

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	3
2	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	4
2.1	Localização e Caracterização	4
2.2	Bacias Hidrográficas	11
3	ESTUDO HIDROLÓGICO	13
3.1	Dados Pluviométricos	13
3.2	Tempo de Recorrência	15
3.3	Declividade do Talvegue	17
3.4	Tempo de Concentração	17
3.5	Determinação das Vazões Máximas	18
3.5.1	Método Racional	19
3.5.2	Método Racional acrescido de coeficiente de retardo	19
3.5.3	Método do Hidrograma Triangular Unitário (MHTU) - Método do SCS (Soil Conservation Service)	20
3.5.4	Coeficiente runoff	24
3.6	Resultados	26
3.6.1	Vazões atuais	26
3.6.2	Modelagem Hidráulica – Situação Atual	27
3.6.3	Modelagem Hidráulica – Nova configuração do Canal	29
4	ESTUDO HIDRÁULICO	34
4.1	Premissas	34
4.2	Metodologia	35
4.2.1	Enchimento	35
4.2.2	Coeficiente de Manning	35
4.2.3	Velocidades	36
4.2.4	Distanciamento entre PV's	36
4.2.5	Planilhas de dimensionamento	37
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	39
6	QUANTIDADES	40
7	ANEXOS	40
8	REFERÊNCIAS	41



1 INTRODUÇÃO

A prefeitura de Niterói está desenvolvendo projetos de reurbanização e melhorias de infraestrutura ao longo da Alameda São Boaventura.

Historicamente, essa região sofre com alagamentos devido à insuficiência hidráulica do canal existente, que foi dimensionado para outra condição de uso e ocupação do solo. Neste contexto, foram desenvolvidos estudos hidrológicos e hidráulicos, afim de propor intervenções e obras que permitam o bom funcionamento do sistema de drenagem garantido conduzir em segurança até o deságue na baía da Guanabara, as vazões afluentes à Alameda São Boaventura.

O objetivo do presente relatório consiste na verificação das condições hidráulicas do canal, para vazão máxima no tempo de recorrência de 25 anos e verificação de 50 anos. Uma vez verificada a capacidade máxima do canal, foram calculadas as seções hidráulicas necessárias para escoar a vazão excedente, Galeria Complementar.

O Galeria Complementar foi dimensionado para a cheia com 25 anos de recorrência e verificado para da chuva de 50 anos, assim como o Canal da Alameda.

Foram realizadas as seguintes atividades para os estudos hidrológico e hidráulico em questão:

- ✓ Reunião inicial nos dias 23 e 24 de outubro de 2018;
- ✓ Visita técnica ao local, no dia 30 de outubro de 2018;
- ✓ Delimitação da bacia de contribuição da galeria;
- ✓ Caracterização física da bacia delimitada;
- ✓ Estudo de chuvas intensas da região de projeto;
- ✓ Determinação da chuva de projeto;
- ✓ Cálculo da vazão máxima de projeto;
- ✓ Estudo Hidráulico do Canal da Alameda;
- ✓ Estudo Hidráulico para a Galeria Complementar.



2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 Localização e Caracterização

A Figura 01 Galeria Complementar Projetada e o Local de Deságue – Google Earth apresenta a imagem de satélite da Galeria Complementar Projetada evidenciando também, a região que não possui cadastro e o local do deságue. A Figura 02 - Deságues – Google Earth ilustra um pouco melhor a região do deságue na Baía de Guanabara.

O Canal da Alameda tem seção trapezoidal variável, com início um pouco antes da Rua São José, seguindo entre as pistas em alternância de seção aberta e fechada, por quase 2,2 km, até seu último trecho aberto após a Rua Magnólia Brasil.

A Figura 03 - Início do Canal na Alameda e a Figura 04 - Último Trecho do Canal na Alameda ilustram o início e o fim do canal, em seção trapezoidal, na Alameda São Boaventura. Neste trecho a velocidade de escoamento é grande e a cor da água não é muito escura.

O primeiro canal aberto possui 28 m de extensão, base de 5,30 m e altura final de 2,40 m, conforme ilustrado na Figura 05 - Canal Retangular – Primeiro Trecho. Já o segundo canal, Figura 06 - Canal Retangular – Segundo Trecho, tem 50 m de extensão, a mesma base de 5,30 m e altura final de 3,30.

O deságue é feito por uma galeria retangular de largura de 5,30, na Baía de Guanabara, margeando a descida da Ponte Rio Niterói. Há uma grande concentração de efluentes domésticos e a velocidade de escoamento é bem reduzida. A Figura 07 – Localização do Deságue e a Figura 08 - Galeria Retangular - Deságue ilustram o deságue.

Para o desenvolvimento do presente estudo não foi possível obter o cadastro da sua galeria de deságue (segmento após o trecho acima descrito), entretanto, consideramos que estes dois canais retangulares abertos à jusante, provavelmente, recebem a galeria de deságue do Canal da Alameda.



A Galeria Complementar Projetada foi dimensionada para conduzir a vazão excedente do Canal da Alameda situando-se sob a pista da Alameda São Boaventura, sentido Maricá, com uma extensão total foi de 3.125 m, com início na Rua São José e, devido à falta de cadastros da galeria existente, deságue em PV existente sob o viaduto da Avenida Feliciano Sodré, local determinado em visita à campo no dia 30/10/2018.



 PREFEITURA NITERÓI FEITA POR VOCÊ	RELATÓRIO TÉCNICO	Nº:	REV. 0A
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura		FOLHA: 6 de 42
 REDENTOR CONSULTORIA E PROJETOS	TÍTULO:		
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura Projeto do Canal Complementar		



Figura 01 – Galeria Complementar e o Local de Deságue – Google Earth



 PREFEITURA NITERÓI FEITA POR VOCÊ	RELATÓRIO TÉCNICO	Nº:	REV. 0A
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura		FOLHA: 7 de 42
 REDENTOR CONSULTORIA E PROJETOS	TÍTULO:		
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura Projeto do Canal Complementar		



Figura 02 – Deságues – Google Earth



Figura 03 – Início do Canal na Alameda



Figura 04 – Último Trecho do Canal na Alameda



Figura 05 – Canal Retangular - Primeiro

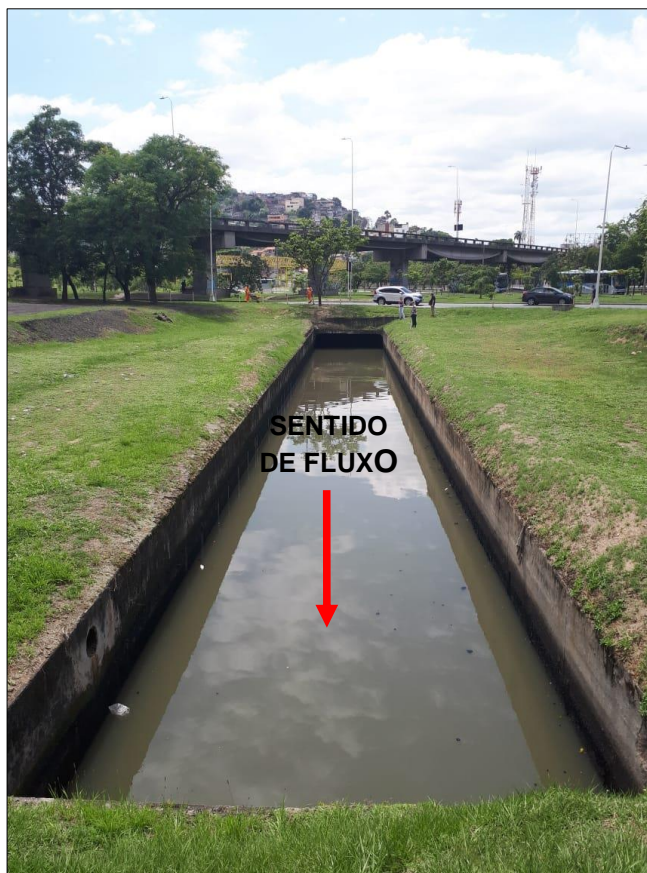


Figura 06 – Canal Retangular - Segundo



Figura 07 – Localização do Deságue



Figura 08 – Galeria Retangular - Deságue



2.2 Bacias Hidrográficas



O canal existente na Alameda recebe a contribuição de quatorze bacias, perfazendo uma área de contribuição de aproximadamente 7,3 km².

As maiores contribuições são as do bairro São José (Bacia 3 com 1,2 km²), bacia da rua Evilásio Silva (Bacia 4 com 1,0 km²), bacia próxima a rua São Januário (Bacia 7 com 1,3 km²) e as bacias do Horto Florestal (Bacia 8 com 0,6 km²) junto com a da rua Leite Ribeiro (Bacia 9 com 0,4 km²) que deságuam juntas.

A Figura 09 – Bacias de Contribuição do Canal da Alameda apresenta a Planta de bacias e a Tabela 01 – Área das Bacias.

Bacias	A total (km ²)
1	0,628
2	0,202
3	1,209
4	0,984
5	0,307
6	0,401
7	1,300
8	0,574
9	0,448
10	0,184
11	0,252
12	0,347
13	0,237
14	0,223

Tabela 01 – Áreas das Bacias

 PREFEITURA NITERÓI FEITA POR VOCÊ	RELATÓRIO TÉCNICO	Nº:	REV. 0A
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura		FOLHA: 12 de 42
 REDENTOR CONSULTORIA E PROJETOS	TÍTULO: Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura Projeto do Canal Complementar		

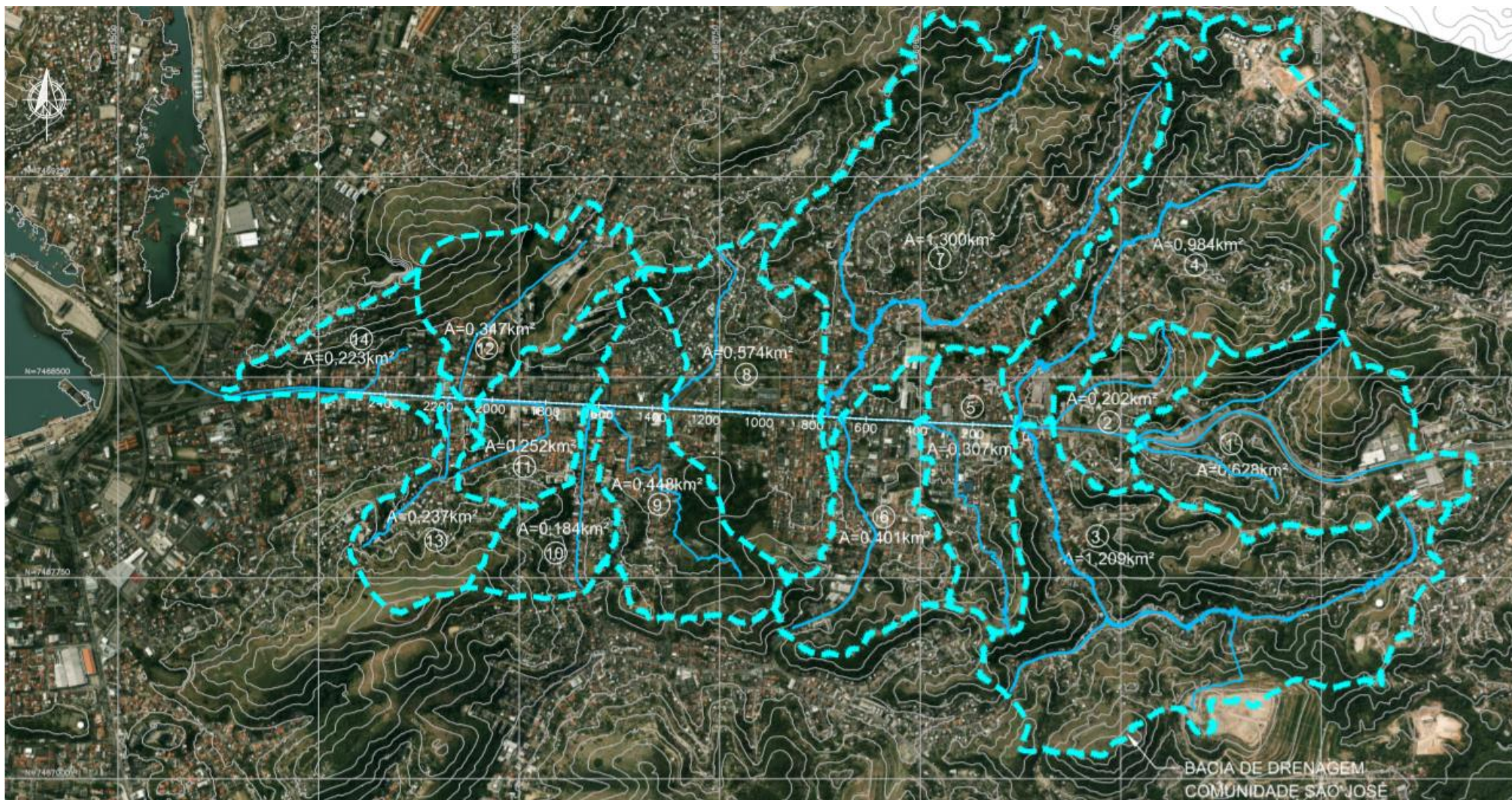


Figura 09 - Bacias de Contribuição do Canal



3 ESTUDO HIDROLÓGICO

3.1 Dados Pluviométricos

O estudo hidrológico foi realizado utilizando o conceito de chuvas intensas, o qual associa certa intensidade pluviométrica com sua probabilidade de ocorrência (período de retorno) e certa duração.

O índice de intensidade pluviométrica para o respectivo tempo de concentração foi calculado com base na equação de chuva IDF (intensidade-duração-frequência):

$$i = \frac{K \cdot TR^a}{(tc + b)^c}$$

Sendo:

I = intensidade pluviométrica (mm/h);

T = período de retorno (em anos);

t = tempo de concentração (min);

k, a, b, c = Constantes Locais

Para a obtenção dos parâmetros **k, a, b** e **c** foi utilizada a equação estabelecida por Dernadin e Freitas(1982) que consta do programa Plúvio 2.1, desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV). O posto utilizado foi o Niterói.

A Figura 10 – Parâmetros do Posto de Niterói ilustra os parâmetros da equação IDF para Niterói.



Plúvio 2.1



Copyright (2005) © GPRH

RELATÓRIO

Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Niterói Estado: Rio de Janeiro

Latitude: 22°53'00"

Longitude: 43°06'13"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 4379,439

a: 0,227

b: 49,188

c: 1,000

MAPA DE LOCALIZAÇÃO:



Figura 10 - Parâmetros do Posto Niterói
(fonte: <http://www.ufv.br/dea/gprh/pluvio/index.htm>)

Com base nos parâmetros do Posto Niterói, a equação de chuva utilizada foi:

$$I = \frac{4381,0 \times TR^{0,227}}{(t + 49,21)^{1,0}}$$

3.2 Tempo de Recorrência

Para a definição do tempo de recorrência de projeto deve-se avaliar o risco, ou seja, a probabilidade de um certo valor, associado a uma probabilidade de ocorrência, ser ultrapassado em um ano qualquer. O tempo de recorrência é o inverso desta probabilidade.

Este risco pode ser analisado considerando a vida útil do empreendimento de 20 anos. Calculou-se a probabilidade de não ocorrência de um valor superior de intensidade de chuva associado a uma probabilidade, pela expressão apresentada a seguir:

$$P_{TR} = \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^n$$

Sendo:

PTR – Probabilidade de não superação de um evento associado a um tempo de recorrência, em %

TR – Tempo de Recorrência em anos

n – Vida Útil do Empreendimento em anos

TR (anos)	PTR (%)
5	1,15
10	12,16
15	25,16
20	35,85
25	44,20
50	66,76
75	76,46
100	81,79

Tabela 02 – Tempo de Recorrência x Probabilidade de não superação

Para os estudos foi adotado o Tempo de Recorrência de 25 anos que, de acordo com a Tabela 02 – Tempo de Recorrência x Probabilidade de não superação, representa uma probabilidade de não superação de um evento associado a ele de 44,2%.



O TR de 25 anos é usual para determinação de vazões de projetos de macrodrenagem de áreas urbanas, visando um equilíbrio entre risco x custo de implantação.

Os dispositivos hidráulicos projetados ou avaliados foram verificados para a passagem da cheia com TR 50 anos.

Onde considera-se necessário que o escoamento esteja contido na seção hidráulica dimensionada, mesmo que se desenvolva de forma crítica, sem respeitar folgas e velocidades limite.

A Tabela 03 – Matriz de aplicabilidade de projetos mostra a matriz correlacionando o tipo de obra/intervenção ao período de retorno/tempo de recorrência.

TIPOS DE OBRAS E INTERVENÇÕES			
CÓDIGO	DESCRIÇÃO	CLASSIFICAÇÃO	PERÍODO DE RETORNO
ARV	Arranjos e complexos viários	Alto impacto Médio impacto Baixo impacto	≥ 25 anos 25 anos 10 anos
PTV	Pontes, viadutos e passagens subterrâneas	Alto impacto Médio impacto Baixo impacto	≥ 25 anos 25 anos 10 anos
PPE	Passarelas de pedestres	Alto impacto Médio impacto	10 anos
ECO	Obras de contenção e estabilização	Alto impacto Médio impacto Baixo impacto	25 anos 10 anos 10 anos
CAN	Canalizações e obras de drenagem	Alto impacto Médio impacto Baixo impacto	≥ 25 anos ≥ 25 anos 25 anos
TUG	Obras em métodos não destrutivos (túneis viários e galerias hidráulicas)	Alto impacto Médio impacto	≥ 25 anos
REC	Recuperação de obras-de-arte especiais	Alto impacto Médio impacto Baixo impacto	25 anos 10 anos 10 anos
PAV	Pavimentação de vias	Alto impacto Médio impacto Baixo impacto	25 anos 10 anos 10 anos

Tabela 03 – Matriz de aplicabilidade de projetos

(fonte: DP-H01 – Diretrizes de Projeto para Estudos Hidrológicos – Período de Retorno)

3.3 Declividade do Talvegue

Para determinação da declividade dos talvegues em estudo foi utilizado o método da declividade equivalente constante leva em consideração o tempo de percurso da água ao longo da extensão do perfil longitudinal, considerando se este perfil tivesse uma declividade constante igual à uma declividade equivalente.

$$S_3 = \left(\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{D_i}} \right)} \right)^2$$

Sendo:

S₃ - Declividade Equivalente Constante (m/m);

L_i - distância de cada trecho "i" (m);

D_i - declividade de cada trecho "i" (m/m).

3.4 Tempo de Concentração

A chuva de projeto é determinada com base na sua duração. A duração da chuva é o período de tempo considerado entre o início e o fim de uma precipitação. Para o estudo da chuva crítica em pequenas bacias, ou seja, para fins de avaliação do pior cenário, a duração da chuva é considerada igual ao tempo de concentração.

O tempo de concentração é o tempo necessário para que toda a bacia passe a contribuir para o exutório, ou seja, que a água precipitada no ponto mais distante da bacia desloque-se para a seção principal. É definido também como o tempo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma. Foi adotado o tempo de concentração de 20 minutos, incorporando tempo de concentração inicial (5 minutos) e um tempo de percurso no sistema de drenagem projetado.



Para bacias com áreas de drenagem inferiores ou iguais a 100 ha, o tempo de concentração será calculado pela fórmula de KIRPICH, publicada no “Califórnia Culverts Practice” (1956):

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Para bacias com áreas de drenagem superiores a 100 ha, o tempo de concentração será calculado pela fórmula de KIRPICH Modificada:

$$t_c = 85,2 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Sendo:

tc - tempo de concentração (minutos);

L - comprimento do talvegue (km);

H - desnível entre duas seções em análise (m).

3.5 Determinação das Vazões Máximas

A determinação das vazões de projeto foi realizada com metodologia diferenciada em função do valor da área de contribuição de cada bacia apresentada na Tabela 04 – Métodos de Cálculo de Vazão. Erro! Fonte de referência não encontrada.

Tamanho da Bacia de Contribuição	Método de Cálculo
Bacias individuais até 1,0 km ²	Método Racional
Bacias individuais entre 1,0 km ² e 2,0 km ²	Método Racional acrescido de coeficiente de retardo
Bacias dos canais	Método do Hidrograma Triangular Unitário (MHTU) - Método do SCS (Soil Conservation Service)

Tabela 04 – Métodos de Cálculo de Vazão

3.5.1 Método Racional

Para bacias com área igual a 1,0 km², foi utilizado o método racional, descrito em DNIT, 2005 e é efetuado pela equação:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{3,6}$$

Onde:

Q - Vazão, em m³/s;

C - Coeficiente de deflúvio (adimensional);

i - Intensidade pluviométrica, em mm/h;

A - Área de drenagem, em km².

3.5.2 Método Racional acrescido de coeficiente de retardo

Para bacias com área entre a 1,0 km² e 2 km², foi acrescido o coeficiente de retardo à equação:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,60} \times \sigma$$

Sendo:

Q, C, I, A - Parâmetros do Método Racional, anteriormente definidos

σ - coeficiente de retardo, adimensional, expresso pela fórmula:

$$\sigma = A^{-0,1}$$

Onde:

A - área da bacia drenada, em km²

3.5.3 Método do Hidrograma Triangular Unitário (MHTU) - Método do SCS (Soil Conservation Service)

Para bacias com área entre a 2,0 km² e 10 km², foi utilizado o Método desenvolvido pelo U.S. Soil Conservation Service, cuja formulação consiste basicamente no seguinte:

- ✓ Tempo unitário de duração da chuva $\Delta t = tc/5$, em horas;
- ✓ Tempo de pico $t_p = \Delta t/2 + 0,6tc$, em horas;
- ✓ Tempo de retorno $t_r = 1,67 t_p$;
- ✓ Tempo de base $t_b = 2,67 t_p$;
- ✓ Descarga de pico unitária, referente a uma chuva efetiva (P_e) igual a 1 cm de altura, ocorrida no tempo unitário t, em m³/s/cm;
- ✓ $q(t_p) = 2,08Ad/ t_p$, onde Ad = Área da bacia contribuinte;
- ✓ Precipitação efetiva obtida conforme a seguir.

A expressão básica deste método, conforme apresentado por Ven Te Chow na obra "Handbook of Applied Hydrology"- pág. 21-43, é a seguinte:

$$Q = \frac{0,208 \times A \times P_e}{t_p}$$

Onde:

Q - Vazão, em m³/s;

A - Área da bacia, em km²;

tp - Tempo de pico em horas;

Pe - excesso de chuva ou precipitação efetivamente escoada.

A chuva efetiva, assim considerada a parcela da precipitação que provoca o deflúvio direto, foi calculada com base na fórmula proposta pelo "U.S. Soil Conservation Service", que transformada para o sistema métrico, apresenta a seguinte forma:

$$P_e = \frac{(P - 5080/CN + 50,80)^2}{P + 20320/CN - 203,2}$$

Onde:

Pe - precipitação efetiva, em mm;

P - Precipitação para uma duração igual a $D = 2(tc)^{0,5}$, em mm;

CN - Número de deflúvio (curva-número), representativo do complexo hidrológico solo-vegetação.

O número de deflúvio CN foi obtido com base da classificação do "Soil Conservation Service" e nas observações de campo, ponderando-se os valores relativos aos diferentes tipos de uso e ocupação do solo.

Segundo esta metodologia, podem-se classificar os solos em quatro grupos hidrológicos que estão relacionados com a permeabilidade relativa das camadas inferiores, após um período prolongado das chuvas intensas, independentemente da cobertura vegetal, conforme descrito abaixo:

GRUPO A – Potencialidade Mínima para formação de deflúvio superficial. Inclui areias em camadas espessas com muito pouco silte e argila e também loess profundo muito permeável.

GRUPO B – Principalmente solos arenosos menos espessos que no grupo A e loess menos profundo ou menos agregado que no grupo A, porém apresentam infiltração acima da média, após intenso umedecimento prévio.

GRUPO C – Compreende solos pouco profundos e solos contendo bastante argila e coloides, no entanto, menos que no grupo D. o grupo apresenta infiltração abaixo da média, após saturação.

GRUPO D – Potencial máximo para formação do deflúvio superficial. O grupo inclui em sua maioria, argilas de alto valor de expansão, incluindo também alguns solos pouco profundos, com sub-horizontes quase impermeáveis, próximos à superfície. Qualquer tipo de solo em terreno plano, com fraca rede de drenagem, acaba enquadrando-se neste grupo, após um período prolongado de chuvas que eleva o nível do lençol freático para a superfície.

A Tabela 05 - Número de Deflúvio (CN) para diferentes condições do complexo hidrológico apresenta os valores de CN de acordo com a cobertura vegetal e o Grupo Hidrológico do Solo.

Cobertura Vegetal	Condição de Retenção Superficial	Grupo Hidrológico do Solo			
		A	B	C	D
Terreno não Cultivado com Pouca Vegetação	Pobre	77	86	91	94
Terreno Cultivado	Pobre	72	81	88	91
	Boa	51	67	76	80
Pasto	Pobre	68	79	86	89
	Boa	39	61	74	80
Mata ou Bosque	Pobre	45	66	77	83
	Boa	25	55	70	77
Área Urbana	Pobre	74	80	87	90
	Boa	70	76	83	86

Tabela 05 - Número de Deflúvio (CN) para diferentes condições do complexo hidrológico



Para composição do CN primeiramente foram obtidas, com base nas ortofotos da região, as áreas de matas ou bosques e a área urbana, para cada bacia de contribuição. No prosseguimento dos estudos foram adotados:

- ✓ Grupo B para matas ou bosques com condição de retenção superficial boa – CN = 55
- ✓ Grupo C para área urbana com condição de retenção superficial boa – CN = 83

BACIA	Área (km ²)	Área Bosque (km ²)	Área Urbana (km ²)	Área de Bosque	CN Área Urbana	CN Com posto
Bacia 1	0,628	0,296	0,331	47,20%	52,80%	69,78
Bacia 2	0,202	0,025	0,177	12,42%	87,58%	79,52
Bacia 3	1,209	0,759	0,450	62,80%	37,20%	65,42
Bacia 4	0,984	0,509	0,476	51,69%	48,31%	68,53
Bacia 5	0,307	0,088	0,219	28,63%	71,37%	74,98
Bacia 6	0,401	0,071	0,329	17,83%	82,17%	78,01
Bacia 7	1,300	0,411	0,889	31,60%	68,40%	74,15
Bacia 8	0,574	0,094	0,480	16,36%	83,64%	78,42
Bacia 9	0,448	0,154	0,293	34,48%	65,52%	73,34
Bacia 10	0,184	0,070	0,114	38,23%	61,77%	72,30
Bacia 11	0,252	0,002	0,250	0,79%	99,21%	82,78
Bacia 12	0,347	0,211	0,136	60,88%	39,12%	65,95
Bacia 13	0,237	0,105	0,133	44,17%	55,83%	70,63
Bacia 14	0,223	0,064	0,159	28,75%	71,25%	74,95

Tabela 06 - Número de Deflúvio (CN) para cada bacia afluente à Alameda

Para o Canal da Alameda, a cada adição de área contribuinte, o CN foi recalculado conforme apresentado na Tabela 07 - Número de Deflúvio (CN) para o Canal da Alameda considerando a afluência de todas as bacias.

BACIA	Área (km ²)	Área Bosque (km ²)	Área Urbana (km ²)	Área de Bosque	CN Área Urbana	CN Composto
1	0,628	0,295	0,333	47,00%	53,00%	69,84
1 A 2	0,830	0,319	0,511	38,47%	61,53%	72,23
1 A 3	2,039	1,081	0,958	53,02%	46,98%	68,16
1 A 4	3,023	1,593	1,431	52,69%	47,31%	68,25
1 A 5	3,331	1,682	1,649	50,50%	49,50%	68,86
1 A 6	3,731	1,754	1,977	47,01%	52,99%	69,84
1 A 7	5,031	2,170	2,861	43,13%	56,87%	70,92
1 A 8	5,605	2,262	3,343	40,35%	59,65%	71,70
1 A 9	6,053	2,414	3,639	39,88%	60,12%	71,83
1 A 10	6,238	2,484	3,753	39,83%	60,17%	71,85
1 A 11	6,489	2,487	4,003	38,32%	61,68%	72,27
1 A 12	6,837	2,699	4,138	39,47%	60,53%	71,95
1 A 13	7,074	2,803	4,271	39,62%	60,38%	71,91
1 A 14	7,297	2,868	4,429	39,30%	60,70%	72,00

Tabela 07 – Número de Deflúvio (CN) para o Canal da Alameda considerando a afluência de todas as bacias

O tempo de pico é obtido a partir do valor do tempo de concentração, através da seguinte expressão:

$$t_p = t_c^{0,5} + 0,6t_c, \text{ em horas}$$

3.5.4 Coeficiente runoff

O coeficiente C ponderado, conforme apresentado na Tabela 09 – Coeficiente de Runoff para cada bacia afluente à Alameda, foi obtido com base nos valores apresentados na Tabela 08 - Valores do Coeficiente de Deflúvio (C).



Descrição das Áreas das Bacias Tributárias	Coefficiente de Deflúvio "C"
<u>Comércio</u>	
Áreas Centrais	0,70 - 0,95
Áreas de Periferia do Centro	0,50 - 0,70
<u>Residencial</u>	
Áreas de uma única família	0,30 - 0,50
Multiunidades, isoladas	0,40 - 0,60
Multiunidades, ligadas	0,60 - 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 - 0,40
Área de Apartamentos	0,50 - 0,70
<u>Industrial</u>	
Áreas Leves	0,50 - 0,80
Áreas Densas	0,60 - 0,90
Parques, cemitérios	0,10 - 0,25
Playgrounds	0,20 - 0,35
Pátio e espaço de serviço de estrada de ferro	0,20 - 0,40
Terrenos Baldios	0,10 - 0,30
<u>Cobertura Vegetal</u>	
Prados e Campinas	0,10 - 0,40
Áreas Florestais	0,10 - 0,25
Terrenos cultivados em zonas altas	0,15 - 0,40
Terrenos cultivados em vales	0,10 - 0,30

Tabela 08 - Valores do Coeficiente de Deflúvio (C)
(fonte: DNIT, 2005)

BACIA	C runnoff
Bacia 1	0,50
Bacia 2	0,50
Bacia 3	0,50
Bacia 4	0,60
Bacia 5	0,75
Bacia 6	0,75
Bacia 7	0,80
Bacia 8	0,80
Bacia 9	0,80
Bacia 10	0,80
Bacia 11	0,85
Bacia 12	0,70
Bacia 13	0,85
Bacia 14	0,85

Tabela 09 – Coeficiente de Runoff para cada bacia afluente à Alameda

3.6 Resultados

3.6.1 Vazões atuais

Primeiramente foram calculadas as vazões para cada bacia afluyente ao Canal da Alameda. Conforme a seguir.

Ressalta-se que as vazões para o Canal da Alameda e demais dispositivos foram calculadas considerando as obras de macrodrenagem da Bacia do Bairro São José, que aumentou a contribuição desta região para Canal da Alameda.

A Tabela 10 - Vazões das bacias que contribuem para a Alameda individualmente apresenta as vazões individuais de cada bacia.

PROJETO:		Bacias que contribuem para a Alameda																			
TRECHO		Individual										CALCULO DAS DESCARGAS DE PROJETO (m ³ /s)									
Nº da Bacia	A local	A total	L	H	D _{Média}	D _{Equi}	C	TC _{DEQUI}	TC _{adotado}	Intensidade mm/h					Racional / Racional Modificado						
	(Km ²)	(Km ²)	(Km)	(m)	(%)	(%)		(h)	(h)	2	5	10	20	25	50	2	5	10	20	25	50
1	0,628	0,628	1,227	58,0	4,73	2,79	0,50	0,31	0,31	75,7	93,2	109,1	127,7	134,3	157,2	6,60	8,13	9,51	11,13	11,71	13,71
2	0,202	0,202	0,700	53,3	7,60	3,54	0,50	0,18	0,18	85,2	104,9	122,8	143,7	151,2	176,9	2,39	2,95	3,45	4,04	4,24	4,97
3	1,209	1,209	2,343	78,8	3,36	1,96	0,50	0,50	0,50	64,7	79,7	93,3	109,2	114,8	134,4	10,67	13,13	15,37	17,99	18,93	22,15
4	0,984	0,984	1,869	58,0	3,10	1,73	0,60	0,51	0,51	64,1	78,9	92,4	108,1	113,7	133,1	10,52	12,95	15,16	17,74	18,66	21,84
5	0,307	0,307	1,008	101,5	10,07	3,62	0,75	0,24	0,24	80,6	99,2	116,1	135,9	143,0	167,4	5,16	6,35	7,43	8,70	9,15	10,71
6	0,401	0,401	1,110	27,0	2,43	1,94	0,75	0,33	0,33	74,4	91,6	107,2	125,5	132,0	154,5	6,21	7,65	8,95	10,47	11,02	12,89
7	1,300	1,300	2,250	109,7	4,87	1,60	0,80	0,91	0,91	49,3	60,7	71,1	83,2	87,5	102,4	13,88	17,09	20,00	23,41	24,63	28,82
8	0,574	0,574	0,854	14,3	1,68	1,32	0,80	0,31	0,31	75,5	93,0	108,8	127,4	134,0	156,8	9,64	11,87	13,89	16,26	17,10	20,01
9	0,448	0,448	1,106	23,2	2,10	1,18	0,80	0,40	0,40	70,2	86,4	101,1	118,4	124,5	145,8	6,99	8,60	10,07	11,78	12,40	14,51
10	0,184	0,184	0,695	30,4	4,37	4,12	0,80	0,17	0,17	86,2	106,1	124,2	145,3	152,9	178,9	3,53	4,35	5,09	5,95	6,26	7,33
11	0,252	0,252	0,721	15,2	2,11	0,79	0,85	0,33	0,33	74,1	91,2	106,8	125,0	131,5	153,9	4,41	5,43	6,35	7,43	7,82	9,15
12	0,347	0,347	0,729	5,3	0,73	0,71	0,70	0,35	0,35	73,0	89,9	105,2	123,1	129,5	151,6	4,93	6,07	7,10	8,31	8,74	10,23
13	0,237	0,237	0,728	79,4	10,91	7,89	0,85	0,14	0,14	89,2	109,8	128,5	150,4	158,2	185,1	5,00	6,15	7,20	8,43	8,86	10,37
14	0,223	0,223	0,753	4,0	0,53	0,48	0,85	0,42	0,42	69,1	85,1	99,6	116,6	122,6	143,5	3,64	4,48	5,24	6,13	6,45	7,55

Tabela 10 - Vazões das bacias que contribuem para a Alameda individualmente

Com base nos parâmetros das contribuições individuais e nas características físicas do Canal da Alameda foram então calculadas as vazões totais do canal atual, como apresentado na Tabela 11 - Vazões obtidas para o Canal da Alameda – Vazão Total (SCS).

PROJETO:	Canal da Alameda																		
TRECHO	Total										CALCULO DAS DESCARGAS DE PROJETO (m ³ /s)								
Nº da Bacia	A local	A total	L	H	D _{Média}	D _{equi}	C	TP	TC _{adotado}	Intensidade mm/h		Racional / Racional Modificado						SCS	CN
	(Km ²)	(Km ²)	(Km)	(m)	(%)	(%)		(h)	(h)	25	50	2	5	10	20	25	50	25	
1	0,628	0,628	1,227	58,0	4,73	2,79	0,50		0,31	134,3	157,2	6,60	8,13	9,51	11,13	11,71	13,71	-	-
1 A 2	0,202	0,830	1,515	75,3	4,97	3,54	0,50	0,08	0,38	125,9	147,3	8,18	10,07	11,79	13,80	14,51	16,99	-	-
1 A 3	1,209	2,039	1,638	77,8	4,75	1,96	0,50	0,04	0,50	114,8	134,4	17,07	21,02	24,60	28,79	30,29	35,45	28,24	68,16
1 A 4	0,984	3,023	1,654	78,0	4,72	1,73	0,53	0,01	0,51	113,7	133,1	25,67	31,61	36,99	43,30	45,55	53,31	41,65	68,25
1 A 5	0,307	3,331	2,010	82,0	4,08	3,62	0,55	0,14	0,65	103,3	120,9	26,39	32,49	38,03	44,50	46,82	54,79	41,90	68,86
1 A 6	0,401	3,731	2,308	86,0	3,73	1,94	0,57	0,10	0,75	96,6	113,0	28,37	34,93	40,89	47,85	50,34	58,92	45,39	69,84
1 A 7	1,300	5,031	2,360	86,2	3,65	1,60	0,63	0,03	0,91	87,5	102,4	37,08	45,66	53,43	62,54	65,79	77,00	57,00	70,92
1 A 8	0,574	5,605	2,962	90,8	3,07	1,32	0,65	0,24	1,15	76,9	90,0	36,89	45,42	53,17	62,22	65,46	76,61	56,51	71,70
1 A 9	0,448	6,053	3,205	92,2	2,88	1,18	0,66	0,10	1,26	73,0	85,5	38,19	47,02	55,03	64,41	67,76	79,30	57,60	71,83
1 A 10	0,184	6,238	3,256	92,4	2,84	4,12	0,66	0,03	1,28	72,1	84,4	39,00	48,02	56,20	65,78	69,19	80,98	58,86	71,85
1 A 11	0,252	6,489	3,651	93,2	2,55	0,79	0,67	0,26	1,54	64,3	75,2	36,40	44,82	52,45	61,39	64,58	75,58	54,61	72,27
1 A 12	0,347	6,837	3,732	93,3	2,50	0,71	0,67	0,06	1,60	62,6	73,2	37,22	45,82	53,63	62,77	66,03	77,28	55,55	71,95
1 A 13	0,237	7,074	3,781	93,4	2,47	7,89	0,68	0,03	1,63	61,8	72,3	38,21	47,04	55,06	64,44	67,79	79,34	56,42	71,91
1 A 14	0,223	7,297	4,906	98,0	2,00	0,48	0,68	0,59	2,23	49,8	58,3	31,91	39,29	45,99	53,83	56,62	66,27	46,90	72,00

Tabela 11 - Vazões obtidas para o Canal da Alameda – Vazão Total (SCS)

3.6.2 Modelagem Hidráulica – Situação Atual

Em fevereiro de 2016, a REDENTOR Consultoria e Projetos, desenvolveu o Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda, considerando à implantação da galeria de Drenagem da comunidade São José. O referido estudo foi feito a partir do software Hec-Ras, o qual avaliou os perfis de linha d'água do Canal da Alameda, com base em seções topobatimétricas levantadas e nas vazões calculadas.

O modelo de simulação Hec-Ras foi desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, e se baseia no “Standard Step Method” para cálculo das linhas de remanso (perdas de carga). Este modelo permite, também, avaliar perdas distribuídas e localizadas (curvas e estreitamentos), considerando-se a equação de Manning.

Como condição contorno para deságue foi utilizado o Nível Médio da preamar de sizígia de +0,60, recomendado na publicação: “Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana - Prefeitura da Cidade Do Rio De Janeiro - Secretaria Municipal de Obras - Subsecretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas - Rio-Águas”.

O coeficiente de rugosidade adotado foi de 0,022 no fundo do canal e 0,018 nas margens do canal. Valores compatíveis com o material de revestimento e o tipo de uso.

Os resultados obtidos, para o atual cenário do Canal da Alameda, são apresentados na Figura 111 - Perfil do Canal da Alameda-Vazão Total – TR 25 (SCS), onde observa-se que mesmo não é capaz de conduzir, sem transbordamentos, as vazões afluentes com TR 25 anos.

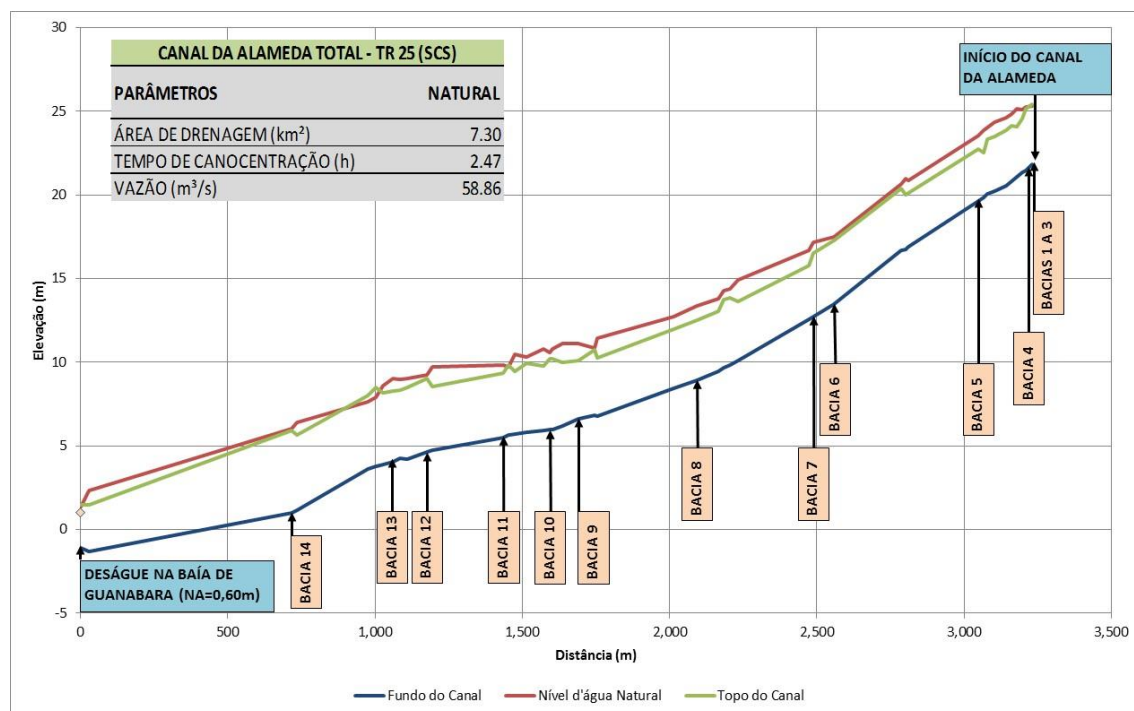


Figura 11 - Perfil do Canal da Alameda-Vazão Total – TR 25 (SCS)



3.6.3 Modelagem Hidráulica – Nova configuração do Canal

Foram então realizados diversos estudos e simulações visando encontrar o ponto ótimo de funcionamento do Canal da Alameda para o TR 25 anos. O cenário mais adequado foi o de criar um Canal Complementar, paralelo ao Canal da Alameda, interceptando todas as bacias contribuintes a Alameda pela margem esquerda.

Na nova configuração do Canal da Alameda, as bacias que passarão a contribuir para o canal estão evidenciadas em hachura laranja, sendo as áreas das Bacias 1, 2, 4, 7, 12 e 14 consideradas integralmente, enquanto as das Bacias 5, 6, 8, 9 e 11 foram interceptadas pelo eixo do canal, conforme ilustrado na Figura 12 - Nova configuração – Bacias de Contribuição Canal Alameda.

 PREFEITURA NITERÓI FEITA POR VOCÊ	RELATÓRIO TÉCNICO		Nº:	REV. 0A
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura			FOLHA:
	TÍTULO:			
	Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São Boaventura Projeto do Canal Complementar			

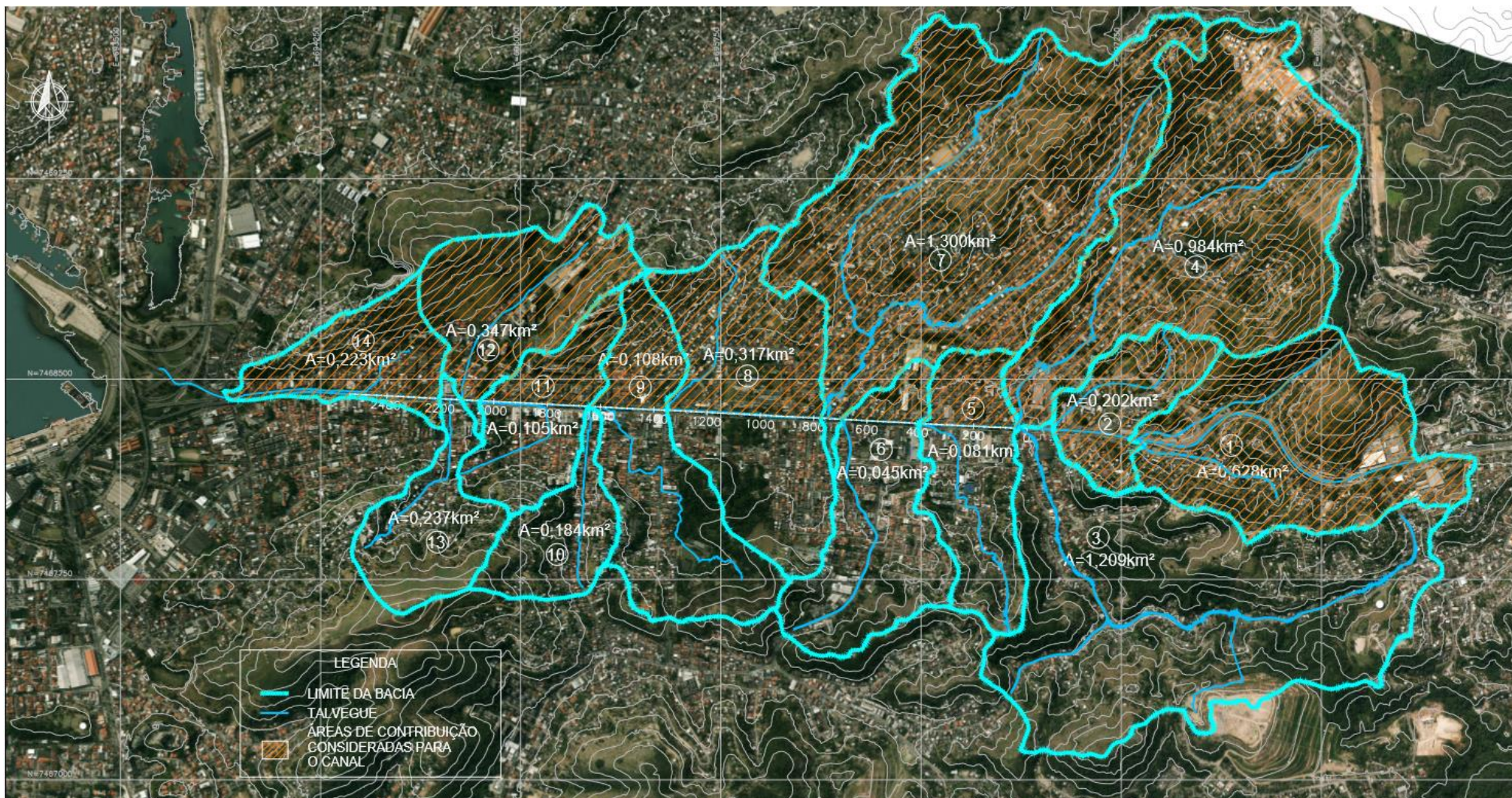


Figura 12 - Nova configuração – Bacias de Contribuição Canal Alameda

Com base na nova configuração das bacias, o valor de CN foi recalculado considerando a afluição das bacias da margem direita conforme a Tabela 12 abaixo.

BACIA	Área (km ²)	Área Bosque (km ²)	Área Urbana (km ²)	Área de Bosque	CN Área Urbana	CN Composto
1	0,628	0,295	0,333	47,00%	53,00%	69,84
1 A 2	0,830	0,319	0,511	38,47%	61,53%	72,23
1 A 4	1,814	0,831	0,983	45,81%	54,19%	70,17
1 A 5P1	1,896	0,855	1,041	45,09%	54,91%	70,37
1 A 6P1	1,941	0,863	1,078	44,46%	55,54%	70,55
1 A 7	3,241	1,279	1,962	39,46%	60,54%	71,95
1 A 8P1	3,558	1,330	2,228	37,37%	62,63%	72,54
1 A 9P1	3,666	1,366	2,300	37,27%	62,73%	72,56
1 A 11P1	3,771	1,367	2,404	36,26%	63,74%	72,85
1 A 12	4,119	1,579	2,539	38,35%	61,65%	72,26
1 A 14	4,341	1,644	2,697	37,87%	62,13%	72,40

Tabela 12 - Valor de CN foi recalculado considerando a afluição das bacias da margem direita

BACIA	Área (km ²)	Área Bosque (km ²)	Área Urbana (km ²)	Área de Bosque	CN Área Urbana	CN Composto
3	1,209	0,762	0,447	63,00%	37,00%	65,36
3 a 5P2	1,435	0,827	0,608	57,65%	42,35%	66,86
3 a 6P2	1,791	0,891	0,899	49,78%	50,22%	69,06
3 a 8P2	2,048	0,932	1,115	45,54%	54,46%	70,25
3 a 9P2	2,387	1,048	1,339	43,89%	56,11%	70,71
3 a 10	2,572	1,118	1,454	43,47%	56,53%	70,83
3 a 11P2	2,718	1,119	1,599	41,18%	58,82%	71,47
3 a 13	2,956	1,224	1,732	41,41%	58,59%	71,41

Tabela 13 – Número de Deflúvio (CN) para o canal Complementar considerando a afluição das bacias da margem esquerda

Desta forma, as vazões do canal foram recalculadas, considerando a nova configuração supracitada. A Tabela 14 apresenta os valores das vazões:

PROJETO:		Canal da Alameda Parcial																
TRECHO		Parcial											CALCULO DAS DESCARGAS DE PROJETO (m ³ /s)					
Nº da Bacia	A local	A total	L	H	D _{Media}	D _{equil}	C	TP	TC	TC	TC	Intensidade		Racional / Racional Modificado		SCS	SCS	CN
	(Km ²)	(Km ²)	(Km)	(m)	(%)	(%)		(h)	D _{Media}	D _{EQUIL}	D _{adotado}	25	50	25	50	25	50	
1	0,6278	0,628	1,227	58,00	4,73	2,79	0,50	0,00	0,00	0,31	0,31	134,3	157,2	11,71	13,71			
1 A 2	0,2022	0,830	1,515	75,25	4,97	3,54	0,50	0,08	0,00	0,31	0,38	125,9	147,3	14,51	16,99	15,06	19,61	72,23
1 A 4	0,9843	1,814	1,654	78,00	4,72	1,73	0,53	0,01	0,00	0,51	0,51	113,7	133,1	28,76	33,66	27,42	36,16	70,17
1 A 5P1	0,0813	1,896	2,010	82,00	4,08	3,62	0,55	0,14	0,00	0,51	0,65	103,3	120,9	28,19	32,99	25,35	33,40	70,37
1 A 6P1	0,0451	1,941	2,308	86,00	3,73	1,94	0,57	0,10	0,00	0,51	0,75	96,6	113,0	27,95	32,71	24,28	31,95	70,55
1 A 7	1,2999	3,241	2,360	86,20	3,65	1,60	0,63	0,03	0,00	0,91	0,91	87,5	102,4	44,28	51,83	38,18	49,83	71,95
1 A 8P1	0,3172	3,558	2,962	90,80	3,07	1,32	0,65	0,24	0,00	0,91	1,15	76,9	90,0	43,48	50,89	36,99	48,09	72,54
1 A 9P1	0,1083	3,666	3,205	92,20	2,88	1,18	0,66	0,10	0,00	0,91	1,26	73,0	85,5	43,15	50,50	35,83	46,56	72,56
1 A 11P1	0,1053	3,771	3,651	93,20	2,55	0,79	0,67	0,26	0,00	0,91	1,51	65,0	76,1	40,06	46,88	32,79	42,83	72,85
1 A 12	0,3473	4,119	3,732	93,30	2,50	0,71	0,67	0,06	0,00	0,91	1,58	63,3	74,0	42,29	49,50	31,11	44,68	72,26
1 A 14	0,2228	4,341	4,906	98,00	2,00	0,48	0,68	0,59	0,00	0,91	2,17	50,8	59,4	36,17	42,33	28,84	37,65	72,40

Tabela 14 - Vazões obtidas para o Canal da Alameda - Vazão Parcial (SCS)

Para as áreas de contribuição remanescentes, foi calculada a vazão complementar, captando a contribuição das Bacias 3, 10 e 13 integralmente, e das Bacias 5, 6, 8, 9 e 11 segmentadas.

A Tabela 15 - Vazões obtidas para o canal Complementar – Vazão Canal Complementar (SCS) apresenta os valores das vazões obtidas para o canal complementar.

PROJETO:		Canal Complementar																
TRECHO		Total											CALCULO DAS DESCARGAS DE PROJETO (m ³ /s)					
Nº da Bacia	A local	A total	L	H	D _{Media}	D _{equil}	C	TP	TC	TC	TC	Intensidade		Racional / Racional Modificado		SCS	SCS	CN
	(Km ²)	(Km ²)	(Km)	(m)	(%)	(%)		(h)	D _{Media}	D _{EQUIL}	D _{adotado}	25	50	25	50	25	50	
3	1,2092	1,209	2,343	77,75	3,32	1,96	0,50	0,00			0,50	114,8	134,4	18,93	22,15	14,85	20,15	65,36
3 a 5P2	0,2258	1,435	2,715	82,00	3,02	3,62	0,55	0,17	0,00	0,51	0,67	101,8	119,2	21,63	25,32	16,31	22,00	66,86
3 a 6P2	0,3556	1,791	3,013	86,00	2,85	1,94	0,57	0,12	0,00	0,51	0,79	94,1	110,1	25,34	29,66	20,47	27,20	69,06
3 a 8P2	0,2570	2,048	3,666	90,80	2,48	1,32	0,65	0,32	0,00	0,91	1,11	78,5	91,9	26,99	31,59	20,02	26,37	70,25
3 a 9P2	0,3396	2,387	3,910	92,20	2,36	1,18	0,66	0,13	0,00	0,91	1,24	73,6	86,2	29,56	34,60	22,10	29,01	70,71
3 a 10	0,1843	2,572	3,961	92,40	2,33	4,12	0,66	0,03	0,00	0,91	1,27	72,5	84,9	31,34	36,68	23,47	30,78	70,83
3 a 11P2	0,1466	2,718	4,356	93,20	2,14	0,79	0,67	0,32	0,00	0,91	1,59	63,0	73,8	28,93	33,86	21,77	28,61	71,47
3 a 13	0,2373	2,956	4,486	93,40	2,08	7,89	0,68	0,11	0,00	0,91	1,70	60,1	70,4	30,10	35,22	22,53	29,63	71,41

Tabela 15 - Vazões obtidas para o canal Complementar – Vazão Canal Complementar (SCS)

A Figura 13 - Perfil do Canal da Alameda-Vazão Parcial – TR 25/50 (SCS) apresenta o perfil de linha d'água do Canal da Alameda recebendo apenas as contribuições do lado direito.

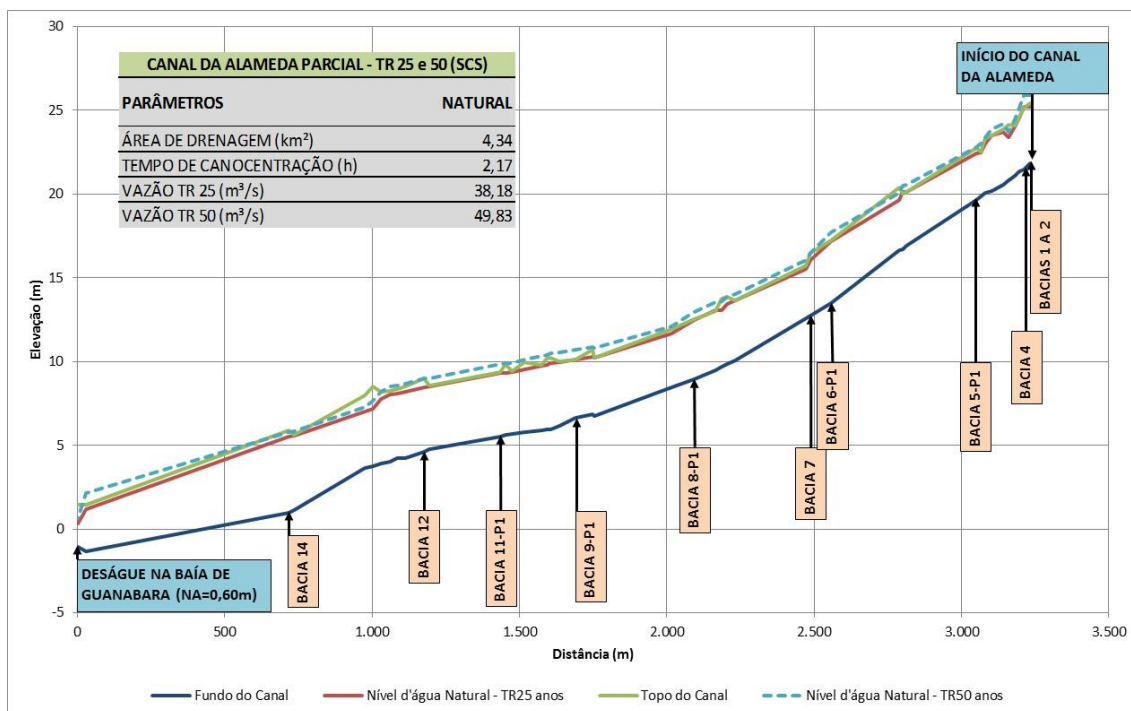


Figura 13 - Perfil do Canal da Alameda-Vazão Parcial – TR 25/50 (SCS)

Observando-se o perfil de linha d'água acima, Figura 13 - Perfil do Canal da Alameda-Vazão Parcial – TR 25/50 (SCS), pode-se notar que para a vazão com TR 25 anos o canal funciona adequadamente. Para o TR 50 anos o canal transborda em alguns pontos, sendo necessário intervenções pontuais para viabilizar o seu funcionamento de forma crítica para esse evento extremo.

O levantamento topográfico cadastral utilizado foi realizado para outro tipo de avaliação, que não demandava a precisão do atual estudo. Nas fases subsequentes do estudo é importante que seja complementado o levantamento do Canal da Alameda intensificando-se o número de seção topobatimétricas, aferição de topo de fundo, levantamento de todos os pontos de afluência etc. Essa ação é essencial para que se possa identificar os pontos de intervenção.

O dimensionamento hidráulico do canal Complementar é apresentado a seguir. Ressalta-se que o dimensionamento do canal Complementar foi realizado considerando-se a vazão com TR25 anos e verificado para a vazão de 50 anos de recorrência.



4 ESTUDO HIDRÁULICO

Para a determinação do nível d'água em rios, canais, galerias, entre outras estruturas hidráulicas, devem ser realizados estudos hidráulicos, a fim de avaliar as condições de escoamento para a vazão de cheia associada a um determinado Tempo de Recorrência (TR).

No presente relatório, o estudo hidráulico teve como objetivo o cálculo da galeria para escoar a vazão excedente.

4.1 Premissas

Para atender ao excedente de vazão do Canal da Alameda, foi dimensionada uma Galeria Celular de Concreto pré-moldada. Esta solução foi adotada levando em consideração a elevada vazão a ser escoada e a necessidade de rapidez na execução da obra.

A nova Galeria foi dimensionada para a vazão de tempo de recorrência de 25 anos e verificada para 50 anos, ou seja, foram atendidos a todos os padrões hidráulicos para a vazão de 25 anos e apenas a capacidade para vazão de 50 anos.

Visando otimizar a execução, a galeria foi projetada somente em um lado da Alameda, no caso, sentido Maricá. O traçado da rede foi locado na pista central, a fim de não interferir na faixa de ônibus tampouco na nova ciclovia, a qual terá caixa de utilidades abaixo dela.

Devido à falta de cadastro da galeria à jusante do Canal da Alameda, não é possível ter precisão quanto ao deságue da nova Galeria. Na visita feita à campo, foi estabelecido que o local de deságue seria um PV existente sob do Viaduto da Avenida Feliciano Sodré. Este então, é o fim da galeria projetada no PV 13/19.

Foi considerado como premissa, que a partir do deságue no PV 13/19, a rede existente é capaz de conduzir as vazões com segurança até o deságue na Baía de Guanabara.



4.2 Metodologia

Para efetuar os cálculos hidráulicos que definiram a capacidade de escoamento das Galerias, foi empregada a fórmula de Manning associada à fórmula da continuidade, gerando a expressão:

$$Q = \frac{A \times Rh^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Sendo:

n - coeficiente de Manning;

A - Área molhada em m²;

Rh - Raio hidráulico (área/perímetro molhado) em m;

I - Declividade do dispositivo em m/m.

4.2.1 Enchimento

As galerias foram projetadas como condutos livres com enchimento máximo de 0,90% conforme evidenciado em vermelho, Tabela 16:

Tipo de conduto	Relação de enchimento
Galerias e ramais circulares	Y/D ≤ 0,85
Galerias retangulares fechadas	Y/D ≤ 0,90
Canaletas retangulares abertas	Y/D ≤ 0,80
Canaletas circulares abertas (meia calha)	Y/D ≤ 0,30

Tabela 16 – Relação de enchimento (Y/D) (fonte: Rio Águas, 2010)

4.2.2 Coeficiente de Manning

Foi adotado o coeficiente adimensional de Manning 0,013 para Galerias pré-moldadas de concreto, conforme evidenciado em vermelho, na Tabela 17:

Tipo de conduto	Mínimo	Máximo	Valor usual
Alvenaria de Tijolos	0,014	0,017	0,015
Tubos de concreto armado	0,011	0,015	0,013
Galeria celular de concreto – pré-moldada	0,012	0,014	0,013
Galeria celular de concreto – forma de madeira	0,015	0,017	0,015
Galeria celular de concreto – forma metálica	0,012	0,014	0,013
Tubos de ferro fundido	0,011	0,015	0,011
Tubos de aço	0,009	0,011	0,011
Tubos corrugados de metal			
68x13mm	0,019	0,021	0,021
76x25mm	0,021	0,025	0,025
152x51 mm	0,024	0,028	0,028
Tubos corrugados polietileno	0,018	0,025	0,025
Tubos de PVC	0,009	0,011	0,011

Tabela 17 - Coeficientes de Rugosidade de Manning (fonte: Rio Águas, 2010)

4.2.3 Velocidades

Os padrões de velocidade e enchimento foram atendidos para tempo de recorrência de 25 anos e estão de acordo com as Instruções Técnicas Para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana da Rio Águas.

Foram adotados os valores de velocidade mínima de 0,8m/s e máxima de 5,0m/s.

4.2.4 Distanciamento entre PV's

Por se tratar de macrodrenagem, e afim de evitar um número grande de poços de visita, foi adotada uma distância máxima de 60m entre PVs.

4.2.5 Planilhas de dimensionamento

PV INICIO	Base	Altura	Lâmina	Vazão	Declividade	Velocidade	Comprimento	Cota de Fundo	Cota de Terreno
	m	m	m	m³/s	m/m	m/s	(m)	(m)	(m)
PV3	2,00	2,00	1,49	14,850	0,008	4,984	60,000	20,926	24,160
PV3/1	2,00	2,00	1,49	14,850	0,008	4,984	60,000	20,188	23,426
PV3/2	2,00	2,00	1,49	14,850	0,008	4,984	60,000	19,557	22,688
PV3/3	2,00	2,00	1,49	14,850	0,008	4,984	30,000	18,800	22,057
PV5	2,00	2,20	1,72	16,310	0,007	4,741	30,000	18,100	21,550
PV5/1	2,00	2,20	1,72	16,310	0,007	4,742	60,000	17,790	21,282
PV5/2	2,00	2,20	1,66	16,310	0,008	4,917	60,000	17,320	20,496
PV5/3	2,00	2,20	1,64	16,310	0,008	4,981	60,000	16,760	19,860
PV5/4	2,00	2,20	1,64	16,310	0,008	4,981	60,000	15,885	19,285
PV5/5	2,00	2,20	1,64	16,310	0,008	4,985	60,000	15,240	18,410
PV5/6	2,00	2,20	1,65	16,310	0,008	4,930	60,000	14,564	17,764
PV5/7	2,00	2,20	1,65	16,310	0,008	4,957	25,700	14,051	17,101
PV6	2,50	2,20	1,71	20,470	0,006	4,794	34,300	13,750	16,850
PV6/1	2,50	2,20	1,71	20,470	0,006	4,794	60,000	13,544	16,392
PV6/2	2,50	2,20	1,67	20,470	0,006	4,912	60,000	12,484	15,828
PV6/3	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,820	60,000	11,601	15,101
PV6/4	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	11,036	14,236
PV6/5	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	10,669	13,669
PV6/6	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	10,302	13,389
PV6/7	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	9,935	13,000
PV6/8	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	9,568	12,582
PV6/9	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	8,851	12,079
PV6/10	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	8,484	11,511
PV6/11	2,50	2,20	1,70	20,470	0,006	4,830	60,000	8,117	11,240
PV9	2,50	2,30	1,81	22,100	0,006	4,875	60,000	7,630	10,685
PV9/1	2,50	2,30	1,81	22,100	0,006	4,875	60,000	7,270	10,394
PV9/2	2,50	2,30	1,81	22,100	0,006	4,875	60,000	6,910	9,916
PV9/3	2,50	2,30	1,81	22,100	0,006	4,875	60,000	6,550	9,569
PV9/4	2,50	2,30	1,81	22,100	0,006	4,875	36,420	6,190	9,580
PV10	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	43,580	5,971	9,350
PV10/1	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	5,788	9,199
PV10/2	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	5,536	9,292

PV INICIO	Base	Altura	Lâmina	Vazão	Declividade	Velocidade	Comprimento	Cota de Fundo	Cota de Terreno
	m	m	m	m³/s	m/m	m/s	(m)	(m)	(m)
PV11	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,358	60,000	5,284	9,055
PV11/1	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	5,032	8,762
PV11/2	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,358	60,000	4,780	8,657
PV11/3	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,358	60,000	4,528	8,606
PV11/4	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,358	60,000	4,276	8,400
PV11/5	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	55,920	4,024	8,373
PV13	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	43,810	3,790	8,200
PV13/1	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	3,606	7,987
PV13/2	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	3,354	7,901
PV13/3	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	3,102	7,205
PV13/4	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	2,850	6,402
PV13/5	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	2,598	5,880
PV13/6	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	2,346	5,336
PV13/7	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	2,094	4,998
PV13/8	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	1,842	4,679
PV13/9	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	40,000	1,590	4,411
PV13/10	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	1,422	4,192
PV13/11	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	1,170	3,972
PV13/12	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	0,918	3,775
PV13/13	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	60,000	0,666	3,522
PV13/14	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	40,000	0,414	3,008
PV13/15	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	4,357	33,000	0,246	3,000
PV13/16	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	0,013	60,000	0,107	3,000
PV13/17	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	0,013	40,000	-0,145	3,008
PV13/18	3,00	2,30	1,80	23,470	0,004	0,013	33,000	-0,313	3,000

Tabela 18 - Dimensionamento



5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme citado no item 4.1 - Premissas, não há cadastro da galeria à jusante do Canal da Alameda o que acarreta na impossibilidade de precisão do local de deságue na nova Galeria Complementar, entretanto, foi estabelecido em um PV existente, sob o viaduto da Avenida Feliciano Sodré, o PV 13/19. Foi considerado, como premissa, que a partir deste ponto a rede existente é capaz de conduzir as vazões com segurança até o deságue na Baía de Guanabara.

Para aferição e execução da Galeria Complementar Projetada é de suma importância a verificação hidráulica do PV 13/19 até a Baía de Guanabara. A referida verificação é objeto da continuidade dos estudos, que dependem do levantamento topográfico e cadastral da região.

Vale ressaltar que não foi verificada nenhuma interferência da rede projetada com a rede elétrica, esgoto, água potável, etc., visto que não foi possível obter nenhum cadastro em tempo hábil para a confecção do projeto. Tal verificação também é de extrema relevância para a implantação da nova galeria e deverá ser feita em ocasião do projeto executivo



6 QUANTIDADES

Seguem listadas na Tabela 19 abaixo o quantitativo do projeto.

Descrição do Item	Quantidade	Unidade
Galeria Retangular de Concreto pré-moldada seção 2,0x2,0	210	m
Galeria Retangular de Concreto pré-moldada seção 2,0x2,2	416	m
Galeria Retangular de Concreto pré-moldada seção 2,5x2,2	694	m
Galeria Retangular de Concreto pré-moldada seção 2,5x2,3	277	m
Galeria Retangular de Concreto pré-moldada seção 3,0x2,3	1530	m
PV de Anéis de concreto conforme detalhe	58	cj

Tabela 19 – Quantidades

7 ANEXOS

Em anexo a este relatório encontram-se as plantas de bacias, de rede, perfil e detalhes além de dois orçamentos para fornecimento da galeria complementar projetada solicitados junto aos fabricantes, conforme lista abaixo:

- ✓ Planta de Drenagem – Prancha 01;
- ✓ Planta de Drenagem – Prancha 02;
- ✓ Planta de Drenagem – Prancha 03;
- ✓ Planta de Drenagem – Prancha 04;
- ✓ Planta de Drenagem – Prancha 05;
- ✓ Planta de Drenagem – Prancha 06;
- ✓ Orçamento da Tuvibra para fornecimento da Galeria;
- ✓ Orçamento da ArtSul para fornecimento da Galeria.



8 REFERÊNCIAS

- ✓ AZEVEDO NETTO, J.M. de; ALVARES, G.A. Manual de Hidráulica. 6.ed., Blucher, 1977;
- ✓ DNIT – Manual de Drenagem de Rodovias. Publicação IPR - 724, 2006;
- ✓ FUGITA, O. et. al. DAEE/CETESB - Drenagem Urbana: Manual de Projeto. São Paulo. 3 ed. DAEE / CETESB, 1986;
- ✓ GRIBBIN, J.E., Introdução à Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluviais, Ed. Cengage Learning, São Paulo, 2009;
- ✓ E. Idelchik, Handbook of Hydraulic Resistance. Second Edition, Revised and Augmented, 1986;
- ✓ MICHELIN, Renato G. - Drenagem Superficial e Subterrânea de Estradas, Editora Multilibri Ltda, 1975;
- ✓ PAIVA, J. B. D.; PAIVA, E. M. C. D. Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas. Porto Alegre, 628p., 2003;
- ✓ PORTO, Rodrigo de Melo. Hidráulica Básica, Ed. São Carlos: EESC-USP, São Carlos, 540p., 2006.
- ✓ TUCCI C. E. M. et al. Drenagem Urbana. 1ª ed. Porto Alegre - RS, Editora da UFRGS, 1995;
- ✓ VILELLA, S.M.; MATTOS, A. Hidrologia aplicada. São Paulo: McGraw-Hill, 1975.
- ✓ WISLER, C.O.; BRATER, E.F. Hidrologia. Tradução e publicação de Missão Norte-Americana pela Cooperação Econômica e Técnica no Brasil. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S.A., 1964.
- ✓ WILKEN, P. S. - "Engenharia de Drenagem Superficial", CETESB, São Paulo, 1978.
- ✓ ABNT NBR 12266:1992 - Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água esgoto ou drenagem urbana - Procedimento
- ✓ ABNT NBR 15645:2008 - Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto
- ✓ ABNT NBR ISO 21138-1:2016 / 21138-2:2016 / 21138-3:2016 - Sistemas de tubulações plásticas para drenagem e esgoto subterrâneos não pressurizados — Sistemas de tubos com paredes estruturadas de policloreto de vinila não plastificado (PVC-U), polipropileno (PP) e polietileno (PE)
- ✓ IP-DE-H00/002–DERSA – Projeto de Drenagem. São Paulo, 2006
- ✓ PP-DE-H07/001 a 143 – DERSA – Projeto Padrão. São Paulo, 2005
- ✓ DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Ministério dos Transportes. IPR-724 – Manual de Drenagem de Rodovias. Rio de Janeiro, 2006



TÍTULO:

Estudo Hidrológico e Hidráulico do Canal da Alameda São
Boaventura Projeto do Canal Complementar

- ✓ DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Ministério dos Transportes. IPR-736 – Álbum de Projetos – Tipo de Dispositivos de Drenagem. Rio de Janeiro, 2011
- ✓ Instruções técnicas para Projetos de Drenagem – Rio Águas.