5	10	2,3	12,3	14,9	8,9
B2-2	554,5	2,5	10	3,7	13,7	15,8	9,5
B3-1	661,9	2,5	10	4,4	14,4	16,3	9,8
B3-2	232,4	2,5	10	1,5	11,5	14,3	8,6
B5	380,3	2,5	10	2,5	12,5	15,0	9,0
B6	860,9	2,5	10	5,7	15,7	17,1	10,3
B7	590,3	2,5	10	3,9	13,9	15,9	9,5
B8	319,2	2,5	10	2,1	12,1	14,7	8,8
B9-1	521,9	2,5	10	3,5	13,5	15,7	9,4

5.3. TEMPO DE RETORNO

Tempo de retorno (TR) é o período de tempo médio em que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez.

Segundo Instrução DPO Nº 002 do DAEE para projetos de canalizações e travessias em zona urbana ou de expansão urbana, o tempo de retorno mínimo recomendado é de 100 anos. Para barramentos, foi levado em consideração o tipo da obra e o risco de influencia à jusante, onde foi adotado também o tempo de retorno de 100 anos. O Quadro 5.25 apresenta os valores indicados pelo DAEE para barramentos.

Quadro 5.25 – Valores mínimos de tempo de retorno (TR) para projetos de barragens

Maior altura do barramento H (m)	TR (anos)	
	Região de influência a jusante	
	sem risco para habitações ou pessoas	com risco para habitações ou pessoas
$H \leq 5$	100	500
$5 < H \leq 10$	500	1.000
$H > 10$	1.000	10.000

Fonte DAEE - <http://www.daee.sp.gov.br>

5.4. EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS

Para o cálculo da intensidade de chuva do projeto optou-se pela utilização das curvas IDF apresentadas por Félix Mero e Nelson Luiz Goi Magni na publicação Equações de Chuvas Intensas no Estado de São Paulo - Edição Revisada de Outubro de 1999 para o município Bragança Paulista, pois é o mais próximo e com as características topográficas semelhantes de Jarinu. Após obter a intensidade da chuva encontrou-se a altura da chuva dividindo o valor pelo tempo de duração da chuva.

A seguir apresenta-se a forma analítica da equação utilizada para 10 min. < t ≤ 1440 min.

$$i_{t,T} = 33,7895 (t+30)^{-0,8832} + 5,4415 (t+10)^{-0,8442} \cdot [-0,4885 - 0,9635 \ln \ln(T/T-1)]$$

Onde:

i: intensidade da chuva (mm/min);

T: período de retorno (anos); e

t: tempo de duração da chuva (minutos)

Quadro 5.26 – Intensidade da chuva (mm/min)

Máximas Intensidades de Chuvas (mm/min)									
Duração t	Período de Retorno T (anos)								
(min)	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	1,24	1,71	2,03	2,21	2,33	2,42	2,72	3,01	3,30
15	1,12	1,52	1,77	1,92	2,02	2,10	2,35	2,59	2,83
30	0,88	1,14	1,31	1,41	1,48	1,54	1,70	1,86	2,02
45	0,72	0,92	1,06	1,13	1,18	1,23	1,35	1,47	1,60
60	0,61	0,78	0,89	0,95	0,99	1,03	1,13	1,23	1,33
90	0,48	0,60	0,68	0,73	0,76	0,78	0,86	0,93	1,01
120	0,39	0,49	0,55	0,59	0,62	0,64	0,70	0,76	0,82
180	0,29	0,36	0,41	0,44	0,45	0,47	0,51	0,56	0,60
240	0,23	0,29	0,33	0,35	0,36	0,37	0,41	0,44	0,48
300	0,20	0,24	0,27	0,29	0,30	0,31	0,34	0,37	0,40

Quadro 5.27 – Intensidade da chuva (mm)

Máximas Alturas de Chuvas (mm)									
Duração t	Período de Retorno T (anos)								
(min)	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	12,4	17,1	20,3	22,1	23,3	24,2	27,2	30,1	33,0
15	16,8	22,7	26,6	28,8	30,4	31,5	35,2	38,8	42,4
30	26,3	34,2	39,4	42,4	44,5	46,1	51,0	55,8	60,7
45	32,4	41,5	47,5	50,9	53,3	55,1	60,8	66,4	71,9
60	36,9	46,8	53,3	57,0	59,6	61,5	67,7	73,8	79,8
90	43,0	53,9	61,2	65,3	68,1	70,4	77,2	83,9	90,6
120	47,1	58,8	66,5	70,9	74,0	76,3	83,6	90,8	98,0
180	52,5	65,3	73,7	78,5	81,8	84,4	92,3	100,1	108,0
240	56,1	69,6	78,5	83,5	87,1	89,8	98,1	106,5	114,7
300	58,7	72,8	82,1	87,3	91,0	93,9	102,6	111,2	119,9

5.5. ÍNDICE CN

O número de curva CN é usado para estimar o escoamento superficial e infiltração, conforme recomendado pelo SCS (*Soil Conservation Service*). O Quadro 5.28 apresenta alguns valores de CN, em função da cobertura e do tipo hidrológico de solo, onde foram destacados os valores adotados nesse estudo.

Quadro 5.28 - Valores de CN em função da cobertura e do tipo hidrológico de solo.

TIPO DE USO DO SOLO / TRATAMENTO / CONDIÇÃO HIDROLÓGICA		GRUPO HIDROLÓGICO			
		A	B	C	D
Uso residencial:					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
até 500 m ²	65	77	85	90	92
1000 m ²	38	61	75	83	87
1500 m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama >75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira:					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Culturas de grãos:					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	boas	61	73	81	84
Pasto:					
	condições ruins	68	79	86	89
	médias	49	69	79	84
	boas	39	61	74	80
curva de nível:	condições ruins	47	67	81	88
	médias	25	59	75	83
	boas	6	35	70	79
Campos		30	58	71	78
Florestas:					
	condições ruins	45	66	77	83
	boas	36	60	73	79
	médias	25	55	70	77

Observação: Os tipos de solo seguem a seguinte classificação: grupo A – solos arenosos profundos com baixo teor de argila; grupo B – solos arenosos rasos com baixo teor de argila; grupo C – solos barrentos com teor de argila entre 20 e 30%; e grupo D – solos argilosos.

Para a área em estudo foi adotado, para cada bacia, o valor de CN (parâmetro *Curve Number* do SCS) obtido pela média ponderada dos CN's estimados a partir da classificação dos solos e do tipo de cobertura existentes e futuros na área a ser drenada.

Os valores dos CN's para as situações de pré e pós-empreendimento estão apresentados nos quadros a seguir.

Quadro 5.29 – Cálculo do CN's ponderados para o cenário de pré empreendimento

PRÉ-EMPREENHIMENTO				
Item	Especificação	Área (m²)	%	CN
1	BACIA MONTANTE 1	16,101,767,82		68,98
1.1	Floresta (boas condições)	5,106,236,39	31,71%	60,00
1.2	Pasto (média condição)	8,597,555,39	53,40%	69,00
1.3	Urbanização	2,397,976,04	14,89%	88,00
1.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
2	BACIA MONTANTE 2	8,905,049,92		69,22
2.1	Floresta (boas condições)	5,223,710,24	58,66%	60,00
2.2	Pasto (média condição)	1,104,275,38	12,40%	69,00
2.3	Urbanização	2,577,064,30	28,94%	88,00
2.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
3	BACIA MONTANTE 3	1,613,631,86		74,56
3.1	Floresta (boas condições)	650,051,94	40,29%	60,00
3.2	Pasto (média condição)	183,398,60	11,37%	69,00
3.3	Urbanização	780,181,32	48,35%	88,00
3.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
4	BACIA B1	567,375,02		71,81
4.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
4.2	Pasto (média condição)	483,434,75	85,21%	69,00
4.3	Urbanização	83,940,27	14,79%	88,00
4.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
5	BACIA B2	171,288,14		74,70
5.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
5.2	Pasto (média condição)	119,899,68	70,00%	69,00
5.3	Urbanização	51,388,46	30,00%	88,00
5.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00

(Continua)

Quadro 5.29 – Cálculo do CN's ponderados para o cenário de pré-emprego (Continuação)

PRÉ-EMPREGO				
Item	Especificação	Área (m²)	%	CN
6	BACIA B3	486,469,16		65,71
6.1	Floresta (boas condições)	178,050,60	36,60%	60,00
6.2	Pasto (média condição)	308,418,56	63,40%	69,00
6.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
6.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00
7	BACIA B4-1	343,300,32		60,81
7.1	Floresta (boas condições)	312,264,03	90,96%	60,00
7.2	Pasto (média condição)	31,036,29	9,04%	69,00
7.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
7.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00
8	BACIA B4-2	210,161,45		62,39
8.1	Floresta (boas condições)	154,380,64	73,46%	60,00
8.2	Pasto (média condição)	55,780,81	26,54%	69,00
8.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
8.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00
9	BACIA B4-3	922,022,07		62,41
9.1	Floresta (boas condições)	675,632,86	73,28%	60,00
9.2	Pasto (média condição)	246,389,21	26,72%	69,00
9.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
9.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00
10	BACIA B5	293,680,70		70,87
10.1	Floresta (boas condições)	165,501,28	56,35%	60,00
10.2	Pasto (média condição)	20,810,09	7,09%	69,00
10.3	Urbanização	107,369,33	36,56%	88,00
10.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00
11	BACIA B6	373,989,32		64,78
11.1	Floresta (boas condições)	230,365,80	61,60%	60,00
11.2	Pasto (média condição)	117,605,95	31,45%	69,00
11.3	Urbanização	26,017,57	6,96%	88,00
11.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00
12	BACIA B7	346,720,45		66,07
12.1	Floresta (boas condições)	113,012,14	32,59%	60,00
12.2	Pasto (média condição)	233,708,31	67,41%	69,00
12.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
12.4	Emprego	0,00	0,00%	0,00

(Continua)

Quadro 5.29 – Cálculo do CN's ponderados para o cenário de pré empreendimento (Continuação)

PRÉ-EMPREENHIMENTO				
Item	Especificação	Área (m²)	%	CN
13	BACIA B8	120,403,55		69,00
13.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
13.2	Pasto (média condição)	120,403,55	100,00%	69,00
13.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
13.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
14	BACIA B9	360,141,35		61,69
14.1	Floresta (boas condições)	292,494,61	81,22%	60,00
14.2	Pasto (média condição)	67,646,74	18,78%	69,00
14.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
14.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00

Quadro 5.30 - Cálculo do CN's ponderados para ao cenário de pós empreendimento.

PÓS-EMPREENHIMENTO				
Item	Especificação	Área (m²)	%	CN
1	BACIA MONTANTE 1	16.101.767,82		68,98
1.1	Floresta (boas condições)	5.106.236,39	31,71%	60,00
1.2	Pasto (média condição)	8.597.555,39	53,40%	69,00
1.3	Urbanização	2.397.976,04	14,89%	88,00
1.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
2	BACIA MONTANTE 2	8.905.049,92		69,22
2.1	Floresta (boas condições)	5.223.710,24	58,66%	60,00
2.2	Pasto (média condição)	1.104.275,38	12,40%	69,00
2.3	Urbanização	2.577.064,30	28,94%	88,00
2.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
3	BACIA MONTANTE 3	1.613.631,86		74,56
3.1	Floresta (boas condições)	650.051,94	40,29%	60,00
3.2	Pasto (média condição)	183.398,60	11,37%	69,00
3.3	Urbanização	780.181,32	48,35%	88,00
3.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00

(Continua)

**Quadro 5.30- Cálculo do CN's ponderados para ao cenário de pós empreendimento.
(Continuação)**

PÓS-EMPREENHIMENTO				
Item	Especificação	Área (m²)	%	CN
4	BACIA B1	560.725,09		78,60
4.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
4.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
4.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
4.4	Empreendimento	560.725,09	100,00%	78,60
5	BACIA B2	198.233,91		77,50
5.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
5.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
5.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
5.4	Empreendimento	198.233,91	100,00%	77,50
6	BACIA B3	530.709,48		77,50
6.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
6.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
6.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
6.4	Empreendimento	530.709,48	100,00%	77,50
7	BACIA B4-1	343.300,31		60,81
7.1	Floresta (boas condições)	312.264,02	90,96%	60,00
7.2	Pasto (média condição)	31.036,29	9,04%	69,00
7.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
7.4	Empreendimento	0,00	0,00%	0,00
8	BACIA B4-2	184.741,56		75,91
8.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
8.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
8.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
8.4	Empreendimento	184.741,56	100,00%	75,91
9	BACIA B4-3	901.054,53		63,65
9.1	Floresta (boas condições)	346.169,40	38,42%	60,00
9.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
9.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
9.4	Empreendimento	554.885,13	61,58%	65,93

(Continua)

**Quadro 5.30- Cálculo do CN's ponderados para ao cenário de pós empreendimento.
(Continuação)**

PÓS-EMPREENHIMENTO				
Item	Especificação	Área (m²)	%	CN
10	BACIA B5	330.081,23		72,09
10.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
10.2	Pasto (média condição)	182.255,76	55,22%	69,00
10.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
10.4	Empreendimento	147.825,47	44,78%	75,91
11	BACIA B6	380.287,87		65,93
11.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
11.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
11.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
11.4	Empreendimento	380.287,87	100,00%	65,93
12	BACIA B7	356.964,36		76,30
12.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
12.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
12.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
12.4	Empreendimento	356.964,36	100,00%	76,30
13	BACIA B8	147.627,78		76,30
13.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
13.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
13.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
13.4	Empreendimento	147.627,78	100,00%	76,30
14	BACIA B9	370.123,22		65,93
14.1	Floresta (boas condições)	0,00	0,00%	60,00
14.2	Pasto (média condição)	0,00	0,00%	69,00
14.3	Urbanização	0,00	0,00%	88,00
14.4	Empreendimento	370.123,22	100,00%	65,93

O valor do CN ponderado no cenário pré-empreendimento é de 68,9 e no cenário pós-empreendimento é de 69,6, sendo a diferença de 1,0%.

O levantamento do uso e ocupação das áreas das bacias de contribuição para o cenário pré e pós-empreendimento foi feito a partir de imagem gerada pelo

programa Google Earth e o projeto urbanístico, sendo apresentadas nos documentos GE-15-011-MAC-EP-004 e GE-15-011-MAC-EP-005.

5.6. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Para a modelagem do escoamento superficial das sub-bacias dos cursos d'água, optou-se pela utilização do método do Hidrograma Sintético do “Soil Conservation Service”, SCS, órgão do Ministério da Agricultura dos EUA.

A modelagem matemático-computacional foi realizada utilizando o programa HEC-HMS – “Hydrologic Modeling System” elaborado pelo Hydrologic Engineering Center do U.S Army Corps of Engineers. Este programa possibilita a modelagem da transformação chuva x vazão em bacias utilizando vários métodos, entre eles o do SCS.

Para a modelagem do escoamento nos canais fluviais também são disponibilizados vários métodos, entre os quais foi selecionado o método de “lag time” (tempo de pico) considerando apenas o tempo de percurso da onda de cheia.

5.6.1 TEORIA DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

Hidrograma unitário é o hidrograma produzido por uma unidade de chuva excedente (h_{exc}) distribuída uniformemente sobre a bacia com uma duração especificada. A unidade de chuva excedente é escolhida por conveniência (nos países que adotam o sistema métrico usualmente admite-se $h_{UNIT} = 10 \text{ mm}$ ou 1 cm) e a duração desta chuva poderá ser qualquer, desde que permita o traçado adequado dos trechos de ascensão e recessão do hidrograma.

O hidrograma é simplesmente o gráfico, ao longo do tempo, das vazões causadas por um determinado hietograma. Como consequência, a área abaixo desta curva é o volume de escoamento superficial direto (V_{ESD}) causado por uma chuva excedente (h_{exc}) sobre toda a área de drenagem (AD).

$$V_{ESD} = AD.h_{EXC}$$

Um hidrograma é caracterizado pelo seu volume (V_{ESD}) e pela sua forma, que em conjunto, determinam o valor da vazão de pico (Q_p). A forma do hidrograma é usualmente determinada em função de alguns parâmetros de tempo, como se indica na Figura 5.14. Esta figura representa um hidrograma causado por um bloco único

de chuva excedente (h_{exc}) com duração D e intensidade constante durante esta duração.

O tempo decorrido desde o início da chuva excedente até o pico do hidrograma (Q_p) é chamado “tempo de ascensão” (t_A) enquanto a duração total do escoamento superficial direto é chamada de tempo base (t_b). Tempo de retardamento (t_r) ou simplesmente retardamento é o tempo que vai do centro de massa do hietograma de chuva excedente até o pico do hidrograma.

O tempo de concentração (t_c) já definido, é indicado na figura como o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão situado no trecho descendente do hidrograma. Esta inflexão representa o instante em que a contribuição do ponto mais distante da bacia passa pela seção de controle.

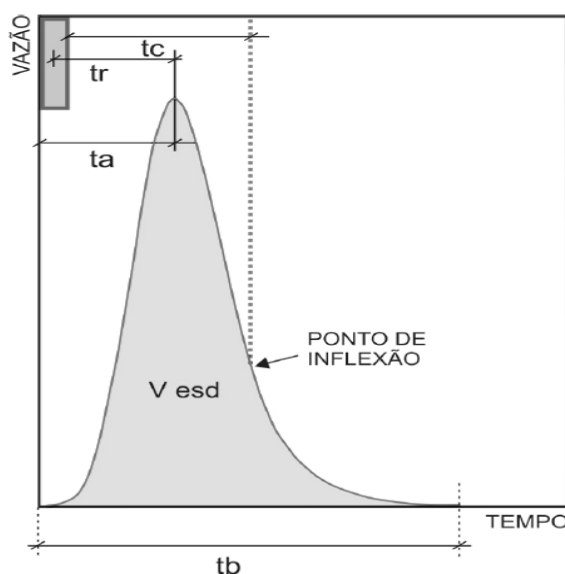


Figura 5.14 - Parâmetros do hidrograma.

5.6.2 HIDROGRAMA SINTÉTICO DO SCS

Para o cálculo das vazões de projeto foi utilizado o Método do Hidrograma Unitário do *Soil Conservation Service* (Método SCS). A Figura 5.15 e o Quadro 5.31 mostram o hidrograma do SCS, no qual se verifica que o eixo dos tempos é expresso em frações de t_A e o eixo das vazões em frações da vazão máxima Q_p .

A Figura 5.15 apresenta um hidrograma em forma triangular e curvilínea, em que sua área é igual ao volume precipitado. Para a conversão do hidrograma triangular unitário em um hidrograma unitário curvilíneo, é necessário ter por base as

informações contidas no Quadro 5.31, com valores de relação entre tempo com tempo de pico, e vazão com vazão de pico.

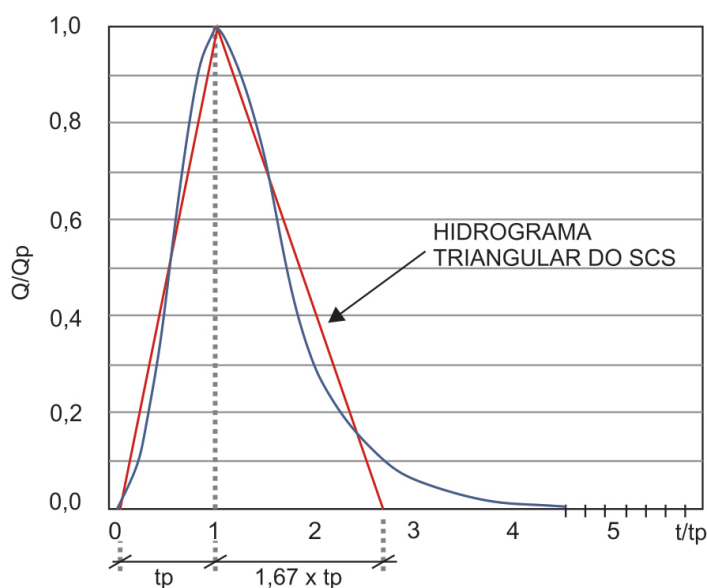


Figura 5.15 - Hidrograma do SCS.

Quadro 5.31 – Valores das relações t/tp e Q/Qp – Método do SCS.

t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp	t/tp	Q/Qp
0,0	0,000	0,7	0,820	1,4	0,780	2,2	0,207	3,6	0,021
0,1	0,030	0,8	0,930	1,5	0,680	2,4	0,147	3,8	0,015
0,2	0,100	0,9	0,990	1,6	0,560	2,6	0,107	4,0	0,011
0,3	0,190	1,0	1,000	1,7	0,460	2,8	0,077	4,5	0,005
0,4	0,310	1,1	0,990	1,8	0,390	3,0	0,055	5,0	0,000
0,5	0,470	1,2	0,930	1,9	0,330	3,2	0,040		
0,6	0,660	1,3	0,860	2,0	0,280	3,4	0,029		

O Soil Conservation Service propõe as seguintes relações entre esses parâmetros:

$$t_R = 0,6 \cdot t_C$$

$$t_A = \frac{D}{2} + t_R$$

Sendo, em horas:

t_R = tempo de retardamento;

t_C = tempo de concentração da bacia contribuinte;

D = tempo de duração de chuva; e

t_A = tempo de ascensão ou tempo de pico.

A vazão de pico (Q_p) correspondente à chuva unitária é definida pelo SCS como:

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot A}{t_A}$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico (m^3/s);

A = área da bacia (km^2);

t_A = tempo de ascensão ou tempo de pico; e

2,08 = coeficiente de atenuação do pico e conversão de unidade.

Expressando-se a duração da precipitação D em função do tempo de concentração, tem-se:

$$D = 0,133.t_c$$

De acordo com o SCS, o tempo de recessão é dado pela relação com o tempo de pico, sendo assim:

$$t_{recessão} = 1,67.t_A$$

Sendo:

$t_{recessão}$ = tempo de recessão (h); e

t_A = tempo de ascensão ou tempo de pico (h).

Já o tempo de base, duração total do escoamento superficial direto, é feito pela soma do tempo de ascensão e o tempo de recessão:

$$t_b = t_A + t_{recessão}$$

Intercalando-se estas duas últimas equações, tem-se:

$$t_b = 2,67 \times t_p$$

Sendo:

t_b = tempo de base (h); e

t_p = tempo de ascensão ou tempo de pico (h).

5.7. CURVAS COTA X ÁREA X VOLUME

Para verificar a possibilidade de amortecimento das cheias de efluentes das sub-bacias utilizando a capacidade da várzea natural foram levantadas às curvas cota x área x volume a montante dos bueiros e barramentos existentes. A localização dos bueiros estudados é apresentada no documento GE-14-019-MAC-EP-006.

5.7.1 BUEIRO 1-1

Bueiro com formação de espelho d'água (barramento) onde a topografia natural dá condições de formar uma bacia de detenção, onde foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide Figura 5.16 e Quadro 5.32).

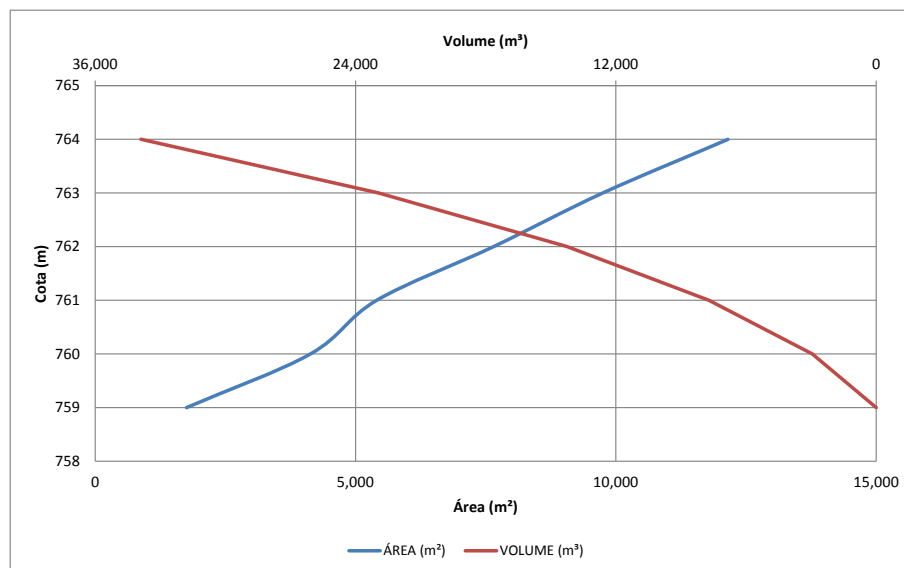


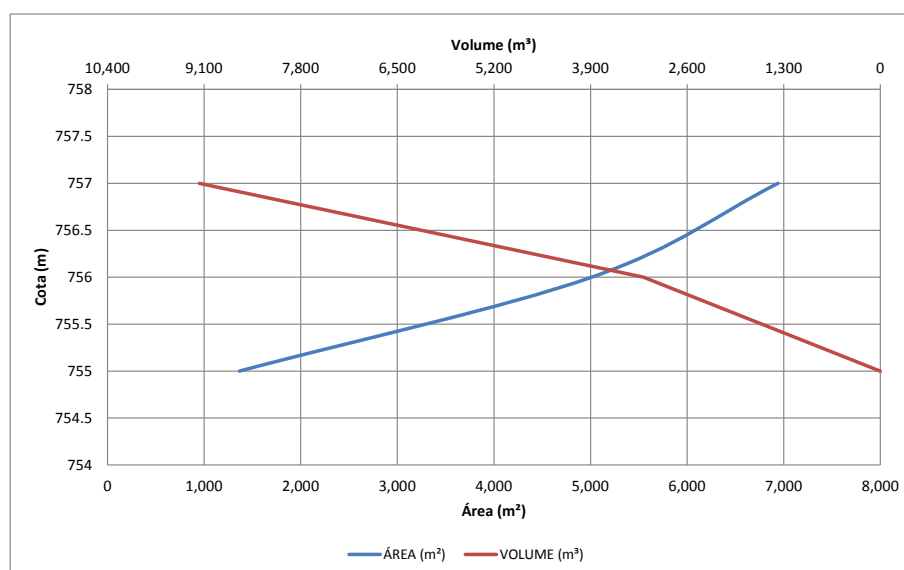
Figura 5.16 –Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 1-1.

Quadro 5.32 – Valores da Área e Volume do Bueiro 1-1 por cota.

COTA	ÁREA (m ²)	VOLUME (m ³)	VOLUME ACUMULADO (m ³)
759	1.753,44	0,00	0,00
760	4.133,38	2.943,41	2.943,41
761	5.406,48	4.769,93	7.713,34
762	7.650,82	6.528,65	14.241,99
763	9.748,05	8.699,44	22.941,43
764	12.153,27	10.950,66	33.892,09

5.7.2 BUEIRO 1-2

Bueiro sob estrada municipal JAR-030 (Natal Lorencini) onde a topografia natural (área de várzea) não oferece boas condições de formar uma bacia de detenção. Foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide Figura 5.17 e Quadro 5.33).


Figura 5.17 –Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 1-2.
Quadro 5.33 – Valores da Área e Volume do Bueiro 1-2 por cota.

COTA	ÁREA (m ²)	VOLUME (m ³)	VOLUME ACUMULADO (m ³)
755	1.365,02	0,00	0,00
756	5.010,74	3.187,88	3.187,88
757	6.940,54	5.975,64	9.163,52

5.7.3 BUEIRO 2-1

Bueiro com formação de espelho d'água (barramento) onde a topografia natural dá condições de formar uma bacia de detenção, onde foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide Figura 5.18 e Quadro 5.34).

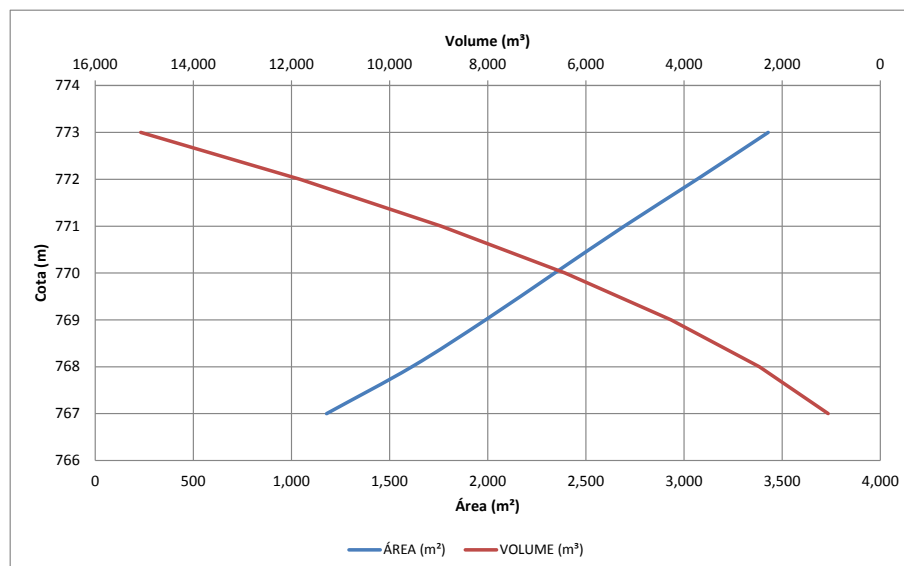


Figura 5.18 –Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 2-1.

Quadro 5.34 – Valores da Área e Volume do Bueiro 2-1 por cota.

COTA	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
766	950,95	0,00	0,00
767	1.178,76	1.064,86	1.064,86
768	1.613,52	1.396,14	2.461,00
769	1.988,45	1.800,99	4.261,98
770	2.341,05	2.164,75	6.426,73
771	2.695,49	2.518,27	8.945,00
772	3.066,24	2.880,87	11.825,87
773	3.428,84	3.247,54	15.073,41

5.7.4 BUEIRO 2-2

Bueiro sob estrada municipal JAR-030 (Natal Lorencini) onde a topografia natural (área de várzea) não oferece boas condições de formar uma bacia de detenção. Foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide Figura 5.19 e Quadro 5.35).

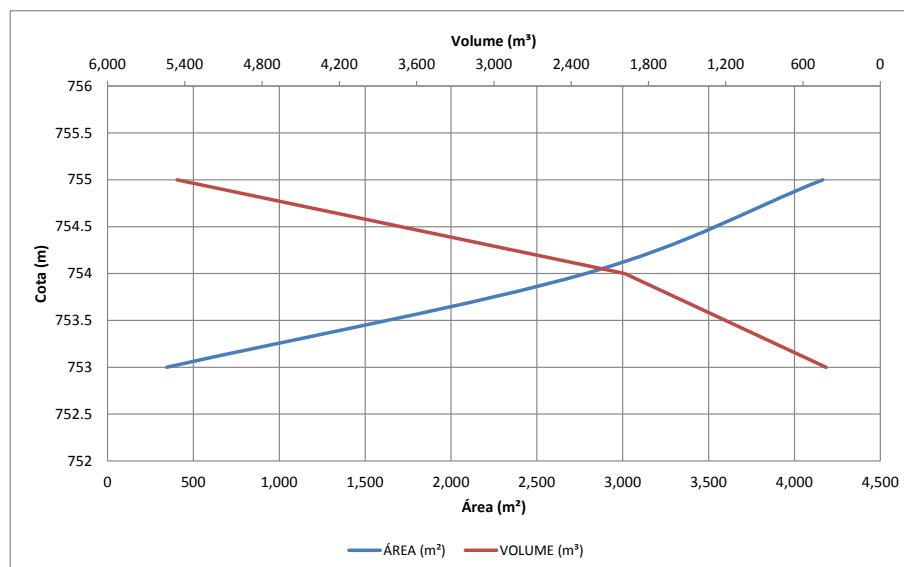


Figura 5.19 –Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 2-2.

Quadro 5.35 – Valores da Área e Volume do Bueiro 2-2 por cota.

COTA	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
751	96,06	0	0
752	200,66	148,36	148,36
753	344,48	272,57	420,93
754	2.783,88	1.564,18	1.985,11
755	4.165,00	3.474,44	5.459,55

5.7.5 BUEIRO 3-1

Bueiro com formação de espelho d'água (barramento) onde a topografia natural dá condições de formar uma bacia de detenção, onde foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide figura e quadro a seguir).

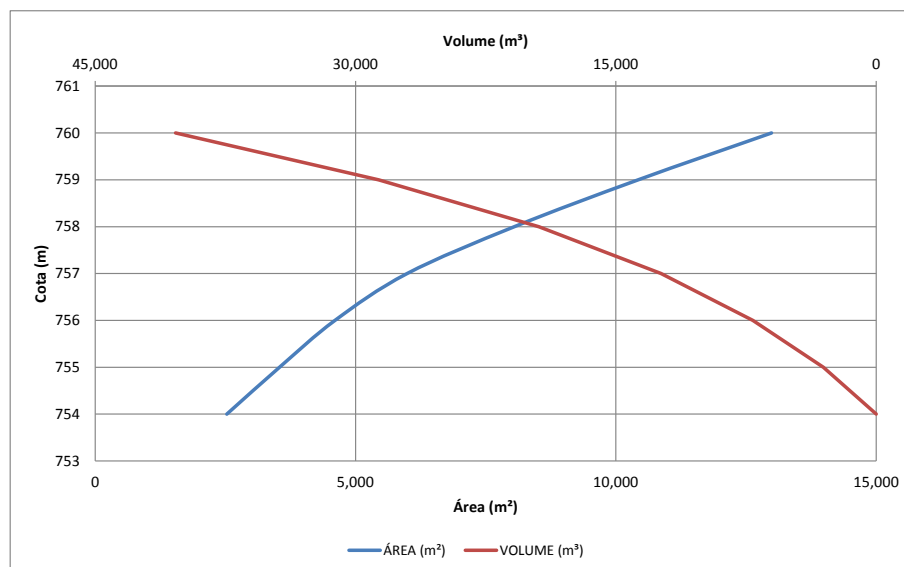


Figura 5.20 – Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 3-1.

Quadro 5.36 – Valores da Área e Volume do Bueiro 3-1 por cota.

COTA	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
754	2.527,93	0,00	0,00
755	3.540,18	3.034,06	3.034,06
756	4.604,81	4.072,50	7.106,55
757	5.990,38	5.297,60	12.404,15
758	8.050,51	7.020,45	19.424,59
759	10.428,28	9.239,40	28.663,99
760	12.989,94	11.709,11	40.373,10

5.7.6 BUEIRO 3-2

Bueiro sob estrada municipal JAR-030 (Natal Lorencini) onde a topografia natural (área de várzea) não oferece boas condições de formar uma bacia de retenção. Foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide figura e quadro a seguir).

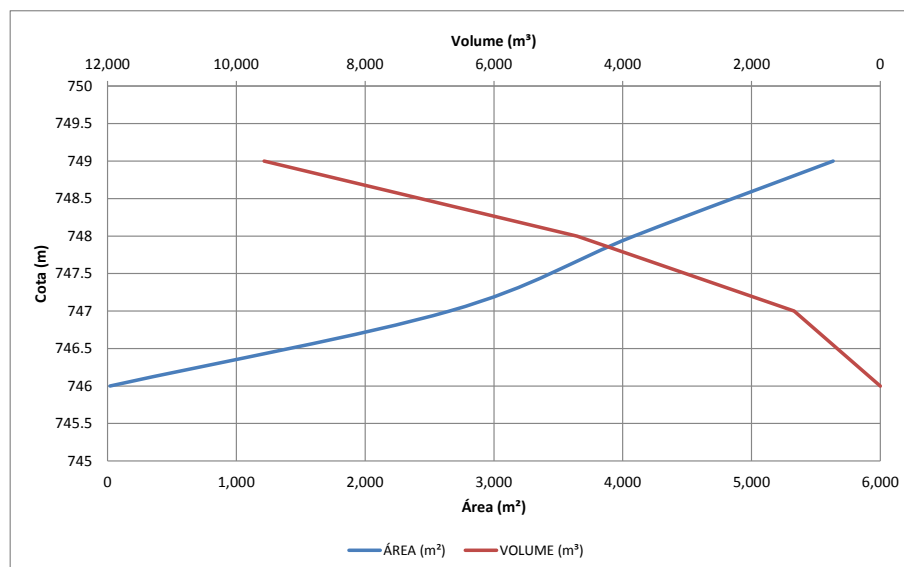


Figura 5.21 – Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 3-2.

Quadro 5.37 – Valores da Área e Volume do Bueiro 3-2 por cota.

COTA	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
746	18,87	0,00	0,00
747	2.655,64	1.337,26	1.337,26
748	4.088,15	3.371,90	4.709,15
749	5.633,74	4.860,95	9.570,10

5.7.7 BUEIRO 4-2

Bueiro sob estrada municipal Orlando Fumachi onde a topografia natural (área de várzea) não oferece boas condições de formar uma bacia de detenção. Foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide figura e quadro a seguir).

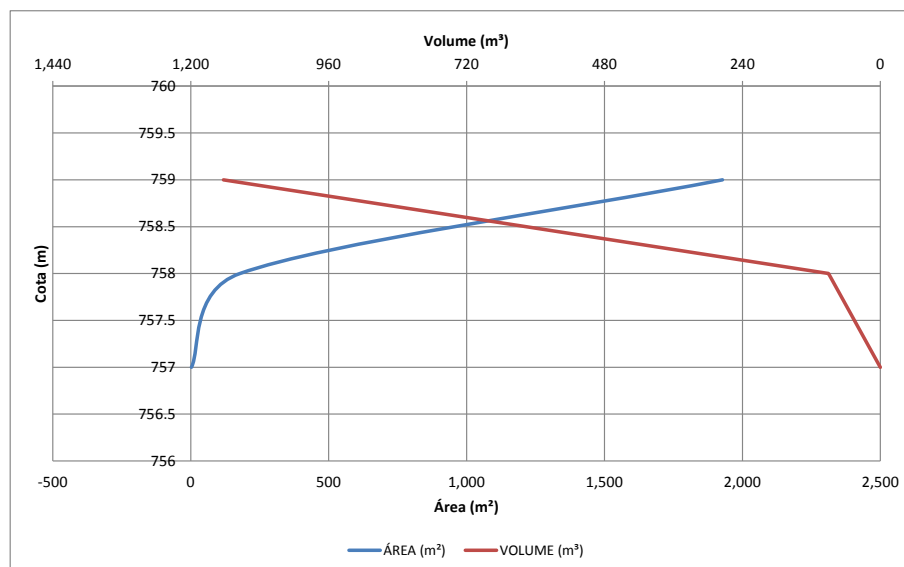


Figura 5.22 – Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 4-2.

Quadro 5.38 – Valores da Área e Volume do Bueiro 4-2 por cota.

COTA	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
757	2,37	0,00	0,00
758	177,88	90,13	90,13
759	1.927,79	1.052,84	1.142,96

5.7.8 BUEIRO 6-1

Bueiro com formação de espelho d'água (barramento) onde a topografia natural não oferece boas condições de formar uma bacia de retenção, onde foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide figura e quadro a seguir).

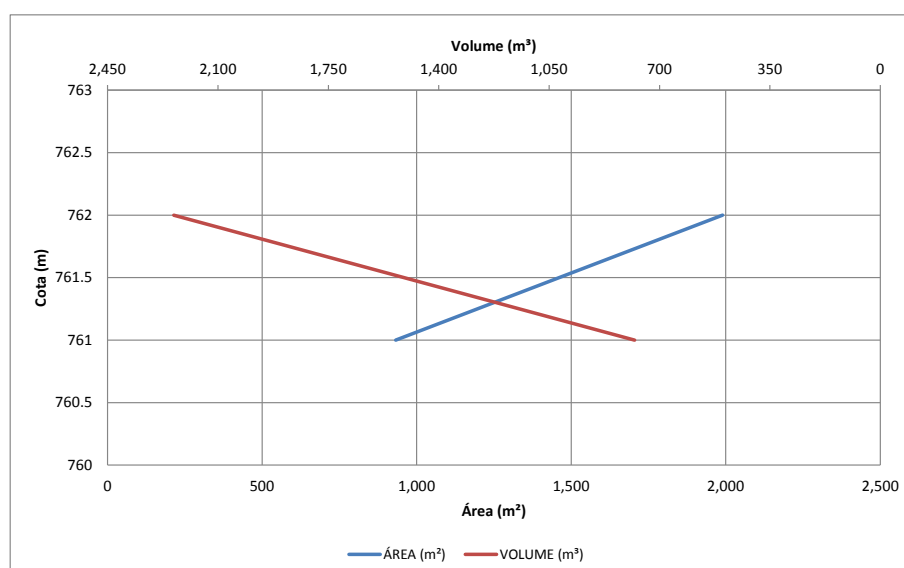


Figura 5.23 – Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 6-1.

Quadro 5.39 – Valores da Área e Volume do Bueiro 6-1 por cota.

COTA	ÁREA (m ²)	VOLUME (m ³)	VOLUME ACUMULADO (m ³)
760	625,37	0,00	0,00
761	932,19	778,78	778,78
762	1.989,70	1.460,95	2.239,73

5.7.9 BUEIRO 6-2

Bueiro sob estrada de acesso ao empreendimento onde a topografia natural (área de várzea) não oferece boas condições de formar uma bacia de retenção. Foi levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide figura e quadro a seguir).

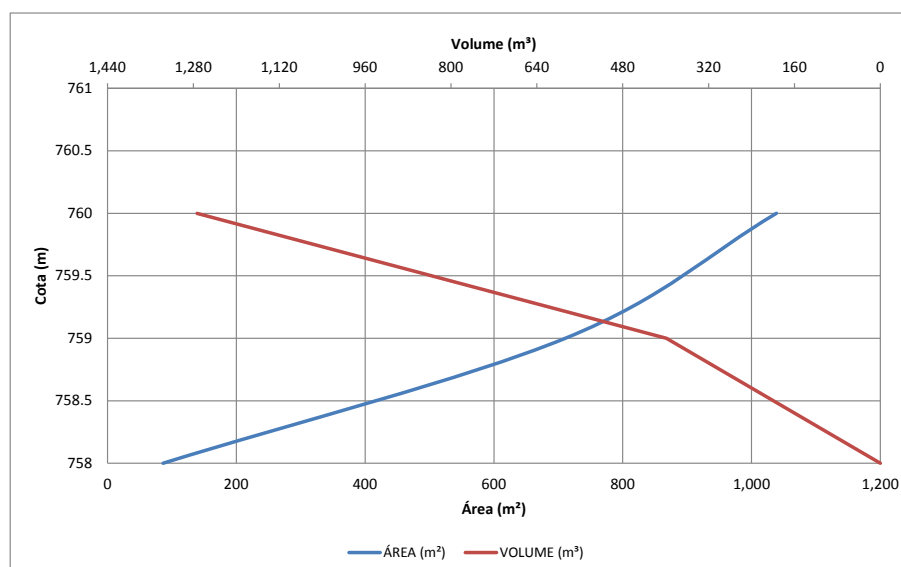


Figura 5.24 –Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 6-2.

Quadro 5.40 – Valores da Área e Volume do Bueiro 6-2 por cota.

COTA	ÁREA (m ²)	VOLUME (m ³)	VOLUME ACUMULADO (m ³)
758	86,16	0,00	0,00
759	710,84	398,50	398,50
760	1.038,66	874,75	1.273,25

5.7.10 BUEIRO 9-1

Bueiro sob estrada de acesso ao empreendimento onde a topografia natural (área de várzea) não oferece boas condições de formar uma bacia de retenção. Foi

levantada a Curva Cota x Área x Volume sem prever escavação (vide figura e quadro a seguir).

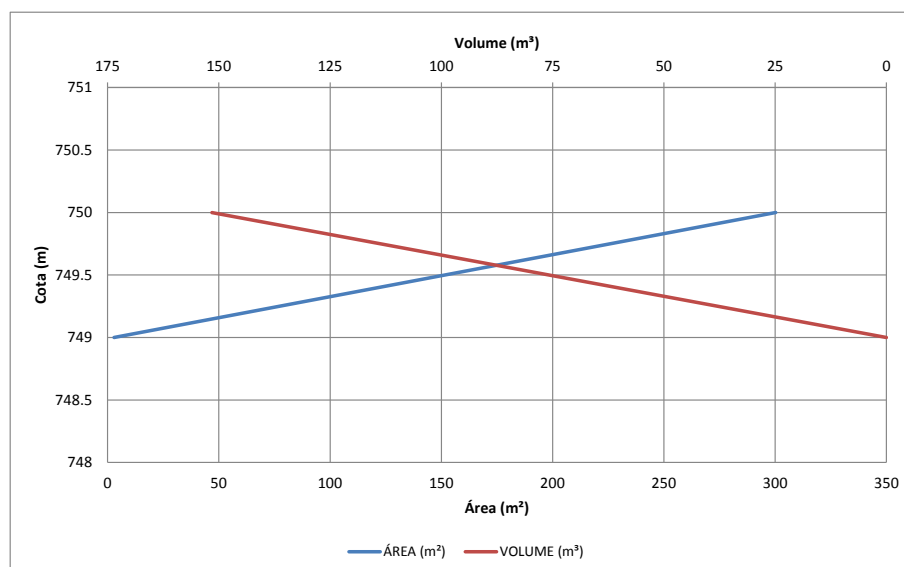


Figura 5.25 –Curva Cota x Área x Volume do Bueiro 9-1.

Quadro 5.41 – Valores da Área e Volume do Bueiro 9-1 por cota.

COTA	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
749	2,91	0,00	0,00
750	300,23	151,57	151,57

6. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DAS BACIAS

Para obtenção das vazões de cheia foi utilizado o software HEC-HMS, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers). O módulo HMS (Hydrologic Modeling System) simula vários processos hidrológicos, entre eles, destaca-se o processo de transformação chuva-vazão em sistemas de bacias hidrográficas urbanas e rurais.

6.1. MODELAGEM

Para avaliação do comportamento da bacia e obtenção dos resultados foi implantada a modelagem das bacias de macrodrenagem no modelo de simulação HEC-HMS. A topologia adotada na modelagem está apresentada na Figura 6.1 e Figura 6.2.

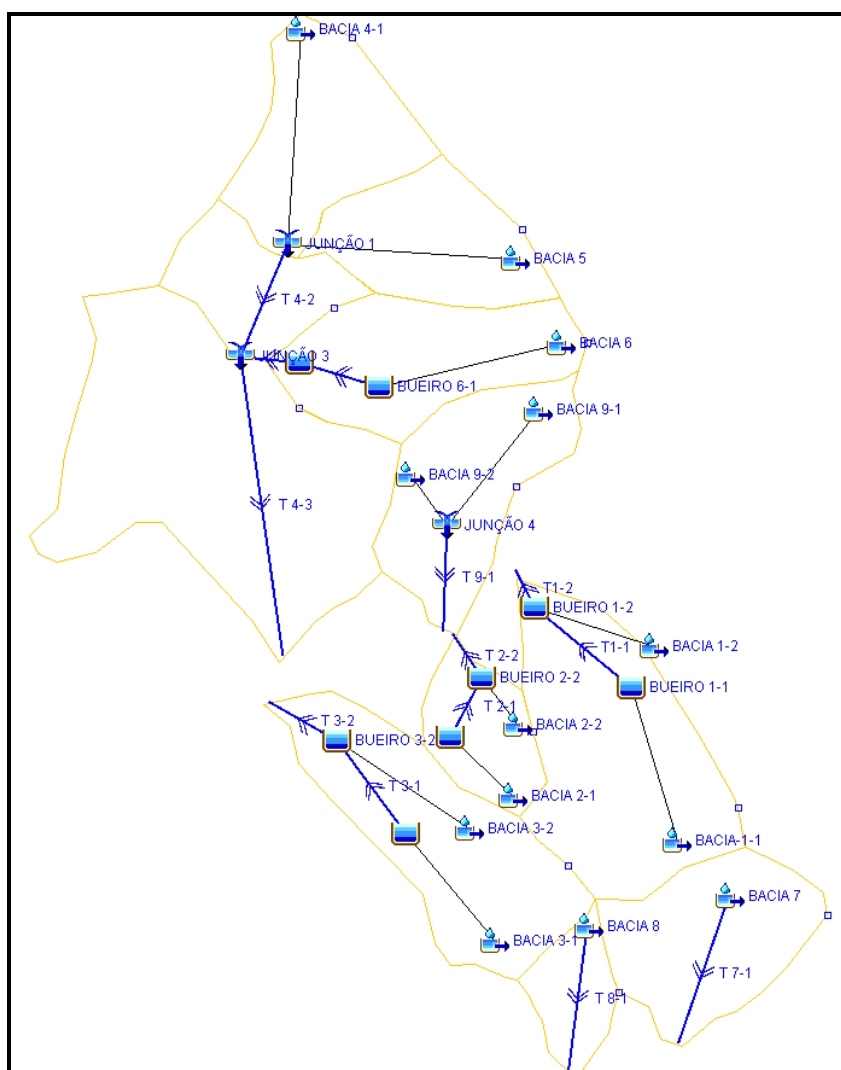


Figura 6.1 –Topologia para o cenário pré-empreendimento.

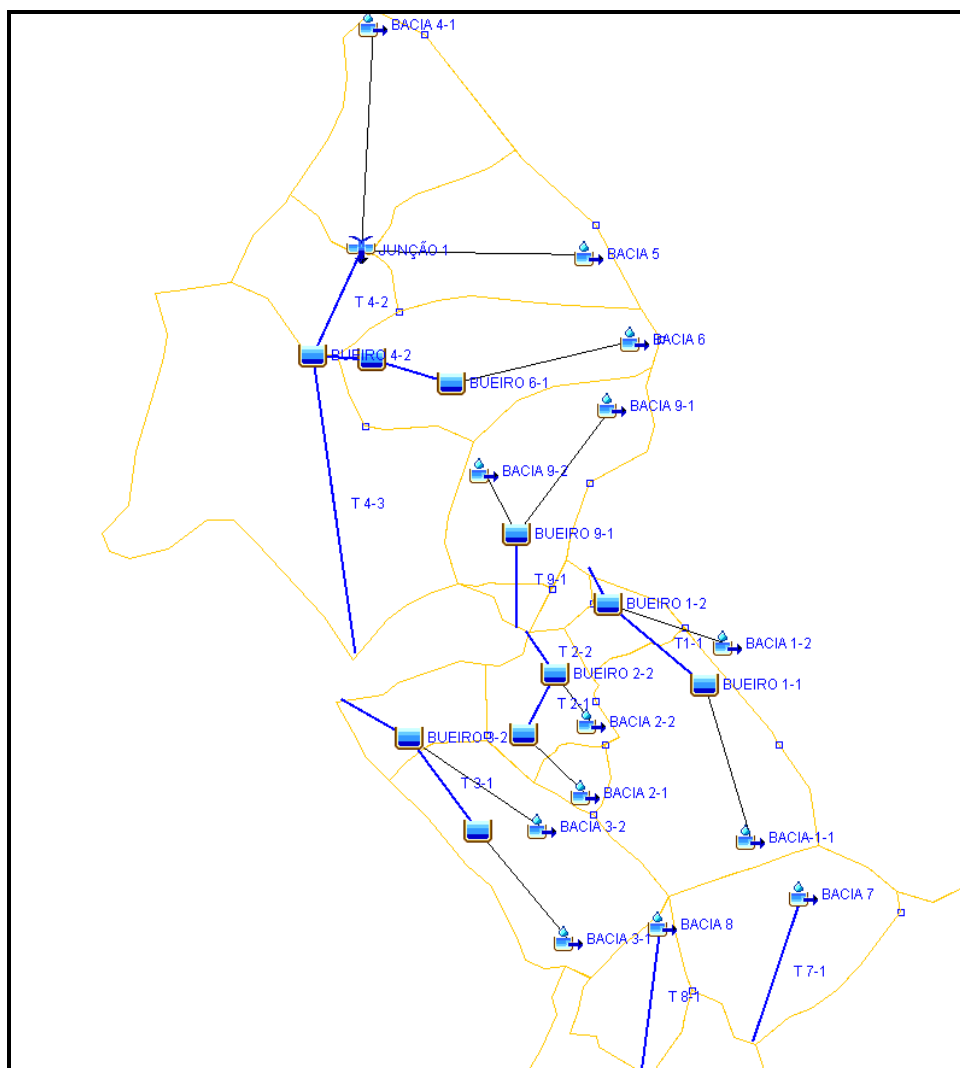


Figura 6.2 – Topologia para o cenário pós-empresamento (com e sem amortecimento).

Nas modelagens, foram adotados todos os parâmetros definidos anteriormente, realizando-se os cálculos os quais estão resumidos a seguir, para os pontos de controle analisados.

As diferenças básicas entre os cenários são:

- Áreas e graus de impermeabilização do solo das bacias de contribuição;
- Tempo de concentração antes e após implantação de rede de microdrenagem;
- Dimensões das estruturas hidráulicas dos bueiros para cada cenário; e
- Redução no total da vazão de pico gerada e lançada aos cursos d'água após implantação do empresamento.

Em relação às dimensões das estruturas hidráulicas dos bueiros para cada cenário, foi analisada e proposta intervenções para adequação dos mesmos para evitar a ocorrência de inundações dentro e fora do empreendimento (estradas municipais e vias de acesso existentes).

No cenário pós-empreendimento com amortecimento, foi verificado e proposto o armazenamento temporário de pico de cheias em alguns bueiros com condições topográficas favoráveis, através de alteamento do corpo do barramento do empreendimento até cota segura. Com isso foi possível obter uma redução no total da vazão de pico gerada e lançada aos cursos d'água após implantação do empreendimento.

Os estudos de avaliação do comportamento das cheias nesses pontos foram realizados para um período de retorno de 100 anos.

Foram calculadas as hidrógrafas para duração de precipitação variando de 30 a 300 min, determinando-se a duração que resulta em maior vazão afluente (cenário pré-empreendimento) ou efluente (cenário pós-empreendimento sem e com amortecimento) ao ponto em análise, a qual foi considerada crítica.

6.2. AVALIAÇÃO GERAL

Para avaliação da situação mais crítica em função do tempo de duração da chuva, as bacias 01 a 09 foram modeladas considerando os seguintes cenários:

- Bacias antes da implantação do empreendimento;
- Bacias sem nenhum dispositivo de amortecimento de pico de cheia após implantação do empreendimento, além de adequação das estruturas hidráulicas para evitar a ocorrência de inundações dentro e fora do empreendimento (estradas municipais e vias de acesso existentes);
- Bacias com dispositivos de amortecimento de pico de cheia (bacias de retenção) após implantação do empreendimento, além de adequação das estruturas hidráulicas para evitar a ocorrência de inundações dentro e fora do empreendimento (estradas municipais e vias de acesso existentes).

Os quadros a seguir apresentam as vazões de pico para as durações de chuva críticas no cenário de pré e pós-emprego.

Quadro 6.1 – Vazões de Pico para cada cenário.

Lançamento	Vazão de Pico (m3/s)						
	B1	B2	B4, 5 E 6	B7	B8	B9	TOTAL
Pré	2,324	1,998	9,129	3,799	1,565	3,401	22,216
Pós em/ Amortecimento	8,331	2,002	11,12	6,179	2,188	4,133	33,953
Pós com Amortecimento	1,183	1,965	10,889	6,179	2,188	4,133	26,537

Quadro 6.2 – Durações Críticas das Vazões de Pico para cada cenário.

Lançamento	DURAÇÃO CRÍTICA (min)					
	B1	B2	B4, 5 E 6	B7	B8	B9
Pré	240	90	90	90	60	90
Pós em/ Amortecimento	60	90	90	60	60	90
Pós com Amortecimento	90	60	90	60	60	90

Avaliando a somatória de todos os lançamentos para a vazão de pico e todos os cenários, temos:

- Em relação à vazão de pico antes da implantação do empreendimento (cenário pré-emprego e atual), aumento de 52,8% no cenário pós-emprego sem amortecimento e 19,4% no cenário pós-emprego com amortecimento; e
- Comparando a vazão de pico nos cenários após implantação do empreendimento, a diferença entre o cenário sem e com amortecimento é de 27,9%.

Algumas bacias não possuem capacidade de amortecimento de pico de cheias (B7, B8 e B9), pois a topografia não favorece a implantação de bacias de retenção. Neste estudo no cenário pós-emprego com amortecimento foi adotado o critério de otimizar o amortecimento global nos bueiros, buscando maximizar a compensação entre bacias.

Conforme apresentado nos quadros acima, a vazão de pico pós-emprego é superior a vazão de pré-emprego. Para minimizar os impactos ambientais

com as descargas nos cursos d'água aos mesmos níveis naturais (pré-emprego), é proposto adotar uma solução conjunta de amortecimento nos bueiros com soluções de drenagem urbana sustentável, que são apresentadas mais a diante.

6.3. AVALIAÇÃO BACIA B1

Conforme pode ser observado na Figura 6.3, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia passa de 240 minutos para 60 min no cenário pós-emprego sem amortecimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em 259%. A otimização das bacias de retenção existentes com aproveitamento da topografia natural existente, adequação das estruturas hidráulicas dos bueiros e a elevação das estruturas de barramento existentes reduzem o pico de cheia entre os cenários pós-emprego sem e com amortecimento em 86%, sendo 49% menor que a vazão de pico atual, além de aumentar a duração crítica de 60 minutos para 90 minutos.

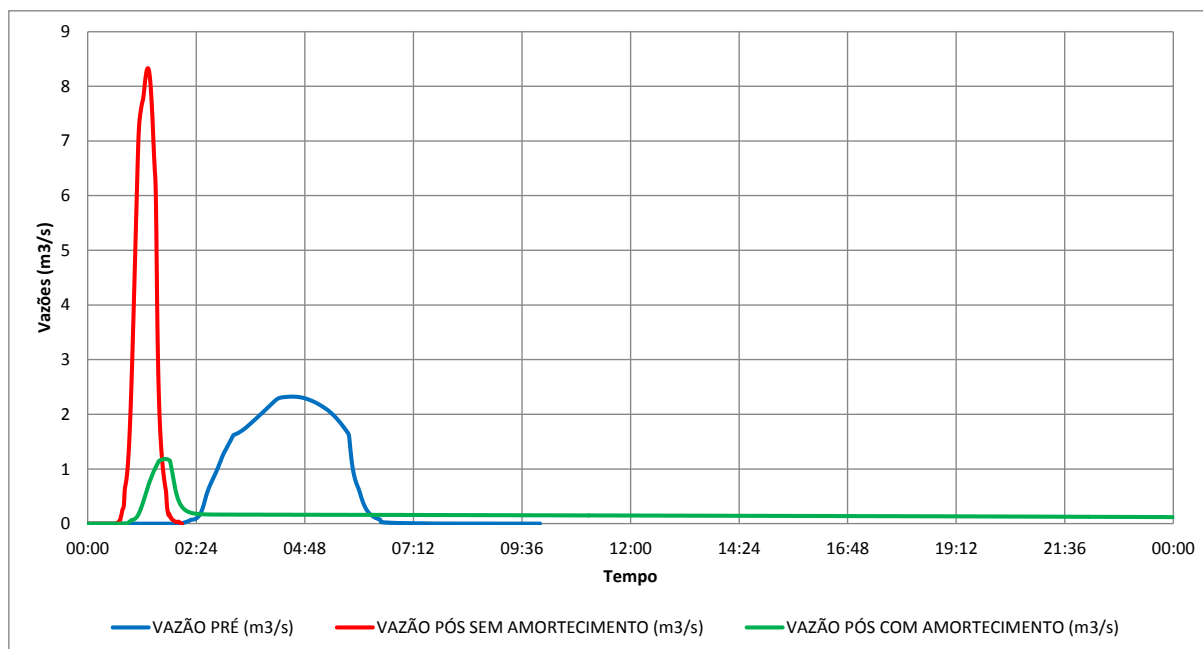


Figura 6.3 – Avaliação da Bacia B1 para todos os cenários analisados.

6.4. AVALIAÇÃO BACIA B2

Conforme pode ser observado na Figura 6.4, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia permanece em 90 minutos no cenário pós-empreendimento sem amortecimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em menos de 1%. A otimização das bacias de retenção existentes com aproveitamento da topografia natural existente, adequação das estruturas hidráulicas dos bueiros e a elevação das estruturas de barramento existentes reduzem o pico de cheia entre os cenários pós-empreendimento sem e com amortecimento em 2%, sendo 2% menor que a vazão de pico atual, além de reduzir a duração crítica de 90 minutos para 60 minutos.

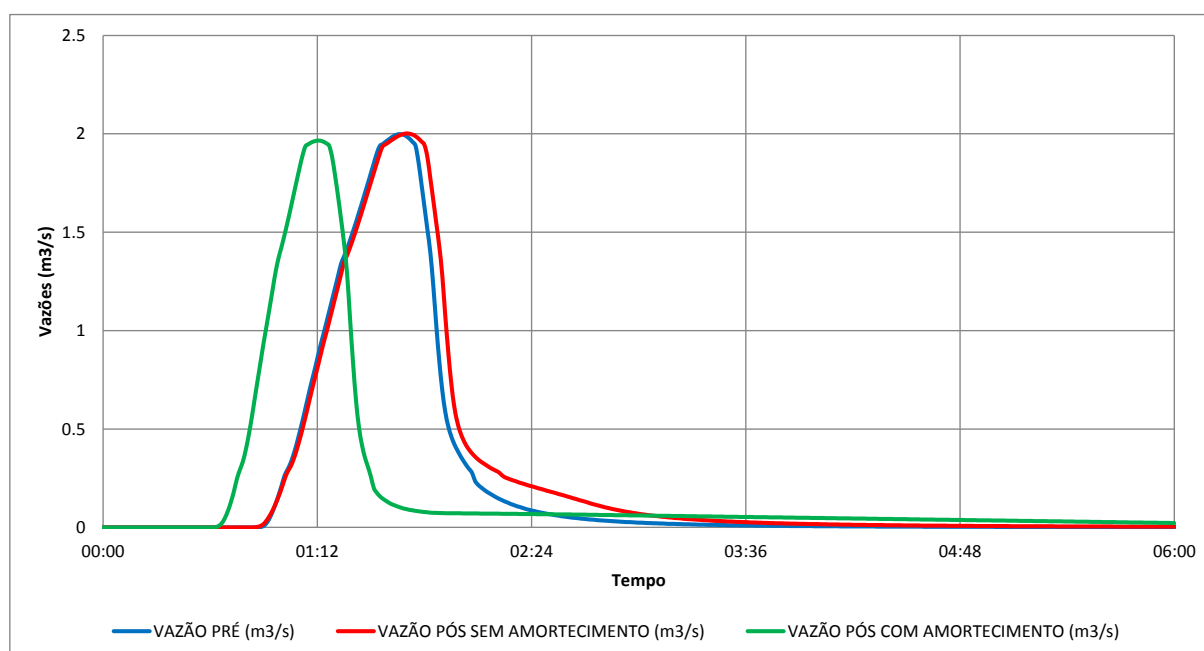


Figura 6.4 – Avaliação da Bacia B2 para todos os cenários analisados.

6.5. AVALIAÇÃO BACIA B3

Conforme pode ser observado na Figura 6.5, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia passa de 300 minutos para 60 min no cenário pós-empreendimento sem amortecimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em 688%. A otimização das bacias de retenção existentes com aproveitamento da topografia natural existente, adequação das estruturas hidráulicas dos bueiros e a elevação das estruturas de barramento existentes reduzem o pico de cheia entre os cenários pós-

empreendimento sem e com amortecimento em 76%, sendo 89% maior que a vazão de pico atual, onde a duração crítica permanece em 60 minutos.

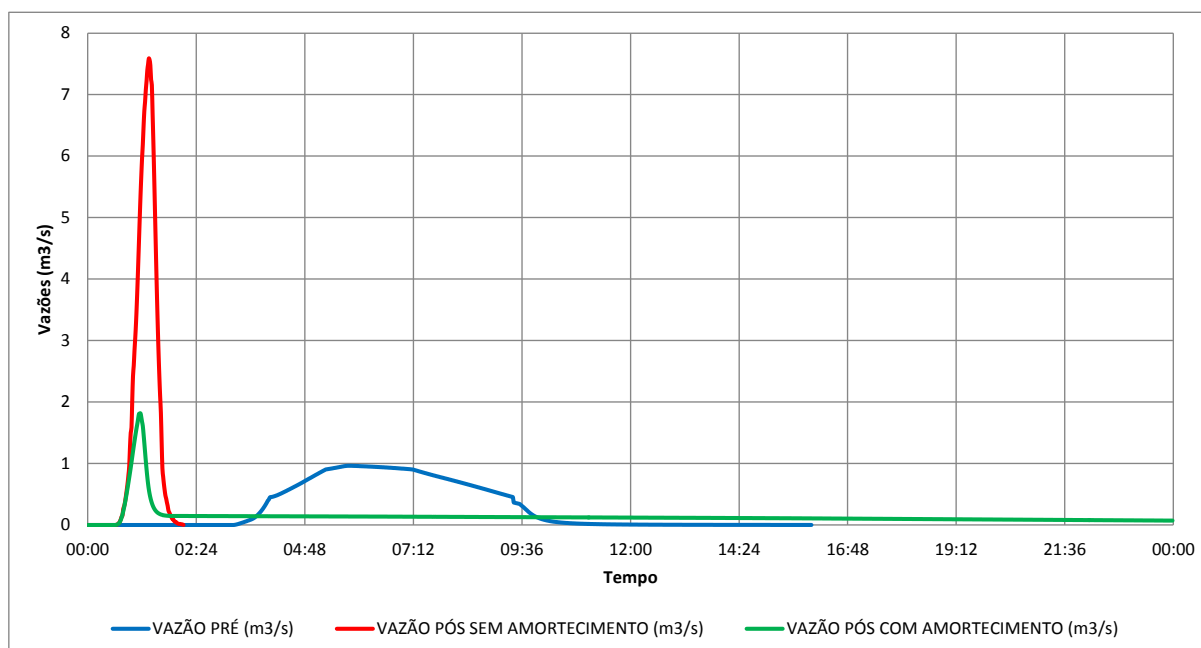


Figura 6.5 – Avaliação da Bacia B3 para todos os cenários analisados.

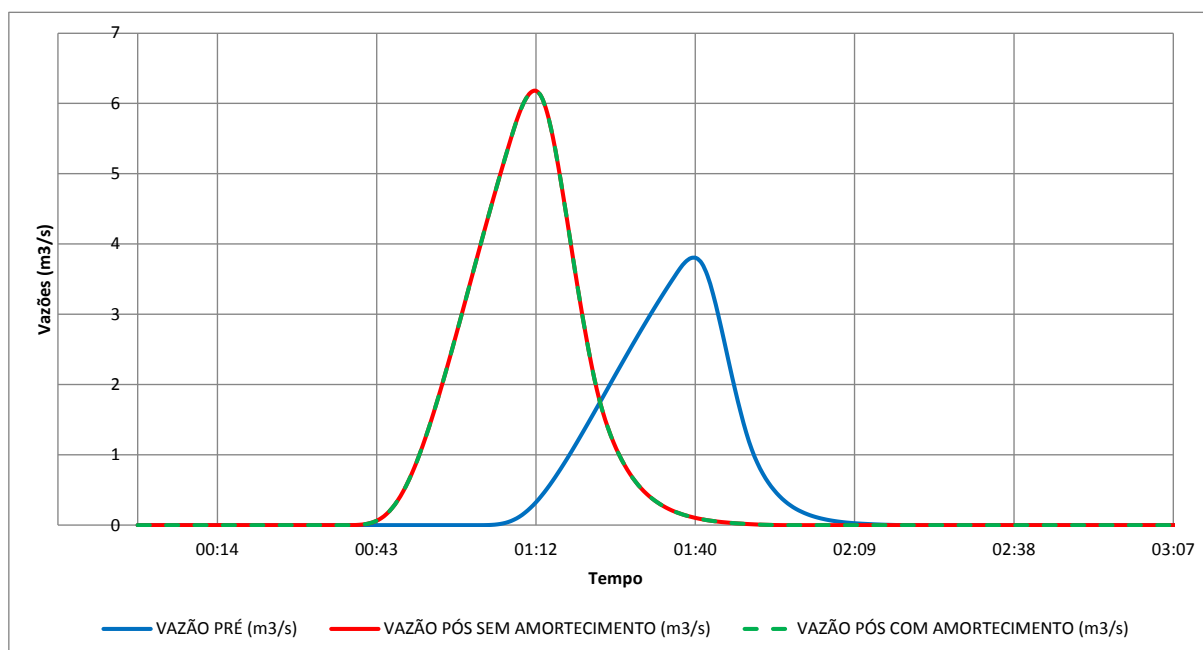
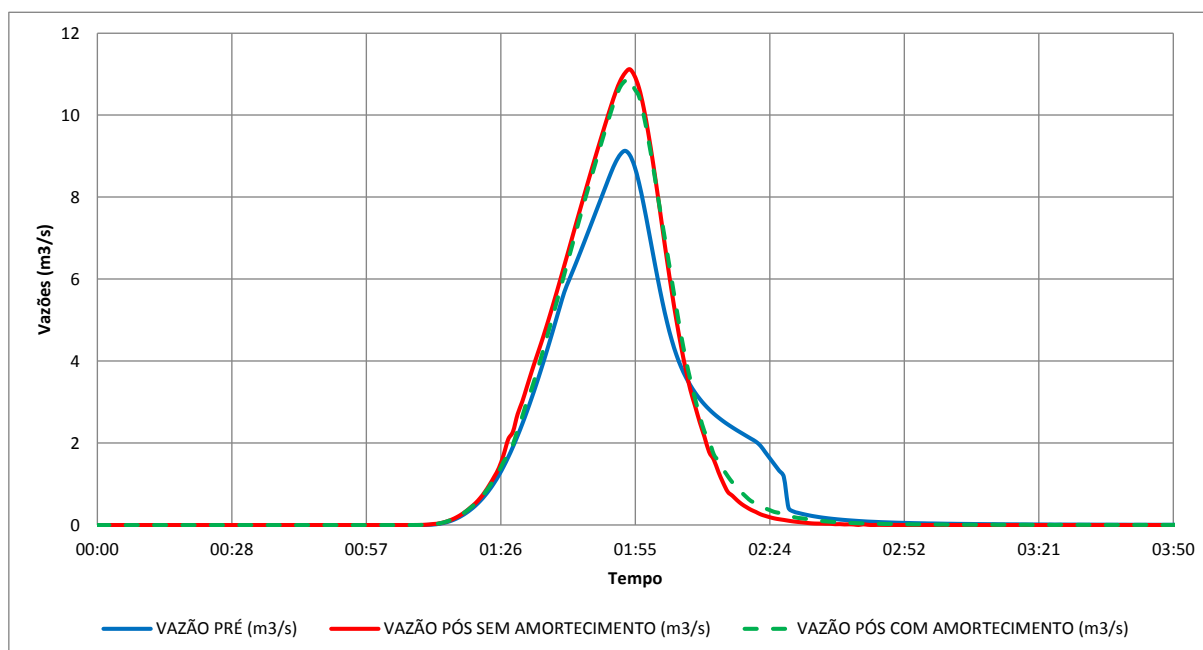
6.6. AVALIAÇÃO BACIA B4, B5 E B6

Conforme pode ser observado na Figura 6.6, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia permanece em 90 min no cenário pós-empreendimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em 22%. A otimização das bacias de retenção existentes com aproveitamento da topografia natural existente, adequação das estruturas hidráulicas dos bueiros e a elevação das estruturas de barramento existentes reduzem o pico de cheia entre os cenários pós-empreendimento sem e com amortecimento em 2%, sendo 19% maior que a vazão de pico atual, onde a duração crítica permanece em 60 minutos.

6.7. AVALIAÇÃO BACIA B7

Conforme pode ser observado na Figura 6.7, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia passa de 90 minutos para 60 min no cenário pós-empreendimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em 63%. Conforme mencionado anteriormente, essa

bacia não possui capacidade de amortecimento de pico de cheias, pois a topografia não favorece a implantação de bacias de detenção.



6.8. AVALIAÇÃO BACIA B8

Conforme pode ser observado na Figura 6.8, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia permanece em 60 min no cenário pós-empreendimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em 40%. Conforme mencionado anteriormente, essa bacia não possui capacidade de amortecimento de pico de cheias, pois a topografia não favorece a implantação de bacias de retenção.

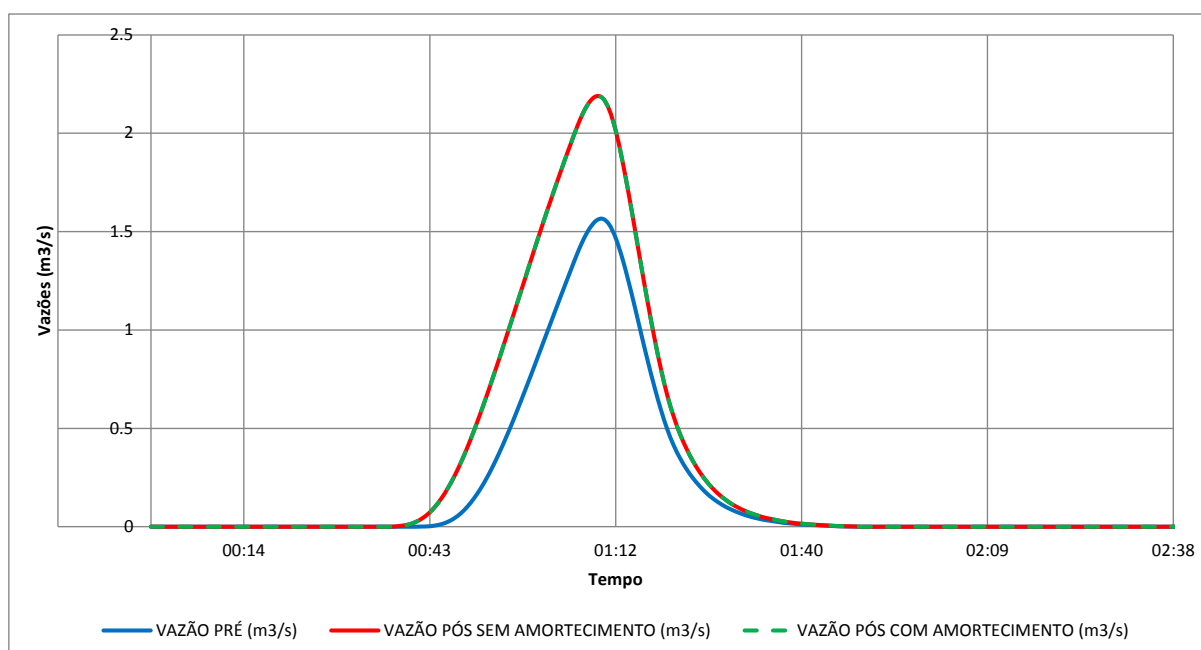


Figura 6.8 – Avaliação da Bacia B8 para todos os cenários analisados.

6.9. AVALIAÇÃO BACIA B9

Conforme pode ser observado na Figura 6.9, com a implantação do empreendimento a duração crítica na bacia permanece em 90 min no cenário pós-empreendimento. Em relação ao pico da vazão de cheia, a implantação do empreendimento aumenta em 22%. Conforme mencionado anteriormente, a princípio essa bacia não possui capacidade de amortecimento de pico de cheias, porém são necessários maiores dados da topografia local para uma melhor avaliação da possibilidade de implantação de bacias de retenção.

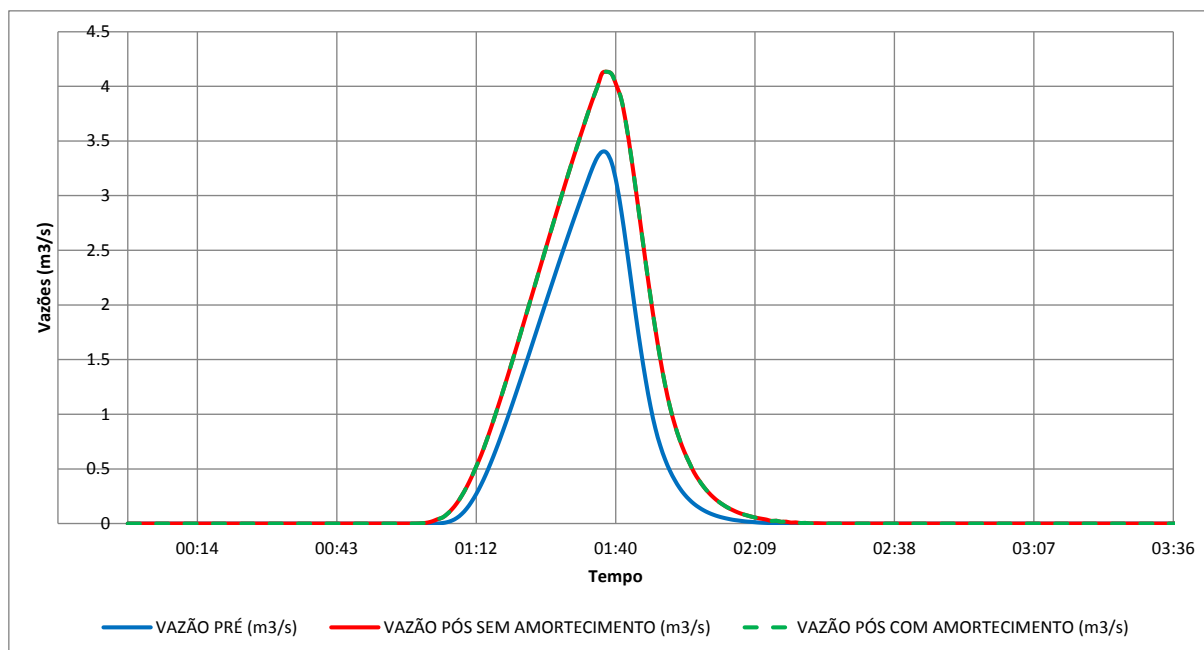


Figura 6.9 – Avaliação da Bacia B9 para todos os cenários analisados.

7. ESTUDOS HIDRÁULICOS

7.1. DIMENSIONAMENTO DAS BACIAS DE DETENÇÃO

As bacias de retenção previstas neste projeto a montante dos bueiros são estruturas de barramento, que visam amortecer a vazão de pico, pois armazenam temporariamente a diferença de vazão de água afluente e efluente. A princípio foram concebidas para armazenar a diferença das vazões de drenagem geradas pela instalação do empreendimento (maior impermeabilização e área de contribuição) e a situação sem o empreendimento (menor impermeabilização e área de contribuição). Podem ter função paisagística (espelho d'água constante) ou apenas como estrutura hidráulica para amortecimento de picos de cheias com a formação de espelho d'água durante a ocorrência das precipitações torrenciais.

Conforme mencionado anteriormente, neste estudo algumas bacias não possuem capacidade de amortecimento de pico de cheias (B7, B8 e B9), pois a topografia não favorece a implantação de bacias de retenção. Para o cenário pós-empreendimento com amortecimento, foi adotado o critério de otimizar o amortecimento global nos bueiros, buscando maximizar a compensação entre bacias.

7.2. DIMENSIONAMENTO DOS BUEIROS

As curvas cota x vazão dos bueiros empregadas foram obtidas pelo programa HEC-HMS – “Hydrologic Modeling System” elaborado pelo Hydrologic Engineering Center do U.S Army Corps of Engineers, considerando as seguintes hipóteses:

- Foi considerada a utilização de bueiro tubular ou em galeria retangular celular de concreto de seção retangular com pouca altura para minimizar as profundidades;
- Recobrimento mínimo de 0,5 m;
- Quando da existência de várzea natural com topografia adequada a montante do bueiro, foi considerado o uso dessa área para amortecimento de pico;
- Quando da não existência de várzea natural a montante do bueiro, o mesmo foi calculado para ter capacidade de escoar a vazão total afluente;

- Quando da possibilidade de alteamento da estrutura de barramento do bueiro sem comprometer os lotes previstos no urbanismo, foi proposto nova cota da crista do barramento para o cenário pós-empreendimento com amortecimento;
- Quando da existência de rodovia municipal ou viário de acesso na estrutura de barramento do bueiro, o mesmo foi dimensionado de forma a não provocar a ocorrência de inundação sem alteração na cota da via existente;
- Coeficiente de perda de carga na entrada do bueiro foi estimada em 0,25;
- Coeficiente de Rugosidade de Manning de 0,015;
- Declividade mínima de 0,5%.

A seguir são apresentadas figuras com as seções transversais de Bueiro Simples de Tubulação de Concreto (BSTC), Bueiro Duplo de Tubulação de Concreto (BDTC), Bueiro Simples Celular de Concreto (BSCC), Bueiro Duplo Celular de Concreto (BDCC), Bueiro Triplo Celular de Concreto (BTCC).

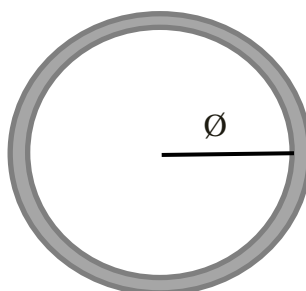


Figura 7.1 - Representação da seção transversal do bueiro do tipo BSTC.

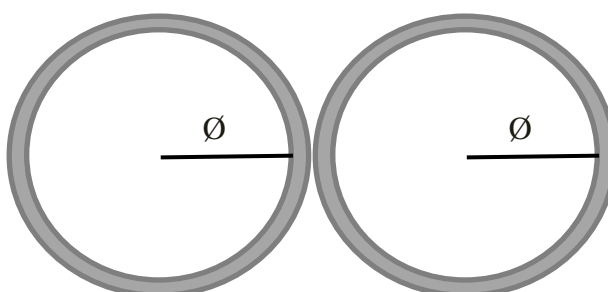


Figura 7.2 - Representação da seção transversal do bueiro do tipo BDTC.

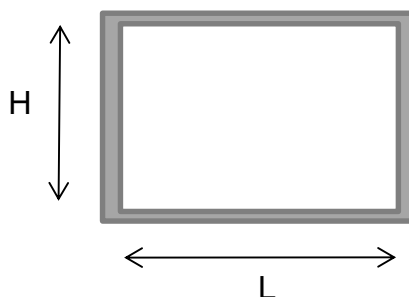


Figura 7.3 - Representação da seção transversal do bueiro do tipo BSCC.

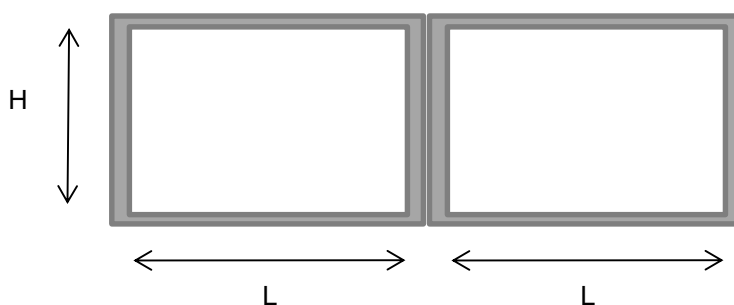


Figura 7.4 - Representação da seção transversal do bueiro do tipo BDCC.

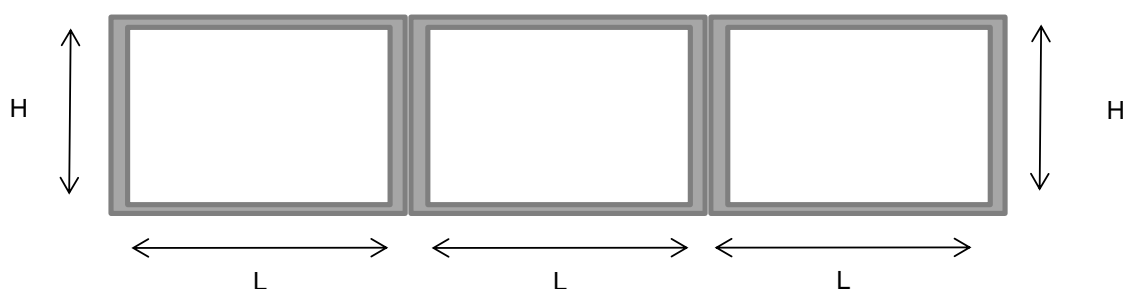


Figura 7.5 - Representação da seção transversal do bueiro do tipo BTCC.

7.3. DIMENSIONAMENTO DOS VERTEDORES DE SUPERFÍCIE

Apenas no bueiro 6-1 existe um barramento com vertedor de superfície semelhante ao da Figura 7.6 e Figura 7.7, que mantem um espelho d'água constante. Para o cenário Pós-empreendimento, foi mantido o vertedor, sendo proposto a adequação do mesmo para evitar o transbordamento e ruptura do barramento.



Figura 7.6 – Esquema típico de um barramento com vertedor de superfície.

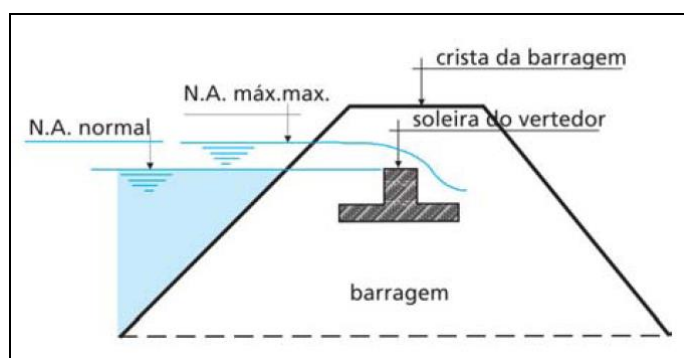


Figura 7.7 – Esquema típico dos níveis normal e máximo de um barramento.

As curvas cota x vazão das bacias de retenção empregadas foram obtidas pelo programa HEC-HMS – “Hydrologic Modeling System” elaborado pelo Hydrologic Engineering Center do U.S Army Corps of. Engineers, considerando as seguintes hipóteses:

- Para amortecimento do pico de cheia, foi considerado a várzea natural a montante das bacias de retenção existentes;
- Aumento da estrutura de barramento sem comprometer os lotes previstos no urbanismo, através de proposta de nova cota da crista do barramento para o cenário pós-empreendimento com amortecimento;
- Borda livre mínima entre o NA máximo e a crista do barramento de 0,5 m (DAEE);
- Coeficiente de descarga do vertedor de superfície de 2,6 (soleira grossa).

No quadro a seguir, é apresentado o resumo dos dados dos bueiros existentes e propostos para os cenários pré e pós-empreendimento.

Quadro 7.1 – Resumo das dimensões dos bueiros para cada cenário.

ITEM	ESTRUTURAS DO BUEIRO (EXISTENTES E PROPOSTOS)		
	PRÉ	PÓS S/ AMORTECIMENTO	PÓS C/ AMORTECIMENTO
BUEIRO 1-1	2 Tubulações de Ø indefinido (Adotado Ø0.6m)	Bueiro Duplo Celular de Concreto (BDCC) com 1.0 de altura e 1.5 de Largura	1 Tubulação de Ø0.2m (BSTC)
BUEIRO 1-2	1 Tubulação de Ø indefinido (Adotado Ø1.0m)	1 Tubulação de Ø1.0m (BSTC) e Bueiro Duplo Celular de Concreto (BDCC) com 1.0 de altura e 2.0 de Largura	1 Tubulação de Ø0.8m (BSTC)
BUEIRO 2-1	Indefinido (Adotado vertedor de superfície com largura de 0.5m)	2 Tubulações de Ø0.3m (BDTC)	1 Tubulação de Ø0.2m (BSTC)
BUEIRO 2-2	Indefinido (Adotado tubulação de Ø 0.8m)	1 Tubulação de Ø0.8m (BSTC)	1 Tubulação de Ø0.8m (BSTC)
BUEIRO 3-1	1 Tubulação de Ø0.5m	1 Tubulação de Ø0.5m (BSTC) e Bueiro Duplo Celular de Concreto (BDCC) com 1.0 de altura e 2.0 de Largura	1 Tubulação de Ø0.2m (BSTC)
BUEIRO 3-2	1 Tubulação de Ø0.6m	1 Tubulação de Ø0.6m (BSTC) e Bueiro Duplo Celular de Concreto (BDCC) com 1.0 de altura e 2.5 de Largura	1 Tubulação de Ø0.6m e outra de Ø1.0m (BDTC)
BUEIRO 4-2	1 Tubulação de Ø0.6m	Bueiro Duplo Celular de Concreto (BDCC) com 1.0 de altura e 2.5 de Largura	Bueiro Triplo Celular de Concreto (BTCC) com 1.0 de altura e 1.5 de Largura
BUEIRO 6-1	Vertedor de superfície com dimensões indefinidas (Adotado largura de 0.6m)	Vertedor de superfície com largura de 2.3m	Vertedor de superfície com largura de 1.3m
BUEIRO 6-2	1 Tubulação de Ø0.3m	Bueiro Simples Celular de Concreto (BSCC) com 1.0 de altura e 2.0 de Largura	Bueiro Simples Celular de Concreto (BSCC) com 1.0 de altura e 2.0 de Largura
BUEIRO 9-1	1 Tubulação de Ø1.0m	Bueiro Triplo Celular de Concreto (BTCC) com 1.0 de altura e 1.5 de Largura	Bueiro Triplo Celular de Concreto (BTCC) com 1.0 de altura e 1.5 de Largura

Para minimizar os impactos ambientais com amortecimento das descargas nos cursos d'água, é proposto adotar as intervenções do cenário pós-emprego com amortecimento, porém somente essas intervenções não garantem que as vazões após implantação do empreendimento sejam dos mesmos níveis naturais (pré-emprego). Para isso serão necessárias ações conjuntas com soluções de drenagem urbana sustentável na microdrenagem.

7.4. BUEIRO 1-1

Na Figura 7.8, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 300 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

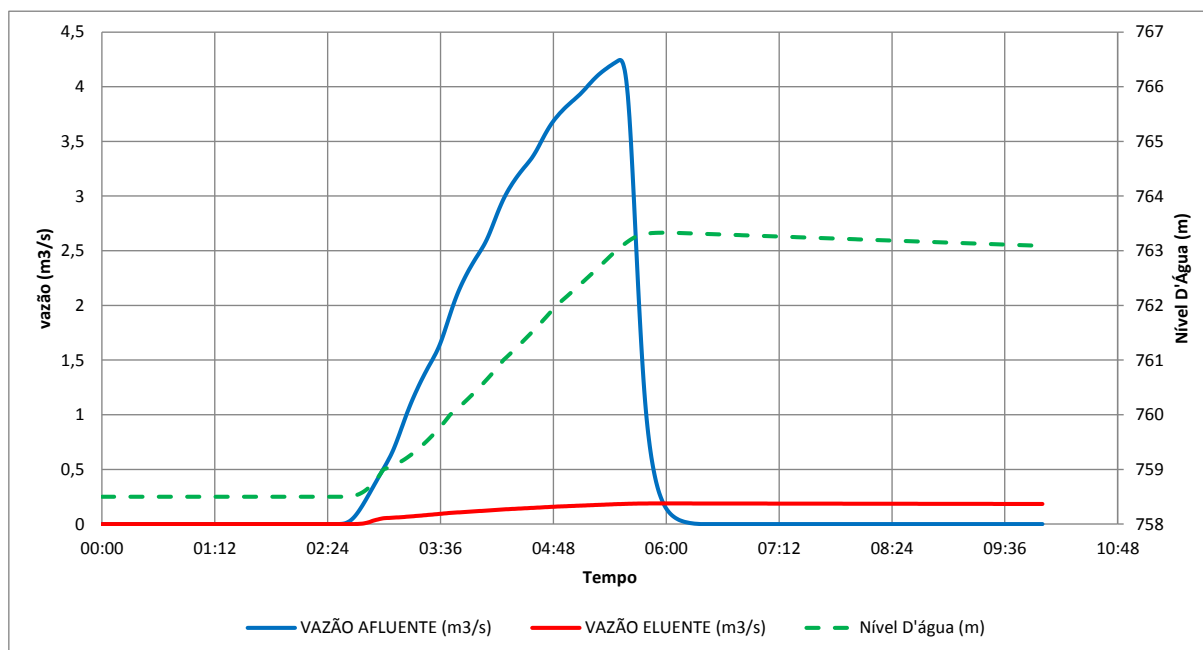


Figura 7.8 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 1-1.

Nesse bueiro houve amortização de 96% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.2 – Dimensionamento do Bueiro 1-1.

identificação	BUEIRO 1-1
Tipo de Bueiro	BSTC
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	758,50 m
Cota do Fundo na Saída	757,35 m
Comprimento do Bueiro	6,50 m
Declividade do Bueiro	0,177 m/m
Seção	Circular
Dimensão	0,2 m
Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	763,83 m
Necessita de aterro	Sim
Cota Máxima do Nível D'água	763,33 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	26980,00 m³

7.5. BUEIRO 1-2

Na Figura 7.9 , estão apresentadas as hidrógrafas afluyente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 90 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

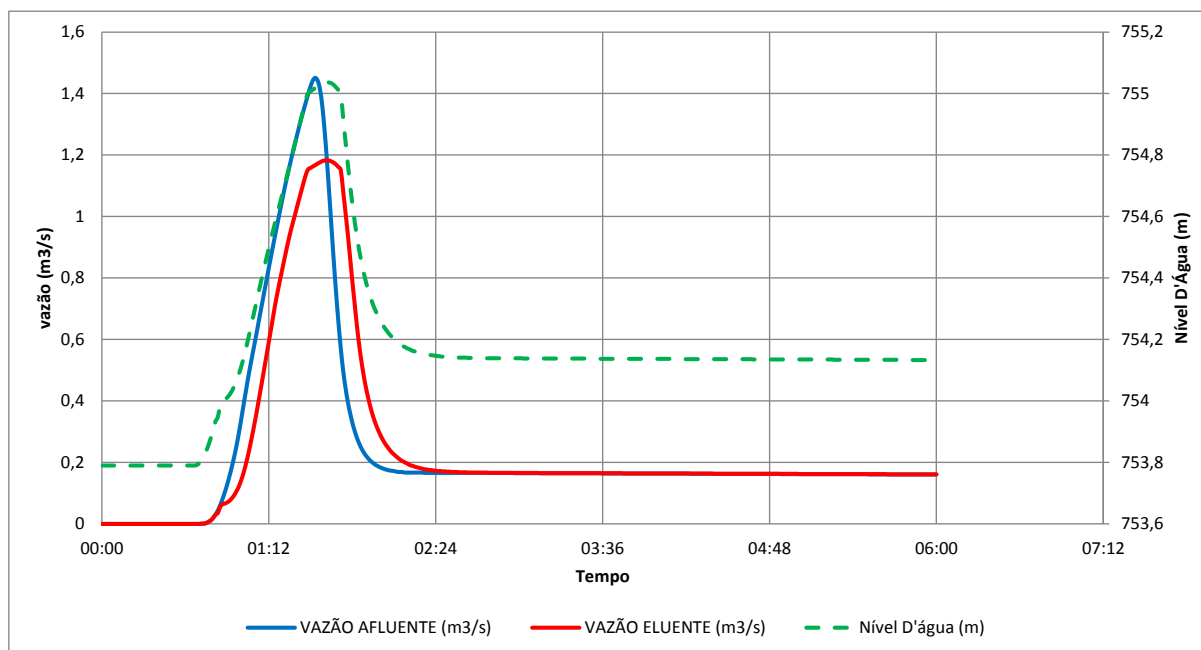


Figura 7.9 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 1-2.

Nesse bueiro houve amortização de 18% entre a vazão afluyente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.3 – Dimensionamento do Bueiro 1-2.

identificação	BUEIRO 1-2
Tipo de Bueiro	BSTC
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	753,79 m
Cota do Fundo na Saída	753,40 m
Comprimento do Bueiro	13,00 m
Declividade do Bueiro	0,030 m/m
Seção	Circular
Dimensão	0,8 m
Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	755,33 m
Necessita de aterro	Não
Cota Máxima do Nível D'água	755,04 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	570,00 m³

7.6. BUEIRO 2-1

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 60 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

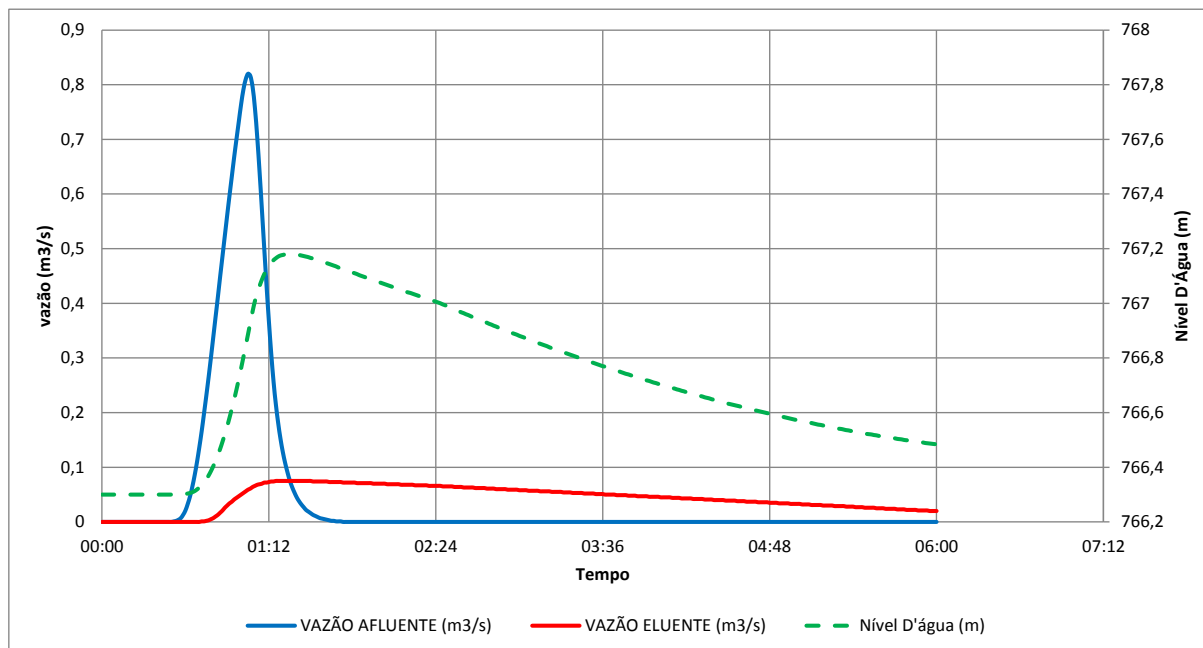


Figura 7.10 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 2-1.

Nesse bueiro houve amortização de 91% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.4 – Dimensionamento do Bueiro 2-1.

identificação	BUEIRO 2-1
Tipo de Bueiro	BSTC
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	766,30 m
Cota do Fundo na Saída	766,00 m
Comprimento do Bueiro	8,30 m
Declividade do Bueiro	0,036 m/m
Seção	Circular
Dimensão	0,2 m
Material	Concreto
Coefficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	767,68 m
Necessita de aterro	Sim
Cota Máxima do Nível D'água	767,18 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	2100,00 m3

7.7. BUEIRO 2-2

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 60 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

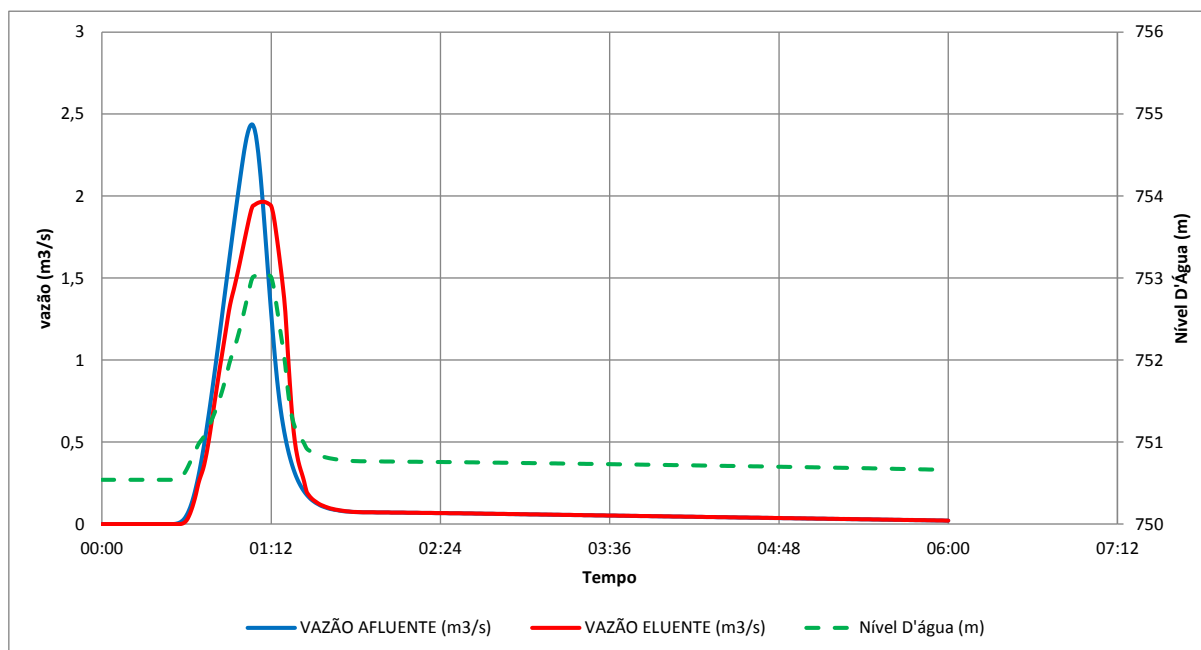


Figura 7.11 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 2-2.

Nesse bueiro houve amortização de 19% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.5 – Dimensionamento do Bueiro 2-2.

identificação	BUEIRO 2-2
Tipo de Bueiro	BSTC
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	750,54 m
Cota do Fundo na Saída	750,13 m
Comprimento do Bueiro	17,00 m
Declividade do Bueiro	0,024 m/m
Seção	Circular
Dimensão	0,8 m
Material	Concreto
Coefficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	753,34 m
Necessita de aterro	Não
Cota Máxima do Nível D'água	753,06 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	530,00 m3

7.8. BUEIRO 3-1

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 60 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

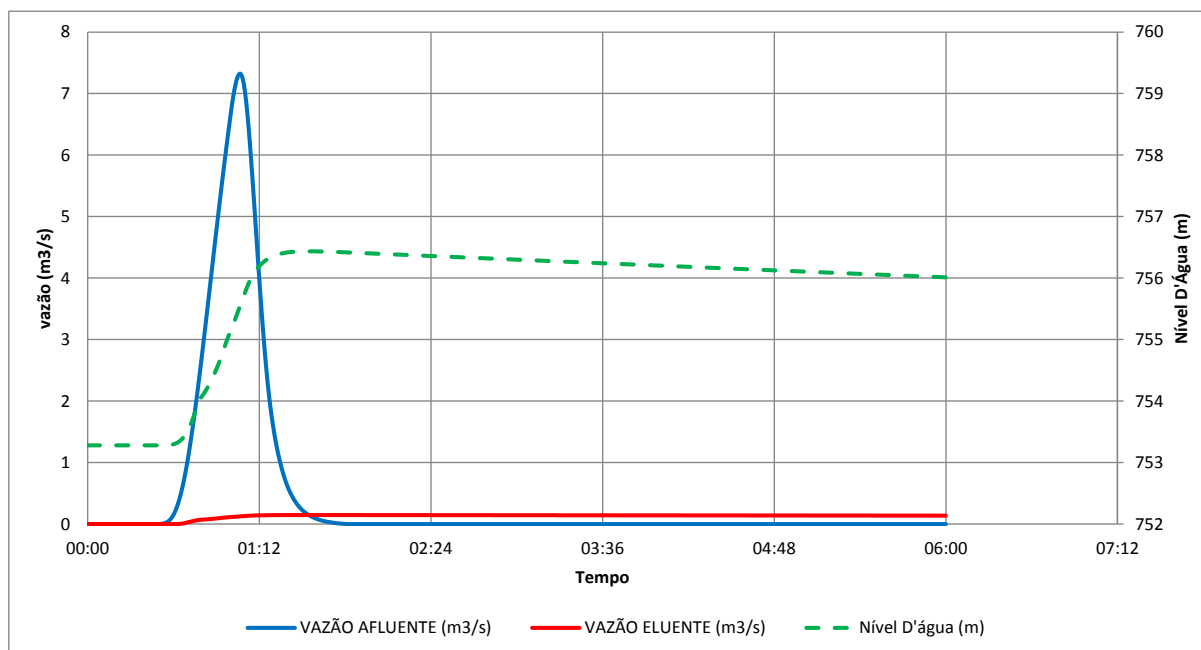


Figura 7.12 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 3-1.

Nesse bueiro houve amortização de 98% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.6 – Dimensionamento do Bueiro 3-1.

identificação	BUEIRO 3-1
Tipo de Bueiro	BSTC
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	753,28 m
Cota do Fundo na Saída	752,96 m
Comprimento do Bueiro	7,00 m
Declividade do Bueiro	0,046 m/m
Seção	Circular
Dimensão	0,2 m
Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	756,94 m
Necessita de aterro	Sim
Cota Máxima do Nível D'água	756,44 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	20470,00 m³

7.9. BUEIRO 3-2

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 60 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

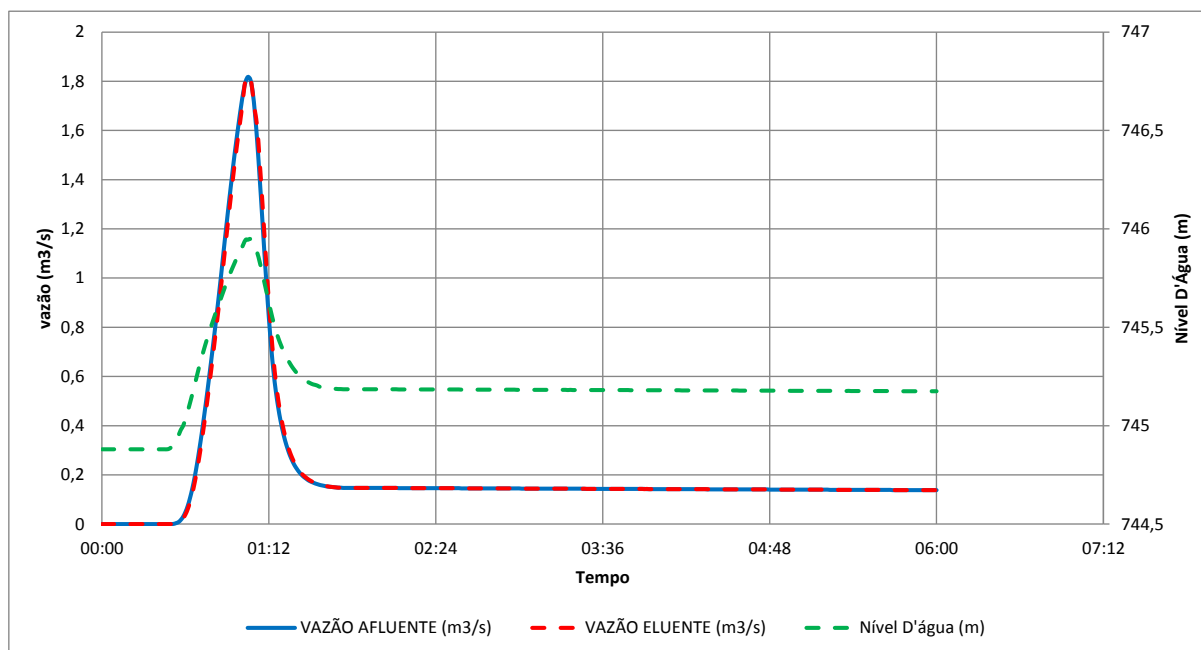


Figura 7.13 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 3-2.

Nesse bueiro houve amortização menor que 1% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.7 – Dimensionamento do Bueiro 3-2.

identificação	BUEIRO 3-2
Tipo de Bueiro	BDTC
Número de células	2 unidades
Cota do Fundo na Entrada 1	745,28 m
Cota do Fundo na Saída 1	744,53 m
Comprimento do Bueiro 1	15,00 m
Declividade do Bueiro 1	0,050 m/m
Seção 1	Circular
Dimensão 1	0,6 m
Cota do Fundo na Entrada 2	744,88 m
Cota do Fundo na Saída 2	744,13 m
Comprimento do Bueiro 2	15,00 m
Declividade do Bueiro 2	0,050 m/m
Seção 2	Circular
Dimensão 2	1 m

continua

Quadro 7.7 – Dimensionamento do Bueiro 3-2. (continuação)

Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	746,18 m
Necessita de aterro	Não
Cota Máxima do Nível D'água	745,95 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	10,00 m3

7.10. BUEIRO 4-2

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 90 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

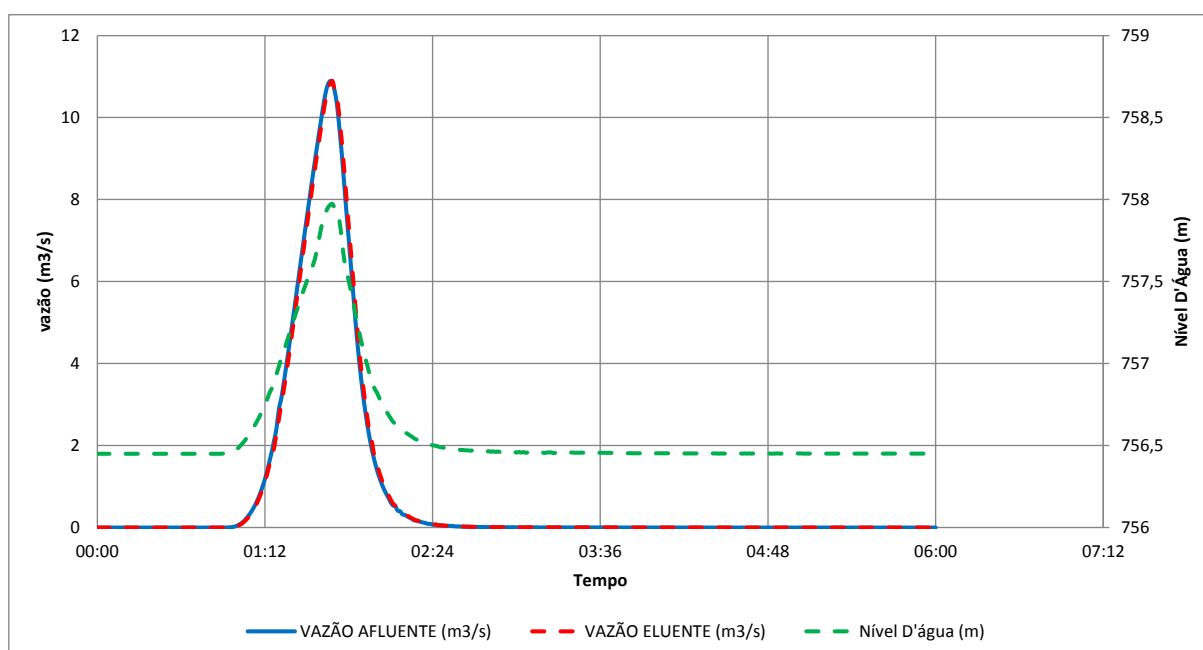


Figura 7.14 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 4-2.

Nesse bueiro houve amortização menor que 1% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.8 – Dimensionamento do Bueiro 4-2.

identificação	BUEIRO 4-2
Tipo de Bueiro	BTCC
Número de células	3 unidade
Cota do Fundo na Entrada	756,45 m
Cota do Fundo na Saída	756,40 m
Comprimento do Bueiro	7,50 m
Declividade do Bueiro	0,007 m/m
Seção	Retangular
Dimensão	1.0 x 1.5 (H x L) m
Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	758,30 m
Necessita de aterro	Não
Cota Máxima do Nível D'água	757,97 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	70,00 m3

7.11. BUEIRO 6-1

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluyente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 90 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

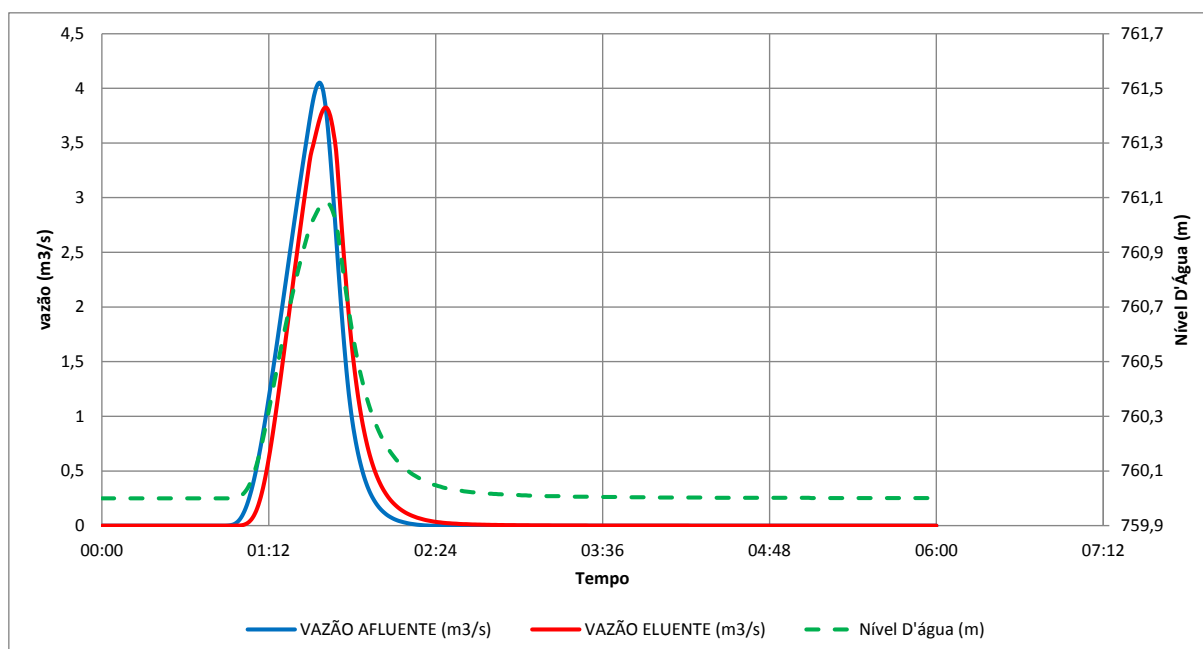


Figura 7.15 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 6-1.

Nesse bueiro houve amortização de 6% entre a vazão afluyente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.9 – Dimensionamento do Bueiro 6-1.

identificação	BUEIRO 6-1
Tipo de Bueiro	Vertedor de Superfície
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	760,00 m
Cota do Fundo na Saída	- m
Comprimento do Bueiro	- m
Declividade do Bueiro	- m/m
Seção	Retangular
Dimensão	1.3 (L) m
Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	761,59 m
Necessita de aterro	Sim
Cota Máxima do Nível D'água	761,09 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	1100,00 m3

7.12. BUEIRO 6-2

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 90 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

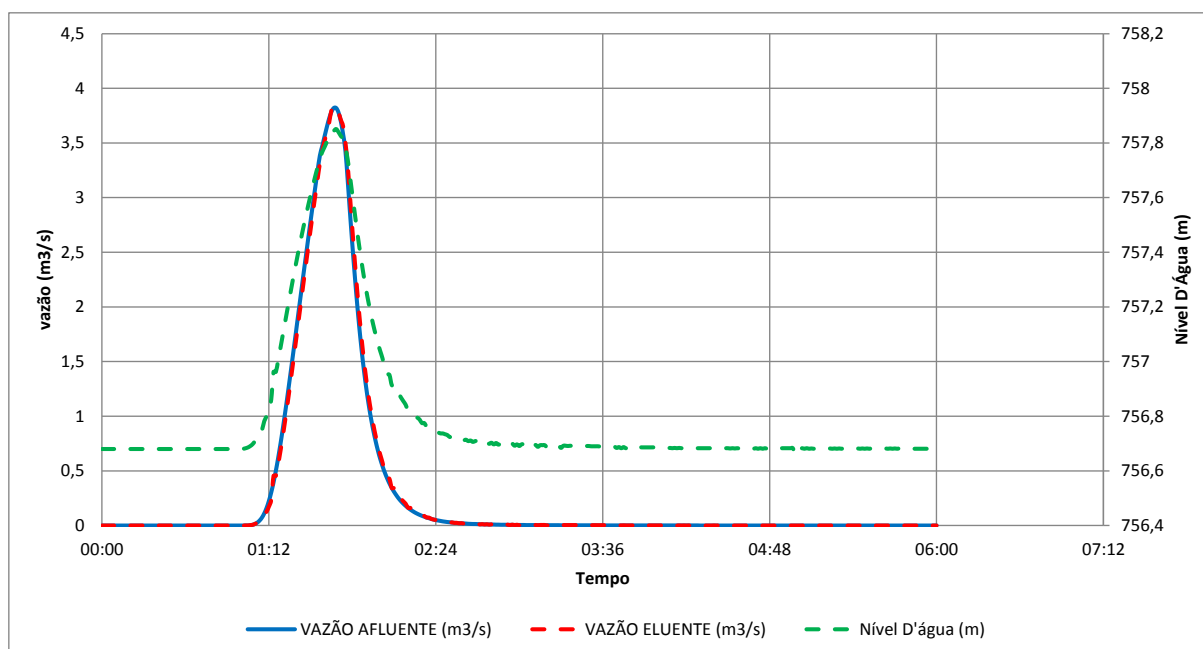


Figura 7.16 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 6-2.

Nesse bueiro não houve amortização entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.10 – Dimensionamento do Bueiro 6-2.

identificação	BUEIRO 6-2
Tipo de Bueiro	BSCC
Número de células	1 unidade
Cota do Fundo na Entrada	756,68 m
Cota do Fundo na Saída	756,62 m
Comprimento do Bueiro	11,60 m
Declividade do Bueiro	0,005 m/m
Seção	Retangular
Dimensão	1.0 x 2.0 (H x L) m
Material	Concreto
Coeficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	758,30 m
Necessita de aterro	Não
Cota Máxima do Nível D'água	757,85 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	20,00 m3

7.13. BUEIRO 9-1

Na figura a seguir, estão apresentadas as hidrógrafas afluente e efluente e a variação do NA a montante da travessia durante a tormenta com duração crítica de 90 minutos, obtidas após simulação de várias dimensões e quantidades de bueiros.

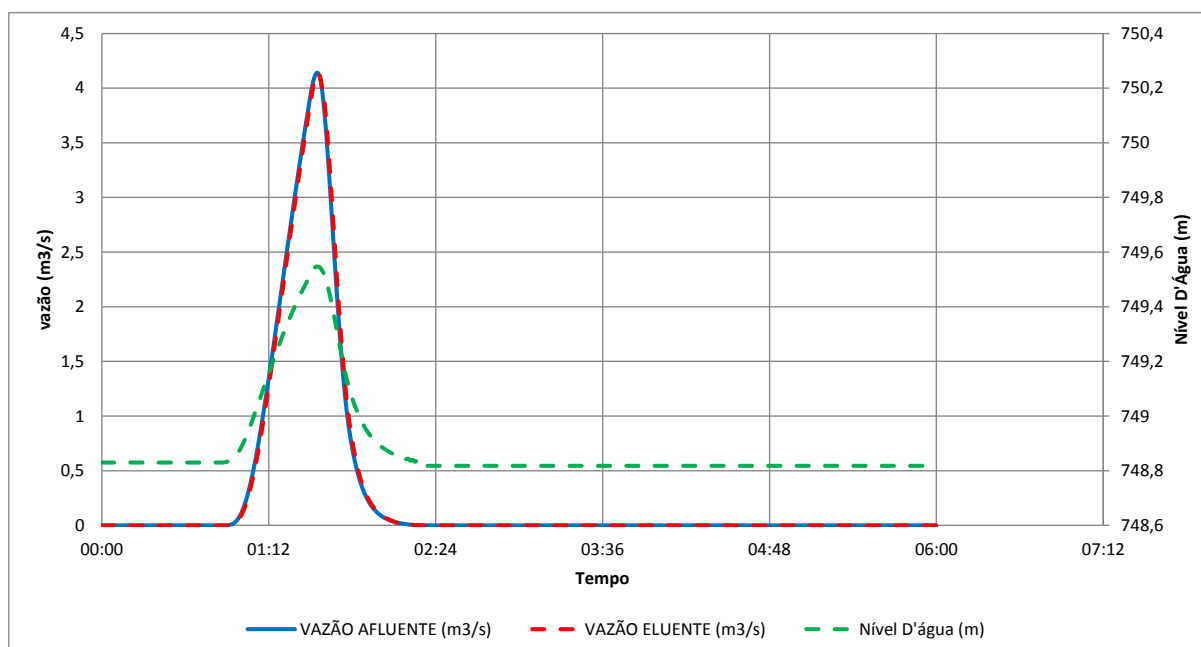


Figura 7.17 - Curvas NA x vazões afluentes e efluentes do Bueiro 9-1.

Nesse bueiro houve amortização menor que 1% entre a vazão afluente e efluente. No quadro a seguir, são apresentadas as principais características do bueiro, que atende aos critérios de dimensionamento preliminar.

Quadro 7.11 – Dimensionamento do Bueiro 9-1.

identificação	BUEIRO 9-1
Tipo de Bueiro	BTCC
Número de células	3 unidades
Cota do Fundo na Entrada	748,83 m
Cota do Fundo na Saída	748,65 m
Comprimento do Bueiro	7,60 m
Declividade do Bueiro	0,024 m/m
Seção	Retangular
Dimensão	1.0 x 1.5 (H x L) m
Material	Concreto
Coefficiente de Rugosidade de Manning	0,015
Cota mínima do Terreno	749,83 m
Necessita de aterro	Não
Cota Máxima do Nível D'água	749,55 m
Amortecimento da Vazão de Pico	Sim
Formação de espelho D'água	Sim
Volume de amortecimento	60,00 m ³

8. CONCLUSÃO

A área do o empreendimento Fazenda Campo Verde, a ser implantado no município de Jarinu – SP, está localizado em macrozona de qualificação urbana, segundo Plano Diretor do Município de Jarinu de 2006. Atualmente é composto por 5 bueiros com espelho d'água permanente (pequenas barragens) localizados a montante dos bueiros 1-1, 2-1, 2-2, 3-1 e 6-1.

Neste estudo foram analisadas as bacias diretamente impactadas com a implantação do empreendimento (bacias de 1 a 9).

A maioria dos talvegues e cursos d'água do empreendimento contribui diretamente ou indiretamente para o córrego do Tanque ou da Invernada, que praticamente corta o empreendimento horizontalmente em duas metades. O restante do empreendimento contribui para o Ribeirão dos Soares, localizado ao sul do mesmo.

Conforme observado, no cenário de pós-empreendimento houve um acréscimo de 2,6% na área de contribuição. Em relação à bacia total de contribuição, as bacias diretamente impactadas com a implantação do empreendimento representam cerca de 14% do total.

No cenário pós-empreendimento, além do aumento da impermeabilização do solo, houve o aumento da área de contribuição (2,6%).

O valor do CN ponderado, que indica o grau de impermeabilização do solo, no cenário pré-empreendimento é de 68,9 e no cenário pós-empreendimento é de 69,6, sendo a diferença de 1,0%.

Em relação às dimensões das estruturas hidráulicas dos bueiros para cada cenário, foi analisada e proposta intervenções para adequação dos mesmos para evitar a ocorrência de inundações dentro e fora do empreendimento (estradas municipais e vias de acesso existentes). Os estudos de avaliação do comportamento das cheias nesses pontos foram realizados para um período de retorno de 100 anos.

No cenário pós-empreendimento com amortecimento, foi verificado e proposto o armazenamento temporário de pico de cheias em alguns bueiros com condições topográficas favoráveis, através de alteamento do corpo do barramento do empreendimento até cota segura. Com isso foi possível obter uma redução no total da vazão de pico gerada e lançada aos cursos d'água após implantação do empreendimento.

Para avaliação da situação mais crítica em função do tempo de duração da chuva, as bacias 01 a 09 foram modeladas considerando os seguintes cenários:

- Bacias antes da implantação do empreendimento;
- Bacias sem nenhum dispositivo de amortecimento de pico de cheia após implantação do empreendimento, além de adequação das estruturas hidráulicas para evitar a ocorrência de inundações dentro e fora do empreendimento (estradas municipais e vias de acesso existentes);
- Bacias com dispositivos de amortecimento de pico de cheia (bacias de retenção) após implantação do empreendimento, além de adequação das estruturas hidráulicas para evitar a ocorrência de inundações dentro e fora do empreendimento (estradas municipais e vias de acesso existentes).

Avaliando a somatória de todos os lançamentos para a vazão de pico e todos os cenários, temos:

- Em relação a vazão de pico antes da implantação do empreendimento (cenário pré-empreendimento e atual), aumento de 52,8% no cenário pós-empreendimento sem amortecimento e 19,4% no cenário pós-empreendimento com amortecimento; e
- Comparando a vazão de pico nos cenários após implantação do empreendimento, a diferença entre o cenário sem e com amortecimento é de 27,9%.

Algumas bacias não possuem capacidade de amortecimento de pico de cheias (B7, B8 e B9), pois a topografia não favorece a implantação de bacias de retenção. Neste estudo no cenário pós-empreendimento com amortecimento foi adotado o critério de otimizar o amortecimento global nos bueiros, buscando maximizar a compensação entre bacias.

9. RELAÇÃO DE DOCUMENTOS

O Quadro 9.1 – Relação de Documentos, apresenta a relação de documentos do Estudo de Macrodrenagem do Empreendimento Fazenda Campo Verde.

Quadro 9.1 – Relação de Documentos

Nº do Documento	Título
GE-15-011-MAC-EP-001-R0	Relatório Técnico - Estudo de Macrodrenagem
GE-15-011-MAC-EP-001-R0	Implantação geral - Folha 01/06
GE-15-011-MAC-EP-002-R0	Bacias de Contribuição - Pré-empreendimento - Folha 02/06
GE-15-011-MAC-EP-003-R0	Bacias de Contribuição - Pós-empreendimento - Folha 03/06
GE-15-011-MAC-EP-004-R0	Cobertura do solo - Pré-empreendimento - Folha 04/06
GE-15-011-MAC-EP-005-R0	Cobertura do solo - Pós-empreendimento - Folha 05/06
GE-15-011-MAC-EP-006-R0	Localização das Estruturas - Folha 06/06