PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE
DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ESGOTOS PLUVIAIS

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA

Bacia do Arroio Areia

Volume IV

Instituto de Pesquisas Hidráulicas
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Março/2002

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE

Trabalho iniciado sob:

Prefeito
Raul Jorge Anglada Pont

DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS

Diretor
Augusto Damiani

Equipe técnica de acompanhamento

Odete Viero

Magda V. Carmona

Ana Margarida Xavier

Daniela Bemfica

Trabalho concluido sob:

Prefeito
Tarso Fernando Herz Genro

DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS

Diretor
Airto Ferronato

Equipe técnica de acompanhamento

Jorge Moojen

Magda V. Carmona

Daniela Bemfica

Marcus A. S. Cruz

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Reitora
Wrana Maria Panizzi

Instituto de Pesquisas Hidráulicas

Diretor
Helio F. Saraiva
Luiz Fernando de Abreu Cybis

Coordenador do projeto
Carlos E. M. Tucci

Coordenador executivo
Adolfo O. N. Villanueva

Equipe técnica

Marcus A. S. Cruz

Rutineia Tassi

Fabio A. Arnez

Daniel G. Allasia

Marllus G. F. P. das Neves

André L. L. da Silveira

David da Motta Marques

Francisco A. Bidone

Joel A. Goldenfum

Estagiários

Marcos V. Baldi

Raquel Nunez

Elvio Bernardi

Simone Bernhardt

Apresentação

Este volume faz parte do Plano Diretor de Drenagem Urbana elaborado pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. As bases do desenvolvimento do PDDUA da cidade de Porto Alegre podem ser encontrados no volume I do relatório final. Este volume faz parte de um conjunto de volumes elaborados para cada bacia da cidade que trata especificamente das soluções adotadas nos estudos de alternativas de planejamento da drenagem urbana. Os estudos e projetos foram elaborados a nível de planejamento e necessitam de projetos específicos para a sua implantação.

No primeiro capítulo deste volume são apresentadas a descrição das características físicas principais da bacia; no segundo capítulo é apresentada a ocupação urbana da bacia, sua evolução e a caracterização atual, além do prognóstico para os cenários previstos no projeto. No terceiro capítulo são apresentados os critérios relativos aos cenários utilizados no estudo, a definição dos riscos escolhidos para simulação e para, estudo das alternativas de projeto e as simulações com os cenários definidos.

No quarto capítulo são apresentadas as alternativas de controle estudadas e os resultados de suas simulações. No capítulo seguinte é apresentada a avaliação econômica das alternativas e a análise daquela recomendada. No capítulo 6 são apresentados os aspectos ambientais relacionados com a bacia e com as alternativas escolhidas e finalmente no capítulo 7 é apresentado o Plano de Ações da bacia que envolve as medidas e ações propostas para a bacia.

Este Plano foi desenvolvido com dados disponíveis, porém na implantação das obras e no desenvolvimento dos programas é necessário que outras informações sejam coletadas para o aprimoramento deste Plano.

Porto Alegre, 31 de março 2002.

Prof. Carlos E. M. Tucci

Sumário

Sumário Executivo ..... **i**

1. Características da bacia **01**
1.1 Geologia e Solos 03
1.2 Rede de Drenagem 03
1.3 Caracterização de sub-bacias 03

2. Ocupação Urbana **05**
2.1 Ocupação Atual 07
2.2 Ocupação prevista no Plano Diretor Urbano 09

3. Simulação de cenários **12**
3.1 Cenários 12
3.2 Riscos de avaliação 12
3.3 Modelos de simulação 13
3.4 Discretização 13
3.5 Precipitação de Projeto 16
3.6 Estimativa dos parâmetros 17
3.7 Simulação dos cenários 18
3.7.1 Cenário Atual 18
3.7.2 Cenário da Situação Futura 26
3.7.3 Análise dos cenários simulados 36

4. Alternativas de Controle **49**
4.1 Alternativa 1: Ampliação de toda a rede 49
4.2 Alternativa 2: Construção de reservatórios 60
4.3 Alternativa 3: Combinação das alternativas anteriores 92
4.4 Comportamento dos sistemas para o cenário atual 95

5. Avaliação econômica das alternativas..... 99
5.1 Estimativa do custo para implementação das alternativas..... 99
5.2 Análise das alternativas..... 107
5.3 Viabilidade dos recursos para implementação das obras..... 108

6. Qualidade da água..... 109
6.1 Impactos na qualidade da água 109
6.2 Características das cargas na bacia..... 109
6.2.1 Carga do Esgoto cloacal..... 109
6.2.2 Lixo 111
6.2.3 Carga do escoamento pluvial..... 112
6.3 Controle da qualidade da água..... 114

7. Plano de Ações..... 116
7.1 Medidas não-estruturais 116
7.1.1 Riscos na bacia..... 116
7.1.2 Medidas propostas..... 116
7.2 Medidas estruturais 117
7.3 Programas..... 118
7.3.1 Monitoramento..... 118
7.3.2 Educação 119

8. Referências Bibliográficas..... 120

Anexo A: Dados utilizados nas simulações

Anexo B: Método Simples: Estimativa da carga de qualidade da água pluvial

Anexo C: Avaliação de Custos

Sumário executivo

Características da bacia

A bacia Areia ocupa uma área de 20,85 km^2 , dos quais aproximadamente metade corresponde à bacia do Arroio da Areia, cerca de 11,7 km^2 e o restante pertence ao pôlder do Aeroporto. Neste volume será estudada a bacia do Arroio da Areia. O comprimento do Arroio é de 5,4 km até a Casa de Bombas Sílvio Brum, e possui um desnível de 121 m. A figura 1.1 apresenta a bacia Areia.

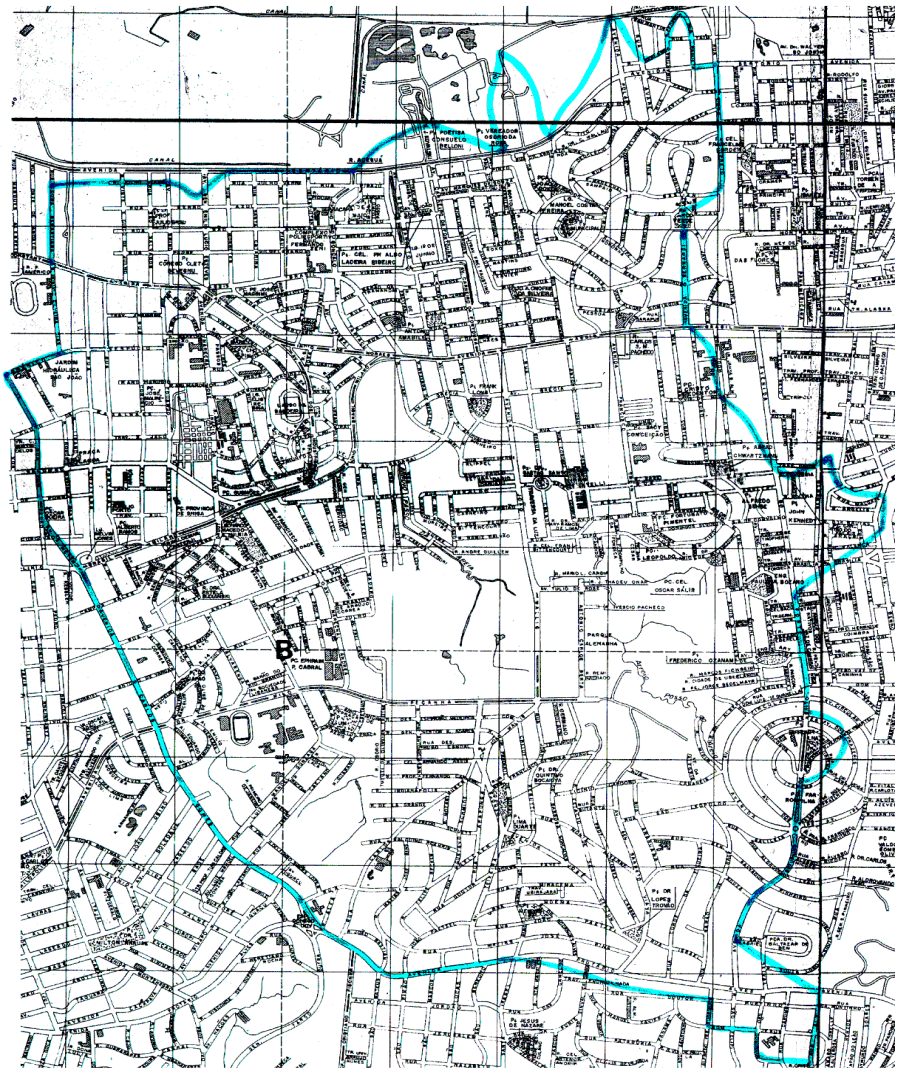


Figura 1.1 – Localização da Bacia do Areia.

Nesta bacia a drenagem é realizada pelo arroio do Areia, curso principal, que recebe diversas contribuições de pequenos canais ao longo do curso, dentre os quais se destacam o Canal Assis Brasil, Carneiro da Fontoura, Menna Barreto e Cerro Azul. Já na parte superior a drenagem se abre em seis nascentes dos morros Rio Branco e Petrópolis.

Rede de Drenagem

O sistema de drenagem da bacia do Arroio da Areia divide-se em dois sistemas bem distintos: um que trabalha por condutos forçados e outro drenado pela Casa de Combas Silvio Brum (CB S. Brum), ambos convergindo para o arroio da Areia. As áreas com cotas superiores a 8,13 m são drenadas por condutos forçados, enquanto que a CB S. Brum drena uma área de 139,2 ha que está abaixo da cota 8,13 m.

A entrada do Arroio Areia na Casa de Bombas Sílvio Brum ocorre através de um conduto enterrado na Av. Rio São Gonçalo/Tapiaçu. Este conduto se prolonga a montante nesta avenida até a Av. Brasiliano de Moraes onde segue pelo meio das Av. Plínio Brasil Milano e Rua Jari seguindo para montante até as nascentes nos morros. Dentro do Country Club há uma parte que o curso principal conserva características naturais.

Para a análise hidrológica da bacia, a mesma foi sub-dividida em 11 sub-bacias, de acordo com as condições de fluxo e a urbanização. Na figura 2 é apresentada esta sub-divisão e na tabela 1 as características físicas das sub-bacias e rede de drenagem a qual pertencem.

Tabela 1 - Características físicas das sub-bacias

Sub-bacia	**Área de drenagem (km^2)**	**Comprimento[1] (km)**	**Desnível (m)**	**Drenagem**
A	2,368	2,47	102	C. Forçado Areia
B	1,360	1,97	66	C. Forçado Areia
C	1,574	2,36	92	C. Forçado Areia
D	2,200	2,88	64	C. Forçado
E	0,873	1,29	24	C. Forçado Areia
F	0,377	1,27	24	C. Forçado Areia
G	0,742	1,32	45	C. Forçado Areia
H	0,627	1,24	38	CB S. Brum
I	0,735	1,42	7	CB S. Brum
J	0,153	0,85	34	CB S. Brum
L	0,657	1,30	5	CB S. Brum

1 - comprimento: distância na bacia de contribuição até o local de entrada no canal.

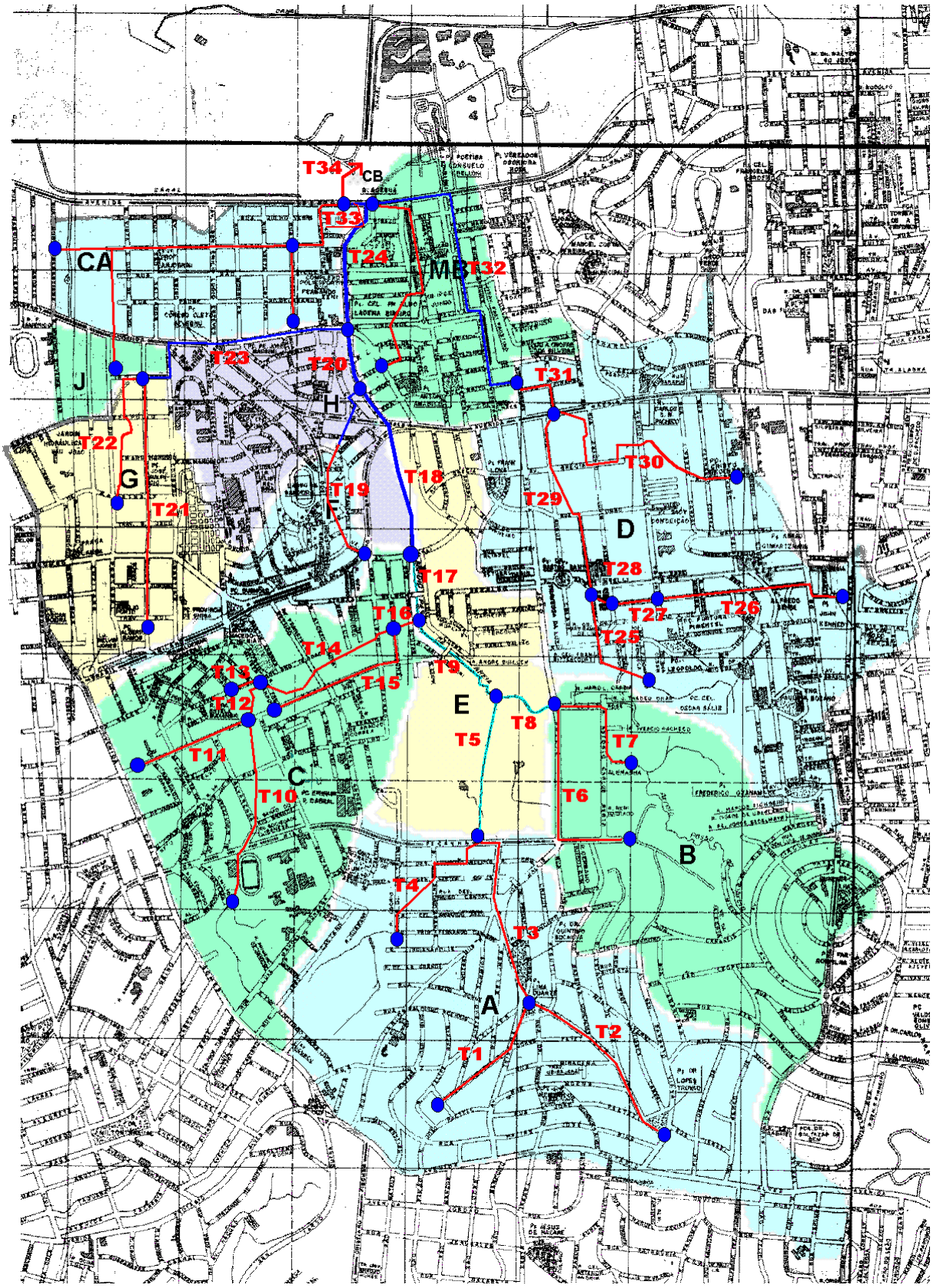


Figura 3.2 - Discretização da bacia do Arroio do Areia.

Ocupação Urbana

A bacia apresenta uma ocupação urbana que se estende de jusante para montante, sendo mais densamente urbanizada a montante. O curso principal corre geralmente abaixo do greide das ruas, somente uma pequena parte atravessa o meio das quadras, passando nos fundos das residências. A figura 3 mostra a ocupação atual na bacia.

A parte mais baixa da bacia (São João, Santa Maria Goretti) é uma zona chamada corredor de desenvolvimento, onde se localizam as principais atividades industriais, já a parte mais a montante é uma zona que apresenta um processo de densificação urbana mais intenso a partir da década de 80, embora ainda apresenta muitas glebas e lotes vazios.

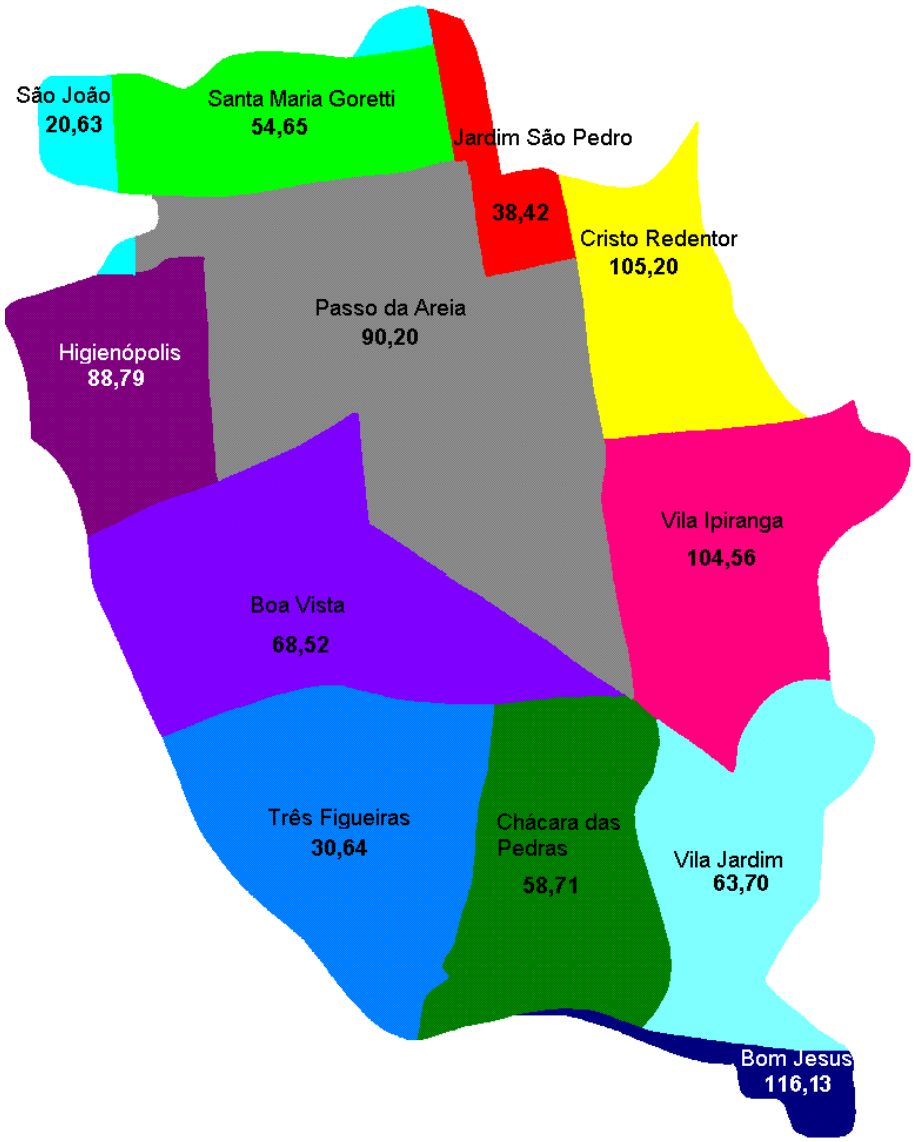


Figura 3 -Densidade Habitacional por bairro na bacia do Arroio da Areia (hab / ha)

Simulação de cenários

Os cenários de planejamento da bacia do Arroio da Areia foram definidos quanto a ocupação urbana e quanto ao risco das enchentes. Para a ocupação urbana os cenários analisados foram os seguintes:

I – Atual : Condições de urbanização atual, envolve a ocupação urbana de 2000 obtida de acordo com estimativas demográficas e imagens de satélite.

II - Cenário atual + PDDU: Condições de ocupação urbana admitindo que a ocupação futura será dada de acordo com o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbana, analisando a situação de ocupação máxima de acordo com o plano em conjunto.

O primeiro cenário representa o estágio próximo do atual e o segundo um pouco mais realista aceita os desenvolvimentos realizados fora do Plano Diretor e acrescenta para as outras áreas o Plano previsto. Portanto, neste cenário busca-se congelar os avanços além do Plano Diretor.

Os riscos simulados nesta bacia para os cenários foram: 2, 5, 10, 25 e 50 anos.

A escolha do risco de projeto se baseia no compromisso entre o prejuízo devido à inundação e o custo da construção da drenagem. Admite-se que para riscos superiores ao dimensionamento poderá existir lâmina de água nas ruas por curto período de tempo.

Estimativa dos parâmetros

A determinação dos parâmetros para conversão chuva- vazão foi realizada através das áreas impermeáveis em cada sub-bacia, juntamente com a informação do tipo de solo da região. A estimativa das porcentagens de áreas impermeáveis está relacionada com a densidade populacional em cada sub-bacia, através de uma função. Assim, foi realizada a determinação dos valores de população por área através de valores das densidades por bairro. Para regiões pouco urbanizadas, onde não se pode utilizar essa relação, a determinação dos parâmetros foi feita à partir do tipo e da forma de ocupação do solo. A figura 3 mostra a divisão por bairros dentro da bacia do Arroio da Areia com a respectiva densidade habitacional, e a figura 4 mostra as densidades máximas previstas no PDDU.

As densidades habitacionais utilizadas no cálculo do CN foram densidades representativas da sub-bacia, e não necessariamente as dos bairros. Isto é importante no caso de bairros em que existem áreas significativas sem habitações, em que foram estimadas densidades para as regiões homogêneas. Por exemplo, para as regiões do Country Club e parque Alemanha foram consideradas densidades nulas , o que resulta em valores mais baixos de CN.

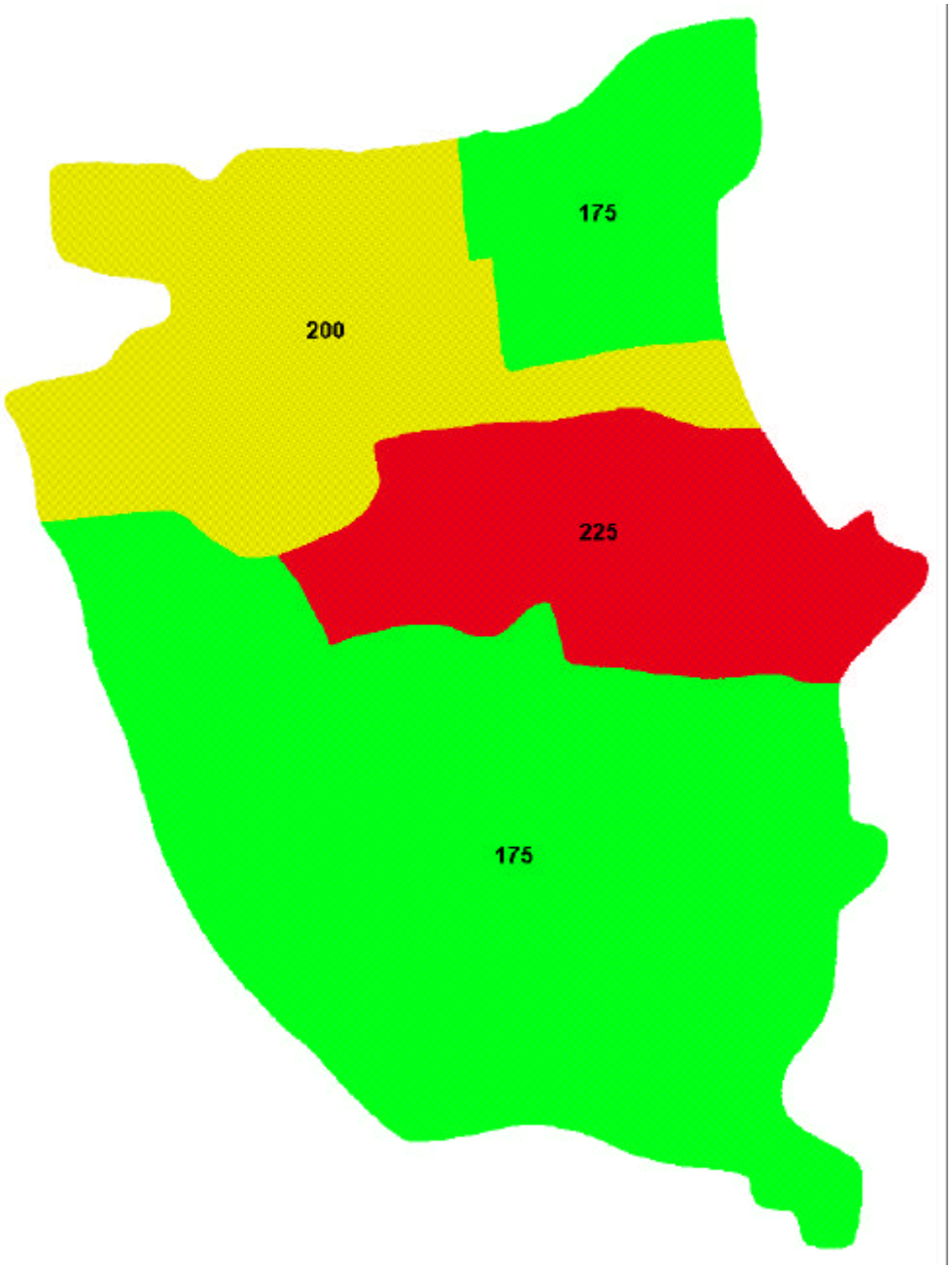


Figura 4 - Densidades populacionais máximas (hab / ha) segundo PDDU

Cenário Atual

Os valores de CN para todas as sub-bacias em seu estado atual de ocupação foram determinados com base em dados censitários de densidade habitacional, e os valores resultantes são apresentados na figura 5.

Cenário de ocupação futura

A partir do mapa do PPDU, determinaram-se as áreas com densidades populacionais máximas previstas para a bacia do arroio da Areia.

A figura 4 mostra as áreas delimitadas pelo Plano Diretor com suas densidades populacionais máximas. A classificação utilizada pelo PDDU-POA apresenta valores de máximas densidades habitacionais por hectare. Com base no tipo de solo e nas densidades do PDDU, estimaram-se os valores de CN para o cenário futuro, ilustrado na figura 5.

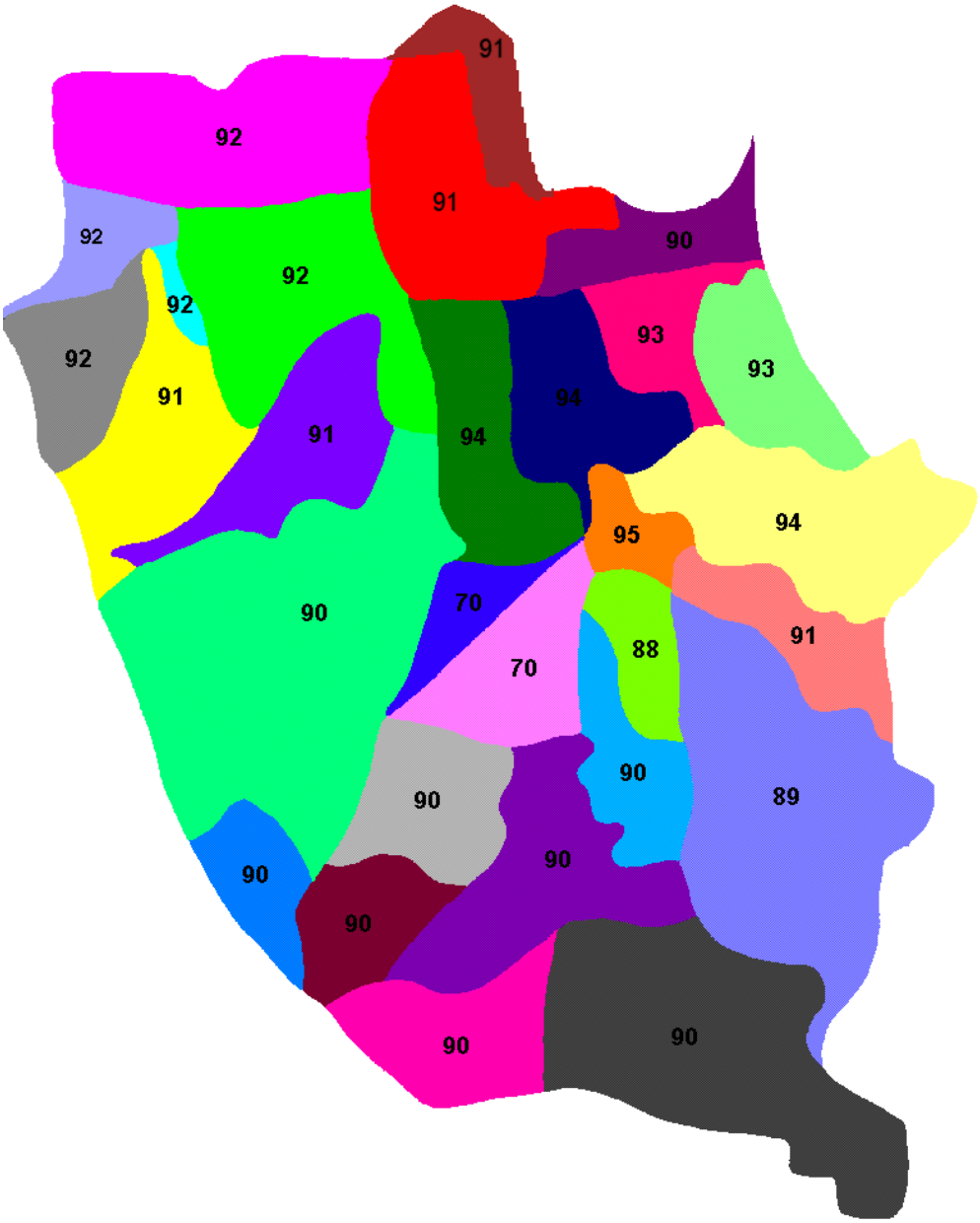


Figura 5 - Valores de CN por sub-bacia do Arroio da Areia – Situação Futura.

Análise dos cenários simulados

A figura 6 mostra o diagnóstico dos alagamentos na bacia, para a situação de ocupação atual, e as tabela a situação dos principais condutos.

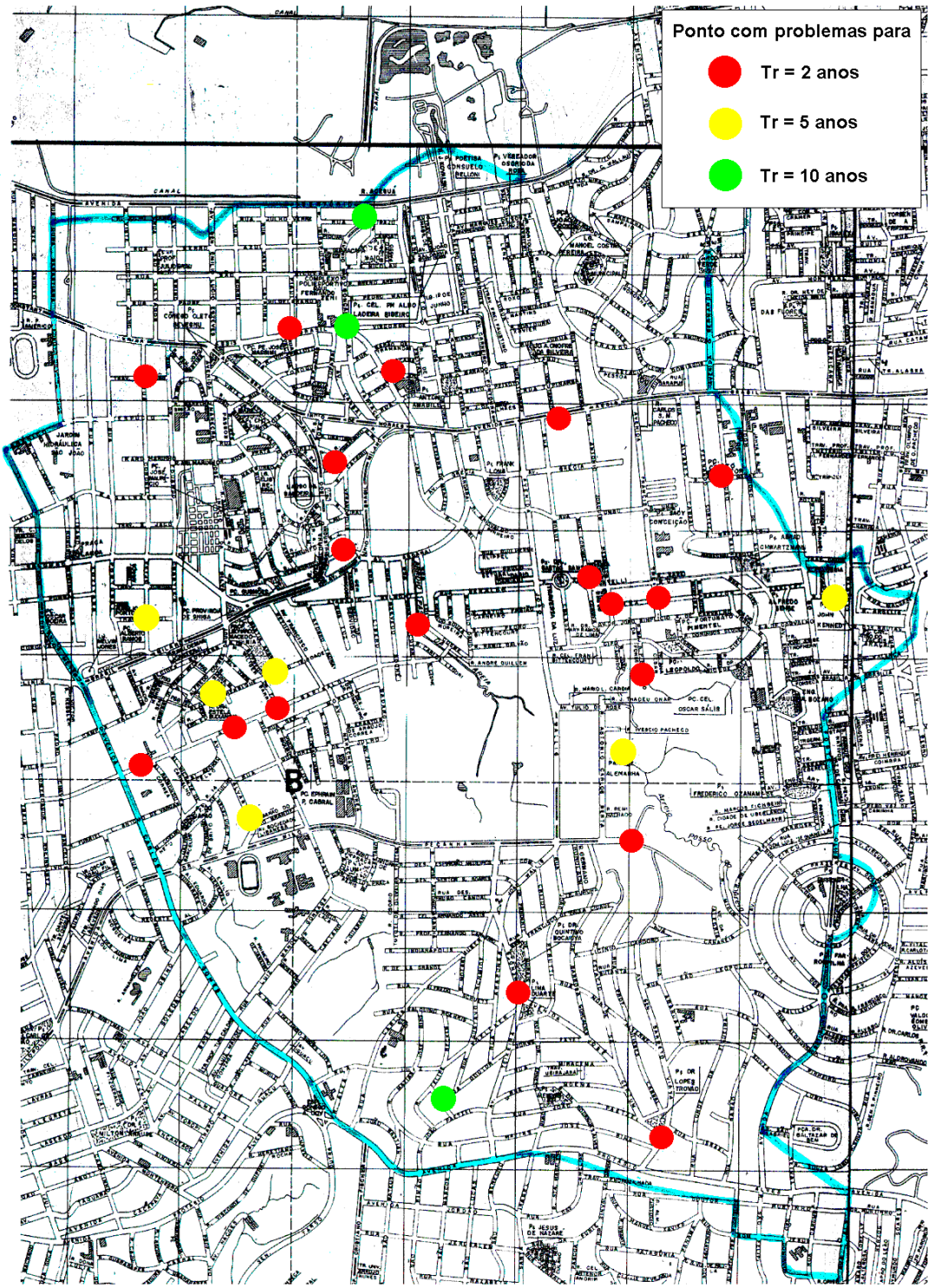


Figura 6 - Pontos com falta de capacidade dos condutos na bacia do Areia

Na comparação entre os picos, em geral a influência do aumento da urbanização foi maior para os menores tempos de retorno. No entanto, este efeito foi muito mais marcado para os trechos mais a montante do sistema. Os maiores aumentos na vazão de pico foram da ordem de 70%, para 2 anos de tempo de retorno nos trechos 9 e 18, e os aumentos mas freqüentes foram da ordem de 30 % a 50 %.

Tabela 2 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia A

sub-bacia A		atual			Pddu		
trechos	Capaci-dade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
1	2,04	1,21	1,79	2,37	4,15	5,3	6,31
2	1,44	4,84	6,78	8,62	10,84	13,86	16,56
3	4,18	8,17	11,67	15,05	21,21	27,1	32,34
4	4,02	1,3	2,02	2,73	6,73	8,61	10,27
5 (entrada)	47,20	9,47	13,69	17,78	27,94	35,71	42,61

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

Tabela 3 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia B

sub-bacia B		atual			pddu		
trechos	Capaci-dade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
6	1,2	1,54	2,16	2,75	3,37	4,3	5,12
7	4,95	3,48	5,03	6,52	10,07	13,06	15,69
8 (entrada)	29,84	5,02	7,19	9,27	13,44	17,36	20,81

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

Tabela 4 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia C

sub-bacia C		atual			pddu		
Trechos	Capaci-dade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
10-1	11,93	3,06	4,27	5,42	7,37	9,29	11,00
10-2	4,19	3,68	5,14	6,52	8,62	10,86	12,85
10-3	12,34	3,68	5,14	6,52	8,62	10,86	14,70
11	0,26	0,94	1,30	1,65	1,95	2,45	2,89
12	3,95	4,62	6,44	8,17	10,57	13,31	17,59
13	2,24	1,81	2,49	3,14	3,91	4,93	5,84
14	9,11	7,13	9,89	12,51	16,13	20,29	25,83
15	0,81	2,24	3,14	3,96	4,64	5,82	6,88
16	27,74	9,69	13,46	16,99	21,35	26,83	33,55

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

Tabela 5 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia D

sub-bacia D		atual			pddu		
Trechos	Capaci-dade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
25	1,15	2,98	4	4,95	6,15	7,58	8,81
26	2,42	2,41	3,2	3,95	5,94	7,2	8,28
27	0,82	4,33	5,76	7,11	10,7	12,96	14,9
28	2,76	4,81	6,4	7,88	11,89	14,4	16,56
29	5,73	10,3	13,79	17,05	24,59	29,97	34,58
30	2,47	3,91	5,25	6,48	8,16	10,05	11,68
31	5,53	15,71	21,04	26,03	35,29	43,26	50,12

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

Tabela 6 -Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a sub-bacia F

sub-bacia F		atual			Pddu		
Trechos	Capaci-dade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
19-1	1,92	2,06	2,78	3,46	3,98	5,03	5,94
19-2	0,90	2,57	3,47	4,32	4,98	6,29	7,43

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

Tabela 7 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia G

sub-bacia F		atual			Pddu		
trechos	Capaci-dade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
21	3,66	3,33	4,53	5,65	6,27	7,91	9,36
22	4,74	1,94	2,63	3,28	4,05	5,03	5,89
23	3,37	5,47	7,44	9,28	10,75	13,47	15,87

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

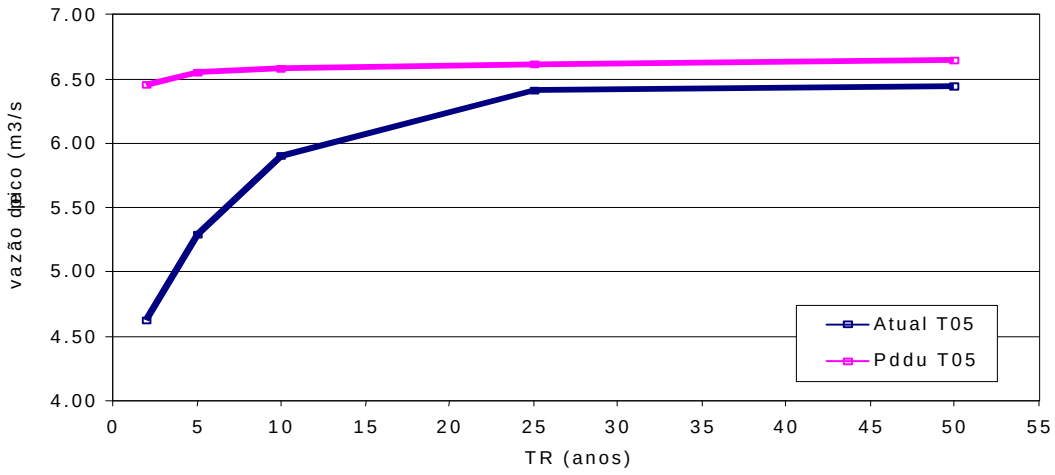


Figura 7 - Vazões máximas no trecho 05 - cenários atual e futuro

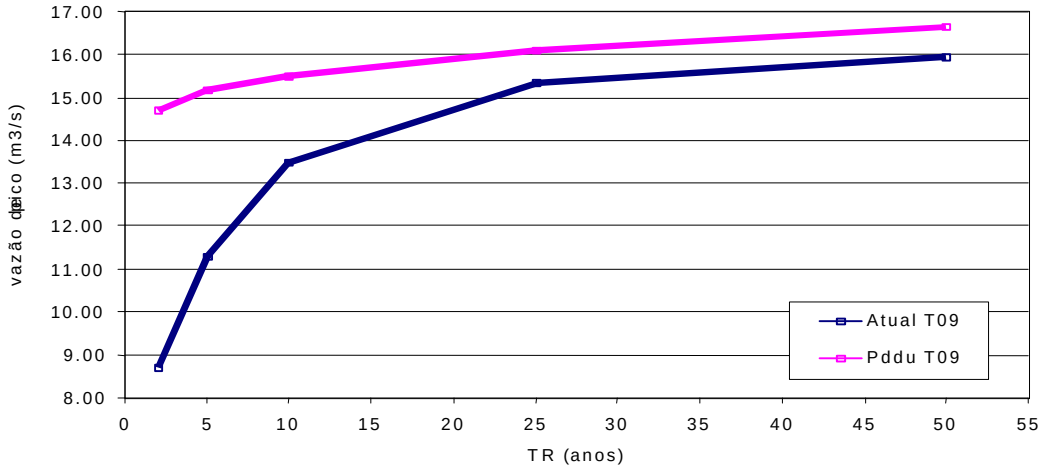


Figura 8 - Vazões máximas no trecho 09 - cenários atual e futuro

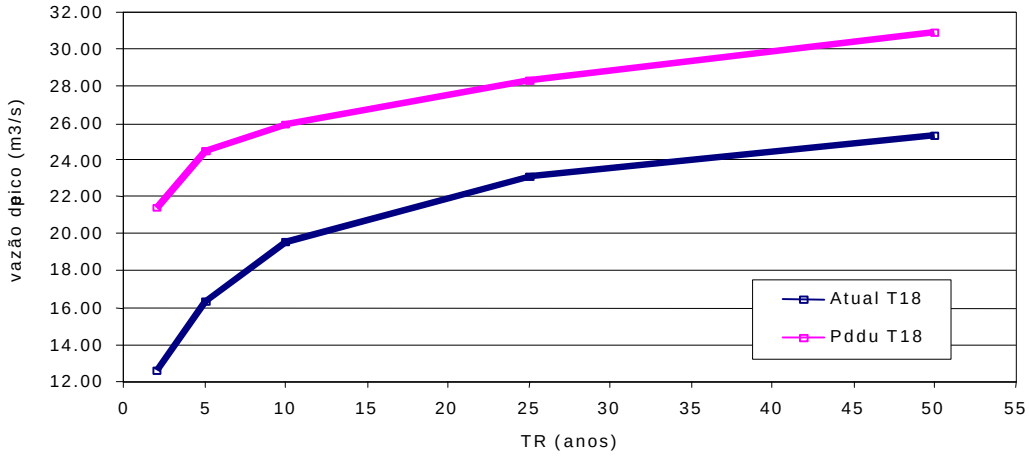


Figura 9 - Vazões máximas no trecho 18 - cenários atual e futuro

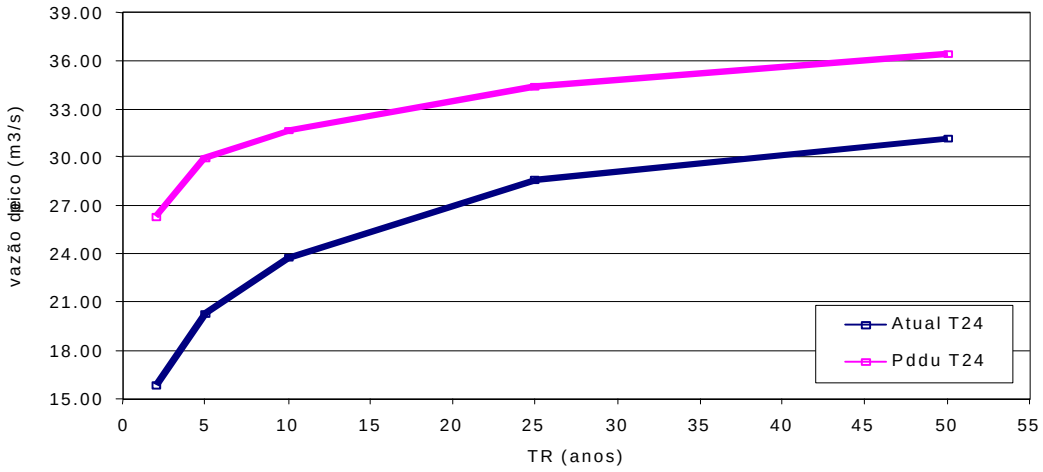


Figura 10 - Vazões máximas no trecho 24 - cenários atual e futuro

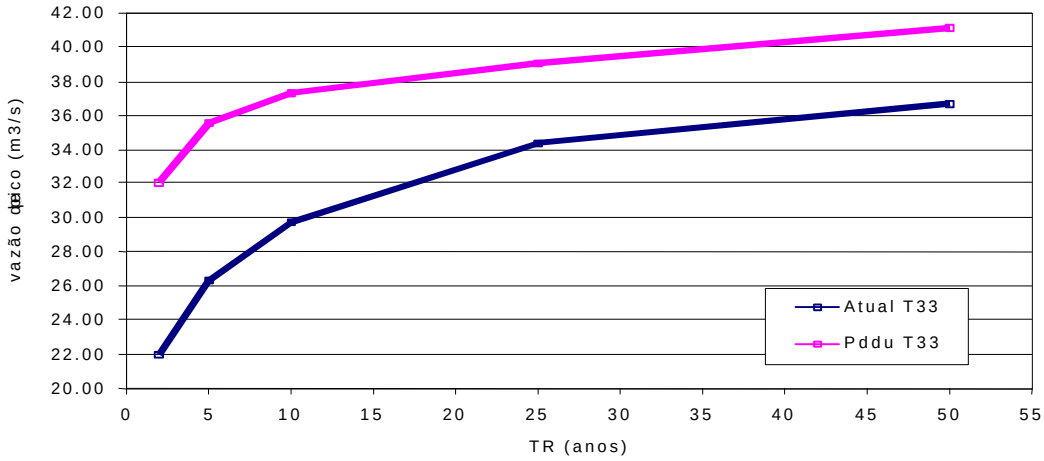


Figura 11 - Vazões máximas no trecho 33 - cenários atual e futuro

Alternativas de Controle

De acordo com os resultados obtidos para os diferentes cenários observa-se que existem vários pontos da bacia onde a capacidade de escoamento é insuficiente para a drenagem das enchentes. A análise das alternativas de controle foi realizada a partir da consideração de seis sub-bacias :

- Sub-bacia A : compreende toda a região a montante do Country Club e que é drenada para este através da rua Teixeira Mendes;
- Sub-bacia B : localizada na porção sudeste da bacia do Areia, compreende a região do parque Alemanha e contém o Arroio Passo da Areia;

- Sub-bacia C : localizada na porção sudoeste da bacia do Areia, região drenada por condutos através da rua Anita Garibaldi e Frei Henrique Gollan Trindade.

- Sub-bacia D : localizada na porção leste da bacia do Areia , apresenta-se drenada por condutos subterrâneos até a avenida Assis Brasil;

- Sub-bacia F : A menor destas, localizada na porção oeste da bacia do Areia, drenada por conduto subterrâneo que chega ao arroio da Areia já como conduto forçado.

- Sub-bacia G : Localizada no limite oeste da bacia é drenada por dois condutos principais que se unem em um só conduto pela Av. Assis Brasil para entrar no Areia.

As alternativas de controle previstas são:

1. Ampliação de toda a rede de forma a dar vazão a todo o escoamento gerado para um período de retorno correspondente a 10 anos;

2. Construção de reservatórios distribuídos ao longo da bacia de forma a promover a detenção dos picos de hidrogramas para chuvas de 10 anos de Tr (figura 12) ;

3. Combinação das alternativas anteriores.

As estimativas preliminares dos custos de controle mostraram que a aplicação da alternativa 2 não seria completamente satisfatória devido ao custo de construção do reservatório no local 06 (bacia C), dada a grande diferença de nível entre as áreas disponíveis e a rede de drenagem atual, o que implicaria em volumes gigantescos de escavação. Optou-se assim pela consideração de uma alternativa intermediária que previsse somente a ampliação da rede na bacia C, trabalhando em conjunto com a implantação dos demais reservatórios citados na alternativa 2 e o desvio para um novo conduto (Av. Cairu) do escoamento gerado na bacia G adicionando ainda cerca de 1/3 do hidrograma gerado pela bacia H que antes era coletado pela CB Silvio Brum; o que significa a aplicação das obras envolvidas na alternativa 2, apenas com alteração na bacia C.

O comportamento da drenagem nas sub-bacias e na casa de bombas Silvio Brum para esta alternativa já está caracterizado nos itens referentes às alternativas de ampliação e implantação de reservatórios. Assim será analisado o comportamento do curso principal do arroio da Areia para esta abordagem.

A alteração provocada pela ampliação dos condutos da bacia C se refletem principalmente nos trechos em conduto forçado do Areia, no entanto, como pode ser observado a seguir, os condutos forçados não necessitaram de nenhuma ampliação.

No trecho 18, as simulações com a alternativa 3 mostram que o pico do hidrograma tem um acréscimo de 64% em relação à vazão máxima obtida pela aplicação da alternativa 2 e um valor 62% mais baixo que o obtido pela alternativa 1. O conduto trabalha com uma carga máxima atingida de 0,50 m e permite a passagem de todo hidrograma sem pontos de inundação à montante.

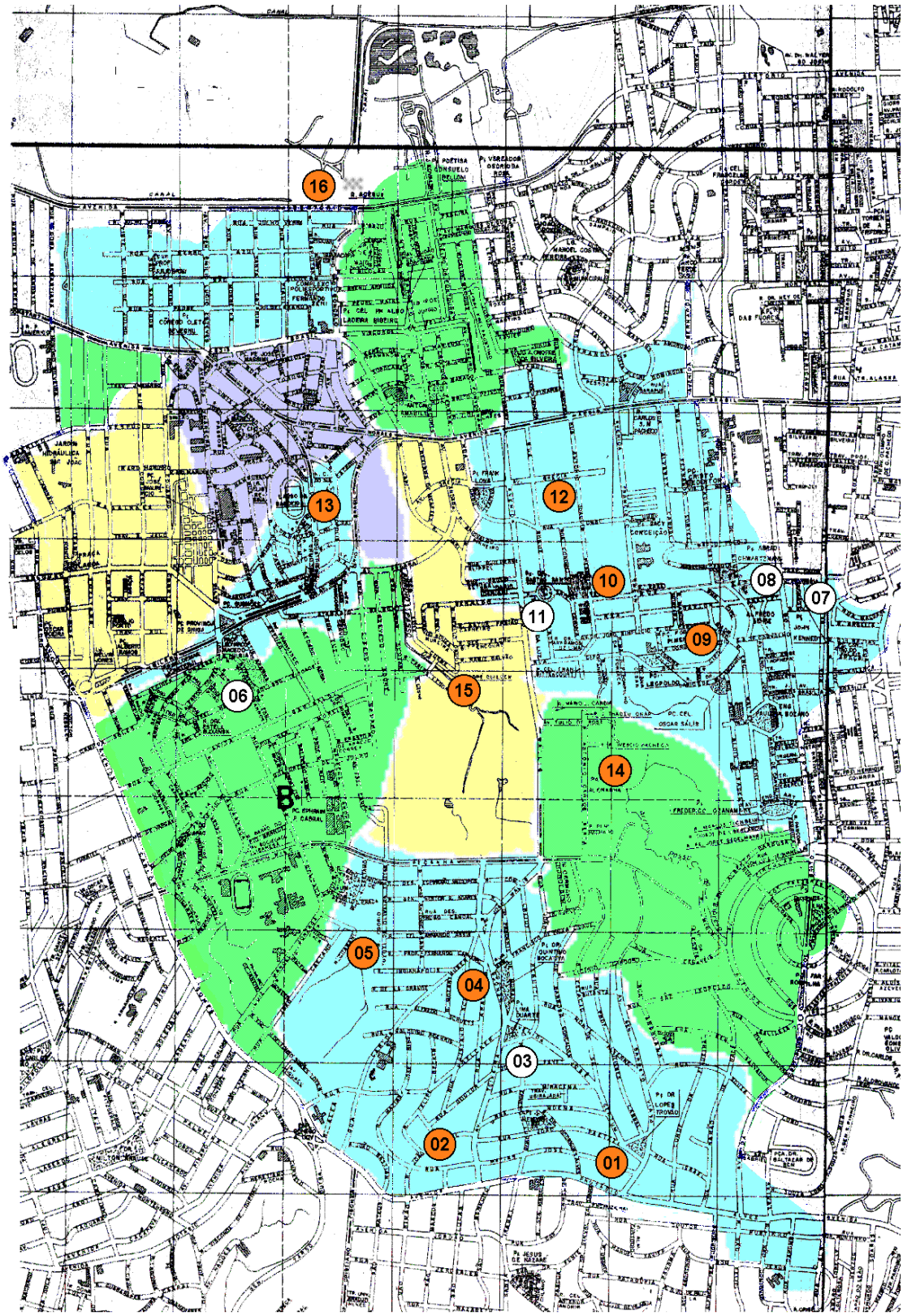


Figura 12 Locais possíveis para instalação de reservatórios de detenção. Círculos escuros: locais escolhidos

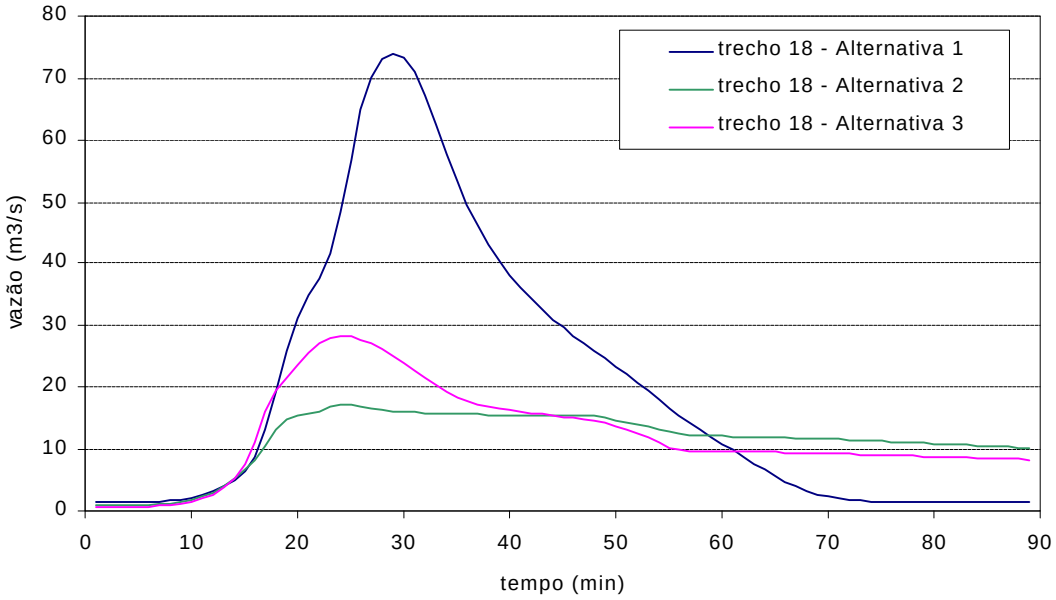


Figura 13 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 18

A vazão de pico no trecho 20 sofre um acréscimo de 51% em seu valor em comparação ao valor máximo de vazão obtido com a alternativa 2, no entanto é também cerca de 60% menor que o valor resultado da aplicação da alternativa 1. O conduto apresenta uma altura de pressão máxima de 0,79 m e proporciona a passagem completa do hidrograma.

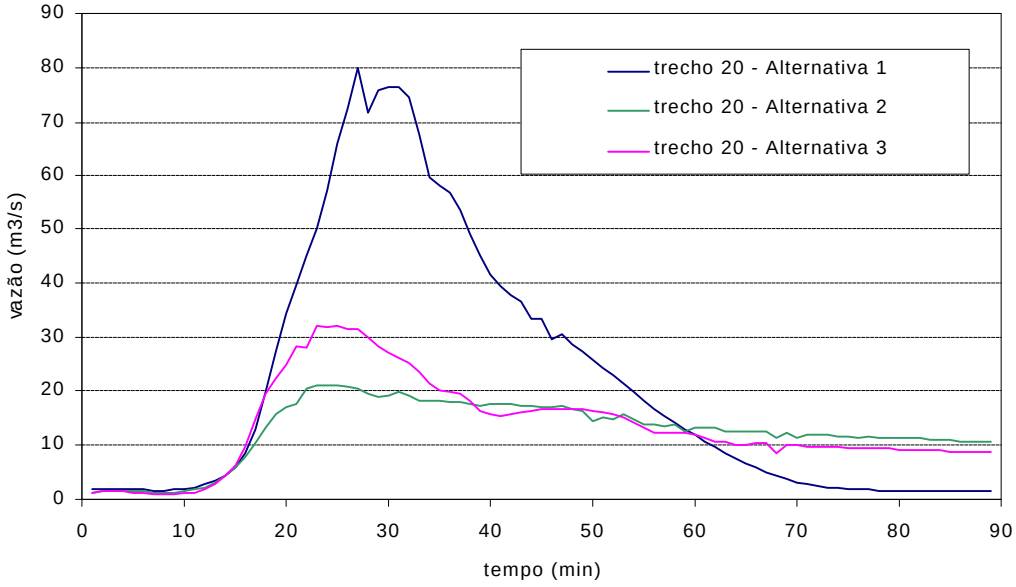


Figura 14 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 20

A simulação no trecho 24 mostrou que este trabalha com uma carga máxima de 2,02 m . A vazão de pico do hidrograma resultante da implantação da alternativa 3 é cerca de 43% maior que o valor correspondente à alternativa 2 e 63% menor que a vazão máxima para os condutos ampliados.

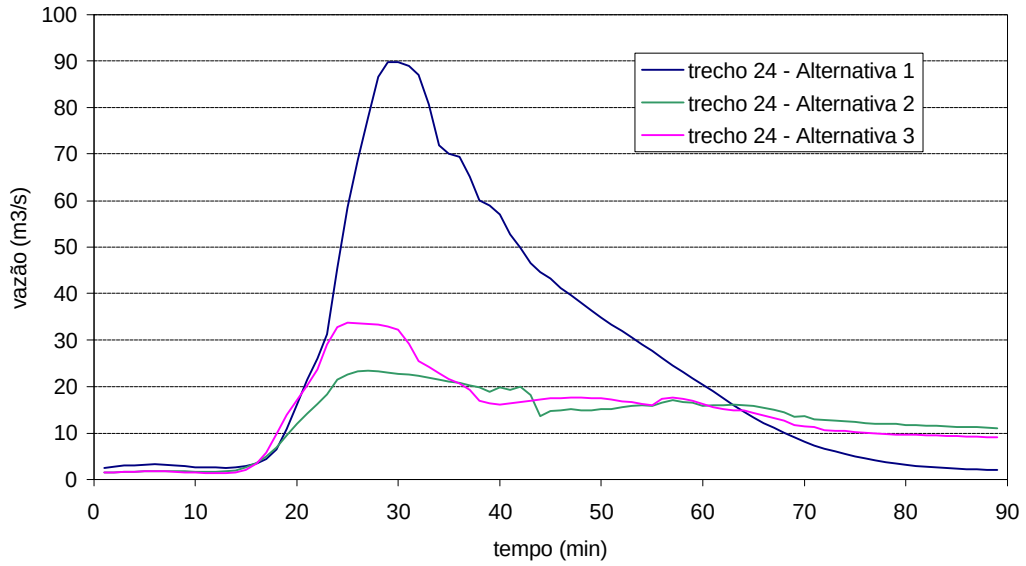


Figura 15 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 24

O trecho 33 apresentou um aumento no valor de pico de 20% em relação ao valor da simulação com reservatórios em todas as bacias, e um decréscimo de 60% no valor de vazão máxima da alternativa 1. Este trecho apresentou uma carga máxima de trabalho de 3,34 m, mas não provocou inundação em pontos à montante, permitindo o escoamento de todo o hidrograma resultante da aplicação da alternativa 3.

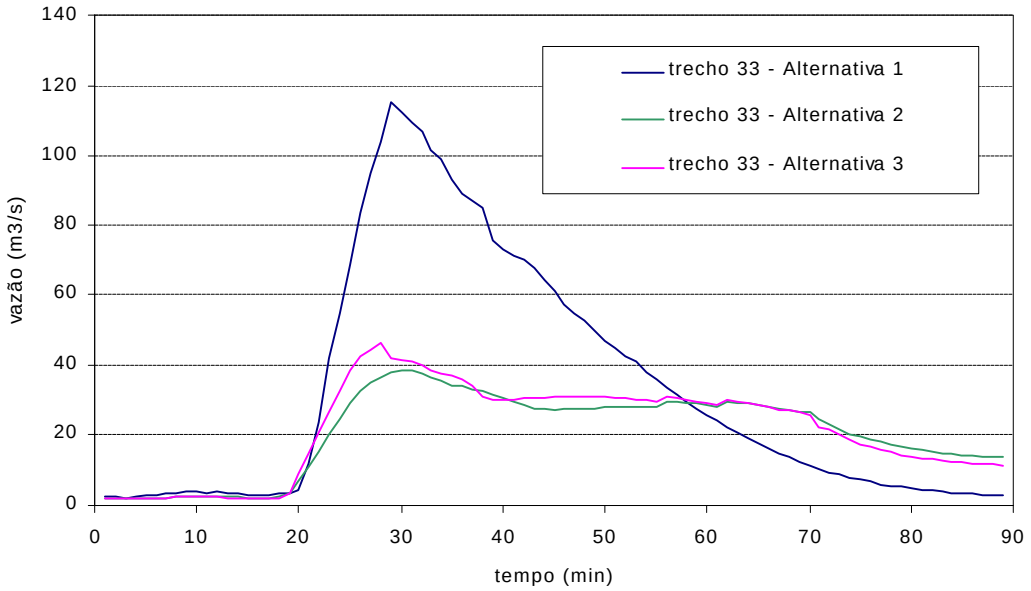


Figura 16 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 33

O s hidrogramas da figura 17 mostram que o trecho 34 apresenta um valor máximo de vazão para a alternativa 3, 15% maior que o valor para a alternativa 2, e cerca de 63% inferior ao valor de vazão de pico obtido pela simulação com condutos ampliados. Este trecho de conduto forçado trabalha em carga máxima de 2,36 m, sem pontos de inundação.

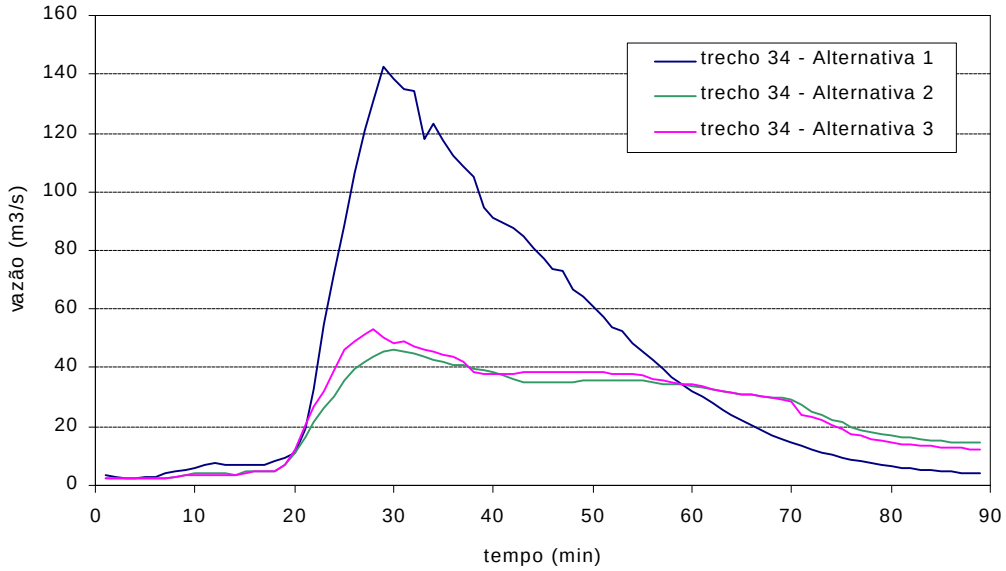


Figura 17 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 34

Avaliação econômica das alternativas

Casa de bombas Silvio Brum

A alternativa de ampliação para a casa de bombas Silvio Brum prevê o aumento de vários trechos de conduto à montante da CB e ainda ampliação de todo o conduto forçado do arroio da Areia a jusante desta.

A tabela 8 mostra os itens envolvidos na alternativa de ampliação com seus respectivos custos estimados.

Tabela 8 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a CB Silvio Brum

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 2-1)	R$	213 670,73
Ampliação de 60 m de rede de galerias (trecho 3-1)	R$	168 548,25
Ampliação de 697 m de rede de galerias (trecho 3-2)	R$	1 694 603,30
Ampliação de 370 m de rede de galerias (trecho 4)	R$	395 266,82
Ampliação de 490 m de rede de galerias (trecho 5)	R$	1 381 032,90
Ampliação de 400 m de rede de galerias (trecho 6-1)	R$	426 247,12
Ampliação de 50 m de rede de galerias (trecho 6-2)	R$	52 505,83
Ampliação de 360 m de rede de galerias (trecho 7)	R$	278 685,94
Ampliação de 582 m de rede de galerias (trecho 8)	R$	1 399 951,80
Ampliação da capacidade da casa de bombas	R$	900 000,00
Ampliação conduto forçado areia	R$	4 358 717,30
Custo total	R$	11 269 229,99

Tabela 9 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a CB Silvio Brum

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 2-1)	R$	213 670,73
Ampliação de 60 m de rede de galerias (trecho 3-1)	R$	168 548,25
Ampliação de 697 m de rede de galerias (trecho 3-2)	R$	1 694 603,30
Ampliação de 370 m de rede de galerias (trecho 4)	R$	395 266,82
Ampliação de 490 m de rede de galerias (trecho 5)	R$	1 381 032,90
Ampliação de 400 m de rede de galerias (trecho 6-1)	R$	426 247,12
Ampliação de 50 m de rede de galerias (trecho 6-2)	R$	52 505,83
Ampliação de 360 m de rede de galerias (trecho 7)	R$	278 685,94
Ampliação de 582 m de rede de galerias (trecho 8)	R$	1 399 951,80
Construção de reservatório com 6500 m3	R$	579 451,90
Ampliação da capacidade da casa de bombas	R$	150 000,00
Custo total	R$	6 739 964,59

Os valores estimados mostram que a alternativa 2, além de ser 40% mais barata que a alternativa de ampliação total, não exige a ampliação do conduto forçado do Areia que passa pelo Aeroporto.

A implantação do reservatório exige ainda uma ampliação da capacidade de bombeamento da CB, de 7,5 m^3/s hoje para 10 m^3/s. Neste caso a estimativa do custo desta ampliação foi realizada apenas acrescendo-se uma bomba ao sistema(incluindo os custos de instalação e ampliação da casa de bombas).

Curso principal do Areia

A análise dos custos envolvidos com o curso principal do Areia resumem os resultados mostrados anteriormente, além de acrescer a análise econômica da alternativa 3 (combinação de 1 e 2). Este permite a comparação global dos custos para a bacia do Areia como um todo.

A tabela 10 mostra os custos estimados para a alternativa de ampliação de toda rede, sendo que as ampliações relativas ao curso principal do Areia estão listadas como porcentagens dentro do custo de ampliação de cada sub-bacia. Este custo total de ampliação de condutos forçados do Areia seria de R$ 16,3 milhões.

Tabela 10 - Custos totais para alternativa 1 na bacia do arroio da Areia

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de rede bacia A	R$	7.176.109,98
Ampliação de rede bacia B	R$	3.884.015,15
Ampliação de rede bacia C	R$	6.186.928,05
Ampliação de rede bacia D	R$	16.582.281,04
Ampliação de rede bacia F	R$	5.859.943,12
Ampliação de rede bacia G	R$	5.735.213,27
CB Silvio Brum	R$	11.269.229,99
Custo total	R$	43 105 094,27

A alternativa 2 (inserção de reservatórios) tem os seus custos listados na tabela 13. Esta alternativa não implica em obras nos condutos forçados do curso principal do arroio da Areia. Este custo não leva em consideração desapropriações necessárias à implementação das obras envolvidas, principalmente no Country Club e CB Silvio Brum.

Tabela 13 - Custos totais para alternativa 2 na bacia do arroio da Areia

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Reservatórios e rede na bacia A	R$	3.304.324,10
Reservatórios e rede na bacia B	R$	1.258.702,10
Reservatórios e rede na bacia C	R$	6.269.045,43
Reservatórios e rede na bacia D	R$	8.429.648,39
Reservatórios e rede na bacia F	R$	1.121.269,06
Desvio de rede da bacia G e H	R$	5.007.530,49
Reservatório no Country Club (Sub-bacia E)	R$	1 602 682,00
Reservatório e rede na CB Silvio Brum	R$	6.739.964,59
Custo total	R$	27 013 752,95

A alternativa 3, que consta de obras das duas alternativas anteriores, busca utilizar as obras mais baratas dentre as alternativas, tentando alterar ao mínimo o trecho principal do arroio. A tabela 14 mostra os custos envolvidos para esta alternativa.

Tabela 14 - Custos totais para alternativa 3 na bacia do arroio da Areia

ALTERNATIVA 3		
Obras	Custo Discriminado	
Reservatórios e rede na bacia A	R$	3.304.324,10
Reservatórios e rede na bacia B	R$	1.258.702,10
Ampliação de rede bacia C	R$	2.606.431,05
Reservatórios e rede na bacia D	R$	8.429.648,39
Reservatórios e rede na bacia F	R$	1.121.269,06
Reservatório no Country Club	R$	1 602 682,00
Reservatório e rede na CB Silvio Brum	R$	6.739.964,59
Desvio de rede da bacia G e H	R$	5.007.530,49
Custo total	R$	23 351 137,57

5.2 Análise das alternativas

Uma análise rápida dos valores envolvidos permite visualizar que a alternativa 1 apresenta um custo final 60% maior que a alternativa 2 e 85% maior que a alternativa 3. A alternativa 2 é cerca de 15%mais cara que a alternativa 3.

Além do valor monetário menor, cabe ressaltar que a alternativa 3 apresenta um impacto menor no meio natural que a alternativa 1, pois conserva os trechos de leito natural do arroio da Areia e não transfere o problema para pontos a jusante.

Na análise econômica apresentada não foram considerados custos de manutenção comparativos. Nas alternativas 2 e 3 os sedimentos e o lixo que compõe o material sólido, exigem manutenção dos sistemas e devem se deslocar até o conduto forçado do Areia ou ficarem retidos nas galerias. O custo de manutenção para retirada destes volumes que são retidos são altos, principalmente em condutos fechados.

Na alternativa 3 parte dos volumes será retido nas detenções, localizando-se em seções abertas a coleta deste material. A literatura indica, que o custo de manutenção das detenções é da ordem de 2% do seu custo por ano. Provavelmente inferior ao da alternativa 1; principalmente considerando a ampliação de todo o trecho de condutos forçados do arroio da Areia.

Desta forma, *a alternativa 3 apresenta importantes vantagens comparativas, sendo a alternativa recomendada para implementação nesta bacia.*

1. Características da bacia

A bacia Areia ocupa uma área de 20,85 km^2 , dos quais aproximadamente metade corresponde à bacia do Arroio da Areia, cerca de 11,7 km^2 e o restante pertence ao pôlder do Aeroporto. Neste volume será estudada a bacia do Arroio da Areia. O comprimento do Arroio é de 5,4 km até a Casa de Bombas Sílvio Brum, e possui um desnível de 121 m. A figura 1.1 apresenta a bacia Areia inteira, inclusive a parte correspondente ao pôlder Aeroporto.

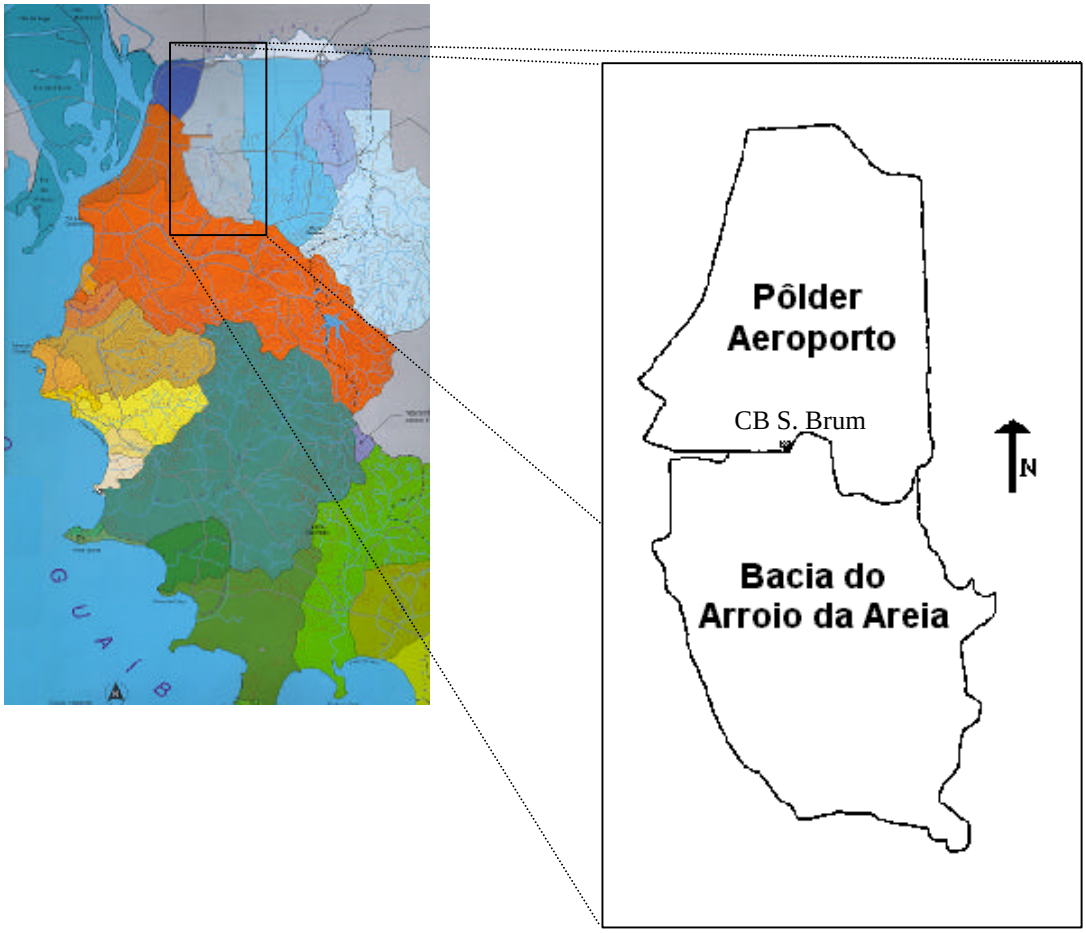


Figura 1.1 – Localização da Bacia do Areia.

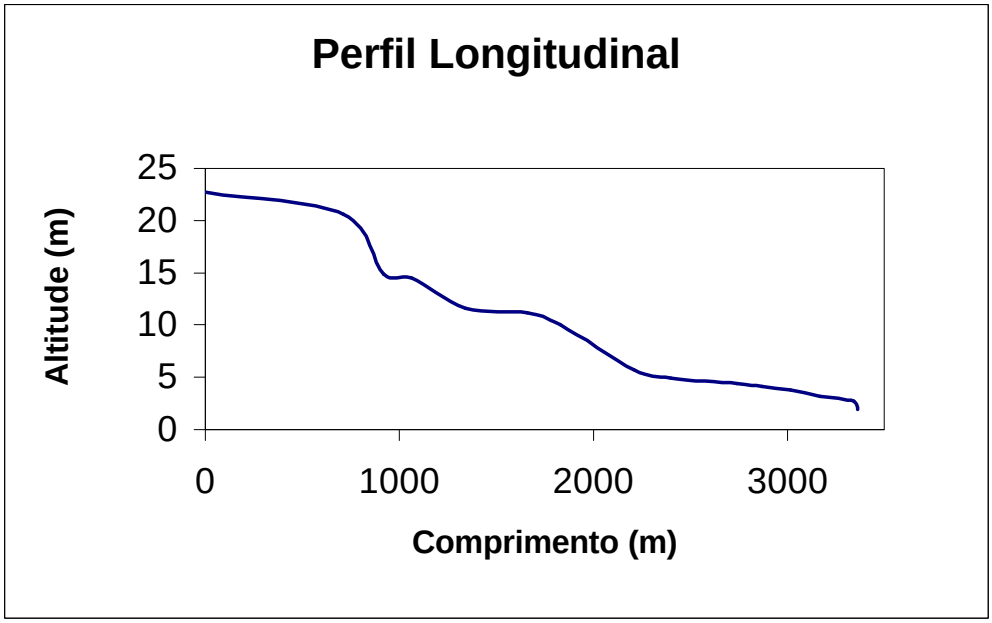


Figura 1.2 a)– Curva do perfil longitudinal do curso d'água principal do Arroio Areia.

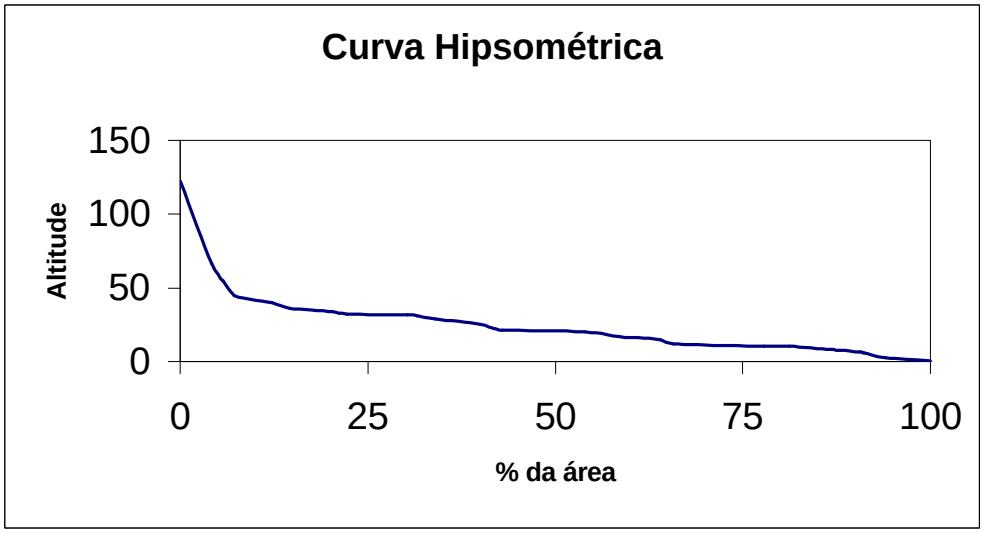


Figura 1.2 b)– Curva hipsométrica da bacia do Arroio Areia

Nesta bacia a drenagem natural é realizada pelo arroio do Areia, curso principal, que recebe diversas contribuições de pequenos canais ao longo do curso, dentre os quais se destacam o Canal Assis Brasil, Carneiro da Fontoura, Menna Barreto e Cerro Azul. Já na parte superior a drenagem se abre em seis nascentes dos morros Rio Branco e Petrópolis. Nas figuras 1.2 a) e b) podem ser observadas a curva do perfil longitudinal do curso d'água principal e a Curva hipsométrica da bacia do Arroio Areia.

1.1 Geologia e Solos

A bacia do Areia divide-se geologicamente em duas partes. Na parte alta, que compreende o entorno do Arroio Areia, ocorre a formação de rochas graníticas fraturadas em sua maior parte. Os solos são coluvionares decorrentes de transporte por gravidade nas encostas, apresentam matacões ou pedregulhos em matriz argilo-arenosa com silte e mica. Já na parte mais ao norte, que corresponde ao Aeroporto, ocorre a formação de terraços fluviais condicionados pela presença de água, originando solos hidromórficos. Estes são solos sedimentares quaternários com predominância de sedimentos finos (argilas e siltes), onde ocorrem depósitos com camadas arenosas de granulometria variada.

1.2 Rede de Drenagem

O sistema de drenagem da bacia do Arroio da Areia divide-se em dois sistemas bem distintos: um que trabalha por condutos forçados e outro drenado pela Casa de Combas Silvio Brum (CB S. Brum), ambos convergindo para o arroio da Areia. As áreas com cotas superiores a 8,13 m são drenadas por condutos forçados, enquanto que a CB S. Brum drena uma área de 139,2 ha que está abaixo da cota 8,13 m.

A entrada do Arroio Areia na Casa de Bombas Sílvio Brum ocorre através de um conduto enterrado na Av. Rio São Gonçalo/Tapiaçu. Este conduto se prolonga a montante nesta avenida até a Av. Brasiliano de Moraes onde segue pelo meio das Av. Plínio Brasil Milano e Rua Jari seguindo para montante até as nascentes nos morros. Dentro do Country Club há uma parte que o curso principal conserva características naturais.

1.3 Caracterização de sub-bacias

Para a análise hidrológica da bacia, a mesma foi sub-dividida em 11 sub-bacias, de acordo com as condições de fluxo e a urbanização. Na figura 1.4 é apresentada esta sub-divisão e na tabela 1.1 as características físicas das sub-bacias e rede de drenagem a qual pertencem.

Tabela 1.1 - Características físicas das sub-bacias

Sub-bacia	Área de drenagem (km^2)	Comprimento[1] (km)	Desnível (m)	Drenagem
A	2,368	2,47	102	C. Forçado Areia
B	1,360	1,97	66	C. Forçado Areia
C	1,574	2,36	92	C. Forçado Areia
D	2,200	2,88	64	C. Forçado
E	0,873	1,29	24	C. Forçado Areia
F	0,377	1,27	24	C. Forçado Areia
G	0,742	1,32	45	C. Forçado Areia
H	0,627	1,24	38	CB S. Brum
I	0,735	1,42	7	CB S. Brum
J	0,153	0,85	34	CB S. Brum
L	0,657	1,30	5	CB S. Brum

1 - comprimento: distância na bacia de contribuição até o local de entrada no canal.

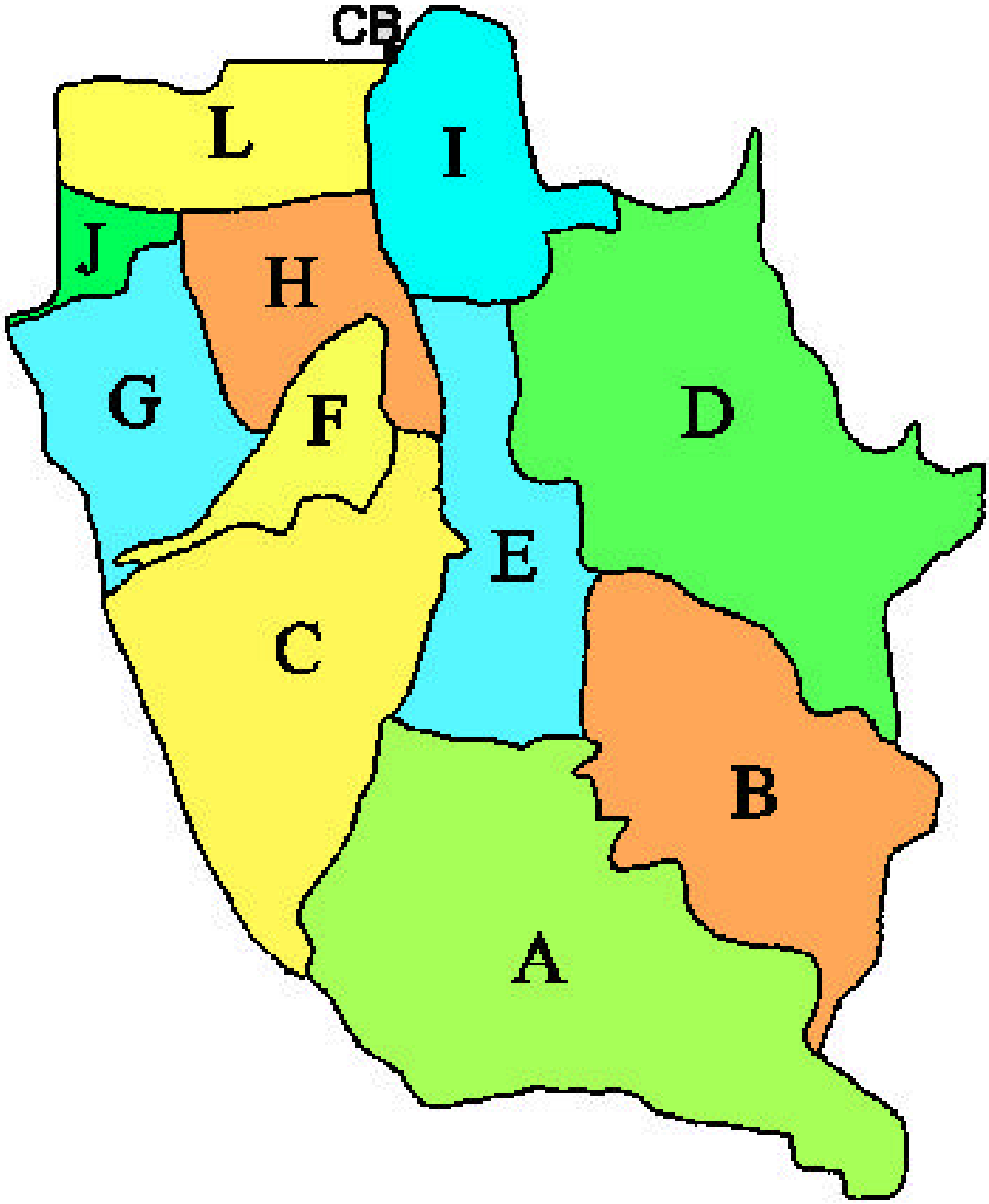


Figura 1.4 – Sub-bacias da bacia do Arroio da Areia.

Figura cad

2. Ocupação Urbana

A bacia apresenta uma ocupação urbana que se estende de jusante para montante, sendo mais densamente urbanizada a montante. O curso principal corre geralmente abaixo do greide das ruas, somente uma pequena parte atravessa o meio das quadras, passando nos fundos das residências. Na figura 2.1a é apresentada a localização geral da bacia do Arroio da Areia, e na figura 2.1.b o arruamento atual na bacia.

A parte mais baixa da bacia é uma zona chamada corredor de desenvolvimento, onde se localizam as principais atividades industriais, já a parte mais a montante é uma zona que apresenta um processo de densificação urbana mais intenso a partir da década de 80, embora ainda apresenta muitas glebas e lotes vazios.

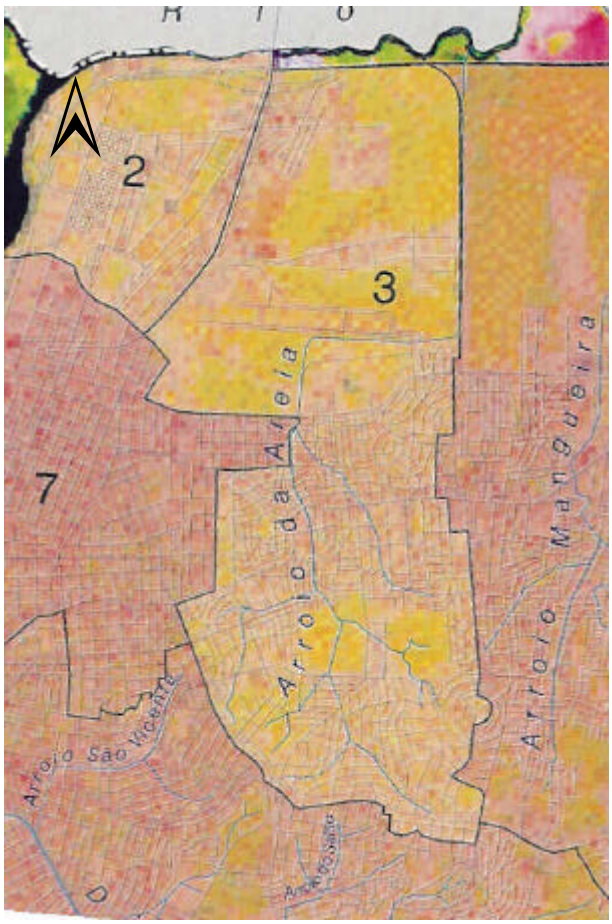


Figura 2.1a- Localização geral da bacia do Arroio da Areia.

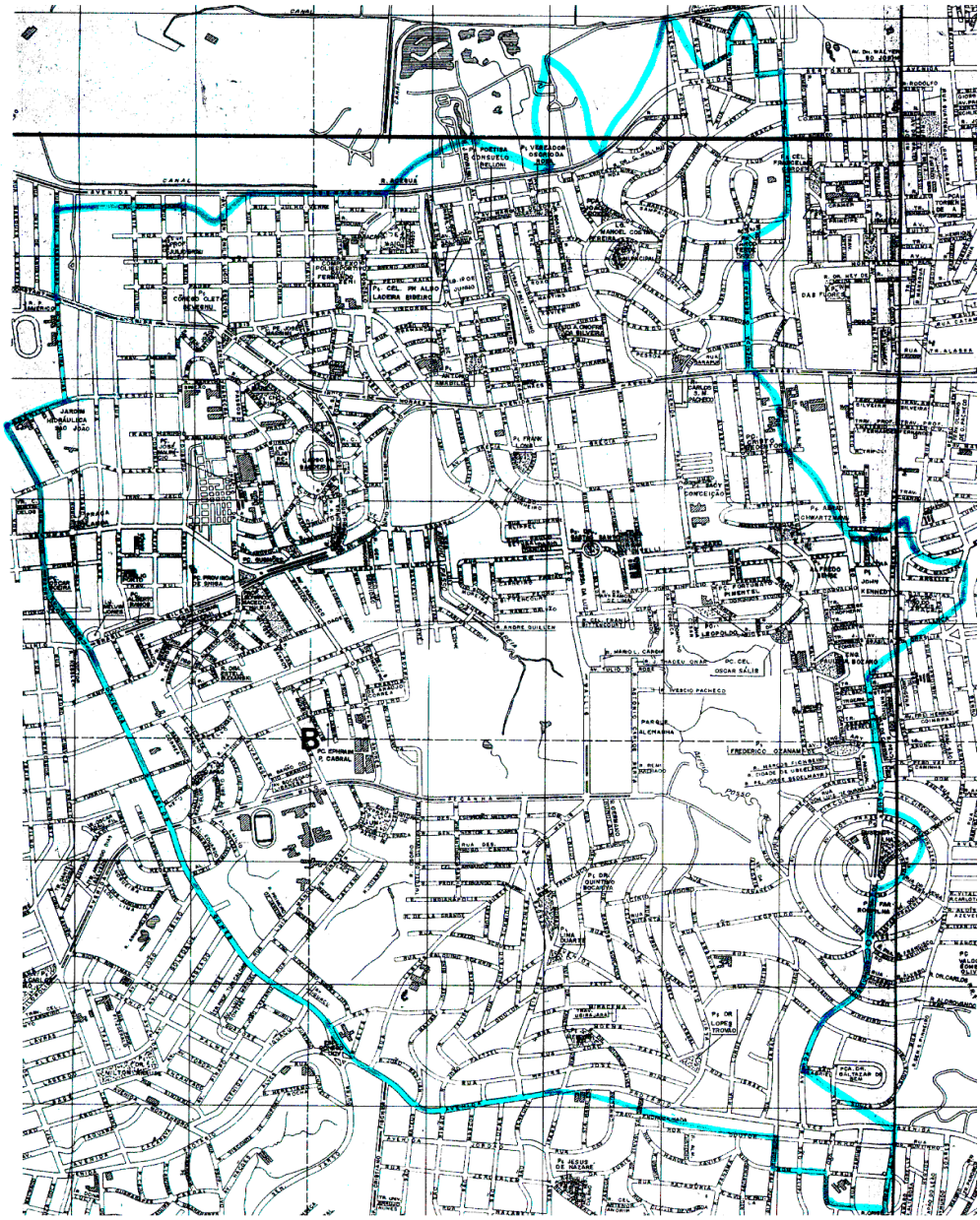


Figura 2.1 – Arruamento existente na bacia do Arroio da Areia.

FIGURA CAD

2.1 Ocupação Atual

Na figura 2.2 é apresentada a ocupação urbana de janeiro de 1998, da imagem SPOT, com resolução de 10m. Esta imagem permitiu atualizar a parametrização para um cenário atual recente

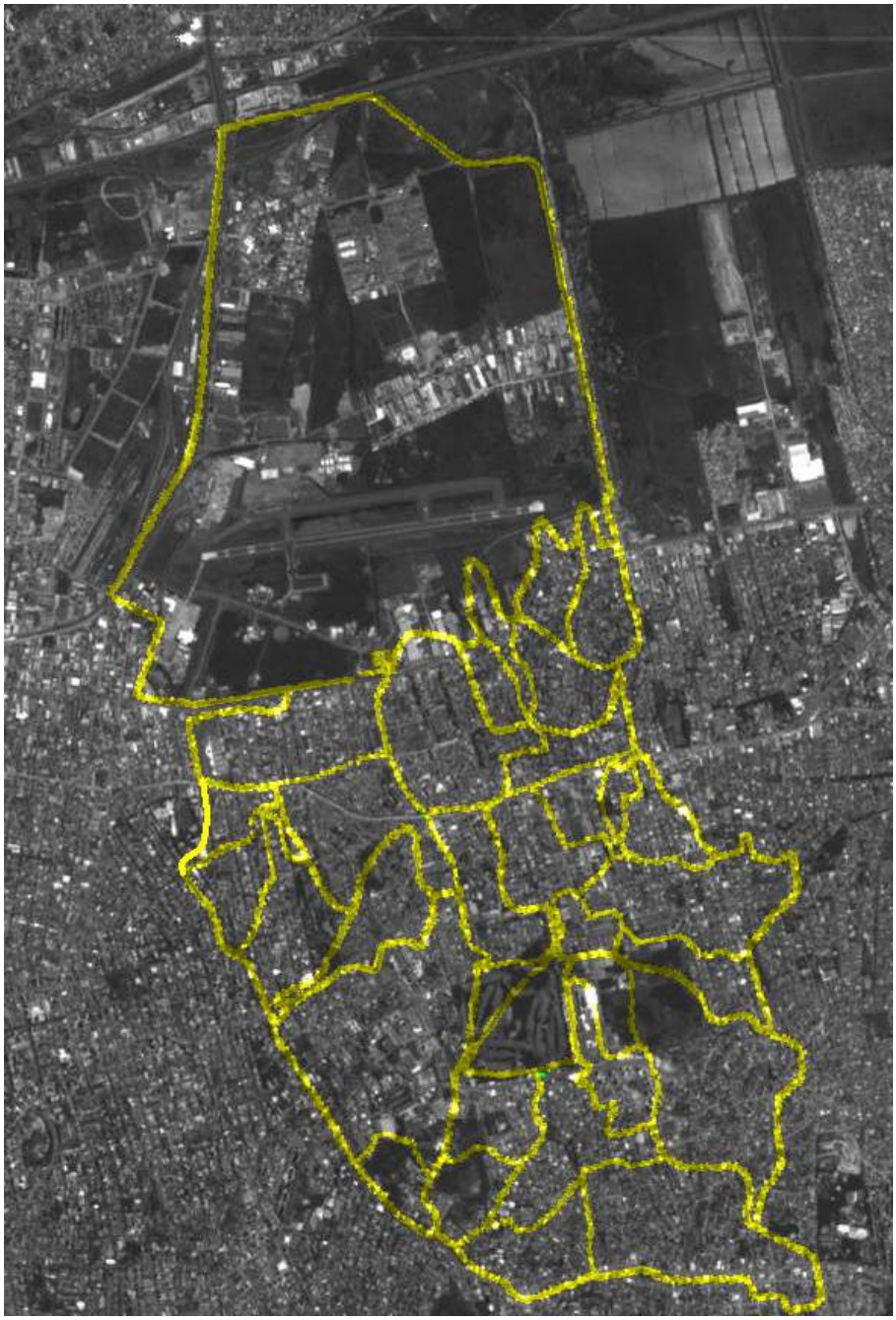


Figura 2.2 - Ocupação atual da bacia do Arroio da Areia

Para a estimativa da urbanização foi usada a relação entre área impermeável e densidade habitacional desenvolvida por Campana e Tucci (1994), figura 2.3. A metodologia foi aplicada usando a distribuição de população para a bacia obtida do DMAE (1996). Os valores de densidade dos bairros que englobam a bacia do Arroio do Areia são apresentados na tabela 2.1, incluindo-se a percentagem de área da bacia incluída dentro do bairro. A area impermeável da

bacia se estima mediante a equação (2.1):

$$AI = \sum_{i=1}^{nb} F\left(\left(\frac{P_i}{AB_i}\right)\frac{PB_i}{100}\right) \qquad (2.1)$$

onde **F (.)** é a função que relaciona densidade habitacional e área impermeável ; $\mathbf{P_i}$ é população do bairro ***i***; $\boldsymbol{AB_i}$ área do bairro *i*; $\boldsymbol{PB_i}$ é a percentagem da bacia no bairro **i**; **nb** é o número de bairros.

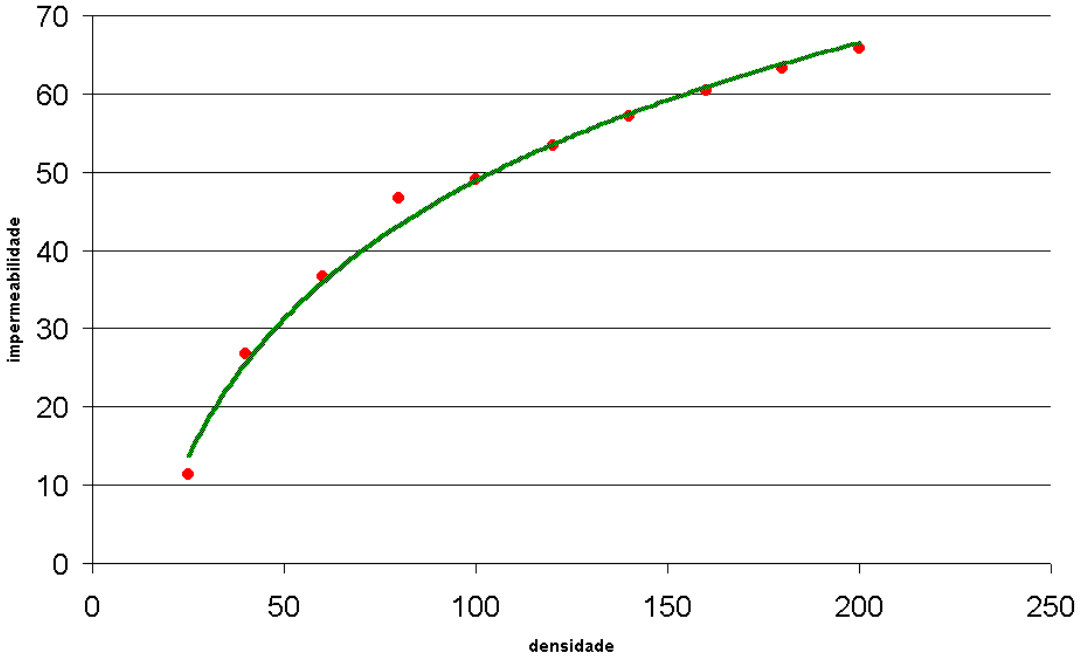


Figura 2.3. Relação entre área impermeável e densidade habitacional (Campana e Tucci, 1994)

Tabela 2.1 - População nos bairros e a área de cada bairro que engloba a

BAIRRO	ÁREA (km2)	% Bacia no Bairro	Densidade Hab. (hab / ha)
Bom Jesus	1,931	1,58	116,13
Vila Jardim	1,470	8,20	63,70
Chácara das Pedras	1,029	8,82	58,71
Três Figueiras	1,277	10,95	30,64
Boa Vista	1,580	12,76	55,24
Vila Ipiranga	2,320	10,34	90,29
Passo da Areia	2,500	20,30	86,70
Higienópolis	1,060	6,41	88,79
Cristo Redentor	1,430	8,18	105,20
Jardim São Pedro	1,050	4,44	38,41
Santa Maria Goretti	0,734	6,29	54,65
São João	4,966	1,73	20,64

As densidades habitacionais por bairro, utilizando a equação (2.1) , fornecem que a bacia do Areia apresenta cerca de 38% de área impermeável atualmente.

2.2 Ocupação prevista no Plano Diretor Urbano

O Plano Diretor Urbano planeja determinada densificação para cada região da cidade. Na figura 2.4 é apresentada a sub-divisão realizada para a bacia segundo o Plano Diretor Urbano(PDDU). A bacia do Areia localiza-se dentro das seguintes Unidades Territoriais (UTS) e subdivisões:

- Unidade Territorial Seccional Intensiva : UTSI 07, UTSI 15, UTSI 17, UTSI 27

  - Unidade Territorial Residencial : UTR 01, UTR 02, UTR 03, UTR 05, UTR 09, UTR 13, UTR 25, UTR 27, UTR 29, UTR 30, UTR 31, UTR 33
  - Polo de Comércio e Serviços: POLO 21, POLO 23, POLO 36, POLO 44, POLO 45, POLO 55
  - Corredor de Comércio e Serviços: COR 03, COR 04, COR 12, COR 24, COR 25, COR 26, COR 27, COR 28
  - Unidade Territorial Funcional : UTF 11, UTF 15
  - Unidade Territorial Industrial: UTI 01, UTI 03, UTI 05, UTI 09, UTI 11, UTI 17, UTI 23, UTI 29, UTI 31, UTI 39, UTI 43, UTI 45
  - Unidade Territorial de Comércio e Serviços: UTCS 17, UTCS 19, UTCS 21, UTCS 35
  - Unidade Territorial Mista: UTM 01, UTM 03

Cada UTS apresenta características particulares quanto a densidades habitacionais máximas, tipos de ocupação, dimensões de recuos, etc. Isto possibilita a projeção de cenários máximos de ocupação e impermeabilização futuros. Na tabela 2.2 são apresentadas as características dos itens acima, com base no Plano Diretor.

Tabela 2.2- Características das Unidades Territoriais previstas no Plano Diretor

Tipo	**Descrição**				
	Densid. (hab/ha)	**Aproveitamento (A constr./A total)**	**Ocupação**	**Altura (número de Pavimentos).**	**Recuo p/ jardim (m)**
UTSI 07					
COR 04	-	1	66,6% e 75% (térreo)	5	4,00
UTI 01, 03, 05, 17, 23,	000	1,5	75%	Livre	12,00
UTI 09, 11, 45	000	1,5	75%	Livre	4,00
UTSI 15					
UTR 05	175	1	50%	6	4,00
UTR 25	175	1	50%	8	4,00
UTR 27, 29	225	1,5	50%	6	4,00
UTR 30, 31	175	1	50%	2	6,00
POLO 21	175	1,9	66,6% e 90% (térreo)	8	4,00
POLO 23	200	3,4	66,6% e 90% (térreo)	8	4,00
POLO 36	200	2,3	66,6% e 90% (térreo)	8	4,00
COR 03	-	1	66,6% e 75% (térreo)	6	4,00
COR 09, 11, 24, 27	-	1,8	50% e 75% (térreo)	6	4,00
COR 12	-	1,5	50% e 75% (térreo)	8	4,00
COR 14	-	1,8	50% e 75% (térreo)	8	4,00
COR 25	-	2	50% e 75% (térreo)	8	4,00
UTCS 17, 19, 21	-	1	50% e 75% (térreo)	5	4,00
UTCS 35	000	0,5	50% e 75% (térreo)	6	4,00
UTM 01, 03	200	1,2	50%	6	4,00
UTSI 17					
UTR 03	225	1,5	50%	5	4,00
UTR 09	175	1	50%	6	4,00
UTR 11	175	1	50%	5	4,00
POLO 45	150	1,8	66,6% e 90% (térreo)	6	4,00
UTSI 27					
UTR 01, 02	175	1	66,6%	4	4,00
UTR 03	175	1	50%	4	4,00
POLO 44	150	1,8	66,6% e 90% (térreo)	5	4,00
POLO 55	175	2,4	66,6% e 90% (térreo)	6	4,00
COR 26	-	2	50% e 75% (térreo)	8	4,00
COR 28	-	1,8	50% e 75% (térreo)	6	4,00

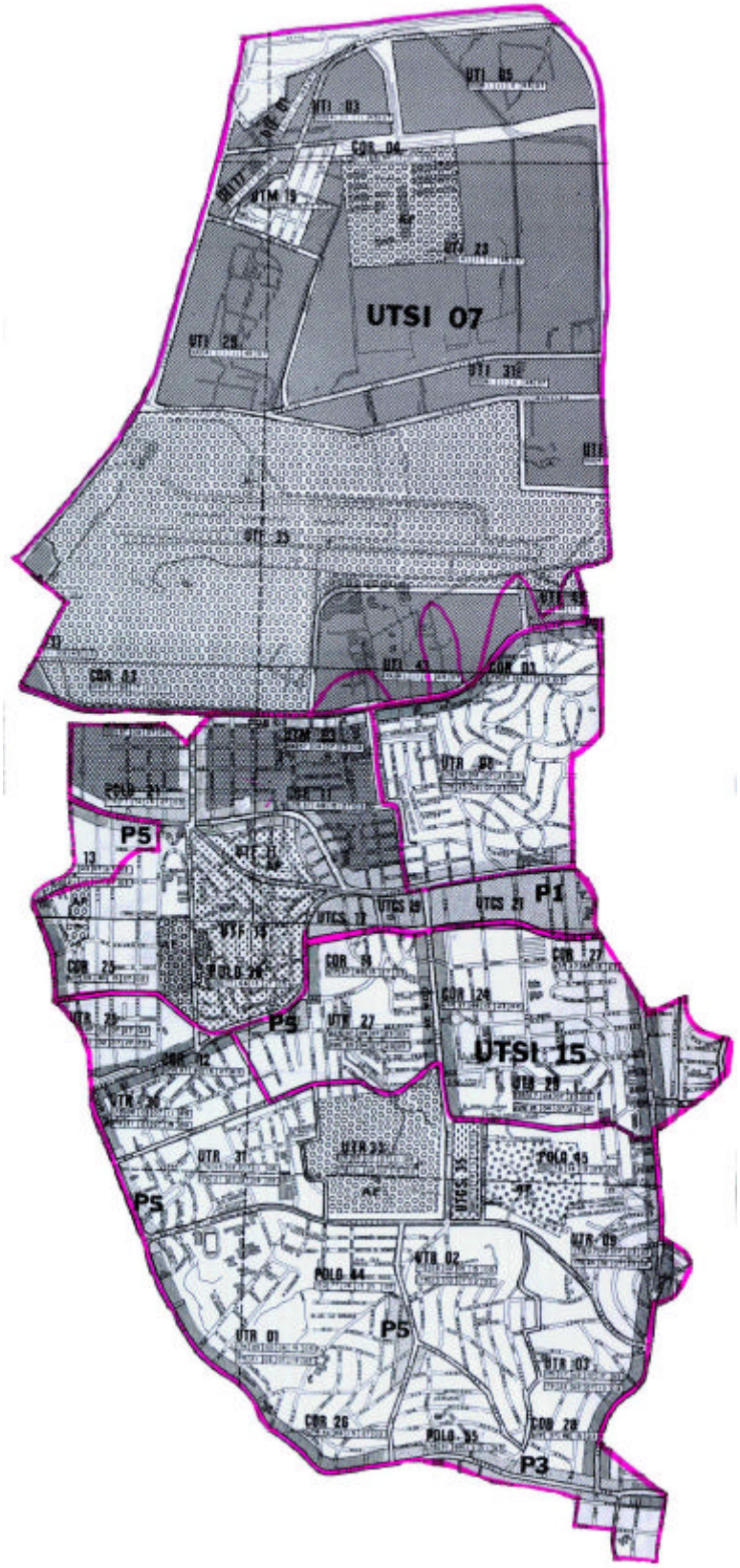


Figura 2.4 – Subdivisão da bacia do Areia segundo o PDDU.

3. Simulação de cenários

Nesta parte são apresentados os resultados da simulação das enchentes para os cenários de desenvolvimento urbano considerando a rede de drenagem existente. Inicialmente são apresentados os cenários e os modelos utilizados, a estimativa da precipitação e dos parâmetros e os resultados para diferentes cenários.

3.1 Cenários

Os cenários de planejamento da bacia do Arroio da Areia foram definidos quanto a ocupação urbana e quanto ao risco das enchentes. Para a ocupação urbana os cenários analisados foram os seguintes:

I – Atual : Condições de urbanização atual, envolve a ocupação urbana de 2000 obtida de acordo com estimativas demográficas e imagens de satélite.

II - Cenário atual + PDDU: Condições de ocupação urbana admitindo que a ocupação futura será dada de acordo com o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbana, analisando a situação de ocupação máxima de acordo com o plano em conjunto. Nas bacias em que a densidade atual supera a densidade máxima permitida no PPDU, foi utilizada a densidade atual.

O primeiro cenário representa o estágio próximo do atual e o segundo um pouco mais realista aceita os desenvolvimentos realizados fora do Plano Diretor e acrescenta para as outras áreas o Plano previsto. Portanto, neste cenário busca-se congelar os avanços além do Plano Diretor.

Deve-se destacar que estes cenários produziram os hidrogramas para estes condicionantes urbanos, enquanto que ações para controle destes cenários podem ser previstas tanto na bacia hidrográfica quanto na rede de drenagem.

3.2 Riscos de avaliação

Os riscos simulados nesta bacia para os cenários foram: 2, 5, 10, 25 e 50 anos.

A escolha do risco de projeto se baseia no compromisso entre o prejuízo devido à inundação e o custo da construção da drenagem. Admite-se que para riscos superiores ao dimensionamento poderá existir lâmina de água nas ruas por curto período de tempo.

De acordo com o manual de drenagem, o risco entre 2 e 5 anos é adotado para dimensionamento da drenagem para lotes e loteamentos. Enquanto que na drenagem principal são adotados riscos de 10 a 25 anos de acordo com potenciais danos por interrupção de trafego, prejuízo material e humano.

3.3 Modelos de simulação

A bacia hidrográfica foi simulada pelos seguintes modelos matemáticos, descritos no manual de drenagem urbana:

Modelo hidrológico IPHS1

Neste modelo existem os seguintes módulos:

1. Precipitação de projeto: Determina a distribuição temporal e espacial da precipitação de projeto utilizada no modelo;
2. Transformação precipitação-vazão: Este módulo possui várias alternativas de simulação, neste estudo foi utilizado o modelo SCS caracterizado pelo seu parâmetro CN (curva número) e a propagação superficial por Clark , com o parâmetro Ks.
3. Propagação de vazão: Neste módulo existem duas situações: (i) propagação em reservatório, descrito pelo modelo de Pulz, (ii) propagação em rios, simulado pelo modelo Muskingun-Cunge.

O sistema computacional modulado permite ao usuário a determinação de hidrogramas de projeto em diferentes seções do sistema. Este modelo foi utilizado para cálculo dos hidrogramas de aporte à rede de condutos.

Modelo Hidrodinâmico

Este modelo utiliza os resultados dos primeiros dois módulos do modelo anterior e simula o escoamento em condutos e canais, considerando efeitos de jusante e condutos sob pressão. O módulo de propagação de vazão simula o escoamento através das equações de Saint Venant com a fenda de Preissman, resolvidas por um sistema de diferenças finitas implícito.

3.4 Discretização

As sub-bacias foram então divididas de forma a identificar a área de captação dos principais condutos a serem simulados. Na figura 3.1 é representada essa divisão para a bacia do Arroio da Areia.

A bacia foi discretizada segundo comportamentos convergentes da drenagem implantada, ou seja, enfatizou-se a característica de escoamento do curso principal que recebe contribuições de coletores menores. Sendo assim, alterações na capacidade hidráulica dos coletores principais foram representadas através de sub-divisões das áreas antes consideradas. Esta discretização permite a avaliação de pontos problemáticos na rede principal.

Na figura 3.2 é apresentada a representação da rede de drenagem utilizada na simulação do arroio da Areia. Nesta figura os condutos principais dentro de cada sub-bacia estão apresentados em cor vermelha e em azul marinho estão os condutos forçados.

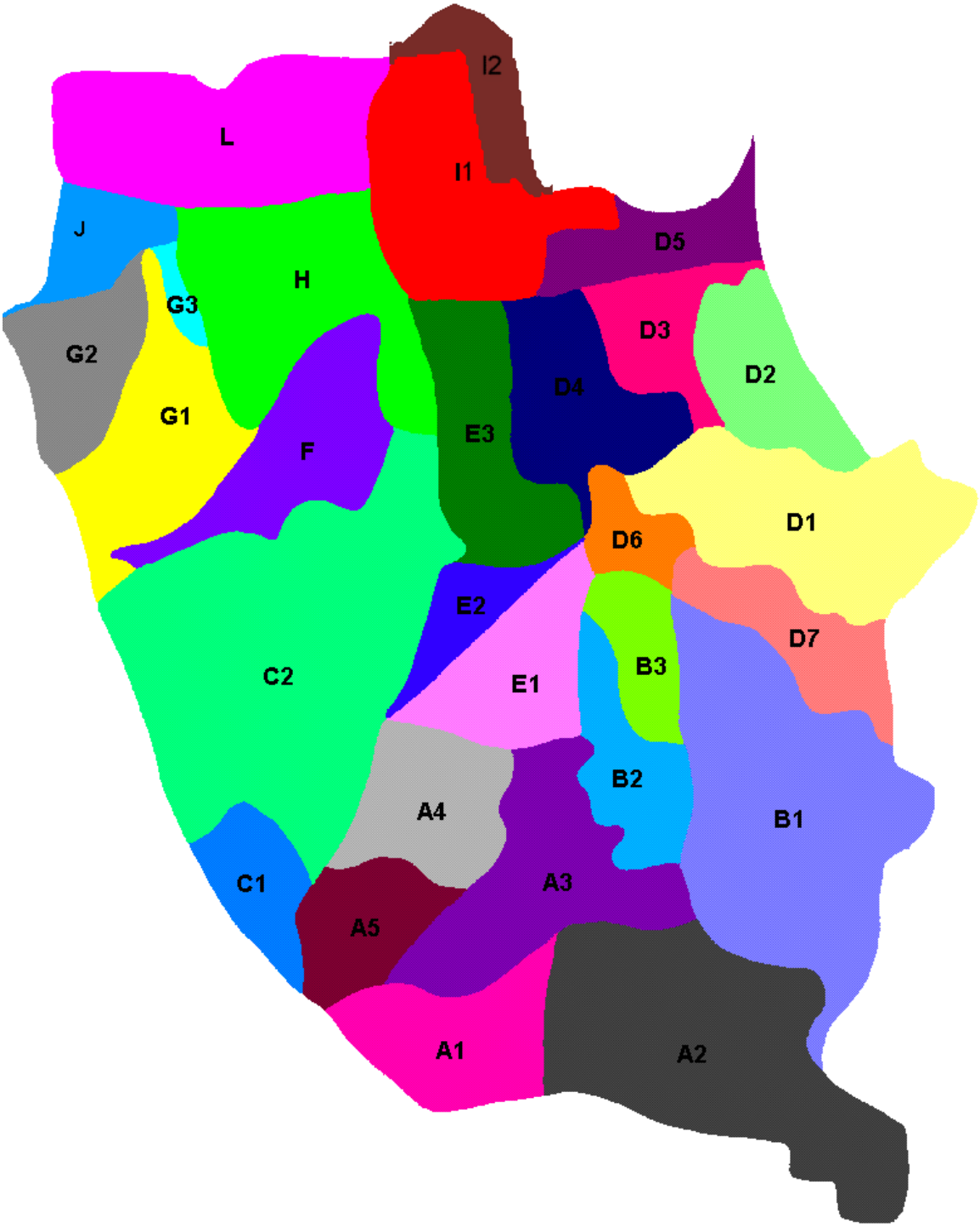


Figura 3.1 - Divisão da Bacia do Arroio da Areia por captação dos principais condutos.

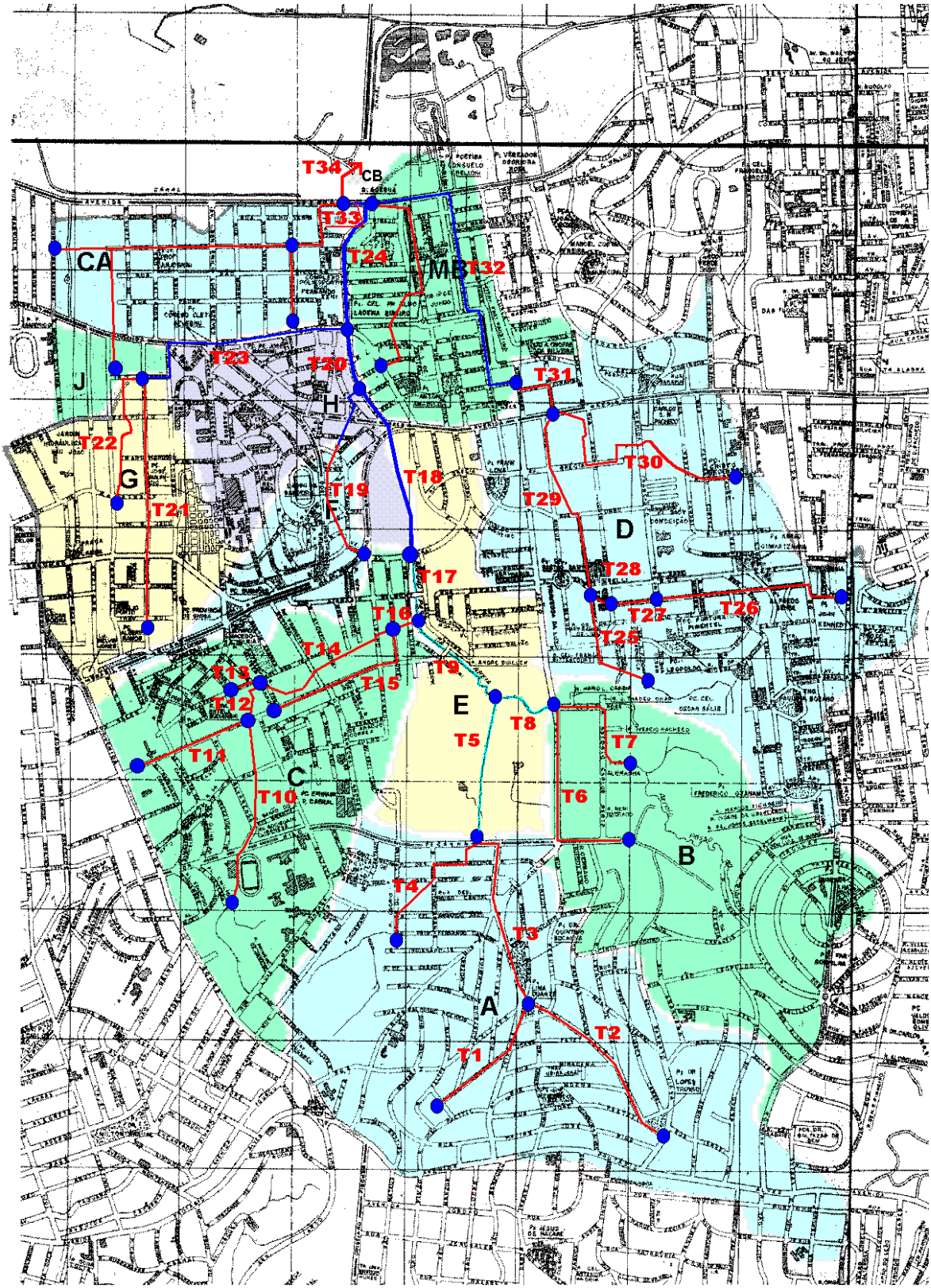


Figura 3.2 - Discretização da bacia do Arroio do Areia.

CAD

3.5 Precipitação de Projeto

A estimativa da precipitação de projeto foi realizada através da curva intensidade-duração-freqüência (i-d-f) do Posto Aeroporto, em Porto Alegre, dada a sua proximidade com a bacia em análise. Os hidrogramas de saída das sub-bacias do Arroio Areia foram obtidos através da curva i-d-f deste posto (Bemfica,1999), segundo a seguinte equação:

$$i = \frac{826{,}8 \cdot T^{0{,}143}}{(t + 13{,}3)^{0{,}79}}$$

onde i é a intensidade da chuva em mm/h, T é o período de retorno em anos e t é a duração em minutos.

A duração total da precipitação foi estimada de forma que superasse o tempo de concentração total da bacia que é de 120 minutos.

As precipitações foram discretizadas em intervalos de tempo de 3 minutos, inferior ao menor tempo de concentração observado dentre as sub-bacias. A figura 3.3 ilustra o comportamento das precipitações neste posto, para os períodos de recorrência escolhidos para análise.

Foram analisadas 5 precipitações correspondentes a períodos de retorno de micro e macrodrenagem, ou seja 2, 5, 10, 25 e 50 anos.

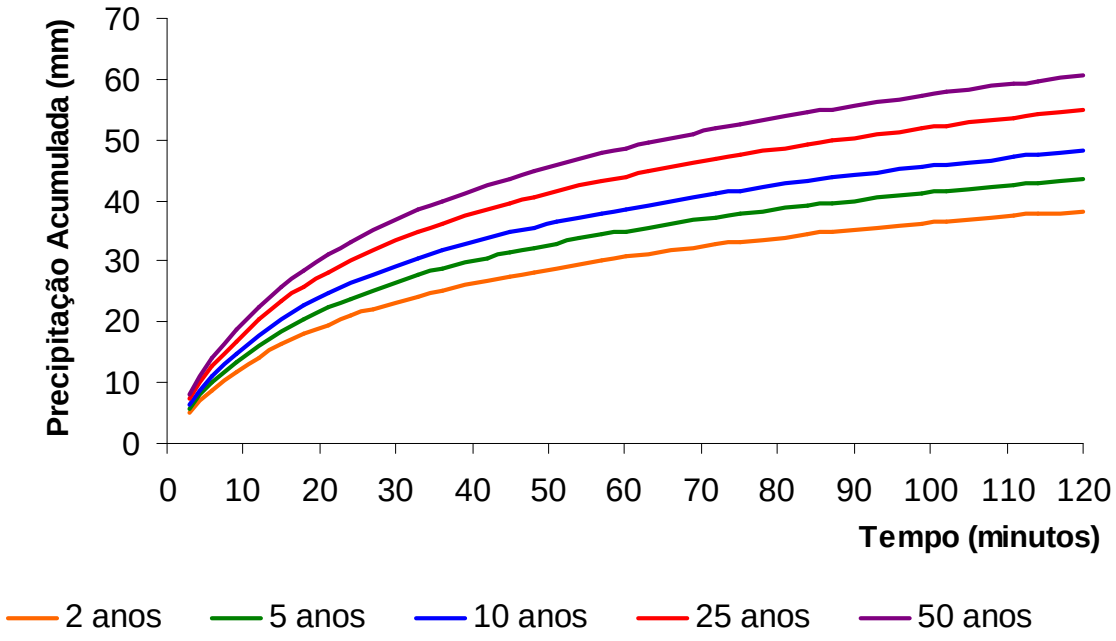


Figura 3.3 - Precipitação de projeto para diferentes períodos de retorno.

3.6 Estimativa dos parâmetros

A determinação dos parâmetros para conversão chuva- vazão foi realizada através das áreas impermeáveis em cada sub-bacia, juntamente com a informação do tipo de solo da região. A estimativa das porcentagens de áreas impermeáveis está relacionada com a densidade populacional em cada sub-bacia, através de uma função. Assim, foi realizada a determinação dos valores de população por área através de valores das densidades por bairro. Para regiões pouco urbanizadas, onde não se deve utilizar essa relação, a determinação dos parâmetros foi feita à partir do tipo e da forma de ocupação do solo. A figura 3.4 mostra a divisão por bairro dentro da bacia do Arroio da Areia com a respectiva densidade habitacional.

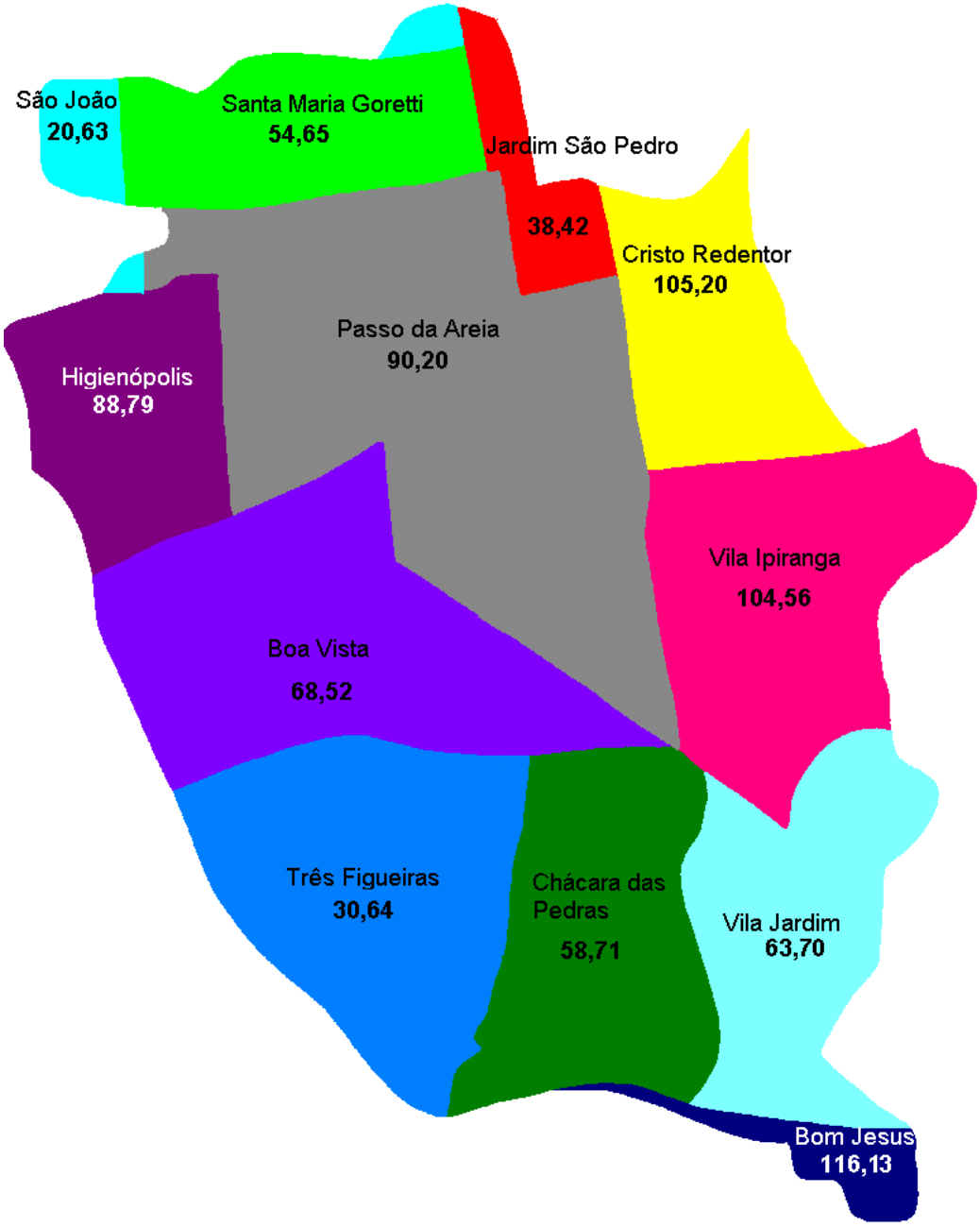


Figura 3.4 -Densidade Habitacional por bairro na bacia do Arroio da Areia (hab / ha)

As densidades habitacionais utilizadas no cálculo do CN foram densidades representativas da sub-bacia, e não necessariamente as dos bairros. Isto é importante no caso de bairros em que existem áreas significativas sem habitações, em que foram estimadas densidades para as regiões homogêneas. Por exemplo, para as regiões do Country Club e parque Alemanha foram consideradas densidades nulas , o que resulta em valores mais baixos de CN.

3.7 Simulação dos cenários

3.7.1 Cenário Atual

Os valores de CN para todas as sub-bacias em seu estado atual de ocupação foram determinados com base em dados censitários de densidade habitacional, e os valores resultantes são apresentados na figura 3.5.

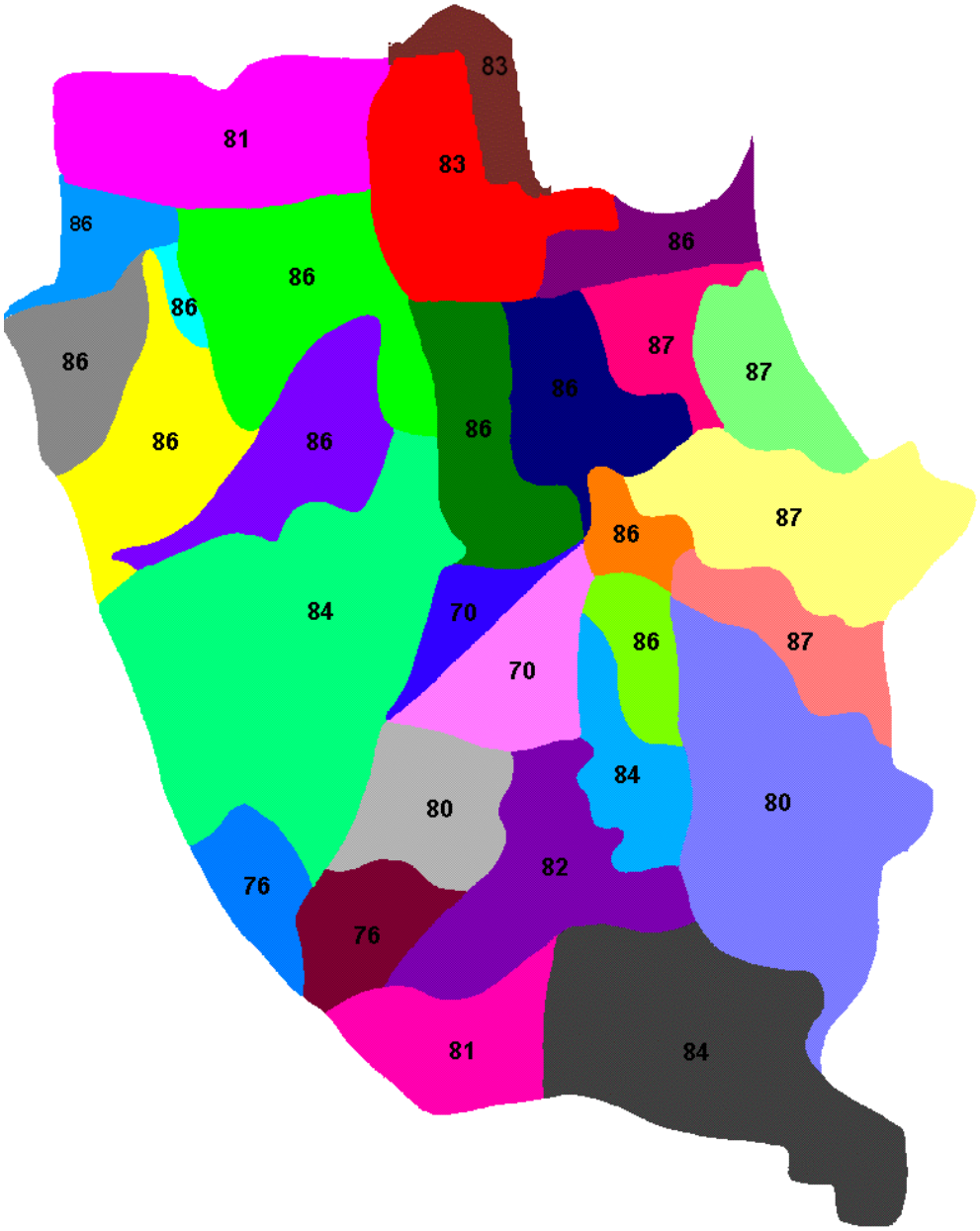


Figura 3.5 - Valores de CN por sub- bacia do Arroio da Areia – Cenário atual

A tabela 3.1 resume os números para a bacia do Arroio da Areia. Estes valores para a ocupação atual foram utilizados nas simulações para a obtenção dos hidrogramas por sub-bacias e entrada nos condutos simulados pelo modelo hidrodinâmico.

Tabela 3.1- Características das sub-bacias do Arroio Areia- Situação Atual.

Sub-	Dens. Hab.	Área	CN	Tc	Fator Correção		Tc corr.	Área	Ks
Bacia	(hab / ha)	Imp. (%)		(min)	f1	f2	(min.)	(km2)	(min.)
A1	46,00	29,24	81	6,5	0,80	0,80	4,16	0,338	2,08
A2	72,47	40,80	84	10,9	0,73	0,73	5,81	0,969	2,91
A3	51,62	32,17	82	6,5	0,78	0,78	3,95	0,507	1,98
A4	39,19	25,17	80	6,8	0,83	0,83	4,68	0,300	2,34
A5	21,57	10,00	76	7,4	0,94	0,94	6,54	0,255	3,27
B1	41,30	26,51	80	14,8	0,81	0,81	9,71	0,933	4,85
B2	66,63	38,66	84	6,3	0,73	0,73	3,36	0,273	1,68
B3	93,40	47,24	86	7,9	0,66	0,66	3,44	0,154	1,72
C1	21,57	10,00	76	8,4	0,94	0,94	7,42	0,179	3,71
C2	35,00	38,03	84	12,7	0,74	0,74	6,96	1,395	3,48
D1	104,46	50,09	87	9,6	0,77	0,77	5,69	0,666	2,85
D2	105,17	50,26	87	12,1	0,66	0,66	5,27	0,281	2,64
D3	102,81	49,68	87	6,2	0,66	0,66	2,70	0,198	1,35
D4	92,48	46,99	86	11,8	0,67	0,67	5,30	0,311	2,65
D5	87,01	45,44	86	12,4	0,69	0,69	5,90	0,233	2,95
D6	95,44	47,79	86	6,5	0,66	0,66	2,83	0,131	1,42
D7	104,33	50,06	87	11,7	0,66	0,66	5,10	0,278	2,55
E1	0,00	0,00	70	6,0	1,00	1,00	6,00	0,349	3,00
E2	0,00	0,00	70	6,2	1,00	1,00	6,20	0,121	3,10
E3	90,22	46,36	86	7,9	0,68	0,68	3,65	0,402	1,83
F	84,69	44,76	86	9,5	0,69	0,69	4,52	0,377	2,26
G1	88,26	45,81	86	6,3	0,68	0,68	2,91	0,445	1,46
G2	85,25	44,93	86	7,5	0,69	0,69	3,57	0,270	1,79
G3	89,22	46,08	86	5,7	0,68	0,68	2,64	0,027	1,32
H	89,78	46,24	86	11,6	0,68	0,68	5,36	0,627	2,68
I1	60,60	36,25	83	9,5	0,75	0,75	5,34	0,592	2,67
I2	60,60	36,25	83	6,2	0,75	0,75	3,49	0,143	1,74
J	54,65	33,62	86	8,1	0,76	0,76	4,70	0,153	2,35
L	48,72	30,70	81	11,6	0,79	0,79	7,24	0,657	3,62

A análise inicial do comportamento da bacia para o cenário atual será feita a partir dos hidrogramas resultantes de cada sub-bacia drenada diretamente para o arroio da Areia (A,B,C,D, F e G) como forma de preparação para a adoção de medidas de controle de vazões de pico nestas bacias, a seguir serão mostrados hidrogramas de pontos do curso principal do arroio

da Areia e da CB Silvio Brum.

Sub-bacia A: Os hidrogramas para o cenário atual e períodos de retorno de análise estão mostrados na figura 3.6.

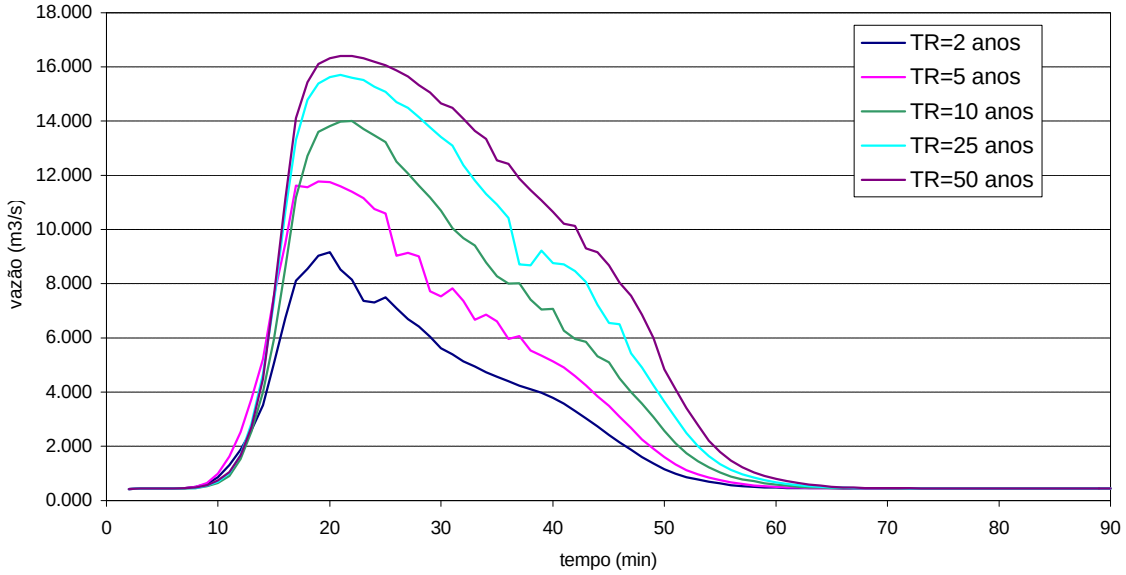


Figura 3.6 - Hidrogramas para a sub-bacia A - cenário Atual

Sub-bacia B : A figura 3.7 mostra os hidrogramas obtidos através de simulação para o cenário atual e períodos de retorno de 2, 5, 10, 25 e 50 anos. Pode ser observado claramente a formação de um patamar , o que caracteriza a capacidade máxima do conduto.

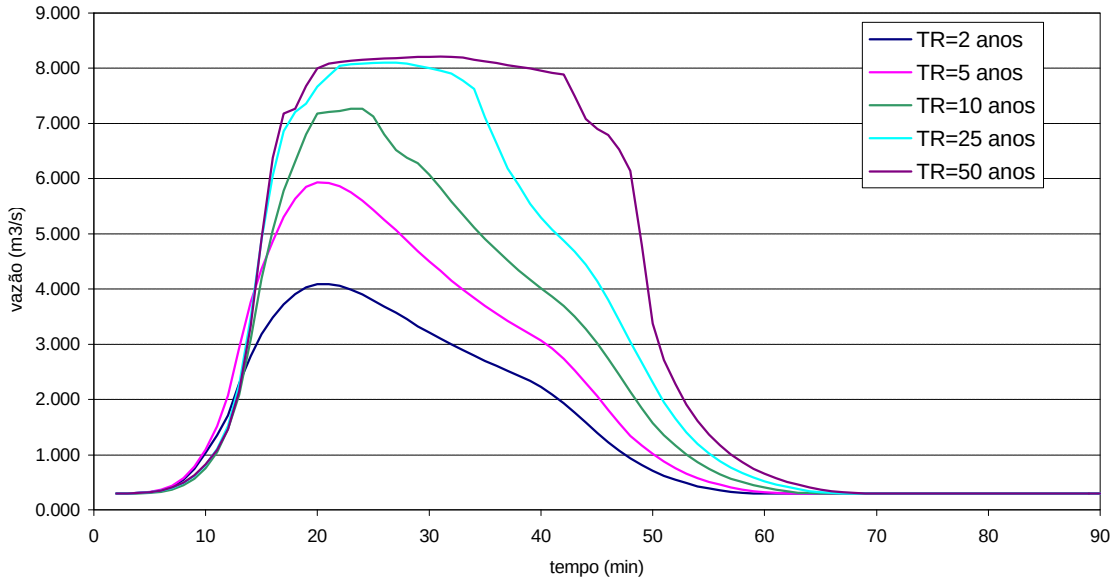


Figura 3.7 - Hidrogramas para a sub- bacia B - cenário Atual

Sub-bacia C : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação atual estão plotados na figura 3.8.

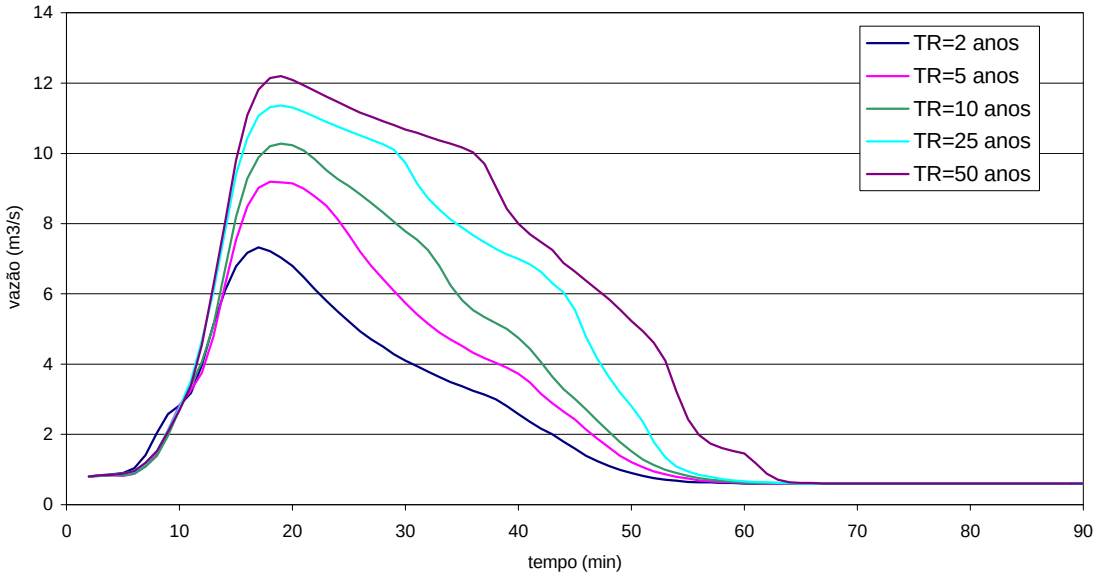


Figura 3.8 - Hidrogramas para a sub- bacia C - cenário Atual

Sub-bacia D : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação atual estão plotados na figura 3.9. Para esta bacia o patamar formado em torno de 6,5 m^3/s mostra que o conduto de saída atingiu o máximo de sua capacidade, o que implica em armazenamento de água a montante.

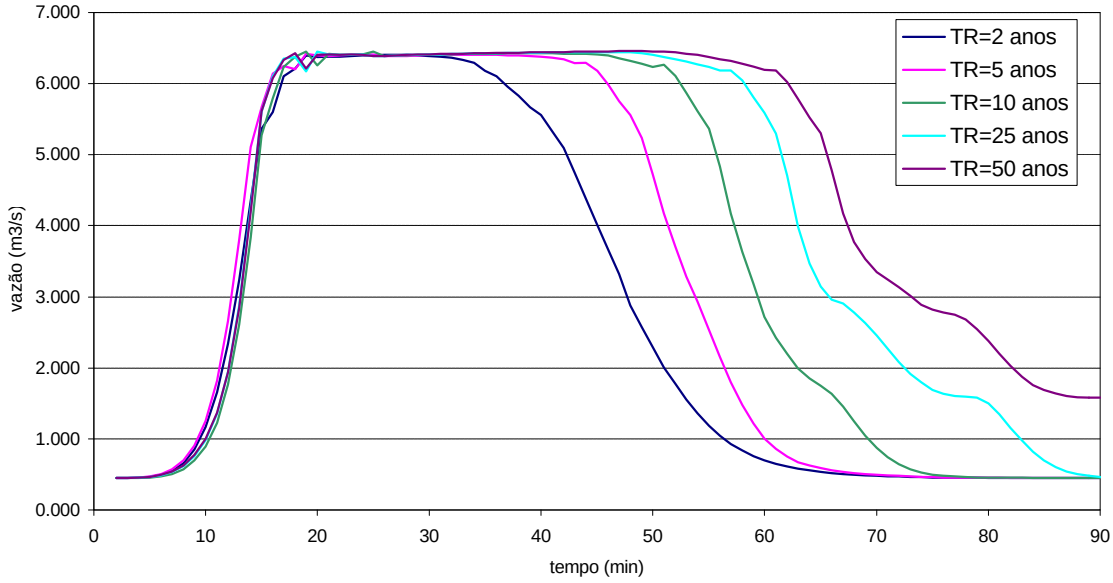


Figura 3.9 - Hidrogramas para a sub- bacia D - cenário Atual

Sub-bacia F : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação atual estão plotados na figura 3.10. A partir de 1,4 m^3/s o conduto não tem mais capacidade de escoar, limitando a vazão de saída da bacia e provocando inundações à montante.

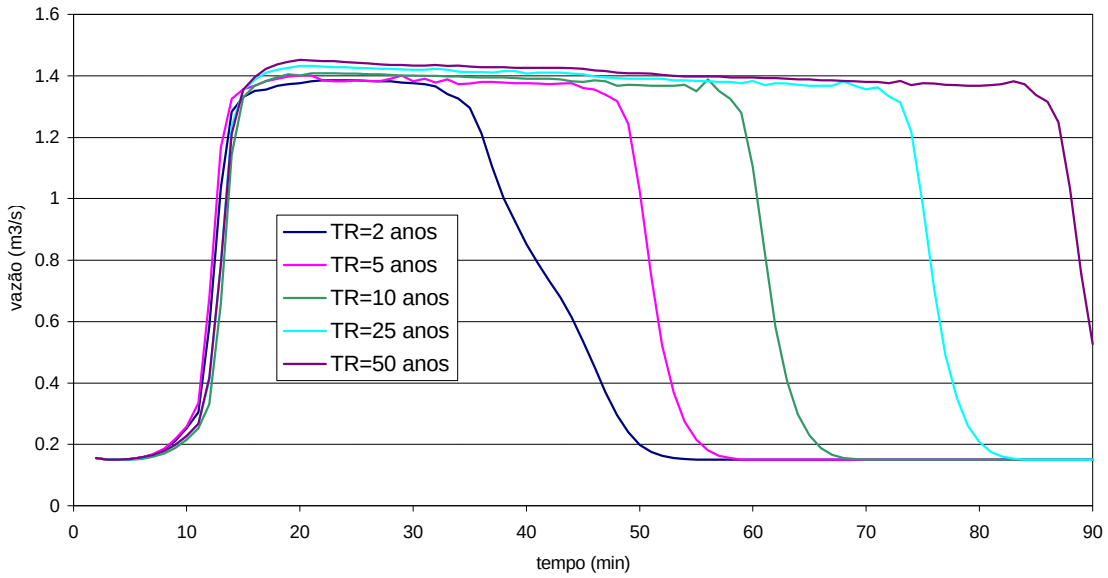


Figura 3.10 - Hidrogramas para a sub- bacia F - cenário Atual

Sub-bacia G : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação atual estão plotados na figura 3.11. Observa-se também a limitação da saída por insuficiência dos condutos.

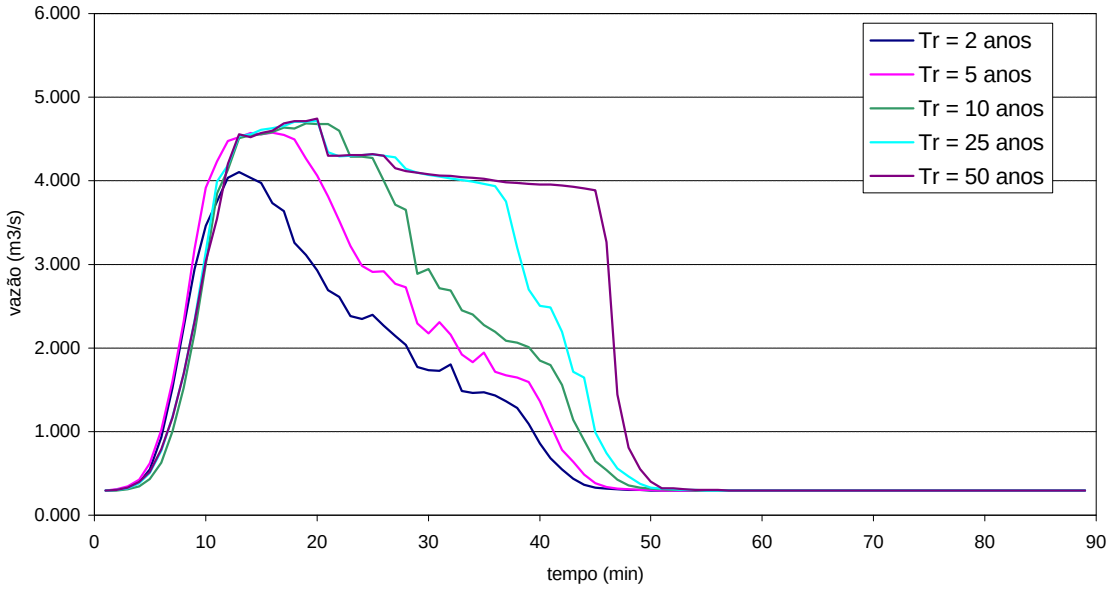


Figura 3.11 - Hidrogramas para a sub- bacia G - cenário Atual

Canal do Areia

Para o canal principal do arroio da Areia a localização dos hidrogramas está referenciada por trechos, segundo a discretização apresentada na fig. 3.2, e corresponde aos seguintes locais da bacia (tabela 3.2) :

Tabela 3.2 - Pontos de análise do escoamento no arroio da Areia

Trecho	Localização
5	Nilo Peçanha - entrada ao Country
9	saída do Country
18	cruzamento com a rua Andaraí
24	cruzamento com a rua Visconde de Pelotas
33	cruzamento com a avenida Sertório

Os hidrogramas para os locais referenciados estão mostrados nas figuras 3.12 a 3.16.

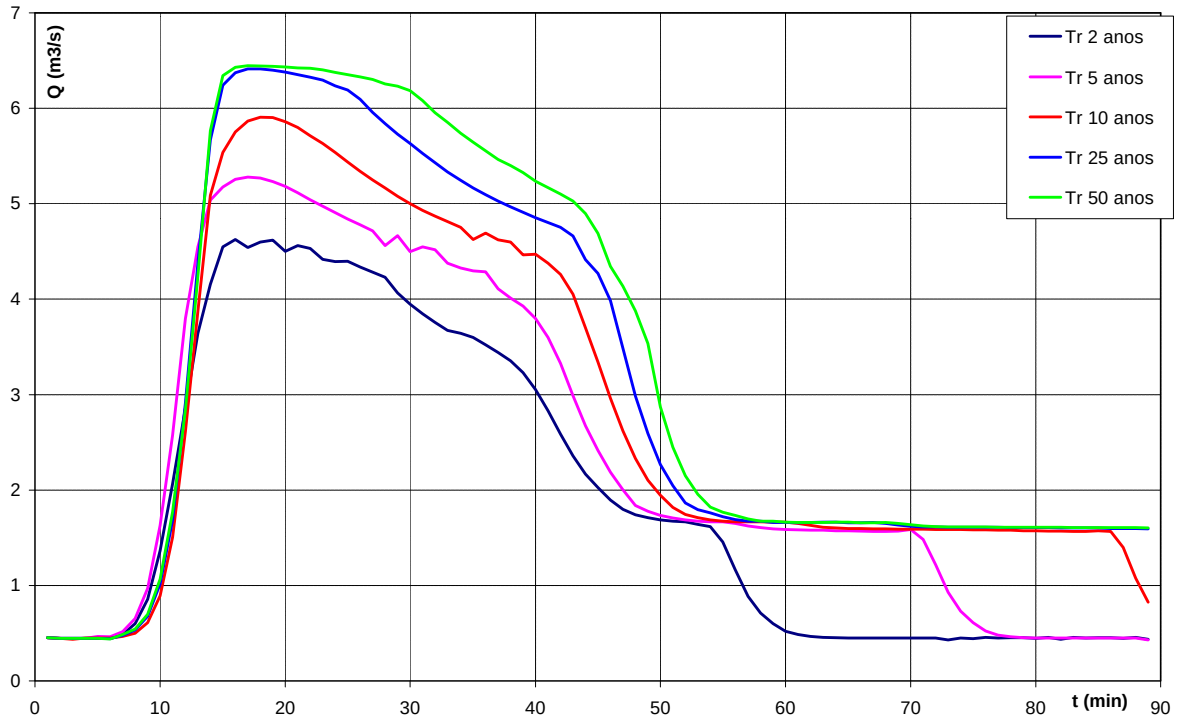


Figura 3.12 - Hidrogramas cenário atual trecho 05

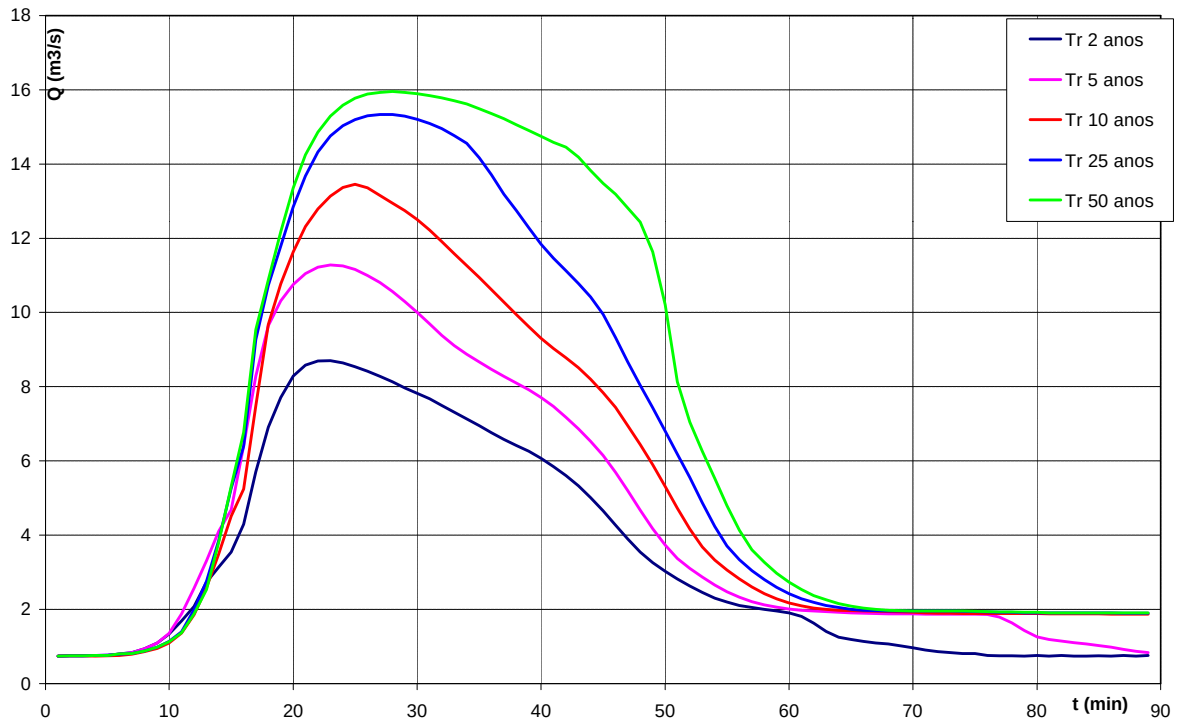


Figura 3.13 - Hidrogramas cenário atual trecho 09

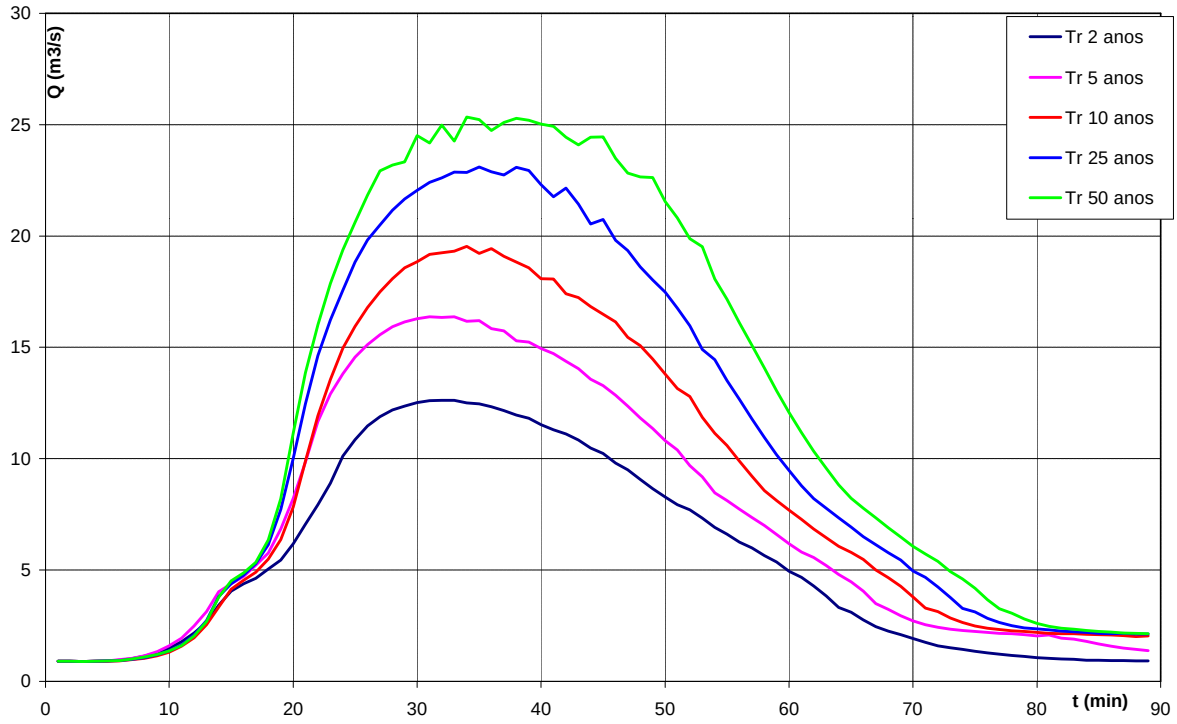


Figura 3.14 - Hidrogramas cenário atual trecho 18

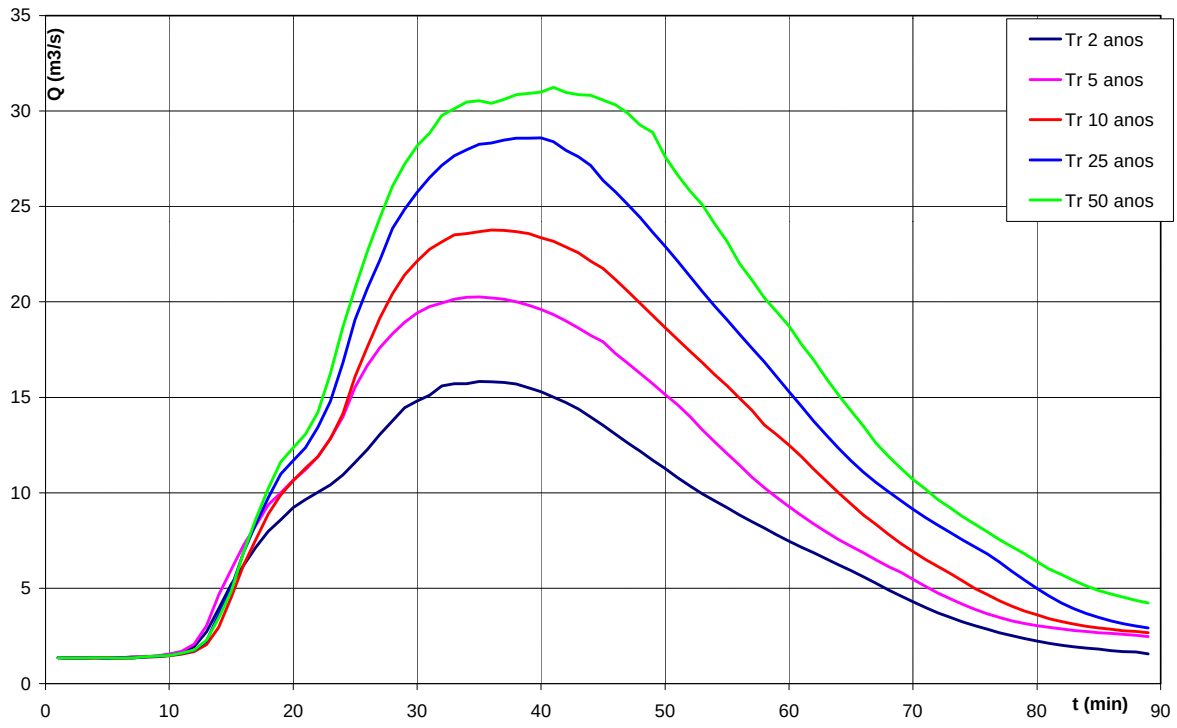


Figura 3.15 - Hidrogramas cenário atual trecho 24

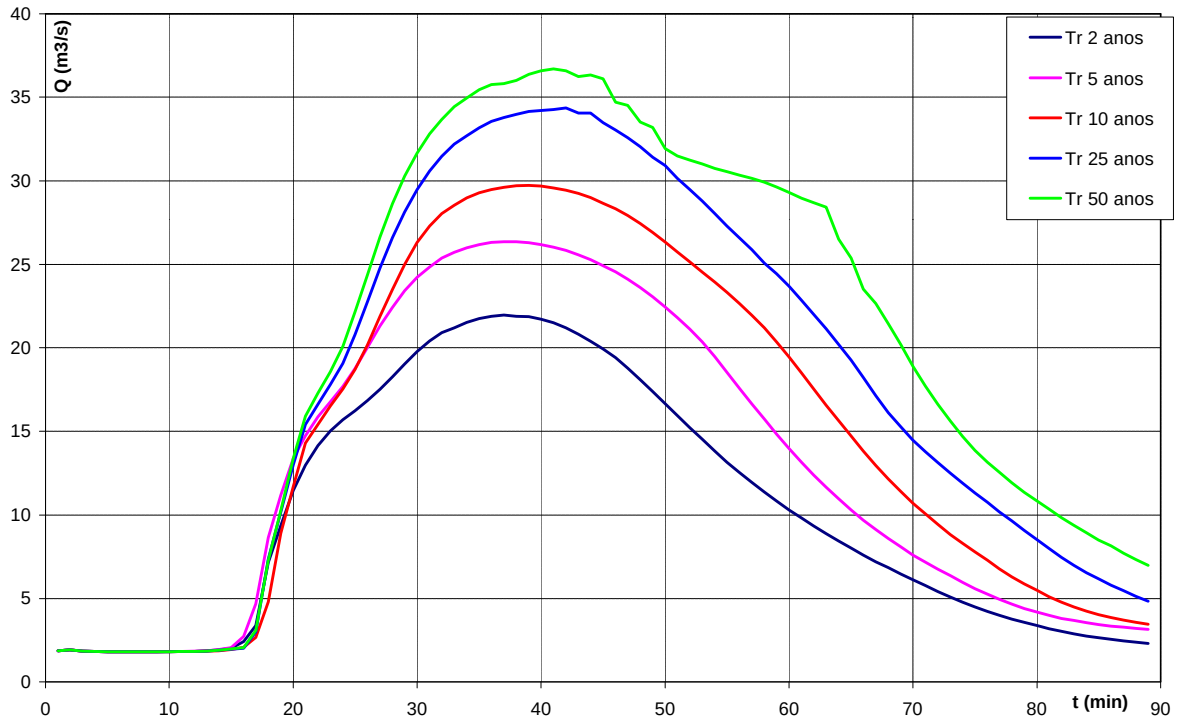


Figura 3.16 - Hidrogramas cenário atual trecho 33

Casa de bombas Silvio Brum

As vazões de chegada à CB Silvio Brum são altamente dependentes do nível de água no reservatório da casa de bombas, pois se o nível está alto os condutos são afogados e têm menos capacidade, por sua vez o nível no reservatório é dependente da regra de operação da CB. Desta forma a análise do comportamento atual da casa de bombas foi realizado supondo que esta trabalhe com sua potência nominal e com a regra de operação atual utilizada.

Os hidrogramas de chegada à CB Silvio Brum para os diferentes períodos de retorno são mostrados na figura 3.17. Pode-se observar que para períodos de recorrência superiores a 5 anos forma-se claramente um patamar, caracterizando a falta de capaciade de condução da vazão dos condutos que aportam à CB.

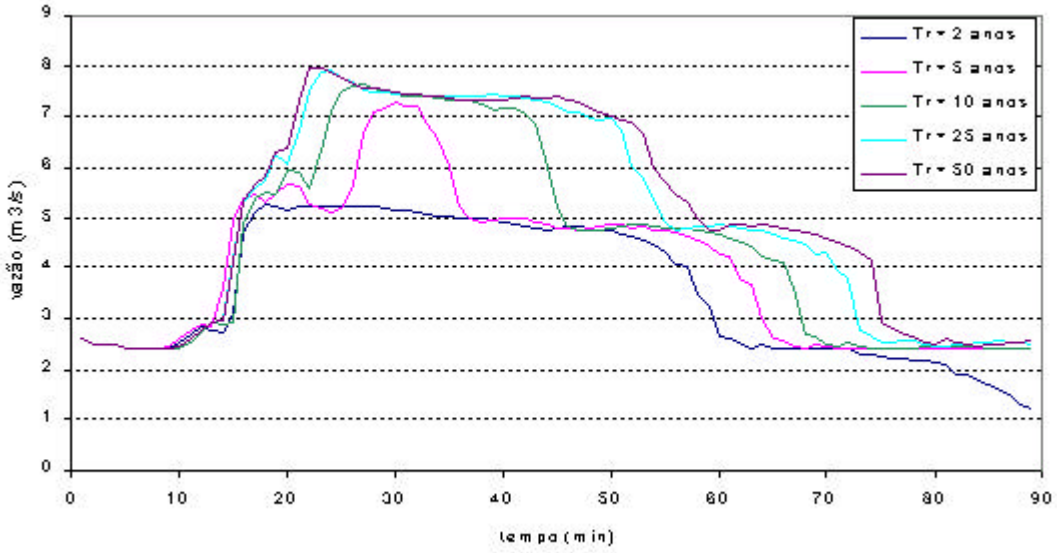


Figura 3.17 - Hidrogramas cenário atual chegada à CB Silvio Brum

3.7.2 Cenário da Situação Futura

A partir do mapa do PPDU, determinaram-se as áreas com densidades populacionais máximas previstas para a bacia do arroio da Areia. A parcela da bacia localizada na porção à jusante da CB Silvio Brum apresenta ocupação diversa do restante da bacia, ou seja, a maior parte dessa área prevê uso industrial.

A figura 3.18 mostra as áreas delimitadas pelo Plano Diretor com suas densidades populacionais máximas. A classificação utilizada pelo PDDU-POA apresenta valores de máximas densidades habitacionais por hectare. Com base no tipo de solo e nas densidades do PDDU, estimaram-se os valores de CN para o cenário futuro, ilustrado na figura 3.19. A tabela 3.3 apresenta os parâmetros adotados para a simulação das sub-bacias.

Os hidrogramas para o cenário futuro nas sub-bacias são mostrados a seguir.

Os hidrogramas do arroio da Areia para a situação futura e para os períodos de recor-

rência das precipitações de projeto são apresentados, para as mesmas localizações do caso anterior.

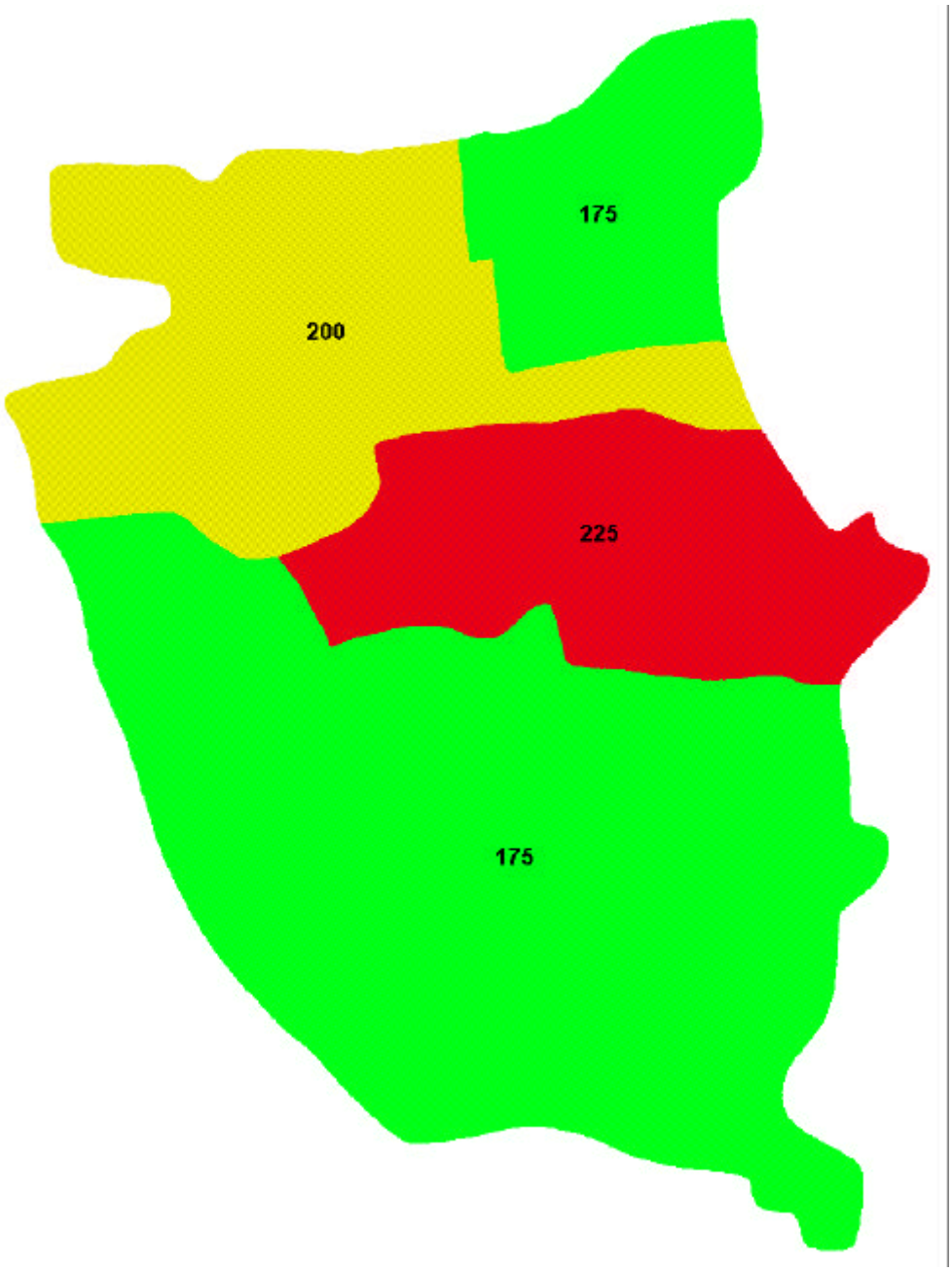


Figura 3.18 - Densidades populacionais máximas (hab / ha) segundo PDDU

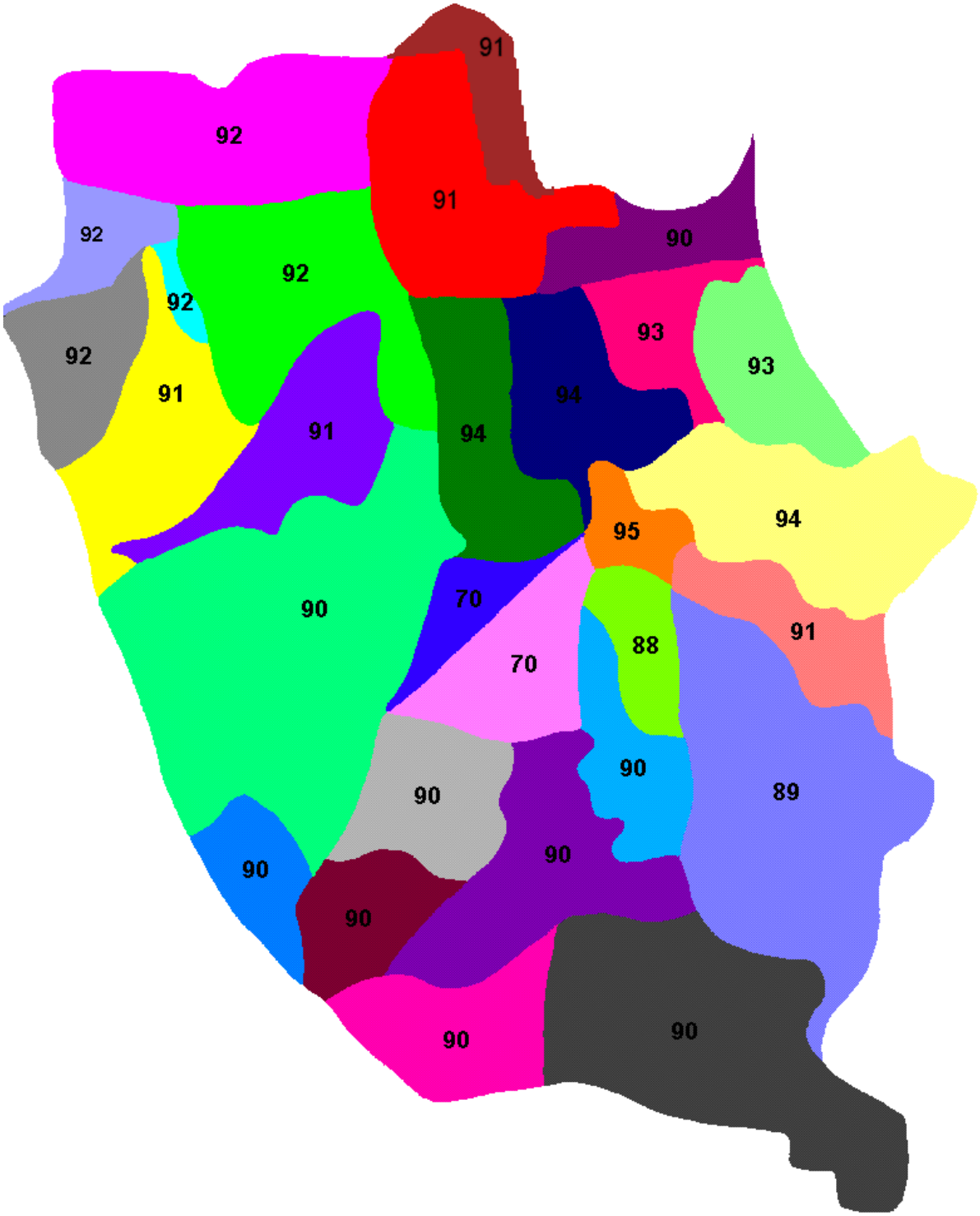


Figura 3.19 - Valores de CN por sub-bacia do Arroio da Areia – Situação Futura.

Tabela 3.3 - Características das sub-bacias do Areia - Situação Futura

Sub-	Dens. Hab.	Área	CN	Tc	Fator Correção		Tc corr.	Área	Ks
Bacia	(hab / ha)	Imp. (%)		(min)	f1	f2	(min.)	(km2)	(min.)
A1	175,00	63,20	90	6,5	0,59	0,59	2,26	0,338	1,13
A2	175,00	63,20	90	10,9	0,59	0,59	3,79	0,969	1,90
A3	175,00	63,20	90	6,5	0,59	0,59	2,26	0,507	1,13
A4	175,00	63,20	90	6,8	0,59	0,59	2,37	0,300	1,18
A5	175,00	63,20	90	7,4	0,59	0,59	2,58	0,255	1,29
B1	146,69	58,72	89	14,8	0,59	0,59	5,15	0,933	2,58
B2	175,00	63,20	90	6,3	0,59	0,59	2,19	0,273	1,10
B3	122,18	54,07	88	7,9	0,62	0,62	3,04	0,154	1,52
C1	175,00	63,20	90	8,4	0,59	0,59	2,92	0,179	1,46
C2	182,27	64,24	90	12,7	0,56	0,56	3,98	1,395	1,99
D1	224,98	69,59	94	9,6	0,52	0,52	2,60	0,666	1,30
D2	216,67	68,63	93	12,1	0,52	0,52	3,27	0,281	1,64
D3	210,63	67,91	93	6,2	0,53	0,53	1,74	0,198	0,87
D4	220,12	69,03	94	11,8	0,52	0,52	3,19	0,311	1,60
D5	175,49	63,27	90	12,4	0,57	0,57	4,03	0,233	2,01
D6	225,00	69,59	95	6,5	0,52	0,52	1,76	0,131	0,88
D7	191,38	65,48	91	11,7	0,56	0,56	3,67	0,278	1,83
E1	0,00	0,00	70	6,0	0,52	0,52	1,62	0,349	0,81
E2	0,00	0,00	70	6,2	0,52	0,52	1,68	0,121	0,84
E3	219,49	68,96	94	7,9	0,52	0,52	2,14	0,402	1,07
F	196,64	66,17	91	9,5	0,55	0,55	2,87	0,377	1,44
G1	187,46	64,95	91	6,3	0,56	0,56	1,98	0,445	0,99
G2	199,15	66,49	92	7,5	0,55	0,55	2,27	0,270	1,13
G3	200,00	66,60	92	5,7	0,55	0,55	1,72	0,027	0,86
H	201,65	66,81	92	11,6	0,55	0,55	3,51	0,627	1,75
I1	194,33	65,80	91	9,5	0,55	0,55	2,87	0,592	1,44
I2	194,33	65,87	91	6,2	0,55	0,55	1,88	0,143	0,94
J	200,00	66,60	92	8,1	0,55	0,55	2,45	0,153	1,23
L	200,00	66,60	92	11,6	0,55	0,55	3,51	0,657	1,75

Sub-bacia A: os hidrogramas para o cenário futuro e períodos de retorno de análise estão mostrados na figura 3.20. Para este cenário os hidrogramas apresentam valores máximos bem próximos, caracterizando a superação da capacidade dos condutos na bacia.

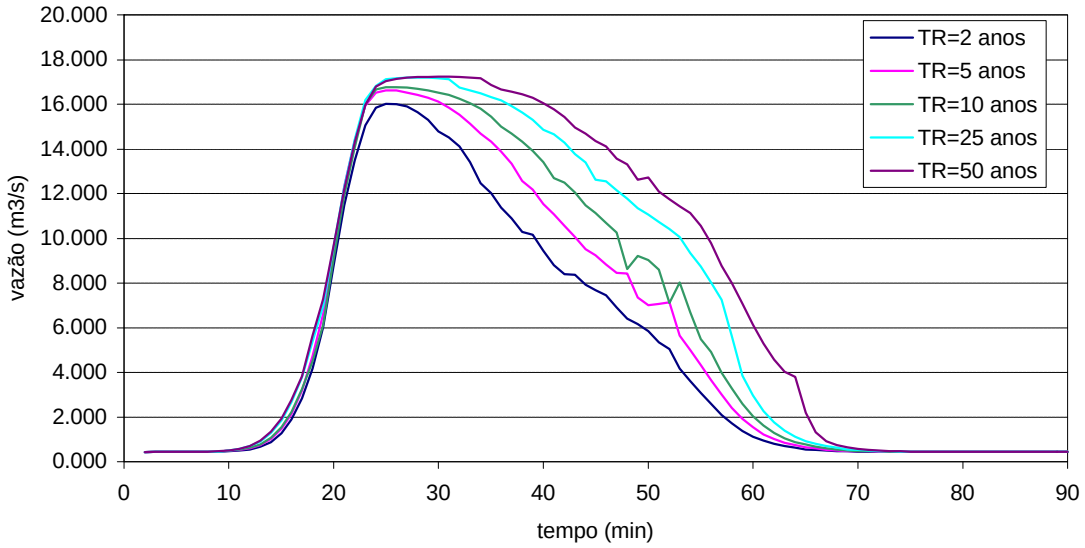


Figura 3.20 - Hidrogramas para a sub- bacia A - cenário Futuro

Sub-bacia B : A figura 3.21 mostra os hidrogramas obtidos através de simulação para o cenário futuro e períodos de retorno de 2, 5, 10, 25 e 50 anos.

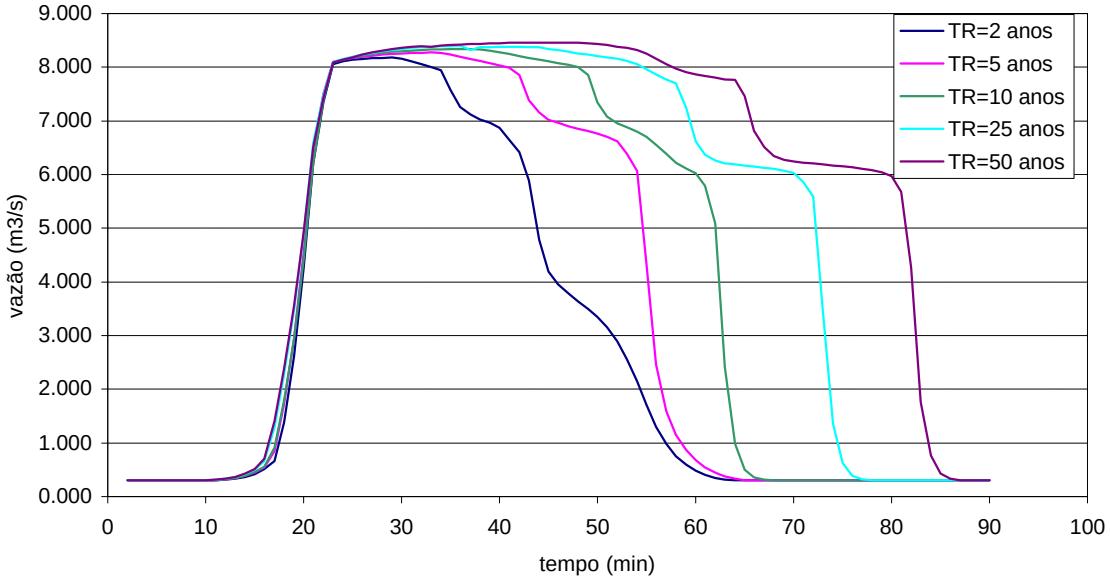


Figura 3.21 - Hidrogramas para a sub-bacia B - cenário Futuro

Sub-bacia C : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação futura estão plotados na figura 3.22.

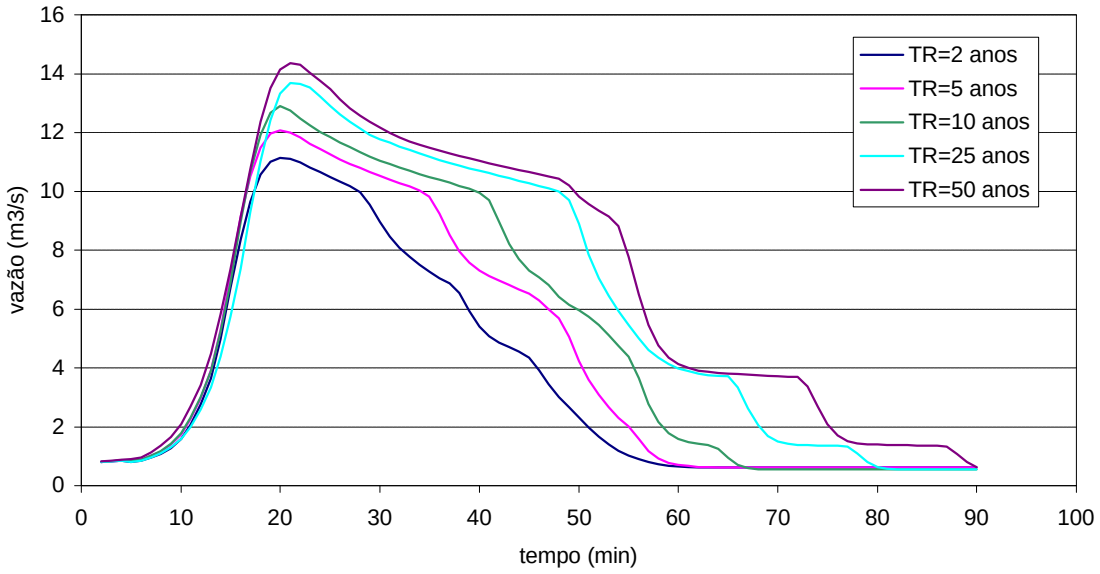


Figura 3.22 - Hidrogramas para a sub-bacia C - cenário Futuro

Sub-bacia D : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação futura estão plotados na figura 3.23.

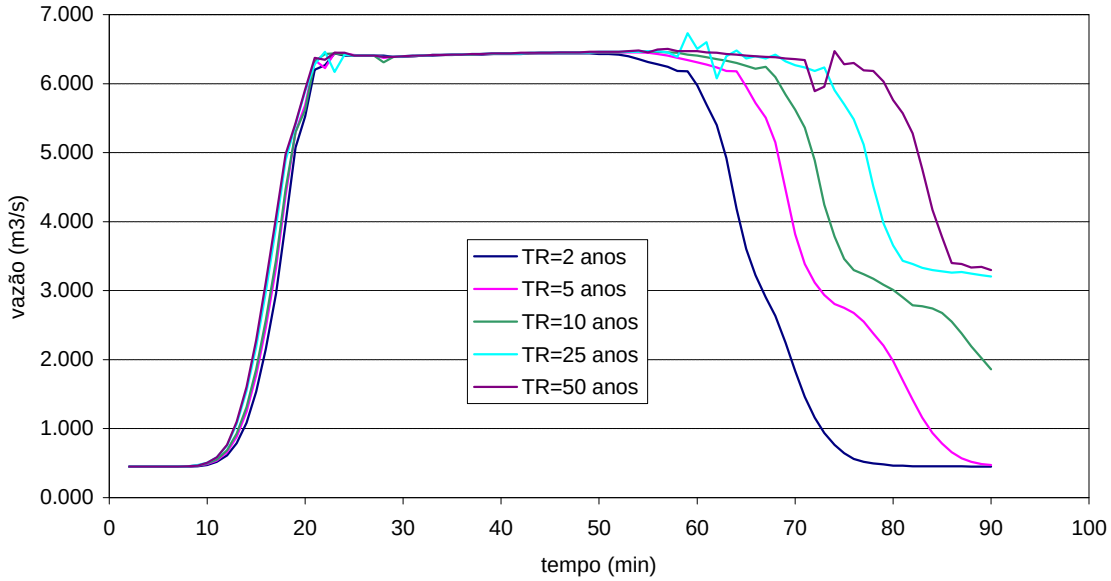


Figura 3.23 - Hidrogramas para a sub-bacia D - cenário Futuro

Sub-bacia F : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação futura estão plotados na figura 3.24.

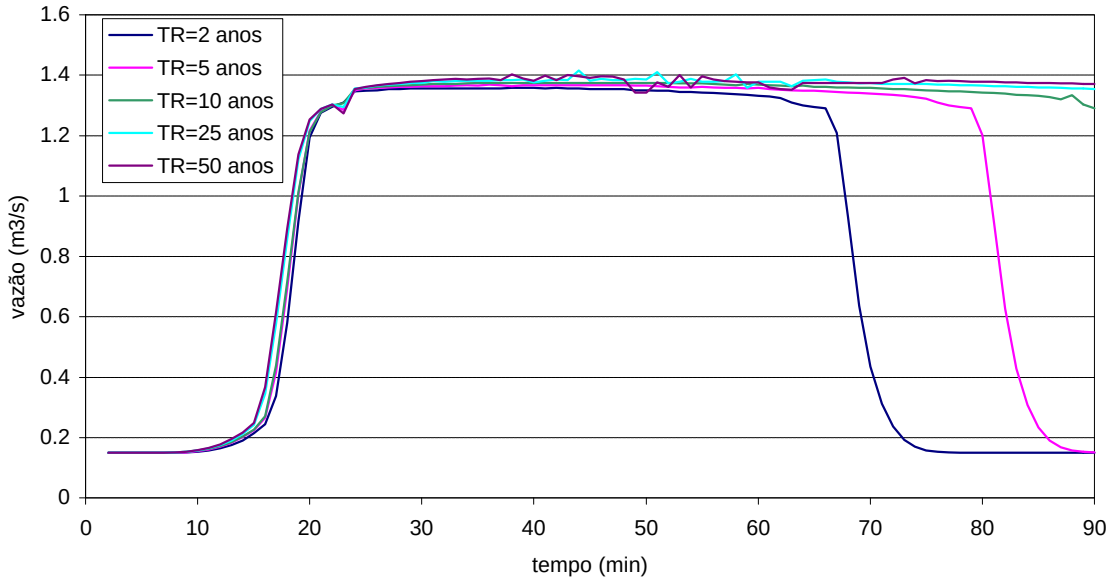


Figura 3.24 - Hidrogramas para a sub-bacia F - cenário Futuro

Sub-bacia G : Os hidrogramas para os períodos de recorrência de análise e situação futura estão plotados na figura 3.25.

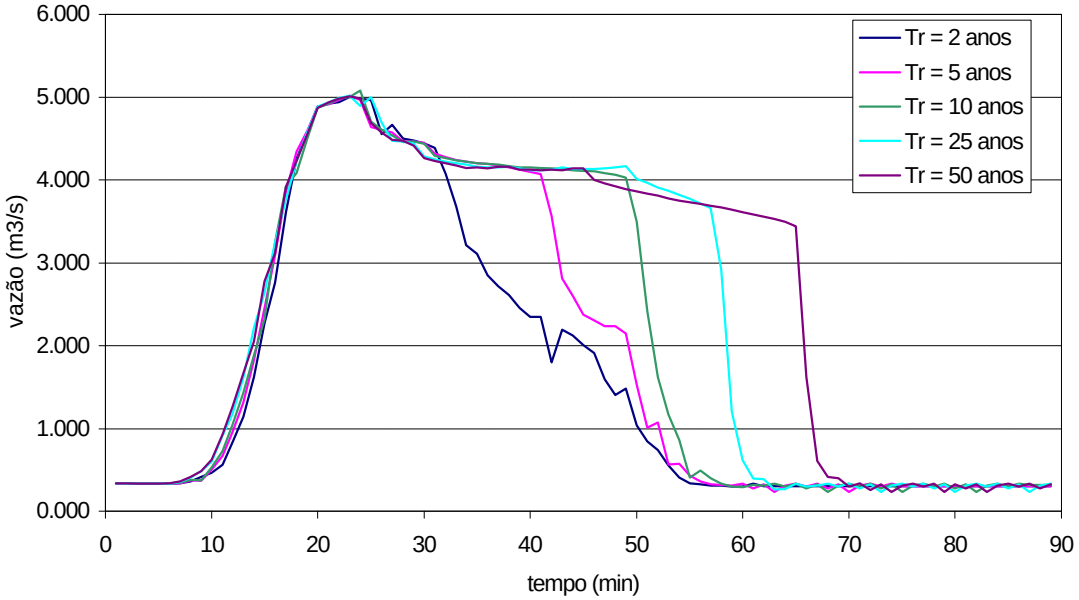


Figura 3.25 - Hidrogramas para a sub-bacia G - cenário Futuro

Os hidrogramas no arroio da Areia para cenário futuro são mostrados nas figuras 3.26 a 3.30, nos pontos já detalhados.

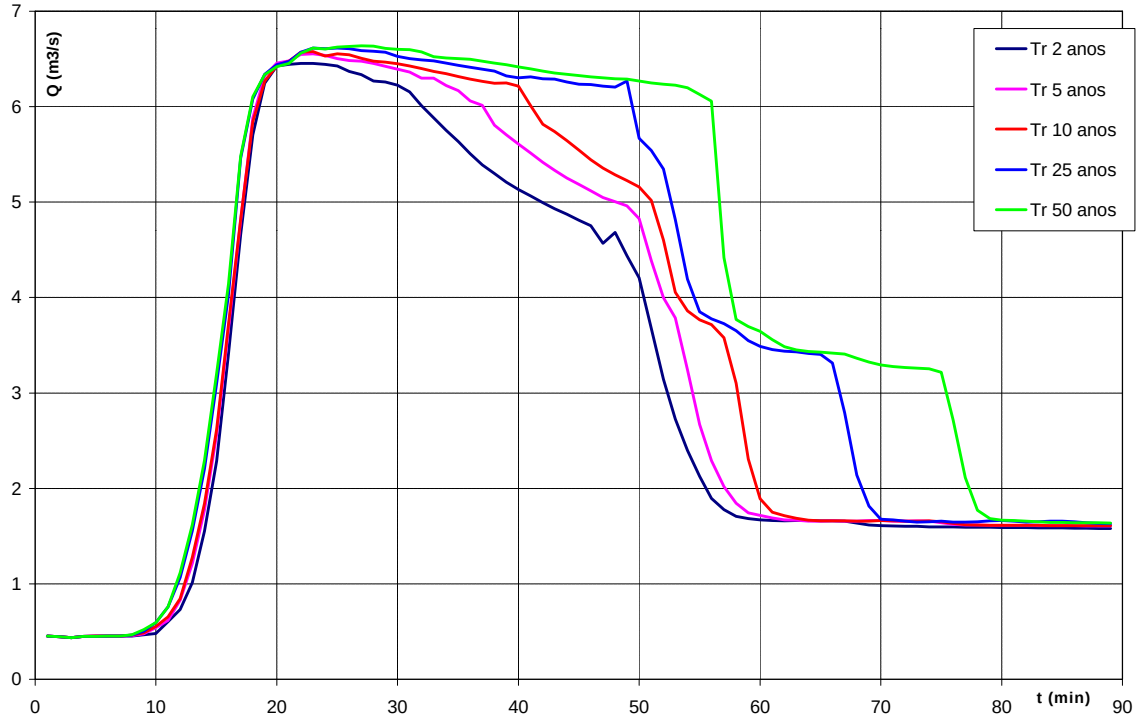


Figura 3.26 - Hidrogramas cenário futuro trecho 05

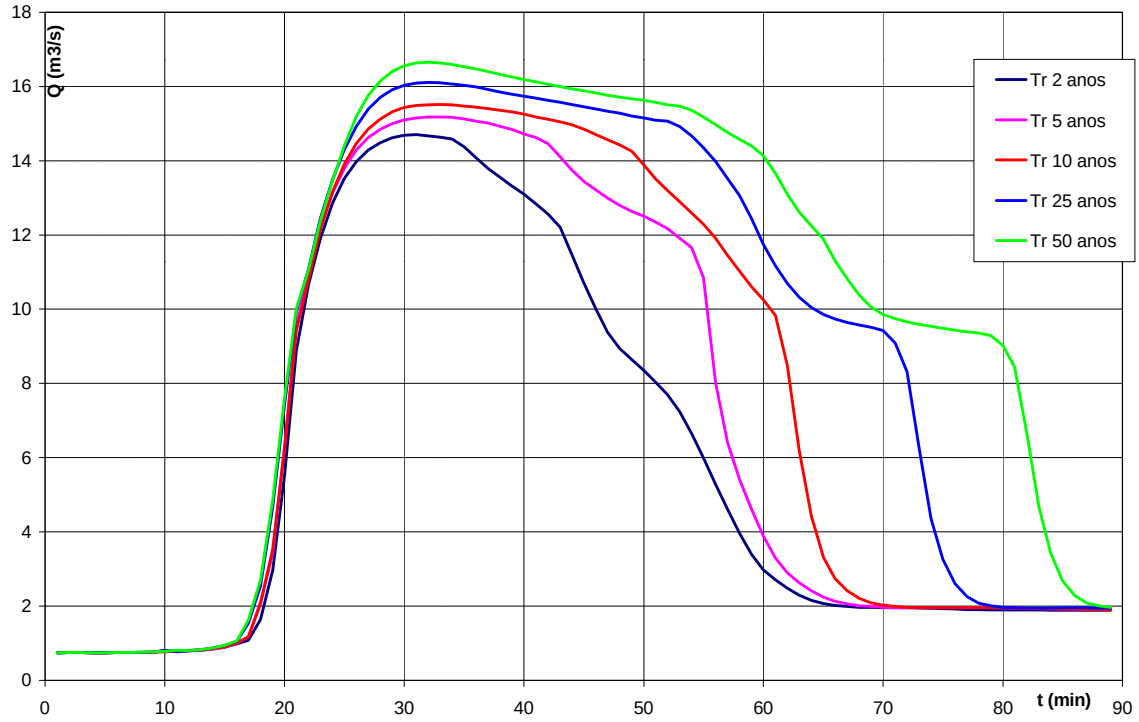


Figura 3.27 - Hidrogramas cenário futuro trecho 09

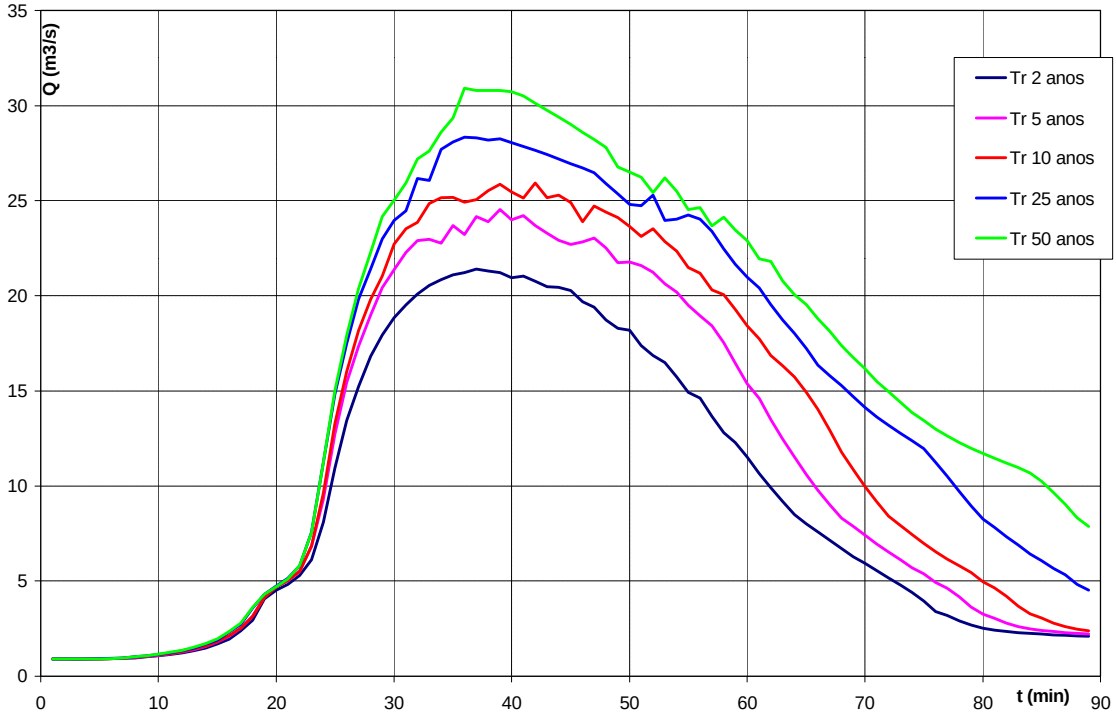


Figura 3.28 - Hidrogramas cenário futuro trecho 18

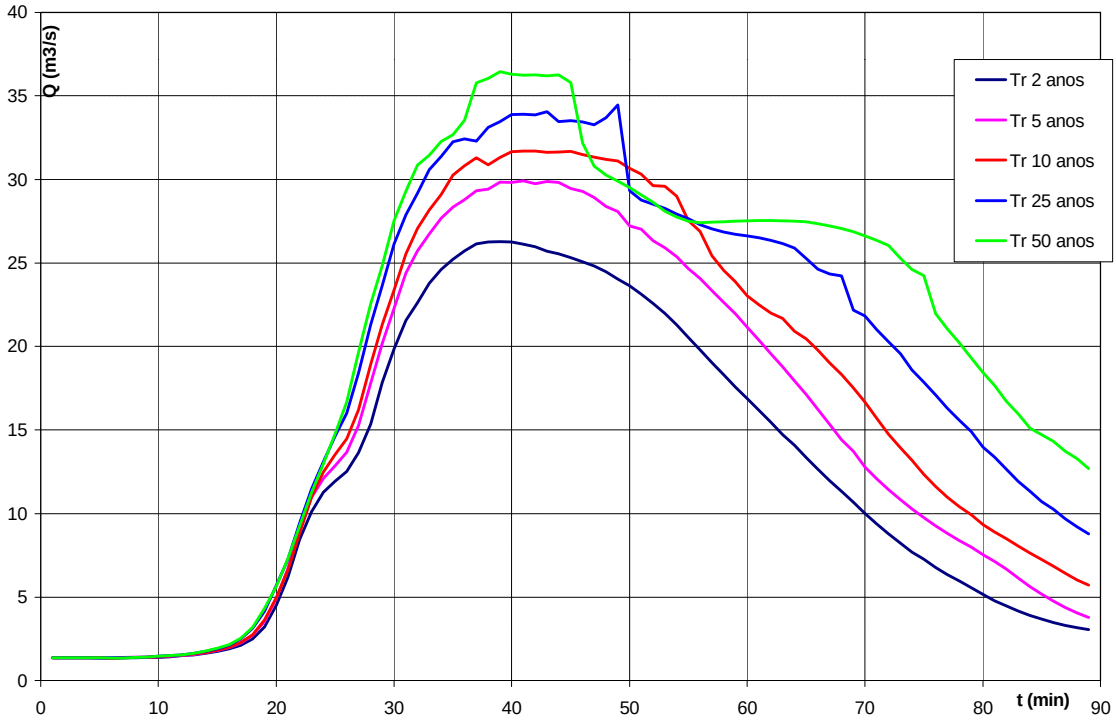


Figura 3.29 - Hidrogramas cenário futuro trecho 24

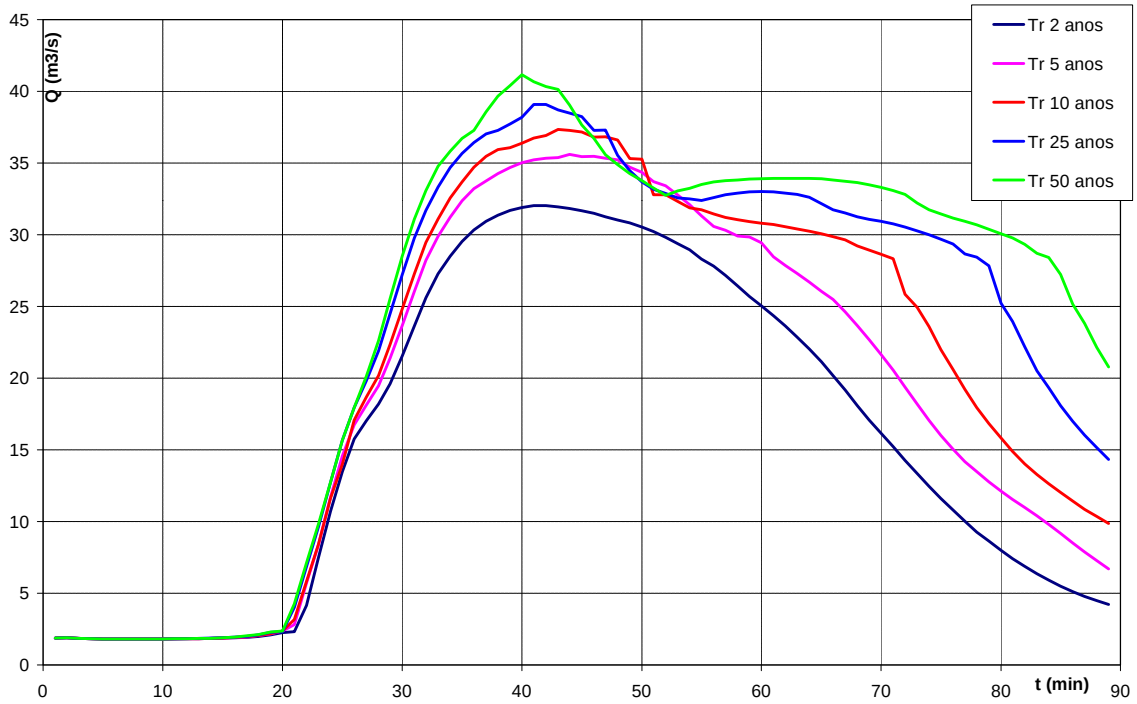


Figura 3.30 - Hidrogramas cenário futuro trecho 33

Casa de bombas Silvio Brum

Da mesma forma que o cenário atual, foi feita a análise do comportamento da casa de bombas para o cenário futuro.

Os hidrogramas de chegada à CB Silvio Brum para os diferentes períodos de retorno são mostrados na figura 3.31.

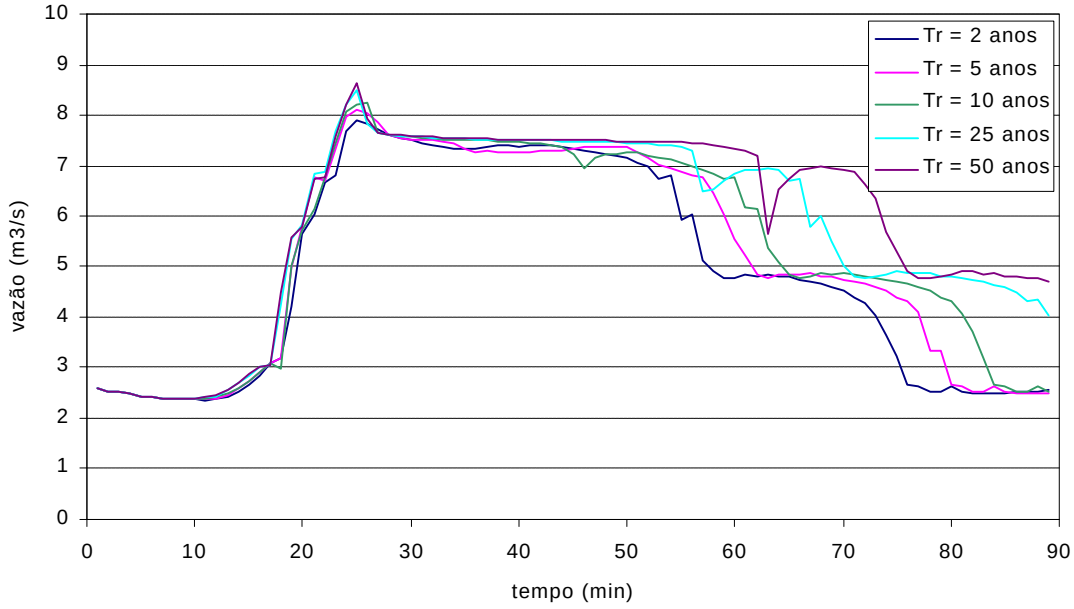


Figura 3.31 - Hidrogramas cenário futuro CB Silvio Brum

3.7.3 Análise dos cenários simulados

Através dos valores de vazões máximas que aportam aos condutos, foi analisada a situação de cada sub-bacia para cada um dos cenários simulados. Os valores de vazões expressas nas tabelas representam o somatório das vazões de aporte, e não valores propagados, pois isto iria mascarar os resultados pela deficiência de alguns condutos.

A tabela 3.4 mostra a capacidade máxima dos condutos principais da bacia A e os valores de aporte em cada um destes para as simulações realizadas.

Tabela 3.4 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia A

sub-bacia A		atual			Pddu		
Trechos	Capacidade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
1	2,04	1,21	1,79	2,37	4,15	5,3	6,31
2	1,44	4,84	6,78	8,62	10,84	13,86	16,56
3	4,18	8,17	11,67	15,05	21,21	27,1	32,34
4	4,02	1,3	2,02	2,73	6,73	8,61	10,27
5 (entrada)	47,20	9,47	13,69	17,78	27,94	35,71	42,61

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

Como pode-se observar, os condutos principais apresentam-se insuficientes para conduzir vazões a partir de 2 anos de período de retorno no cenário atual (trechos 2 e 3) e a partir de 10 anos para o trecho 1. O trecho 4 mostra-se ineficiente para o cenário de ocupação futura.

A tabela 3.5 fornece os valores para a bacia B:

Tabela 3.5 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia B

sub-bacia B		atual			pddu		
trechos	Capacidade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
6	1,2	1,54	2,16	2,75	3,37	4,3	5,12
7	4,95	3,48	5,03	6,52	10,07	13,06	15,69
8 (entrada)	29,84	5,02	7,19	9,27	13,44	17,36	20,81

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

A bacia B apresenta pontos deficientes da rede principal a partir de 2 anos de período de retorno para a situação de ocupação atual, no trecho 6. Para o trecho 7, os problemas iniciam a partir de 5 anos - cenário atual. O trecho 8 não apresenta problemas pois trata-se de uma seção aberta dentro do Country Club.

A bacia C apresenta pontos de estrangulamento na rede mostrados pela tabela 3.6:

Tabela 3.6 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia C

sub-bacia C		atual			pddu		
Trechos	Capacidade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
10-1	11,93	3,06	4,27	5,42	7,37	9,29	11,00
10-2	4,19	3,68	5,14	6,52	8,62	10,86	12,85

10-3	12,34	3,68	5,14	6,52	8,62	10,86	14,70
11	0,26	0,94	1,30	1,65	1,95	2,45	2,89
12	3,95	4,62	6,44	8,17	10,57	13,31	17,59
13	2,24	1,81	2,49	3,14	3,91	4,93	5,84
14	9,11	7,13	9,89	12,51	16,13	20,29	25,83
15	0,81	2,24	3,14	3,96	4,64	5,82	6,88
16	27,74	9,69	13,46	16,99	21,35	26,83	33,55

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

A sub-bacia C apresenta vários pontos de inundação devido a incapacidade de condução da rede existente, com destaque para os trechos 11, 12 e 15 que mostram-se ineficientes para todos os períodos de recorrência e cenários analisados. Outro ponto a ressaltar, é a queda de capacidade de condução do trecho 10-1 para menos da metade para o trecho 10-2, que encontra-se imediatamente a jusante deste.

A tabela 3.7 apresenta os valores de vazões máximas e capacidades para a bacia D:

Tabela 3.7 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia D

sub-bacia D		atual			pddu		
Trechos	Capacidade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
25	1,15	2,98	4	4,95	6,15	7,58	8,81
26	2,42	2,41	3,2	3,95	5,94	7,2	8,28
27	0,82	4,33	5,76	7,11	10,7	12,96	14,9
28	2,76	4,81	6,4	7,88	11,89	14,4	16,56
29	5,73	10,3	13,79	17,05	24,59	29,97	34,58
30	2,47	3,91	5,25	6,48	8,16	10,05	11,68
31	5,53	15,71	21,04	26,03	35,29	43,26	50,12

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

A bacia D apresenta sua rede principal completamente ineficiente, excluindo-se apenas o trecho 26 para Tr = 2 anos. Merece especial destaque a capacidade muito baixa de condução do trecho 27 (0,82 m^3/s) que recebe aporte do trecho 26 que apesar de baixa, tem capacidade de condução 3 vezes maior que a do trecho 27.

A bacia F apresenta seus valores de vazões ilustrados na tabela 3.8:

Tabela 3.8 -Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a sub-bacia F

sub-bacia F		atual			Pddu		
Trechos	Capacidade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
19-1	1,92	2,06	2,78	3,46	3,98	5,03	5,94
19-2	0,90	2,57	3,47	4,32	4,98	6,29	7,43

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

A bacia F apresenta pontos de inundação para todos os períodos de retorno dos cenários analisados, com o principal ponto de estrangulamento localizado na seção 7 (final do trecho 19-2).

A bacia G apresenta o comportamento de seus condutos ilustrado na tabela 3.9:

Tabela 3.9 - Valores de vazão de pico e capacidades de condutos principais para a bacia G

sub-bacia F		atual			Pddu		
trechos	Capacidade	2 anos	5 anos	10 anos	2 anos	5 anos	10 anos
21	3,66	3,33	4,53	5,65	6,27	7,91	9,36
22	4,74	1,94	2,63	3,28	4,05	5,03	5,89
23	3,37	5,47	7,44	9,28	10,75	13,47	15,87

**Os valores em cinza ultrapassam a capacidade máxima dos condutos*

A bacia G apresenta seus condutos insuficientes para períodos de retorno diferentes. O conduto do trecho 23, apresenta inundações para todos os Tr, já o trecho 22 mostra-se eficiente até 2 anos de período de recorrência e no cenário futuro.

Casa de bombas Silvio Brum

A análise das capacidades dos condutos que drenam para a CB Silvio Brum foi realizada com base nos trechos principais mostrados na figura 3.32.

O comportamento da rede da região drenada pela CB Silvio Brum é descrito através dos hidrogramas correspondentes à quantidade de água que não consegue entrar nos condutos principais para cada período de recorrência. Estes valores de vazão correspondem ao somatório entre as vazões que não conseguem entrar lateralmente e na extremidade de entrada dos condutos.

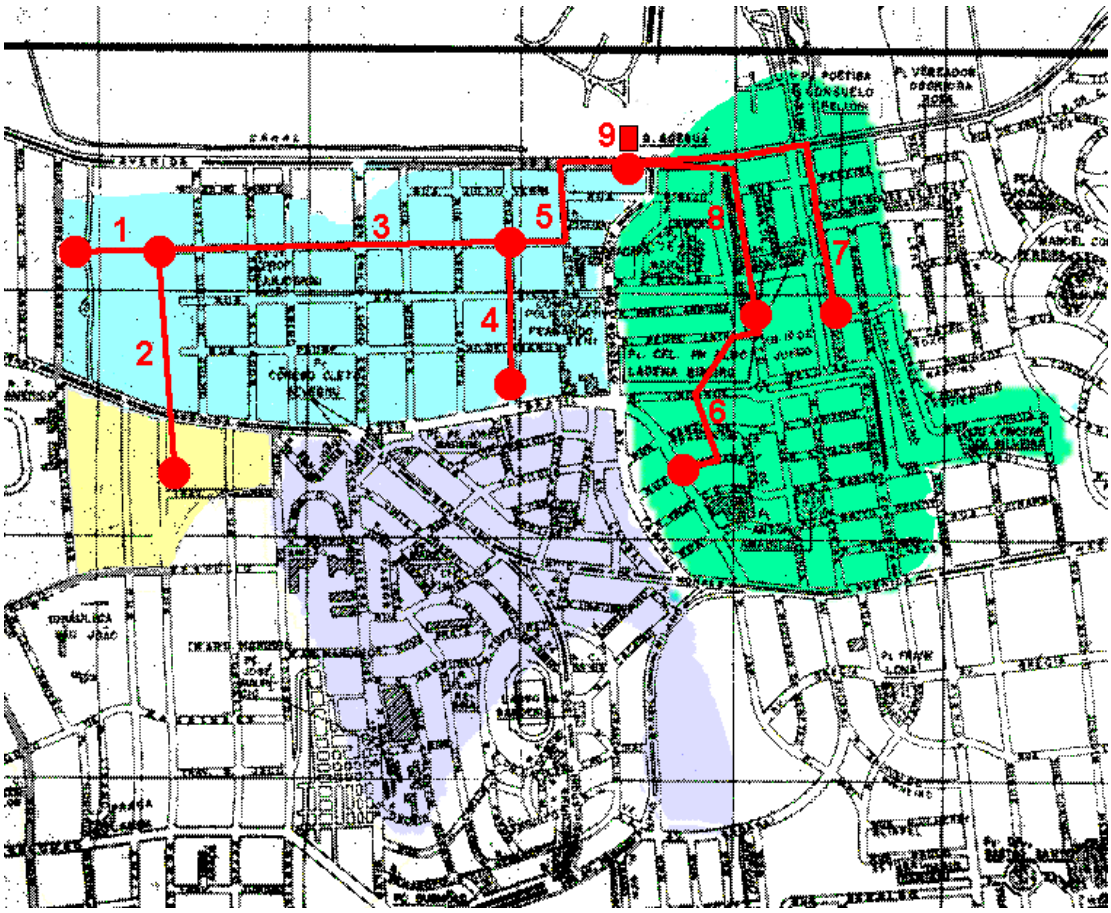


Figura 3.32 - Trechos de aporte à Casa de Bombas Silvio Brum.

As bacias drenadas pela CB estão distribuídas entre os trechos conforme listado na tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Bacias e trechos da CB Silvio Brum

Trecho	Bacia
1-3-5	L
2	J
4	H
6-8	I1
7	I2

Trecho 1-3-5

O comportamento deste trecho para os cenários atual e futuro de simulação pode ser visualizado pelos hidrogramas da figura 3.33. Pode ser observado que este conduto apresenta problemas para períodos de retorno superiores a 10 anos no estado de ocupação atual da bacia. Para o cenário de ocupação futura já apresenta problemas com 2 anos de período de recorrência.

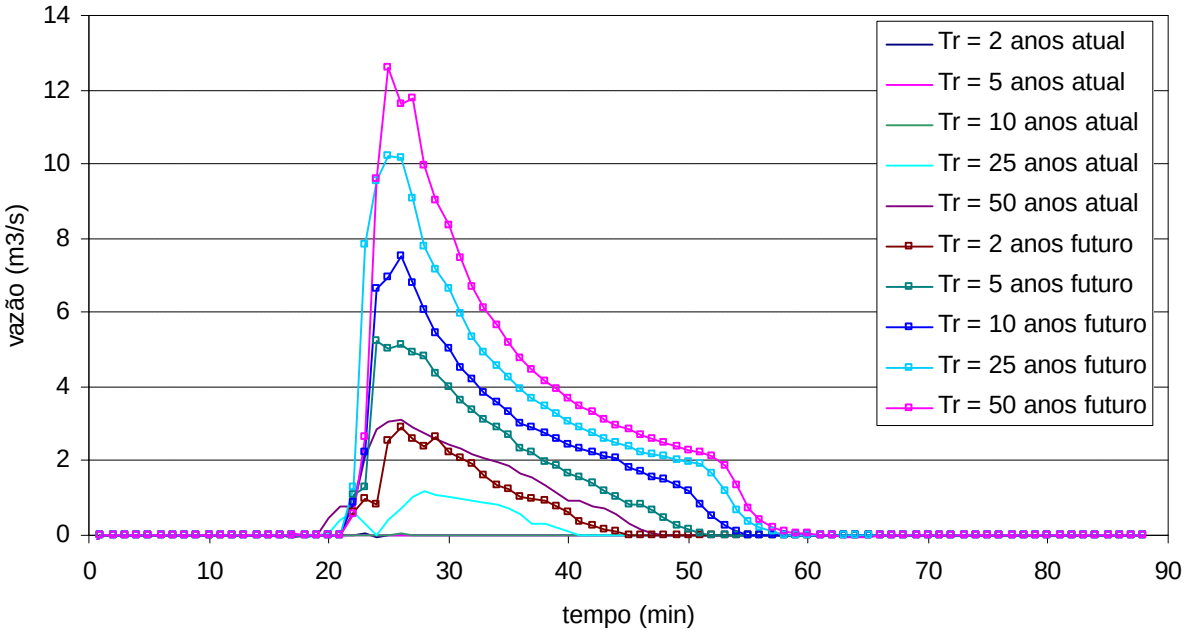


Figura 3.33 - Vazões excedentes do trecho 1-3-5 cenários atual e futuro

Trecho 2

O comportamento deste trecho pode ser visualizado pelos hidrogramas da figura 3.34. Este conduto só apresenta problemas para períodos de retorno acima de 25 anos no cenário

atual. Para a ocupação futura percebem-se problemas de vazão excedente a partir de Tr = 5 anos .

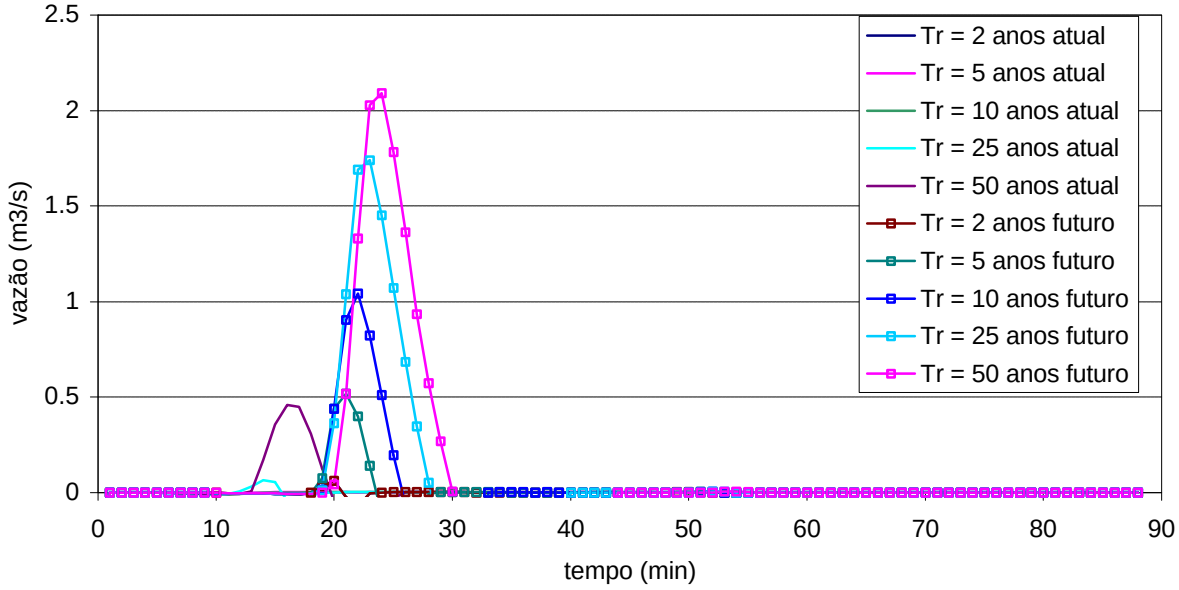


Figura 3.34 - Vazões excedentes do trecho 2 cenários atual e futuro

Trecho 4

O trecho 4 apresenta-se ineficiente para conduzir vazões a partir de 2 anos de período de retorno no cenário atual, estando então completamente subdimensionado para o cenário futuro também, como pode ser observado pelos hidrogramas excedentes da figura 3.35.

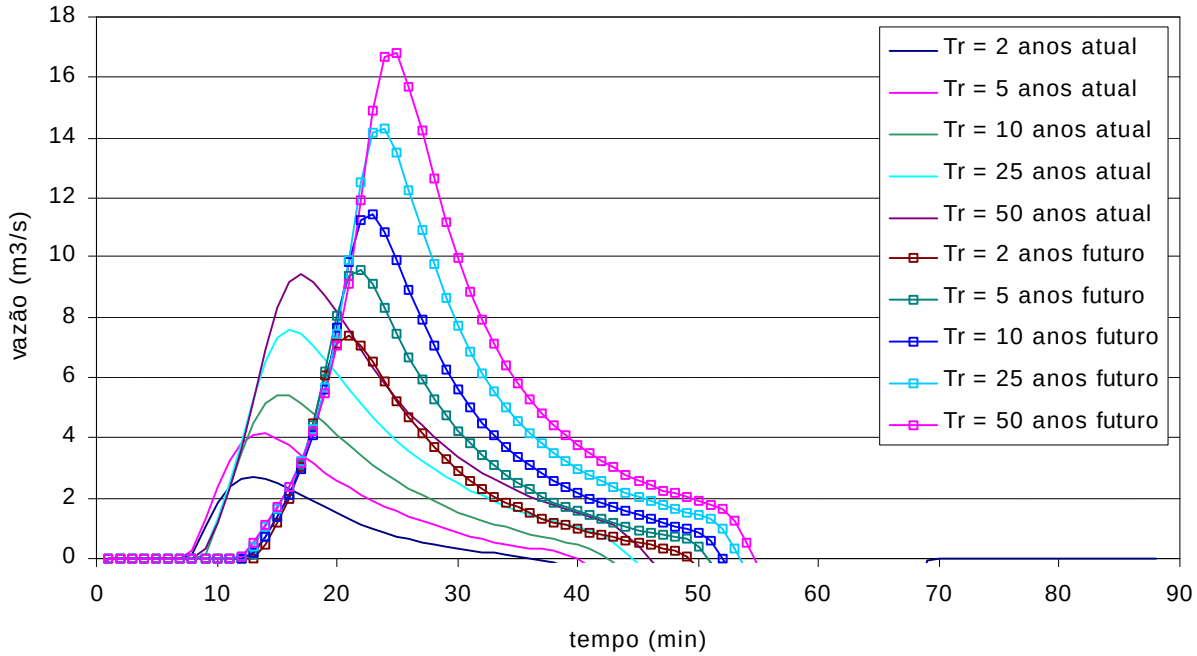


Figura 3.35 - Vazões excedentes do trecho 4 cenários atual e futuro

Trecho 6-8

Este trecho apresenta pequena quantidade de água que não consegue entrar já para 2 anos de período de retorno no estado atual de ocupação. Para o cenário futuro apresenta então inundações consideráveis para todos os períodos de retorno. A figura 3.36 mostra bem os hidrogramas excedentes neste trecho.

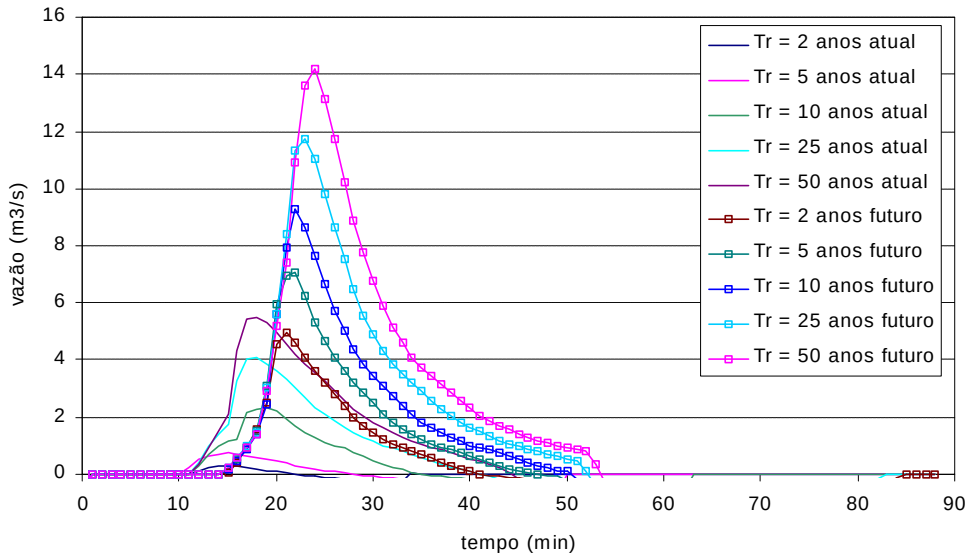


Figura 3.36 - Vazões excedentes do trecho 6-8 cenários atual e futuro

Trecho 7

A figura 3.37 mostra os hidrogramas de vazão excedente para os cenários simulados. Como pode ser observado, este trecho começa a apresentar problemas para um TR=25 anos no cenário atual, e para todos os períodos de retorno do cenário futuro.

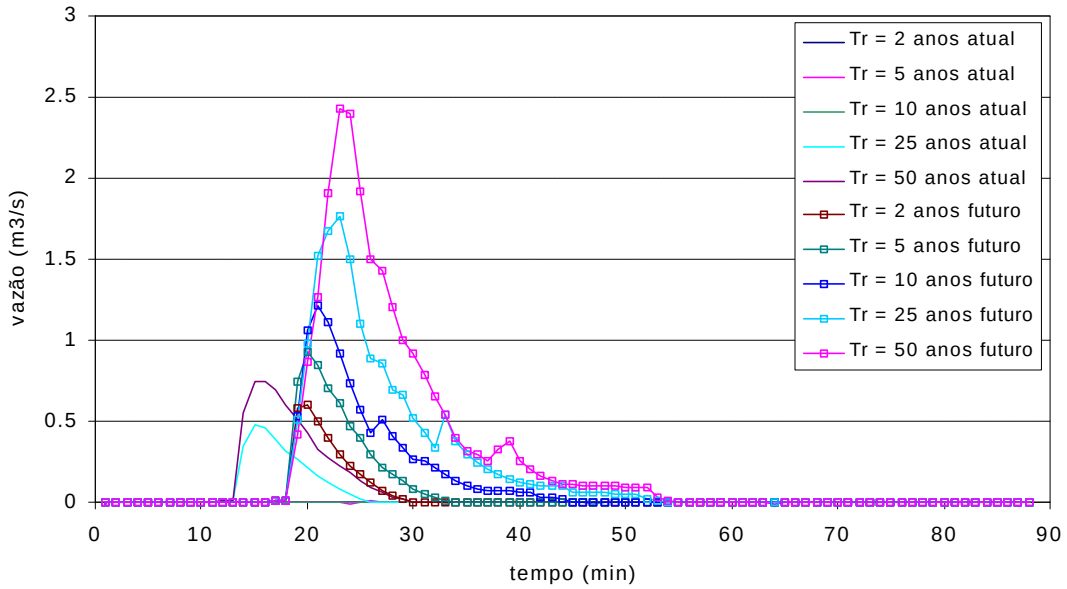


Figura 3.37 - Vazões excedentes do trecho 7 cenários atual e futuro

A vazão de chegada à CB está portanto sendo restringida por inundações nos condutos de aporte, o que pode passar a falsa impressão de que esteja com folga de dimensionamento.

Canal do Areia

A comparação entre os cenários de urbanização atual e máxima prevista no PDDU foi realizada comparando os picos de vazão para diferentes localizações, para os tempos de retorno analisados. Como esta comparação se refere só à vazão que não excede a capacidade dos condutos, foi realizada também a comparação entre as vazões excedentes (vazão que não consegue entrar no sistema, por falta de capacidade dos condutos). Nas figuras 3.38 a 3.42 são apresentadas as vazões de pico para as localizações já mencionadas, e nas figuras 3.43 a 3.47 as vazões excedentes, para o tempo de retorno de 2 anos, por ser o mais freqüente e de 10 anos por ser o tempo de retorno de projeto.

Na comparação entre os picos, em geral a influência do aumento da urbanização foi maior para os menores tempos de retorno. No entanto, este efeito foi muito mais marcado para os trechos mais a montante do sistema.

Os maiores aumentos na vazão de pico foram da ordem de 70%, para 2 anos de tempo de retorno nos trechos 9 e 18, e os aumentos mas freqüentes foram da ordem de 30 % a 50 %.

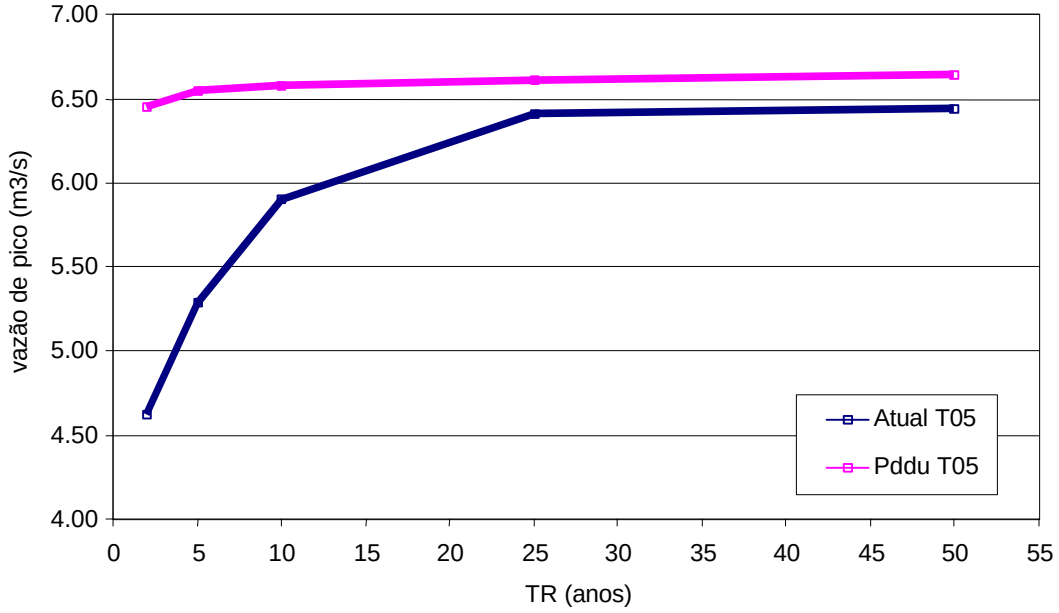


Figura 3.38 - Vazões máximas no trecho 05 - cenários atual e futuro

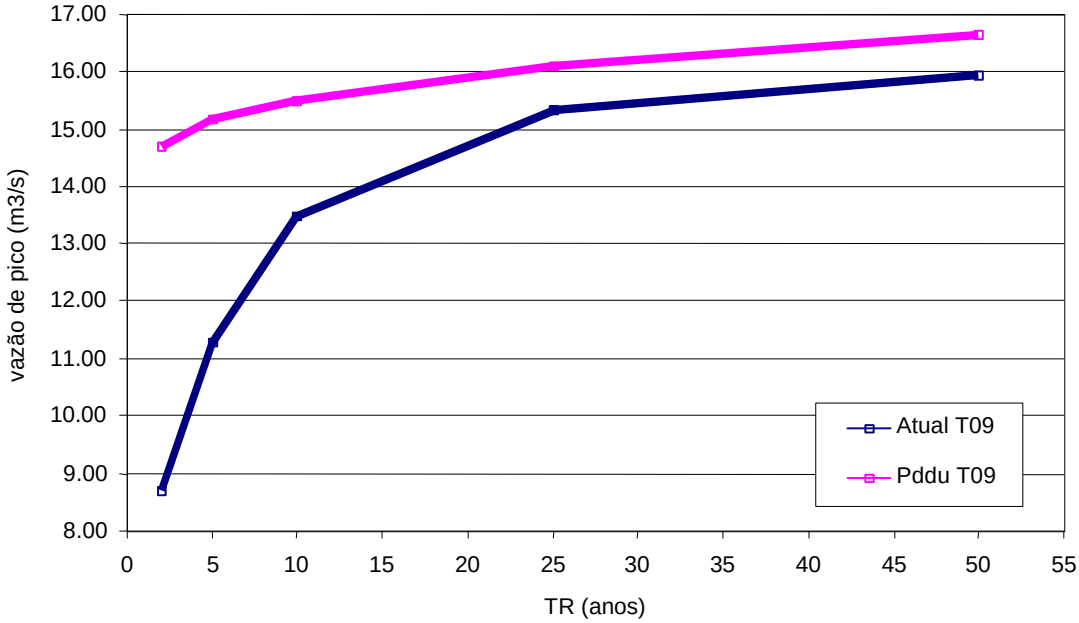


Figura 3.39 - Vazões máximas no trecho 09 - cenários atual e futuro

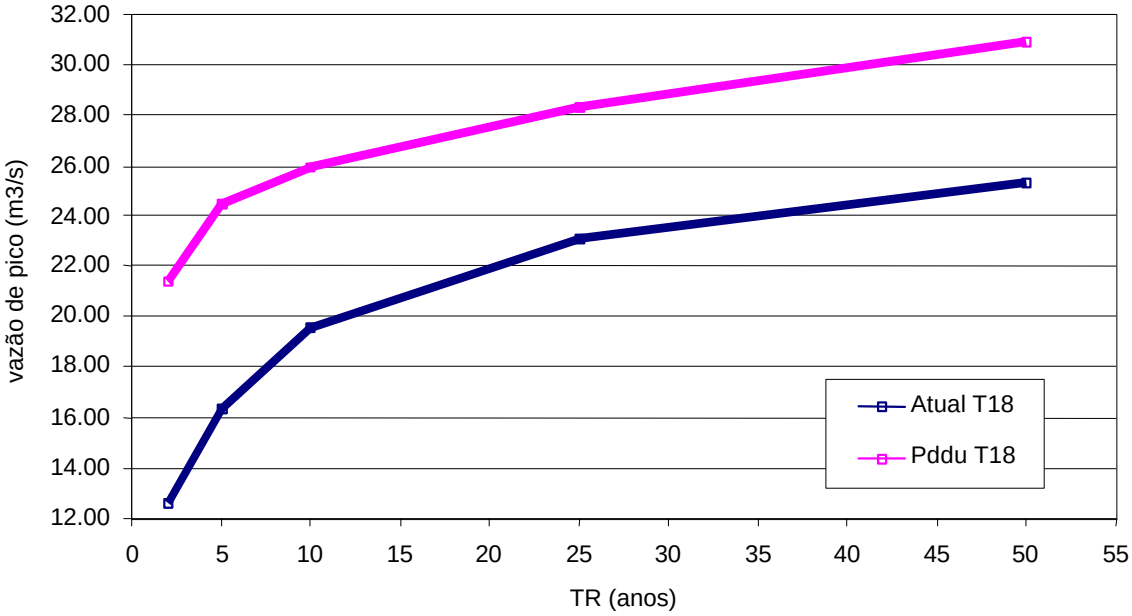


Figura 3.40 - Vazões máximas no trecho 18 - cenários atual e futuro

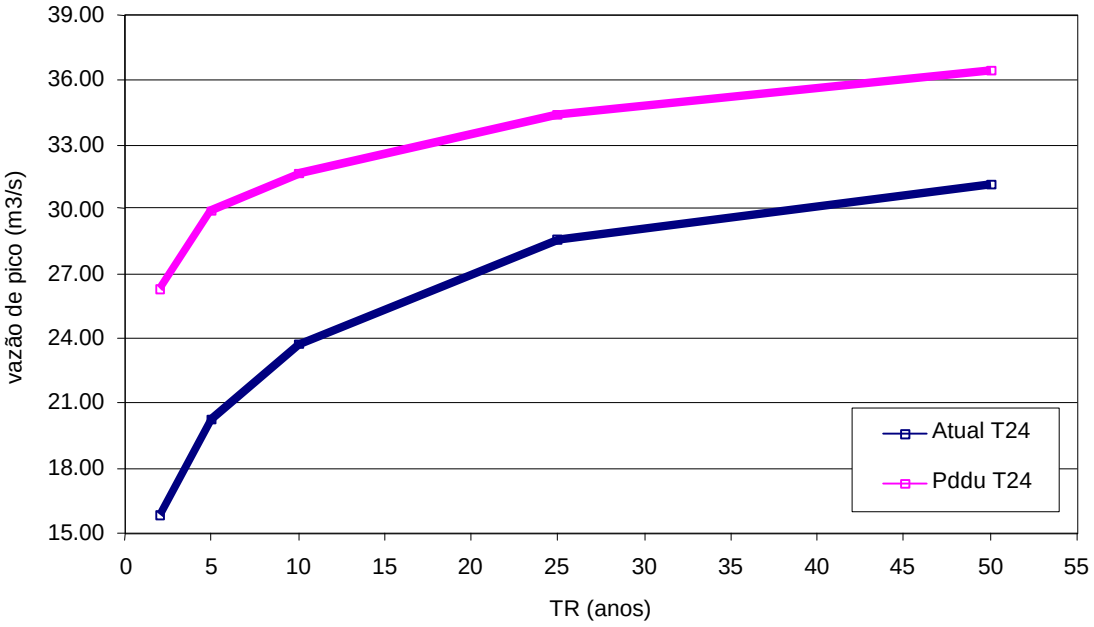


Figura 3.41 - Vazões máximas no trecho 24 - cenários atual e futuro

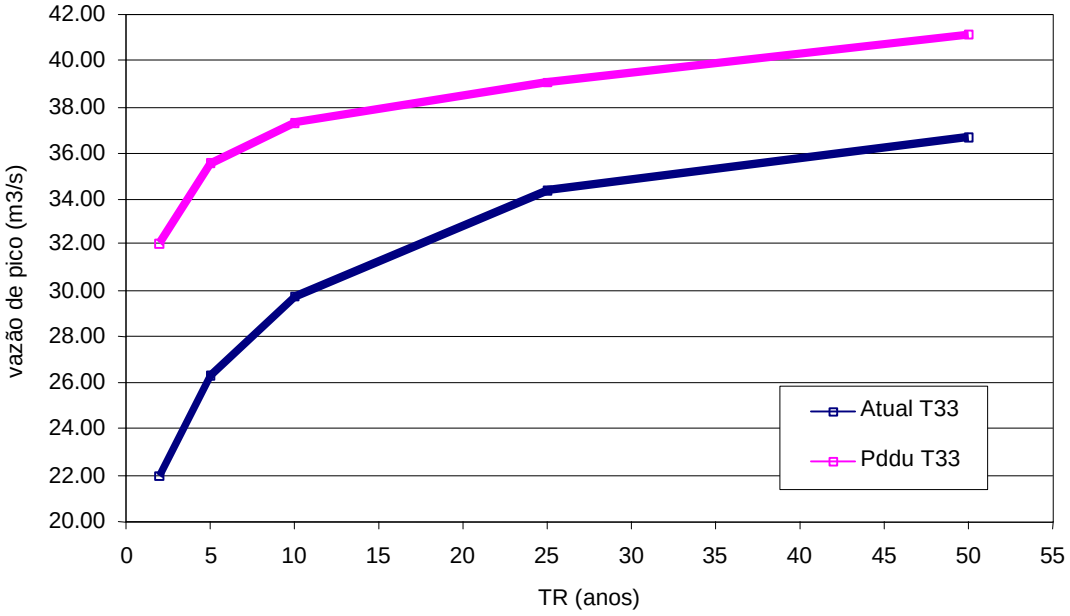


Figura 3.42 - Vazões máximas no trecho 33 - cenários atual e futuro

Os hidrogramas mostrados nas figuras 3.43 a 3.47 servem apenas para ilustrar o volume de água que não consegue entrar na rede atual na bacia do arroio da Areia. Verifica-se que para períodos de retorno de 2 anos e cenário atual inundações já ocorrem em diversos pontos à montante dos pontos analisados.

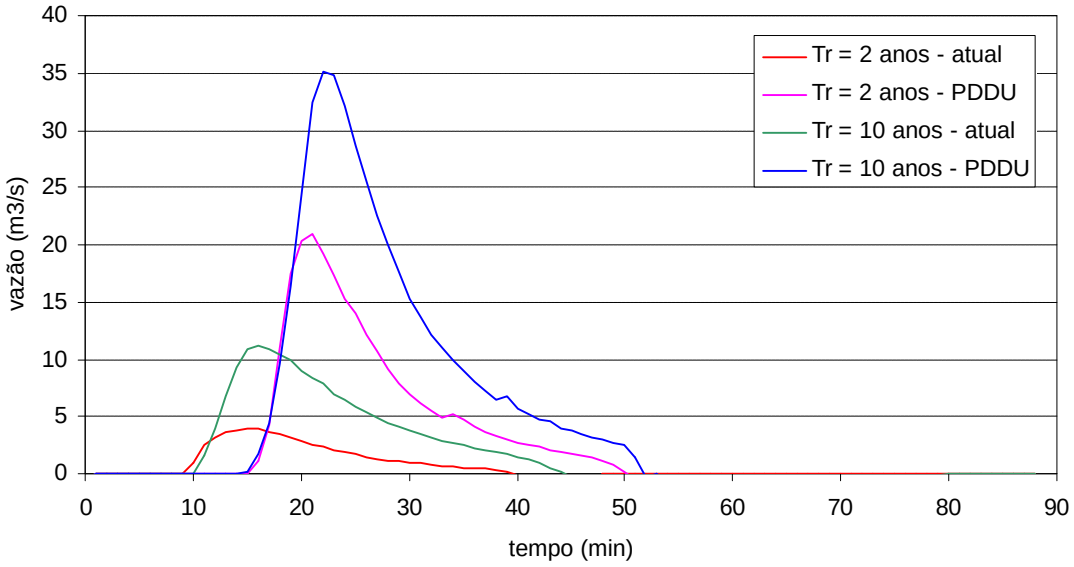


Figura 3.43 - Volumes de água excedente à montante do trecho 5

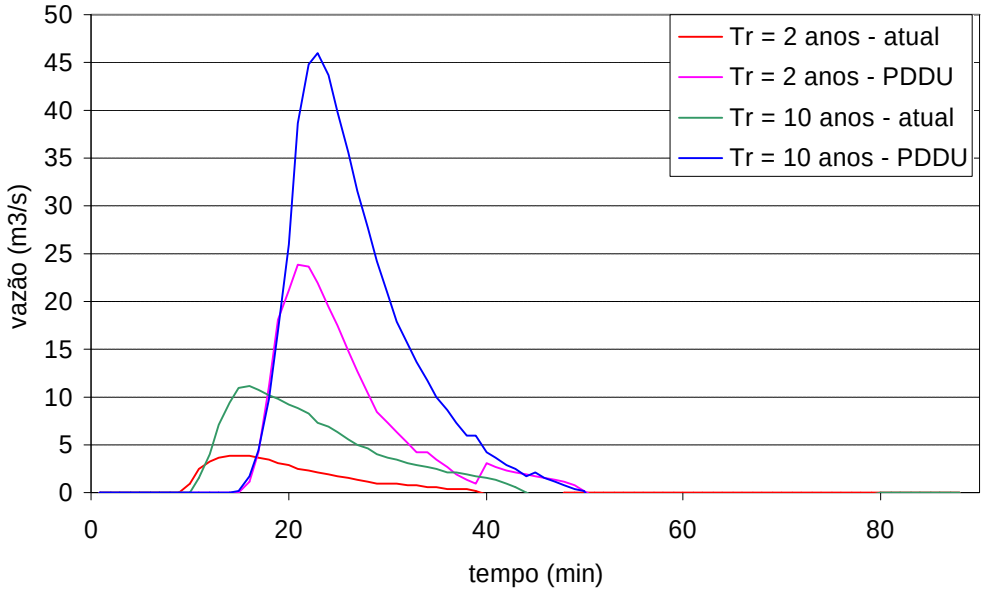


Figura 3.44 - Volumes de água excedente à montante do trecho 9

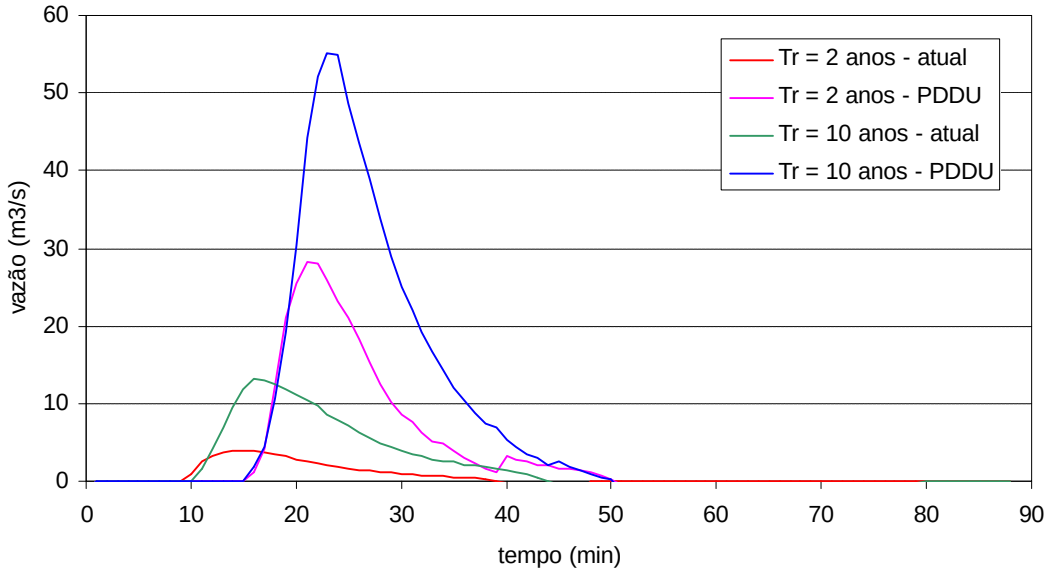


Figura 3.45 - Volumes de água excedente à montante do trecho 18

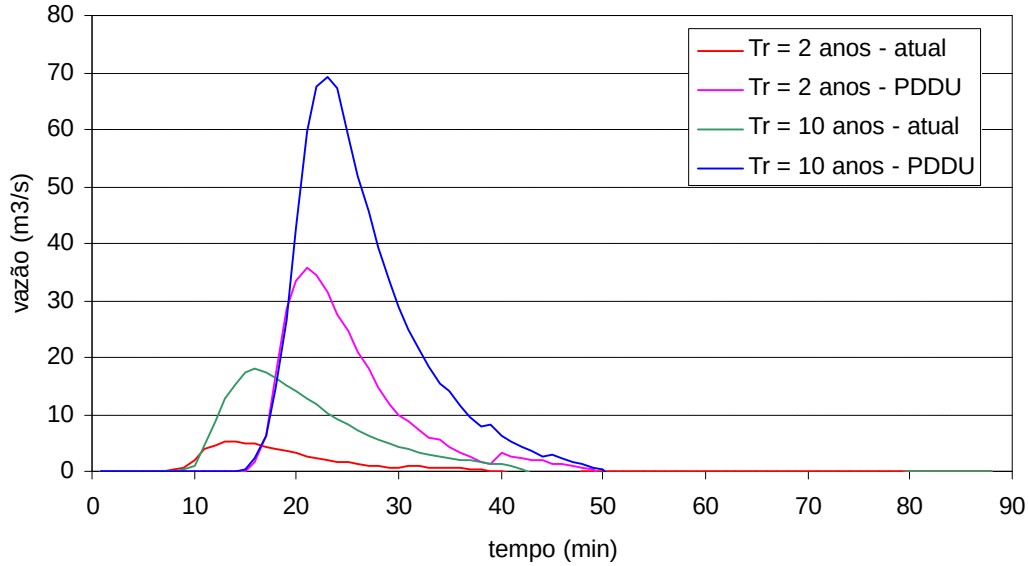


Figura 3.46 - Volumes de água excedente à montante do trecho 24

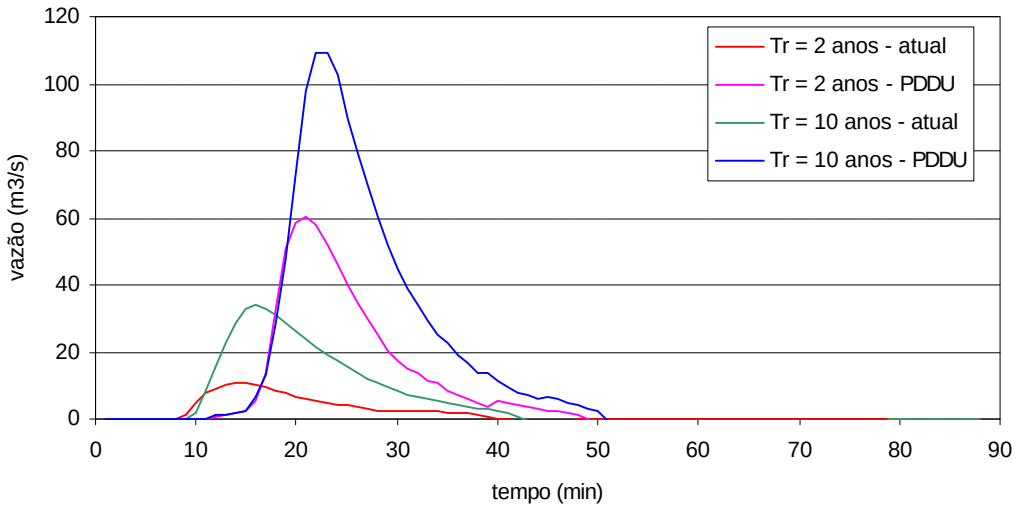


Figura 3.47 - Volumes de água excedente à montante do trecho 33

A figura 3.48 mostra a localização dos pontos de rede com capacidade insuficiente de acordo com os resultados das simulações realizadas para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos com o cenário atual de ocupação.

As informações detalhadas sobre dimensões de condutos e suas características principais podem ser encontradas no Anexo A.

Uma vez caracterizada a situação atual dos condutos na bacia para os cenários de análise, segue-se então à sugestão de alternativas de controle para a bacia do arroio da Areia.

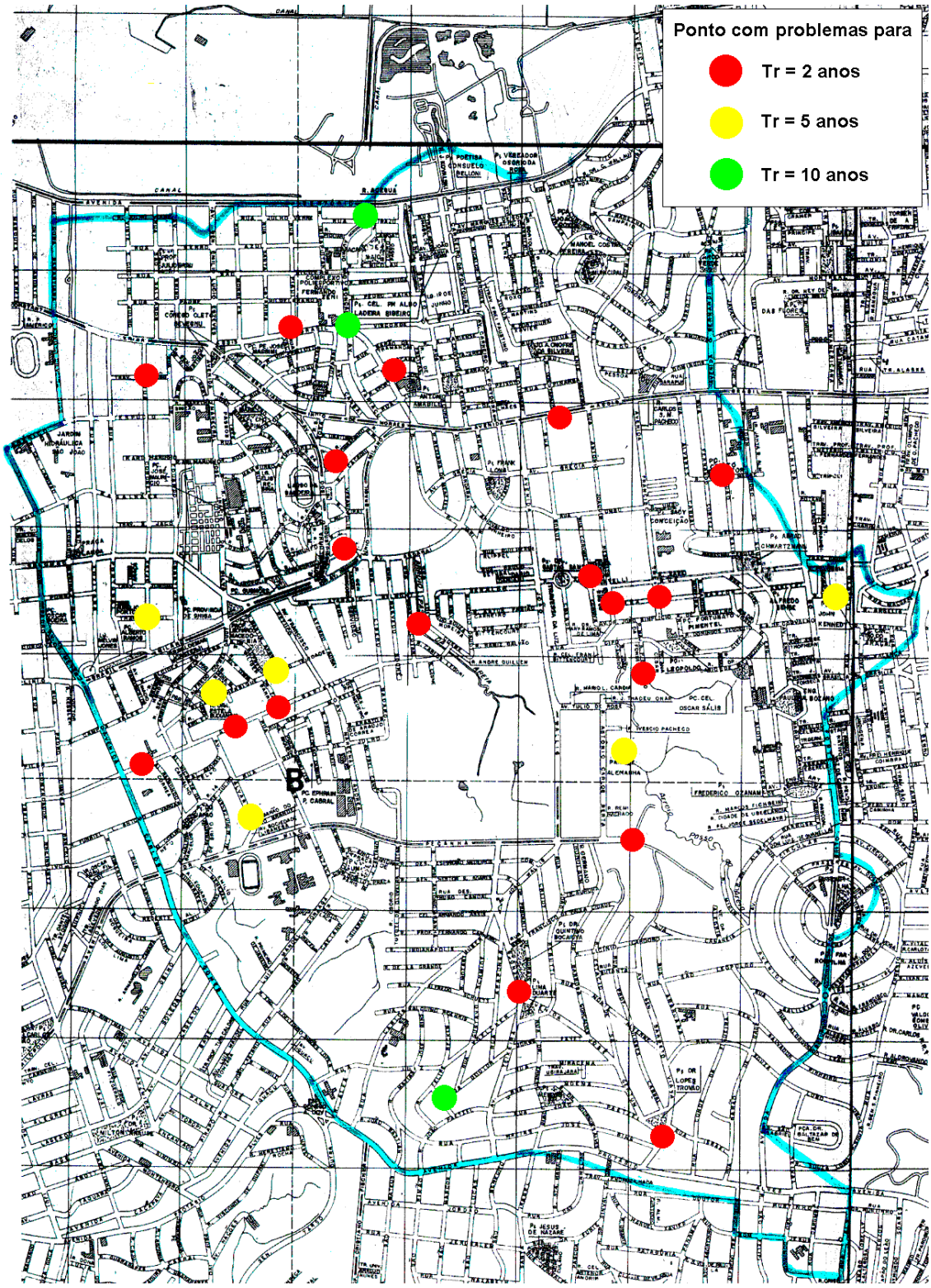


Figura 3.48 - Pontos com falta de capacidade dos condutos simulados na bacia do Areia

4. Alternativas de Controle

De acordo com os resultados obtidos para os diferentes cenários observa-se que existem vários pontos da bacia onde a capacidade de escoamento é insuficiente para a drenagem das enchentes. A análise das alternativas de controle foi realizada a partir da consideração de seis sub-bacias :

- Sub-bacia A : compreende toda a região a montante do Country Club e que é drenada para este através da rua Teixeira Mendes;
- Sub-bacia B : localizada na porção sudeste da bacia do Areia, compreende a região do parque Alemanha e contém o Arroio Passo da Areia;
- Sub-bacia C : localizada na porção sudoeste da bacia do Areia, região drenada por condutos através da rua Anita Garibaldi e Frei Henrique Gollan Trindade.
- Sub-bacia D : localizada na porção leste da bacia do Areia , apresenta-se drenada por condutos subterrâneos até a avenida Assis Brasil;
- Sub-bacia F : A menor destas, localizada na porção oeste da bacia do Areia, drenada por conduto subterrâneo que chega ao arroio da Areia já como conduto forçado.
- Sub-bacia G : Localizada no limite oeste da bacia é drenada por dois condutos principais que se unem em um só conduto pela Av. Assis Brasil para entrar no Areia.

As alternativas de controle previstas são:

1. Ampliação de toda a rede de forma a dar vazão a todo o escoamento gerado para um período de retorno correspondente a 10 anos;
2. Construção de reservatórios distribuídos ao longo da bacia de forma a promover a detenção dos picos de hidrogramas para chuvas de 10 anos de Tr;
3. Combinação das alternativas anteriores.

4.1 Alternativa 1: Ampliação de toda a rede

Sub-bacia A

A ampliação da rede pluvial da bacia A promoveu um aumento de 2,40 vezes no valor de pico do hidrograma do estado atual, a figura 4.1 mostra bem os resultados. A diferença entre estes hidrogramas fornece uma idéia do volume de água que não consegue entrar nos condutos e que portanto acumula-se na bacia ou escoa pelas ruas.

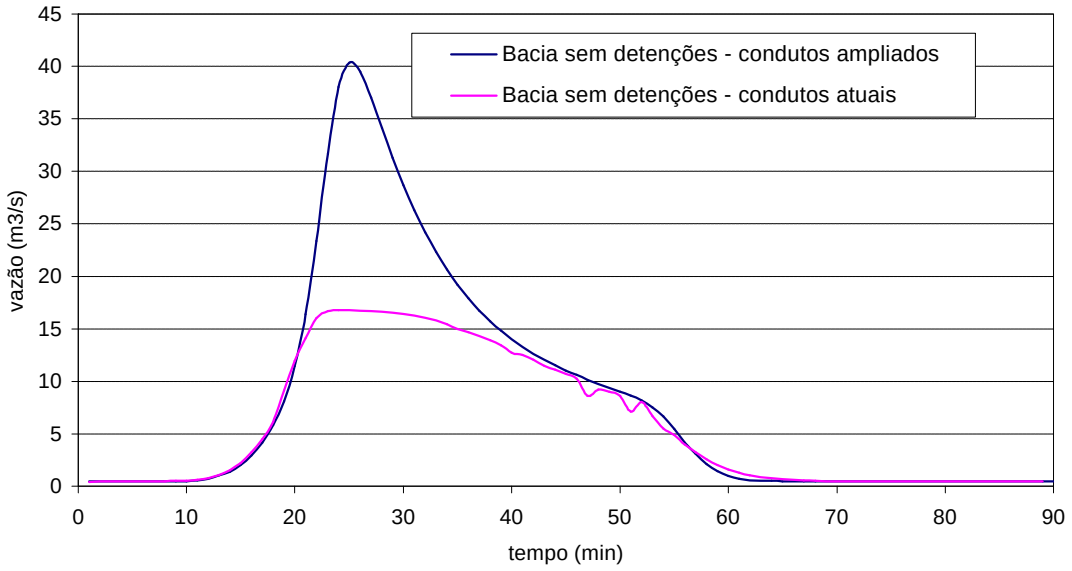


Figura 4.1 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - bacia A

Sub-bacia B

O aumento dos diâmetros dos condutos principais na sub-bacia B provocou um acréscimo de 2,61 vezes na vazão de pico de saída pelos condutos da bacia. Isto mostra que esta bacia tem a sua capacidade geradora de escoamento muito superior à capacidade de escoamento de seus condutos. A figura 4.2 mostra os hidrogramas.

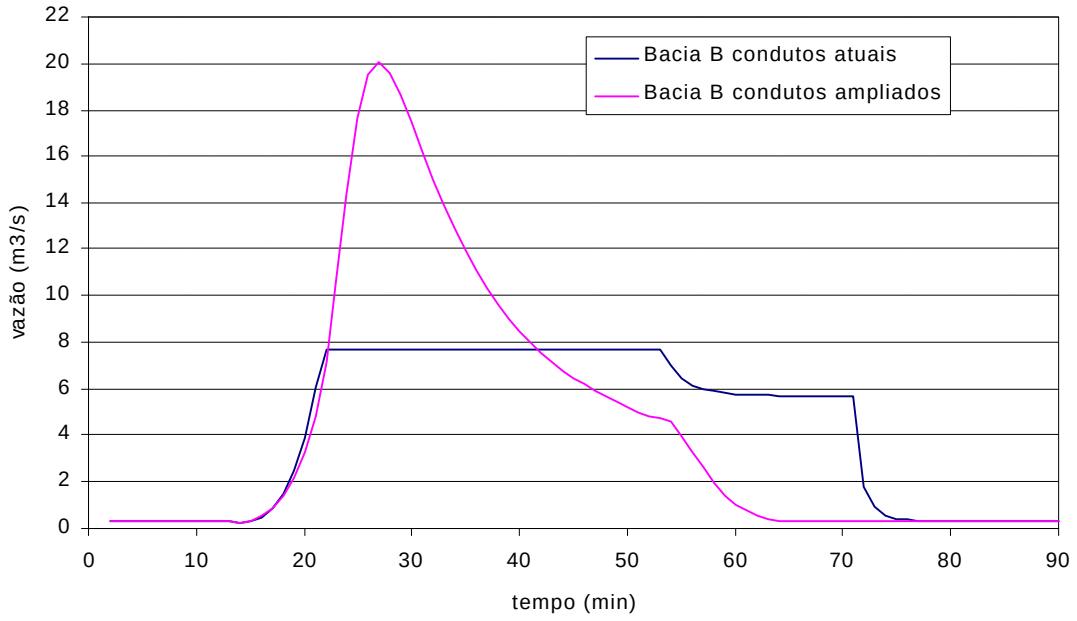


Figura 4.2 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - bacia B

Sub-bacia C

A ampliação dos condutos da rede da bacia C implicou em um aumento de 1,87 vezes na vazão de pico do hidrograma do estado atual dos condutos, como ilustrado pela figura 4.3.

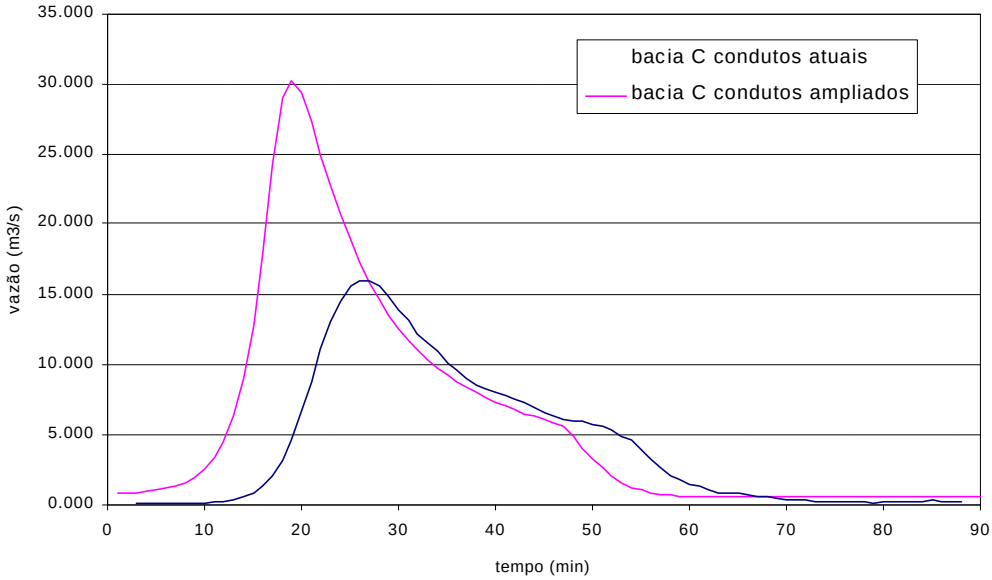


Figura 4.3 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - bacia C

Sub-bacia D

O aumento dos diâmetros dos condutos principais na sub-bacia D provocou um acréscimo de 6,9 vezes na vazão de pico de saída da bacia, o que reflete o quão sub-dimensionada está a sua rede atual, com vários pontos de inundação (Figura 4.4).

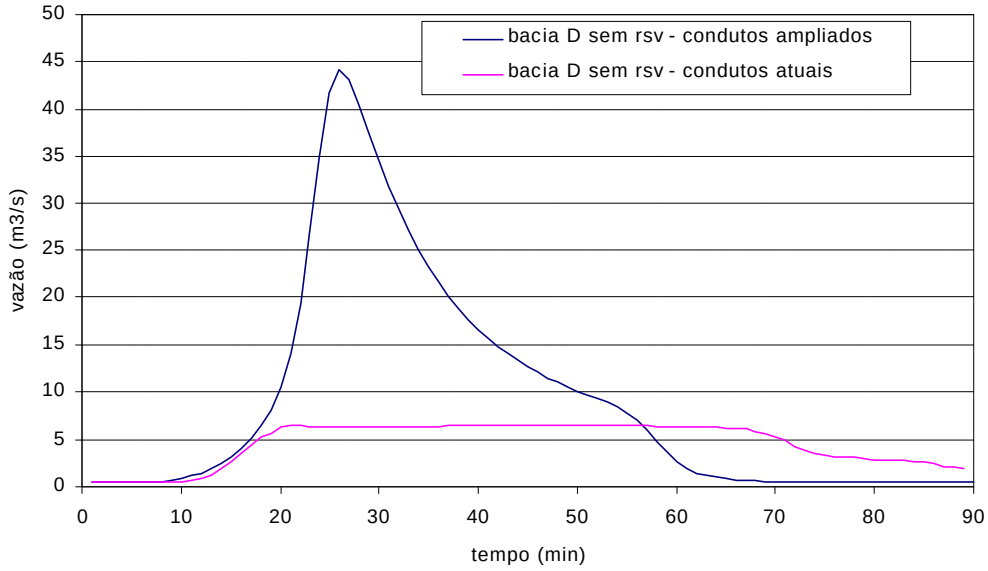


Figura 4.4 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - bacia D

Sub-bacia F

O aumento dos diâmetros dos condutos principais na sub-bacia F provocou um acréscimo de 6,96 vezes na vazão de pico de saída da bacia. A figura 4.5 mostra os hidrogramas para as duas situações.

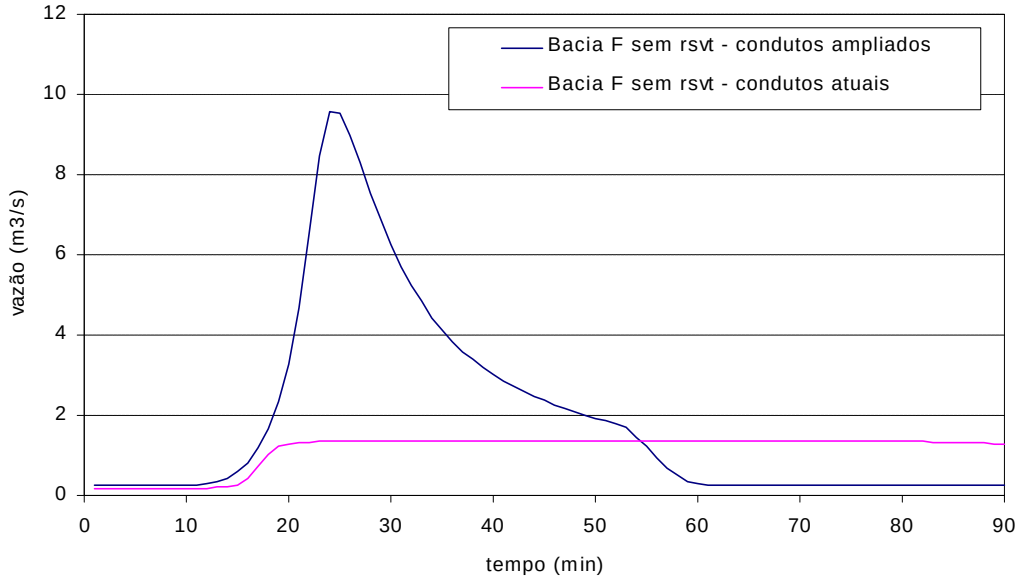


Figura 4.5 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - bacia F

Sub-bacia G

Conforme pode ser observado através dos hidrogramas da figura 4.6, o aumento dos diâmetros dos condutos principais na sub-bacia G provocou um acréscimo de 5,25 vezes na vazão de pico de saída da bacia.

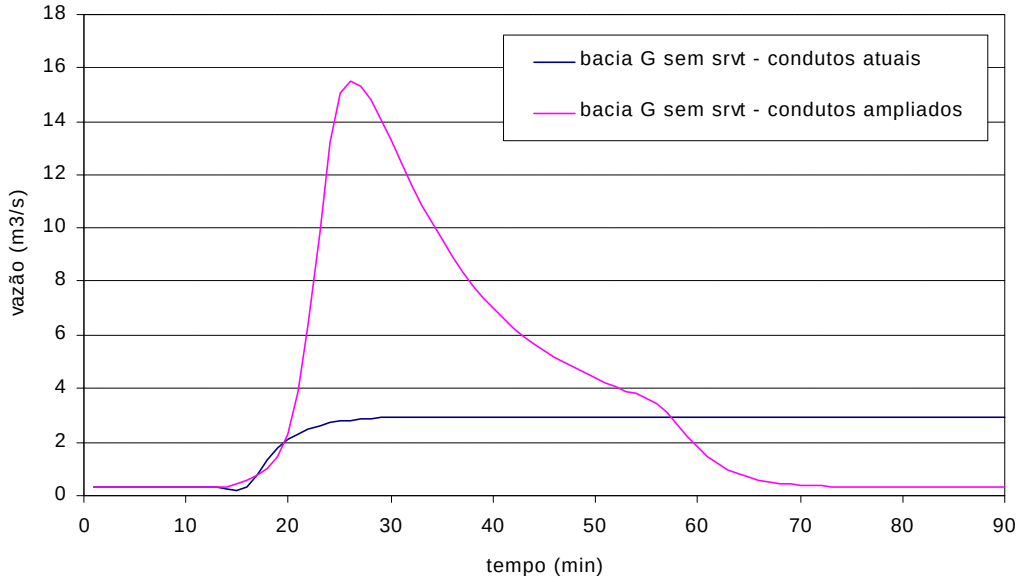


Figura 4.6 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - bacia G

Casa de Bombas Silvio Brum

A ampliação dos condutos nas bacias drenadas pela casa de bombas Silvio Brum para o cenário futuro de ocupação e 10 anos de período de retorno, provocou um aumento na vazão de pico de chegada de 2,3 vezes, superando em mais de 2,5 vezes a capacidade atual de bombeamento (7,5 m^3/s). Os hidrogramas mostrados na figura 4.7 ilustram o impacto desta ampliação e a quantidade de água que ficaria retida nas bacias se não houvesse a ampliação dos condutos. Vale ressaltar que esta alternativa de controle supõe que a casa de bombas também seja ampliada de forma a dar vazão contínua ao hidrogramas de aporte.

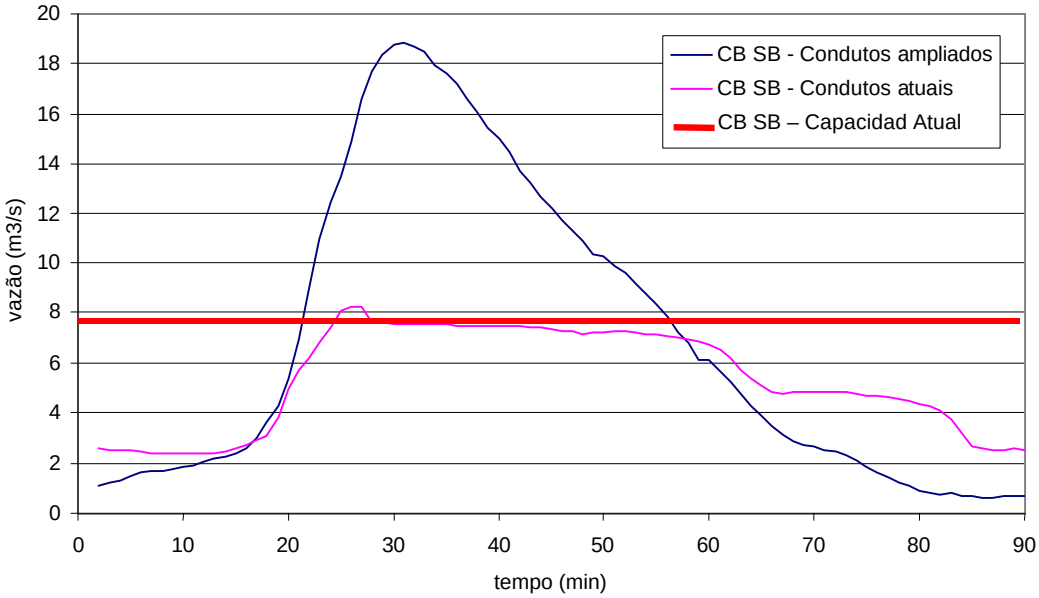


Figura 4.7 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - CB SB

Canal do Areia

A influência da ampliação da rede nas sub-bacias é logicamente refletida ao longo do canal principal do arroio da Areia. Em alguns pontos, mesmo onde o arroio é conduto forçado, algumas ampliações se fizeram necessárias. Como ilustração do comportamento do canal foram escolhidos alguns pontos para análise:

Trecho 05 - Canal aberto dentro do Country Club: recebe a contribuição da bacia A.
Trecho 08 - Canal aberto dentro do Country Club: recebe a contribuição da bacia B.
Trecho 09 - Canal aberto dentro do Country Club: recebe a contribuição dos anteriores.
Trecho 17- Canal aberto (saída do Country) : recebe o trecho 09 e a bacia C
Trecho 18 - Conduto forçado: recebe a contribuição do trecho 17
Trecho 20 - Conduto forçado: recebe a contribuição do trecho 18 e bacia F
Trecho 24 - Conduto forçado: recebe a contribuição do trecho 20 e bacia G
Trecho 33 - Conduto forçado : recebe a contribuição do trecho 24 e bacia D
Trecho 34 - Conduto forçado: recebe a contribuição do trecho 33 e da CB Silvio Brum

Os hidrogramas a seguir mostram o comportamento dos trechos com a ampliação dos condutos .

Trechos em canal aberto

A ampliação dos condutos implica em um aumento de 1,86 vezes na vazão de pico com relação à situação atual no trecho 5. A vazão de pico que o canal pode conduzir atualmente sem extravasamento lateral é superada em 1,49 vezes. A figura 4.8 mostra os hidrogramas simulados, isto possibilita a observação da quantidade de água que não chega ao canal.

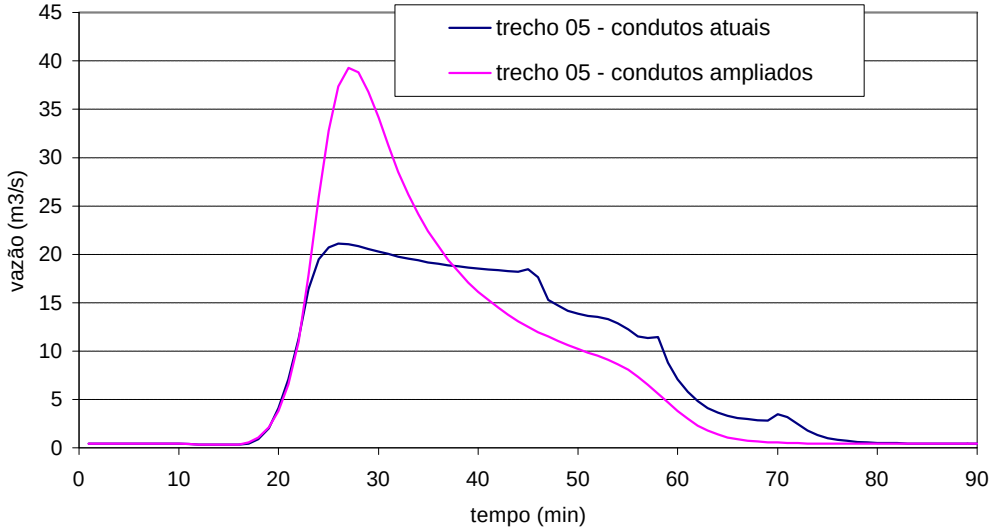


Figura 4.8 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T05

Para o trecho 08, que entra no Country Club pelo seu lado direito, o aumento na vazão de pico ficou em torno de 2,6 vezes. A capacidade atual do canal é superada em 1,25 vezes. Os hidrogramas da figura 4.9 mostram o seu comportamento, mostrando bem que os condutos à montante deste trecho de canal restringem as vazões máximas.

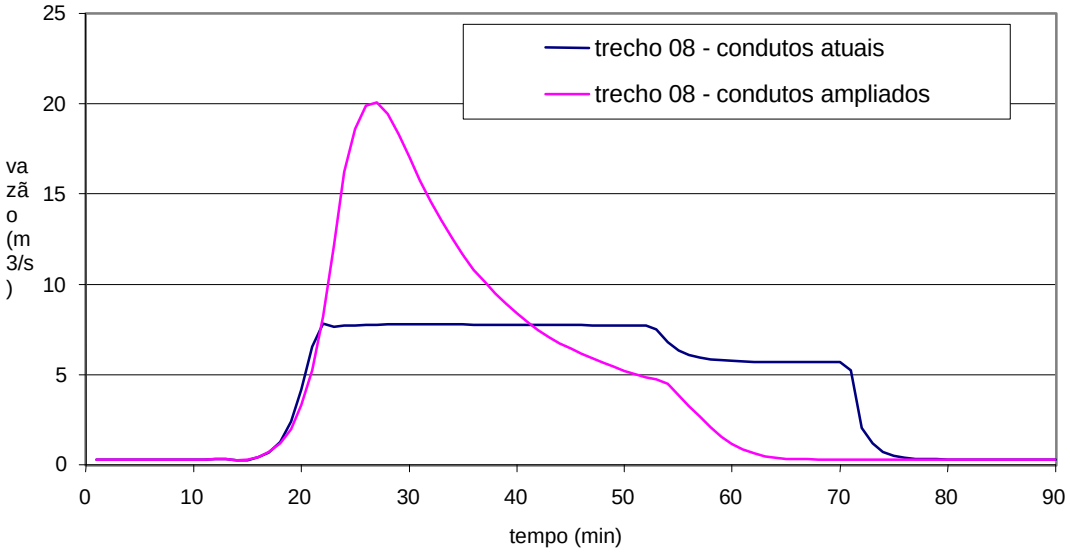


Figura 4.9 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T08

O trecho 09 se divide em dois sub-trechos por mudança de declividade de fundo. O trecho 09-1 apresenta a sua capacidade atual excedida em 1,68 vezes e a ampliação dos condutos aumenta a vazão para o canal em 1,94 vezes com relação à vazão que sai dos condutos atuais. A figura 4.10 mostra os hidrogramas neste trecho.

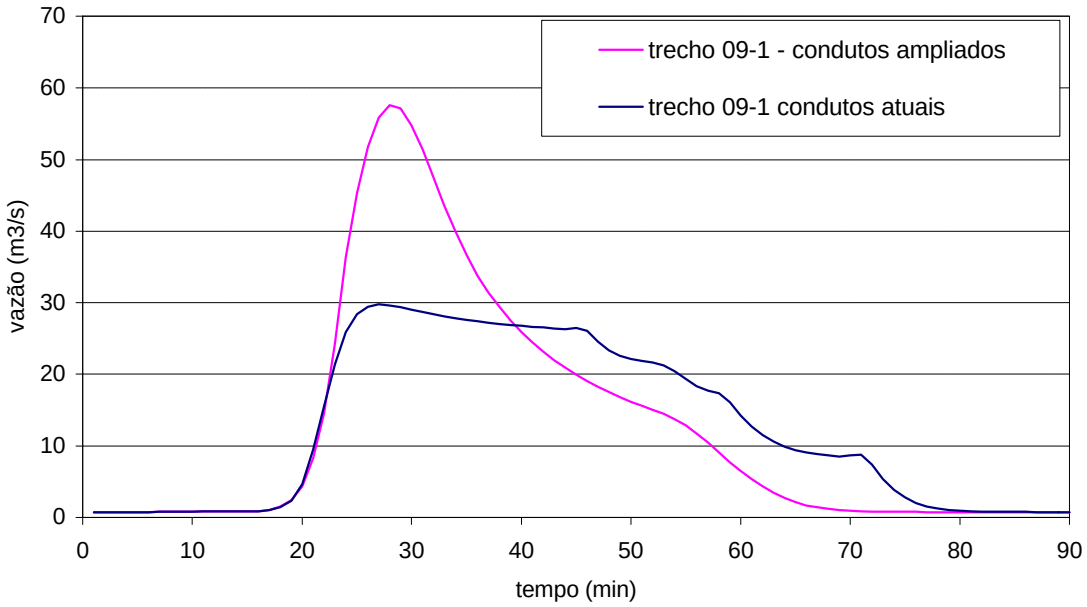


Figura 4.10 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T09-1

O trecho 09-2 apresenta sua capacidade máxima atual excedida em 1,22 vezes. A ampliação da capacidade dos condutos implica em um aumento de 1,88 vezes com relação à vazão dos condutos atuais. A figura 4.11 mostra os hidrogramas com condutos atuais e ampliados.

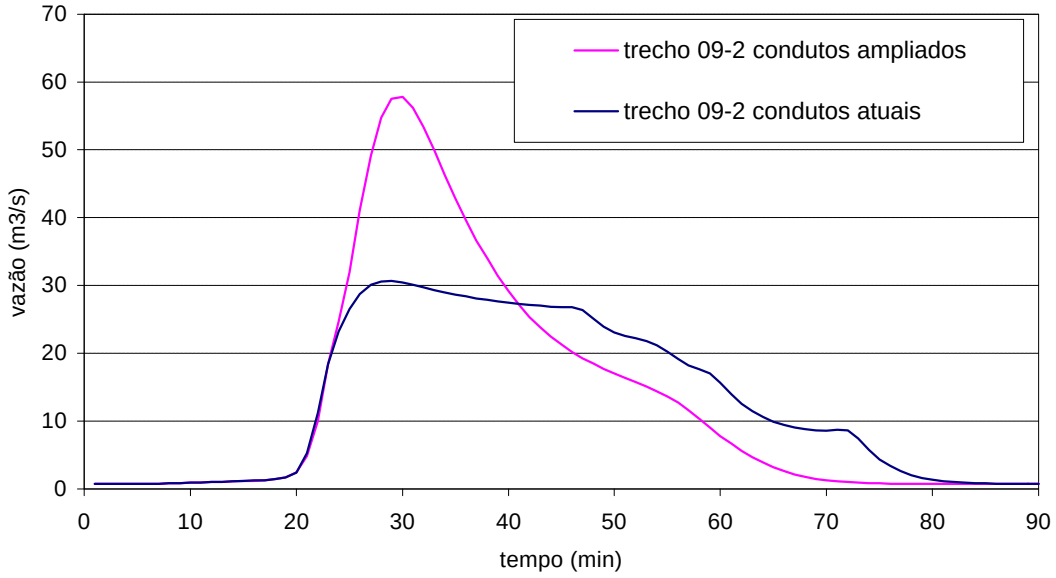


Figura 4.11 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T09-2

O trecho 17-1 apresenta uma capacidade insuficiente para conduzir a vazão dos condutos atuais, sendo superada por esta em mais de 7 vezes. Com a ampliação do hidrograma, esta

superação passaria a mais de 11 vezes a capacidade atual. A ampliação dos condutos das sub-bacias provoca um aumento de 1,6 vezes na vazão de pico em relação ao hidrograma com condutos atuais. A figura 4.12 ilustra estes comportamentos.

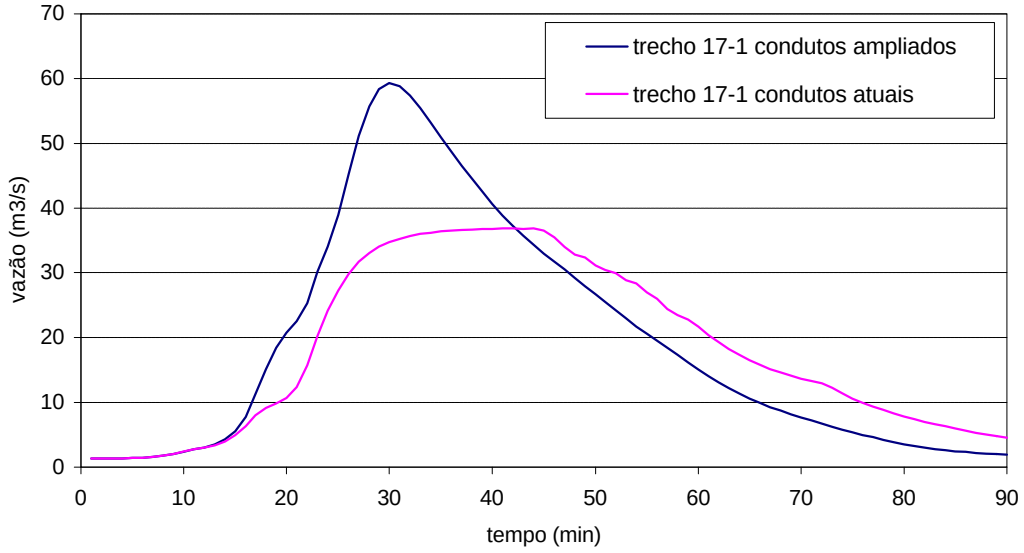


Figura 4.12 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T17-1

A segunda parte do trecho 17 apresenta uma capacidade maior (17m³/s) mas ainda é insuficiente para conduzir a vazão mesmo com os condutos em seu estado atual, sendo superada por esta em 1,5 vezes. A ampliação provoca um acréscimo de 1,59 vezes na vazão de pico do hidrograma para condutos atuais. A figura 4.13 ilustra estes comportamentos.

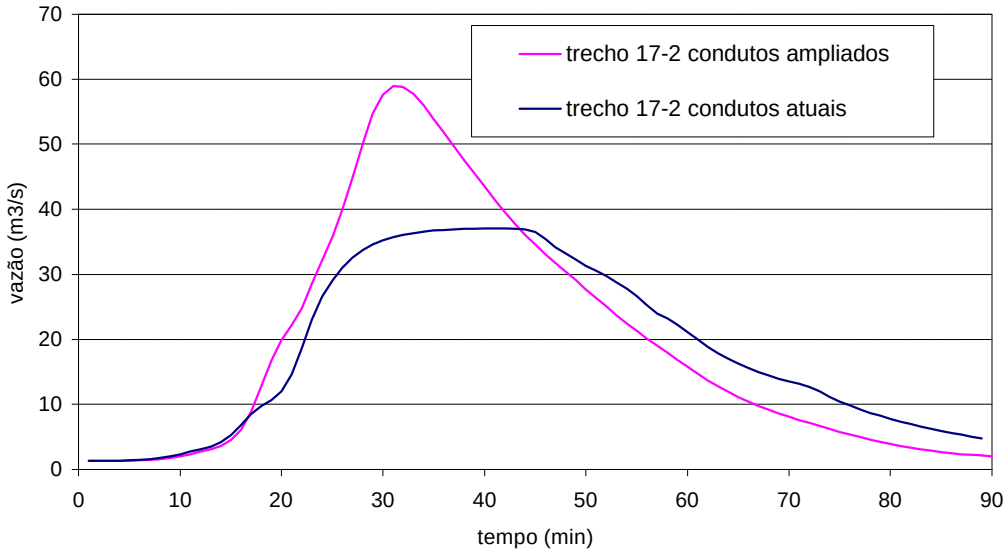


Figura 4.13 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T17-2

Trechos em condutos forçados

Os trechos em conduto forçado foram redimensionados, quando insuficientes, de forma a não permitir a ocorrência de inundações localizadas para o cenário futuro e 10 anos de Tr, trabalhando em carga.

O trecho 18 inicia a configuração em conduto forçado do arroio da Areia. Neste trecho observa-se que a sua ampliação provoca um aumento de 1,96 vezes na vazão de pico do hidrograma correspondente ao seu estado atual. Este conduto foi redimensionado para dar passagem à vazão ampliada trabalhando nesta situação com 1,60 m de altura de pressão sobre a geratriz superior do conduto. A figura 4.14 mostra os hidrogramas.

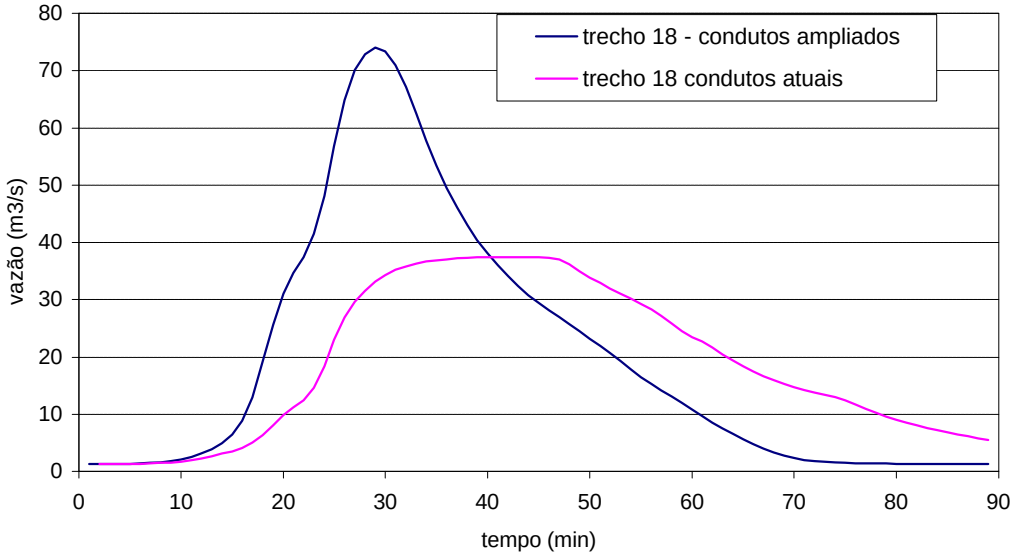


Figura 4.14 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T18

A ampliação do trecho 20 provoca um aumento de cerca de 2,8 vezes o valor atual que passa pelo conduto. A ampliação deste trecho foi feita considerando uma carga de 0.90 m sobre o conduto forçado. A figura 4.15 mostra os hidrogramas resultantes. O hidrograma do estado atual dos condutos mostra o quanto a vazão torna-se limitada à montante do conduto forçado, sendo que estes retratam apenas o que escoa pelos condutos, não considerando parcelas do escoamento que venham pelas ruas.

O trecho 24 foi redimensionado para conduzir as vazões geradas pelas bacias com condutos ampliados, tendo uma carga de trabalho máxima de 0,24 m. Esta ampliação provoca um aumento de 2,8 vezes na vazão conduzida no estado atual dos condutos. A diferença entre estes hidrogramas mostra a quantidade de água que ficaria armazenada na bacia ou que chegaria pelas ruas se mantidos os condutos com suas dimensões atuais. A figura 4.16 mostra os hidrogramas resultantes destas simulações.

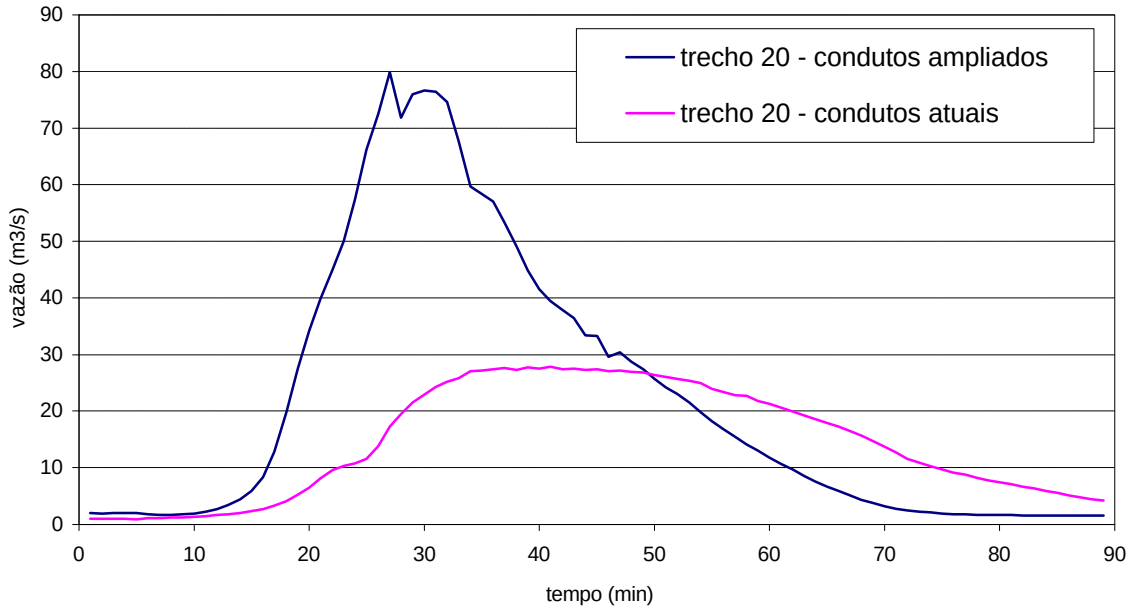


Figura 4.15 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T20

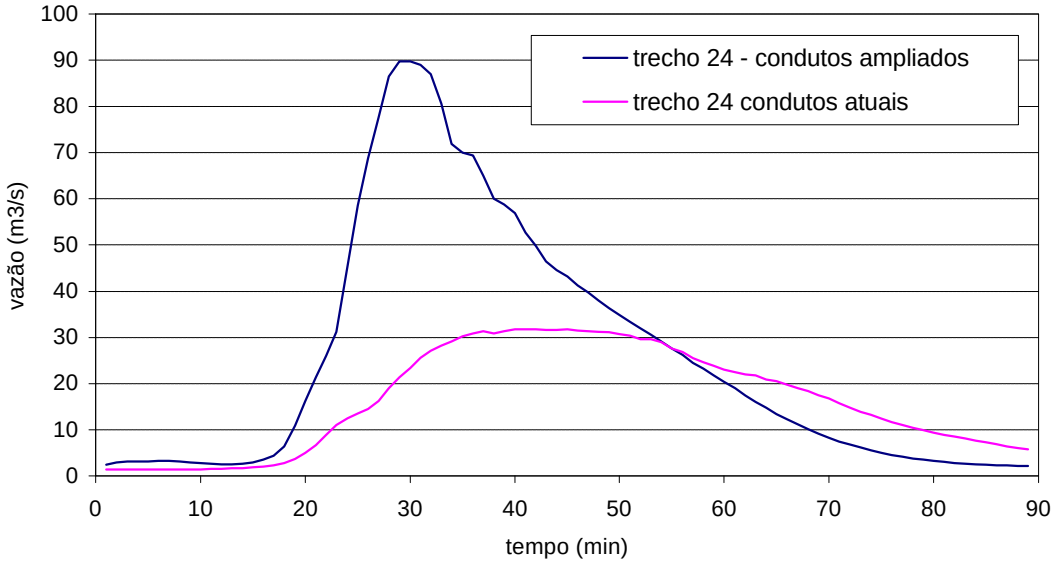


Figura 4.16 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T24

O trecho 33 apresentou um aumento de vazão de pico por ampliação dos condutos de 3,1 vezes, o que mostra a quantidade de água gerada pela bacia que não conseguiria chegar pelos condutos a este trecho por insuficiência de capacidade de condução dos trechos à montante. Este foi redimensionado tendo como carga máxima atingida a altura de 1,63 m. A figura 4.17 mostra o comportamento deste trecho para as duas situações.

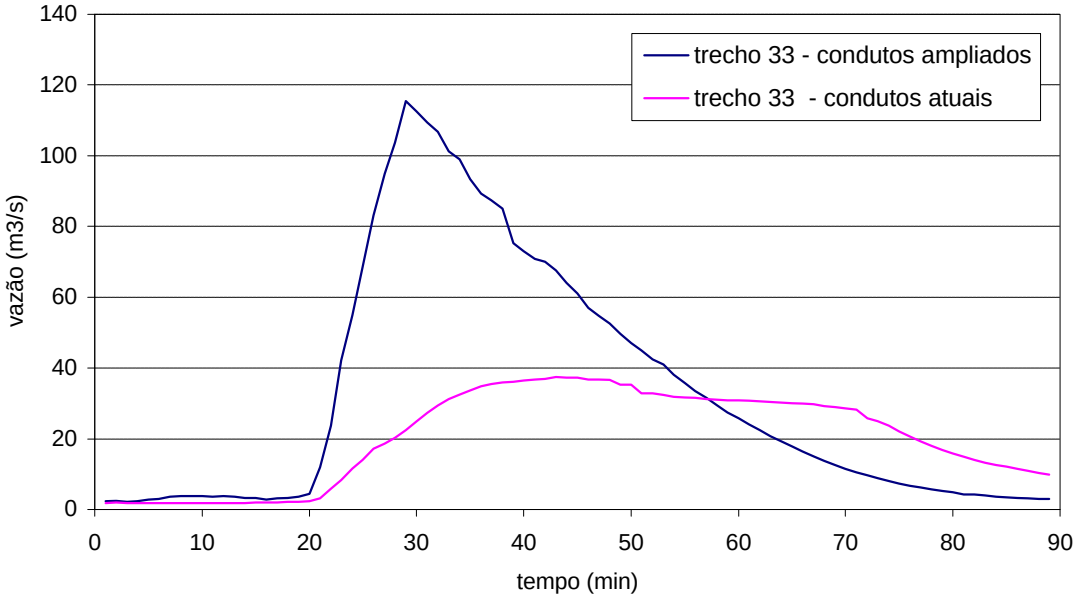


Figura 4.17 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T33

O trecho de saída da bacia (trecho 34) recebe ainda o aporte da Casa de Bombas Silvio Brum. Este apresentou-se insuficiente para condução das vazões geradas pelos condutos ampliados da bacia e pela ampliação da CB, sendo então redimensionado trabalhando com uma altura de pressão máxima de 1,0 m . A sua ampliação implica em aumento de 3,18 vezes na vazão de pico que chegaria a este trecho através dos condutos com suas dimensões atuais. A diferença entre os hidrogramas da figura 4.18 mostra a quantidade de água que fica armazenada ou escoa pelas ruas na bacia do Areia.

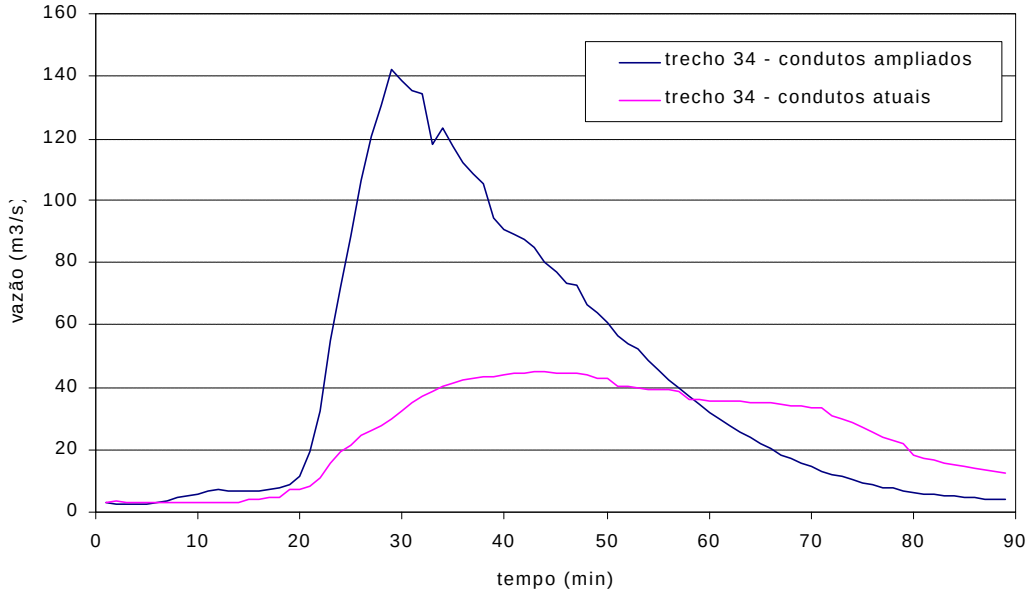


Figura 4.18 - Hidrogramas nos condutos atuais e ampliados para 10 anos PDDU - T34

4.2 Alternativa 2: Construção de reservatórios

Os locais passíveis de implantação de detenções na bacia do Areia foram obtidos através do uso de imagens de satélite e de visitas a campo. Estes locais são mostrados na figura 4.19. Os reservatórios foram dimensionados considerando hidrogramas de entrada nos condutos discriminados, desta forma qualquer mudança maior de local de implantação destas estruturas, implicaria em novos hidrogramas e portanto novos valores para o dimensionamento. A maioria dos reservatórios é provida de uma estrutura do tipo "by-pass", que se posiciona antes da entrada no reservatório permitindo a passagem direta da primeira porção do escoamento até o seu valor de vazão limite, daí então permitindo a entrada do escoamento para o reservatório.

Sub-Bacia A : Teixeira Mendes

A sub-bacia da Teixeira Mendes apresenta cinco áreas passíveis de uso para construção de reservatórios (figura 4.19):

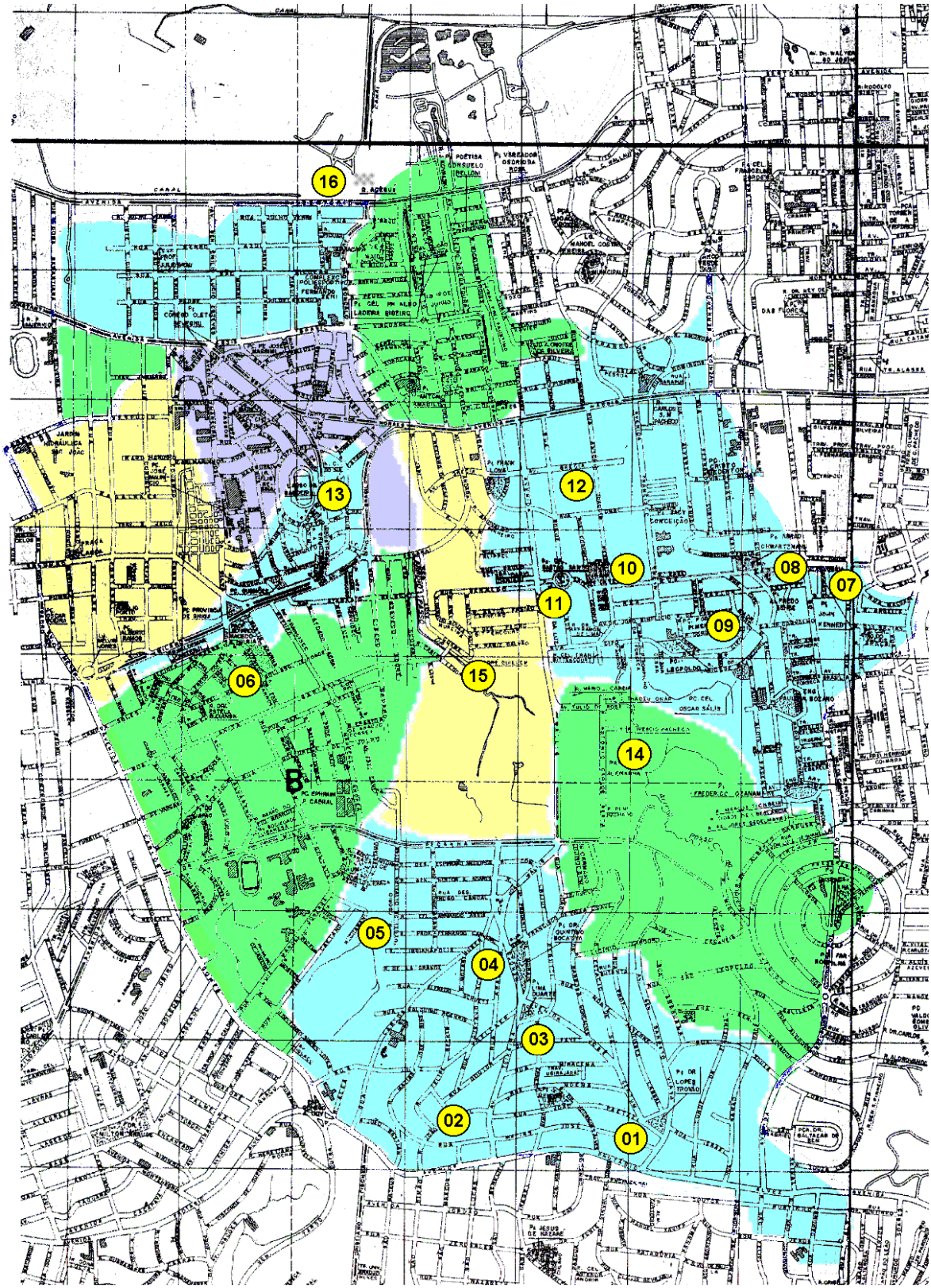
- Local 01 - Região próxima ao cruzamento entre a Avenida José Gertum e rua Dr. João Paetzel (Praça L. S. Trovao): Localiza-se na entrada de um conduto principal (trecho 2).
- Local 02 - Região próxima ao cruzamento das ruas Dr. Jorge Fayet e rua Felipe Becker (Praça F. Guerra): Localizada na entrada do conduto esquerdo (trecho1.
- Local 03 - Região próxima ao cruzamento entre as avenidas Teixeira Mendes e José Gertum: Localizada próximo ao encontro dos dois condutos citados anteriormente.
- Local 04 - Região próxima ao cruzamento entre a Av. Teixeira Mendes e rua Gen. Francisco de Paula Cidade (Praça Quintino Bocaiuva) .
- Local 05 - Região próxima ao cruzamento entre as ruas Osório Tuyuti de O. Freitas e Prof. Fernando Carneiro (Praça Des. La Hire Guerra): Localizada na porção oeste da bacia .

O local 03 foi descartado pela sua pouca área disponível. Foram então dimensionados reservatórios para os quatro locais restantes.

Local 01 - Foi dimensionado um reservatório aberto gramado com aproximadamente 2200 m^3, com 1 m de profundidade e taludes laterais 1:2. Apresenta-se precedido por uma estrutura tipo by-pass de 1 m^3/s. Sua estrutura de saída é provida de um conduto com 0,60 m de diâmetro. A figura 4.20 mostra um desenho esquemático do reservatório.

Local 02 - Reservatório aberto gramado com 1,50 m de profundidade, taludes 1:2, perfazendo um volume total de 4300 m^3. Apresenta um by-pass de 1,5 m^3/s e vertedor interno de 1,0 m de altura, seguido por conduto de saída de 0,60 m de diâmetro. A figura 4.21 mostra um desenho esquemático do reservatório.

Local 04 - Reservatório aberto gramado com aproximadamente 8400 m^3 com uma profundidade de 1,5 m e taludes laterais 1:2. Apresenta by-pass de 3,0 m^3/s e vertedor interno de 1 m. O conduto de saída tem diâmetro de 0,60 m. A figura 4.22 mostra um desenho esquemático do reservatório.



CAD

Figura 4.19a - Possíveis locais para implantação de reservatórios para detenção

Figura 4.19a - Locais escolhidos para implantação de reservatórios para detenção

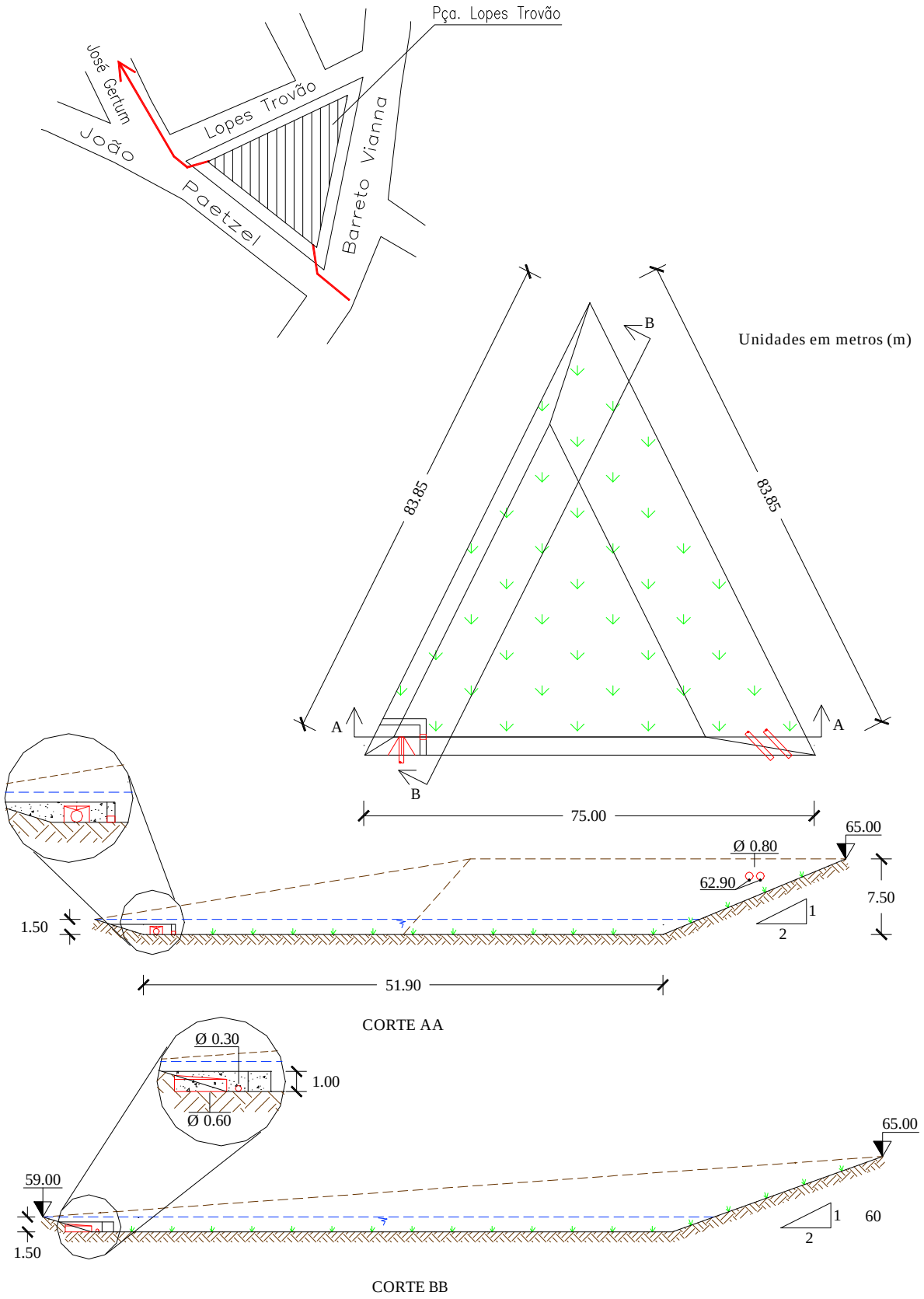


Figura 4.20 - Reservatório "Lopes Trovao" - local nº 1

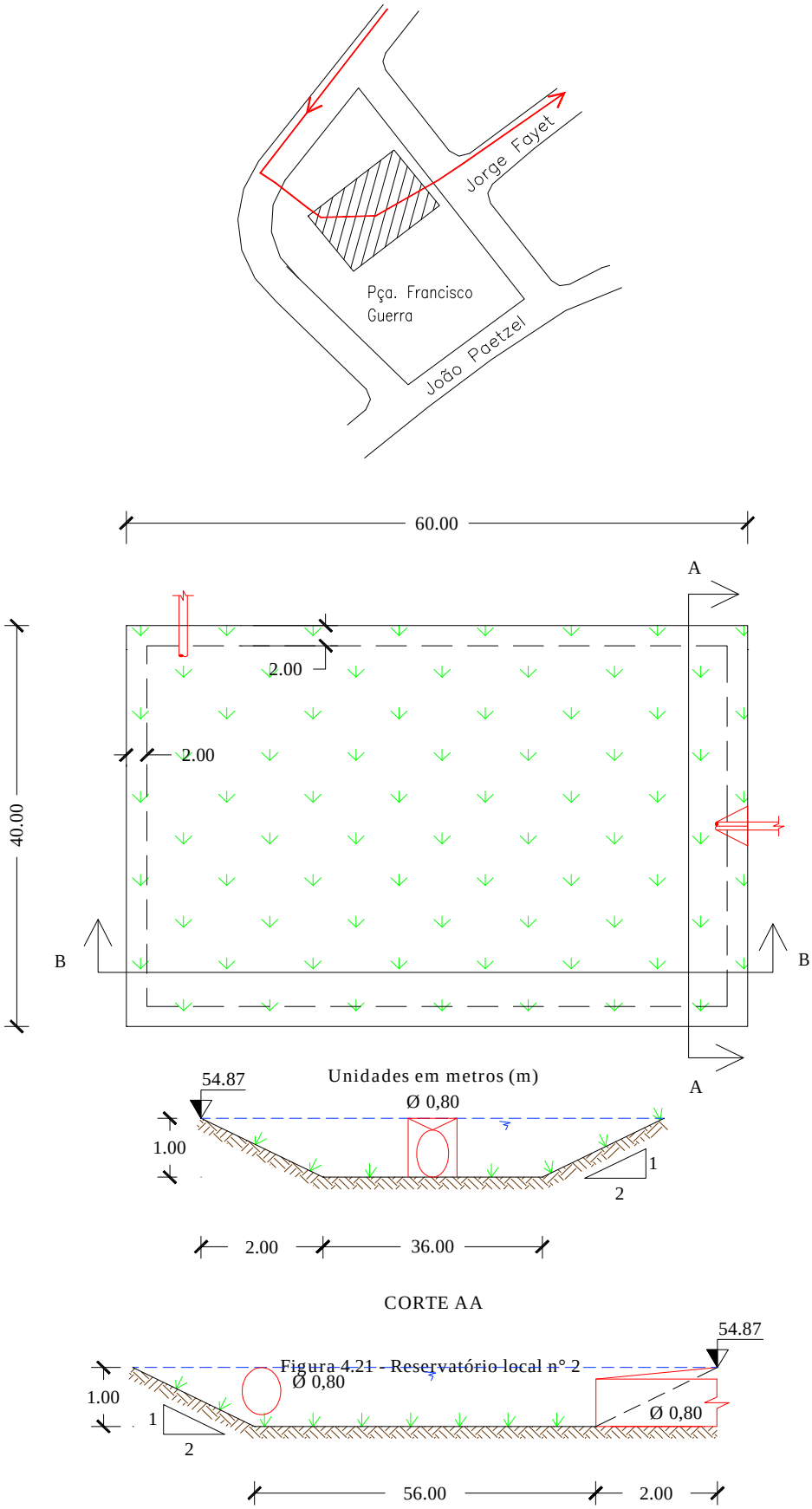


Figura 4.21 - Reservatório "Francisco Guerra" - local nº 2

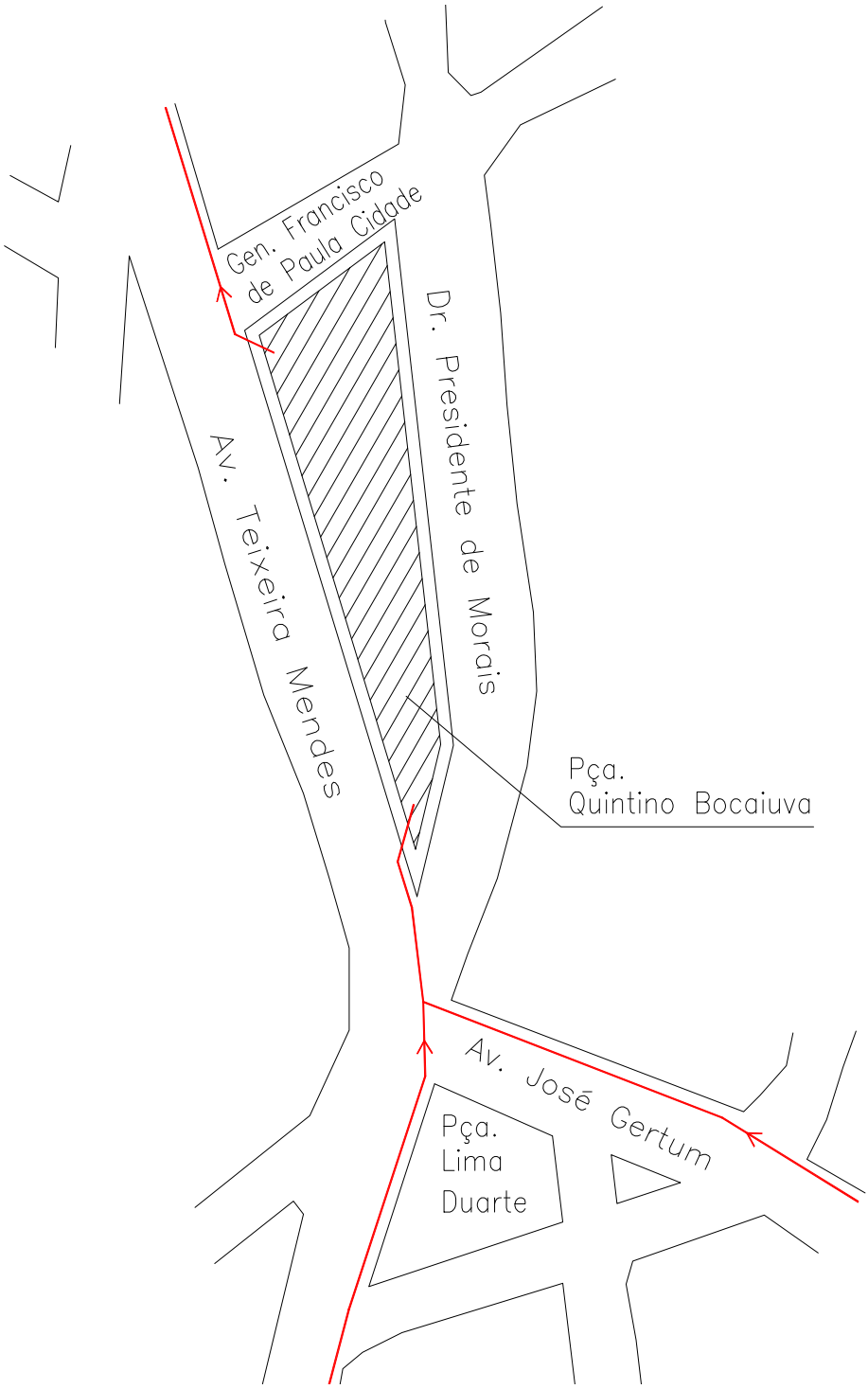


Figura 4.22a - Localização reservatório "Quintino Bocaiuva" - local nº 4

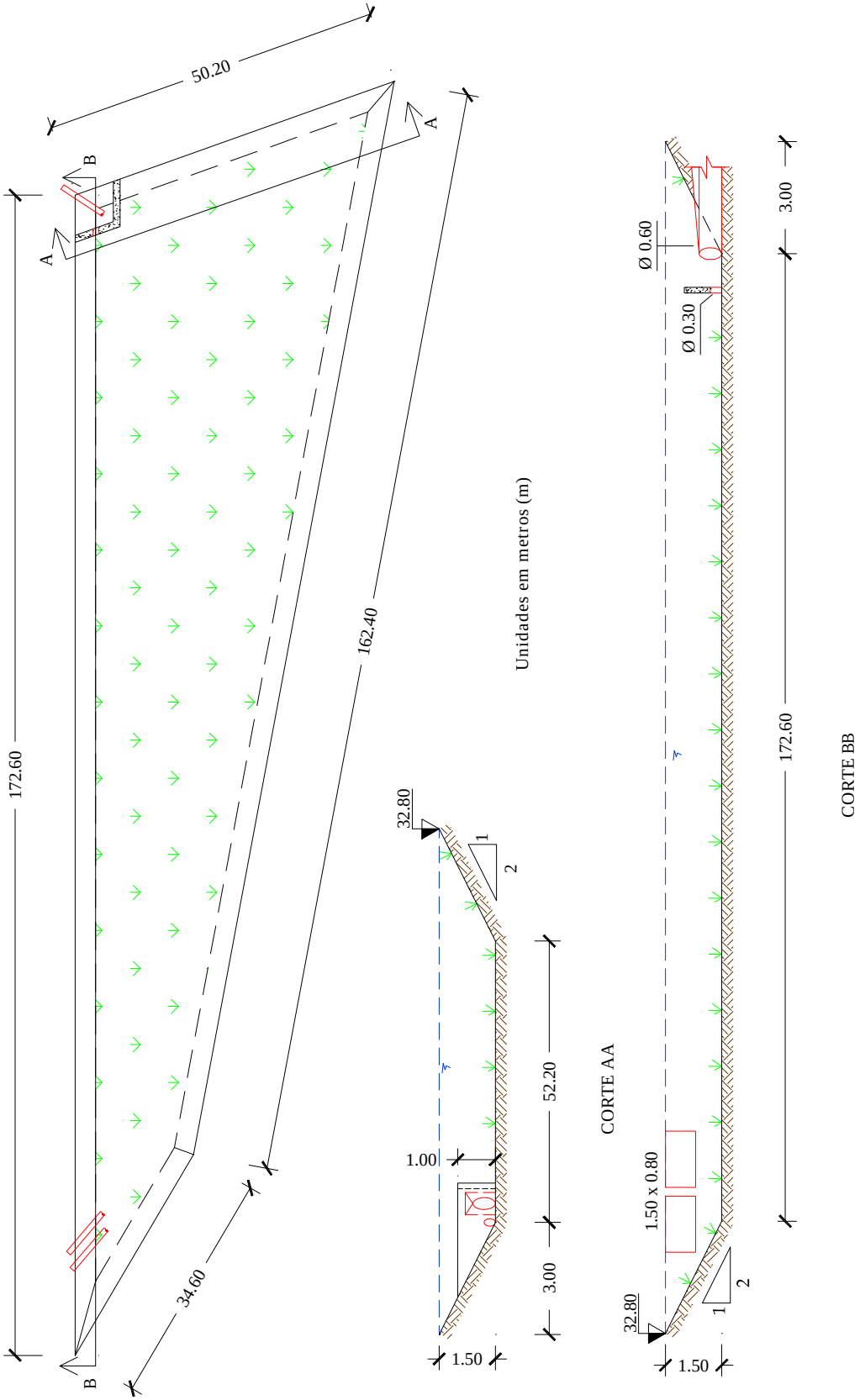


Figura 4.22 - Reservatório local nº 4

Local 05 - Reservatório aberto gramado de aproximadamente 2800 m^3 com 1 m de profundidade e taludes 1:2. Seu by-pass permite a passagem de 0,80 m^3/s. Apresenta como estrutura extravasora um conduto de 0,40 m de diâmetro. A figura 4.23 mostra um desenho esquemático do reservatório.

Sub-bacia B

A sub-bacia B (figura 4.19) apresenta loteamentos aprovados não constantes da informação presente no plano diretor (**Local 14**), logo para esta bacia foi determinado o volume necessário a um reservatório quando da locação dos lotes e praças de forma a fornecer valores máximos de vazão compatíveis com a rede existente a jusante. Este volume é cerca de 8500,00 m^3. Para a análise de sua atuação, foi utilizada uma profundidade de 2 m, com vertedor interno de saída de 1,5 m e by-pass de 2,0 m^3/s. O reservatório é esquematizado na figura 4.24.

Sub-bacia C

Esta bacia apresenta poucos locais disponíveis para reservatórios , destaca-se apenas uma região próxima ao cruzamento entre as ruas Fr. Henrique G. Trindade e Dr. Alfredo M. Wiligen (**Local 06**) . Para este local foi determinado um volume necessário de aproximadamente 11800 m^3 , com uma profundidade de 3 m . Este reservatório apresentaria um vertedor interno de 1 m de altura e conduto de saída de 0,80 m . Seria precedido por uma estrutura tipo by-pass com 2 m^3/s de capacidade. Assim a figura 4.25 mostra o reservatório implantado com suas características.

Sub-bacia D

A sub-bacia D apresenta muitas áreas disponíveis para a colocação de reservatórios, a figura 4.19 mostra os locais citados abaixo:

- Local 07 - Região próxima ao cruzamento entre a rua Colômbia e Av. do Forte: Localizada à entrada do conduto principal (trecho 26) ;
- Local 08 - Região próxima ao cruzamento entre a rua Gaston Englert e Av. do Forte : sua localização implica em hidrogramas muito pequenos pois tem pouca contribuição a montante do trecho;
- Local 09 - Região próxima ao cruzamento entre as ruas Gaston Englert e Cipó(Praça Fortunato): Sua localização deve possibilitar bom abatimento das vazões de montante no trecho 26;
- Local 10 - Região próxima ao cruzamento entre as ruas Roque Calage e Sapé: Localiza-se próxima à praça Insp. Irani Bertelli e apresenta pouca área disponível.
- Local 11 - Região próxima ao cruzamento entre as ruas Sapé e Joaquim Mesquita : Localizada logo a jusante da junção de condutos correspondentes aos trechos 25 e 26- .

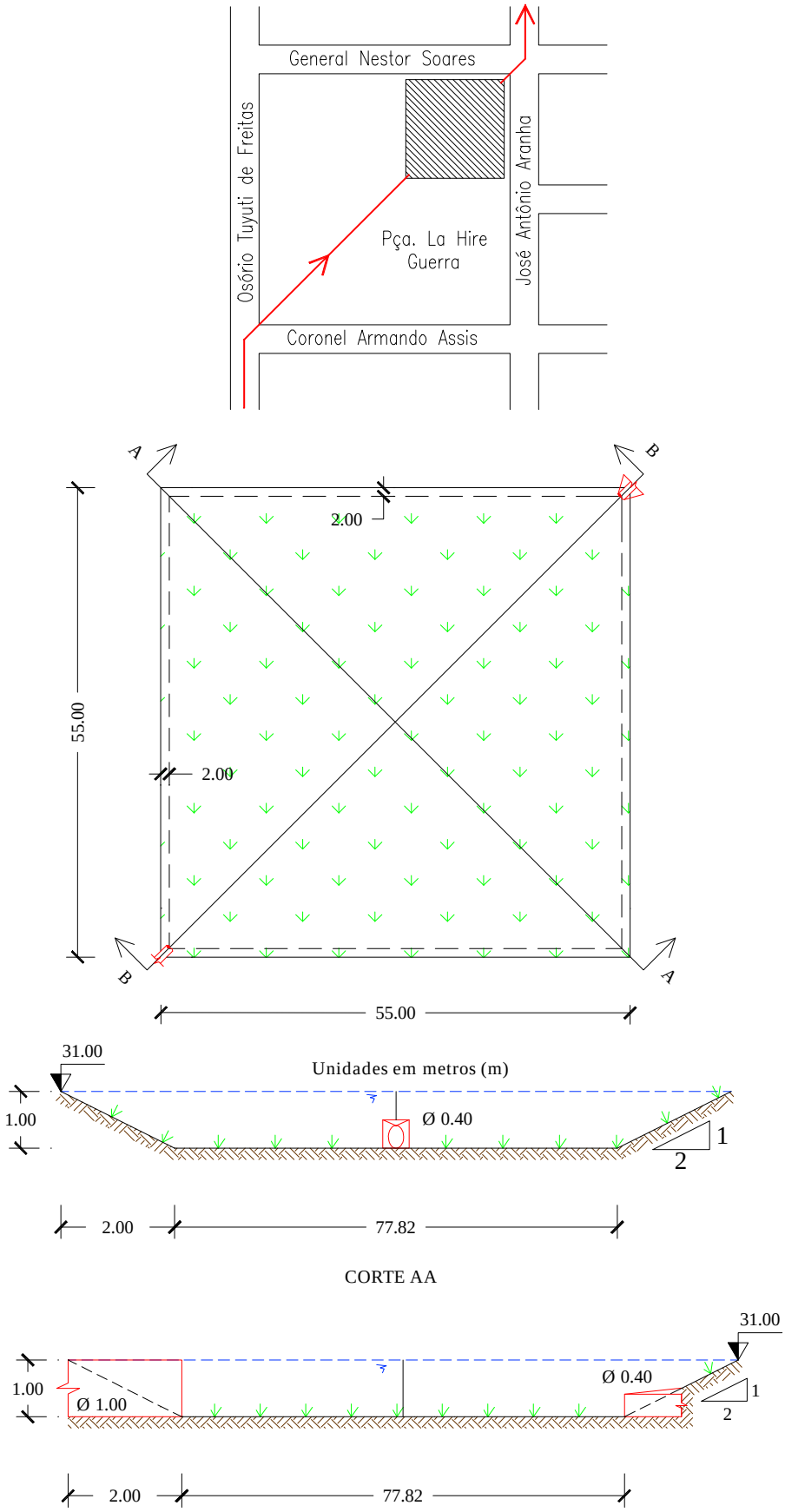
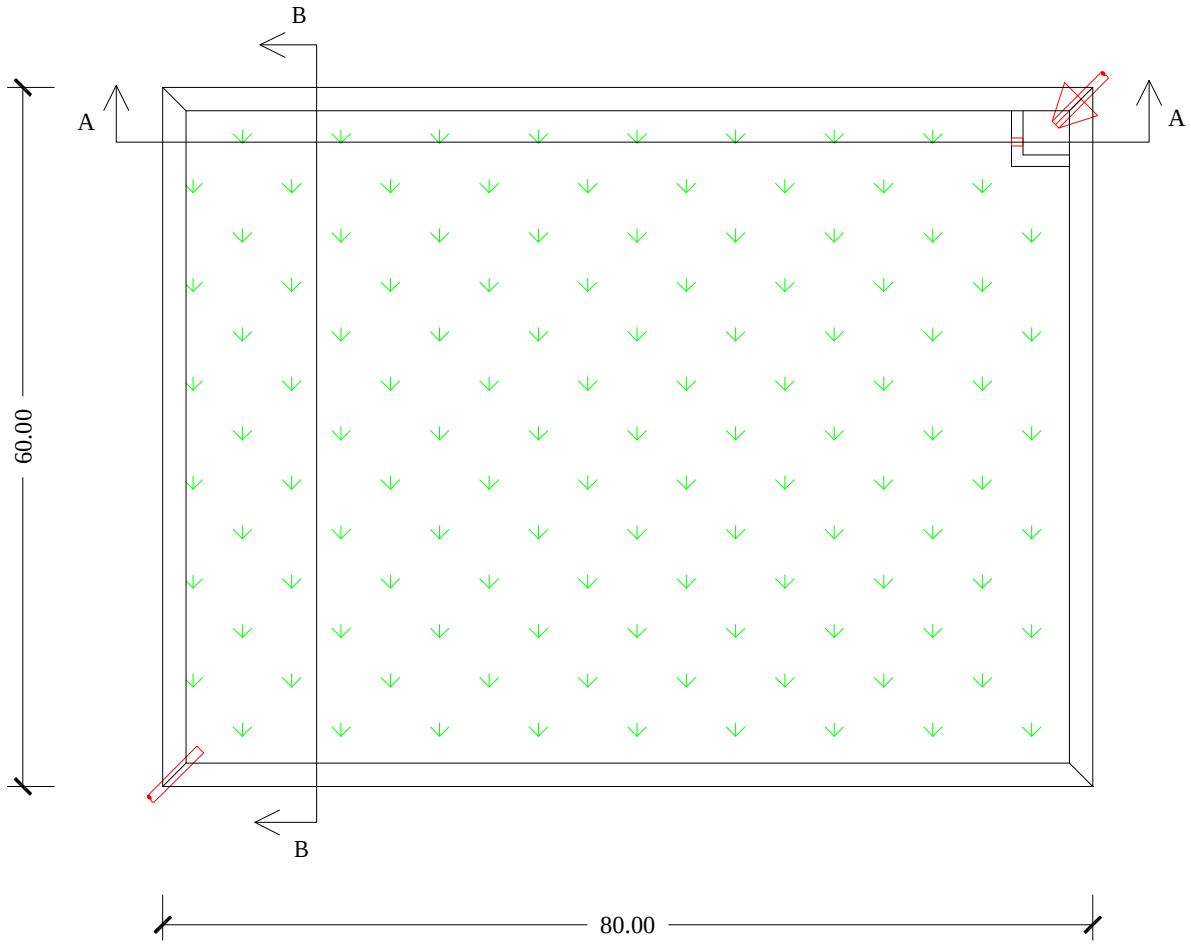
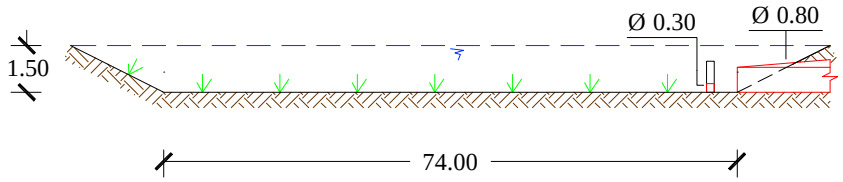


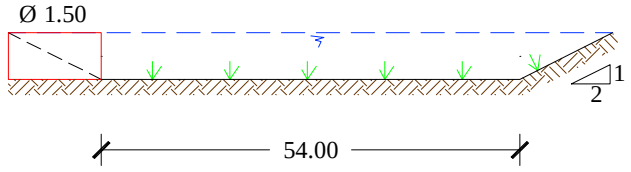
Figura 4.23 - Reservatório ”La Hire Guerra” - local nº 5



Unidades em metros (m)



CORTE AA



CORTE BB

Figura 4.24 - Reservatório "Parque Alemanha" - local nº 14

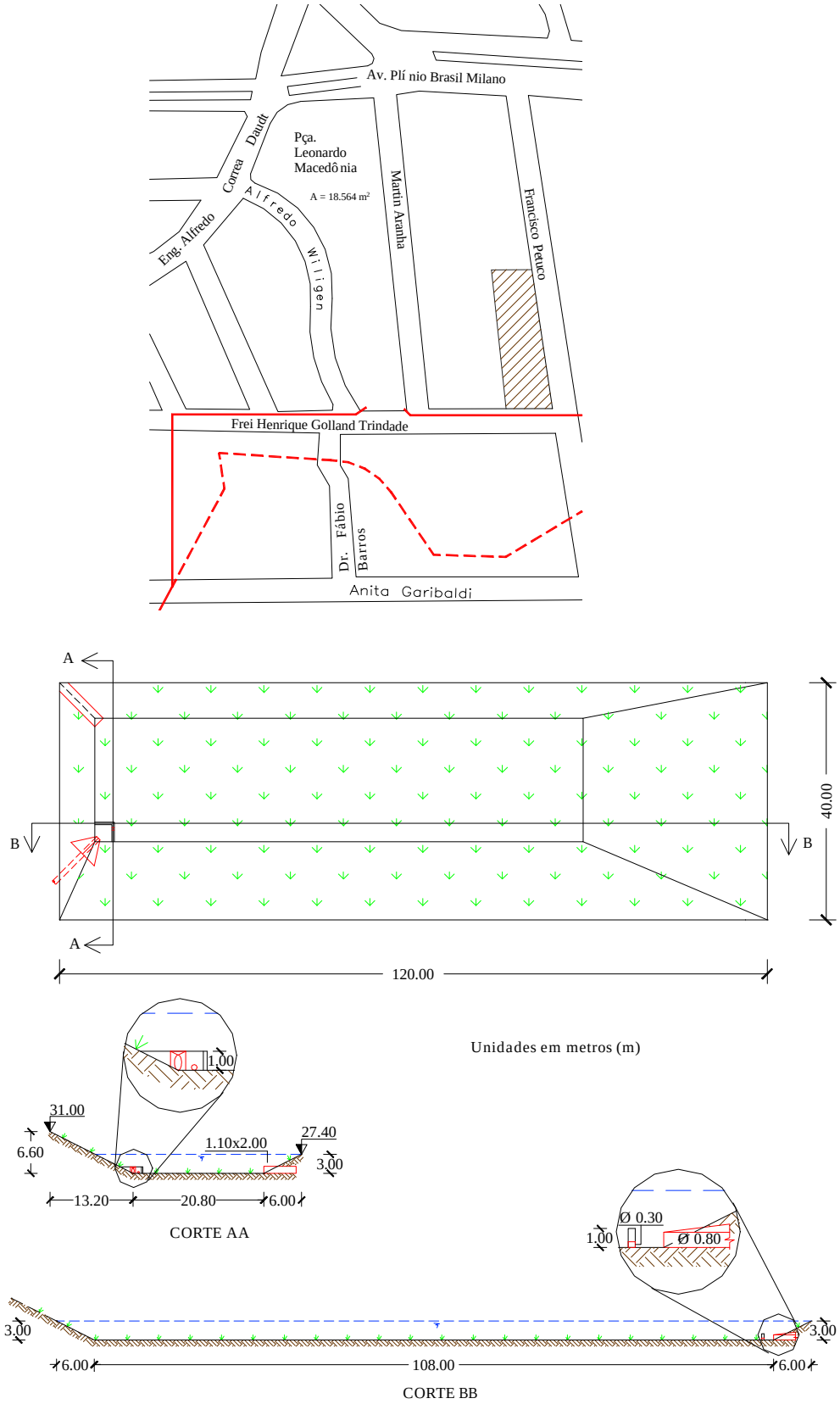


Figura 4.25 - Reservatório "Leonardo Macedonia" - local nº 6

– Local 12 - Terreno desocupado entre Av. Grécia e Av. Assis Brasil: Esta é uma área considerável (38000 m^2), que deve estar em processo de loteamento. Para efeito de aproveitamento para detenção, será determinada uma porção de 20% correspondente ao reservado com áreas verdes em um loteamento.

Dispostas as possibilidades, foram escolhidos três pontos de detenção assim descritos:

Local 09 - Reservatório de aproximadamente 2600 m^3 com 1 m de profundidade. Apresenta taludes gramados 1:2 e estrutura de saída formada por um conduto de 0,60 m de diâmetro. Apresenta-se precedido por estrutura tipo by-pass de 1,5 m^3/s de capacidade. A figura 4.26 mostra o desenho esquemático do reservatório.

Local 10 - Reservatório de aproximadamente 12700 m^3 de volume, com 1,5 m de profundidade e taludes 1:2 gramados. Apresenta by-pass com 3 m^3/s de capacidade. Sua estrutura extravasora é composta por um vertedor de 1 m de altura seguido por um conduto com 0,80 m de diâmetro. A figura 4.27 mostra o desenho esquemático do reservatório.

Local 12 - Reservatório com um volume em torno de 4200 m^3 . Apresenta profundidade de 1 m e estrutura by-pass com 13 m^3/s de capacidade. Este reservatório fez uso de um by-pass alto pela falta de profundidade, para otimizar o seu volume e promover um corte desejado no pico. Seu dispositivo de saída é composto por um conduto de 0,80 m de diâmetro. A figura 4.28 mostra o desenho esquemático do reservatório.

Sub-bacia F

A sub-bacia F, a menor dentre as simuladas, apresenta apenas um campo de futebol localizado em sua porção de jusante, chamado de Estádio Alim Pedro (**Local 13**). Este pode ser rebaixado para permitir o armazenamento de parte do pluvial em grandes eventos chuvosos. Este reservatório possibilitaria a obtenção de um volume de aproximadamente 7800 m^3 com o rebaixamento do campo em 1 m. Apresenta como estrutura de saída um conduto de 0,40 m de diâmetro. A estrutura by-pass teria 1m^3/s de capacidade. A figura 4.29 mostra o reservatório e suas características principais são listadas.

Sub-bacia G

A não localização de possíveis áreas livres na bacia G e a falta de capacidade dos condutos forçados do Areia, levou à idealização de duas possibilidades: construção de reservatórios "in-line" subterrâneos e desvio do escoamento aí gerado para fora da bacia do Areia através de um novo conduto forçado que seguiria pela Av. Assis Brasil e Av. Cairu até o Guaíba. As simulações preliminares com os reservatórios "in-line" subterrâneos mostrou que estes são extremamente ineficientes, exigindo comprimentos muito grandes ao longo dos condutos para pequenos abatimentos nas vazões de saída a custos elevadíssimos.

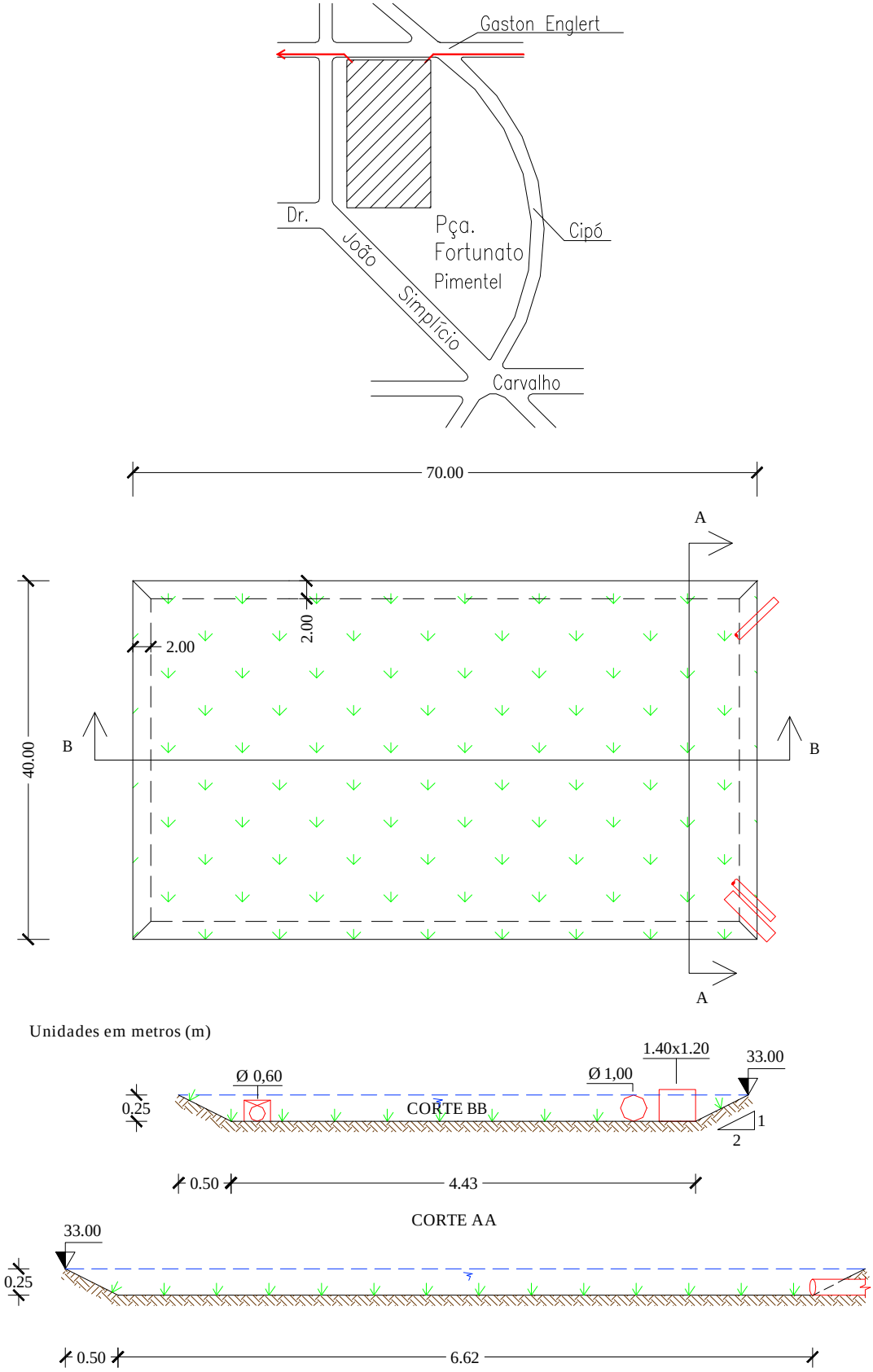


Figura 4.26 - Reservatório "Fortunato Pimentel" - local nº 9

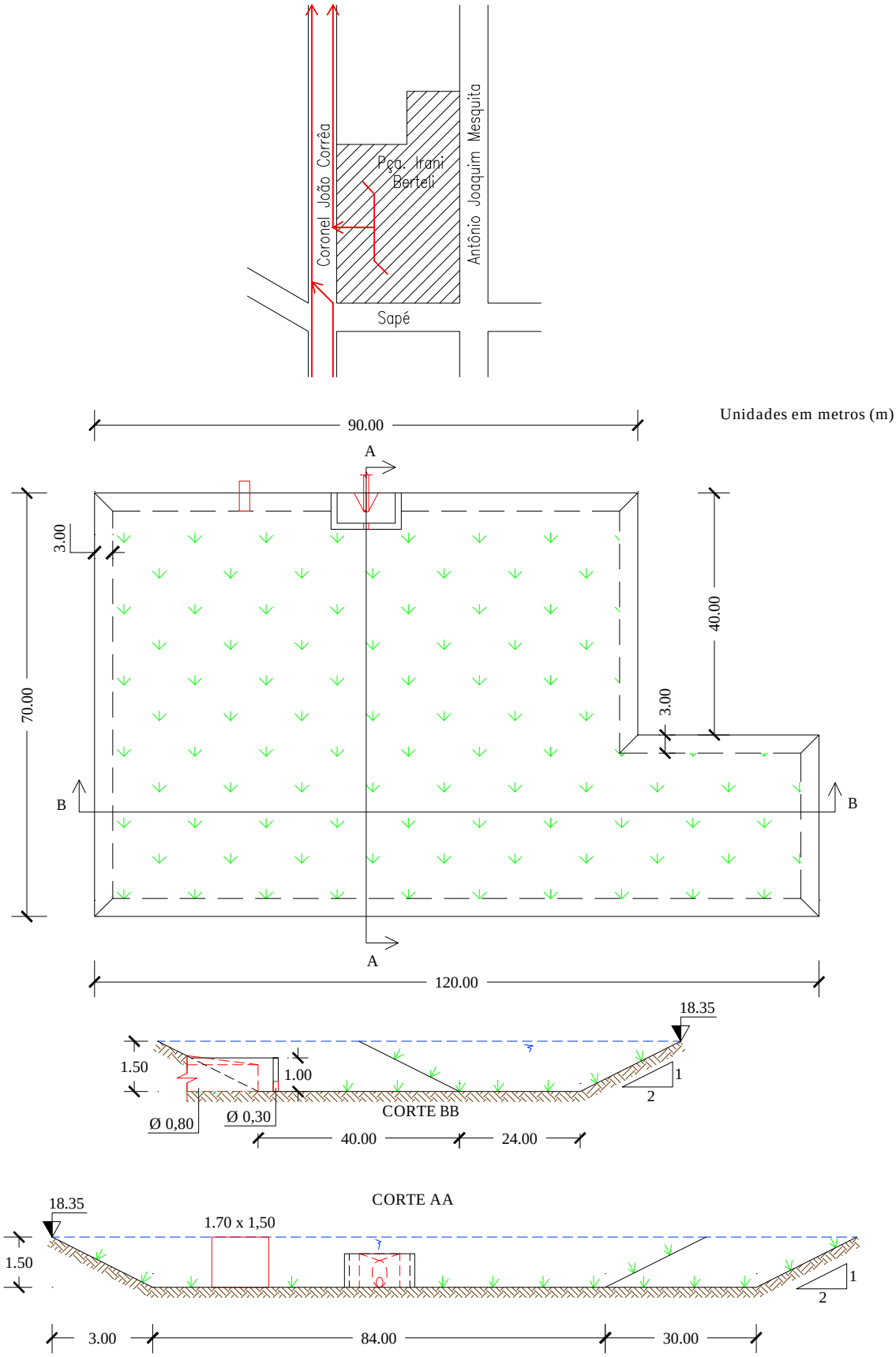


Figura 4.27 - Reservatório "Irani Bertelli" - local nº 10

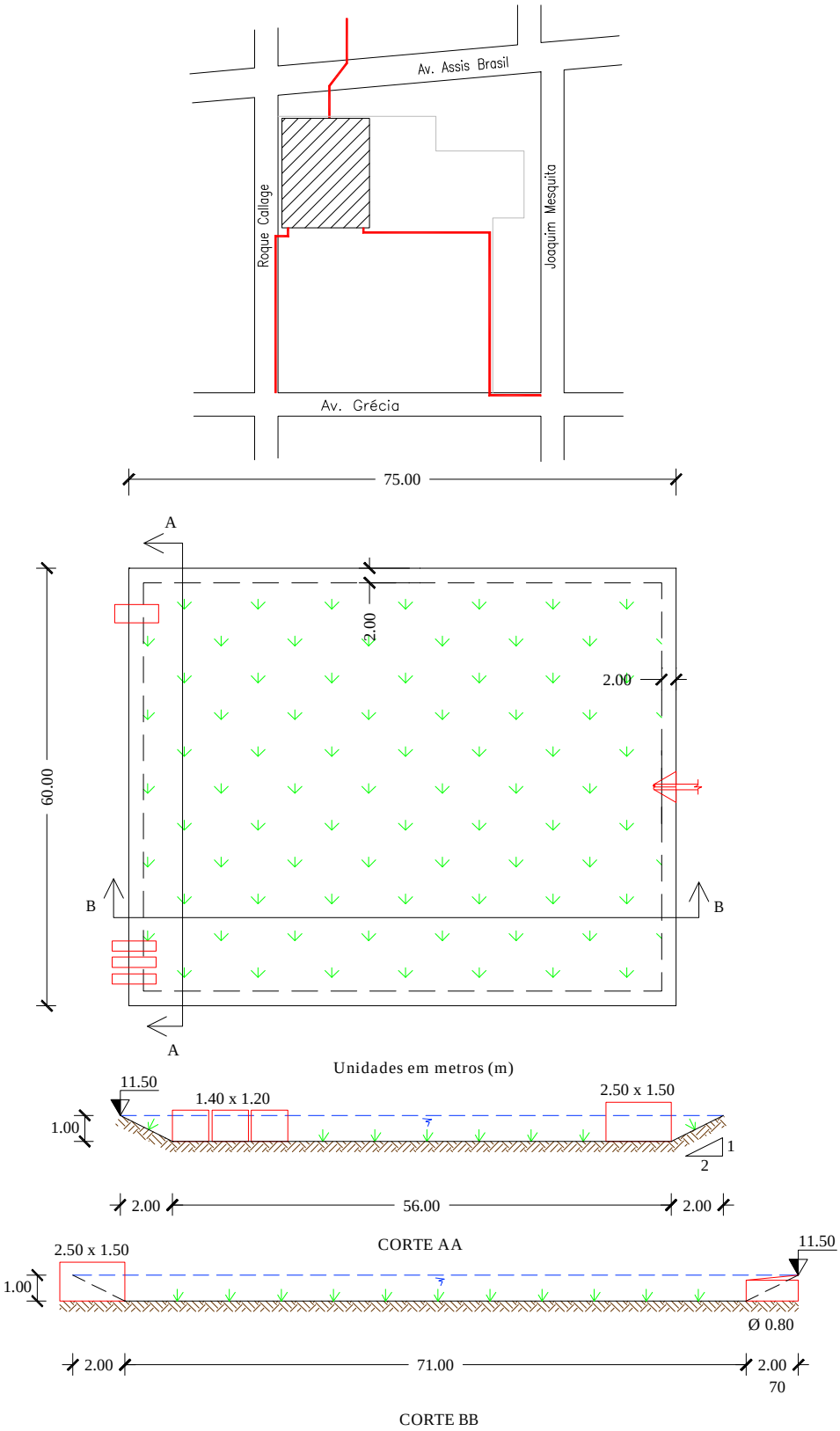


Figura 4.28 - Reservatório "Grecia" - local nº 12

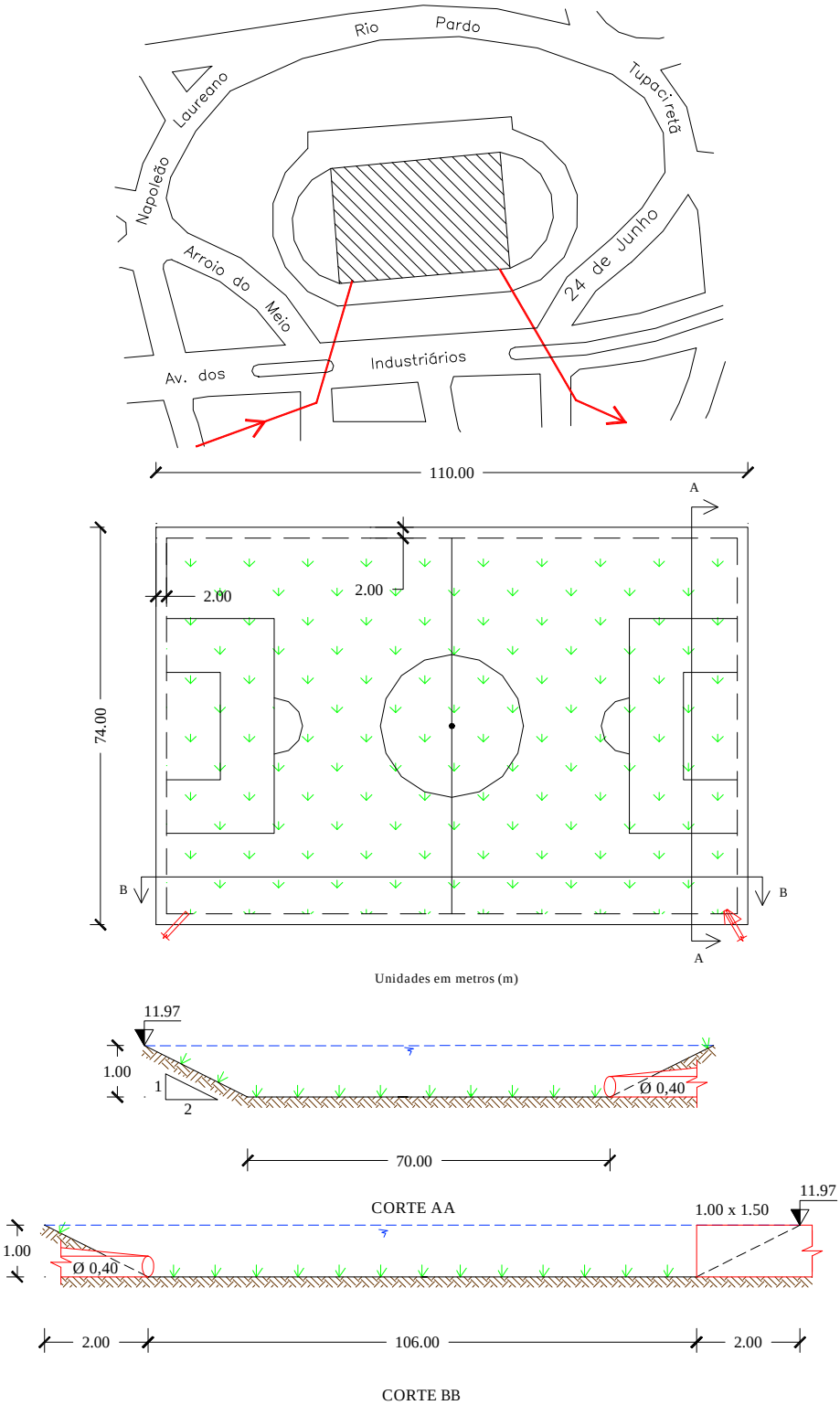


Figura 4.29 - Reservatório "Alim. Pedro" - local nº 13

O conduto forçado a ser construído teria um comprimento de 2900,0 m e conduziria uma vazão máxima em torno de 20,0 m^3/s, pois seria aproveitado também para o desvio de parte da bacia H que vai atualmente para a casa de bombas Silvio Brum . A figura 4.30 mostra a localização dos condutos e das bacias por ele drenadas..

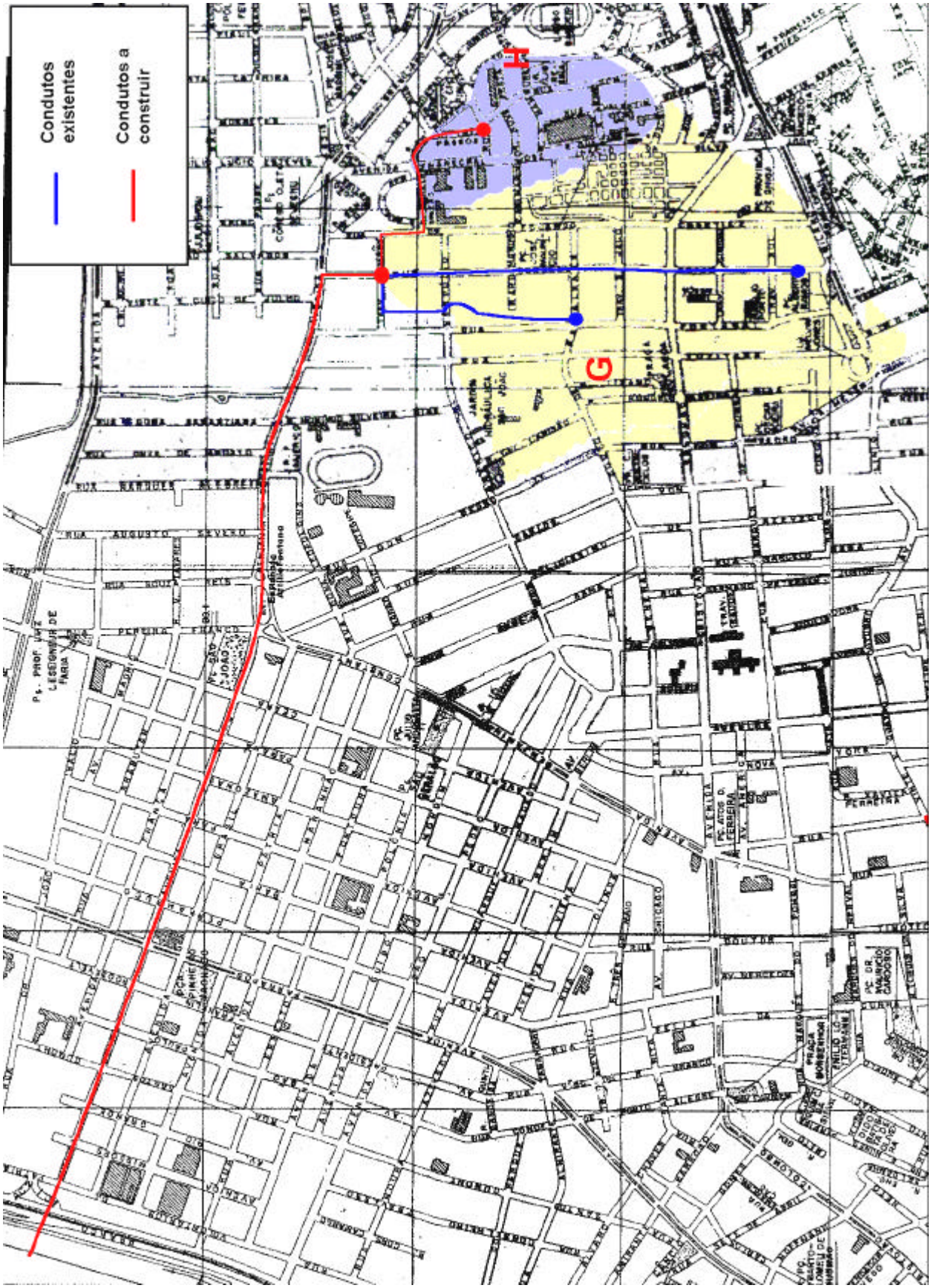


Figura 4.30 - Localização do conduto forçado na Avenida Cairu

Canal do Areia

Para controle através de reservatórios no canal principal do Areia, foi considerada a possibilidade de detenção dentro do terreno do Contry Club (**Local 15**), mais especificamente junto à sua saída ao norte. Este reservatório foi dimensionado de forma a promover o máximo abatimento possível com a utilização de um mínimo de área. Assim, este reservatório apresentaria um volume total de aproximadamente 26600 m³, 3,0m de profundidade e taludes gramados 1:2. A figura 4.31 mostra o esquema do reservatório utilizado nas simulações.

Casa de Bombas Silvio Brum

A CB Silvio Brum teve o seu controle por detenção previsto através de um reservatório que receberia a água gerada nas regiões abaixo da cota 8,13m e permitiria ao sistema de bombeamento atual a inserção de uma vazão controlada no conduto forçado do Areia. Este reservatório deveria ser construído próximo a CB (**Local 16**) com volume útil de aprox. 6500 m³. Vale ressaltar que prevê também desvio de parte do escoamento da bacia H (1/3 aproximadamente) para o conduto da Av. Cairu e para o conduto forçado do Areia (1/3). A figura 4.32 mostra o desenho esquemático do reservatório simulado.

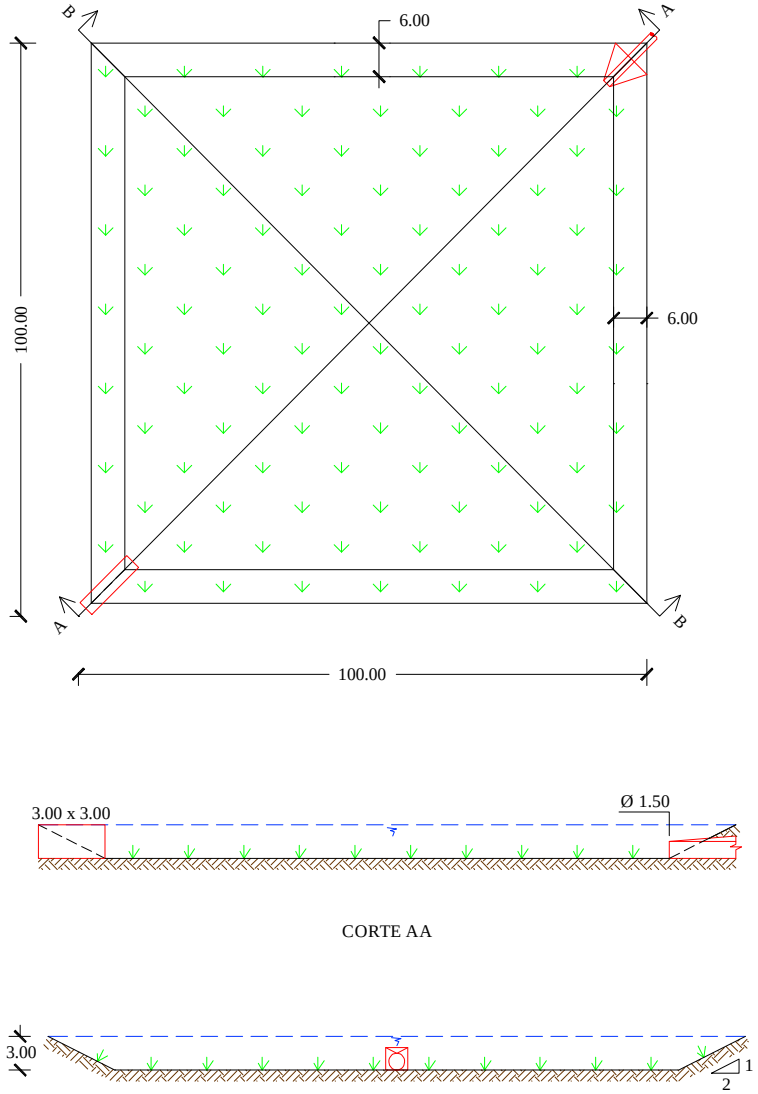


Figura 4.31 - Reservatório "Country Club" - local nº 15

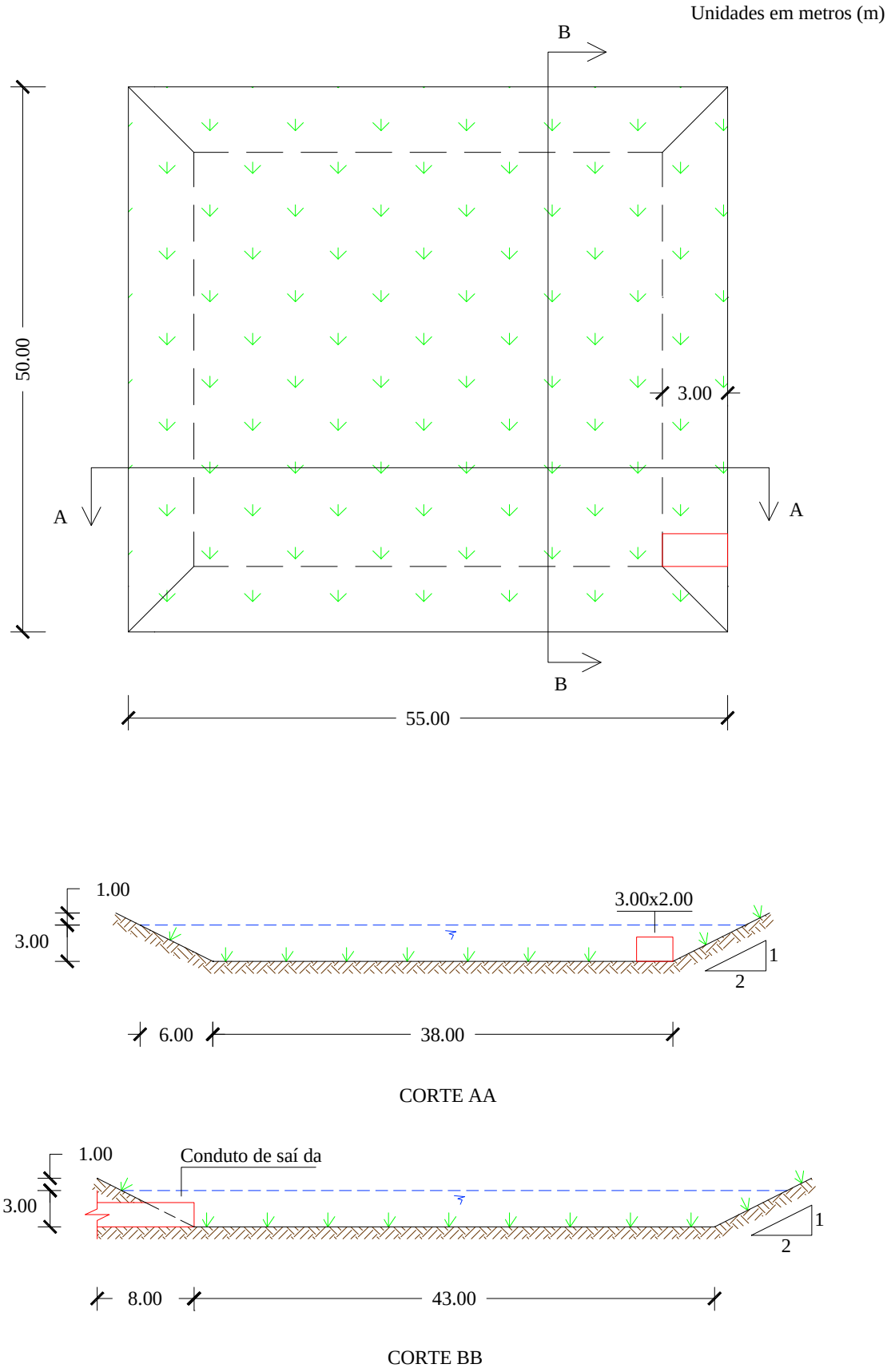


Figura 4.32 - Reservatório "Silvio Brum" - local nº 16

Resultados da simulação da alternativa 2

As simulações foram realizadas para o sistema como um todo, considerando a influência da implantação de um reservatório no valor de vazão de entrada dos outros reservatórios além da ampliação de alguns trechos de rede de forma a possibilitar a chegada de todo o escoamento gerado aos locais de implantação dos reservatórios.

Sub-bacia A

- Reservatório Local 01: Este reservatório apresentou bom comportamento, reduzindo a vazão de pico em 71% com relação ao valor de entrada. A figura 4.33 mostra os hidrogramas correspondentes.

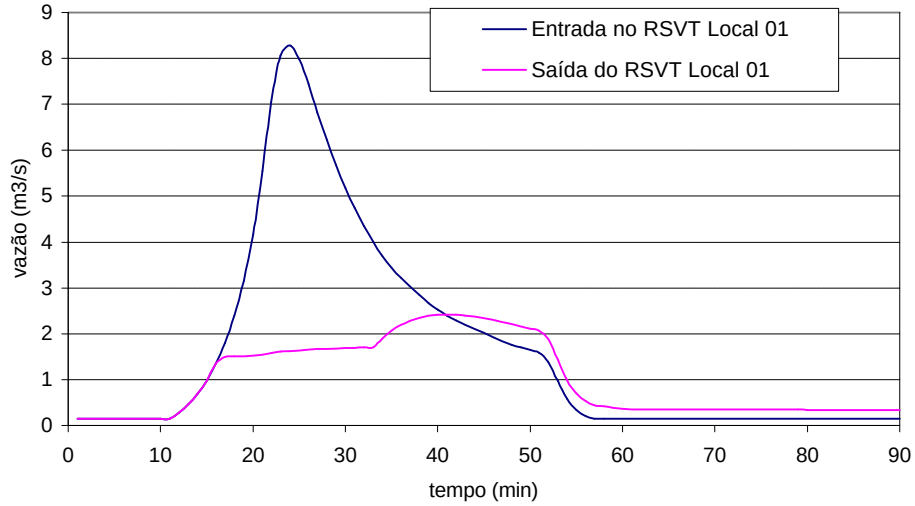


Figura 4.33 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 01

- Reservatório Local 02 : Também apresentou bom comportamento, abatendo o pico do hidrograma de entrada em 62%. A figura 4.34 mostra os hidrogramas:

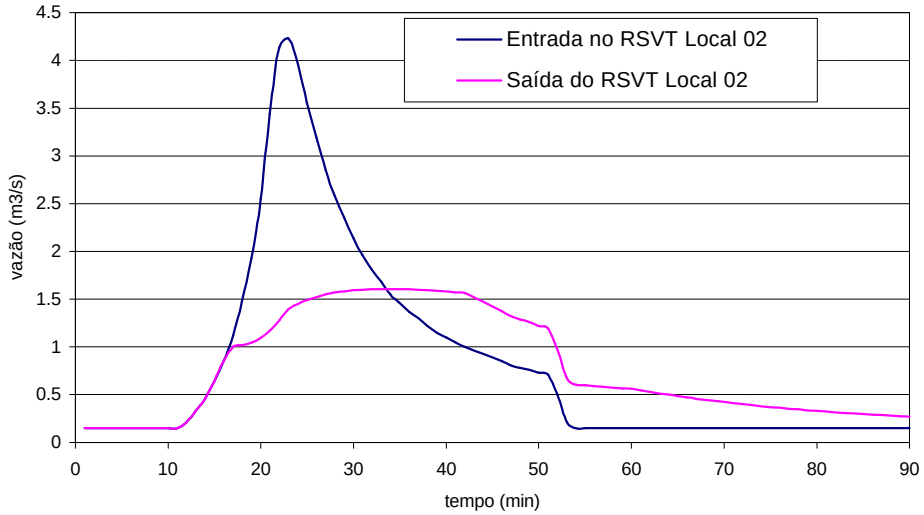


Figura 4.34 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 02

- Reservatório Local 04: Também apresentou grande abatimento de vazões máximas, mostrando quedas de 62% no pico do hidrograma de entrada. A figura 4.35 mostra as simulações:

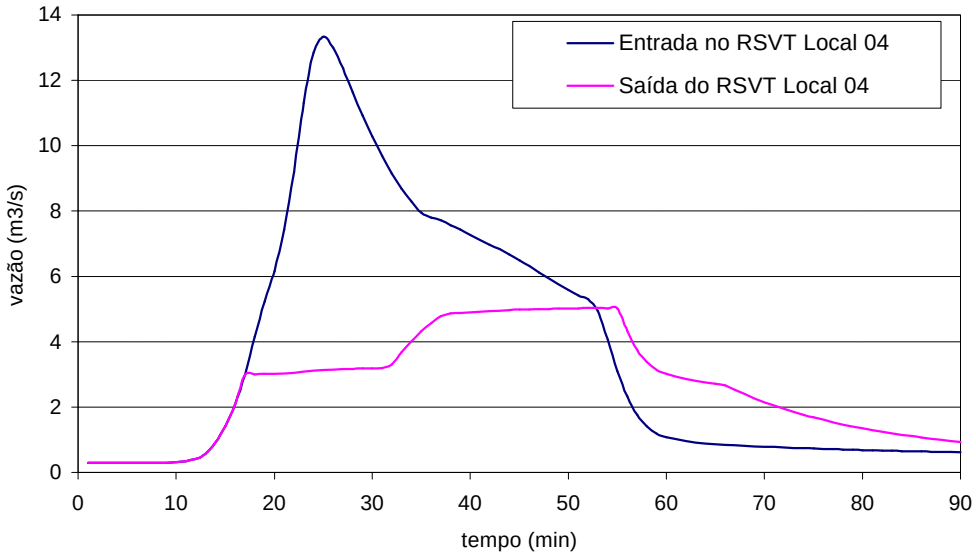


Figura 4.35 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 04

- Reservatório Local 05: Apresentou a melhor das performances dentre os reservatórios desta sub-bacia, promovendo abatimento da ordem de 76% na vazão de pico de entrada no reservatório. A figura 4.36 mostra os resultados:

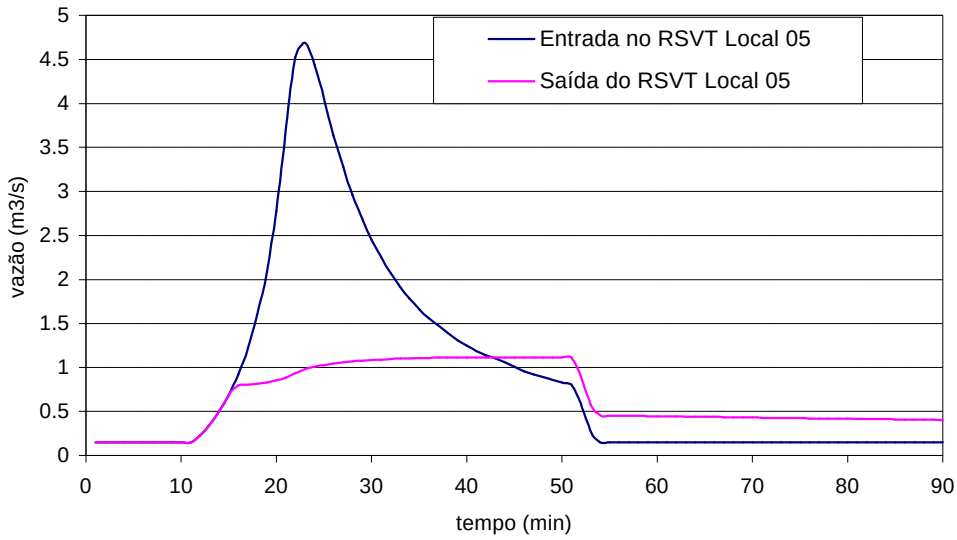


Figura 4.36 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 05

O hidrograma final da sub-bacia A (figura 4.37) mostra um abatimento no valor de pico de 53% com relação ao valor da alternativa 1 (condutos ampliados) e praticamente manteve a vazão atual de chegada sem nenhum ponto de inundação à montante.

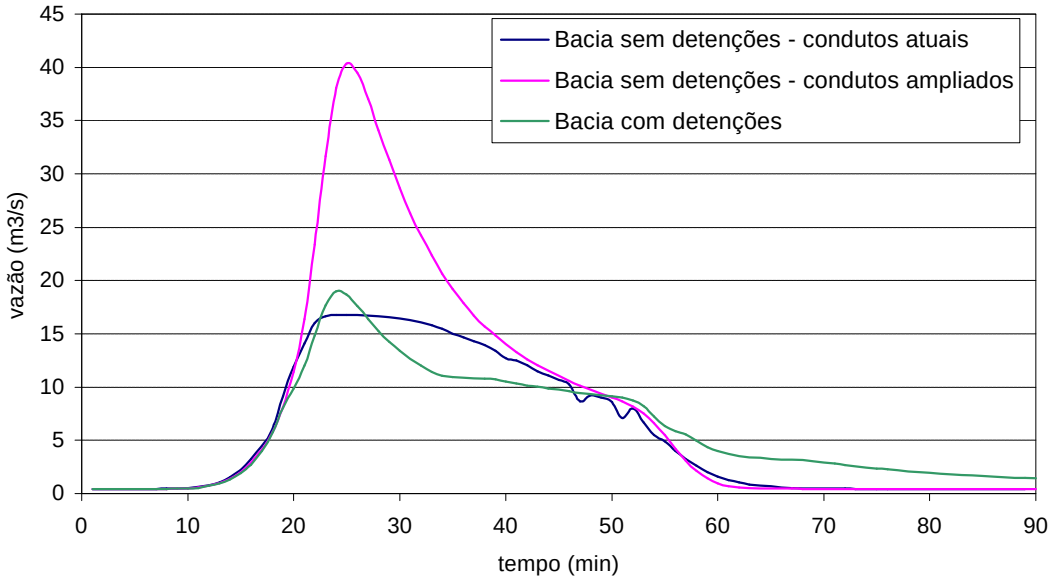


Figura 4.37 - Hidrogramas comparativos para a bacia A

Sub-bacia B

Para esta bacia foi calculado um reservatório com 2,0 m de profundidade à entrada do conduto 7 de forma a fornecer o valor de abatimento a ser obtido quando da implantação do controle com a urbanização dos loteamentos aprovados. Este reservatório promoveu um abatimento de 68% no valor de vazão de pico do hidrograma de entrada, como pode ser bem visualizado na figura 4.38:

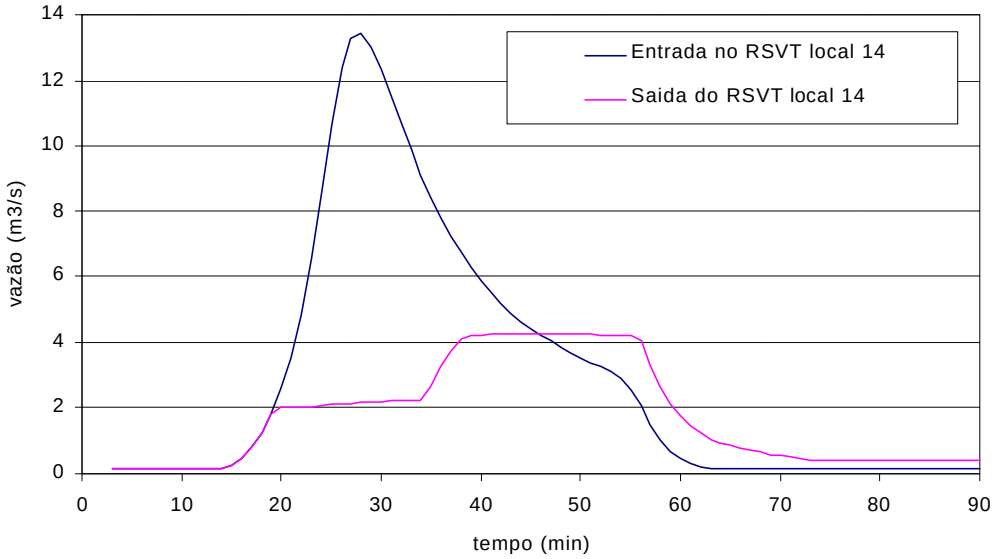


Figura 4.38 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 14

O abatimento de vazão de pico total da bacia foi de 54% (figura 4.39) com relação ao valor de condutos ampliados, e praticamente iguala-se ao valor de saída dos condutos atuais, só que sem nenhum ponto de inundação à montante.

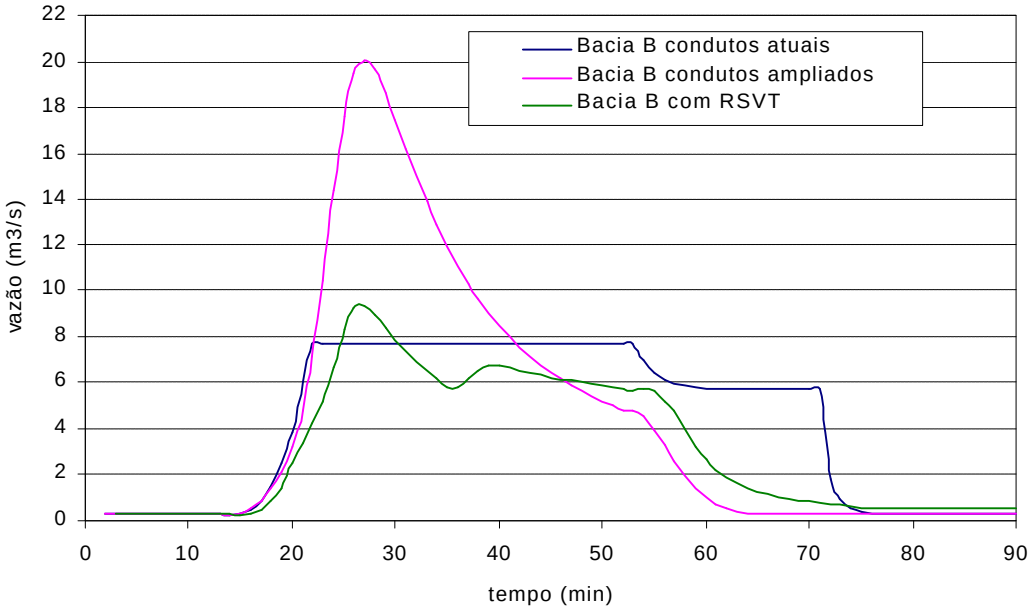


Figura 4.39 - Hidrogramas comparativos para a bacia A

Sub-bacia C

- Reservatório Local 06: Apresentou um abatimento de 76% no valor de vazão máxima de entrada. A figura 4.40 mostra os hidrogramas simulados:

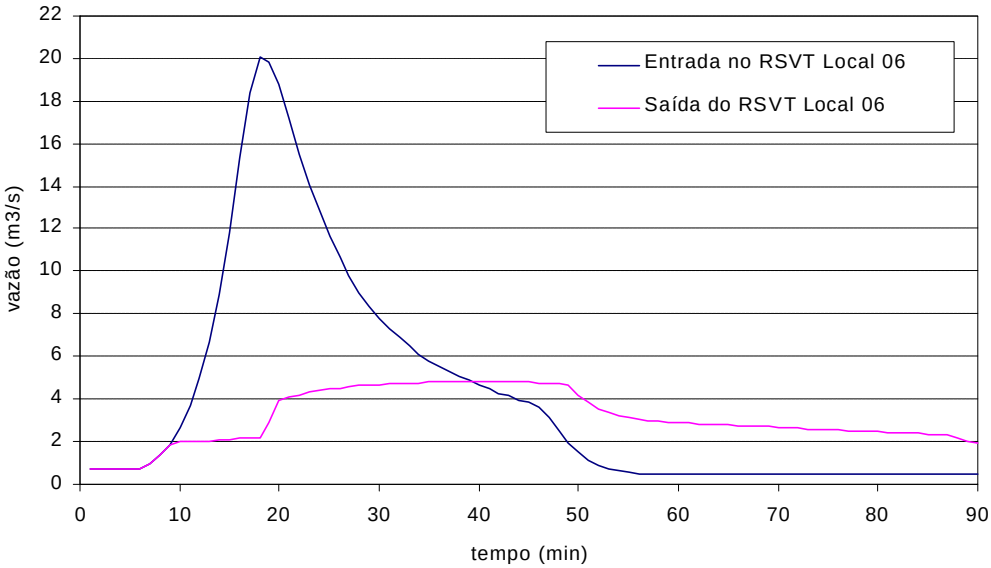


Figura 4.40 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 06

A utilização da estrutura de detenção promoveu um abatimento total na vazão de saída dos condutos ampliados da bacia de 56% (figura 4.41), e ainda deixou este valor abaixo da vazão máxima de saída dos condutos atuais, que encontram-se ineficientes.

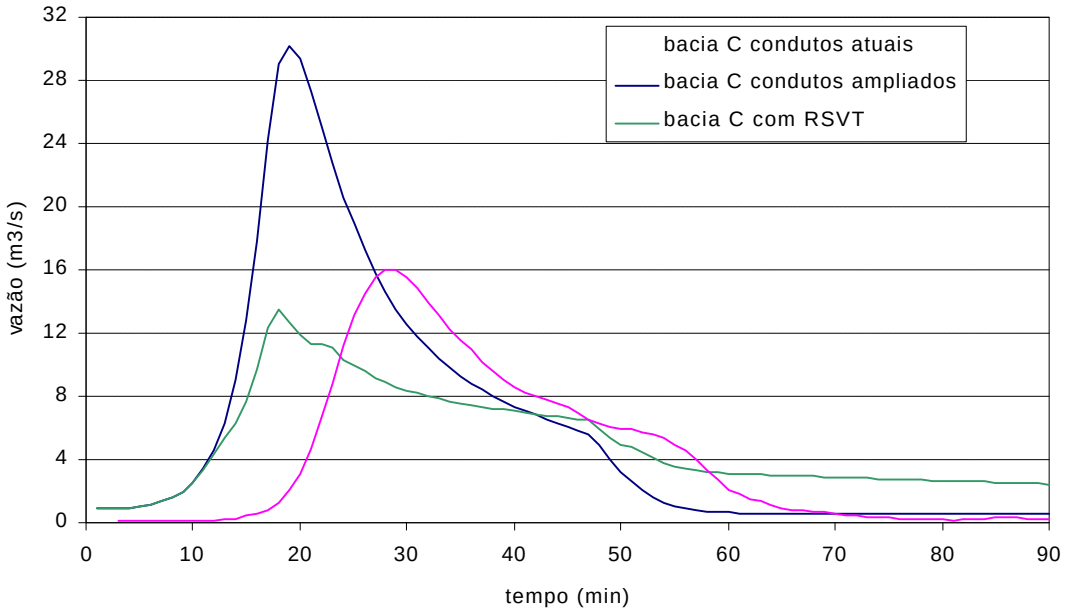


Figura 4.41 - Hidrogramas comparativos para a bacia C

Sub-bacia D

- Reservatório Local 09: Apresentou boa eficiência no abatimento do pico do hidrograma de projeto, fornecendo valores 66% menores que as vazões do hidrograma de entrada. A figura 4.42 mostra os hidrogramas resultantes:

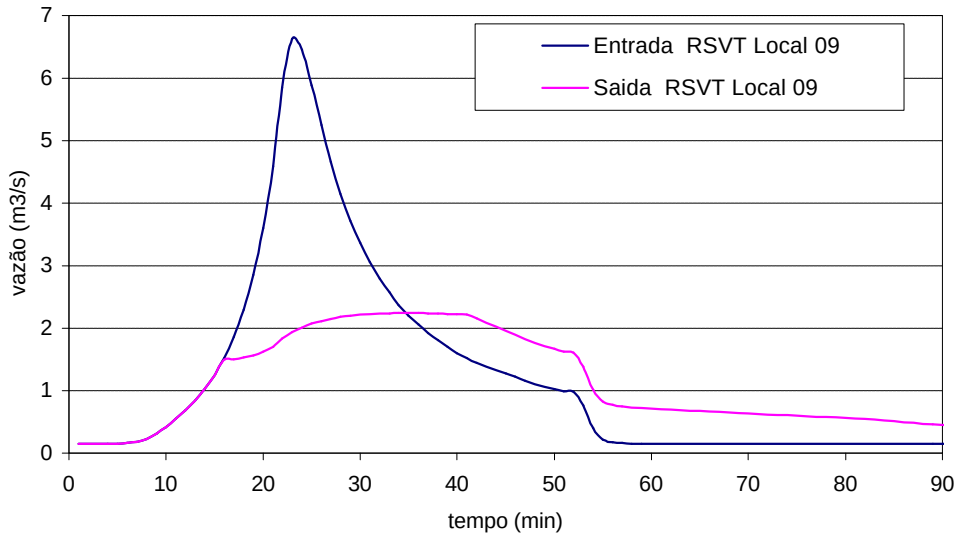


Figura 4.42 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 09

- Reservatório Local 10 : Forneceu valores de pico de saída 72% menores que as vazões do hidrograma de entrada. A figura 4.43 mostra os hidrogramas envolvidos.

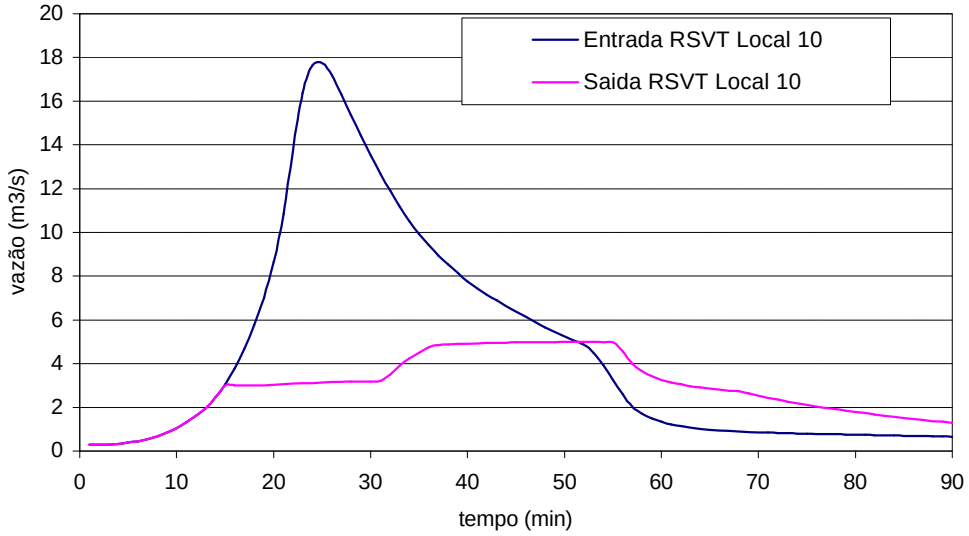


Figura 4.43 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 10

- Reservatório Local 12: Apesar de possuir um valor de by-pass muito alto, devido à falta de profundidade, o reservatório cumpriu bem o seu papel principalmente pela sua localização à saída da bacia. Apresentou valores de abatimento da ordem de 37% (figura 4.44).

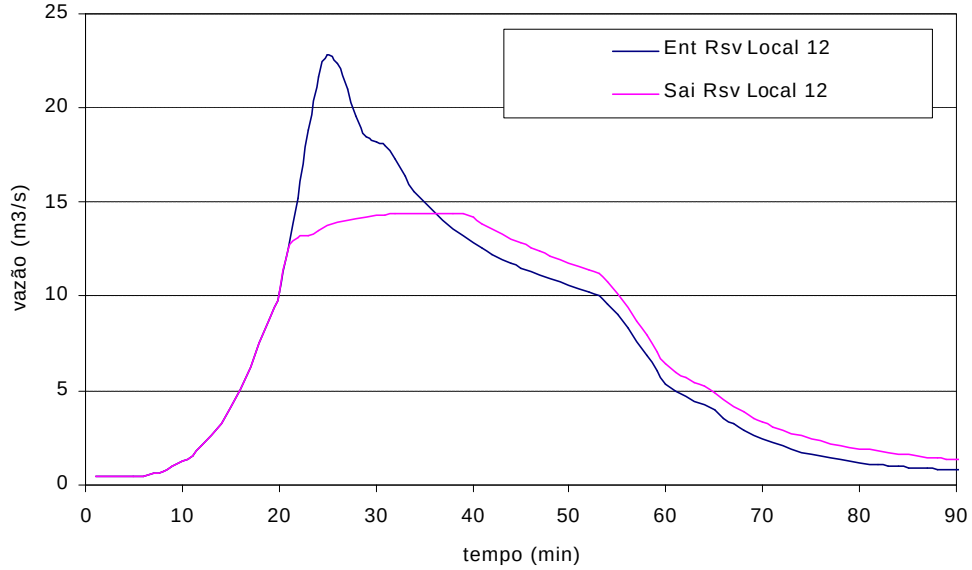


Figura 4.44 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 12

A bacia completa mostrou um bom abatimento por ação das detenções, atingindo o valor de 60% de redução do pico de vazão (figura 4.45) com relação ao valor de ampliação dos condutos. O valor de pico para a bacia sem reservatórios com os condutos atuais, apesar de apresentar-se bem menor, é resultado da pouca capacidade de condução dos condutos a montante, provocando muitas inundações.

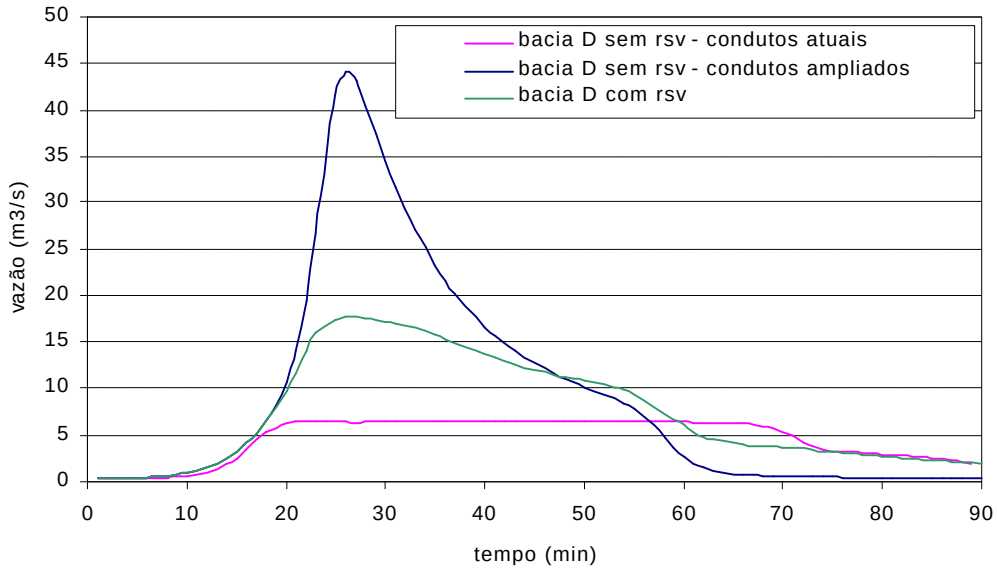


Figura 4.45 - Hidrogramas comparativos para a bacia D

Sub-bacia F

- Reservatório Local 13 : Promoveu abatimentos da ordem de 80% sobre o pico de vazão de entrada no reservatório. A figura 4.46 mostra os hidrogramas :

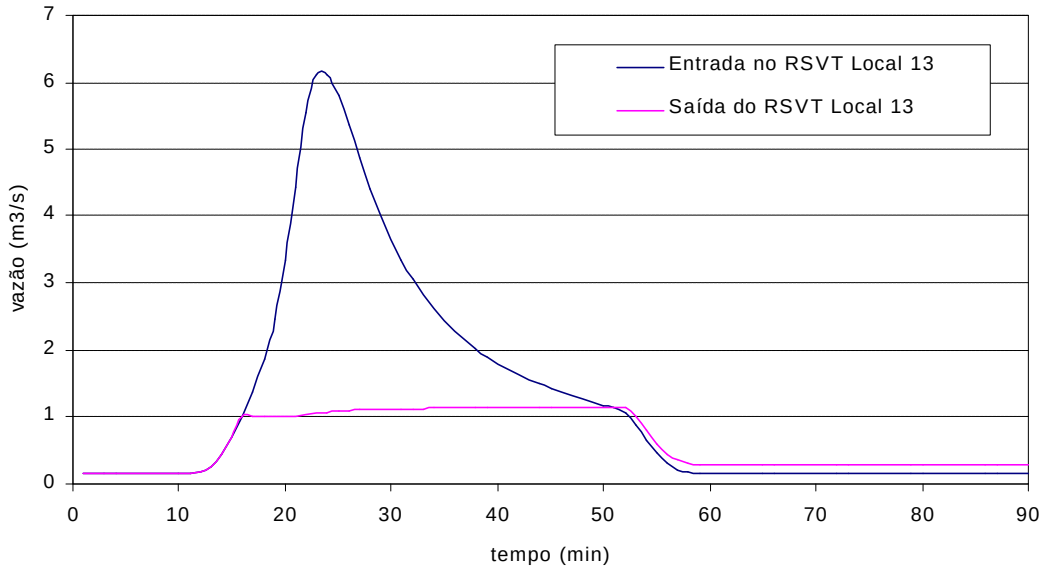


Figura 4.46 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 13

A bacia F apresentou uma queda de 52% no valor de vazão de pico dos condutos ampliados. A figura 4.47 mostra os hidrogramas.

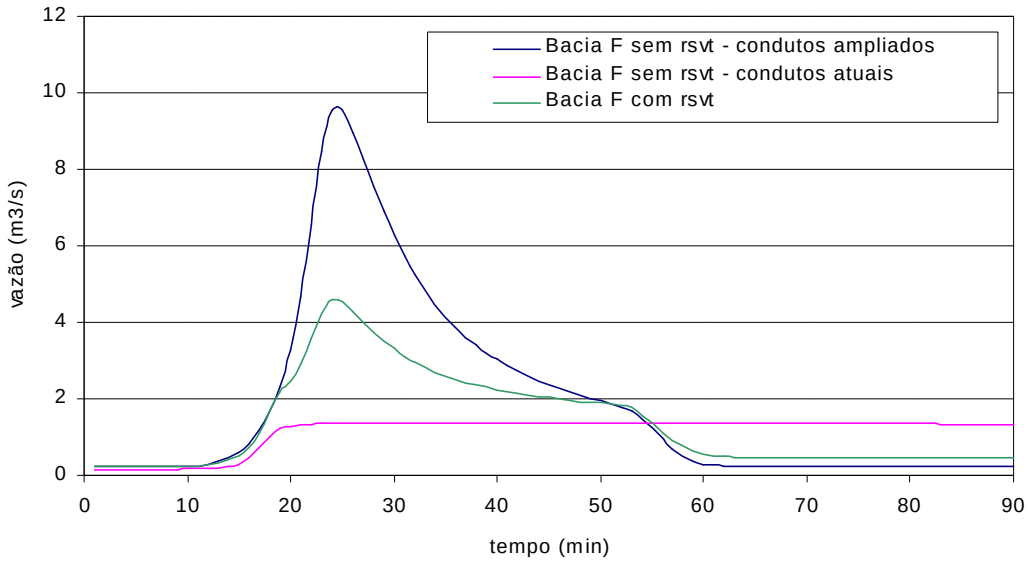


Figura 4.47 - Hidrogramas comparativos para a bacia F

Canal do Areia

Canais abertos

A inserção de reservatórios de detenção nas bacias A e B, provocaram melhorias nas vazões que entram no Country Club, reduzindo os seus valores em 53% e 54% respectivamente. Desta forma os **trechos 05 e 08**, têm as suas capacidades atuais mantidas com as detenções aplicadas à montante.

Na região do **trecho 09** se daria a implantação de um reservatório dentro do Country Club (local 15). Este foi simulado e os hidrogramas resultantes são mostrados na figura 4.48. A introdução do reservatório promoveu um abatimento em torno de 68% no valor de pico de saída do Country Club.

O trecho 17-1, que recebe o aporte do Country, apresenta uma capacidade muito baixa (em torno de 5 m^3/s) e em sua grande parte encontra-se confinado por muros de residências. Mesmo com as detenções implantadas foi necessária a ampliação deste canal com elevação de suas paredes de 1,30 m para 1,80 m e mudança na sua declividade, passando de menos de 0,1 % para 0,33%. A figura 4.49 mostra os hidrogramas resultantes destas alterações no trecho 17-1. O abatimento da vazão de pico neste trecho chega a 76%.

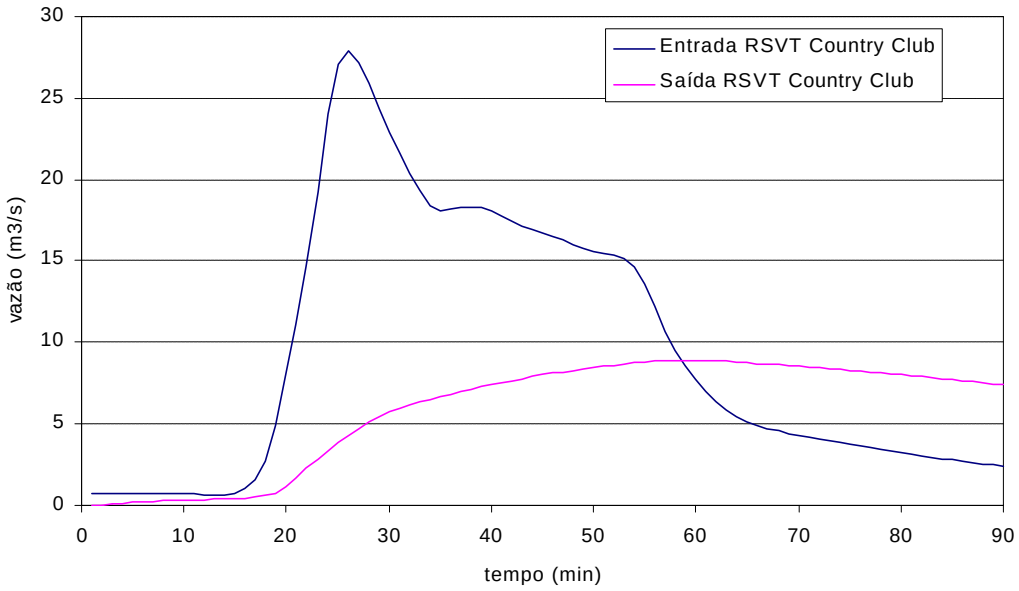


Figura 4.48 - Hidrogramas de entrada e saída do reservatório local 15

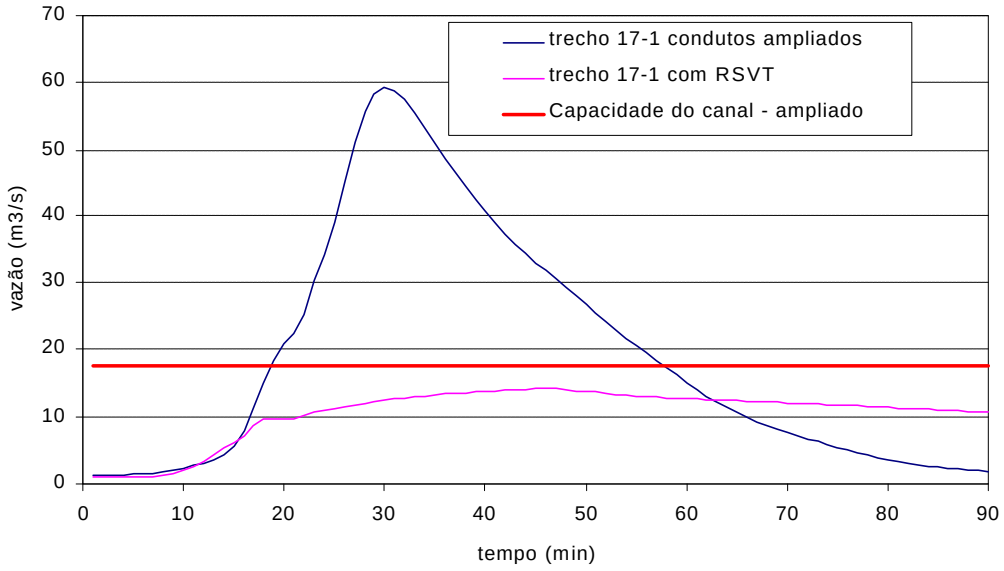


Figura 4.49 - Hidrogramas comparativos trecho 17-1

O trecho 17-2 teve a sua declividade de fundo reduzida por conta da modificação da declividade do trecho 17-1, passando de 0,7% para 0,33%. A figura 4.50 mostra os hidrogramas envolvidos e a nova capacidade do trecho. O abatimento da vazão de pico do hidrograma chega a 75%.

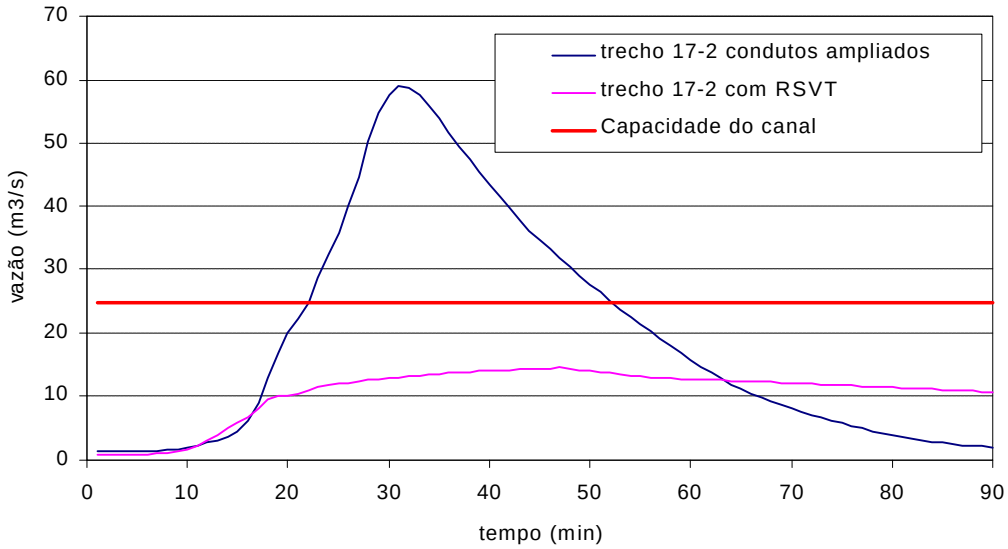


Figura 4.50 - Hidrogramas comparativos trecho 17-2

Condutos forçados

A implantação desta alternativa de controle possibilita a *manutenção das dimensões atuais de todos os trechos de condutos forçados do Areia*, além de permitir que estes trabalhem em carga menor.

O trecho 18, considerando a atuação de todos os reservatórios à montante, não chega a entrar em carga, e possibilita a passagem de toda a vazão de aporte. A figura 4.51 mostra os hidrogramas da situação de condutos ampliados e o resultante das detenções como comparação. Verifica-se que a implantação dos reservatórios reduz em 77% a vazão máxima de aporte a este conduto.

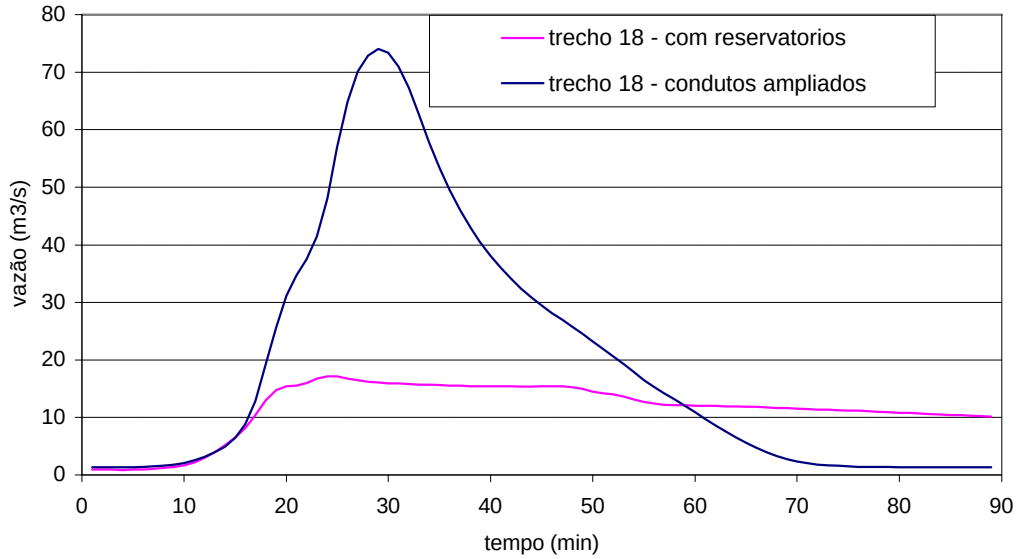


Figura 4.51 - Hidrogramas comparativos trecho 18

O trecho 20 também não trabalha em carga com a atuação dos reservatórios. Os hidrogramas da figura 4.52 mostram um abatimento de 74% na vazão de pico nesta situação em relação à ampliação dos condutos.

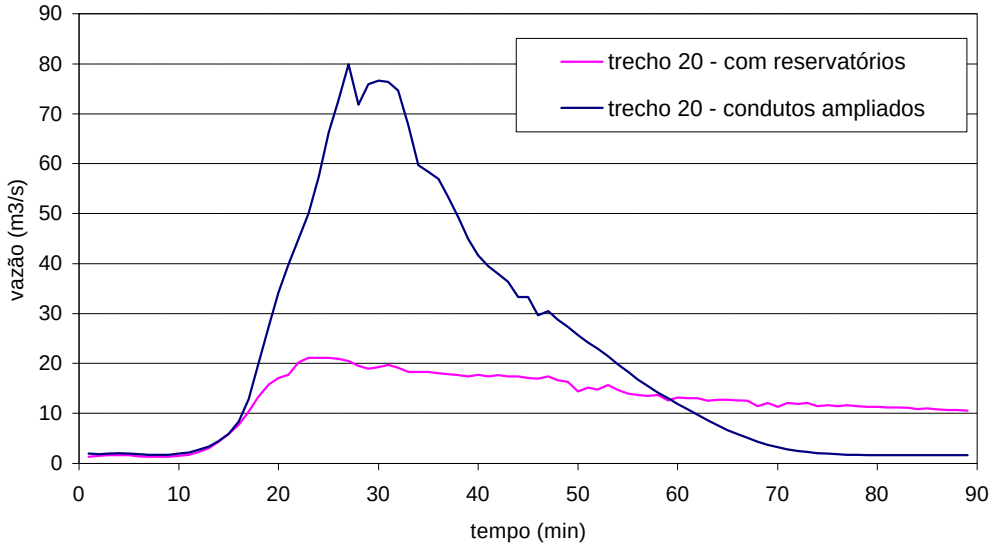


Figura 4.52 - Hidrogramas comparativos trecho 20

O trecho 24 trabalha em carga de 1,33 m e tem o seu pico abatido em 74% em relação à vazão máxima escoada pelos condutos ampliados. A figura 4.53 mostra o hidrograma do estado ampliado e com atuação dos reservatórios à montante do trecho.

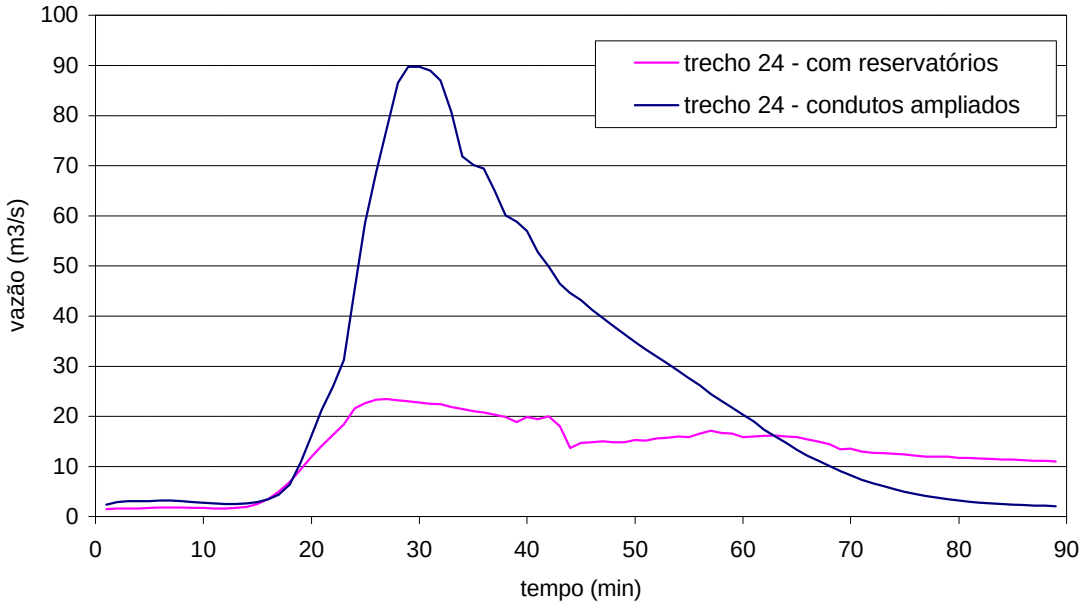


Figura 4.53 - Hidrogramas comparativos trecho 24

O trecho 33 que recebe o aporte dos trechos 24 e 32, trabalha com uma carga máxima de 2,68 m , e não permite a inundação em nenhum ponto à montante. A vazão máxima de passagem pelo trecho cai cerca de 67% em relação aos condutos ampliados. A figura 4.54 mostra os hidrogramas correspondentes.

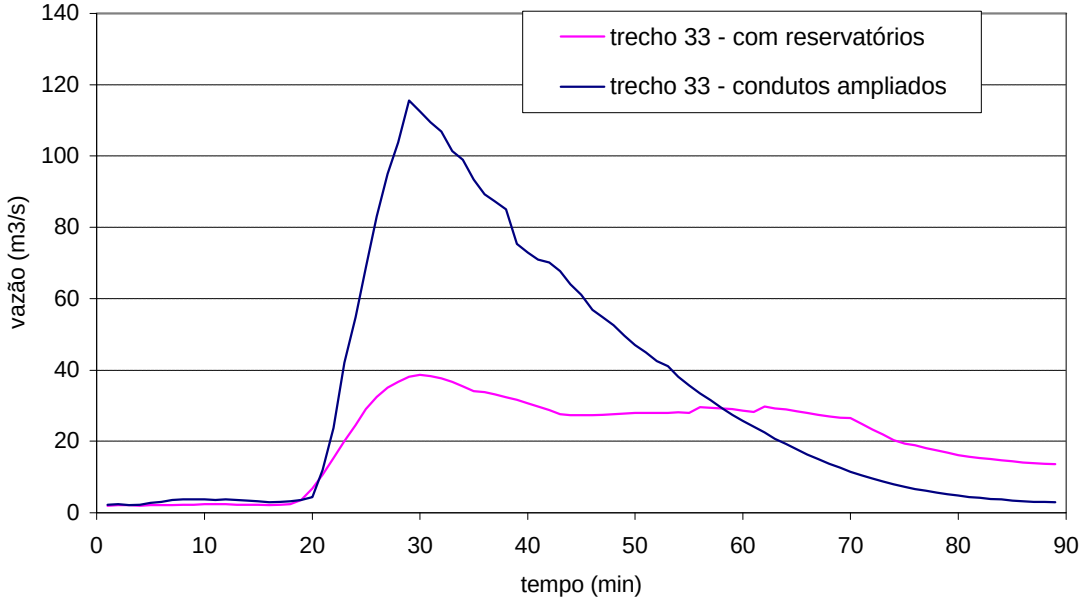


Figura 4.54 - Hidrogramas comparativos trecho 33

Casa de bombas Silvio Brum

O reservatório implantado no local 16 promoveu o abatimento do hidrograma de chegada à casa de bombas resultante da ampliação dos condutos de montante, de forma que esta trabalhe com uma capacidade de 10 m^3/s , o que implica em um aumento de 2,5 m^3/s na sua capacidade atual.

Esta alternativa também contempla uma possibilidade de alteração na regra de operação atual da CB, de forma a que esta trabalhe com um nível mais baixo no poço de armazenamento, o que pode implicar em alterações nos tipos de bombas utilizadas e maior tempo de uso das bombas.

Os hidrogramas da figura 4.55 mostram a diferença entre o hidrogramas de chegada ao reservatório e o de saída bombeado para o conduto do Areia. O hidrograma de saída caracteriza a ativação de bombas à medida que se tornam necessárias. A aplicação do reservatório possibilitou o abatimento da vazão de pico ampliada em 47%, permitindo a sua entrada no conduto forçado do Areia sem maiores problemas.

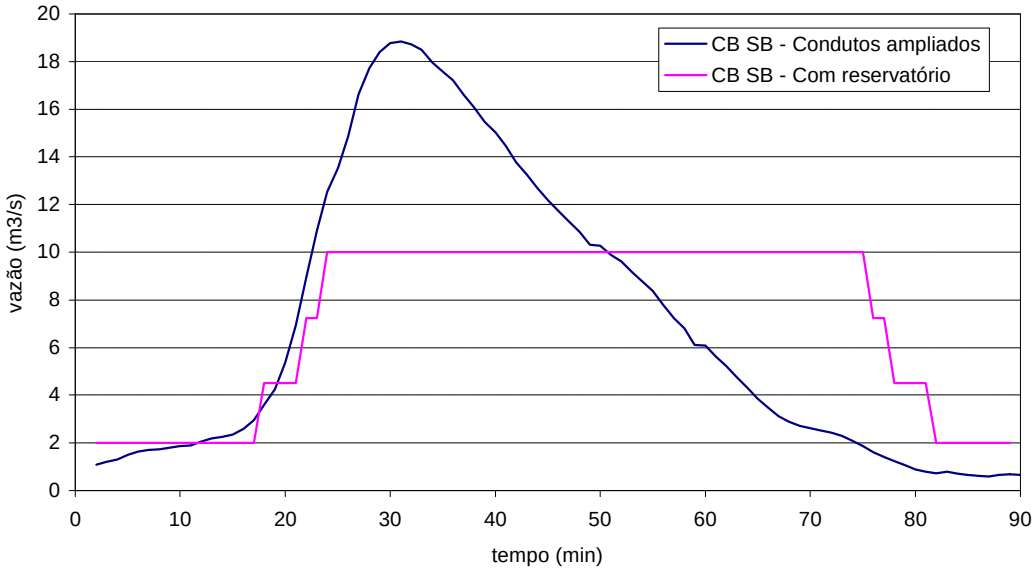


Figura 4.55 - Hidrogramas comparativos casa de bombas Silvio Brum

O trecho 34 (saída da bacia) recebe o acréscimo de vazão correspondente à casa de bombas Silvio Brum controlada pelo reservatório do local 16. Este trecho trabalha com uma carga máxima de 1,75 m e permite a passagem de todo o escoamento. O abatimento da vazão de pico é de 68%. Os hidrogramas da figura 4.56 ilustram as simulações realizadas.

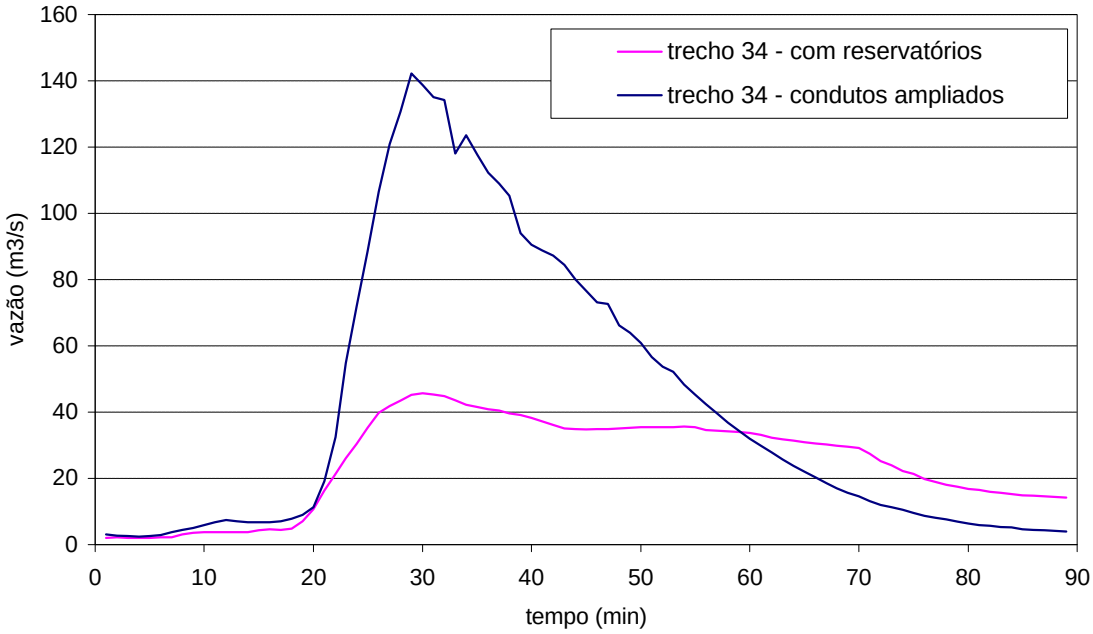


Figura 4.56 - Hidrogramas comparativos trecho 34

4.3 Alternativa 3: Combinação das alternativas anteriores

As estimativas preliminares dos custos de controle mostraram que a aplicação da alternativa 2 não seria completamente satisfatória devido ao custo de construção do reservatório no local 06 (bacia C), dada a grande diferença de nível entre as áreas disponíveis e a rede de drenagem atual, o que implicaria em volumes gigantescos de escavação. Optou-se assim pela consideração de uma alternativa intermediária que previsse somente a ampliação da rede na bacia C, trabalhando em conjunto com a implantação dos demais reservatórios citados na alternativa 2 e o desvio para um novo conduto (Av. Cairu) do escoamento gerado na bacia G adicionando ainda cerca de 1/3 do hidrograma gerado pela bacia H que antes era coletado pela CB Silvio Brum; o que significa a aplicação das obras envolvidas na alternativa 2, apenas com alteração na bacia C.

O comportamento da drenagem nas sub-bacias e na casa de bombas Silvio Brum para esta alternativa já está caracterizado nos itens referentes às alternativas de ampliação e implantação de reservatórios. Assim será analisado o comportamento do curso principal do arroio da Areia para esta abordagem.

A alteração provocada pela ampliação dos condutos da bacia C se refletem principalmente nos trechos em conduto forçado do Areia, no entanto, como pode ser observado a seguir, os condutos forçados não necessitaram de nenhuma ampliação.

No trecho 18, as simulações com a alternativa 3 mostram que o pico do hidrograma tem um acréscimo de 64% em relação à vazão máxima obtida pela aplicação da alternativa 2 e um valor 62% mais baixo que o obtido pela alternativa 1. O conduto trabalha com uma carga máxima atingida de 0,50 m e permite a passagem de todo hidrograma sem pontos de inundação à montante. A figura 4.57 mostra os hidrogramas para as alternativas citadas.

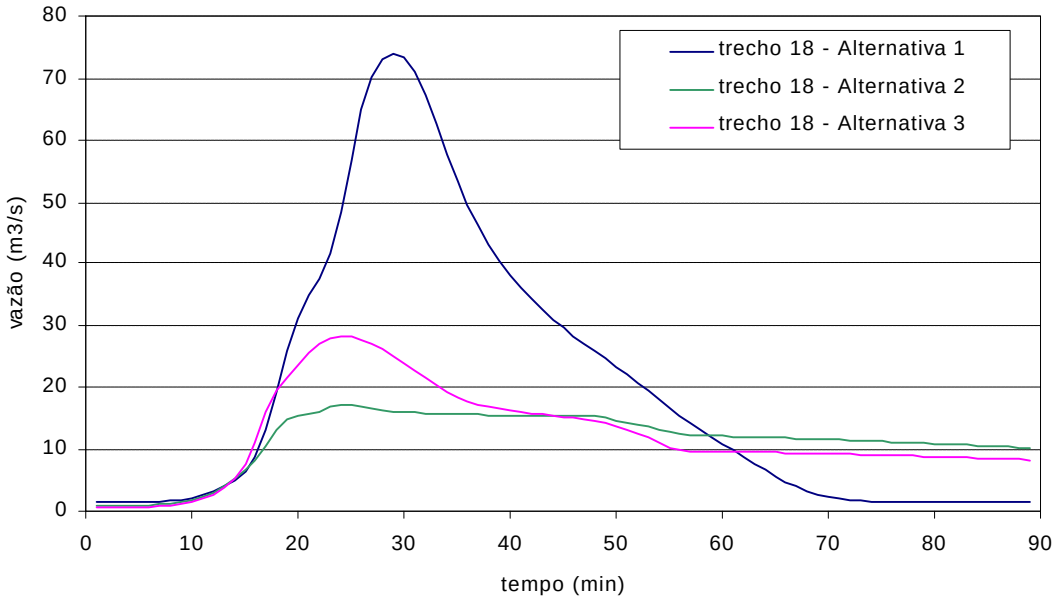


Figura 4.57 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 18

A vazão de pico no trecho 20 sofre um acréscimo de 51% em seu valor em comparação ao valor máximo de vazão obtido com a alternativa 2, no entanto é também cerca de 60% menor que o valor resultado da aplicação da alternativa 1. O conduto apresenta uma altura de pressão máxima de 0,79 m e proporciona a passagem completa do hidrograma. A figura 4.58 mostra os hidrogramas envolvidos.

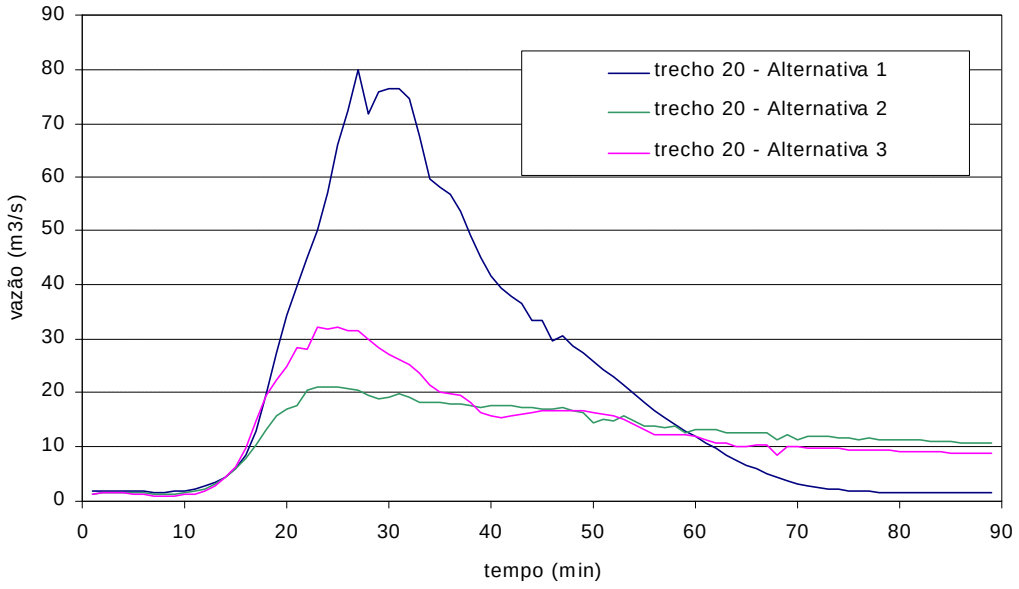


Figura 4.58 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 20

A simulação no trecho 24 mostrou que este trabalha com uma carga máxima de 2,02 m . A vazão de pico do hidrograma resultante da implantação da alternativa 3 é cerca de 43% maior que o valor correspondente à alternativa 2 e 63% menor que a vazão máxima para os condutos ampliados. A figura 4.59 mostra os hidrogramas simulados.

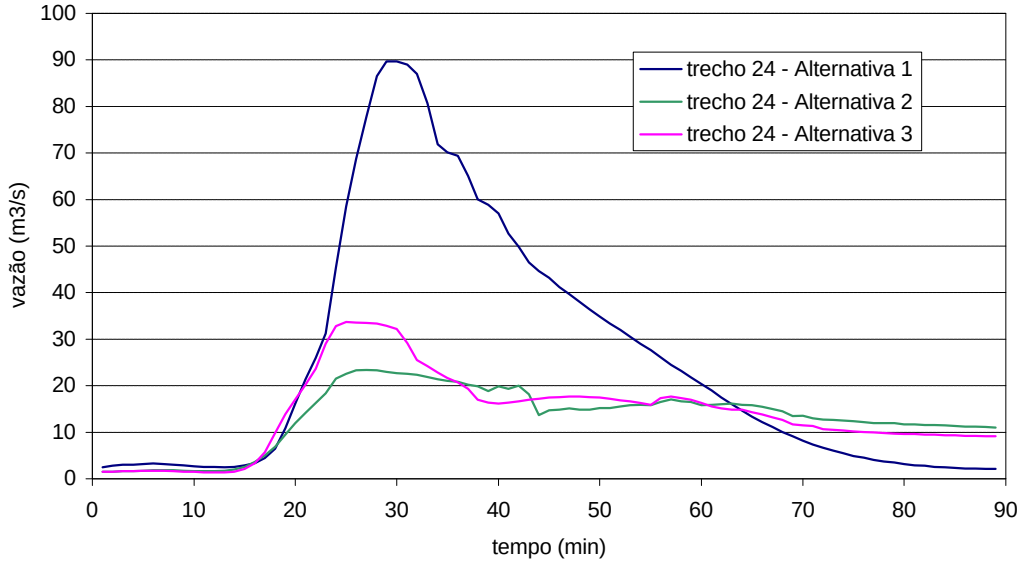


Figura 4.59 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 24

O trecho 33 apresentou um aumento no valor de pico de 20% em relação ao valor da simulação com reservatórios em todas as bacias, e um decréscimo de 60% no valor de vazão máxima da alternativa 1. Este trecho apresentou uma carga máxima de trabalho de 3,34 m, mas não provocou inundação em pontos à montante, permitindo o escoamento de todo o hidrograma resultante da aplicação da alternativa 3. A figura 4.60 ilustra o comportamento do sistema para as alternativas simuladas.

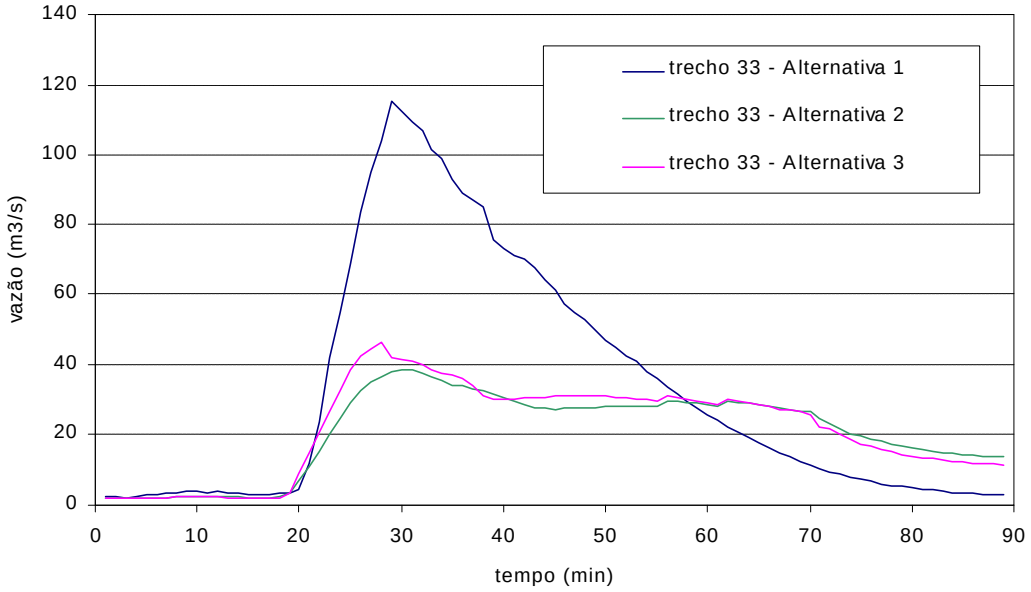


Figura 4.60 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 33

O s hidrogramas da figura 4.61 mostram que o trecho 34 apresenta um valor máximo de vazão para a alternativa 3, 15% maior que o valor para a alternativa 2, e cerca de 63% inferior ao valor de vazão de pico obtido pela simulação com condutos ampliados. Este trecho de conduto forçado trabalha em carga máxima de 2,36 m, sem pontos de inundação.

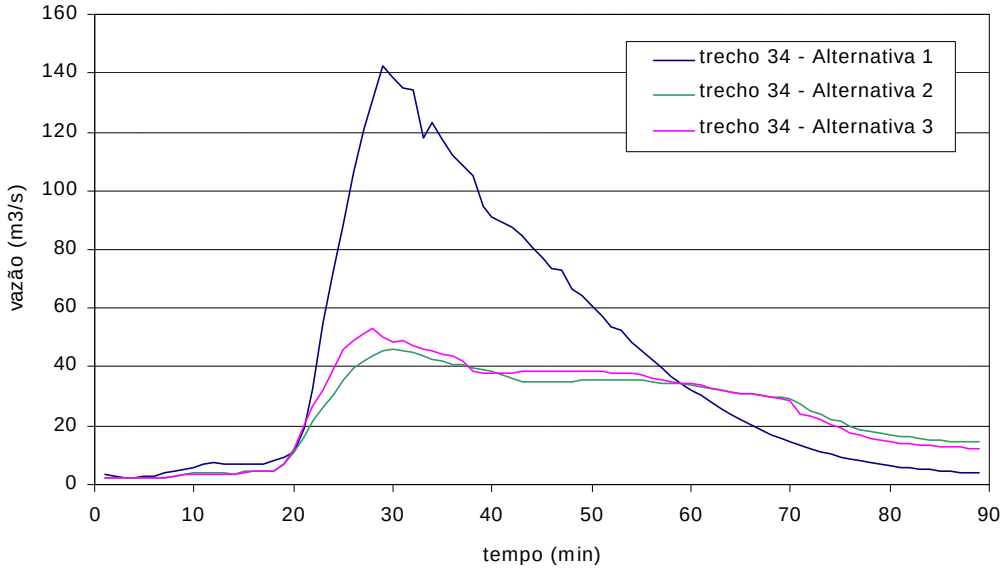


Figura 4.61 - Hidrogramas comparativos entre alternativas de controle para o trecho 34

4.4 Comportamento dos sistemas para o cenário atual

O dimensionamento das alternativas de controle foi realizado considerando um cenário futuro de ocupação regido pelo PDDU em vigor.

Como auxilio ao cronograma de implementação das obras, foram simuladas as estruturas para o cenário atual da bacia, pudendo observar-se consequentemente, quais as estruturas de maior impacto sobre a vazão. Esta análise foi realizada através de simulações com hidrogramas resultantes de uma precipitação de 10 anos de recorrência e cenário atual de ocupação por sub-bacia e na bacia completa.

Sub-bacia A

As alternativas de controle sugeridas para a bacia A apresentaram o comportamento descrito na tabela 4.1 , com relação ao níveis máximos dentro de reservatórios e vazões máximas na rede de drenagem. Os valores mostram que alguns condutos da alternativa de ampliação atingem no máximo 52% de vazão utilizada da sua capacidade dimensionada. Para o caso da alternativa 2 os condutos apresentam um valor máximo de 54% de capacidade utilizada (trecho 2-2). Os reservatórios apresentaram-se com variação de lâmina d'água máxima, como por exemplo, o RSVT Local 04 atingiu uma altura de 0,78 m, correspondendo a 52% de sua profundidade total, mas já o RSVT Local 05, praticamente não recebeu água em seu interior, devido ao by-pass ter tido capacidade suficiente para dar vazão ao pico do escoamento de chegada no reservatório.

Tabela 4.1 - Comportamento dos sistemas de controle implantados para um cenário atual

	ALTERNATIVA 01			ALTERNATIVA 02		
					lâmina máxima m	% profundidade do RSVT
				RSVT Local 02	0,080	8%
				RSVT Local 01	0,628	42%
				RSVT Local 04	0,777	52%
				RSVT Local 05	0,009	1%
	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada
trecho 1-1	7,09	1,57	22%	7,09	1,23	17%
trecho 1-2	12,07	2,24	19%	9,80	1,85	19%
trecho 2-1	11,51	6,02	52%	11,51	3,31	29%
trecho 2-2	17,53	8,03	46%	9,76	5,29	54%
trecho 2-3	18,36	8,59	47%	12,14	5,87	48%
trecho 3-1	33,15	13,5	41%	17,50	5,97	34%
trecho 3-2	32,03	14,42	45%	18,17	7,00	39%
trecho 4-1	6,74	1,47	22%	3,00	1,44	48%
trecho 4-2	9,34	1,88	20%	5,18	1,87	36%
trecho 4-3	11,4	2,52	22%	11,40	2,54	22%
trecho 5	47,2	16,82	36%	47,20	9,31	20%

Sub-bacia B

Seguindo o procedimento descrito anteriormente, a rede ampliada e com detenção foi testada para novos hidrogramas, fornecendo valores listados na tabela 4.2:

Tabela 4.2 - Comportamento dos sistemas de controle implantados para um cenário atual

ALTENATIVA 01				ALTERNATIVA 02		
					lâmina máxima m	% profundidade do RSVT
				RSVT Local 14	0,508	25%
	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada
trecho 6	5,20	2,66	51%	5,20	2,66	51%
trecho 7	17,19	5,71	33%	6,58	3,7	56%

A bacia B apresentou os seus condutos dimensionados para a alternativa 01 com utilização máxima de 51% de sua capacidade, enquanto que para a alternativa com detenção, chegou a 56%. O RSVT local 14 mostrou pouca lâmina em seu interior, mostrando que para os hidrogramas atuais de entrada apresentará apenas 25% de sua profundidade atingida.

Sub-bacia C

Para a sub-bacia C a alternativa 01 implicou em porcentagens de uso dos condutos variando de 39 a 54% da capacidade total (tabela 4.3). Para a alternativa 02 a rede de drenagem mostrou valores de 22 a 49% , e para o RSVT Local 06, 43% de sua profundidade foi atingida.

Tabela 4.3 - Comportamento dos sistemas de controle implantados para um cenário atual

ALTERNATIVA 01				ALTERNATIVA 02		
					lâmina máxima m	% profundidade do RSVT
				RSVT Local 06	1,304	43%
	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada
trecho 10-1	13,85	5,44	39%	13,85	5,44	39%
trecho 10-2	14,64	6,20	42%	14,64	6,20	42%
trecho 10-3	14,93	6,23	42%	14,93	6,23	42%
trecho 11	4,09	1,67	41%	4,09	1,67	41%
trecho 12	17,66	6,99	40%	17,66	6,99	40%
trecho 13	6,46	3,14	49%	6,46	3,14	49%
trecho 14-1	23,15	10,79	47%	9,52	3,97	42%
trecho 14-2	22,59	11,02	49%	17,40	4,06	23%
trecho 14-3	24,83	11,54	46%	11,71	4,24	36%
trecho 14-4	24,50	11,63	47%	19,91	4,32	22%
trecho 15-1	5,63	3,06	54%	6,34	3,06	48%
trecho 15-2	9,04	4,00	44%	9,04	4,00	44%
trecho 16	36,32	14,94	41%	28,16	7,47	27%

Sub-bacia D

A bacia D apresentou o seguinte comportamento (tabela 4.4):

Tabela 4.4 - Comportamento dos sistemas de controle implantados para um cenário atual

ALTERNATIVA 01				ALTERNATIVA 02		
					lâmina máxima m	% profundidade do RSVT
				RSVT Local 09	0,295	30%
				RSVT Local 10	0,851	57%
				RSVT Local 12	0,000	0%
	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada
trecho 25-1	8,35	3,69	44%	8,35	3,69	44%
trecho 25-2	11,14	4,71	42%	11,14	4,71	42%
trecho 26	10,51	3,15	30%	10,51	3,12	30%
trecho 27	20,47	5,30	26%	20,47	4,77	23%
trecho 28	21,25	5,97	28%	21,25	5,43	26%
trecho 29-1	33,15	11,70	35%	33,15	4,89	15%
trecho 29-2	34,48	13,05	38%	34,48	6,04	18%
trecho 29-3	62,13	13,53	22%	62,13	6,57	11%
trecho 29-4	34,07	14,13	41%	34,07	7,22	21%
trecho 30-1	10,74	4,28	40%	10,74	4,28	40%
trecho 30-2	13,23	5,71	43%	13,23	5,71	43%
trecho 31-1	59,69	19,88	33%	59,69	13,14	22%
trecho 31-2	61,82	20,26	33%	61,82	13,89	22%
trecho 31-3	62,13	21,63	35%	62,13	15,29	25%
trecho 32-1	47,41	21,61	46%	19,37	15,25	79%
trecho 32-2	45,96	21,12	46%	17,96	14,98	83%
trecho 32-3	50,00	20,87	42%	27,40	14,85	55%
trecho 32-4	45,96	19,91	43%	17,96	14,25	79%

Os valores mostram que os condutos ampliados tiveram suas capacidades atingidas em no máximo 46%. Os reservatórios simulados apresentaram comportamentos bem distintos, sendo que o by-pass mostra-se como ponto determinante para os níveis dentro dos reservatórios. Para o RSVT local 12, por exemplo, o by-pass permitiu a passagem de todo o escoamento, mantendo o reservatório vazio. A rede de drenagem principal para o caso da alternativa 02 apresentou os seus condutos com comportamentos bem diferentes, em alguns casos, as porcentagens de uso chegam a 11%, mas ao aproximar-se do extremo de jusante, os valores crescem muito chegando a 83% de uso da capacidade máxima do conduto.

Sub-bacia F

A sub-bacia F tem o seu comportamento descrito para as duas alternativas de controle pela tabela 4.5:

Tabela 4.5 - Comportamento dos sistemas de controle implantados para um cenário atual

ALTERNATIVA 01				ALTERNATIVA 02		
					lâmina máxima m	% profundidade do RSVT
				RSVT Local 13	0,195	20%
	Capacidade do conduto m^3/s	Vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada	Capacidade do conduto m^3/s	vazão máxima m3/s	Porcentagem utilizada
trecho 16-1	7,38	2,95	40%	7,38	2,95	40%
trecho 16-2	8,25	3,30	40%	8,25	3,30	40%
trecho 16-3	9,54	3,60	38%	2,15	1,21	56%
trecho 16-4	11,19	3,74	33%	4,47	1,35	30%
trecho 16-5	10,12	3,82	38%	4,04	1,43	35%
trecho 16-6	10,02	3,96	40%	7,61	1,55	20%

A rede ampliada da bacia F teve como valor máximo de uso dos condutos, 40%, ou seja , mais da metade da capacidade dos tubos foi mantida disponível. Para o caso de detenção, apenas um acréscimo no trecho 16-3 (56%). O reservatório simulado apresentou menos que 20 cm de lâmina em seu interior.

Conduto Forçado do Areia

A análise do comportamento dos condutos forçados do Areia foi realizada para os hidrogramas do cenário atual de ocupação considerando a alternativa 3 como a aplicada. Este cenário será mantido se medidas de controle na fonte (microreservatórios em lotes) forem adotadas em toda a bacia a partir da ocupação atual em construções futuras.

A tabela 4.6 mostra o comportamento dos trechos de conduto forçado do Areia para a entrada dos hidrogramas correspondentes ao cenário atual de ocupação. Como pode ser observado, apenas o trecho 33 entra em carga, com 0,82 m de altura de pressão; e que não ocorrem pontos de inundação na bacia.

Isto mostra a importância do controle distribuído na fonte para a manutenção de valores de vazão de aporte aos condutos compatíveis com a rede atual existente.

Tabela 4.6 - Comportamento dos sistemas de controle implantados para um cenário atual

Conduto forçado	Q máx. Simulada (m^3/s)	Carga de pressão (m)
Trecho 18	19,44	0,00
Trecho 20	21,38	0,00
Trecho 24	21,88	0,00
Trecho 33	32,72	0,82
Trecho 34	39,80	0,00

5. Avaliação econômica das alternativas

5.1 Estimativa do custo para implementação das alternativas

Os custos envolvidos na implantação de cada alternativa foram estimados de forma preliminar para possibilitar uma comparação econômica entre as soluções mostradas. Nesta fase do Plano não foi realizado um estudo econômico completo, já que as alternativas elencadas foram estimadas com base num pré- projeto. Vale ressaltar a informalidade desta estimativa e que quando da implementação destas obras os investimentos devem ser melhor detalhados.

Com a finalidade de estabelecer um valor de referência para atualização dos valores, se informam diversos índices econômicos na data de estudos dos preços (Dezembro 2001) .

Salário Mínimo (R$)	180,00
CUB Ponderado (R$)	572,59
CUB Material (R$)	293,83
CUB Mão-de-Obra (R$)	278,76
Valor Dolar (R$/US$)	2,40

Esta estimativa foi realizada dentro de cada sub-bacia individualmente somando-se ainda um valor resultante de uma relação percentual do custo que cada sub-bacia acresceria em obras no canal principal do arroio da Areia. Desta forma é possível uma estimativa global do custo das alternativas em cada sub-bacia, sem deixar de considerar os seus efeitos à jusante.

Ainda assim a análise mais completa configura-se na comparação dos custos finais da bacia do Areia. Inicialmente são apresentadas as planilhas de custo por sub-bacia, e em seguida para a bacia completa.

Sub-bacia A

A sub-bacia A apresentou para a Alternativa 1 (ampliação dos condutos) as seguintes obras e custos (tabela 5.1):

Tabela 5.1 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a bacia A

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 484 m de rede de galerias (trecho 1)	R$	363 813,25
Ampliação de 864 m de rede de galerias (trecho 2)	R$	1 058 390,88
Ampliação de 428 m de rede de galerias (trecho 3-1)	R$	695 382,22
Ampliação de 342 m de rede de galerias (trecho 3-2)	R$	569 067,59
Ampliação de 350 m de rede de galerias (trecho 4)	R$	313 205,10
Ampliações no conduto forçado do Areia	R$	4 871 633,15
Custo total	R$	7 176 109,98

Para a alternativa de controle 2 (reservatórios) as seguintes obras foram necessárias, e os seus custos construtivos estimados (tabela 5.2):

Tabela 5.2 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a bacia A

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Construção de reservatório de 2208 m^3 no local 02	R$	154 779,00
Construção de reservatório de 5683 m^3 no local 01	R$	369 852,40
Ampliação de 484 m de rede de galerias (trecho 1)	R$	321 041,00
Ampliação de 864 m de rede de galerias (trecho 2)	R$	939 954,20
Construção de reservatório de 4428 m^3 no local 04	R$	547 748,80
Ampliação de 428 m de rede de galerias (trecho 3-1)	R$	465 625,38
Ampliação de 342 m de rede de galerias (trecho 3-2)	R$	395 505,75
Construção de reservatório de 2813 m^3 no local 05	R$	196 208,20
Custo total	R$	3 304 324,10

Como pode ser observado, a utilização da alternativa 2 é 50,0% mais barata que a alternativa 1, e garante a não transferência de vazão excedente para pontos a jusante.

Sub-bacia B

As estimativas de custo de controle para a bacia B estão mostradas nas tabelas 5.3 e 5.4.

Tabela 5.3 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a bacia B

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 870 m de rede de galerias (trecho 6)	R$	721 770,50
Ampliação de 584 m de rede de galerias (trecho 7)	R$	775 434,75
Ampliação conduto forçado Areia	R$	2 386 809,90
Custo total	R$	3 884 015,15

Tabela 5.4 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a bacia B

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Construção de reservatório de 8500 m3 no loteamento Parque Alemanha	R$	536 931,60
Ampliação de 870 m de rede de galerias (trecho 6)	R$	721 770,50
Custo total	R$	1 258 702,10

A alternativa de controle com um reservatório mostrou-se 68% mais barata que a ampliação dos condutos da bacia com seus efeitos danosos a jusante.

Sub-bacia C

Os custos envolvidos no controle do escoamento na bacia C estão relacionados nas tabelas 5.5 e 5.6. Como pode-se observar, a construção de um reservatório no local escolhido torna-se excessivamente cara, devido à grande quantidade de material a escavar , mais de 80000 m3, para que o reservatório pudesse ter cota de entrada compatível com a rede existente. Desta forma a alternativa de ampliação da rede praticamente tornou-se equivalente à alternativa 1.

Tabela 5.5 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a bacia C

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 10-2)	R$	274 739,63
Ampliação de 270 m de rede de galerias (trecho 10-3)	R$	284 482,75
Ampliação de 190 m de rede de galerias (trecho 11)	R$	134 195,38
Ampliação de 150 m de rede de galerias (trecho 12)	R$	181 977,50
Ampliação de 160 m de rede de galerias (trecho 13)	R$	147 327,70
Ampliação de 130 m de rede de galerias (trecho 14-1)	R$	175 527,95
Ampliação de 100 m de rede de galerias (trecho 14-2)	R$	150 707,83
Ampliação de 270 m de rede de galerias (trecho 14-3)	R$	468 283,53
Ampliação de 130 m de rede de galerias (trecho 14-4)	R$	221 410,28
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 15-1)	R$	211 040,05
Ampliação de 165 m de rede de galerias (trecho 15-2)	R$	147 653,87
Ampliação de 120 m de rede de galerias (trecho 16)	R$	209 084,59
Ampliações no conduto forçado do Areia	R$	3 580 497,00
Custo total	R$	6 186 928,05

Tabela 5.6 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a bacia C

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Construção de reservatório de 12000 m3 no local 06	R$	4 893 295,00
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 10-2)	R$	274 739,63
Ampliação de 270 m de rede de galerias (trecho 10-3)	R$	284 482,75
Ampliação de 190 m de rede de galerias (trecho 11)	R$	134 195,38
Ampliação de 150 m de rede de galerias (trecho 12)	R$	181 977,50
Ampliação de 160 m de rede de galerias (trecho 13)	R$	141 661,25
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 15-1)	R$	211 040,05
Ampliação de 165 m de rede de galerias (trecho 15-2)	R$	147 653,87
Custo total	R$	6 269 045,43

Tabela 5.7 - Estimativa de custos para a alternativa 3 (combinação das anteriores) para a bacia C

ALTERNATIVA 3		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 10-2)	R$	274 739,63
Ampliação de 270 m de rede de galerias (trecho 10-3)	R$	284 482,75
Ampliação de 190 m de rede de galerias (trecho 11)	R$	134 195,38
Ampliação de 150 m de rede de galerias (trecho 12)	R$	181 977,50
Ampliação de 160 m de rede de galerias (trecho 13)	R$	147 327,70
Ampliação de 130 m de rede de galerias (trecho 14-1)	R$	175 527,95
Ampliação de 100 m de rede de galerias (trecho 14-2)	R$	150 707,83
Ampliação de 270 m de rede de galerias (trecho 14-3)	R$	468 283,53
Ampliação de 130 m de rede de galerias (trecho 14-4)	R$	221 410,28
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 15-1)	R$	211 040,05
Ampliação de 165 m de rede de galerias (trecho 15-2)	R$	147 653,87
Ampliação de 120 m de rede de galerias (trecho 16)	R$	209 084,59
Custo total	R$	2 606 431,05

Sub-bacia D

As tabela 5.8 e 5.9 mostram as obras envolvidas na estimativa de custos de implantação das alternativas de controle 1 e 2 para a bacia D:

Tabela 5.8 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a bacia D

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 190 m de rede de galerias (trecho 25-1)	R$	192 606,05
Ampliação de 440 m de rede de galerias (trecho 25-2)	R$	516 210,76
Ampliação de 760 m de rede de galerias (trecho 26-1)	R$	795 880,93
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 27)	R$	551 601,31
Ampliação de 160 m de rede de galerias (trecho 28)	R$	242 867,30
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-1)	R$	487 864,13
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-2)	R$	512 680,22
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-3)	R$	244 114,00
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-4)	R$	267 019,74

ALTERNATIVA 1		
Ampliação de 378 m de rede de galerias (trecho 30-1)	R$	395 846,10
Ampliação de 720 m de rede de galerias (trecho 30-2)	R$	1 041 886,17
Ampliação de 70 m de rede de galerias (trecho 31-1)	R$	94 153,29
Ampliação de 130 m de rede de galerias (trecho 31-2)	R$	364 568,36
Ampliação de 260 m de rede de galerias (trecho 31-3)	R$	611 996,32
Ampliação de 70 m de rede de galerias (trecho 32-1)	R$	176 868,12
Ampliação de 304 m de rede de galerias (trecho 32-2)	R$	1 006 544,37
Ampliação de 123 m de rede de galerias (trecho 32-3)	R$	262 547,09
Ampliação de 726 m de rede de galerias (trecho 32-4)	R$	2 403 787,10
Ampliação no conduto forçado Areia	R$	6 413 239,68
Custo total	R$	16 582 281,04

Tabela 5.9 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a bacia D

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 190 m de rede de galerias (trecho 25-1)	R$	192 606,05
Ampliação de 440 m de rede de galerias (trecho 25-2)	R$	516 210,76
Ampliação de 760 m de rede de galerias (trecho 26-1)	R$	352 879,41
Construção de reservatório de 2588 m3 no local 09	R$	180 957,70
Ampliação de 400 m de rede de galerias (trecho 26-2)	R$	306 643,61
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 28-1)	R$	426 905,83
Ampliação de 160 m de rede de galerias (trecho 28-1)	R$	192 433,15
Construção de reservatório de 12672 m3 no local 10	R$	817 730,90
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-1)	R$	295 456,20
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-2)	R$	348 152,74
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-3)	R$	138 091,07
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 29-4)	R$	187 093,79
Ampliação de 378 m de rede de galerias (trecho 30-1)	R$	395 846,10
Ampliação de 720 m de rede de galerias (trecho 30-2)	R$	1 041 886,17
Construção de reservatório de 4238 m3 no local 12	R$	293 850,50
Ampliação de 70 m de rede de galerias (trecho 31-1)	R$	62 364,60
Ampliação de 130 m de rede de galerias (trecho 31-2)	R$	211 951,48
Ampliação de 260 m de rede de galerias (trecho 31-3)	R$	405 369,90
Ampliação de 304 m de rede de galerias (trecho 32-2)	R$	608 950,03
Ampliação de 726 m de rede de galerias (trecho 32-4)	R$	1 454 268,40
Custo total	R$	8 429 648,39

Apesar da inserção dos reservatórios foi necessária a ampliação de alguns condutos , dada o existência de muitos pontos de estrangulamento na rede desta bacia.

Os custos para a alternativa 1 foram aproximadamente 50% maiores que para a alternativa 2 .

Sub-bacia F

A sub-bacia F apresentou como obras para a alternativa 1 (ampliação) as seguintes (tabela 5.10):

Tabela 5.10 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a bacia F

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 114 m de rede de galerias (trecho 19-1)	R$	102 015,39
Ampliação de 230 m de rede de galerias (trecho 19-2)	R$	235 635,92
Ampliação de 158 m de rede de galerias (trecho 19-3)	R$	190 027,76
Ampliação de 172 m de rede de galerias (trecho 19-4)	R$	206 865,75
Ampliação de 104 m de rede de galerias (trecho 19-5)	R$	125 081,59
Ampliação de 280 m de rede de galerias (trecho 19-6)	R$	286 861,12
Ampliação de 880 m de rede de galerias (trecho 20/21 e 34)	R$	3 079 875,50
Ampliação do conduto forçado Areia	R$	1 633 580,08
Custo total	R$	5 859 943,12

Para a alternativa 2 os custos das obras envolvidas são listados na tabela 5.11 :

Tabela 5.11 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a bacia F

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 114 m de rede de galerias (trecho 16-1)		
Ampliação de 230 m de rede de galerias (trecho 16-2)	R$	235 635,92
Construção de reservatório no local 13	R$	535 996,50
Ampliação de 158 m de rede de galerias (trecho 16-3)	R$	116 057,81
Ampliação de 172 m de rede de galerias (trecho 16-4)	R$	145 563,60
Ampliação de 104 m de rede de galerias (trecho 16-5)	R$	88 015,23
Custo total	R$	1 121 269,06

Os custos totais mostram que a alternativa 2 é 85% mais barata que a alternativa de ampliação total.

Sub-bacia G

A ampliação dos condutos para a sub-bacia G resultou nos seguintes custos (tabela 5.12):

Tabela 5.12 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a bacia G

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 270 m de rede de galerias (trecho 17-18)	R$	241 615,40
Ampliação de 600 m de rede de galerias (trecho 19)	R$	614 715,40
Ampliação de 158 m de rede de galerias (trecho 22-1)	R$	368 305,60
Ampliação de 172 m de rede de galerias (trecho 22-2)	R$	738 765,30
Ampliação de 104 m de rede de galerias (trecho 22-3)	R$	1 001 321,10
Ampliação conduto forçado areia	R$	2 770 490,47
Custo total	R$	5 735 213,27

Como a aplicação de reservatórios ao longo dos condutos mostrou-se muito ineficiente, a alternativa restante para esta bacia foi o desvio do escoamento gerado para fora da bacia do Areia. O custo do novo conduto forçado que vai pela Av. Cairu até o rio Guaíba é mostrado na tabela 5.13:

Tabela 5.13 - Estimativa de custos para o desvio do escoamento da bacia G

ALTERNATIVA 2 (desvio para o Guaíba)		
Obras	Custo Discriminado	
Construção de 567 m de conduto forçado pela Av. Assis Brasil	R$	973 352,69
Construção de 2350 m de conduto forçado pela Av. Cairu	R$	4 034 177,80
Custo total	R$	5 007 530,49

Este custo estimado não leva em consideração obras necessárias à passagem deste conduto por baixo da Av. Presidente Humberto Castelo Branco na chegada ao Guaíba.

Casa de bombas Silvio Brum

A alternativa de ampliação para a casa de bombas Silvio Brum prevê o aumento de vários trechos de conduto à montante da CB e ainda ampliação de todo o conduto forçado do arroio da Areia a jusante desta.

A tabela 5.14 mostra os itens envolvidos na alternativa de ampliação com seus respectivos custos estimados.

Tabela 5.14 - Estimativa de custos para a alternativa 1 (ampliação) para a CB Silvio Brum

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 2-1)	R$	213 670,73
Ampliação de 60 m de rede de galerias (trecho 3-1)	R$	168 548,25
Ampliação de 697 m de rede de galerias (trecho 3-2)	R$	1 694 603,30
Ampliação de 370 m de rede de galerias (trecho 4)	R$	395 266,82
Ampliação de 490 m de rede de galerias (trecho 5)	R$	1 381 032,90
Ampliação de 400 m de rede de galerias (trecho 6-1)	R$	426 247,12
Ampliação de 50 m de rede de galerias (trecho 6-2)	R$	52 505,83
Ampliação de 360 m de rede de galerias (trecho 7)	R$	278 685,94
Ampliação de 582 m de rede de galerias (trecho 8)	R$	1 399 951,80
Ampliação da capacidade da casa de bombas	R$	900 000,00
Ampliação conduto forçado areia	R$	4 358 717,30
Custo total	R$	11 269 229,99

Tabela 5.15 - Estimativa de custos para a alternativa 2 (detenções) para a CB Silvio Brum

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de 200 m de rede de galerias (trecho 2-1)	R$	213 670,73
Ampliação de 60 m de rede de galerias (trecho 3-1)	R$	168 548,25
Ampliação de 697 m de rede de galerias (trecho 3-2)	R$	1 694 603,30
Ampliação de 370 m de rede de galerias (trecho 4)	R$	395 266,82
Ampliação de 490 m de rede de galerias (trecho 5)	R$	1 381 032,90
Ampliação de 400 m de rede de galerias (trecho 6-1)	R$	426 247,12
Ampliação de 50 m de rede de galerias (trecho 6-2)	R$	52 505,83
Ampliação de 360 m de rede de galerias (trecho 7)	R$	278 685,94
Ampliação de 582 m de rede de galerias (trecho 8)	R$	1 399 951,80
Construção de reservatório com 6500 m3	R$	579 451,90
Ampliação da capacidade da casa de bombas	R$	150 000,00
Custo total	R$	6 739 964,59

Os valores estimados mostram que a alternativa 2, além de ser 40% mais barata que a alternativa de ampliação total, não exige a ampliação do conduto forçado do Areia que passa pelo Aeroporto.

A implantação do reservatório exige ainda uma ampliação da capacidade de bombeamento da CB, de 7,5 m^3/s hoje para 10 m^3/s. Neste caso a estimativa do custo desta ampliação foi realizada apenas acrescendo-se uma bomba ao sistema(incluindo os custos de instalação e ampliação da casa de bombas).

Curso principal do Areia

A análise dos custos envolvidos com o curso principal do Areia resumem os resultados mostrados anteriormente, além de acrescer a análise econômica da alternativa 3 (combinação de 1 e 2). Este permite a comparação global dos custos para a bacia do Areia como um todo.

A tabela 5.16 mostra os custos estimados para a alternativa de ampliação de toda rede, sendo que as ampliações relativas ao curso principal do Areia estão listadas como porcentagens dentro do custo de ampliação de cada sub-bacia. Este custo total de ampliação de condutos forçados do Areia seria de R$ 16,3 milhões.

Tabela 5.16 - Custos totais para alternativa 1 na bacia do arroio da Areia

ALTERNATIVA 1		
Obras	Custo Discriminado	
Ampliação de rede bacia A	R$	7.176.109,98
Ampliação de rede bacia B	R$	3.884.015,15
Ampliação de rede bacia C	R$	6.186.928,05
Ampliação de rede bacia D	R$	16.582.281,04
Ampliação de rede bacia F	R$	5.859.943,12
Ampliação de rede bacia G	R$	5.735.213,27
CB Silvio Brum	R$	11.269.229,99
Custo total	R$	43 105 094,27

A alternativa 2 (inserção de reservatórios) tem os seus custos listados na tabela 5.17. Esta alternativa não implica em obras nos condutos forçados do curso principal do arroio da Areia. Este custo não leva em consideração desapropriações necessárias à implementação das obras envolvidas, principalmente no Country Club e CB Silvio Brum.

Tabela 5.17 - Custos totais para alternativa 2 na bacia do arroio da Areia

ALTERNATIVA 2		
Obras	Custo Discriminado	
Reservatórios e rede na bacia A	R$	3.304.324,10
Reservatórios e rede na bacia B	R$	1.258.702,10
Reservatórios e rede na bacia C	R$	6.269.045,43
Reservatórios e rede na bacia D	R$	8.429.648,39
Reservatórios e rede na bacia F	R$	1.121.269,06
Desvio de rede da bacia G e H	R$	5.007.530,49
Reservatório no Country Club (Sub-bacia E)	R$	1 602 682,00
Reservatório e rede na CB Silvio Brum	R$	6.739.964,59
Custo total	R$	27 013 752,95

A alternativa 3, que consta de obras das duas alternativas anteriores, busca utilizar as obras mais baratas dentre as alternativas, tentando alterar ao mínimo o trecho principal do arroio. A tabela 5.18 mostra os custos envolvidos para esta alternativa.

Tabela 5.18 - Custos totais para alternativa 3 na bacia do arroio da Areia

ALTERNATIVA 3		
Obras	Custo Discriminado	
Reservatórios e rede na bacia A	R$	3.304.324,10
Reservatórios e rede na bacia B	R$	1.258.702,10
Ampliação de rede bacia C	R$	2.606.431,05
Reservatórios e rede na bacia D	R$	8.429.648,39
Reservatórios e rede na bacia F	R$	1.121.269,06
Reservatório no Country Club	R$	1 602 682,00
Reservatório e rede na CB Silvio Brum	R$	6.739.964,59
Desvio de rede da bacia G e H	R$	5.007.530,49
Custo total	R$	23 351 137,57

5.2 Análise das alternativas

Uma análise rápida dos valores envolvidos permite visualizar que a alternativa 1 apresenta um custo final 60% maior que a alternativa 2 e 85% maior que a alternativa 3. A alternativa 2 é cerca de 15%mais cara que a alternativa 3.

Além do valor monetário menor, cabe ressaltar que a alternativa 3 apresenta um impacto menor no meio natural que a alternativa 1, pois conserva os trechos de leito natural do arroio da Areia e não transfere o problema para pontos a jusante.

Na análise econômica apresentada não foram considerados custos de manutenção comparativos. Nas alternativas 2 e 3 os sedimentos e o lixo que compõe o material sólido, exigem

manutenção dos sistemas e devem se deslocar até o conduto forçado do Areia ou ficarem retidos nas galerias. O custo de manutenção para retirada destes volumes que são retidos são altos, principalmente em condutos fechados.

Na alternativa 3 parte dos volumes será retido nas detenções, localizando-se em seções abertas a coleta deste material. A literatura indica, que o custo de manutenção das detenções é da ordem de 2% do seu custo por ano. Provavelmente inferior ao da alternativa 1; principalmente considerando a ampliação de todo o trecho de condutos forçados do arroio da Areia.

Desta forma, *a alternativa 3 apresenta importantes vantagens comparativas, sendo a alternativa recomendada para implementação nesta bacia.*

5.3 Viabilidade dos recursos para implementação das obras

Considerando que as inundações potenciais já ocorrem sobre o sistema público de drenagem os custos de implementação da solução devem ser administrados pelo poder público. A tradição do país é a da transferência do custo de implementação das obras para toda a população do município e muitas vezes do Estado ou da União, quando estas entidades públicas fornecem os recursos a fundo perdido.

A prática de outros países também é este tipo de administração dos recursos públicos, no entanto a transferência do ônus pela implementação dos custos poderia ser realizada para a população que é beneficiada pelas obras, tomando a bacia hidrográfica como área de influência, já que todos que estão dentro de uma mesma bacia estão de alguma forma atuando dentro da inundação através da impermeabilização da superfície e da drenagem artificial gerada pelo condutos e canais.

Na legislação da cidade de Fort Collins, EUA os custos de implementação do Plano Diretor de Drenagem Urbana de cada sub-bacia foi distribuído entre as propriedades da bacia na proporção das áreas impermeáveis. Na Bacia do Arroio da Areia a implementação das obras representaria um custo da ordem de R$ 300,00 por propriedade. Este valor é uma estimativa grosseira, baseada apenas na população e não efetivamente nas propriedades existentes na bacia ou na área impermeável. Este valor deve ser revisto com base no cadastro.

Recomendamos que seja estudada a viabilidade econômica de implementação deste tipo de financiamento na bacia do Arroio da Areia como em outras da cidade.

6. Qualidade da água

6.1 Impactos na qualidade da água

A qualidade da água resultante de áreas urbanizadas depende do seguinte:

- sistema de coleta e tratamento de esgotos cloacais;
- freqüência da limpeza das ruas;
- estágio de desenvolvimento da bacia;
- características de urbanização.

Na realidade das bacias brasileiras, como em Porto Alegre, a rede de coleta de esgoto cloacal não cobre toda a bacia. Inicialmente utilizam-se fossas sépticas e à medida que a bacia se desenvolve , com a densificação e a verticalização, este sistema não suporta o volume gerado e parte do volume que não é coletado é transferido para a rede de escoamento pluvial.

A água proveniente do sistema pluvial pode ser contaminada devido ao seguinte:

- contaminação aérea devido as partículas existentes na atmosfera;
- contaminação devido as superfícies urbanas devido a lavagem de superfícies como telhados, passeios, ruas e outras que estão contaminadas com metais, graxas e óleos, além do lixo e sedimentos que são transportados para o sistema de drenagem;
- deposição de lixo pela população no sistema de drenagem.

6.2 Características das cargas na bacia

Assim, procedeu-se ao levantamento dos sistemas coletores de esgotos e de lixo existentes na bacia, de forma a possibilitar uma visualização aproximada da qualidade da água conduzida pela rede de drenagem.

6.2.1 Carga do Esgoto cloacal

Foram coletados junto ao DMAE e no Atlas de Porto Alegre, mapas que forneciam traçados de redes de esgoto nas ruas e a partir destes foram determinadas as áreas cobertas por coleta. Pode-se perceber que o sistema predominante na bacia é o combinado, o que significa que o efluente doméstico é conduzido também pela rede de drenagem. O mapa da figura 6.1 mostra a situação da bacia do Areia com relação ao serviço sanitário.

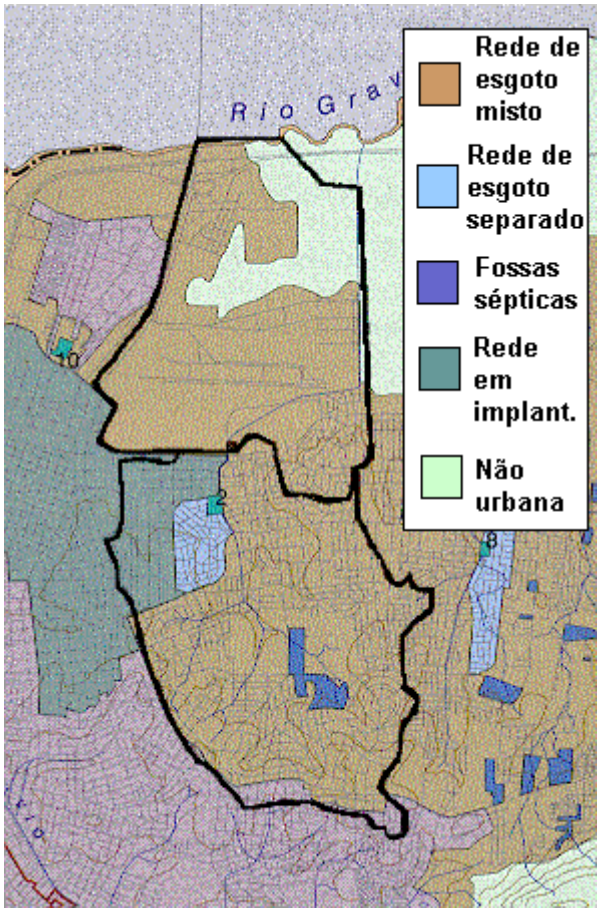


Figura 6.1 - Coleta sanitária na bacia do Areia (Atlas- POA, 1998)

Com base no mapa e nos valores de população atual na bacia por sub-bacia, foram estimadas as cargas de efluentes gerados de forma distribuída.

Supondo que o consumo de água diário da população seja de 200 l/hab/dia e estimando-se a carga de efluente gerada como o correspondente a 80% da água utilizada, chega-se ao valor de 11793 m^3/dia de efluentes que são lançados diretamente nos corpos d'água locais ou na rede pluvial.

Na tabela 6.1 são apresentadas as cargas em cada sub-bacia e a estimativa da vazão. A concentração média devido a DBO nas seções da bacia é estimada em 300 mg/l. Desta forma, não são considerados:

- mistura com a vazão de estiagem da bacia que deve ser pequena;
- reaeração do sistema fluvial que tenderia a reduzir a concentração;
- não existe estimativa da quantidade das habitações que utilizam fossa séptica, que poderia reduzir a carga estimada.

Tabela 6.1 - DBO gerada por sub-bacia da bacia do Areia

Sub- bacia	Área (ha)	Densidade (hab/ha)	População total (hab)	Vazão (m3/dia)	DBO (kg/dia)	DBO (T/ano)
A1	33,8	46,00	1555	248,77	74,63	27,24
A2	96,9	72,47	7022	1123,57	337,07	123,03
A3	50,7	51,62	2617	418,74	125,62	45,85
A4	30	39,19	1176	188,11	56,43	20,60
A5	25,5	21,57	550	88,01	26,40	9,64
B1	93,3	41,30	3853	616,53	184,96	67,51
B2	27,3	66,63	1819	291,04	87,31	31,87
B3	15,4	93,40	1438	230,14	69,04	25,20
C1	17,9	21,57	386	61,78	18,53	6,76
C2	139,5	35,00	4883	781,20	234,36	85,54
D1	66,6	104,46	6957	1113,13	333,94	121,89
D2	28,1	105,17	2955	472,84	141,85	51,78
D3	19,8	102,81	2036	325,70	97,71	35,66
D4	31,1	92,48	2876	460,18	138,05	50,39
D5	23,3	87,01	2027	324,37	97,31	35,52
D6	13,1	95,44	1250	200,04	60,01	21,90
D7	27,8	104,33	2900	464,06	139,22	50,81
E1	34,9	0,00	0	0,00	0,00	0,00
E2	12,1	0,00	0	0,00	0,00	0,00
E3	40,2	90,22	3627	580,30	174,09	63,54
F	37,7	84,69	3193	510,85	153,26	55,94
G1	44,5	88,26	3928	628,41	188,52	68,81
G2	27	85,25	2302	368,28	110,48	40,33
G3	2,7	89,22	241	38,54	11,56	4,22
H	62,7	89,78	5629	900,67	270,20	98,62
I1	59,2	60,60	3588	574,00	172,20	62,85
I2	14,3	60,60	867	138,65	41,60	15,18
J	15,3	54,65	836	133,78	40,13	14,65
L	65,7	48,72	3201	512,14	153,64	56,08
	1156,4	-	73712	11793,85	3538,15	1291,43

6.2.2 Lixo

A coleta de lixo (resíduos sólidos domiciliar) realizada periodicamente à segundas, quartas e sextas na bacia abrange todos os bairros . A estimativa de produção de lixo por bairro é apresentada na tabela 6.3 em função da população e de uma taxa de produção de 0,39 kg/habitante/dia (DMLU). Estes resultados indicam também o total produzido por ano em cada bacia.

A geração de lixo é descrita pela tabela 6.2. Supondo que apenas 5% do lixo gerado chegue aos cursos d'água, temos que cerca de 1,4 T de lixo estariam sendo depositadas diariamente nos corpos d'água.

Tabela 6.2 - Produção de lixo na bacia do Areia

Sub- bacia	População	Total de lixo		Lixo na Drenagem	
	(hab)	T/dia	T/ano	T/dia	T/ano
A1	1555	0,61	221	0,030	11,1
A2	7022	2,74	1000	0,137	50,0
A3	2617	1,02	373	0,051	18,6
A4	1176	0,46	167	0,023	8,4
A5	550	0,21	78	0,011	3,9
B1	3853	1,50	549	0,075	27,4
B2	1819	0,71	259	0,035	12,9
B3	1438	0,56	205	0,028	10,2
C1	386	0,15	55	0,008	2,7
C2	4883	1,90	695	0,095	34,8
D1	6957	2,71	990	0,136	49,5
D2	2955	1,15	421	0,058	21,0
D3	2036	0,79	290	0,040	14,5
D4	2876	1,12	409	0,056	20,5
D5	2027	0,79	289	0,040	14,4
D6	1250	0,49	178	0,024	8,9
D7	2900	1,13	413	0,057	20,6
E1	0	0,00	0	0,000	0,0
E2	0	0,00	0	0,000	0,0
E3	3627	1,41	516	0,071	25,8
F	3193	1,25	454	0,062	22,7
G1	3928	1,53	559	0,077	28,0
G2	2302	0,90	328	0,045	16,4
G3	241	0,09	34	0,005	1,7
H	5629	2,20	801	0,110	40,1
I1	3588	1,40	511	0,070	25,5
I2	867	0,34	123	0,017	6,2
J	836	0,33	119	0,016	6,0
L	3201	1,25	456	0,062	22,8
Totais	73712	28,75	10493	1,437	524,6

Alguns dos problemas relacionados com a produção do lixo e a drenagem são:

- Além do sistema de coleta tradicional de lixo existe coleta informal de lixo para seleção de lixo reciclável. No entanto, a parte que não interessa do lixo reciclado pode parar no sistema de drenagem por deposição em terrenos e rede de canais abertos;
- O tipo de lixo que atua fortemente na obstrução da drenagem são as garrafas plásticas do tipo PET que não têm mercado de reciclagem e os sacos plásticos de supermercado. Pode-se observar a grande concentração deste tipo de detrito nas drenagem;

6.2.3 Carga do escoamento pluvial

A qualidade da água devido a drenagem urbana foi estimada pelo método Simples apresentado por Schueller (1987) que se baseia em valores médios das características da bacia (veja descrição no anexo B).

Na tabela 6.3 são apresentados os valores das variáveis utilizadas no cálculo da carga de cada bacia para as diferentes substâncias de qualidade da água. Neste cálculo foi adotada uma precipitação média em Porto Alegre de 1450 mm e o cenário atual de desenvolvimento urbano.

Na tabela 6.4 são apresentadas as cargas para cada substância geradas em cada sub-bacia e o total de toda a bacia em kg/ano. Para o cálculo dos valores da carga foram utilizados os valores de concentração da coluna de *áreas antigas da tabela B.1*. Segundo o autor, esta coluna representa situação de grande produção de lixo e material sólido.

Pode-se observar dos totais simulados que a carga poluente de cada sub-bacia é significativa. Estes valores podem variar em função do seguinte:

- A bacia possui ruas com paralelepípedos, o que pode reduzir a carga devido a maior infiltração e retenção desta superfície;
- Os valores de concentração utilizados são de outra realidade urbana;
- Estes valores devem ser interpretados como uma primeira estimativa. Atualmente existe um posto de coleta de dados na bacia, que permitirá no futuro uma melhor estimativa da carga da mesma.

Tabela 6.3 Valores utilizados para cálculo da carga de cada substância

Bacia	A km2	AI	C_s	L/c kg/ano/(mg/l)
A1	0,338	0,292	0,310	0,137
A2	0,969	0,408	0,414	0,524
A3	0,507	0,322	0,337	0,223
A4	0,300	0,252	0,274	0,107
A5	0,255	0,100	0,137	0,046
B1	0,933	0,265	0,286	0,348
B2	0,273	0,387	0,395	0,141
B3	0,154	0,472	0,472	0,095
C1	0,179	0,100	0,137	0,032
C2	1,395	0,380	0,389	0,709
D1	0,666	0,501	0,498	0,433
D2	0,281	0,503	0,499	0,183
D3	0,198	0,497	0,494	0,128
D4	0,311	0,470	0,470	0,191
D5	0,233	0,454	0,456	0,139
D6	0,131	0,478	0,477	0,082
D7	0,278	0,501	0,498	0,181
E1	0,349	0,000	0,047	0,021
E2	0,121	0,000	0,047	0,007
E3	0,402	0,464	0,464	0,244
F	0,377	0,448	0,450	0,221
G1	0,445	0,458	0,459	0,267
G2	0,270	0,449	0,451	0,159
G3	0,027	0,461	0,462	0,016
H	0,627	0,462	0,463	0,379
I1	0,592	0,363	0,373	0,288
I2	0,143	0,363	0,373	0,070
J	0,153	0,336	0,350	0,070
L	0,657	0,307	0,323	0,277

Tabela 6.4 Carga dos poluentes estimadas em kg/ano

Bacia	Fósforo total	Nitrogênio Total	COD	DBO	Zinco	Chumbo	Cobre
A1	0,1478	1,8606	22,2998	4,9251	0,0543	0,0532	0,0144
A2	0,5657	7,1233	85,3752	18,8559	0,2079	0,2037	0,0550
A3	0,2405	3,0282	36,2936	8,0158	0,0884	0,0866	0,0234
A4	0,1157	1,4564	17,4552	3,8551	0,0425	0,0417	0,0112
A5	0,0492	0,6200	7,4312	1,6412	0,0181	0,0177	0,0048
B1	0,3755	4,7291	56,6791	12,5181	0,1380	0,1353	0,0365
B2	0,1520	1,9136	22,9346	5,0653	0,0559	0,0547	0,0148
B3	0,1025	1,2905	15,4671	3,4160	0,0377	0,0369	0,0100
C1	0,0346	0,4352	5,2164	1,1521	0,0127	0,0124	0,0034
C2	0,7653	9,6377	115,5110	25,5116	0,2813	0,2757	0,0744
D1	0,4673	5,8842	70,5238	15,5758	0,1718	0,1683	0,0454
D2	0,1978	2,4903	29,8470	6,5920	0,0727	0,0712	0,0192
D3	0,1379	1,7364	20,8111	4,5963	0,0507	0,0497	0,0134
D4	0,2060	2,5937	31,0866	6,8658	0,0757	0,0742	0,0200
D5	0,1497	1,8855	22,5986	4,9911	0,0550	0,0539	0,0146
D6	0,0881	1,1093	13,2950	2,9363	0,0324	0,0317	0,0086
D7	0,1949	2,4548	29,4219	6,4981	0,0717	0,0702	0,0190
E1	0,0231	0,2911	3,4892	0,7706	0,0085	0,0083	0,0022
E2	0,0080	0,1009	1,2097	0,2672	0,0029	0,0029	0,0008
E3	0,2630	3,3122	39,6978	8,7676	0,0967	0,0947	0,0256
F	0,2390	3,0099	36,0743	7,9673	0,0879	0,0861	0,0232
G1	0,2881	3,6274	43,4756	9,6020	0,1059	0,1038	0,0280
G2	0,1718	2,1629	25,9236	5,7254	0,0631	0,0619	0,0167
G3	0,0176	0,2213	2,6518	0,5857	0,0065	0,0063	0,0017
H	0,4093	5,1540	61,7727	13,6431	0,1505	0,1474	0,0398
I1	0,3114	3,9217	47,0024	10,3809	0,1145	0,1122	0,0303
I2	0,0752	0,9473	11,3536	2,5075	0,0277	0,0271	0,0073
J	0,0754	0,9493	11,3772	2,5128	0,0277	0,0272	0,0073
L	0,2994	3,7698	45,1824	9,9789	0,1100	0,1078	0,0291
TOTAL	6,1716	77,7167	931,4574	205,7206	2,2686	2,2229	0,6000

6.3 Controle da qualidade da água

O controle da qualidade da água da bacia depende do seguinte:

- Completar a rede de coleta de esgoto cloacal e tratamento da carga. Quando esta situação estiver completa será necessário identificar as ligações existentes na rede pluvial;

- Aumentar a proporção da coleta de lixo produzido;

- Redução da carga devido as águas pluviais com as detenções previstas no estudo.

O projeto previsto para o sistema de detenções envolve 11 (onze) detenções que abrangem a drenagem de 94% da área da bacia. Nesta parcela da bacia as detenções podem ser utilizadas para:

- Reduzir a carga de poluentes para jusante de acordo com o detalhamento do projeto das detenções;
- Completar a coleta e tratamento do esgoto cloacal da bacia;
- Utilizar a detenção para coleta do lixo e material sólido produzido nesta parcela da bacia. Desta forma concentrando a coleta e evitando o entupimento dos condutos. O trecho final da bacia tem um trecho de 500 m de condutos fechados, que pode entupir e produzir inundações a montante.

Segundo Schuller (1987) quando a detenção é projetada para funcionar como *Extended Detention Pond* caracteriza-se pelo apresentado na tabela 6.5. Utilizando estes valores é possível estimar a carga residual da bacia do Arroio da Areia, apresentado na tabela 6.6. Os valores de redução de carga adotado para cada projeto foi o valor intermediário.

Tabela 6.5 Valores de redução de carga do pluvial de acordo com o projeto de detenção

Tipo de projeto	Sedimentos Sus-pensos %	Fósforo total %	Nitrogênio total %	DBO %	Metais %
1	60 a 80	20 a 40	20 a 40	20 – 40	40 - 60
2	80 a 100	40 a 60	20 a 40	40 – 60	40 – 80
3	80 a 100	60 a 80	60 a 80	40 – 60	40 – 80

projeto 1 – detêm a primeira parte do volume do escoamento por 6 a 12 horas;
projeto 2 – volume do escoamento superficial produzido por 2,54 mm detido por 24 horas;
projeto 3 – o mesmo do projeto 2 mas com um fundo com vegetação rasteira.

Tabela 6.7 Carga residual com as detenções de acordo com o projeto

	Fósforo total	Nitrogênio Total	COD	DBO	Zinco	Chumbo	Cobre
Carga total	6,17	77,72	931,46	205,72	2,27	2,22	0,60
Projeto 1	4,32	54,40	652,02	144,00	1,14	1,11	0,30
Projeto 2	3,09	54,40	465,73	102,86	0,91	0,89	0,24
Projeto 3	3,09	23,32	465,73	61,72	0,91	0,89	0,24

Deve- se destacar que as detenções utilizadas necessitam de volume adicional ao previsto para funcionarem como Extended Detention Pond. Este aspecto deve ser revisado durante os projetos dos mesmos.

7. Plano de Ações

7.1 Medidas não-estruturais

7.1.1 Riscos na bacia

A bacia hidrográfica do Arroio da Areia possui uma região de grande declividade em sua parte mais de montante e outra extremamente plana na sua porção de jusante, apresentando duas drenagens independentes que convergem para um conduto forçado que vai para o rio Gravataí. Esta bacia mostra-se em estado de ocupação intermediário, possuindo ainda muitas regiões disponíveis para desenvolvimento principalmente na sua porção mais alta. A ocupação total da bacia tem grandes implicações no âmbito da drenagem da região, como por exemplo:

- Incapacidade do sistema de drenagem por bombeamento para retirar o escoamento pluvial gerado para precipitações de baixos períodos de retorno ;
- Incapacidade de condução do escoamento gerado em toda a bacia pelo conduto forçado, que se torna um ponto de estrangulamento do fluxo de saída da bacia;
- Ocorrência de inundações localizadas na bacia em pontos de estrangulamento internos do escoamento, como à entrada do Country Club e na região entre as Avenidas Sertório e Assis Brasil;
- Aumento da produção de lixo com conseqüências desastrosas ao sistema de drenagem;

7.1.2 Medidas propostas

Contenção do aumento da vazão

A regulamentação do Plano Diretor recentemente aprovado permitirá criar bases para evitar o aumento da vazão. Esta regulamentação envolverá a redução das vazões acrescidas de qualquer lote ou loteamento na aprovação de qualquer projeto junto a Prefeitura. Desta forma, será possível manter as condições atuais de escoamento e mesmo evitar que atinja o nível previsto no Plano Diretor de Drenagem. A regulamentação proposta é apresentada no volume I do Plano Diretor de Drenagem Urbana.

A bacia do arroio da Areia promete problemas futuros muito mais graves com a ocupação prevista no PDDU, mesmo com as medidas de detenção sugeridas, o que torna indispensável a implementação imediata de regulamentação para controle na fonte nos empreendimentos novos e até mesmo em antigos que necessitem de qualquer tipo de autorização da prefeitura para ampliação de área impermeável.

Produção material sólido

Recomenda-se que as construções na bacia apresentem planejamento para a drenagem durante a execução visando reduzir a quantidade de sedimentos transportado para a drenagem.

7.2 Medidas estruturais

A alternativa mais econômica, hidráulica e ambientalmente adequada é a alternativa 3 que envolve as obras apresentadas no capítulo 5 e resumidas na tabela 7.1.

As ações dentro destas medidas envolvem o seguinte:

1. Levantamento complementar

- *Canal principal do Arroio da Areia*: Ampliações da capacidade do canal são dificultadas pela presença de muros de residências junto às margens do arroio, principalmente após a saída do Country Club. É necessário um levantamento do seu curso visando a sua ampliação em alguns trechos;

- *Levantamento topográfico dos locais das detenções*: a estimativa das detenções foi realizada com base topográfica precária dos locais, exigindo-se quando dos projetos definitivos um estudo mais detalhado.

Tabela 7.1 Resumo das obras a serem realizadas no arroio da Areia - alternativa 3

ALTERNATIVA 3		
Obras	Custo Discriminado	
Controle na bacia A	R$	1 599 356,60
Controle na bacia B	R$	1 114 348,00
Controle na bacia C	R$	2 031 882,20
Controle na bacia D	R$	6 782 623,17
Controle na bacia F	R$	1 064 679,54
Reservatório no Country Club	R$	1 602 682,00
Controle na CB Silvio Brum	R$	5 257 923,20
Desvio de rede da bacia G e parte da H	R$	3 709 281,84
Custo total	R$	23 162 776,55

2. Projetos

- *Projetos das detenções:* Desenvolver os projetos executivos das detenções considerando a sua capacidade de retenção do lixo e melhoria da qualidade da água, revisando a capacidade de amortecimento. Este projeto deverá envolver o paisagismo das detenções e seu aproveitamento para lazer, dentro do possível;

- *Projeto dos condutos de desvio:* projeto das canalizações, de acordo com as detenções;

- *Melhorias no canal do Arroio da Areia :* definição física dos trechos de canal aberto com preservação de distâncias mínimas das margens, preservando ou recuperando a vegetação com paisagismo.

- *Projeto do conduto forçado pela Avenida Cairu:* este projeto envolverá a construção de um novo conduto forçado que deverá atravessar a Avenida Castelo Branco até o lago Guaíba, sendo então necessário o detalhamento deste cruzamento e a análise de possibilidades de construção.

- *Revisão da alternativa com base nos projetos:* Rever as simulações e controles quantitativos e qualitativos com base nos projetos detalhados.

3. Obras

O desenvolvimento das obras deve iniciar pelas detenções, seguido das ligações e da fixação do canal. A opção pelo uso das áreas de praças próximas aos pontos escolhidos para detenção ou da desapropriação de terrenos para este fim deve ser analisada cuidadosamente, e se necessárias novas simulações devem ser realizadas.

Deve-se acrescer ainda a complementação deste sistema sugerido com a inserção de um controle efetivo a nível de lote, utilizando microreservatórios e estruturas de implemento de infiltração, de forma a promover uma melhoria nas condições de funcionamento das obras maiores, principalmente dos condutos forçados, que sem este tipo de controle trabalharão em carga com muita freqüência, reduzindo a sua vida útil e necessitando de maior periodicidade de manutenção.

7.3 Programas

7.3.1 Monitoramento

Sugere-se a instalação de redes de monitoramento na bacia que coletem dados periodicamente em pontos do curso do Arroio da Areia ainda em seu estado natural, como por exemplo dentro do Country Club.

Estes dados permitirão avaliar a

- vazão atual e os hidrogramas previstos pelo modelo
- as vazões depois da construção das obras;
- qualidade da água atual, resultante das cargas;
- qualidade da água resultante da instalação das obras previstas

Devido a importância do lixo na drenagem recomendamos que seja realizado um programa de coleta de dados para verificar a quantidade de resíduo sólido que chega a drenagem e a sua relação com a produção da bacia. Este programa pode ser realizado em conjunto com as medidas adicionais de educação para avaliar seu impacto. Este tipo de informação será essencial para o Planejamento para as demais bacias.

7.3.2 Educação

Recomenda-se o seguinte:

- programa de educação sobre os *impactos e controles da drenagem urbana* junto a população, engenheiros e arquitetos;

- divulgação dos efeitos da drenagem e a necessidade de controle através de controle na fonte;

- apresentar junto a assembléia do orçamento participativo o projeto de controle da bacia.

8. Referências Bibliográficas

BASTOS, C.A.B., VALENTE, A.L.S., DIAS, R.D. 1998. Mapa geológico de solos. In: *Atlas Ambiental de Porto Alegre*. Ed. Universidade / UFRGS. Porto Alegre, RS.

BEMFICA, D.C. 1999. *Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre*. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 213f. Dissertação de Mestrado.

CAMPANA, N. A. 1995. *Impacto da urbanização nas cheias urbanas*. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 213f. Tese de Doutorado.

CAMPANA, N. A., TUCCI, C.E.M. 1994. *Estimativa da área impermeável de macro-bacias urbanas*. *Revista Brasileira de Engenharia*. Vol. 12. N 2. (Dez 1994). p 79 - 94.

DMAE. 1996. *Plano Diretor de Esgotos de Porto Alegre*. Consumo de água por bacia hidrográfica. Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

MENEGAT, R. (org.) , PORTO, M.L. , CARRARO, C.C., FERNANDES, L.A.D. 1998. *Atlas Ambiental de Porto Alegre*. Ed. Universidade / UFRGS. Porto Alegre, RS.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Secretaria de Planejamento Municipal. 1994. *1ºPDDU: Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre*. Porto Alegre, RS.

SCHUELER, T., 1987. *Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designin Urban BMPs*. Metropolitan Washington Council of Governments.

TUCCI, C.E.M. 1998. *Modelos Hidrológicos*. Ed. da Universidade / UFRGS / ABRH. Porto Alegre. 669p.

Anexo A

DADOS UTILIZADOS NAS SIMULAÇÕES

PRECIPITAÇÕES DE PROJETO

Tabela A -1 - Precipitações de projeto para o arroio da Areia

Dt (min)	PRECIPITAÇÃO ACUMULADA (mm)				
	Período de Retorno				
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
3	5.03	5.74	6.33	7.22	7.97
6	8.81	10.04	11.09	12.64	13.96
9	11.79	13.44	14.84	16.91	18.68
12	14.22	16.22	17.90	20.41	22.54
15	16.27	18.55	20.48	23.35	25.79
18	18.03	20.56	22.70	25.88	28.58
21	19.57	22.31	24.64	28.09	31.01
24	20.93	23.87	26.35	30.04	33.17
27	22.15	25.26	27.89	31.79	35.11
30	23.26	26.52	29.28	33.38	36.86
33	24.27	27.66	30.55	34.82	38.45
36	25.19	28.72	31.71	36.15	39.92
39	26.05	29.69	32.79	37.38	41.27
42	26.84	30.60	33.79	38.52	42.53
45	27.58	31.44	34.72	39.58	43.71
48	28.28	32.24	35.60	40.58	44.81
51	28.93	32.98	36.42	41.52	45.84
54	29.55	33.69	37.20	42.40	46.82
57	30.14	34.35	37.93	43.24	47.75
60	30.69	34.99	38.63	44.04	48.63
63	31.22	35.59	39.30	44.80	49.47
66	31.73	36.17	39.94	45.53	50.27
69	32.21	36.72	40.54	46.22	51.04
72	32.67	37.25	41.13	46.89	51.77
75	33.12	37.75	41.69	47.52	52.48
78	33.54	38.24	42.23	48.14	53.15
81	33.96	38.71	42.74	48.73	53.81
84	34.35	39.16	43.24	49.30	54.43
87	34.74	39.60	43.73	49.85	55.04
90	35.11	40.02	44.19	50.38	55.63
93	35.47	40.43	44.64	50.90	56.20
96	35.81	40.83	45.08	51.39	56.75
99	36.15	41.21	45.51	51.88	57.28
102	36.48	41.59	45.92	52.35	57.80
105	36.80	41.95	46.32	52.81	58.31
108	37.11	42.30	46.71	53.25	58.80
111	37.41	42.65	47.09	53.68	59.28
114	37.70	42.98	47.46	54.11	59.74
117	37.99	43.31	47.82	54.52	60.20
120	38.27	43.63	48.17	54.92	60.64

Sub-bacias

A tabela A-2 contém as dimensões dos condutos para a situação atual. Também consta nesta tabela o número de condutos, a declividade dos trechos e os comprimentos dos trechos. Caso haja somente um conduto retangular, tem-se a largura L e a altura H. Caso haja somente um conduto circular, tem-se o diâmetro D. Caso haja mais de um conduto, as dimensões correspondentes são separadas com barras, sendo indicado também a possível presença de conduto circular com a letra D, junto com conduto retangular.

Tabela A-2 – Dimensão dos condutos sem reservatório e situação atual

SITUAÇÃO ATUAL - SEM RESERVATÓRIO					
Trecho	Número de Condutos	Dimensões		I (m / m)	comprimento (m)
		L	h ou D		
Bacia A					
1-1	1		0,80	0,038	242,00
1-2	1		0,80	0,038	242,00
2-1	1		0,80	0,019	288,00
2-2	1		0,80	0,019	288,00
2-3	1		0,80	0,019	288,00
3-1	3		0,80	0,016	428,00
3-2	2		1,00	0,015	342,00
4-1	1		1,00	0,045	117,00
4-2	1		1,00	0,045	117,00
4-3	1		1,00	0,045	60,00
5	1	3,00	3,00	0,011	47,33
Bacia B					
6	1		1,00	0,018	870,00
7	1		1,50	0,014	584,00
Bacia C					
10-1	1		1,50	0,062	314,00
10-2	1	1,50	2,00	0,007	200,00
10-3	1	1,50	1,50	0,031	270,00
11	1		0,40	0,029	190,00
12	1		1,50	0,020	150,00
13	1		1,00	0,020	160,00
14-1	1	1,10	2,00	0,023	130,00
14-2	1	2,00	2,00	0,013	100,00
14-3	1	1,80	2,00	0,008	270,00
14-4	1	2,50	2,00	0,009	130,00
15-1	1		0,80	0,008	200,00
15-2	1		0,90	0,045	165,00
16	1	2,50	2,00	0,018	120,00

Tabela A-2 – Continuação

SITUAÇÃO ATUAL - SEM RESERVATÓRIO					
Trecho	Número de Condutos	Dimensões		I (m / m)	comprimento (m)
		L	h ou D		
Bacia D					
25-1	1		0,80	0,017	190,00
25-2	1		1,00	0,013	440,00
26-1	1		1,00	0,023	360,00
26-2	1		1,00	0,023	400,00
27	2		1,00	0,001	200,00
28	1	1,00	1,20	0,012	160,00
29-1	1		1,50	0,015	280,00
29-2	1		1,50	0,011	270,00
29-3	1	2,20	1,55	0,011	100,00
29-4	1	2,40	1,40	0,005	120,00
30-1	1		1,00	0,024	378,00
30-2	1		1,00	0,006	720,00
31-1	2		1,20	0,012	40,00
31-2	2		1,20	0,006	130,00
31-3	2		1,20	0,002	260,00
32-1	1	3,00	1,70	0,005	70,00
32-2	1	3,00	1,70	0,002	304,00
32-3	1	3,00	1,70	0,010	123,00
32-4	1	3,00	1,70	0,002	726,00
Bacia F					
19-3	1		1,00	0,008	158,00
19-4	1		0,90	0,011	172,00
19-5	1		0,90	0,009	104,00
19-6	1	1,40	1,30	0,020	140,00
Bacia G					
21	2		0,6 / 0,8	0,051	270,00
22	1	1,00	1,20	0,025	600,00
23-1	1		1,50	0,004	190,00
23-2	1	1,60	1,20	0,007	424,00
23-3	1	2,00	1,50	0,001	390,00

A tabela A-3 mostra as informações utilizadas para a simulação com a rede totalmente ampliada para todas as sub-bacias.

Tabela A-3– Dimensão dos condutos com ampliação e situação futura

SITUAÇÃO FUTURA - AMPLIADA					
Trecho	Número de Condutos	Dimensões		I (m / m)	comprimento (m)
		L	h ou D		
Bacia A					
1-1	2		0,80	0,038	242,00
1-2	2	1,00	0,8 / 0,8D	0,038	242,00
2-1	3	1,00	0,80	0,019	288,00
2-2	3	1,30	0,80	0,019	288,00
2-3	3	1,40	0,80	0,019	288,00
3-1	5	1,50	0,80	0,016	428,00
3-2	4	1,50	1,00	0,015	342,00
4-1	2		1,00	0,045	117,00
4-2	2		1,00	0,045	117,00
4-3	2	1,00	1,0 / 1,0D	0,045	60,00
5	1	3,00	3,00	0,011	47,33
Bacia B					
6	2		1,00	0,018	870,00
7	2	1,50	1,5 / 1,5D	0,014	584,00
Bacia C					
10-1	1		1,50	0,062	314,00
10-2	2	1,5 / 1,0	2,00	0,007	200,00
10-3	2	1,50	1,5 / 1,5D	0,031	270,00
11	1		1,00	0,029	190,00
12	2	1,50	1,5 / 1,5D	0,020	150,00
13	2		1,00	0,020	160,00
14-1	2	1,10	2,00	0,023	130,00
14-2	2	2,0 / 1,0	2,00	0,013	100,00
14-3	2	1,8 / 2,0	2,00	0,008	270,00
14-4	2	2,5 / 1,0	2,00	0,009	130,00
15-1	1	2,00	1,00	0,008	200,00
15-2	1	1,30	1,00	0,045	165,00
16	1	3,00	2,00	0,018	120,00

Tabela A3 – Continuação

SITUAÇÃO FUTURA - AMPLIADA					
Trecho	Número de Condutos	Dimensões		I (m / m)	comprimento (m)
		L	h ou D		
Bacia D					
25-1	2	1,20	1,2 / 0,8D	0,017	190,00
25-2	2	1,40	1,40 / 1,0D	0,013	440,00
26-1	2	1,40	1,20 / 1,0D	0,023	360,00
26-2	2	1,40	1,20 / 1,0D	0,023	400,00
27	3	1,80	3,00	0,001	200,00
28	2	1,40	1,80	0,012	160,00
29-1	3	1,20	2,00	0,015	280,00
29-2	3	1,30	2,10	0,011	270,00
29-3	3	1,60	2,70	0,011	100,00
29-4	2	2,00	2,50	0,005	120,00
30-1	3	1,00	1,20	0,024	378,00
30-2	3	1,20	1,40	0,006	720,00
31-1	3	1,60	2,60	0,012	40,00
31-2	3	1,80	3,00	0,006	130,00
31-3	2	2,00	2,60	0,002	260,00
32-1	2	2,40	2,00	0,005	70,00
32-2	3	2,40	2,00	0,002	304,00
32-3	2	2,00	2,00	0,010	123,00
32-4	2	3,0 / 2,0	1,7 / 2,0	0,002	726,00
Bacia F					
19-3	2	1,50	1,5 / 1,0D	0,008	158,00
19-4	2	1,50	1,5 / 0,9D	0,011	172,00
19-5	2	1,50	1,5 / 0,9D	0,009	104,00
19-6	1	1,30	1,50	0,020	140,00
Bacia G					
21	1	1,30	1,00	0,051	270,00
22	1	1,30	1,50	0,025	600,00
23-1	3	1,60	2,0 / 1,5D	0,004	190,00
23-2	3	1,60	2,00	0,007	424,00
23-3	3	2,00	2,00	0,001	390,00

A tabela A-4 contém as dimensões dos condutos para a situação futura com reservatório. Nela também estão indicadas as dimensões, declividades e comprimentos.

Tabela A-4 – Dimensão dos condutos com reservatório e situação futura

SITUAÇÃO FUTURA – COM RESERVATÓRIO					
Trecho	número de condutos	Dimensões		I (m / m)	comprimento (m)
		L	H ou D		
Bacia A					
1-1	1		0,80	0,038	242,00
1-2	1	1,00	0,80	0,038	242,00
2-1	2		0,80	0,019	288,00
2-2	2	1,2	0,8	0,019	288,00
2-3	2	1,5	0,8	0,019	288,00
3-1	2	1,5	0,8	0,016	428,00
3-2	2	1,5	0,8	0,015	342,00
4-1	1		1,00	0,045	117,00
4-2	2		1,00	0,045	117,00
4-3	2		1,00	0,045	60,00
5	1	3,00	3,00	0,011	47,33
Bacia B					
6	2		1,00	0,018	870,00
7	1		1,50	0,014	584,00
Bacia C					
10-1	1		1,50	0,062	314,00
10-2	2	1,5 / 1,0	2,00	0,007	200,00
10-3	2	1,50	1,50	0,031	270,00
11	1		1,00	0,029	190,00
12	2	1,50	1,5 / 1,5D	0,020	150,00
13	2		1,00	0,020	160,00
14-1	1	1,10	2,00	0,023	130,00
14-2	1	2,00	2,00	0,013	100,00
14-3	1	1,80	2,00	0,008	270,00
14-4	1	2,50	2,00	0,009	130,00
15-1	1	1,50	1,50	0,008	200,00
15-2	1	1,50	1,00	0,045	165,00
16	1	2,50	2,00	0,018	120,00

Tabela A-4 – Continuação

SITUAÇÃO FUTURA - COM RESERVATÓRIO					
Trecho	número de condutos	Dimensões		I (m / m)	comprimento (m)
		L	h ou D		
Bacia D					
25-1	2	1,20	1,20 / 0,8D	0,017	190,00
25-2	2	1,40	1,40 / 1,0D	0,013	440,00
26-1	2	1,40	1,20 / 1,0D	0,023	360,00
26-2	1	1,10	1,00	0,023	400,00
27	3	1,50	2,00	0,001	200,00
28	2	1,0 / 1,40	1,2 / 1,5	0,012	160,00
29-1	1	1,70	1,50	0,015	280,00
29-2	2		1,50	0,011	270,00
29-3	1	2,50	1,50	0,011	100,00
29-4	2	1,50	1,50	0,005	120,00
30-1	3	1,00	1,20	0,024	378,00
30-2	3	1,20	1,40	0,006	720,00
31-1	3	1,20	1,50	0,012	40,00
31-2	3	1,20	1,50	0,006	130,00
31-3	3	1,20	1,50	0,002	260,00
32-1	1	3,00	1,70	0,005	70,00
32-2	1	3,00	1,70	0,002	304,00
32-3	1	3,00	1,70	0,010	123,00
32-4	2	3,00 / 1,40	1,70	0,002	726,00
Bacia F					
19-3	1	1,00	1,00	0,008	158,00
19-4	1	1,50	1,00	0,011	172,00
19-5	1	1,50	1,00	0,009	104,00
19-6	1	1,40	1,30	0,020	140,00
Bacia G					
21	1	1,30	1,00	0,051	270,00
22	1	1,30	1,50	0,025	600,00
23-1	3	1,60	2,0 / 1,5D	0,004	190,00
23-2	3	1,60	2,00	0,007	424,00
23-3	3	2,00	2,00	0,001	390,00

Casa de bombas Silvio Brum

As dimensões dos condutos, declividades dos trechos e os comprimentos estão mostrados nas tabelas A-5 e A-6, para as situações atual e futura(ampliados), respectivamente. No caso da CB Silvio Brum tem-se somente um conduto em cada trecho. Caso a forma seja circular, somente é indicado o diâmetro D. No caso retangular, a altura H e a largura L.

Tabela A-5 – CB Silvio Brum - atual

SITUAÇÃO ATUAL				
Tre-cho	L (m)	H ou D (m)	I (m / m)	Comprimento (m)
1	2,65	1,80	0,003	260,00
2 – 1		1,00	0,015	200,00
2 – 2	2,90	1,15	0,009	400,00
3 – 1	2,65	1,80	0,002	57,00
3 – 2	2,65	1,80	0,001	60,00
3 – 3	1,85	1,80	0,001	60,00
3 – 4	2,15	1,80	0,002	160,00
3 – 5	2,51	2,30	0,002	190,00
3 – 6	2,68	2,20	0,001	230,00
4		1,00	0,005	370,00
5 – 1	2,68	2,20	0,001	70,00
5 – 2	3,65	2,20	0,002	60,00
5 – 3	3,65	1,30	0,003	160,00
5 – 4	2,35	1,50	0,0001	200,00
6 – 1		0,80	0,011	40,00
6 – 2		0,80	0,006	410,00
7 – 1		0,80	0,005	360,00
7 – 2	0,00	1,20	0,003	390,00
8 – 1	1,70	1,50	0,001	329,00
8 – 2	1,90	1,20	0,001	253,00

Tabela A-6–CB Silvio Brum- Ampliação

SITUAÇÃO FUTURA				
Trecho	L (m)	H ou D (m)	I (m / m)	comprimento (m)
1	2,65	1,80	0,003	260,00
2 – 1		1,50	0,015	200,00
2 – 2	2,90	1,15	0,009	400,00
3 – 1	4,65	1,80	0,002	57,00
3 – 2	4,65	1,80	0,001	60,00
3 – 3	4,85	1,80	0,001	60,00
3 – 4	4,15	1,80	0,002	160,00
3 – 5	4,51	2,30	0,002	190,00
3 – 6	4,68	2,20	0,001	230,00
4		1,50	0,005	370,00
5 – 1	4,68	2,20	0,001	70,00
5 – 2	4,65	2,20	0,002	60,00
5 – 3	4,65	2,20	0,003	160,00
5 – 4	4,35	2,20	0,0001	200,00
6 – 1		1,50	0,011	40,00
6 – 2		1,50	0,006	410,00
7 – 1		1,20	0,005	360,00
7 – 2		1,20	0,005	390,00
8 – 1	3,90	1,50	0,002	329,00
8 – 2	3,90	1,50	0,001	253,00

Conduto forçado do Areia

Para o conduto forçado do Areia, as dimensões dos condutos e declividades dos trechos, bem como os comprimentos estão na tabela A-7, para a situação futura e as 3 alternativas de controle estudadas. Na tabela, caso a forma seja circular, somente é indicado o diâmetro D. No caso retangular, a altura H e a largura L.

Tabela A-7 – Dimensões no conduto forçado do Areia

SITUAÇÃO FUTURA – ALTERNATIVA 1					
trecho	Numero de condutos	L (m)	H ou D (m)	S (%)	Comprimento (m)
18	1	5,50	2,50	0,436	470,00
20	2	5,50	2,50	0,153	340,00
24	1	6,00	3,00	0,215	580,00
33	1	5,00	2,00	1,480	50,00
34	5	3,00	3,00	0,043	2000,00
SITUAÇÃO FUTURA – ALTERNATIVA 2					
trecho	Numero de condutos	L (m)	H ou D (m)	S (%)	Comprimento (m)
18	1	4,50	2,20	0,436	470,00
20	2	3,00	2,20	0,153	340,00
24	1	5,00	2,00	0,215	580,00
33	1	5,00	2,00	2,960	50,00
34	2	3,00	3,00	0,043	2000,00
SITUAÇÃO FUTURA – ALTERNATIVA 3					
trecho	Numero de condutos	L (m)	H ou D (m)	S (%)	Comprimento (m)
18	1	4,50	2,20	0,436	470,00
20	2	3,00	2,20	0,153	340,00
24	1	5,00	2,00	0,215	580,00
33	1	5,00	2,00	2,960	50,00
34	2	3,00	3,00	0,043	2000,00

CURVAS COTA-VOLUME-VAZÃO DOS RESERVATÓRIOS

Bacia A

RESERVATÓRIO LOCAL 01

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	770.31	0.10
0.50	1521.25	0.14
0.75	2253.19	0.18
1.00	2966.50	0.20
1.25	3661.56	1.14
1.50	4338.75	1.25

RESERVATÓRIO LOCAL 04

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	1483.81	0.10
0.50	2935.50	0.14
0.75	4355.44	0.18
1.00	5744.00	0.20
1.25	7101.56	1.85
1.50	8428.50	2.02

Bacia B

RESERVATÓRIO LOCAL 14

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	1182.63	0.10
0.50	2331.00	0.14
0.75	3445.88	0.18
1.00	4528.00	0.20
1.25	5578.13	0.23
1.50	6597.00	0.25
1.75	7585.38	2.18
2.00	8544.00	2.33

RESERVATÓRIO LOCAL 02

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	587.63	0.41
0.50	1151.00	0.58
0.75	1690.88	0.71
1.00	2208.00	0.81

RESERVATÓRIO LOCAL 05

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	742.63	0.18
0.50	1458.50	0.26
0.75	2148.38	0.31
1.00	2813.00	0.36

Bacia C

RESERVATÓRIO LOCAL 06

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	1180.13	0.10
0.50	2321.00	0.14
0.75	3423.38	0.18
1.00	4488.00	0.20
1.25	5515.63	1.85
1.50	6507.00	2.02
1.75	7462.88	2.18
2.00	8384.00	2.33
2.25	9271.13	2.48
2.50	10125.00	2.61
2.75	10946.38	2.74
3.00	11736.00	2.86

Bacia D

RESERVATÓRIO LOCAL 09

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	686.38	0.41
0.50	1346.00	0.58
0.75	1979.63	0.71
1.00	2588.00	0.81

RESERVATÓRIO LOCAL 10

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	2226.38	0.10
0.50	4406.00	0.14
0.75	6539.63	0.18
1.00	8628.00	0.20
1.25	10671.88	1.85
1.50	12672.00	2.02

RESERVATÓRIO LOCAL 12

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	1108.25	0.72
0.50	2183.50	1.02
0.75	3226.50	1.25
1.00	4238.00	1.45

Bacia F

RESERVATÓRIO LOCAL 13

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	2012.13	0.18
0.50	3979.00	0.26
0.75	5901.38	0.31
1.00	7780.00	0.36

Canal do Areia - Country Club

RESERVATÓRIO LOCAL 15

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	2475.13	2.54
0.50	4901.00	3.60
0.75	7278.38	4.40
1.00	9608.00	5.09
1.25	11890.63	5.69
1.50	14127.00	6.23
1.75	16317.88	6.73
2.00	18464.00	7.19
2.25	20566.13	7.63
2.50	22625.00	8.04
2.75	24641.38	8.43
3.00	26616.00	8.81

Casa de bombas Silvio Brum

RESERVATÓRIO LOCAL 16

Nível (m)	Volume (m3)	Vazão (m3/s)
0.00	0.00	0.00
0.25	674.50	0.10
0.50	1323.50	0.14
0.75	1947.75	0.18
1.00	2548.00	0.20
1.25	3125.00	0.23
1.50	3679.50	0.25
1.75	4212.25	2.18
2.00	4724.00	2.33
2.25	5215.50	2.48
2.50	5687.50	2.61
2.75	6140.75	2.74
3.00	6576.00	2.86

Anexo B

Método Simples: Estimativa da carga de qualidade da água pluvial

Este método foi apresentado por Schueller (1987). O método é recomendado para áreas de até 2,9 km^2 (1 mi^2) e apresenta várias simplificações que serão discutidas abaixo, mas permitem uma primeira avaliação empírica da carga existente na bacia.

A carga anual é estimada por

$$L = 31{,}536.Q.C. \qquad (B.1)$$

onde Q é a vazão produzida durante os eventos chuvosos; C é a concentração média da substância em mg/l.

A vazão produzida durante os eventos pode ser estimada por

$$Q = \frac{r.P_m.C_s A}{31536} \qquad (B.2)$$

onde r é a proporção da precipitação que produz escoamento superficial. Existem vários eventos de pequena intensidade que não produzem escoamento superficial, este valor geralmente é da ordem 0,8 a 0,95, ou seja de 5 a 20% dos eventos de chuva possuem precipitação pequena para não produzirem escoamento superficial. Neste estudo foi adotado o valor de 0,9; A é a área de drenagem em km^2; P_m é a precipitação em mm; C_s é o coeficiente de escoamento de eventos chuvosos, obtido por

$$C_s = 0{,}047 + 0{,}9.AI \qquad (B.3)$$

onde AI é a proporção de área impermeável (entre 0 e 1). Esta equação foi obtida com dados de 12 bacias urbanas brasileiras, na sua maioria de Porto Alegre.

Desta forma a carga resultante em kg/ano é a seguinte

$$L = \frac{r.P_m.A.(0{,}047 + 0{,}9AI).C}{1000} \qquad (B.4)$$

Segundo Athayde (1986) a variação das cargas entre os usos da terra depende principalmente volume do escoamento superficial. A concentração C deve variar com a magnitude da vazão, que neste caso foi adotada constante. A concentração C pode ser estimada segundo segundo Schuler (1987) com base em dados americanos (tabela B1).

Tabela B1.Valores médios de concentração médio C, em mg/l (Schueller, 1987)

Poluente	Novas áreas suburbanas (Washington)	Áreas urbanas antigas (Baltimore)	Áreas Centrais (Washington)	Média Nacional	Floresta	Rodovias
Fósforo						
Total	0,26	1,08	-	0,46	0,15	-
Ortho	0,12	0,26	1,01	-	0,02	-
Solúvel	0,16	-	-	0,16	0,04	0,59
Orgânico	0,10	0,82	-	0,13	0,11	-
Nitrogênio						
Total	2,00	13,6	2,17	3,31	0,78	-
Nitrate	0,48	8,9	0,84	0,96	0,17	-
Ammônia	0,26	1,1	-	-	0,07	-
Orgânico	1,25	-	-	-	0,54	-
TKN	1,51	7,2	1,49	2,35	0,61	2,72
COD	35,6	163	-	90,8	>40	124
BOD_5	5,1	-	36	11,9	-	-
Metais						
Zinco	0,037	0,397	0,250	0,176	-	0,380
Chumbo	0,018	0,389	0,370	0,180	-	0,550
Cobre	-	0,105	-	0,047	-	-