MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 505
Proc. 17809/16

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 1 - Dados e Informações

Tomo 1 - Texto

Revisão 1

Agosto de 2015

RP01-1122-15 R1

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data 11/08/2014	Relatório Nº RP01-1122-14 R0	
Elaborado RML/ON/CAA/MCSP/LYS	Verificado RML	Aprovado LFOY
Revisão RP01-1122-15 R1		Data 08/08/2015
Natureza Resolução gráfica de figuras e complementação do restante das bacias vistoriadas.		
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ

Fls. 5 a 6
FCTH
17849/16

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 3

2. DADOS E INFORMAÇÕES GERAIS 5

2.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS 5
2.1.1 Localização e características geográficas 5
2.1.2 Principais acessos 7
2.1.3 Uso e ocupação do solo 8
2.1.4 Zoneamento 9
2.2 TOPOGRAFIA 11
2.3 GEOMORFOLOGIA 11
2.4 GEOLOGIA 14
2.5 PEDOLOGIA 18
2.6 CLIMATOLOGIA 20
2.7 HIDROGRAFIA 21
2.8 INFORMAÇÕES POPULACIONAIS 24
2.8.1 População flutuante 28
2.8.2 Setores censitários 28
2.9 INFRAESTRUTURA E SERVIÇOS PÚBLICOS 31
2.9.1 Abastecimento de água 31
2.9.2 Esgotamento sanitário 33
2.9.3 Disposição de resíduos sólidos 35
2.9.4 Consumo de energia elétrica 37
2.9.5 Rede de transporte 38
2.9.6 Sistema viário 39
2.9.7 Aspectos jurídicos legais 40
2.10 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM 41
2.10.1 Canal Xixová 44
2.10.2 Canal Praião 45
2.10.3 Canal Acaraú 49
2.10.4 Canal Aloha 52
2.10.5 Canal Quietude 54
2.10.6 Canal Tupi 56
2.10.7 Canal Vila Sônia 57
2.10.8 Canal do DER 59
2.10.9 Canal dos Japoneses 61
2.10.10 Canal Barroso 62
2.10.11 Canal Guaramar 64
2.10.12 Canal Forte Itaipu 67
2.10.13 Canais da Faixa Oceânica 70
2.10.13.1 Canal São Paulo 71
2.10.13.2 Canal São Salvador 72
2.10.13.3 Canal Aviação 74
2.10.13.4 Canal Negro Velho 75
2.10.13.5 Canal Ocian 76
2.10.13.6 Canal Gilberto Fouad Beck 76

2.10.14 Canal Itinga *79*
2.10.15 Canal Imperador *81*
2.10.16 Canal Samambaia *83*
2.10.17 Canal Cruzeiro do Sul *84*
2.10.18 Canais Marginais *86*

3. ESTUDOS E PROJETOS EXISTENTES **87**

4. LEVANTAMENTO DE DADOS **88**

4.1 DADOS CARTOGRÁFICOS E TOPOGRÁFICOS 88
4.2 DADOS HIDROMETEOROLÓGICOS 89
4.2.1 Dados pluviométricos *92*
4.2.2 Dados pluviográficos *99*
4.2.3 Dados fluviométricos *102*
4.2.4 Dados de maré *108*
4.3 MARCOS GEODÉSICOS 108
4.4 CADASTRAMENTO DE PONTOS CRÍTICOS 112
4.5 INSPEÇÕES DE CAMPO 117

5. REFERÊNCIAS **118**

6. EQUIPE TÉCNICA **120**

ANEXO 1 – SETORES CENSITÁRIOS **121**

ANEXO 2 – TOPOGRAFIA E HIDROGRAFIA **123**

Fls. 501
Proc. 17249/16

1. INTRODUÇÃO

O crescimento da população urbana e da urbanização nas últimas décadas geraram problemas relacionados à infra-estrutura urbana. No Brasil, a população em áreas urbanas representa cerca de 84,6% da população total, segundo a United Nations Department of Economic and Social Affair (UNDESA, 2014)

Esse quadro de urbanização crescente reduz a infiltração no solo devido ao processo de impermeabilização, gerando um acréscimo do escoamento superficial em função do aumento dos volumes escoados e pela redução do tempo de concentração. Verifica-se desta forma uma elevação dos picos dos hidrogramas de cheias, o que por vezes leva a geração de vazões que superam a capacidade de escoamento das redes de drenagem existentes. Quando não adequadamente controlado, o crescimento das áreas urbanas torna mais frequente a ocorrência de inundações, causando impactos negativos que afetam as esferas de ordem social, política e econômica. Dentre os problemas verificados, podem-se citar:

- perda de vidas;
- degradação do ambiente e da paisagem urbana e;
- prejuízos patrimoniais, econômicos e financeiros que recaem sobre as pessoas, empresas e governos.

A contaminação das águas pluviais por fontes poluidoras aumenta a importância de um correto planejamento da distribuição das redes de drenagem e da destinação das águas coletadas.

No século XX era comum no meio técnico a concepção de sistemas de drenagem de águas pluviais e de esgotamento sanitário com redes subterrâneas. Outra característica dos projetos de engenharia então vigente era a canalização quase generalizada dos cursos d'água em meio urbano, sem a preservação de várzeas e áreas de retenção. Essa visão focalizava o controle do escoamento na própria calha do curso d'água, não dando muita importância à geração do escoamento nas superfícies urbanizadas.

No início do século XXI inicia-se a preocupação pela valorização da paisagem urbana, por meio da preservação dos cursos d'água e lagos no meio urbano, proporcionando a melhoria da qualidade de água.

A sustentabilidade da macrodrenagem relaciona-se com a implementação de políticas ***econômicas, sociais e ecológicas***.

A partir do conceito ***"ambiental"***, encontram-se soluções alternativas que, atuando junto a outras estruturas de drenagem convencionais, têm a finalidade de compensar os efeitos da urbanização também em termos qualitativos.

A valorização da água no meio urbano deve ser tomada como um aspecto importante quando da adoção de medidas de controle de escoamento superficial. A utilização de dispositivos alternativos proporciona um papel fundamental no que se refere a melhorias ecológicas no ciclo da água em meio urbano.

Este relatório apresenta a compilação de dados e informações para o desenvolvimento dos trabalhos de elaboração do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande. O material apresentado foi reunido a partir de fontes diversas, processado para servir de fundamento aos trabalhos das fases subsequentes. Este volume está assim estruturado:

- Tomo I – Texto e Desenhos
- Tomo II – Relatório Fotográfico

No Tomo I deste volume são apresentados os desenhos listados a seguir.

Tabela 1 - Relação dos desenhos apresentados no Tomo I

Nome	Número	Escala
Setores Censitários	1122-2496/14-R0	1:80.000
Topografia e Hidrografia	1122-2497/14-R0	1:15.000

Fls. 503
Proc. 17649/16

2. DADOS E INFORMAÇÕES GERAIS

O município da Estância Balneária de Praia Grande surgiu da elevação de categoria de distrito criado pela lei estadual nº 5285, de 18-02-1959, provenientes de terras desmembradas do distrito de Solemar, subordinado ao município de São Vicente; para então tornar-se município pela lei estadual nº 8092, de 28-02-1964, desmembrando-se do município de São Vicente e em janeiro de 1967 o município de Praia Grande passou a ser constituído por dois distritos: Praia Grande e Solemar, ambos pertencentes ao município de São Vicente.

2.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

2.1.1 Localização e características geográficas

Localizada na Região Metropolitana da Baixada Santista, a uma distância de aproximadamente 70 km da capital e a 10 km do Porto de Santos, a Estância Balneária de Praia Grande foi Distrito de São Vicente até o ano de 1967, quando ocorreu sua emancipação.

Praia Grande está situada nas coordenadas $24^0 00'35"$ S e $46^0 24'45"$ W em uma altitude de 5 metros, e segundo o instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE a área territorial de Praia Grande é de 147,065 km².

O município de Praia Grande faz divisa ao norte e a leste com o município de São Vicente, ao sul com o Oceano Atlântico e a oeste com o município de Mongaguá. As divisas municipais estão apresentadas na Figura 1.

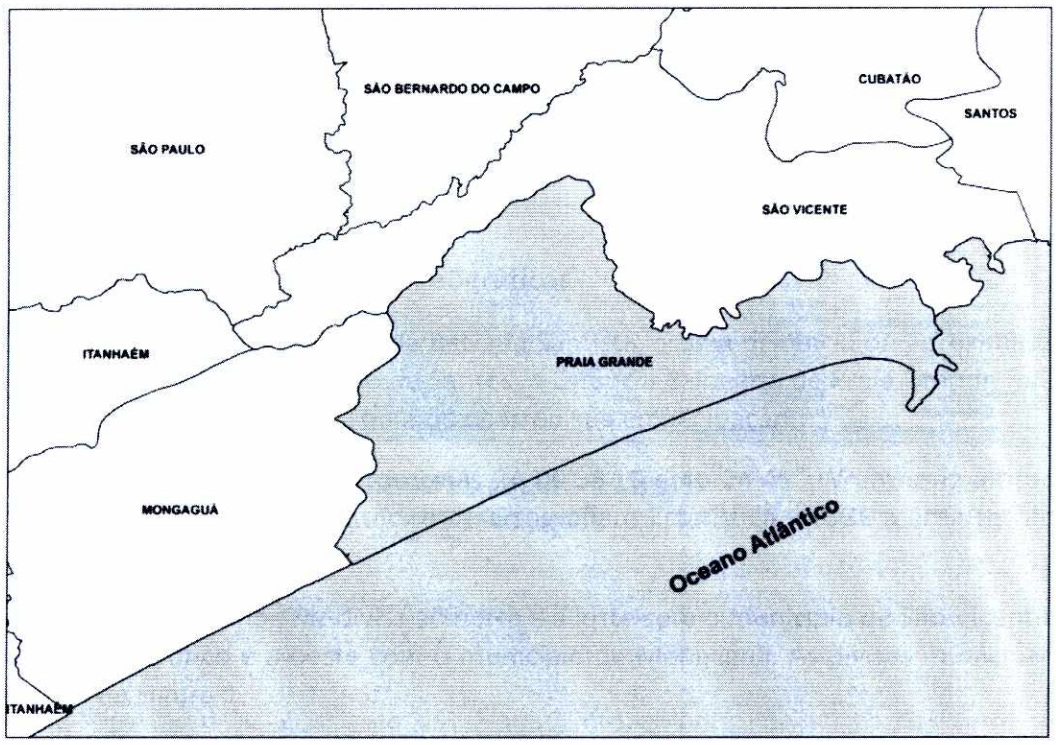


Figura 1 – Divisas Municipais de Praia Grande

A Estância Balneária de Praia Grande encontra-se inserido na Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI) nº7, apresentando três sub-UGRHI:

- rio Branco e rio Preto;
- rio Cubatão;
- rio Itapanhaú.

A UGRHI 7 limita-se a leste com a UGRHI 3, da bacia hidrográfica do Litoral Norte, ao norte com a UGRHI 6 da bacia hidrográfica do Alto Tietê e a oeste com a UGRHI 11, da bacia hidrográfica do rio Ribeira de Iguape e Litoral Sul.

A Figura 2 apresenta a localização da UGRH 7 no estado de São Paulo, e a Figura 3 mostra a localização Estância Balneária de Praia Grande na UGRHI da Baixada Santista.

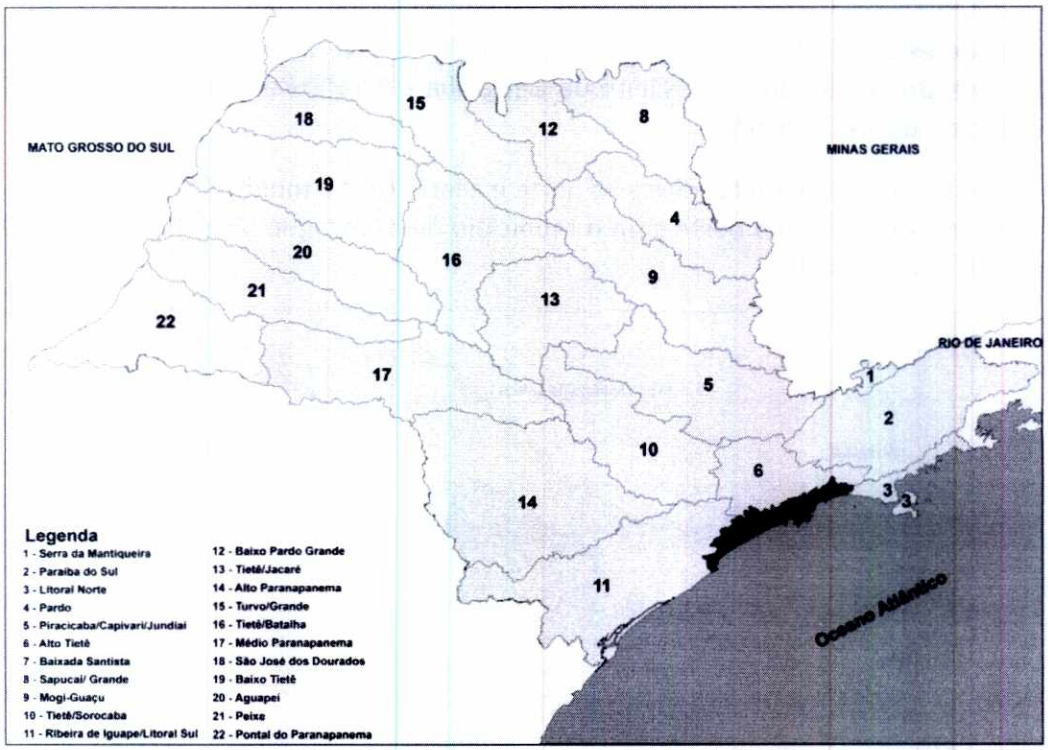


Figura 2 – Mapa da UGRHI 7
Fonte: DAEE-SP

Fls. 509
Proc. 17.849

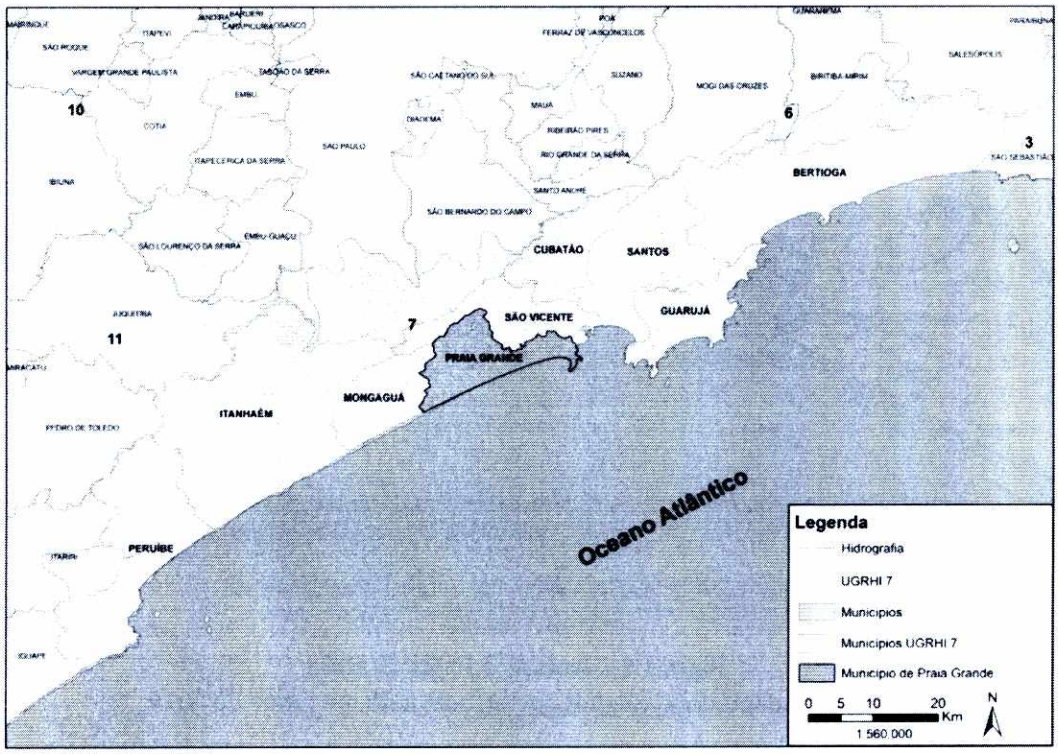


Figura 3 – Localização da Estância Balneária de Praia Grande

2.1.2 Principais acessos

Os principais acessos à Estância Balneária de Praia Grande são realizados pelas Rodovias SP-160 Rodovia dos Imigrantes, SP-150 Rodovia Anchieta e SP 55 Rodovia Padre Manoel da Nóbrega, como podem ser verificados na Figura 4 a seguir.

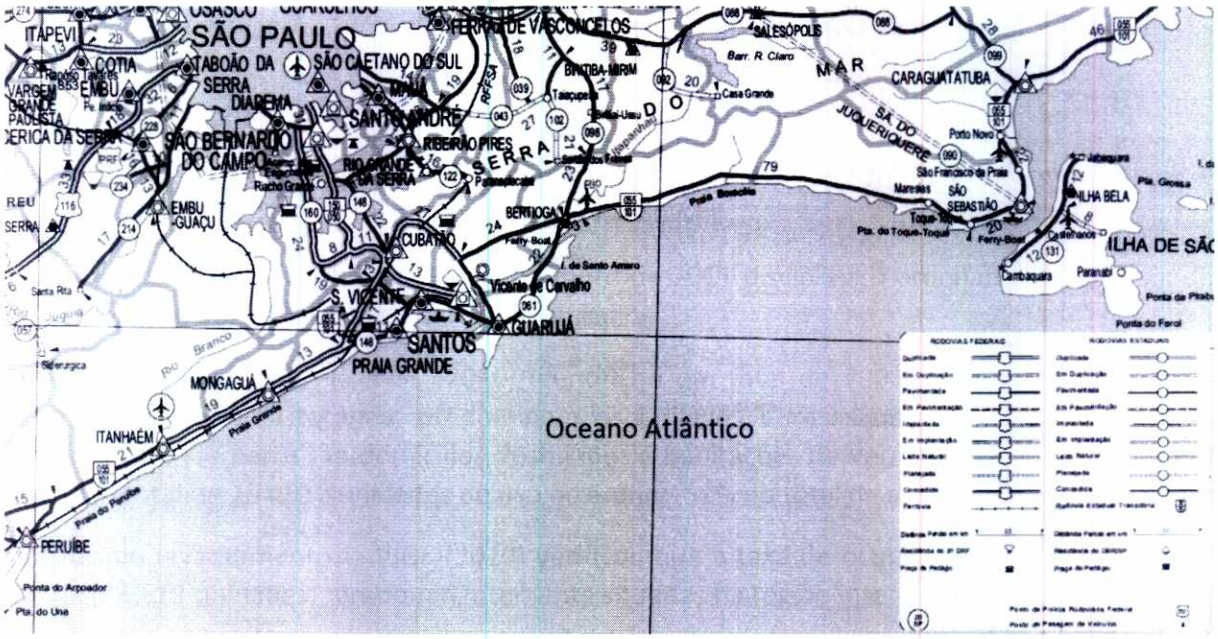


Figura 4 – Acesso à Praia Grande
Fonte: Adaptado www.dnit.gov.br, acessado em junho de 2014

2.1.3 Uso e ocupação do solo

A área territorial da Estância Balneária de Praia Grande é de 147,065 km^2, possui ampla planície litorânea e sem a influência das escarpas da Serra do Mar.

A Lei Complementar nº 615 de 19 de dezembro de 2011 disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo do município.

O levantamento feito pelo IBGE (2010) identificou um total de 200.061 domicílios em Praia Grande. Na Região Litorânea, predominam os edifícios e casas de maior padrão na orla atlântica, grande parte são domicílios destinados a habitações de veraneio, representando em 2010 um total de 104.912 unidades de uso ocasional (52% do total de domicílios).

No mesmo levantamento, o IBGE (2010) verificou que a taxa de ocupação permanente foi de 41,7% (83.513 unidades), predominantemente situadas na região interiorana, com moradias de padrão mais modesto.

O Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas de Habitação Desconforme (SÃO PAULO, 2005) do município de Praia Grande fez um levantamento identificando sete áreas com habitação desconforme, todas em APPs, área de mangue ou próximo a corpos d' água.

Esta desconformidade abrange 4.363 habitações num total de 159 hectares (2% do total de domicílios), segundo censo 2010 do IBGE.

Fls. 510 FCTH
Proc. 17699/16

2.1.4 Zoneamento

Conforme o artigo 69 da Lei Complementar 473/06 de 27 de dezembro de 2006, que aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016 o macrozoneamento do território obedece ao seguinte:

> *"ART. 69 - De acordo com as diretrizes ambientais e de organização territorial, e respeitadas as determinações do quadro natural e cultural do Município, fica estabelecido o macrozoneamento do território conforme a configuração representada na Carta Oficial "Diretrizes de Ordenamento Territorial" e a caracterização a seguir:*
>
> *I. Parque Estadual da Serra do Mar/Morro do Estaleiro, acima da curva de nível de cota 100 (cem) metros: área de preservação com Plano de Manejo já desenvolvido e a ser implementado pelo Instituto Florestal, com a eventual participação da Prefeitura e da SABESP, nos termos do artigo 53 desta Lei Complementar;*
>
> *II. Parque Estadual do Xixová-Japuí: área de preservação com Plano de Manejo a ser implementado pelo Instituto Florestal, com a eventual participação da Prefeitura, nos termos do artigo 53 desta Lei Complementar;*
>
> *III. Parque do Piaçabuçu: área de preservação com Plano de Manejo a ser desenvolvido e implementado pela Prefeitura através da Unidade da administração direta responsável pela implementação da política ambiental e pela manutenção dos parques do Município, nos termos do artigo 49 desta Lei Complementar;*
>
> *IV. Área de Transição: área de proteção do Parque Estadual da Serra do Mar frente à pressão antrópica e de preservação dos remanescentes da restinga, devendo ser destinada a atividades de apoio urbano e ao turismo ecológico, de baixa intensidade de ocupação, nos termos do artigo 58 desta Lei Complementar e em conformidade com as diretrizes do Zoneamento Ecológico-Econômico e do Plano de Manejo do Parque Estadual da Serra do Mar para a sua Zona de Amortecimento.*
>
> *V. Área Residencial Especial: área de restinga sujeita a forte pressão antrópica devendo ser reservada à ocupação em padrões de baixa densidade e à conservação de compartimentos representativos da vegetação natural, nos termos dos artigos 56 e 57 da Lei Complementar referente;*
>
> *VI. Área predominantemente Residencial: área densamente ocupada predominantemente por usos residenciais, de comércio e serviços associados ao uso residencial, cujo ordenamento interno deverá ser dado essencialmente pela consolidação de centros de comércio e serviços que garantam a desconcentração das atividades terciárias do Boqueirão, e pela consolidação de áreas de usos múltiplos que permitam o assentamento de atividades econômicas diversificadas propiciando o assentamento de micro empresas, empresas cooperativas e familiares no tecido urbano;*
>
> *VII. Área Comercial de Âmbito Regional: área de localização privilegiada, tanto com relação ao assentamento urbano consolidado quanto ao sistema viário que garante a*

conexão intermunicipal e regional do Município, que deverá ser reservada para a implantação de equipamentos, comércio e serviços de âmbito metropolitano e regional;

VIII. Área de Usos Diversificados de Porte Regional: área de localização privilegiada com relação ao sistema viário regional tanto rodoviário quanto ferroviário, ainda não parcelada, que deverá ser reservada para usos diversificados industriais, de comércio e serviços de grande porte que exigem acessibilidade por transporte de carga e isolamento do uso residencial pelas características incompatíveis de seus padrões operacionais. Esta deverá ser isolada por faixa "non aedificandi" de 30 (trinta) metros de largura que resguarde as áreas de uso residencial lindeiras, dos incômodos produzidos pelas atividades nela desenvolvida."

A Figura 5 a seguir ilustra a Carta Oficial "Diretrizes de Ordenamento Territorial" representando o macrozoneamento do território de Praia Grande.

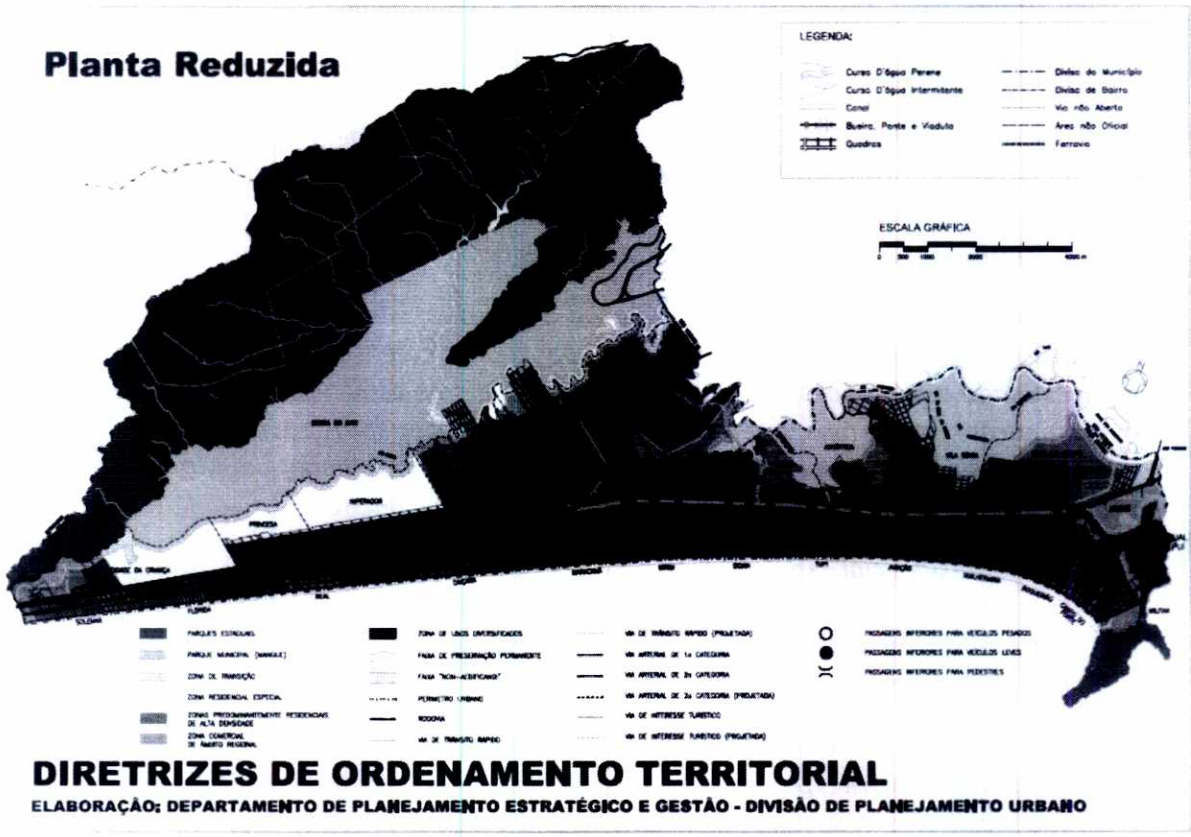


Figura 5 – Diretrizes de Ordenamento Territorial
Fonte: PRAIA GRANDE (2006)

Fls. 511
Proc. 1764916

2.2 TOPOGRAFIA

A região da Estância Balneária da Praia Grande está inserida na Região Metropolitana da Baixada Santista – RMBS, e segundo o Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas Críticas de Inundação, Erosões e Deslizamentos - PRIMAC (SÃO PAULO, 2002), a área é caracterizada por um relevo formado por morrotes, morros e montanhas originados por processo de denudação.

Também estão presentes as formas denominadas relevos de transição, constituídas por escarpas de diferentes feições, originadas por processos de alta energia e de intensa degradação e pelos relevos de agradação, que consistem da deposição progressiva e generalizada de sedimentos no leito de um curso d'água combinados com ações construtivas marinhas, fluviais e mistas, originando as planícies costeiras, os terraços marinhos e os mangues.

Estas planícies costeiras possuem altitudes baixas e declividades inferiores a 2%, constituídas por sedimentos areno-argilosos inconsolidados, tanto marinhos como fluviais, já os terraços marinhos, vinculados às planícies costeiras, são mais elevados.

As planícies costeiras na RMBS subdividem-se em três unidades morfológicas:

(a) Planície de Bertioga, que abrange a praia de Boiçucanga até a cidade de Bertioga;

(b) Planície Santista, que abrange Guarujá, Santos, São Vicente e **Praia Grande** e

(c) Planície de Itanhaém, que se situa entre Mongaguá e Peruíbe.

Na Planície Santista, as regiões norte e noroeste do município apresentam trecho com formação montanhosa, representada pelo sopé da Serra do Mar, além de alguns mangues e rios, entre outros, o Acaraú, o Indaiatuba, o Guaramar, o das Cruzes, o Mombuatuba, o Ameija, o Branco (ou Boturoca) e o Preto.

O município de Praia Grande possui 7% das áreas de manguezais presentes na bacia hidrográfica da Baixada Santista.

2.3 GEOMORFOLOGIA

A área do município de Praia Grande é definida como uma área de grande complexidade física, com a presença de uma planície quaternária extensa e um embasamento cristalino antigo Souza e Cunha (2010).

A região também é definida como heterogênea, pois contem: planícies costeiras, mangues e formações associadas, inclusive relevos bastante acidentados de serra, englobando as escarpas de alta declividade, como a Serra do Mar, bem como a porção de Planalto, composta pelo reverso da serra e as escarpas de contato abrupto com a baixada.

Ainda é possível encontrar, baixas vertentes suavizadas, localizadas nas zonas de contato da escarpa da Serra do Mar com a planície costeira, sob forma de patamares, rampas e depósitos coluvionais, associados a contrafortes litorâneos serranos, na forma de esporões e morros isolados, que incluem as ilhas do litoral paulista.

A zona costeira está sujeita à interação entre o continente e o mar, de tal modo que a ecologia terrestre e as atividades humanas afetam diretamente o espaço oceânico e vice-versa.

O sistema hidrográfico é o principal meio de transporte dos resíduos terrestres que atingem o mar, formando um importante corredor entre a terra e o mar.

A geomorfologia da região da Praia Grande caracteriza-se pela drenagem que escoa diretamente para o mar e segundo Souza e Cunha (2010) no município o embasamento cristalino entra em contato direto com o mar na parte leste, no Maciço de Xixová e no restante do município, as escarpas da Serra do Mar se distanciam das águas oceânicas, gerando uma extensa planície retilínea.

O relevo e o tipo de solo da Região Metropolitana da Baixada Santista é segundo Carmo (2004) como descrito a seguir:

• *Planícies Litorâneas*: formada por areia silte e argila, sedimentos depositados pelo mar e pelos rios, são cortadas por diversos canais sinuosos de água salobra, influenciados pela maré, colaborando no desenvolvimento dos mangues;

• *Maciço de São Vicente*: localizado na região central da Ilha de São Vicente, possui solos argilosos e é constituído por morros de formas arredondadas, afastados da Serra do Mar;

• *Serra do Mar*: escarpa abrupta do Planalto Atlântico que desce de 800 m de altitude em direção à planície, sendo constituída de granitos e gnaisses. Com relação aos solos destaca-se que as características dos solos não apresentam fertilidades adequadas para o desenvolvimento da atividade agrícola. E os recursos minerais compreendem basicamente matérias primas voltadas para a construção civil como areia, cascalho, brita e pedras.

No Relatório PRIMAC (SÃO PAULO, 2002) o relevo da Baixada Santista é caracterizado em três classes principais, sendo elas:

• *Serrania Costeira*: corresponde a Serra do Mar e de Paranapiacaba, com altitudes entre 800 a 1200 m, Nesta serrania distinguem-se subzonas que são marcadas por subzonas de elevações maiores, incluindo a própria Serra do Mar, a Serra de Paranapiacaba, Serra de Itatins, Serrania do Ribeira e Planaltos Interiores.

• *Baixadas Litorâneas*: caracterizadas por porções baixas, com altitudes inferiores a 70 m;

• *Morraria Costeira*: apresenta morros, montes, colinas e serras de até 200 m de altitude ao longo de uma extensa área situada no baixo vale do rio Ribeira de Iguape, este relevo representa uma transição da baixada litorânea para a serrania costeira.

Quanto ao ecossistema da região, Carmo (2004) caracteriza-o em seis categorias:

• *Matas de encosta*: possuem grande diversidade de plantas, com condições favoráveis para o desenvolvimento de uma vegetação exuberante, estão presentes nas matas da Serra do Mar, fazendo parte da Mata Atlântica;

• *Restingas*: apresentam espécies de porte arbustivo-arbóreo como vegetação padrão (algumas comestíveis), estão presentes na faixa de areia depositada paralelamente a orla, são também conhecidas como jundu, de solo arenoso, pobre em argila e matéria orgânica, encontra-se ocupado pelo avanço da expansão urbana;

• *Estuário*: consiste na desembocadura larga e funda de um rio no litoral, ficando sujeita aos efeitos da maré, e correspondendo a um vale submerso. São geralmente utilizados para instalações portuárias;

• *Manguezais*: são ecossistemas complexos e dinâmicos, com tendências para o aterramento e o assoreamento ao longo do tempo; possuem uma vegetação densa, com espécies resistentes à umidade e à salinidade do solo e por uma fauna bastante diversificada; estendem-se por todo o complexo estuarino e ao longo dos cursos d'água, que estão sob a influência das marés;

• *Cordões de Areia*: são faixas de praias arenosas expostas, desprovidas de vegetação e sem organismos visíveis na superfície;

• *Costões Rochosos*: são trechos de praias com rochas.

Para Carmo (2004), além da degradação dos mangues existem ainda vários trechos de morros que sofrem com as ocupações irregulares, aumentando a criticidade quanto aos movimentos de massa do solo.

Cunha e Souza (2010) através da análise da carta geomorfológica como apresentada na Figura 6 do município de Praia Grande concluíram que está dividido em duas zonas, onde ocorrem processos geomorfológicos distintos, sendo eles a Serra do Mar e a zona de Planície Costeira.

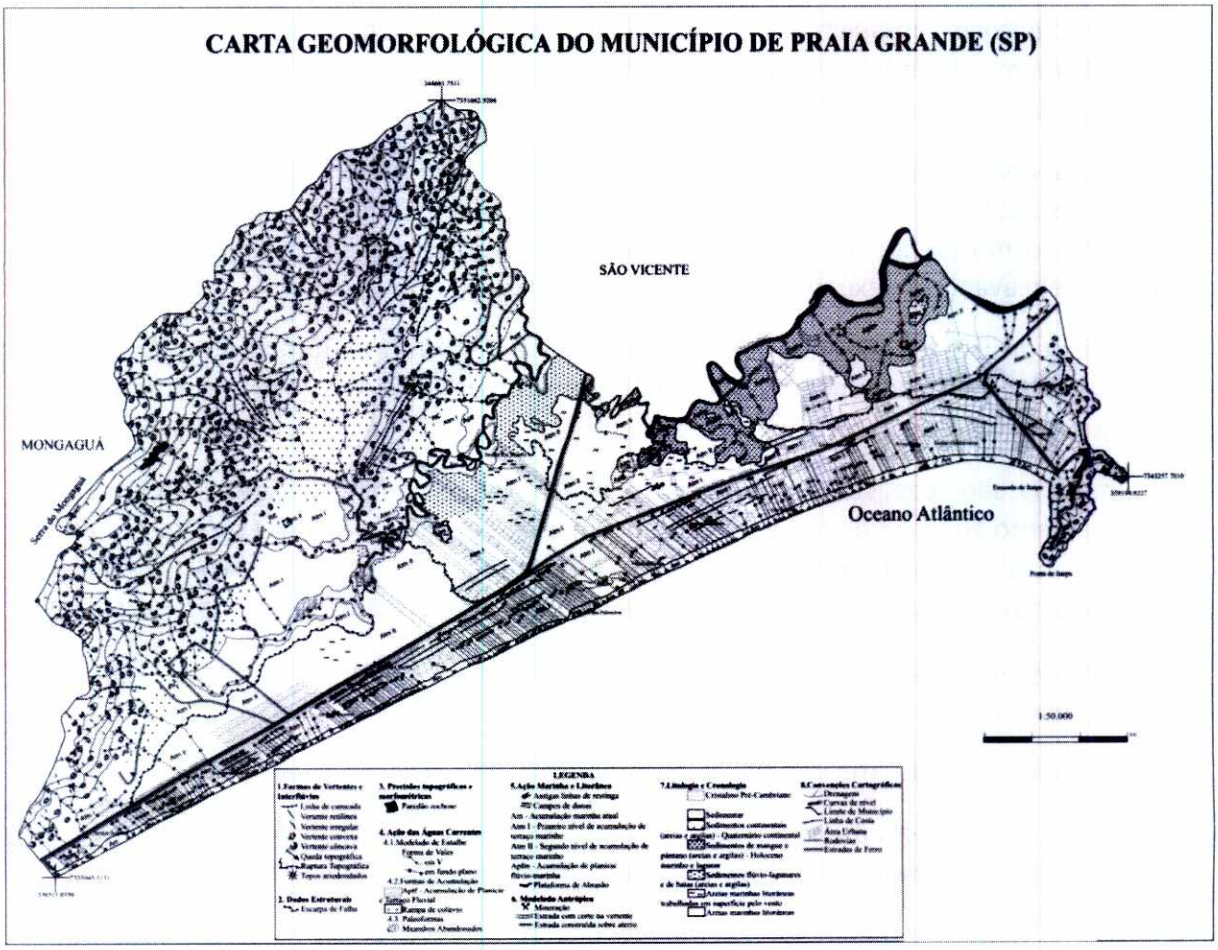


Figura 6 – Carta Geomorfológica do município de Praia Grande
Fonte: Souza e Cunha (2010)

2.4 GEOLOGIA

A Estância Balneária de Praia Grande localizada na RMBS, segundo Souza e Cunha (2012) geologicamente, é marcada pela presença de rochas cristalinas formadas durante o Pré-Cambriano, que compõe a Serra do Mar, e por sedimentos recentes datados do Cenozóico, que se localizam na Planície Quaternária.

Fls. 513
Proc. 17649/16

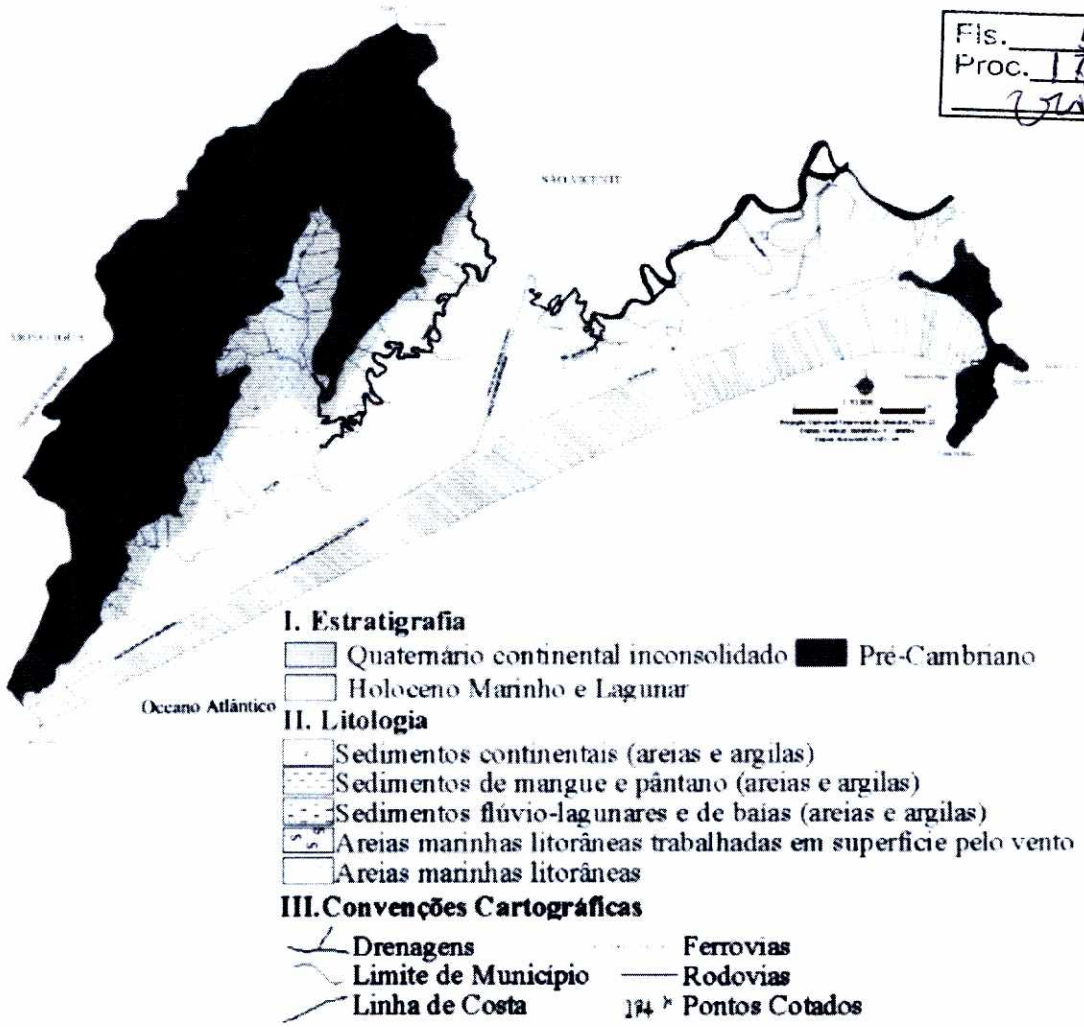


Figura 7 – Carta Geológica do Município de Praia Grande
Fonte: Souza e Cunha (2012)

Segundo o Plano de Bacia (2000-2003) apud SÃO PAULO (2007) quanto à geologia a região é composta por grande variedade litológica, agrupada genericamente em dois grupos com características distintas: as rochas do embasamento cristalino e as coberturas cenozoicas, correspondente à faixa litorânea. Tais informações são de fundamental importância para a bacia, pois apresentam relação direta com os aquíferos existentes.

Essas formações geológicas são resultantes da evolução de fases tectônicas combinadas com variação do nível médio do mar e flutuações climáticas regionais. Na área continental da Baixada Santista os falhamentos e as epirogêneses (subida e descida de porções da crosta terrestre) produziram a escarpa da atual Serra do Mar.

Mais recentemente, no período denominado cenozoico, resumidamente ocorreram na formação do relevo, devido à presença de um clima tropical úmido, à invasão marinha e à deposição de sequências sedimentares associadas, representadas pela formação Cananéia. Ainda nesta sequência acrescenta-se a formação de sedimentos continentais coluvionares indiferenciados, dos Sedimentos Marinhos e Mistos Atuais e Subatuais e dos sedimentos aluvionares encontrados nos terraços e nas calhas fluviais.

As 13 unidades geológicas, com as respectivas rochas predominantes – pertencentes ao embasamento foram agrupadas e apresentadas segundo o Relatório de Situação Zero (2000) apud SÃO PAULO (2007), em 6 tipos litológicos, em função das características geológicas e geotécnicas similares, como mostra a Tabela 2.

Tabela 2 – Unidades Geológicas encontradas na Bacia Hidrográfica da Baixada Santista

Período	Símbolo/Formação Geológica	Litologias
Cenozóico	Q_a – Aluviões em geral	Areias inconsolidadas de granulação variável, argilas e cascalheiras fluviais subordinadamente, em depósitos de calha ou terraços
	Q_m – Sedimentos Marinhos e Mistos	Sedimentos atuais e sub-atuais, incluindo termos arenosos e praiais, depósitos marinhos localmente, retrabalhados por ação fluvial e/ou eólica, termos areno-sílticos-argilosos de deposição flúvio-marinho-lacustre e depósito de mangue
	Q_i – Sedimentos Continentais Indiferenciados	Depósitos Continentais incluindo sedimentos flúvio-coluvionaes de natureza areno argilosa e depósitos variados associados a encostas
	Q_c – Formação Cananéia	Areias marinhas finas inconsolidadas, frequentemente limonitizadas, com presença de espaços leitos argilosos
Paleozóico	$EO\gamma i$ – Corpos graníticos a Granodioríticos	Corpos graníticos pertencentes a suítes graníticas pós-tectônicas, isótopos, granulação fina a grossa
Pré-Cambriano	$PSEO\gamma$ - Granitos e Granitóides pertencentes a suítes graníticas indiferenciadas	Granitos e granitóides com predominância de termos porfirítico com granulações variadas
	$PS\gamma c$ – Corpos graníticos pertencentes a suítes graníticas sintetônicas	Granitos folhados, granulação fina a média, textura porfírica frequente
	PSpX – Xistos do Grupo Açungui	Quartzo-mica xistos, biotita-quartzo xistos, muscovita-quartzo xistos, quartzitos, mármores
	PSpF - Filitos do Grupo Açungui	Filitos, quartzo-filitos, metassiltitos
	PSpQ - Quartzitos do Grupo Açungui	Quartzitos micáceos e feldspáticos com intercalações de filitos
	PSps – Rochas Calcossilicatadas do Grupo Açungui	Rochas Calcossilicatadas
	PseM – Migmatitos do Complexo Embu	Migmatitos heterogêneos de estruturas variadas
	PseB – Corpos metabásicos do Complexo Embu	Rochas metabásicas
	AcM – Migmatitos do Complexo Costeiro	Migmatitos com estrruturas variadas

Fls. 514
Proc. 17549/16

Período	Símbolo/Formação Geológica	Litologias
	AcH – Granulitos pertencentes ao complexo costeiro	Granulitos, kinzigitos e Charnoquitos
	AcHM – Charnoquitos pertencentes ao complexo costeiro	Charnoquitos, kinzigitos e rochas granito-gnaissicas
	AcQ – Quartzitos pertencentes ao Complexo Costeiro	Quartzitos

Fonte: SÃO PAULO(2007)

No Plano de Bacia (2000-2003) apud SÃO PAULO (2007), são apresentadas as coberturas cenozoicas correspondentes às sequências sedimentares inconsolidadas, encontradas nas áreas planas e baixas da Planície Costeira e no sopé das encostas e são apresentadas por meio das unidades geológicas descritas a seguir:

• Qa – Os sedimentos aluvionares englobam areias inconsolidadas de granulação variável, bem como as argilas e cascalheiras fluviais, encontradas em terraços ou em calhas de cursos d'água, principalmente nas planícies alveolares de altos morros.

• Qi – Os depósitos detríticos localizados predominantemente na porção basal das encostas dos morros e na meia encosta (Sedimentos Continentais Indiferenciados) compõem-se de sedimentos imaturos, mal selecionados e muitas vezes grosseiros de material coluvionar. São cascalhos, areias e argilas em proporções bastante variáveis e que por vezes encerram matacões numerosos, como nos corpos de talus.

• Qm – A Formação Cananéia é formada por depósitos arenosos marinhos antigos (areias finas com esparsos leitos argilosos, frequentemente limonitizadas) com espessuras médias de 30 m, alçados de 7 a 9 metros acima do nível do mar.

• Qc – Externamente às ocorrências da Formação Cananéia são encontradas extensas porções de Sedimentos Marinhos e Mistos, atuais e subatuais, localmente retrabalhados por ação fluvial e/ou eólica de origem flúvio-marinho-lacustre, bem como os depósitos de mangues mais modernos. As espessuras desses sedimentos variados (arenosos a argilosos, termos lamosos com elevado teor de bio-detritos orgânicos de mangue), chegam a alcançar mais de 50 m.

• EOUi – Os Granitos a Granodioríticos intrusivos, de idade Paleozóica, os Granitos e corpos Granitóides pertencentes às Suítes Indiferenciadas e os Corpos Graníticos integrantes de Suítes Sintetônicas. Fazem parte deste grupo também, as rochas muito antigas, tais como Granulitos e Charnoquitos, pertencentes ao Complexo Costeiro.

Em geral, estas rochas são muito duras e coerentes, com composição mineralógica variável (embora os granitos sejam compostos essencialmente por minerais de quartzo, feldspato e mica), contendo minerais orientados, exceto nos granitos intrusivos. Existe a ocorrência de blocos de rochas (matacões) imersos no solo ou dispostos em superfície. Ocorrências mais expressivas e contínuas deste grupo de rochas são registradas no setor Norte-Nordeste da bacia hidrográfica.

Os Xistos e Filitos apresentam granulometria predominantemente fina a média, destacando-se pela foliação bem desenvolvida e constituição mineralógica micácea. São encontrados na forma de faixas estreitas e contínuas, localizadas na porção setentrional da bacia, destacando-se pela presença de foliações orientadas para o quadrante Norte-Nordeste.

Os Quartzitos são rochas compostas essencialmente por minerais de quartzo, granulometria variável e foliação bem desenvolvida, determinada pela orientação de seus minerais. Ocorrem em faixas muito estreitas que se destacam na topografia. As rochas calcossilicatas, pouco expressivas em área, encontradas ao norte dos Quartzitos.

As rochas metabásicas constituem pequenos maciços contendo minerais orientados, introduzidos nos xistos e filitos do Complexo Embu. Também fazem parte deste grupo os corpos de rochas básicas intrusivas que ocorrem principalmente, na forma de diques de diabásio, encontrados, nas proximidades das zonas de falhas geológicas, não mapeavam na escala da planta geológica.

Os Migmatitos constituem as rochas com maior presença em área, sendo encontrados tanto na forma de áreas contínuas, como em manchas dispersas. São caracterizados pela presença de estruturas típicas, em forma de bandas sucessivas com espessuras variáveis de centimétricas a métricas.

2.5 PEDOLOGIA

Oliveira et al. (1999) apud Souza e Cunha (2012) apresenta a Estância Balneária de Praia Grande com a presença de três tipos principais de solos: Cambissolos Háplicos, Espodossolos Ferrocárbicos e Gleissolos Háplicos e estão distribuídos como apresentado na Figura 8.

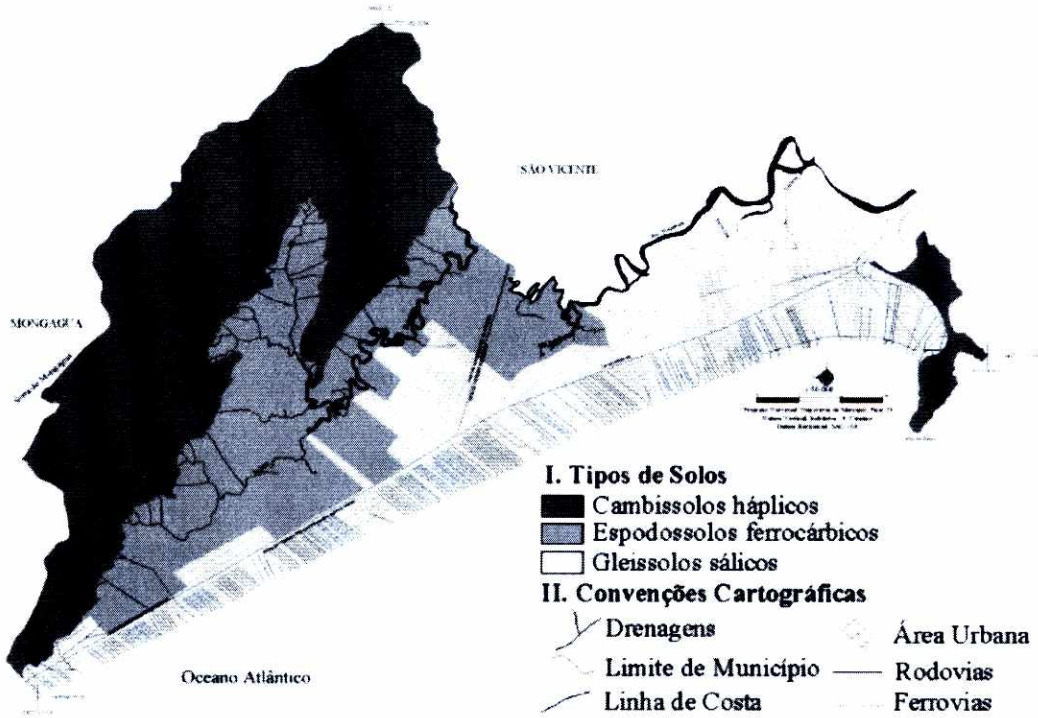


Figura 8 - Carta de solos de Praia Grande
Fonte: Souza e Cunha (2012)

O Manual Técnico de Pedologia do IBGE, BRASIL (2007), apresenta as seguintes definições para solos como apresentada seguir:

- *Cambissolos*: são solos que apresentam grande variação no tocante a profundidade, ocorrendo desde rasos a profundos, além de apresentarem grande variabilidade também em relação às demais características. A drenagem varia de acentuada a imperfeita e podem apresentar qualquer tipo de horizonte A sobre um horizonte B incipiente (Bi), também de cores diversas. Muitas vezes são pedregosos, cascalhentos e mesmo rochosos.

- *Espodossolos*: são solos bastante característicos, em razão de sua gênese. Via de regra, apresentam diferenciação significativa entre os horizontes, e, na maioria das vezes, têm um horizonte espódico de cores escurecidas ou avermelhadas/amareladas, precedido de um horizonte eluvial E (muitas vezes álbico). O horizonte espódico ocorre a profundidades variáveis, e em alguns pontos da região Amazônica encontra-se profundidades superiores a 3 metros, São em geral muito pobres no tocante a nutrientes minerais e têm textura arenosa predominante.

- *Gleissolos*: são solos característicos de áreas alagadas ou sujeitas a alagamento (margens de rios, ilhas, grandes planícies, etc.). Apresentam cores acinzentadas, azuladas ou esverdeadas, dentro de 50 cm da superfície. Podem ser de alta ou baixa fertilidade natural e têm nas condições de má drenagem a sua maior limitação de uso.

Ocorrem em praticamente todas as regiões brasileiras, ocupando principalmente as planícies de inundação de rios e córregos

2.6 CLIMATOLOGIA

As cartas de classificação climáticas recentemente foram apresentadas por Rubel e Kottek (2010), com base em informações climáticas mais atuais, e elaboraram uma nova carta mundial Köppen-Geiger em versão digital para a segunda metade do século 20.

De acordo com esta carta, pode-se verificar com o apresentado na Figura 9 que a Estância Balneária de Praia Grande encontra-se em sua totalidade sob a classificação "Cfa", clima temperado úmido com verão quente.

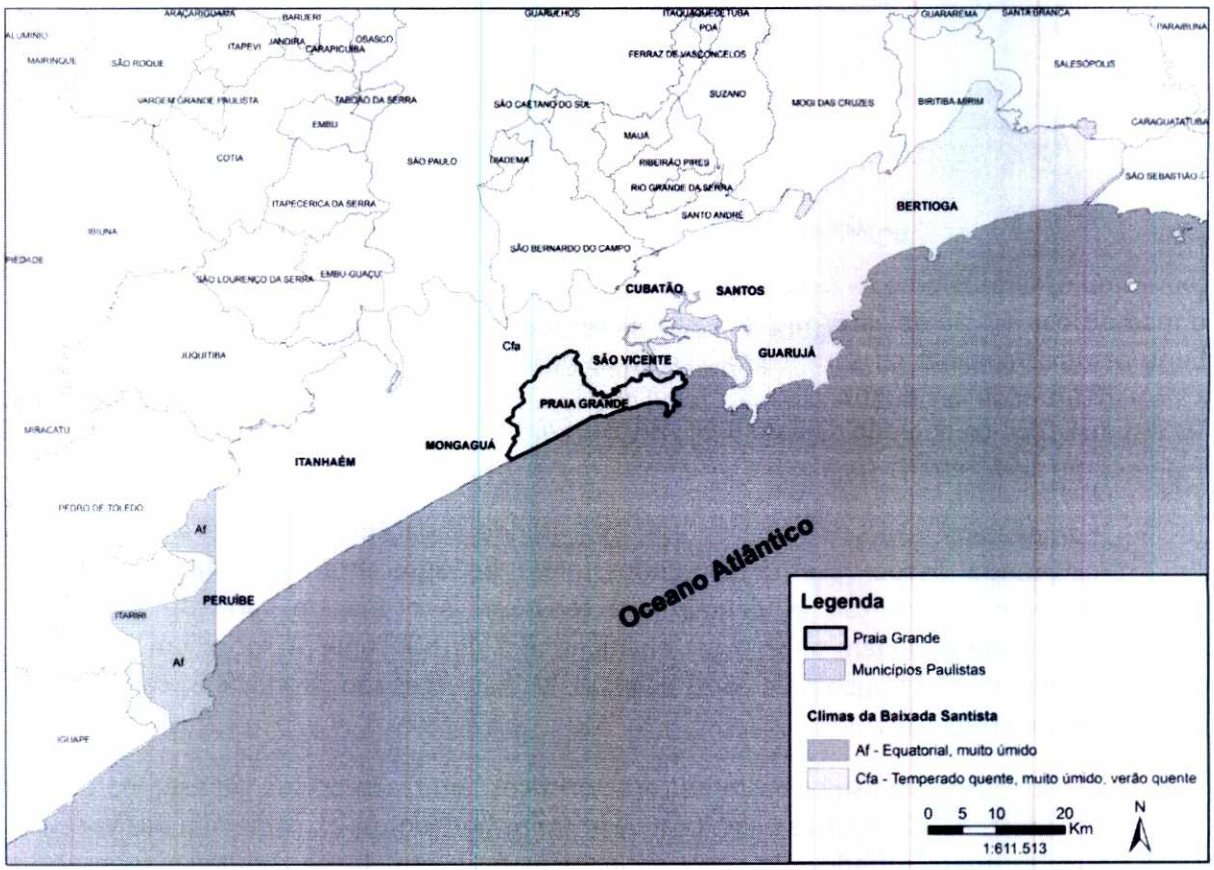


Figura 9 – Climas da Baixada Santista
Fonte: Rubel e Kottek (2010)

Devido à influência dos fatores geográficos, o clima da região não é completamente uniforme, pois estes fatores acentuam determinadas características das massas de ar. De acordo com o Relatório de Situação dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista apud PRIMAC (2002), a região é fortemente influenciada pelos sistemas Atlânticos: Polar e Tropical.

Fls. 516
Proc. 17749/16

A massa Tropical Atlântica atua durante o ano todo, é uma massa quente e úmida que penetra no continente pelo leste. O confronto com a massa polar e com as massas continentais Tropical e Equatorial afeta de forma significativa a massa tropical Atlântica.

A massa Polar, com origem nas altas latitudes, é fria, úmida, atua na região durante o ano todo, mas com intensidades diferentes conforme a estação. No inverno, é responsável pela queda significativa das temperaturas. E no verão, seu confronto com a Tropical Atlântica e com os fatores topos-climáticos da Serra do Mar produz instabilidade resultando em elevados índices pluviométricos diários, as chamadas chuvas convectivas ou "chuvas de verão".

Na faixa litorânea, a temperatura média é superior a 18°C. O inverno é ameno, sendo que as quedas de temperaturas estão associadas à penetração da massa Polar. O período de verão é longo, estendendo-se de outubro a março, com temperaturas máximas em dezembro e janeiro.

2.7 HIDROGRAFIA

Por hidrografia entende-se o conjunto das águas correntes ou estáveis de uma região, representando, assim, o conjunto composto pelos rios, lagos e canais naturais ou artificiais.

As condições geomorfológicas da região impedem a formação de rios extensos Afonso (2006) apud Souza e Cunha (2012). A rede fluvial é composta por pequenos rios que nascem na Serra do Mar, passam pela Planície Quaternária e deságuam no Oceano Atlântico em complexos estuarinos. Nas áreas serranas, a forte declividade do terreno provoca características torrenciais nos altos e médios cursos dos rios. Quando chegam à planície, os rios sofrem diminuição da velocidade em razão da declividade suave, o que provoca o processo de deposição de sedimentos.

O município de Praia Grande pertence à Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos 7 (UGRHI 7) – Baixada Santista que está subdividia em sub-bacias conforme a Tabela 3 e a Figura 10 a seguir.

Tabela 3 – Sub-bacias da UGRHI 7

Sub-bacia	Área de drenagem (km²)	Municípios
Praia do Una	**33,09**	**Peruíbe**
Rio Perequê	64,34	Peruíbe
Rio Preto Sul	**101,83**	**Peruíbe**
Rio Itanhaém	102,57	Itanhaém
Rio Preto	**324,63**	**Itanhaém**
Rio Aguapeú	188,01	Itanhaém/Mongaguá
Rio Branco	**411,66**	**Itanhaém**
Rio Boturoca	**182,84**	**Praia Grande**
Rio Cubatão	**175,55**	**Cubatão**
Rio Piaçabuçu	**58,6**	**Praia Grande**
Ilha de São Vicente	**85,81**	**São Vicente/Santos**
Rio Mogi	68,39	Cubatão

Sub-bacia	Área de drenagem (km²)	Municípios
Ilha de Santo Amaro	**142,7**	**Guarujá**
Rio Cabuçu	69,65	Santos
Rio Jurubatuba	**79,36**	**Santos**
Rio Quilombo	86,88	Santos
Rio Itapanhaú	**149,32**	**Bertioga**
Rio Itatinga	114,88	Bertioga
Rio dos Alhos	**108,27**	**Bertioga**
Rib. Sertãozinho	131,66	Bertioga
Guaratuba	**108,78**	**Bertioga**

Fonte: SÃO PAULO (2007)

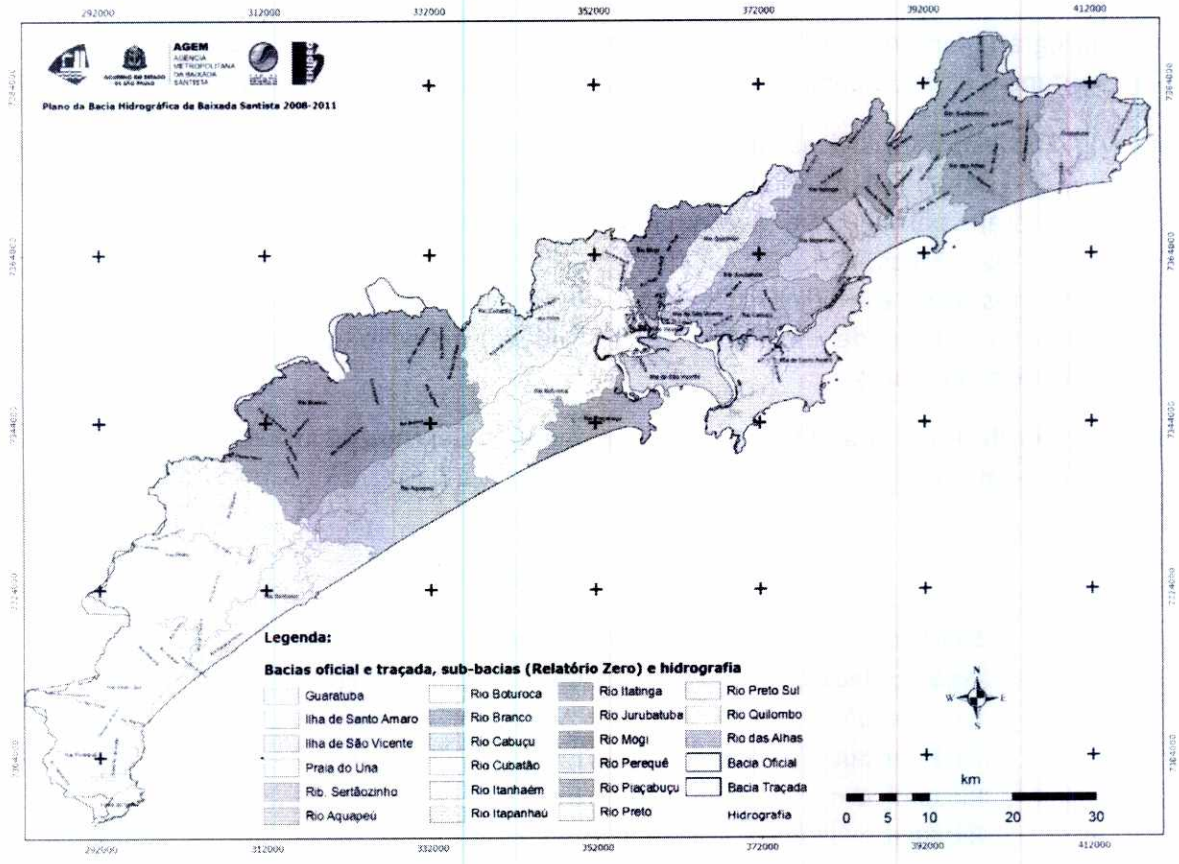


Figura 10 – Sub-bacias da UGRHI 7
Fonte: SÃO PAULO (2009)

Os principais cursos d'água localizados na área urbana do município de Praia Grande, considerando os canais artificiais, estão apresentados na Tabela 4 a seguir.

Tabela 4 – Principais macrodrenos do município de Praia Grande

BACIA	DENOMINAÇÃO DO CANAL	REGIÃO DE ABRANGÊNCIA
Mar Pequeno	Xixová	Bairro do Boqueirão e Morro Xixová e do Forte Itaipú
	Praião	Bairro do Sítio do Campo, e Marginal esquerda da Rodovia. No trevo do "Y" recebe a contribuição do canal do Xixová
Piaçabuçu	Marginais	Abrange as faixas laterais da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega, desde o trevo do 'Y" até a curva do "S"
	Barroso	Bairro do Sítio do Campo
	Japoneses	Bairro do Sítio do Campo
	DER	Bairro Antártica, desde a Faixa da Rodovia
	Vila Sônia	Bairro Antártica
	Quietude	Bairro Quietude, desde a Faixa da Rodovia
	Tupi	Bairro Tupi, desde a faixa da Rodovia
	Brasil para Cristo (Sindicatos)	Bairro Quietude, desde a Faixa da Rodovia
	Aloha	Bairro Quietude, desde a Av. Presidente Kennedy até o canal Acaraú
	Acaraú	Bairro Quietude
Rio Branco	Samambaia	Conjunto Residencial Samambaia
Faixa Oceânica	Forte Itaipú	Ponta do Morro de Itaipú e Área Militar e parte do Bairro Boqueirão
	São Paulo	Bairro Boqueirão
	São Salvador	Bairro Guilhermina
	Aviação	Bairro da Aviação – Rua Santos Dumont
	Tupi (Negro Velho)	Bairro Tupi
	Gilberto F. Beck (Celimar)	Bairro de Ocian
	Itinga	Bairro Solemar II

Fonte: Plano de Macrodrenagem de Praia Grande – Figueiredo Ferraz (1999)

2.8 INFORMAÇÕES POPULACIONAIS

De acordo com o levantamento feito pelo SEADE o município de Praia Grande possui atualmente uma população total estimada em torno de 284.757 habitantes.

A Tabela 5 apresenta a evolução da população total da Estância Balneária de Praia Grande, de acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010).

Tabela 5 - População Residente Total

Ano	População
1970	19.694
1980	66.004
1991	123.492
2000	193.582
2010	262.051

Fonte: IBGE (2010)

Na Tabela 6 encontra-se a evolução da população residente da Estância Balneária de Praia Grande entre os anos de 1970 a 2000, sendo discriminadas as populações masculina-feminina e urbana-rural segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010).

Tabela 6 - População Residente por Sexo e Situação do domicílio

Sexo	Situação do domicílio	População residente (Pessoas)					População residente (Percentual)				
		1970	1980	1991	2000	2010	1970	1980	1991	2000	2010
Total	Total	19.694	66.004	123.492	193.582	262.051	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
	Urbana	19.694	66.004	123.492	193.582	262.051	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
	Rural	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Homens	Total	10.355	33.659	61.097	94.521	125.926	52,58	50,99	49,47	48,83	48,05
	Urbana	10.355	33.659	61.097	94.521	125.926	52,58	50,99	49,47	48,83	48,05
	Rural	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mulheres	Total	9.339	32.345	62.395	99.061	136.125	47,42	49,01	50,53	51,17	51,95
	Urbana	9.339	32.345	62.395	99.061	136.125	47,42	49,01	50,53	51,17	51,95
	Rural	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: IBGE (2010)

Fls. 513
Proc. 17849/16

A Figura 11 ilustra a evolução da população por situação de domicílio entre os anos de 1970 a 2010, discriminando população urbana e rural e a Figura 12 a evolução da população residente na Estância Balneária de Praia Grande entre os anos de 1970 a 2007.

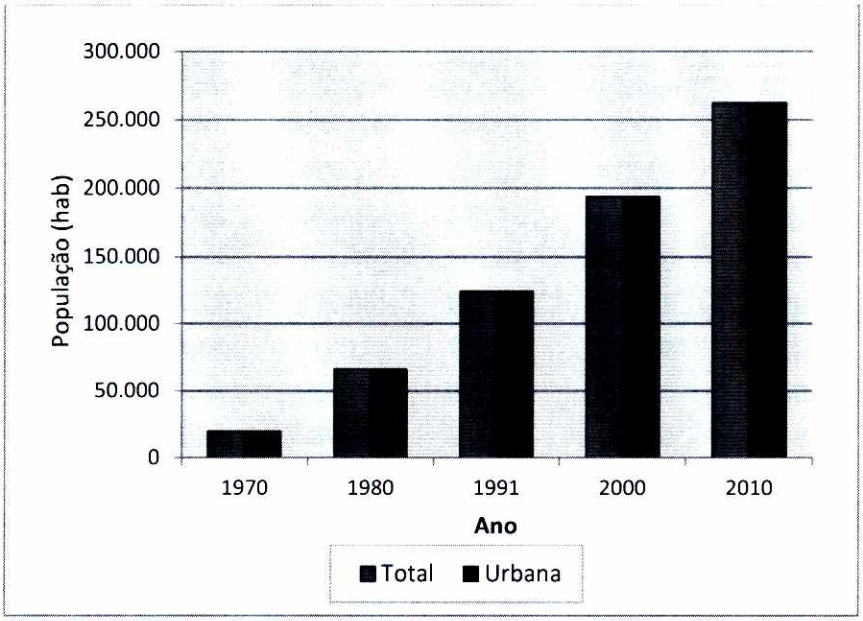


Figura 11 - Evolução da População por Situação de Domicílio
Fonte: IBGE (2010)

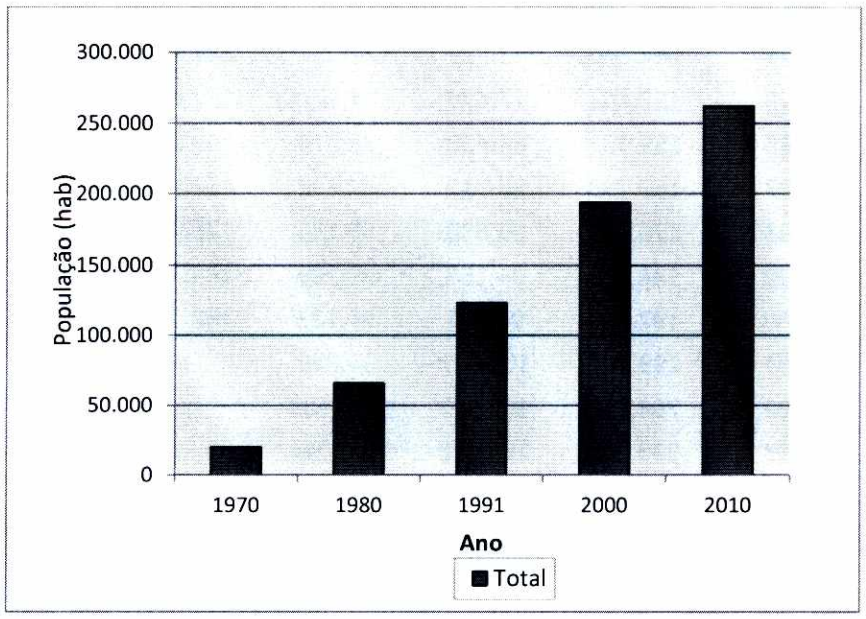


Figura 12 - Evolução da População Total Residente
Fonte: IBGE (2010)

A Tabela 7 apresenta os dados populacionais, segundo a Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados - SEADE, no período de 1980 a 2013 e a Tabela 8 a taxa geométrica de crescimento anual da população.

Tabela 7 - Dados Populacionais

Ano	População Total	População Feminina	População Masculina	População Urbana	População Rural
1980	65.374	32.082	33.292	65.374	-
1981	69.283	34.093	35.190	69.283	-
1982	73.411	36.220	37.191	73.411	-
1983	77.769	38.474	39.295	77.769	-
1984	83.367	40.857	41.510	83.367	-
1985	87.218	43.379	43.839	87.218	-
1986	92.333	46.046	46.287	92.333	-
1987	97.727	48.865	48.862	97.727	-
1988	103.412	51.845	51.567	103.412	-
1989	109.401	54.993	54.408	109.401	-
1990	115.710	58.319	57.391	115.710	-
1991	122.354	61.831	60.523	122.354	-
1992	129.798	65.685	64.113	129.798	-
1993	137.280	69.570	67.710	137.280	-
1994	144.870	73.519	71.351	144.870	-
1995	152.442	77.470	74.972	152.442	-
1996	159.992	81.420	78.572	159.992	-
1997	167.798	85.512	82.286	167.798	-
1998	176.026	89.830	86.196	176.026	-
1999	184.465	94.266	90.199	184.465	-
2000	192.769	98.646	94.123	192.769	-
2001	199.716	102.327	97.389	...	...
2002	206.550	105.967	100.583	...	...
2003	213.382	109.618	103.764	...	...
2004	220.340	113.352	106.988	...	...
2005	227.325	117.113	110.212	...	...
2006	234.130	120.800	113.330	...	...
2007	240.918	124.500	116.418	...	...
2008	247.798	128.264	119.534	...	...
2009	254.564	131.990	122.574	...	...
2010	261.391	135.766	125.625	261.391	-

Fls. 519
Proc. 17849/16

Ano	População Total	População Feminina	População Masculina	População Urbana	População Rural
2011	267.046	138.730	128.316	...	...
2012	272.824	141.760	131.064	...	...
2013	278.727	144.855	133.872	...	...

Fonte: www.seade.gov.br, acessado em junho de 2014

Tabela 8 - Taxa geométrica de crescimento anual de Praia Grande

Período	% a.a.
1980-1991	5,86
1991-2000	5,18
2000-2010	3,09
2010-2013	2,16

Fonte: www.seade.gov.br, acessado em junho de 2014

Além da evolução populacional, deve-se analisar a evolução do número de domicílios no município ao longo dos anos, tendo em vista sua correlação com o grau de impermeabilização dos terrenos. A Tabela 9 apresenta os dados compilados segundo o IBGE (2010).

Tabela 9 - Evolução do Número de Domicílios Particulares Permanentes

Situação do domicílio	Ano				
	1980	1991	1996	2000	2010
Total	15.967	32.680	41.122	55.030	83.445
Urbana	15.967	32.680	41.122	55.030	83.445
Rural	-	-	-	-	-

Fonte: IBGE (2010)

Na Tabela 10 são apresentados alguns dados referentes às características dos domicílios particulares da Estância Balneária de Praia Grande, com o objetivo de permitir uma melhor compreensão dos processos ligados à sua dinâmica ocupacional.

Tabela 10 - Domicílios particulares Permanentes por Condição de Ocupação

Condição de ocupação	Domicílios Particulares
Total	200.061
Particular	199.944
Particular ocupado	83.513
Particular ocupado com entrevista	80.728
Particular ocupado sem entrevista	2.785
Particular – Uso ocasional	104.912
Particular - Vago	11.519
Coletivo	117
Coletivo com morador	40
Coletivo sem morador	77

Fonte: IBGE (2010)

2.8.1 População flutuante

Os dados da população flutuante da Estância Balneária de Praia Grande são apresentados por Godinho (1988) no estudo intitulado "Nova Metodologia de Projeção da População Flutuante" elaborado com a metodologia apresentada no Encontro Nacional de Estudos Populacionais em Olinda.

Foram solicitados à Sabesp os dados de consumo mensal de água para todos os municípios para os quais tivessem disponíveis para um período de pelo menos 10 anos. Foram fornecidas as informações para o período de janeiro de 1986 a dezembro de 1996 para os municípios servidos por esta concessionária, e a partir destas informações, com a metodologia apresentada no trabalho supracitado, foram obtidas as projeções populacionais, as quais são apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Projeções da População Flutuante de Praia Grande

Município	População Flutuante (hab)					
	1998	2000	2005	2010	2015	2020
Praia Grande	334.897	358.214	426.798	516.031	632.405	776.119

2.8.2 Setores censitários

O cálculo das áreas impermeabilizadas para desenvolvimento do PDDMAP do município será feito com base nos estudos populacionais, utilizando como unidade a bacia hidrográfica. Estes estudos compreendem o cálculo da população atual e a estimativa de crescimento populacional em cada uma das bacias abordadas.

Para tanto, serão adotados os setores censitários utilizados pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE para o levantamento da população do censo demográfico de 2010.

O desenho 1122-2496/14-R0 em anexo a este relatório mostra os setores censitários correspondentes ao censo de 2010.

O setor censitário é a menor unidade territorial, formada por área contínua, integralmente contida em área urbana ou rural, com dimensão adequada à operação de pesquisas e cujo conjunto esgota a totalidade do Território Nacional, o que permite assegurar a plena cobertura do País.

O material a ser utilizado serão os resultados definitivos do censo demográfico de 2010, contendo uma planilha com a descrição dos setores para cada Unidade da Federação, bem como a relação das variáveis apresentadas na Figura 12 e na Figura 13 a seguir.

Cod_setor	Código do setor
Cod das Grandes Regiões	Código das Grandes Regiões (Regiões Geográficas)
Nome das Grandes Regiões	Nome das Grandes Regiões (Regiões Geográficas)
Cod_UF	Código da Unidade da Federação
Nome_da_UF	Nome da Unidade da Federação
Cod_meso	Código da mesorregião
Nome_da_meso	Nome da mesorregião
Cod_micro	Código da microrregião
Nome_da_micro	Nome da microrregião
Cod_RM	Código da região metropolitana ou RIDE
Nome_da_RM	Nome da região metropolitana ou RIDE
Cod_municipio	Código do município
Nome_do_municipio	Nome do município
Cod_distrito	Código do distrito
Nome_do_distrito	Nome do distrito
Cod_subdistrito	Código do subdistrito
Nome_do_subdistrito	Nome do subdistrito
Cod_bairro	Código de bairro
Nome_do_bairro	Nome do bairro
Situação_setor	Código de situação do setor - **Situação urbana** – códigos: 1, 2 e 3 - 1 - Área urbanizada de cidade ou vila - 2 - Área não-urbanizada de cidade ou vila - 3 - Área urbana isolada - **Situação rural** – códigos: 4, 5, 6, 7 e 8. - 4 - Aglomerado rural de extensão urbana - 5 - Aglomerado rural isolado – povoado - 6 - Aglomerado rural isolado – núcleo - 7 - Aglomerado rural isolado - outros aglomerados - 8 - Zona rural, exclusive aglomerado rural
V001	Domicílios particulares permanentes ou pessoas responsáveis por domicílios particulares permanentes
V002	Moradores em domicílios particulares permanentes ou população residente em domicílios particulares permanentes
V003	Média do número de moradores em domicílios particulares permanentes (obtida pela divisão de Var2 por Var1)
V004	Variância do número de moradores em domicílios particulares permanentes

Figura 13 - Relação das variáveis das planilhas - Arquivo básico
Fonte: IBGE (2014)

Cod_setor	Código do setor
V005	Valor do rendimento nominal médio mensal das pessoas responsáveis por domicílios particulares permanentes (com e sem rendimento)
V006	Variância do rendimento nominal mensal das pessoas responsáveis por domicílios particulares permanentes (com e sem rendimento)
V007	Valor do rendimento nominal médio mensal das pessoas responsáveis por domicílios particulares permanentes (com rendimento)
V008	Variância do rendimento nominal mensal das pessoas responsáveis por domicílios particulares permanentes (com rendimento)
V009	Valor do rendimento nominal médio mensal das pessoas de 10 anos ou mais de idade (com e sem rendimento)
V010	Variância do rendimento nominal mensal das pessoas de 10 anos ou mais de idade (com e sem rendimento)
V011	Valor do rendimento nominal médio mensal das pessoas de 10 anos ou mais de idade (com rendimento)
V012	Variância do rendimento nominal mensal das pessoas de 10 anos ou mais de idade (com rendimento)

Figura 14 - Relação das variáveis das planilhas (continuação)
Fonte: IBGE (2014)

2.9 INFRAESTRUTURA E SERVIÇOS PÚBLICOS

2.9.1 Abastecimento de água

A Estância Balneária de Praia Grande é abastecida pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP, que é a responsável pela captação, tratamento, distribuição, manutenção e operação do sistema.

Atualmente o número de economias residenciais ativas e abastecidas é de 174.802 unidades; o volume de água tratada por sistema convencional e distribuída é de 35.659 m^3 e o volume de água tratada por simples desinfecção e distribuída é de 59.697 m^3, totalizando 95.356 m^3, segundo dados do IBGE.

A cobertura de água disponibilizada no Plano Municipal de Saneamento Básico datado de abril de 2010 é apresentada na Tabela 12.

Tabela 12 – Número de indicadores de cobertura – 2010

Abastecimento de água	
Economias ativas (faturadas)	190.619
Economias totais (cadastradas)	202.753
População fixa atendida (SEADE/2009)	252.287
Índice de cobertura	100%
Ligações ativas (faturadas)	92.232
Ligações totais (cadastradas)	103.137
Índice de hidrometração	100%
Extensão da rede (m)	868.877
Indicador – economia/ligação	2,0
Indicador – metro de rede/habitante	3,4

Fonte: Plano Municipal de Saneamento Básico 2014-2043

Dados da SEAD informam que as porcentagens de abastecimento do município nos anos de 2000 e 2010 eram respectivamente de 98,18 % e 98,81%.

O município de Praia Grande á atendido pelo sistema Melvi que é constituído por cinco captações: Captação do Soldado, Captação da Serraria, Captação do Guariúmal, Guariúma II ou Lambari (desativada) e Captação do Laranjal e por sistema de simples desinfecção, há também importação de água do sistema integrado Centro-Santos/São Vicente/Cubatão.

O sistema de reservação é composto pelos reservatórios Ocian (5000 m^3 de capacidade) e Melvi (2 x 10000 m^3 de capacidade).

O sistema de infraestrutura ainda conta com dois booster: Ocian e Itu-Melvi (Ribeirópolis), a unidade de tratamento do Melvi com capacidade de 10 m^3/s, conta ainda com duas estações elevatórias de água e 15.394 m de adutoras.

O município pode ainda receber água do sistema de Mambu, que é integrado com os municípios de Mongaguá, Itanhaém e Peruíbe e com o município de São Vicente na sua parte continental.

A cobertura do sistema de abastecimento de água no município de Praia Grande está representada na Figura 15.

Fls. 522
Proc. 17849/16

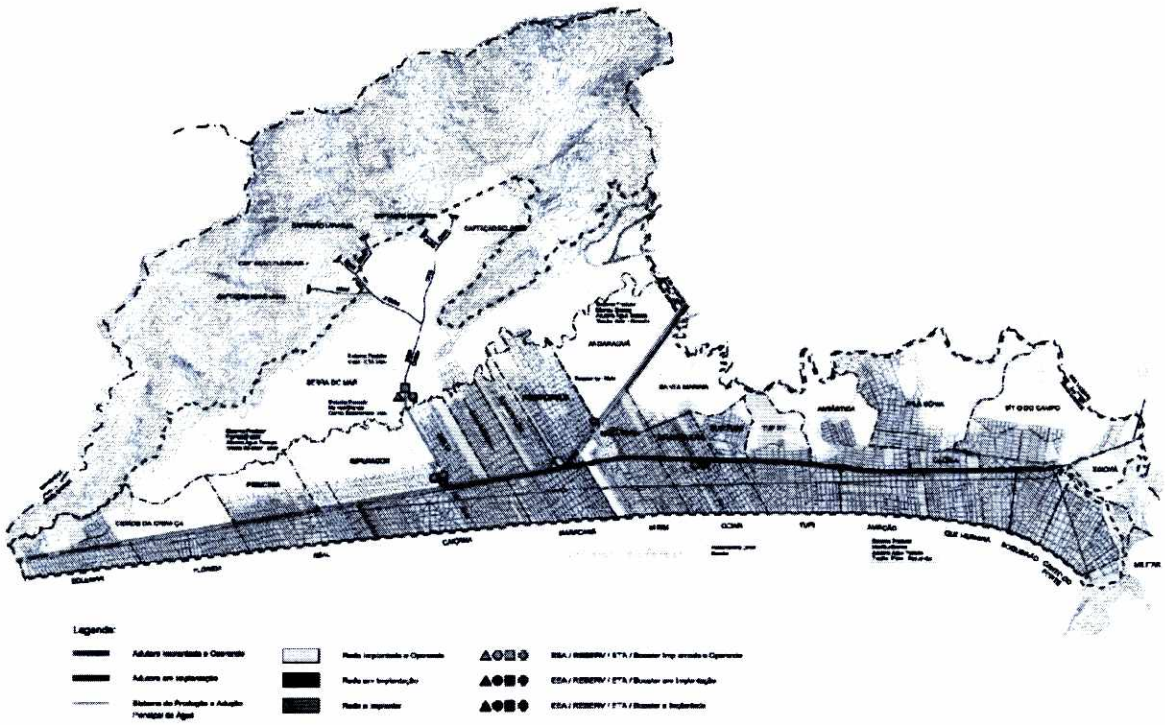


Figura 15 – Mapa de cobertura do abastecimento de água
Fonte: Plano Municipal de Saneamento Básico 2014-2043

2.9.2 Esgotamento sanitário

O serviço de esgotamento sanitário na Estância Balneária de Praia Grande é realizado pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), que é a responsável pela coleta, tratamento, destinação final, manutenção e operação do sistema.

Dados da SEADE indicam que em 2010, a rede de esgotamento sanitário do município de Praia Grande atendia 72,53% da população.

A Tabela 13 a seguir apresenta os números e os indicadores de cobertura do esgotamento sanitário conforme o Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico de Praia Grande.

Tabela 13 – Características do sistema de esgotamento sanitário de Praia Grande

Esgotamento sanitário	
Economias ativas (faturadas)	105.272
Economias totais (cadastradas)	107.803
População fixa atendida (SEADE/2009)	137.978
Índice de cobertura	56%
Ligações ativas (faturadas)	28.461

Esgotamento sanitário	
Ligações totais (cadastradas)	30.409
Extensão de rede (m)	378.905
Indicador – economia/ligação	3,5
Indicador – metro de rede/habitante	2,7

Fonte: Plano Municipal de Saneamento Básico 2014-2043

O sistema de esgotos sanitários da Praia Grande divide-se em três subsistemas. O subsistema 1 abrange os bairros Boqueirão, Guilhermina, Antártica, Sítio do Campo, Jardim Bechara e Japuí. O subsistema 2 engloba os bairros Ocian, Tupy, Aviação e Mirim. O subsistema 3 compreende os bairros de Mirim, Caiçara, Flórida, Solemar, Trevo, Melvi e Cidade da Criança.

Cada um dos subsistemas existentes conduz seus esgotos a unidades próprias de disposição oceânica via emissários submarinos.

Em 2012 a extensão da rede coletora do sistema era 397.398 m e 43.394 ligações ativas de esgoto e 26.810 m de interceptores e emissários submarinos.

O esgotamento sanitário na cidade se faz por meio de 28 estações elevatórias. O tratamento e a disposição final considerado pela SABESP em Praia Grande é a dispersão oceânica via emissário submarino e feito um pré-condicionamento constituído por retirada de sólidos volumosos, partículas por peneira de 1,5 mm, óleo e graxa presente no efluente, adição de cloro e lançamento em algo mar por meio de difusores. O sistema conta com 3 emissários submarinos sendo: Forte com 2.865 m e diâmetro de 1.000 mm; Tupi com 3.120 m e 1.000 mm e Flórida/Caiçara com 4.000 m e 1.000 mm.

A cobertura do sistema de esgotamento sanitário no município de Praia Grande está representando na Figura 16.

Fls. 523
Proc. 11849/16

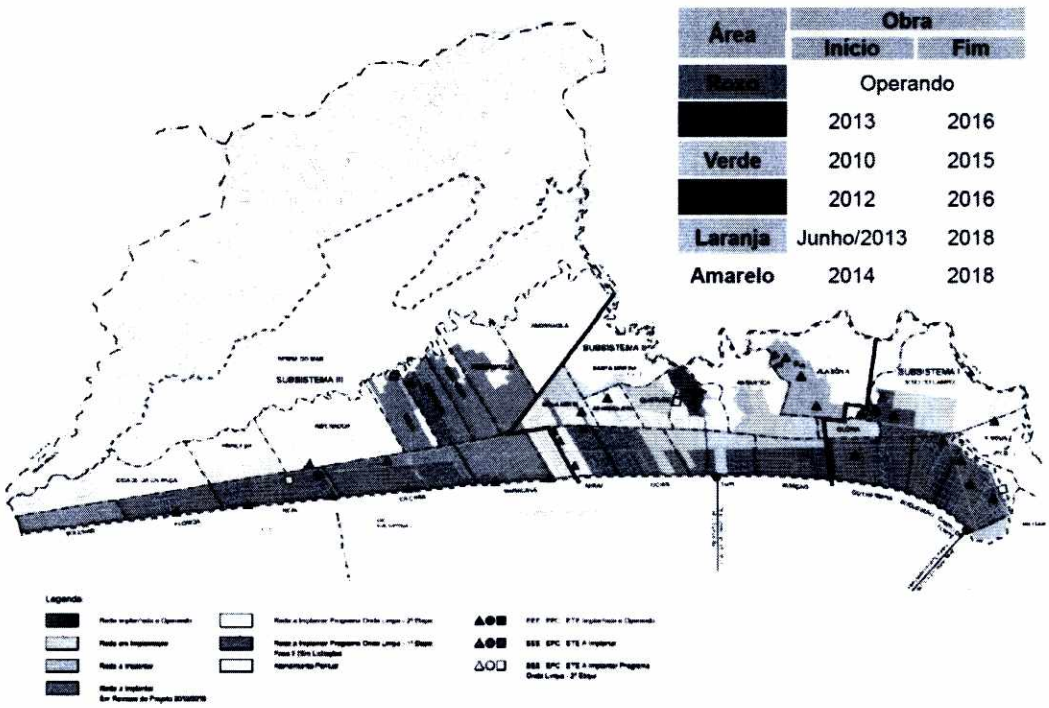


Figura 16 – Mapa de cobertura do esgotamento sanitário
Fonte: Plano Municipal de Saneamento Básico 2014-2043

2.9.3 Disposição de resíduos sólidos

No Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande – PGIRS de 2014, os resíduos de Praia Grande podem ser classificados como apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Classificação dos resíduos sólidos do município de Praia Grande

Origem	Possíveis classes	Responsável
Domiciliar	II	Prefeitura
Comercial [1]	II e III	Prefeitura
Industrial	I, II e III	Gerador do Resíduo
Público	II e III	Gerador do Resíduo
Serviços de Saúde	I, II e III	Gerador de Resíduo
Portos, Aeroportos e Terminais Ferroviários	I, II e III	Gerador de Resíduo
Classe especial (eletrônicos, lâmpadas, pilhas, pneus)	I, II e III	Gerador do Resíduo e Prefeitura
Entulho	III	Gerador do Resíduo

[1] As Grandes instalações comerciais (Shopping Centers e supermercados) são responsáveis pelo descarte de seus resíduos.

Fonte: Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande - 2014

A prefeitura do município de Praia Grande tem contrato firmado com vigência até outubro de 2014, com o Consórcio Eco Praia, que é o responsável pela operacionalização dos serviços de coleta, transbordo, transporte e destinação final de resíduos sólidos urbanos (RSU) e demais serviços de limpeza urbana.

Devido ao fato de Praia Grande ser estância balneária, com aumento expressivo da população em alguns meses do ano, principalmente nos períodos de férias, apresenta variação sazonal na quantidade de produção de resíduos, principalmente na região litorânea, exigindo, planejamento diferenciado para cada período do ano, nos manejos desde coleta até a disposição final.

A título de exemplo em 2013, o volume mínimo mensal de RSU de origem domiciliar e de pequenos estabelecimentos comerciais ocorrido no mês de agosto foi 61,6% do volume máximo verificado de janeiro, devido à sazonalidade populacional.

Segundo informações encontradas no PGIRD toda a população de Praia Grande possui coleta domiciliar, sendo que no ano 2013 foram coletados 94.346,80 toneladas, o que representou um acréscimo de 2,9% em relação ao total coletado em 2011.

2.9.4 Consumo de energia elétrica

Em termos de suprimento de energia elétrica o município é abastecido por duas concessionárias, a Elektro, abastecendo do bairro Caiçara até a divisa com Mongaguá e a CPFL Piratininga, abastecendo os demais bairros. O sistema de abastecimento está apresentado na Figura 17. Essas concessionárias atendem a 204.891 consumidores e segundo o Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande – PGIRS a Secretaria de Energia do Estado publicou o consumo total no município em 2011 de 522.443 MWh, como apresentado na Tabela 15.

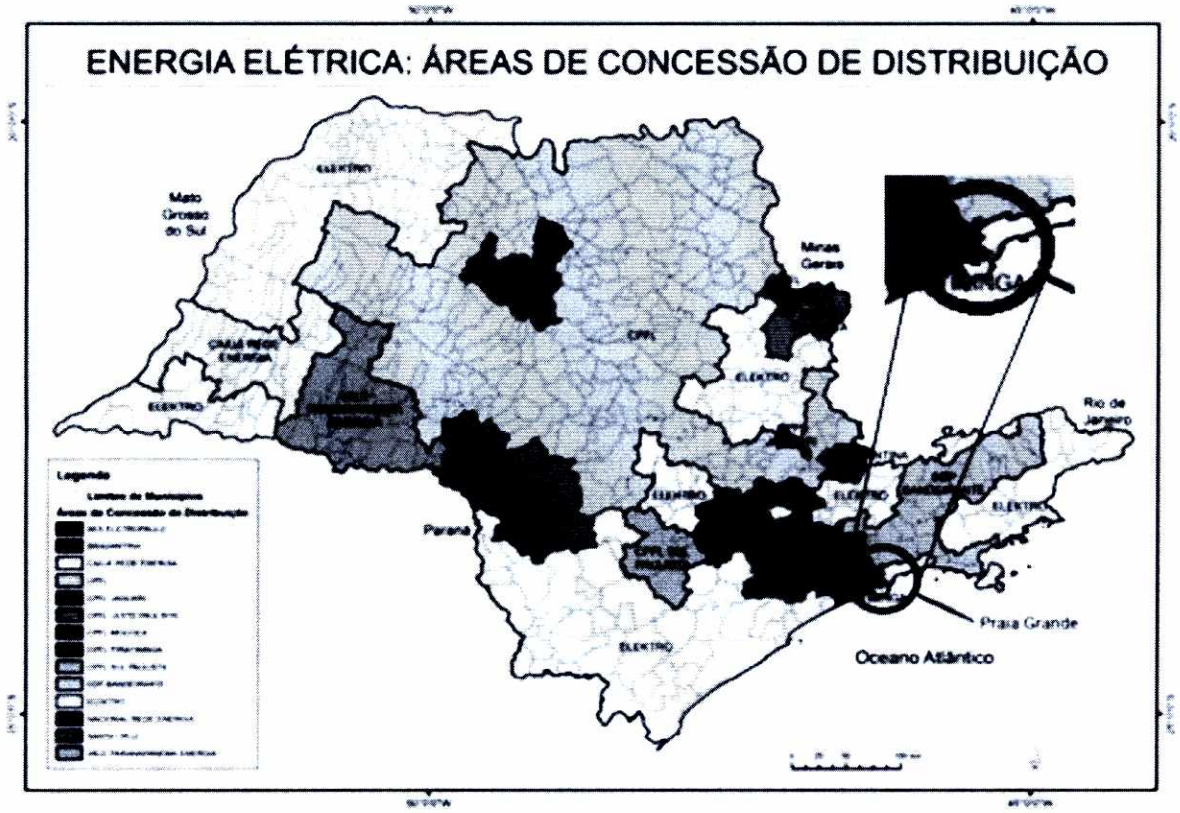


Figura 17 – Concessão de distribuição de energia elétrica
Fonte: Secretaria de Energia do Estado de São Paulo

Tabela 15 – Consumo anual de energia elétrica em Praia Grande -2011

Classe de consumo	Nº de consumidores	Consumo (kWh/ano)
Residencial	197.188	336.566.173
Comercial	6.737	125.010.703
Rural	1	692
Industrial	237	9.049.288
Iluminação Pública	147	32.066.230
Poder Público	532	14.768.367
Serviço Público	40	4.524.251
Consumo Próprio	9	439.915
Total	**204.891**	**522.422.619**

Fonte: Secretaria de Energia do Estado de São Paulo

2.9.5 Rede de transporte

O sistema de transporte do município é formado por linhas de ônibus municipais e intermunicipais, sendo treze linhas municipais e dezessete linhas intermunicipais. A cidade ainda possui dois terminais de ônibus que possibilitam a integração dos passageiros em parte dessas linhas.

Já os registros da frota municipal de maio/2014 contabilizam 115.121 veículos, como apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 – Frota de veículos do município

Tipo	Quantidade
Automóvel	64.367
Caminhão	2.477
Caminhonete	4.991
Camioneta	4.782
Micro-ônibus	371
Motocicleta	26.903
Ônibus	238
Outros	10.992
Total	**115.121**

Fonte: DENATRAN (maio/2014)

Fls. 525
Proc. 17849/16

2.9.6 Sistema viário

As diretrizes para o estabelecimento do sistema viário da Estância Balneária de Praia Grande são estabelecidas pelos art. 76, art. 77 e art.78 do atual Plano Diretor, a seguir são apresentados esses artigos na íntegra.

> *ART. 76 - A rede viária básica do Município, estruturadora da organização do território, é constituída pelas seguintes vias existentes e projetadas, assinaladas na Carta Oficial "Diretrizes de Ordenamento Territorial":*
>
> *I. Rodovia: Padre Manoel da Nóbrega - SP 55;*
>
> *II. Via de Trânsito Rápido:*
>
> *a) Via Expressa Sul, antigo Acesso SP 291/55;*
>
> *b) "Interconexão Via Expressa Sul / Rodovia Padre Manoel da Nóbrega", projetada;*
>
> *III. Arterial de 1a.Categoria: Avenida Ayrton Senna da Silva;*
>
> *IV. Arterial de 2a.Categoria:*
>
> *a) Avenida Presidente Kennedy;*
>
> *b) Avenida do Trabalhador existente e seu prolongamento projetado até a*
>
> *Rodovia Padre Manoel da Nóbrega que abrange, além de trechos a serem abertos, as ruas Ildefonso Galeano e Ruy Manoel Sampaio Seabra Pereira e parte da Avenida Marginal do Canal Acaraú;*
>
> *c) Avenida Osasco, Rua Milton Daniels e sua continuidade através da Rua Eros Emílio Turolla.*
>
> *V. Via de Interesse Turístico:*
>
> *a) Avenida Pres. Castelo Branco, exceto o trecho não fronteiriço à orla da praia;*
>
> *b) Avenida Ecológica do Xixová existente e projetada entre a Avenida Paris e a*
>
> *Avenida Costa Machado;*
>
> *c) Avenida do Contorno projetada no Bairro Xixová.*
>
> *Parágrafo Único - O Executivo deverá pleitear, junto a EMTU, o enquadramento da via projetada "Interconexão Via Expressa Sul / Rodovia Padre Manoel da Nóbrega", citada no inciso II-b) deste artigo, como via de caráter metropolitano do Sistema Viário de Interesse Metropolitano – SIVIM. 35*
>
> *ART. 77 - A rede secundária do Município acha-se estabelecida na Lei de Ordenamento do Uso e Ocupação do Solo, cabendo ao Executivo proceder à sua revisão sistemática a cada 5 (cinco) anos, visando manter atualizado:*

I. O enquadramento das vias existentes nas categorias da rede viária secundária e sua compatibilidade com o enquadramento estabelecido pelo Sistema Viário de Interesse Metropolitano - SIVIM;

II. As diretrizes para a expansão da rede viária secundária;

III. Os padrões geométricos correspondentes a cada categoria de via, a serem adotados como referência para a expansão do sistema viário e ampliação das vias existentes.

ART. 78 - O Executivo, através dos órgãos competentes, deverá:

I. Encaminhar à Câmara Municipal Plano Viário e de Transportes onde serão estabelecidas as diretrizes específicas e as metas da ação municipal de curto, médio e longo prazos, visando à melhoria das condições de mobilidade urbana no Município.

II. Estabelecer cronograma de prioridades para a implantação de novas vias previstas e adequação ou melhoramentos das vias existentes constantes dos artigos 75 e 76 desta Lei Complementar;

III. Proceder, sempre que possível, à adequação das vias aos gabaritos geométricos estabelecidos na Lei de Ordenamento do Uso e Ocupação do Solo;

IV. Zelar pela efetiva e oportuna implantação das melhorias previstas a curto e médio prazos, pelo DER.

V. Trabalhar de modo integrado com as equipes das diferentes secretarias, em especial quando os projetos viários situarem-se dentro de áreas definidas como ZEIS, onde a estruturação viária deverá nortear as ações de regularização fundiária, relocação de população, etc.

VI. Dar prioridade para a ampliação da rede de ciclovias do Município, com ênfase especial para implantação de novos percursos, integração do sistema como um todo e de implantação de equipamentos complementares como sinalização padronizada, bicicletários e outros.

2.9.7 Aspectos jurídicos legais

O município de Praia Grande possui um arcabouço jurídico legal relativo ao meio ambiente composta pelos seguintes planos e leis:

- Lei Orgânica do Município de Praia Grande, de 06 de abril de 1990;
- Lei Complementar nº 154, de 17 de dezembro de 1996 – Dispõe sobre as regras gerais e específicas a serem obedecidas no projeto, licenciamento, execução, manutenção e utilização de obras, edificações e equipamentos, dentro dos limites dos imóveis, e dá outras providências;

Fls. 526
Proc. 17699/16

- Lei Complementar n° 473, de 27 de dezembro de 2006 – Aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016;
- Lei Complementar nº 615, de 19 de dezembro de 2011 – Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências;
- Lei nº 1.697, de 02 de dezembro de 2013 - Dispõe sobre a Política Municipal de Saneamento Básico, estabelecendo o Plano Municipal de Saneamento Básico e criando o Conselho Municipal de Saneamento Básico e dá outras providências;
- Lei Complementar n° 665, de 07 de novembro de 2013 – Aprova o Plano de Macro e Microdrenagem da Estância Balneária de Praia Grande, previsto no artigo 86 da Lei Complementar nº 473 de 27/12/2006.

2.10 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM

A região da Baixada Santista apresenta características geográficas particulares, em que a existência das encostas da Serra do Mar condiciona o escoamento superficial com altas velocidades, até encontrar as áreas da Planície Costeira, onde o traçado meândrico dos cursos d'água e as baixas declividades favorecem maior retenção e acúmulo dos volumes precipitados, sendo influenciados pelos níveis da maré. O município de Praia Grande está localizado nesta planície.

O sistema de drenagem urbana é formado por dois subsistemas: sistema de macrodrenagem e sistema de microdrenagem.

A microdrenagem é o sistema de drenagem superficial composto pelo pavimento das ruas, guias e sarjetas, captações (bocas de lobo, e de leão), rede de galerias de águas pluviais e canais abertos ou fechados de pequenas dimensões, caracterizando assim sistemas localizados de drenagem. Tem função de manter o sistema viário livre de enxurradas e de pontos de alagamentos que possam interferir no tráfego ou afetarem imóveis.

A macrodrenagem é o sistema principal de drenos, constituído por canais ou galerias de maiores dimensões, revestidos ou não e implantados em fundos de vales, formando assim o sistema principal de um município. Seu funcionamento adequado é fundamental para a mobilidade urbana, preservação da integridade do patrimônio, proteção da saúde e defesa da vida da população em caso de eventos extremos.

A demanda pelo sistema de macrodrenagem aumenta com a urbanização à medida que são implantadas obras de microdrenagem, as quais aumentam as vazões afluentes aos receptores originais ou pré-existentes.

A macrodrenagem do município de Praia Grande possui duas vertentes principais: a primeira abrangendo os cursos d'água que desaguam diretamente no oceano, e a segunda os cursos d'água que desaguam no Mar Pequeno.

Além dos cursos d'água naturais, a macrodrenagem do município é composta também por canais artificiais que desaguam no oceano e indiretamente no Mar Pequeno. Os principais cursos d'água naturais do município são:

- Rio Piaçabuçu, que recebe a contribuição dos rios Acaraú, da Cruz e Guaramar, desaguando no Largo de São Vicente ou Canal dos Barreiros (Mar Pequeno);
- Rio Branco ou Boturoca que recebe a contribuição do rio Branco ou Vargem Grande, proveniente da Serra do Mar, e do rio Preto que nasce a oeste do município, ambos no município de Praia Grande. Ainda recebe as contribuições do ribeirão de Areia, córrego do Acaraú de Cima e córrego Tapua localizado fora de Praia Grande. O rio Branco, após a confluência com o rio Preto, ainda percorre aproximadamente 11 km dentro do município de Praia Grande;
- Rio Itinga, um curso d´água de pequeno porte, que corre na direção Sul e atravessa os bairros Solemar e Cidade da Criança em direção ao Oceano Atlântico.

A Figura 18 a seguir apresenta o diagrama unifilar dos principais cursos d'águas do município de Praia Grande.

Fls. 527
Proc. 17399/16

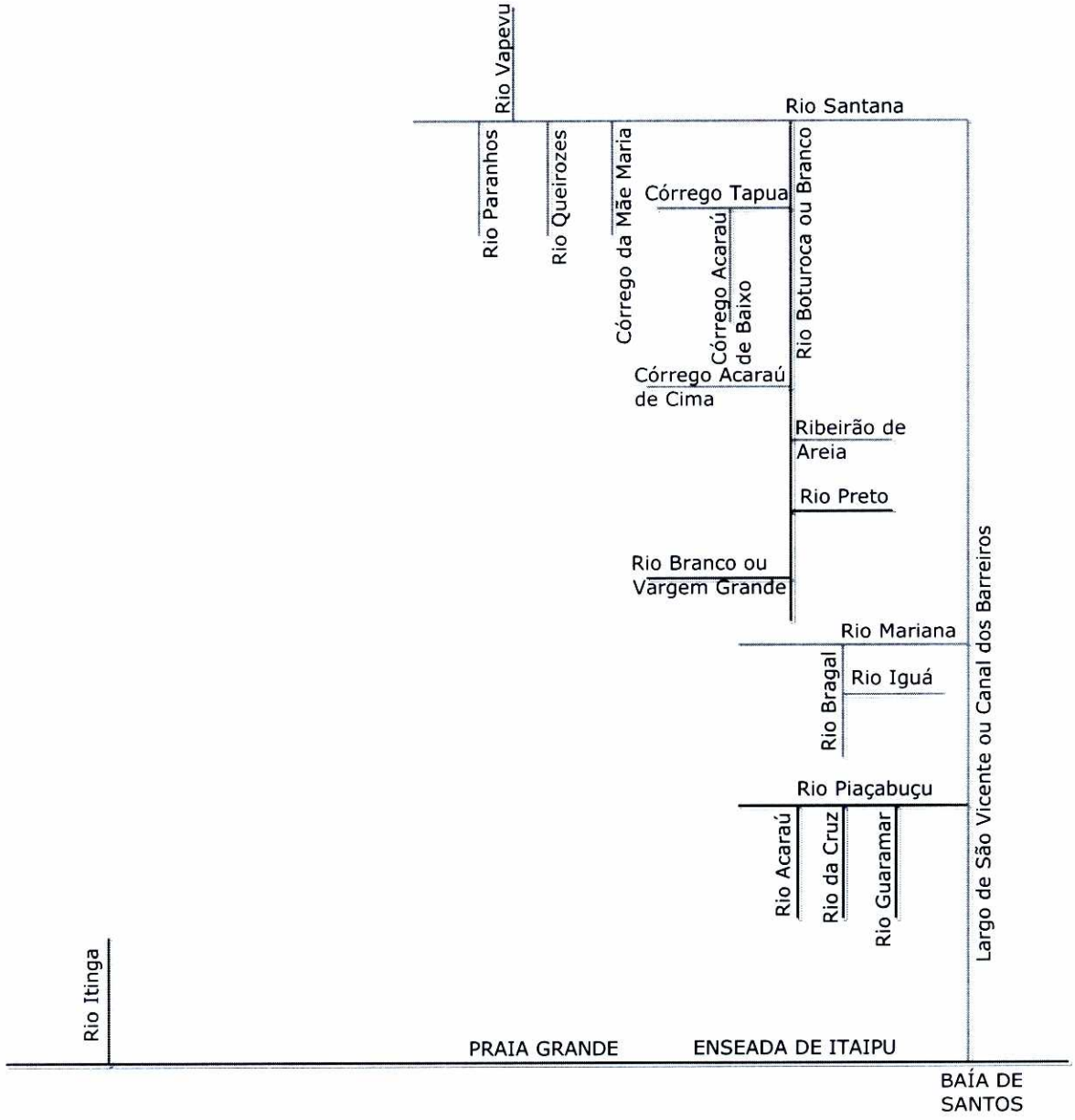


Figura 18 – Diagrama unifilar dos cursos d'água de Praia Grande
Fonte: Adaptado SÃO PAULO (2007)

Apresenta-se a seguir uma descrição da situação atual dos principais macrodrenos existentes na área urbanizada do município, considerando as macro bacias definidas no Plano de Macrodrenagem de Praia Grande de 1999. Esta descrição está organizada conforme apresentada abaixo:

- Canais que drenam em direção ao Mar Pequeno: Xixová e Praião;
- Canais que drenam em direção ao rio Piaçabuçú: Acaraú, Quietude, Tupi, Vila Sônia, DER, dos Japoneses, Barroso e Guaramar;
- Canais que drenam em direção ao oceano: Forte Itaipu; Faixa Oceânica e Itinga;
- Canais que drenam em direção ao Rio Branco: Imperador, Samambaia, Cruzeiro do Sul.

2.10.1 Canal Xixová

O canal Xixová inicia-se no talvegue da divisa do Bairro Militar, acompanhando a Av. Yolanda da Trentine Giuffrida no sentido da Serra do Mar, com seção trapezoidal por cerca de 2 km até a av. Marechal Mallet, seguindo por mais 500 m com seção fechada até a confluência com o canal Praião, que deságua no Mar Pequeno.



Figura 19 – Localização do canal Xixová
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

Fls. 523
Proc. 177491

A Figura 19 e a Figura 20 apresentam respectivamente a localização do canal Xixová e o seu desemboque no canal Praião.



Figura 20 – Desemboque do canal Xixová no canal Praião

2.10.2 Canal Praião

O canal Praião está localizado no bairro Sítio do Campo, inicia-se no cruzamento entre a Av. do Trabalhador e Rua Elvira Fernandes de Lima, percorre por 2.150 m no sentido leste até a confluência com o canal Xixová próximo ao Trevo do "Y", seguindo por aproximadamente mais 1.400 m até desaguar no Mar Pequeno. Sua extensão total é de aproximadamente 3,55 km. A Figura 21 apresenta a localização do canal Praião.

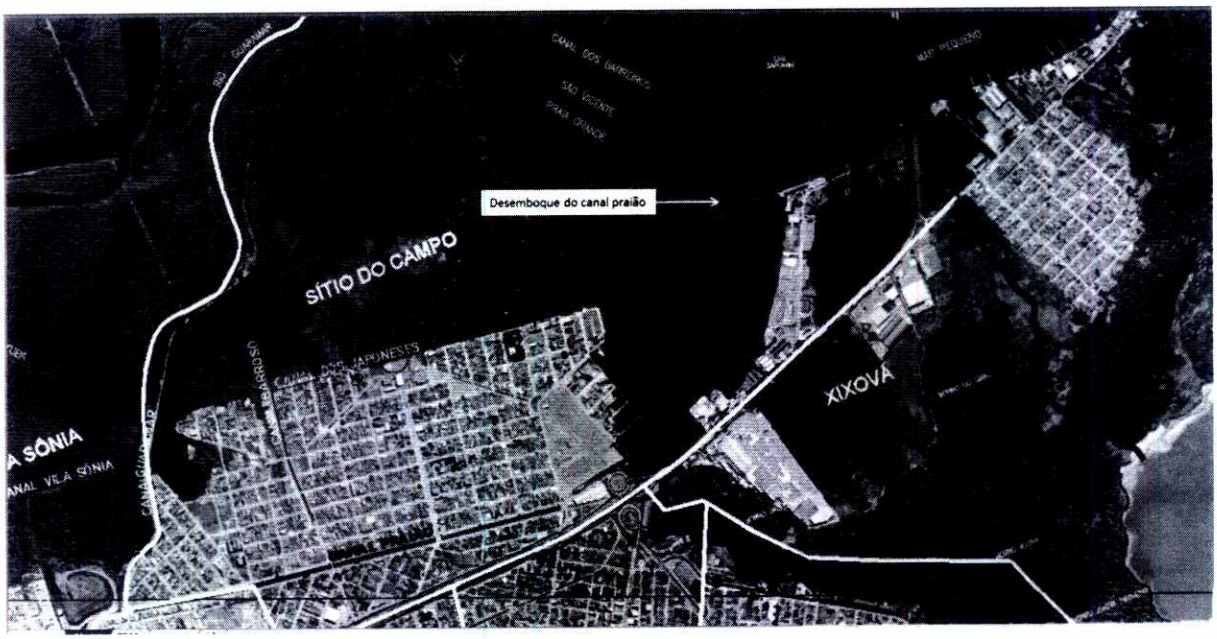


Figura 21 – Localização do canal Praião
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

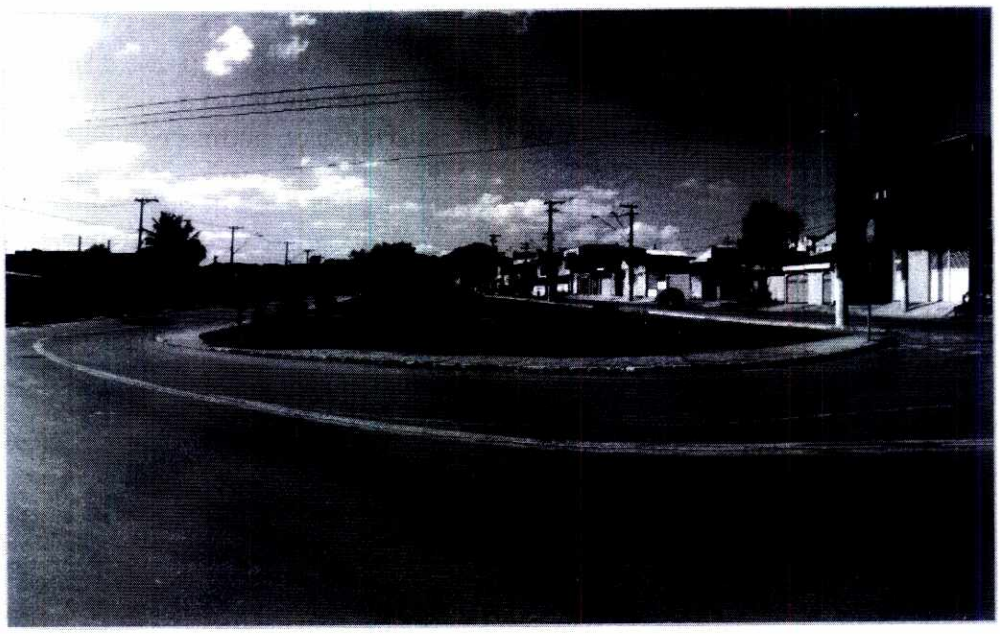


Figura 22 – Início do canal Praião

Na altura do nº 1.186 da Av. Alexandre de Gusmão, o canal Praião muda de sentido e passa a escoar do Morro para o canal Guaramar, a Figura 23 e a Figura 24 mostram respectivamente as vistas para jusante no sentido do canal Guaramar e no sentido do morro.

529
17849/16



Figura 23 – Vista para jusante no sentido do canal Guaramar do canal Praião



Figura 24 – Vista para jusante no sentido do morro do canal Praião

Por toda sua extensão o canal Praião possui seção trapezoidal com taludes em concreto e uma *boca* que varia em torno de 13 metros. Após sua passagem pela travessia do Terminal

Rodoviário Tude Bastos, os taludes da seção trapezoidal passam a ser revestidos com grama. A Figura 25 e a Figura 26 apresentam respectivamente a vista para montante e para jusante da ponte da Av. Luiz Arikawa, na confluência com o canal Xixová.



Figura 25 – Canal Praião vista para montante



Figura 26 - Canal Praião vista para jusante

Fls. 53
Proc. 17849/16

2.10.3 Canal Acaraú

O canal Acaraú é formado pelos canais de drenagem Aloha, localizado na Rua Rosa Marli de Souza e os canais marginais da SP-160 (Av. Tupiniquins), próximo à curva do "S". Seguindo na direção noroeste recebe as águas drenadas por um pequeno trecho do canal Dersa, acompanha a rodovia Padre Manoel da Nóbrega por cerca de 500 metros e faz uma deflexão na direção leste drenando os bairros Nova Mirim, Anhanguera, Quietude, e parte dos bairros Santa Maria, Tupiry, Mirim, Ocian e Tupi, até desaguar no rio Piaçabuçu.

O Acaraú é um dos maiores canais de drenagem de Praia Grande, com aproximadamente 5,5 quilômetros de extensão. A Figura 27 apresenta a localização do canal Acaraú.



Figura 27 – Localização do canal Acaraú
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

No seu trecho de montante, sob a travessia da Av. Santo Antônio de Pádua o canal Acaraú passa de seção escavada com revestimento em grama para seção retangular com paredes de concreto. A Figura 28 e a Figura 29 apresentam respectivamente as vistas para montante e para jusante da Av. Santo Antônio de Pádua.

Na sequencia a Figura 30 apresenta o desemboque da galeria Sindicato no canal Acaraú. Esta galeria está localizada sob a Av. Brasil para Cristo.



Figura 28 - Canal Acaraú vista para montante da Av. Santo Antônio de Pádua

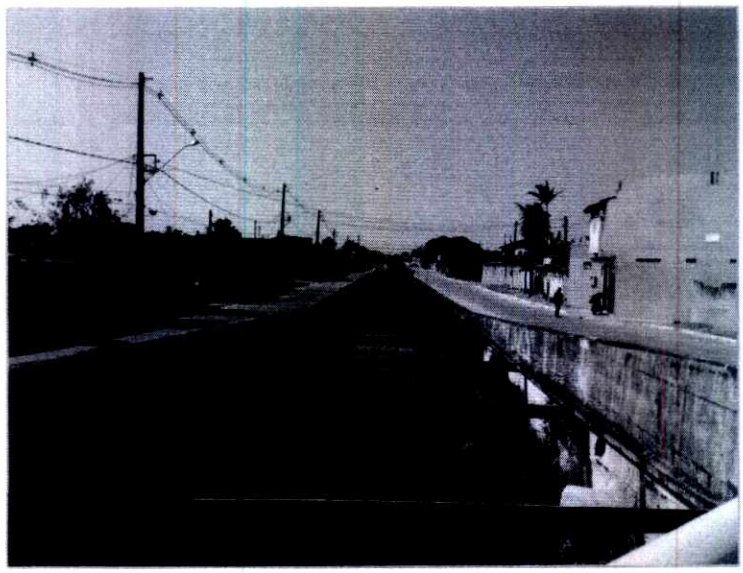


Figura 29 - Canal Acaraú vista para jusante da Av. Santo Antônio de Pádua

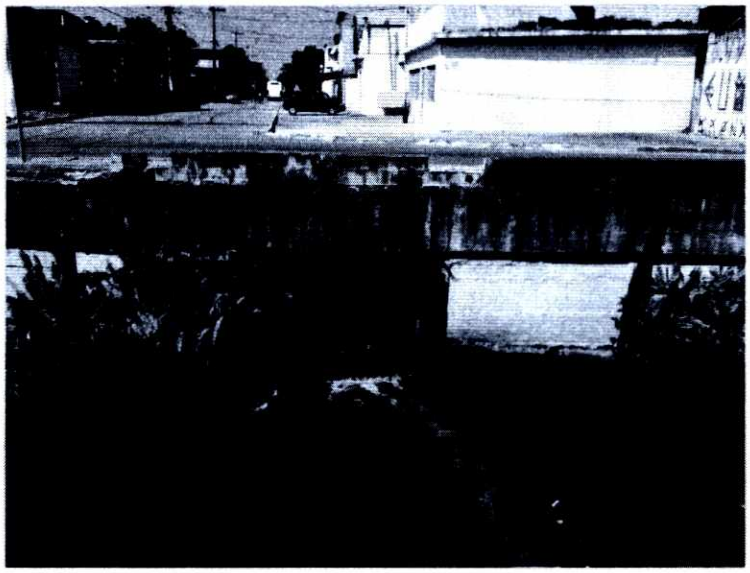


Figura 30 - Desemboque da galeria Sindicato sob a Av. Brasil para Cristo no canal Acaraú

O fim do trecho canalizado do Acaraú está localizado nos limites da ocupação do bairro Santa Marina. A Figura 31 e a Figura 32 apresentam respectivamente o fim do trecho canalizado em uma vista para montante e jusante, deste trecho, o canal Acaraú segue em seção natural até desaguar no rio Piaçabuçu.



Figura 31 – Fim do trecho canalizado - vista para montante do canal Acaraú

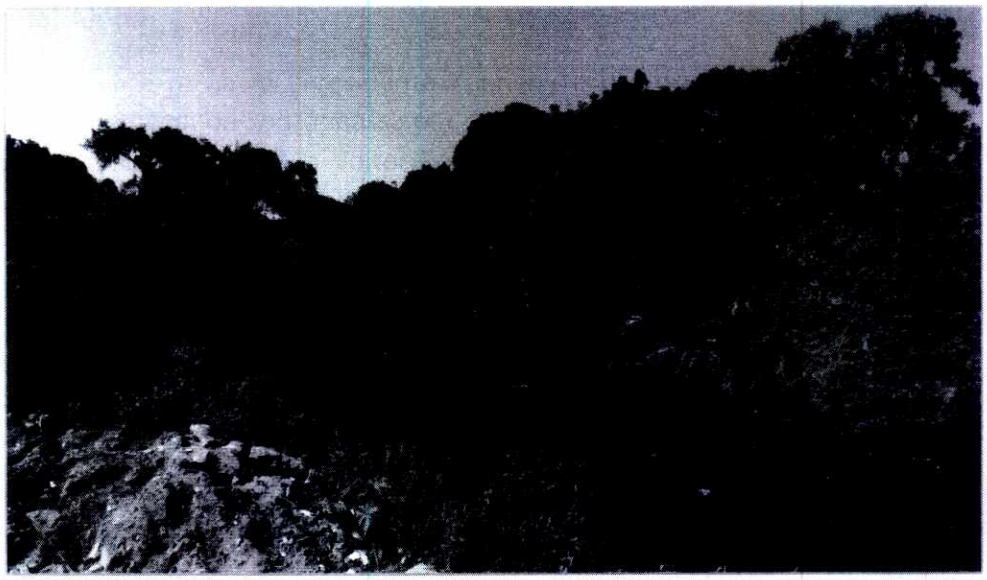


Figura 32 – Canal Acaraú em seção natural a jusante do trecho canalizado

2.10.4 Canal Aloha

O canal Aloha inicia-se na Av. Presidente Kennedy e percorre no sentido continente a céu aberto a Rua Rosa Marli de Souza, passa por debaixo da Av. Ministro Marcos Freire e passa ser novamente a céu aberto na Rua Valter Feliciano até desagua no canal Acaraú. A Figura 33 apresenta a localização do canal Aloha.

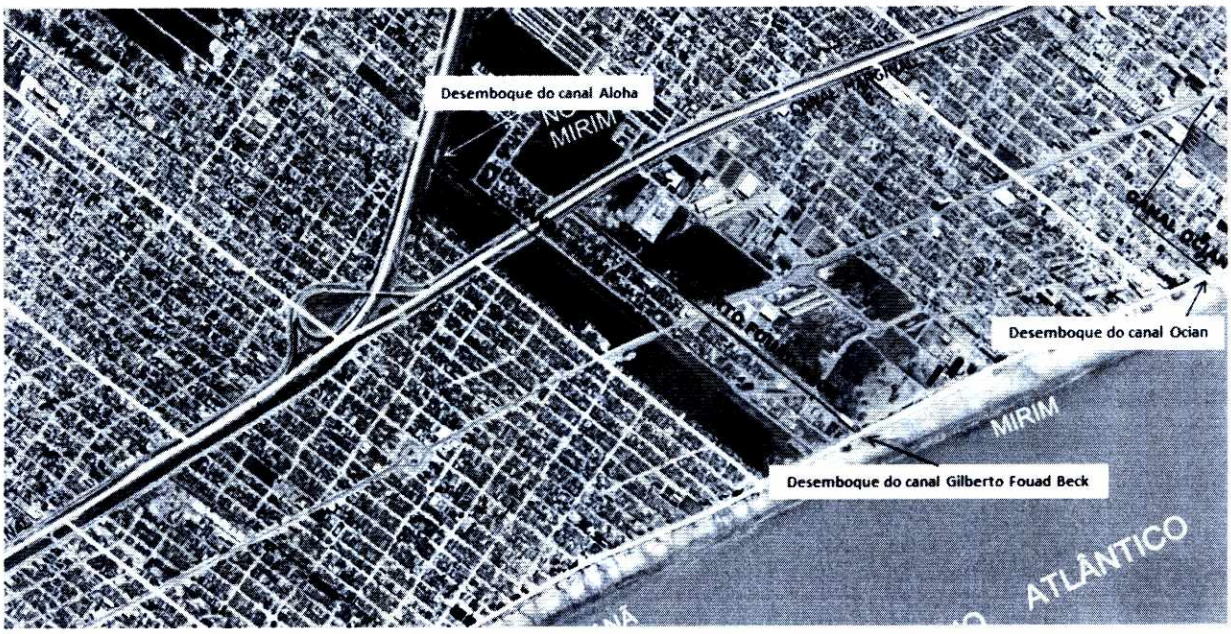


Figura 33 – Localização do canal Aloha
Fonte: adaptado Google Earth (2015)



Figura 34 – Vista a jusante do Canal Aloha na Rua Rosa Marli de Souza



Figura 35 - Vista a montante do Canal Aloha na Av. Ministro Marcos Freire

2.10.5 Canal Quietude

O canal Quietude inicia-se no cruzamento da Rua Álvaro Silva Júnior com a Av. Ministro Marcos Freire, e neste ponto recebe as águas drenadas dos canais marginais da Via Expressa Sul entre as Ruas Dom Pedro II e Tupi. A Figura 36 apresenta a localização do canal Quietude.

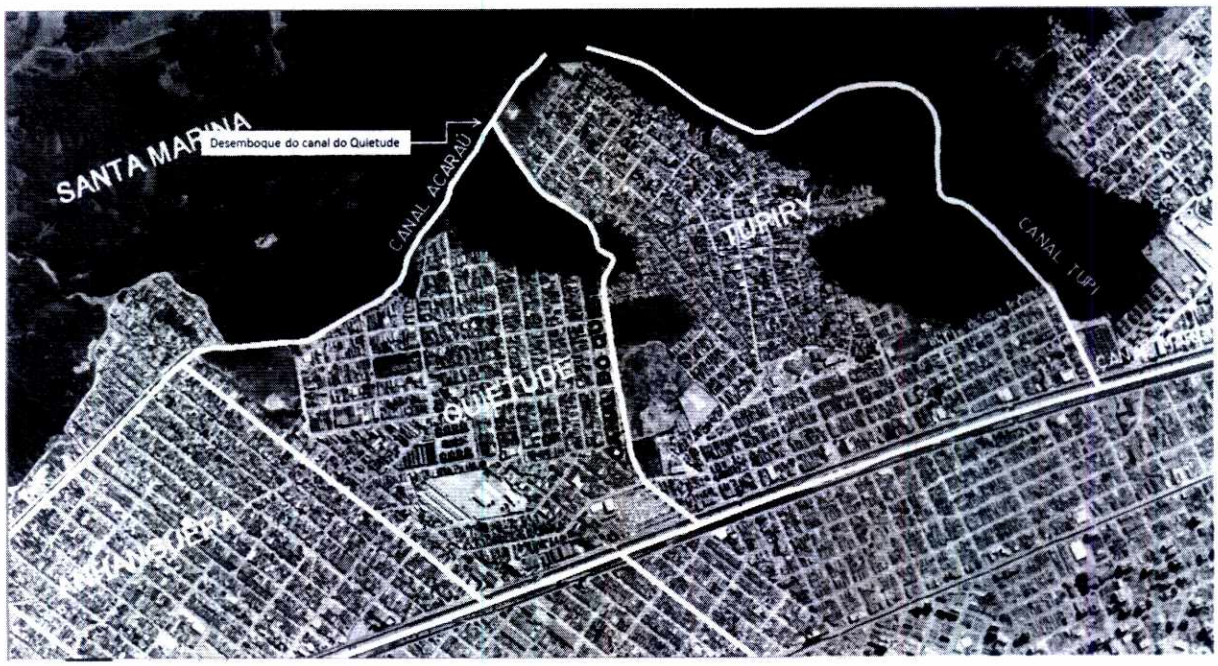


Figura 36 – Localização do canal Quietude
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

Com aproximadamente 1,5 quilômetros de extensão, o canal Quietude recebe as águas de parte dos bairros Jardim Quietude e Tupiry, desaguando no canal Acaraú no seu trecho final, a cerca de 250 metros da confluência com o rio Piaçabuçu. A Figura 37 apresenta a vista para montante da margem direita do canal, e a Figura 38 apresenta a vista para jusante.

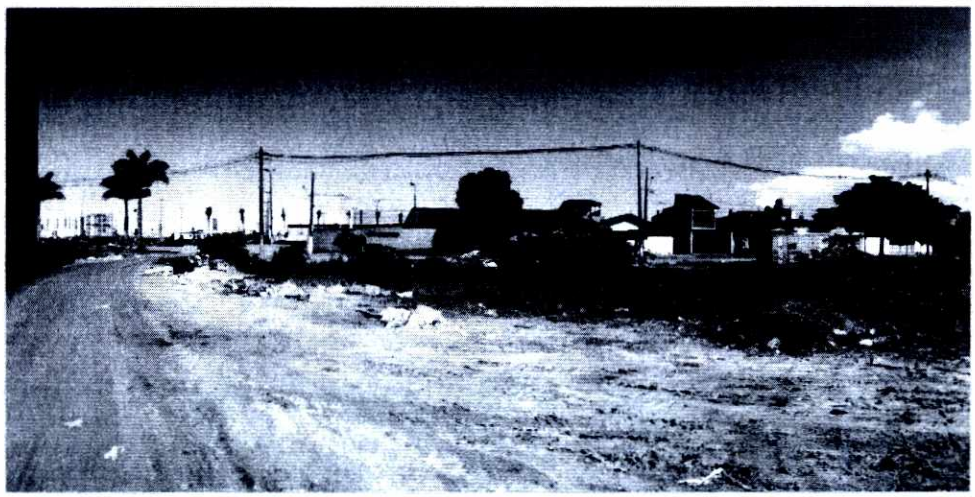


Figura 37 – Canal Quietude em seção natural a montante do trecho canalizado



Figura 38 – Canal Quietude em seção natural a jusante do trecho canalizado

2.10.6 Canal Tupi

O canal Tupi, assim como o canal Quietude, começa na altura da Via Expresso Sul, mais precisamente no cruzamento da Av. Ministro Marcos Freire com a Rua Nancir Feliciano de Oliveira. Recebe a drenagem de parte dos bairros Tupiry e Antártica.

O seu pequeno trecho inicial em galeria tem aproximadamente 200 metros e recebe as águas dos canais marginais da Via Expresso Sul localizados entre as Ruas Tupi e Dr. Júlio de Mesquita Filho. A jusante deste trecho em galeria, o canal Tupi segue com seção escavada até desaguar no rio Indaiatuba, afluente do rio Piaçabuçu.

Tanto o canal Tupi quanto o rio Indaiatuba apresentam mata ciliar preservada por toda sua extensão, exceto nos primeiros 200 metros onde o canal Tupi encontra-se com seção fechada (galeria). A Figura 39 apresenta a localização do canal Tupi e a mostra a seção escavada a jusante do trecho canalizado.



Figura 39 – Localização do canal Tupi
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

Fls. 534
Proc. 1764/16



Figura 40 – Seção escavada do canal Tupi a jusante do trecho canalizado

2.10.7 Canal Vila Sônia

O canal Vila Sônia drena uma área do bairro Vila Sônia que se encontra praticamente toda ocupada. Dentro desta área de contribuição do canal há apenas uma pequena área desocupada, localizada no seu trecho de jusante na margem esquerda do canal, à aproximadamente 300 metros antes da confluência com o canal DER. Além do bairro Vila Sônia, este canal recebe parte da drenagem dos bairros Antártica e Glória.

Os primeiros 600 metros do canal Vila Sônia encontram-se com seção fechada (galeria), no trecho compreendido entre as ruas Sérgio Gregório e Antônio Cândido da Silva. A partir deste ponto sua seção passa a ser trapezoidal com revestimento em grama até a rua "S", seguindo com seção irregular até a confluência com o canal DER. A Figura 41 apresenta a localização do canal Vila Sônia.

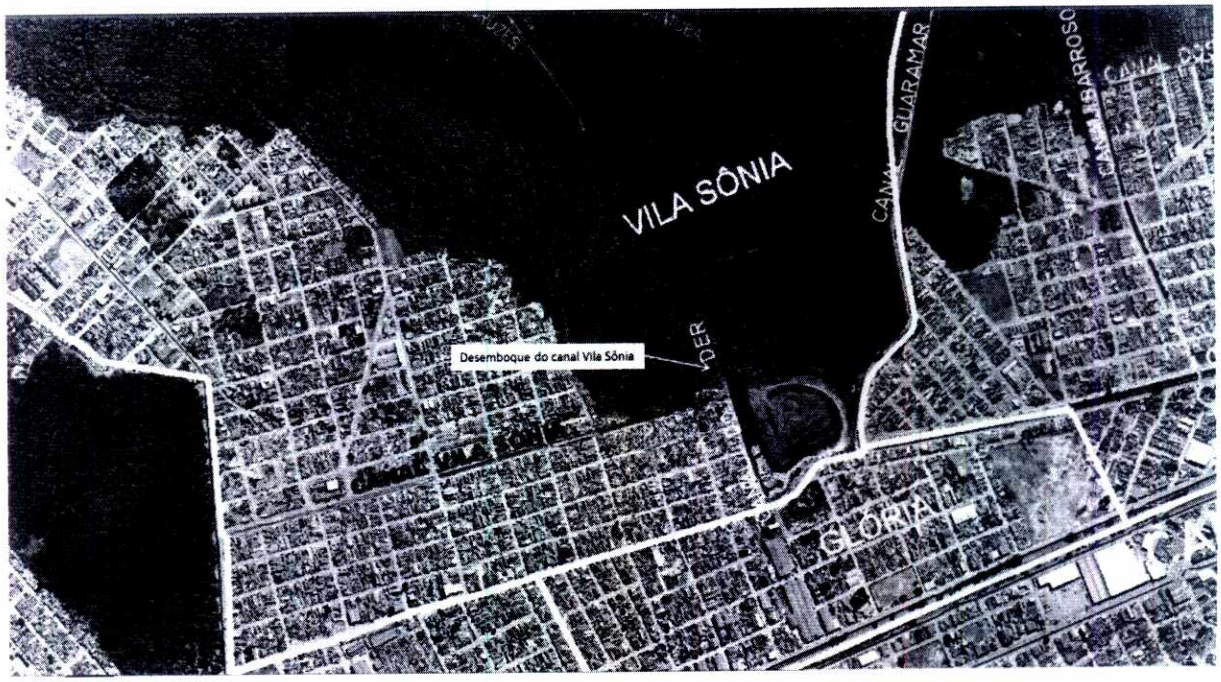


Figura 41 – Localização do canal Vila Sônia
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

A Figura 42 apresenta a confluência do canal Vila Sônia com o canal DER e a Figura 43 apresenta uma vista para montante desta confluência. Ao se analisar estas imagens constata-se que este canal encontra-se em um estado de degradação alarmante, apresentando lixo e lançamento de esgoto em suas águas.



Figura 42 – Canal Vila Sônia – vista para a confluência com o canal DER

535
1784916



Figura 43 – Canal Vila Sônia – vista para montante da confluência com o canal DER

2.10.8 Canal do DER

O canal do DER recebe as águas drenadas por parte do bairro Guilhermina através dos canais marginais da Via Expresso Sul entre a Rua Dr. Renato Pinho e a Rua "L". Recebe também a contribuição da microdrenagem de parte dos bairros Glória e Vila Sônia.

No seu trecho de montante, compreendido entre a Av. Ministro Marcos Freire e a Av. do Trabalhador, encontra-se com seção fechada e assim percorre um trecho de aproximadamente 400 metros. A partir deste ponto, o canal passa a ter uma seção irregular sem revestimento, seguindo no sentido norte por 300 metros até a confluência com o canal Vila Sônia. Neste trecho, na margem direita do canal encontra-se o antigo lixão de São Miguel, hoje aterrado. A apresenta a localização do canal DER.

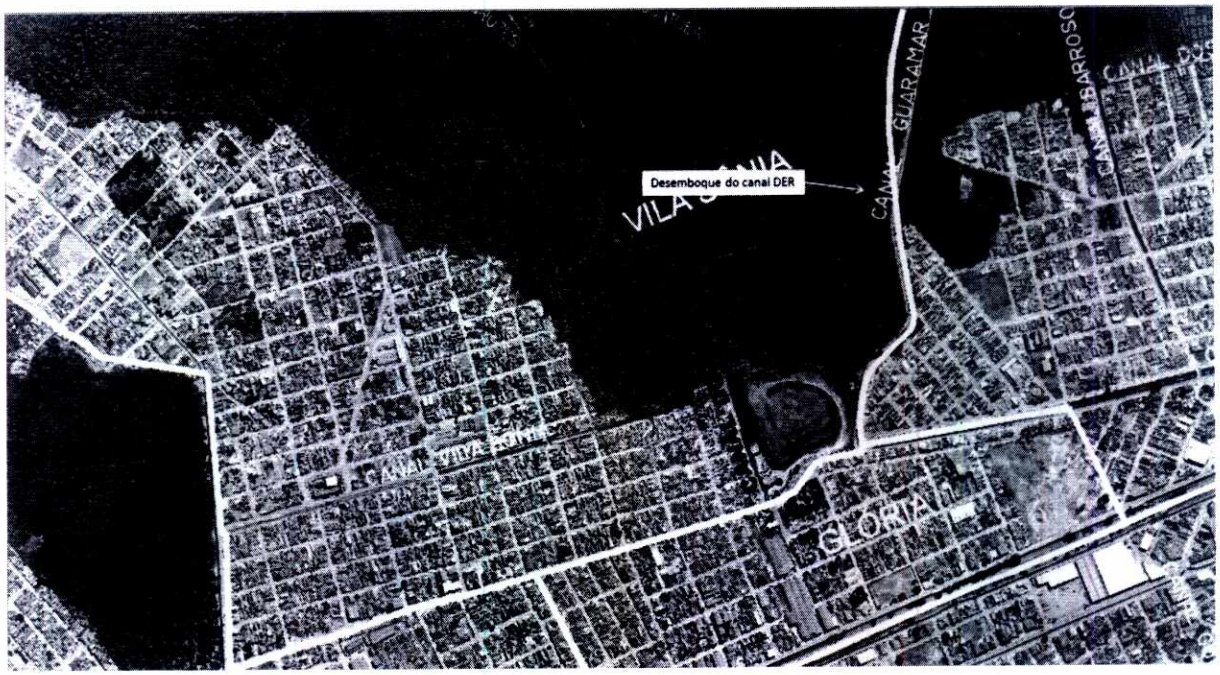


Figura 44 – Localização do canal DER
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

A Figura 45 apresenta a vista para montante do canal do DER a parir da confluência com o canal Vila Sônia. A partir da confluência com o canal Vila Sônia, o canal do DER segue escavado por cerca de 300 metros, faz uma deflexão seguindo por 450 metros no sentido leste, até desaguar em um canal que se comunica com o canal Guaramar através de uma comporta. Este canal, que percorre paralelamente ao canal Guaramar, segue até desaguar no rio Piaçabuçu já nas proximidades do Mar Pequeno.



Figura 45 – Canal do DER – vista para montante da confluência com o canal Vila Sônia

Fls. 536
Proc. 17349 116

2.10.9 Canal dos Japoneses

O canal dos Japoneses localizado na Rua Dona Ana Nery possui aproximadamente 1.500 metros de extensão, iniciando a drenagem na Rua Professora Maria L. G. de Santana até desaguar no canal Barroso próximo a Av. Luiz Silvio Barroso, no bairro Sítio do Campo. A Figura 46 apresenta a localização do canal dos Japoneses.

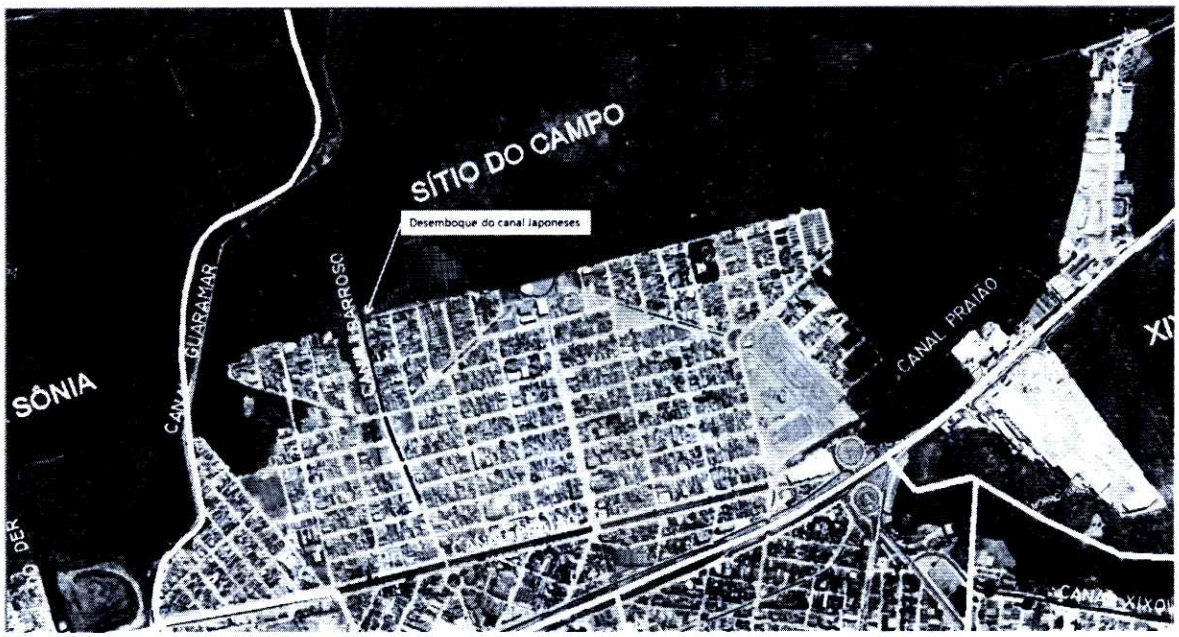


Figura 46 – Localização do canal dos Japoneses
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

Em quase toda sua extensão o canal encontra-se a céu aberto, com alguns trechos em seção fechada, principalmente nas travessias das ruas perpendiculares a Rua Dona Ana Nery. A Figura 47 e a Figura 48 apresentam respectivamente a vista para confluência com o canal Barroso, e uma vista para montante do canal dos Japoneses.

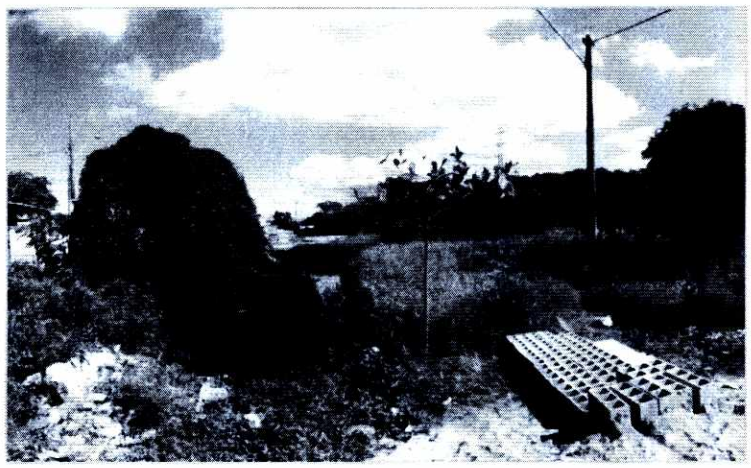


Figura 47 – Canal dos Japoneses – vista para jusante, confluência com o canal Barroso

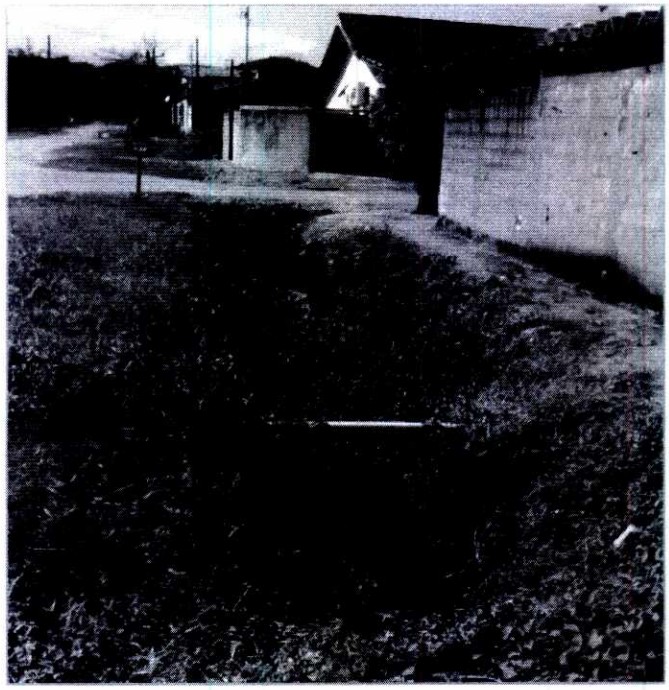


Figura 48 – Canal dos Japoneses – vista para montante

2.10.10 Canal Barroso

O canal Barroso localizado no bairro Sítio do Campo percorre a Av. Silvio Luiz Santos Barroso e a Rua Martin Francisco. Sua drenagem inicia-se na Rua Engenheiro Antônio Lotuffo, onde está implantada a Estação Elevatória de Esgoto (E.E.E.) Tude Bastos. A Figura 49 e a Figura 50 apresentam respectivamente a E.E.E. Tude Bastos e a vista para montante do canal Barroso no seu início.



Figura 49 – E.E.E. Tude Bastos

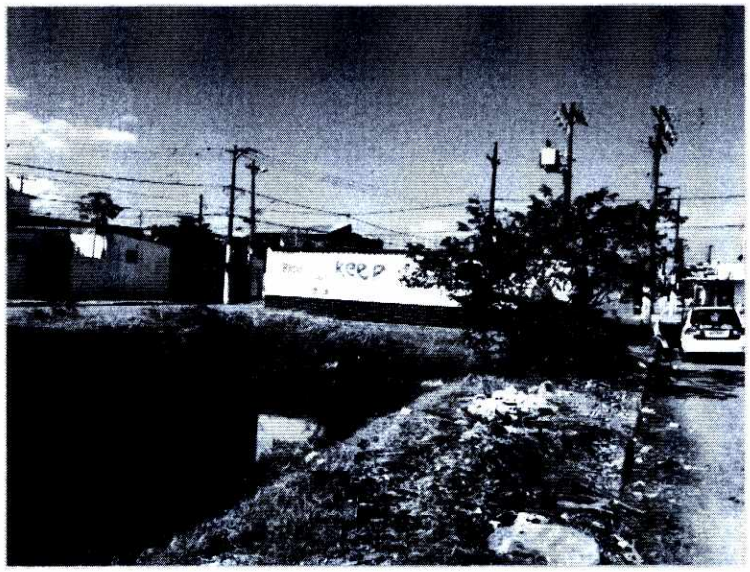


Figura 50 – Canal Barroso – vista para montante: E.E.E. Tude Bastos

Com 1.000 metros de extensão total, canal Barroso possui cerca de 600 metros com seção trapezoidal e revestimento em grama até a confluência com o canal dos Japoneses, seguindo com seção escavada até desaguar no canal Guaramar. A Figura 51 apresenta a localização do canal Barroso.



Figura 51 – Localização do canal Barroso
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

A Figura 52 apresenta a vista para jusante do canal Barroso sob a travessia da Av. João Mendes Júnior.

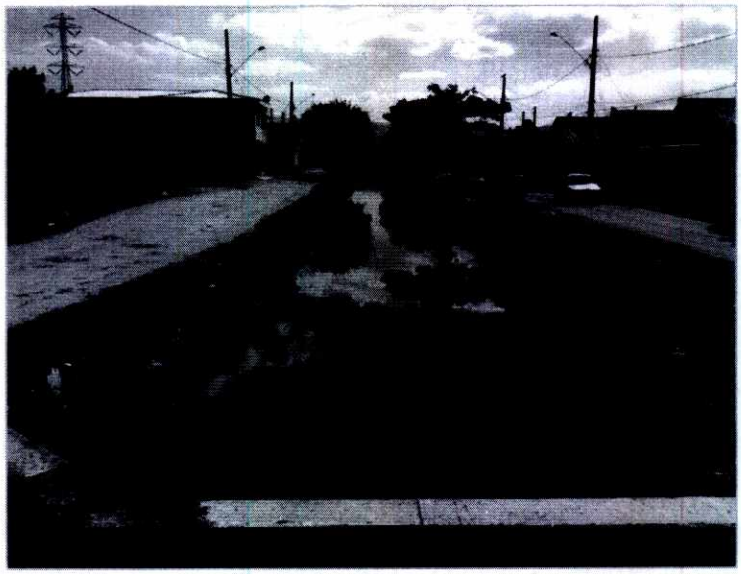


Figura 52 – Canal Barroso sob a travessia da Av. João Mendes Junior– vista para jusante

2.10.11 Canal Guaramar

O canal Guaramar inicia-se no mesmo ponto do canal Praião, porém segue no sentido norte com seção trapezoidal com os taludes em concreto por uma extensão de aproximadamente 100 metros, seguindo por mais 1.200 metros com seção escavada até a comporta de controle, que tem por finalidade isolar o canal dos efeitos das marés. A Figura 53 apresenta a localização do canal Guaramar.

Fls. 533
Proc. TF 24916



Figura 53 – Localização do canal Guaramar
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

Segundo os técnicos da Prefeitura de Praia Grande esta comporta não se encontra em funcionamento.



Figura 54 – Início do canal Guaramar - vista para jusante

No vistoria de campo, pode-se constatar que o fluxo da água na comporta estava no sentido do canal Guaramar, ou seja, as águas do canal paralelo que sofre influência dos níveis das marés estavam entrando no canal Guaramar. Desta forma, pode-se confirmar que esta comporta não se encontra em funcionamento.

A Figura 55 apresenta o canal Guaramar no local onde está instalada a comporta que se encontra sob o dique, e a Figura 56 apresenta o canal paralelo ao Guaramar que é influenciado pelos níveis das marés. Na sequencia, a Figura 57 apresenta o dique que separa o canal Guaramar do canal paralelo a ele e que desagua no Mar Pequeno.



Figura 55 – Canal Guaramar - vista sobre a comporta

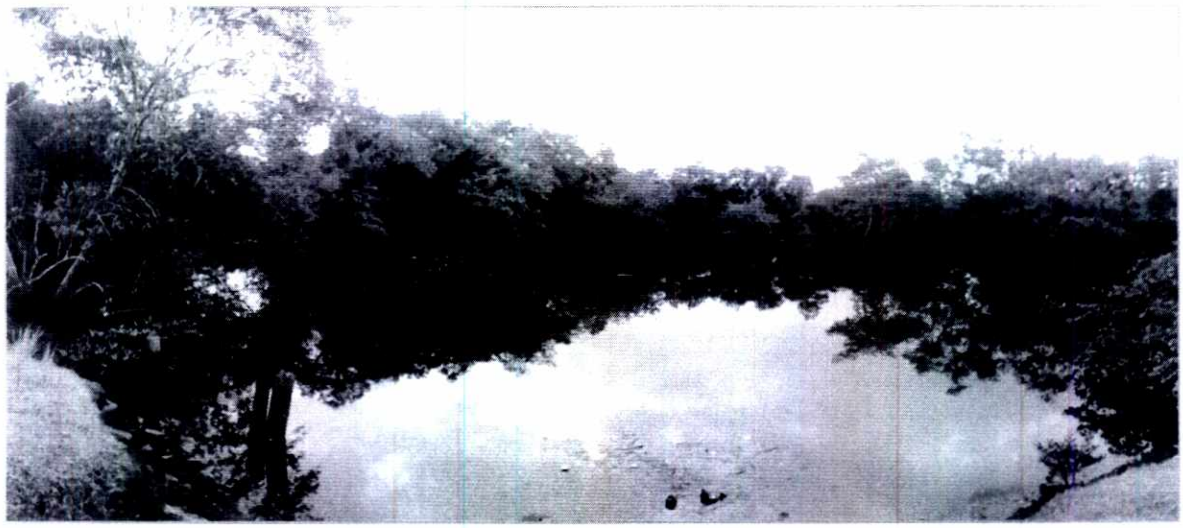


Figura 56 – Canal paralelo ao Guaramar - vista sobre a comporta

Fls. 539
Proc. 17844/16



Figura 57 – Dique entre o canal Guaramar e o canal paralelo que desagua no Mar Pequeno

Salienta-se sobre a importância do funcionamento desta comporta, que pode impedir que os efeitos das marés interfiram nos níveis do canal Guaramar, e consequentemente no canal Barrosos que é afluente do Guaramar, e no canal dos Japoneses que é afluente do Barroso. Esta comporta quando em funcionamento pode aumentar a eficiência da drenagem destes canais ajudando a proteger o bairro Sítio do Campo.

2.10.12 Canal Forte Itaipu

Este canal drena a porção norte do bairro do Boqueirão através de galerias e passa para seção aberta no final da Rua Ministro Salgado Filho, percorrendo cerca de 350 metros até desaguar no oceano. Segundo o Plano de Macrodrenagem de 1999 as seções hidráulicas do canal Forte Itaipu são as seguintes: 10,4 m² em galeria e 18,4 m² em seção a céu aberto. A Figura 58 apresenta a localização do canal Forte Itaipu.

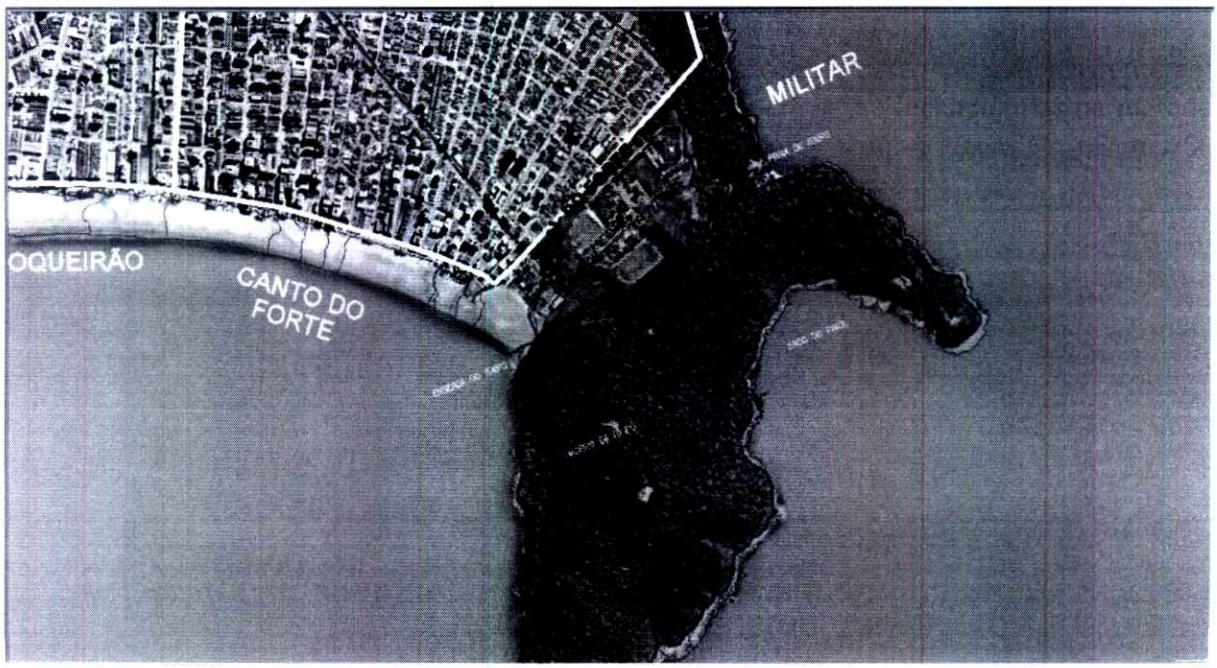


Figura 58 – Localização do canal Forte Itaipú
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

O canal Forte Itaipu nasce na Ponta do Morro de Itaipu, percorre a base militar ali existente em toda a sua totalidade, parte de sua extensão apresenta-se em seção fechada, mas na metade final está em canal escavado e leito natural até desaguar no Oceano. A Figura 59 e Figura 60 mostram o trecho em seção natural e a Figura 61 o desemboque no mar.



Figura 59 – Trecho em seção natural do canal Forte Itaipu a jusante do trecho canalizado



Figura 60 – Trecho em seção natural do canal Forte Itaipu próximo ao desemboque a jusante



Figura 61 – Desemboque no Oceano

2.10.13 Canais da Faixa Oceânica

Os principais canais de drenagem que desaguam no oceano são: São Paulo, São Salvador, Aviação, Ocian e o canal da Av. Gilberto Fouad Beck. A Figura 62 apresenta os canais da Faixa Oceânica.

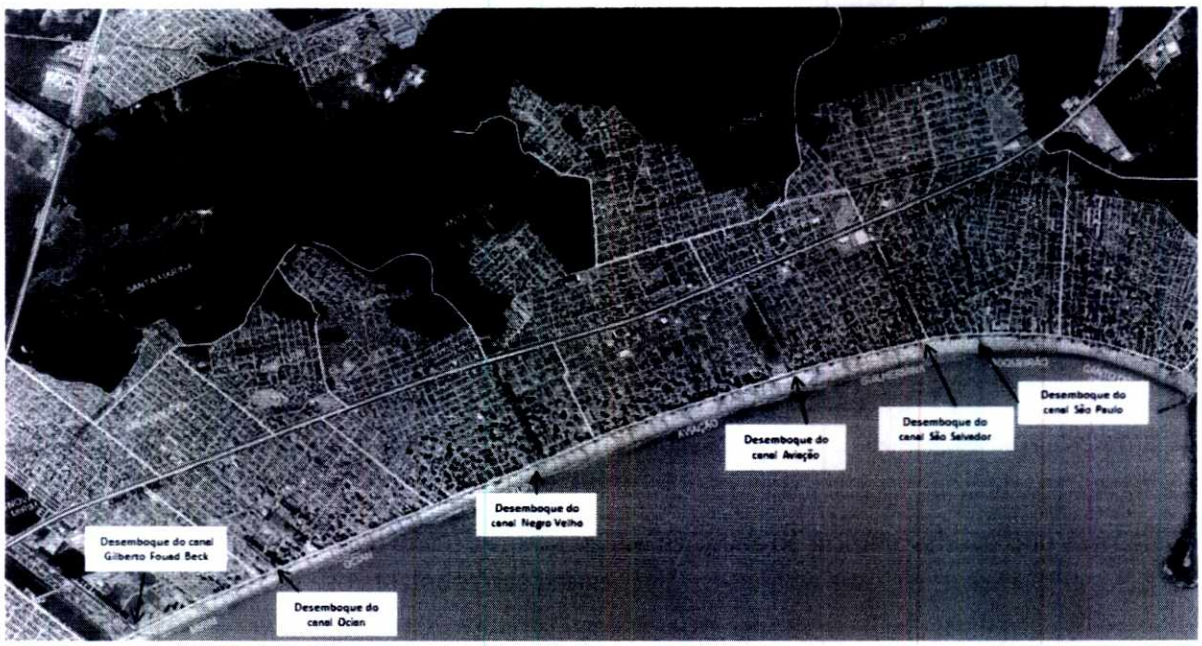


Figura 62 – Localização dos canais da Faixa Oceânica
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

Além destes canais, a orla de Praia Grande conta com um sistema de águas pluviais implantado para resolver o problema da poluição das praias. Segundo os dados fornecidos pela Prefeitura de Praia Grande, o programa de despoluição das praias substituiu os pontos de descarga das águas pluviais na faixa de areia, por um sistema composto de: redes coletoras, poços de visita com extravasores, estações elevatórias.

As redes coletoras captam as águas da microdrenagem e as conduzem até os poços de visita com extravasores. Estes poços são interligados por uma rede paralela a orla marítima, dotada de estações elevatórias. Esta rede paralela conduz as águas até os emissários submarinos.

Todo este sistema capta e conduz para os emissários a vazão de base do sistema de microdrenagem, que muitas vezes é composta por esgoto que é lançado no sistema de drenagem, favorecendo assim a despoluição das praias.

Outra propriedade importante deste sistema, é que as águas de primeira chuva que carregam a poluição difusa também são afastadas das praias.

Quando da ocorrência de chuvas intensas os extravasores entram em funcionamento lançando a chuva excedente na orla da praia. A Figura 63 e a Figura 64 apresentam respectivamente o sistema de águas pluviais da orla de Praia Grande em dias sem chuva e com chuva.

Fls. 541
Proc. 17349/16

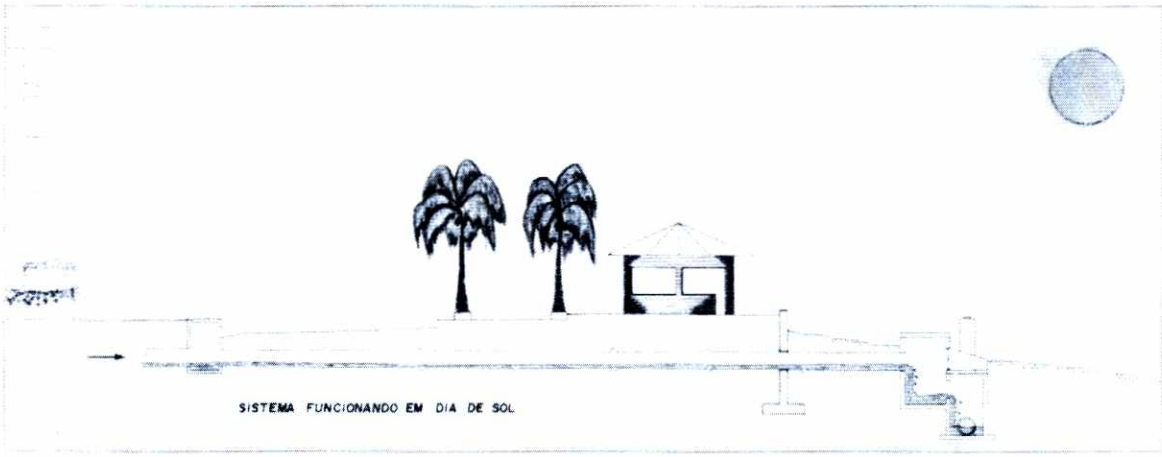


Figura 63 – Sistema de águas pluviais da orla de Praia Grande em dias sem chuva
Fonte: SEOP – Secretaria de Obras Públicas, Prefeitura de Praia Grande

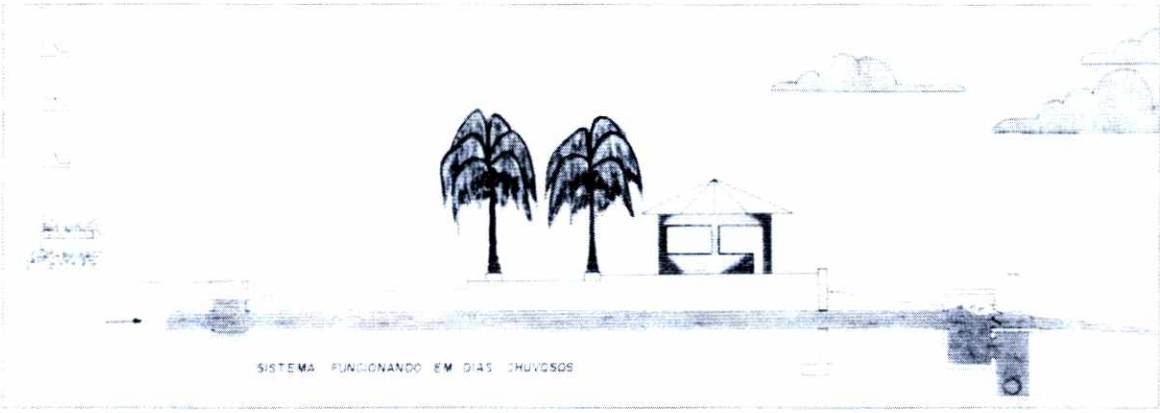


Figura 64 – Sistema de águas pluviais da orla de Praia Grande em dias com chuva
Fonte: SEOP – Secretaria de Obras Públicas, Prefeitura de Praia Grande

2.10.13.1 Canal São Paulo

O canal São Paulo está localizado entre os bairros da Guilhermina e do Boqueirão, percorre sob a Av. São Paulo em galeria fechada. Inicia-se na Av. Dr. Roberto de Almeida Vinhas e desemboca na orla da praia. A Figura 65 mostra o desemboque do canal São Paulo na orla da praia.

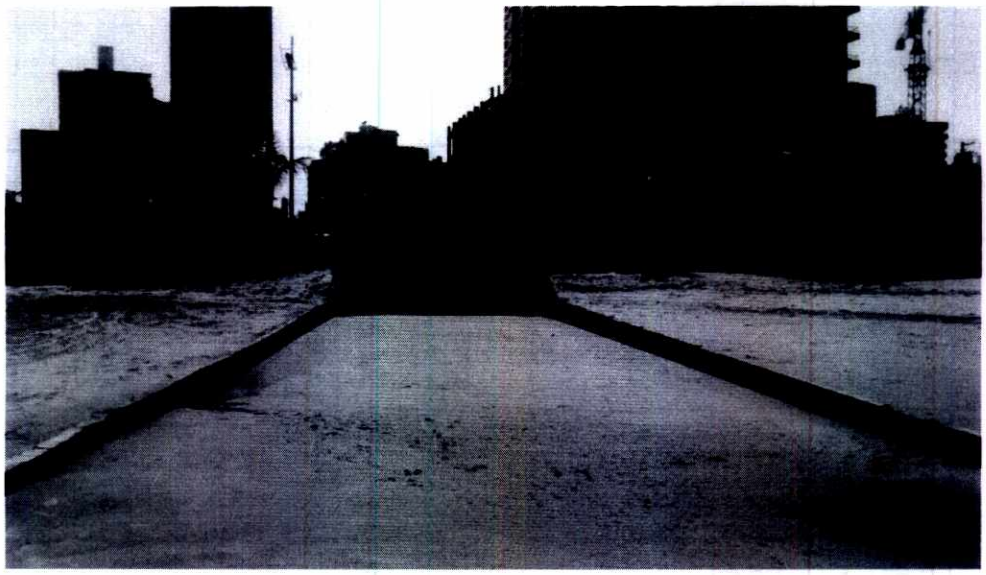


Figura 65 – Desemboque do Canal São Paulo

2.10.13.2 Canal São Salvador

O canal São Salvador está em galeria fechada em toda a sua extensão, o qual passa por debaixo de várias edificações, no trecho de aproximadamente 400 m entre a Rua Gávea e a Av. Dr. Roberto de Almeida Vinhas, o canal está no sentido do continente e no restante da sua extensão o mesmo desemboca no sentido do oceano. A Figura 66 mostra a localização em que o canal São Salvador muda de sentido no cruzamento da Rua Gávea e Rua das Antilhas e a Figura 67 e Figura 68 mostra o canal enterrado sob a laje de uma edificação.

542
1.7349/16



Figura 66 – Canal Salvador no ponto de mudança de sentido do escoamento



Figura 67 – Vista de jusante no sentido para o continente do Canal Salvador



Figura 68 - Vista de montante no sentido para o continente do Canal Salvador

2.10.13.3 Canal Aviação

O canal Aviação está localizado sob a Rua Alberto Santos Dumont no Bairro da Aviação, ao lado antigo aeroclube da cidade. Recebe a contribuição da drenagem do bairro da Aviação. A Figura 69 mostra o desemboque do canal Aviação na orla da praia.



Figura 69 – Vista para montante do canal Aviação no desemboque na praia

543
17/4/16

2.10.13.4 Canal Negro Velho

O canal Negro Velho encontra-se no bairro Tupi. A Figura 70 mostra a localização em que o canal Negro Velho inicia, tanto no sentido do continente como para o sentido da praia e a Figura 71 o desemboque do canal na orla da praia.



Figura 70 – Vista da Av. Presidente Kennedy entre as ruas Tamoios e Potiguares

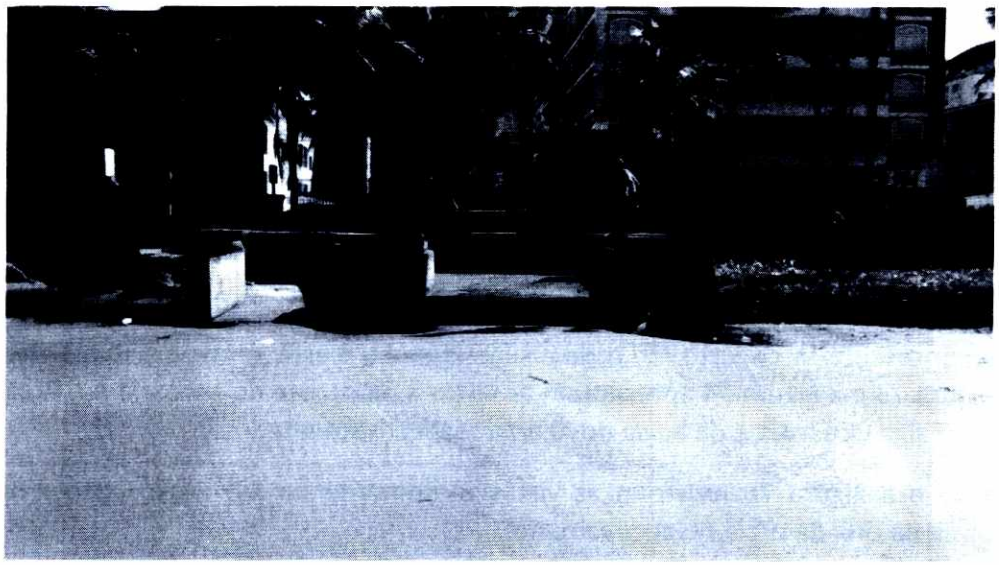


Figura 71 – Desemboque do Canal Negro Velho

2.10.13.5 Canal Ocian

O canal Ocian tem seu início na Av. Presidente Kennedy, percorrendo em galeria fechada sob as ruas Carlos Vanderlinde e Santana de Ipanema até desaguar suas águas na orla da praia. A Figura 72 mostra o desemboque do canal Ocian.

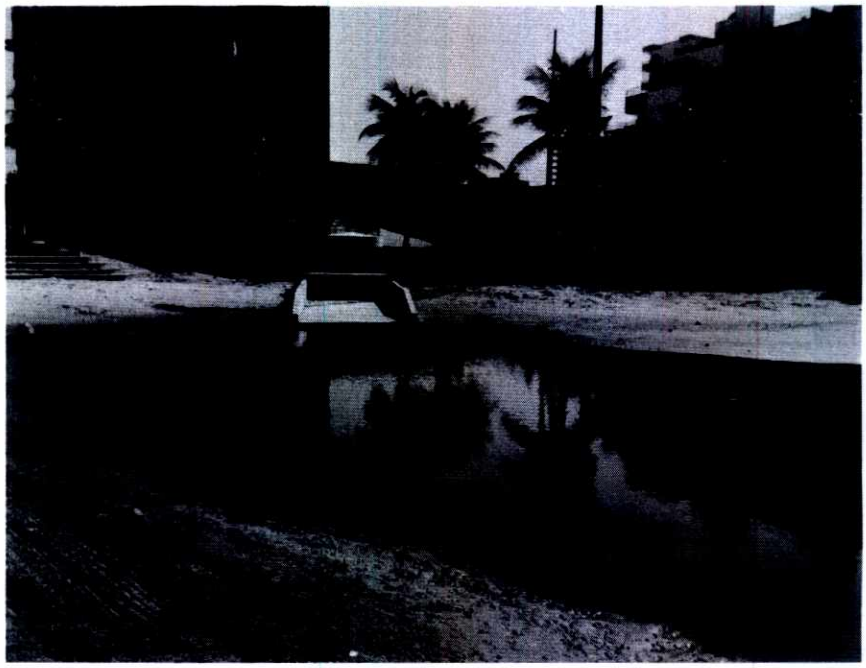


Figura 72 – Desemboque do Canal Ocian

2.10.13.6 Canal Gilberto Fouad Beck

O canal Gilberto F. Beck apresenta dois sentidos de escoamento iniciando na Av. Presidente Kennedy, na bacia da Faixa Oceânica, o mesmo corre no sentido do Oceano, e para a bacia do Acaraú o canal escoa para o sentido do continente desaguando na Av. Min. Marcos Freire.

Este canal apresenta-se coberto em toda a sua extensão e está paralelo a Rua Gilberto Fouad Beck. A Figura 73 e a Figura 74 apresentam as vistas a montante do canal na Av. Pres. Kennedy da bacia da Faixa Oceânica e da bacia do Acaraú respectivamente.

A Figura 75 e a Figura 76 mostram as vistas a montante na Av. Pres. Castelo Branco e o desemboque na orla da praia respectivamente.

544
17749/16

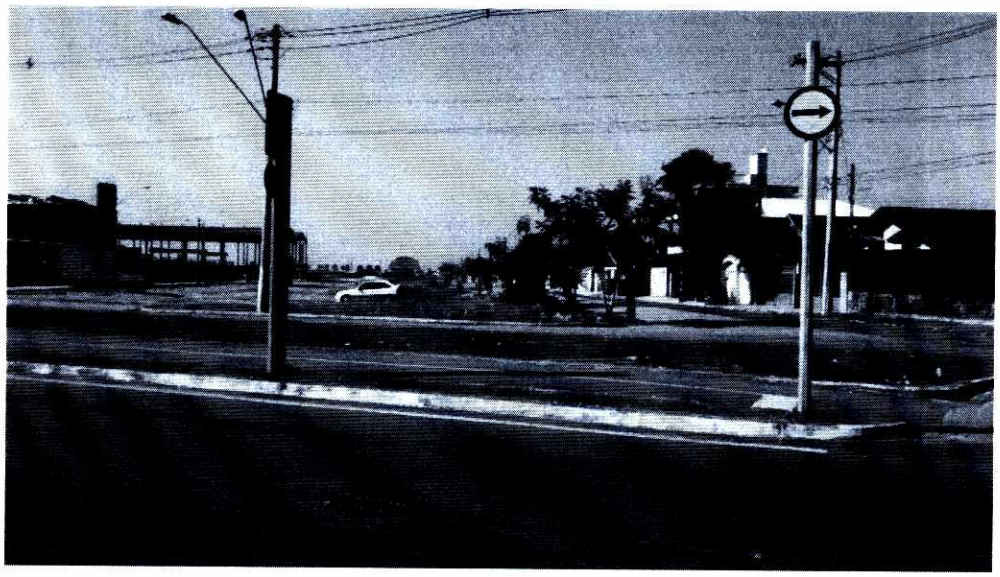


Figura 73 - Vista a jusante do canal Gilberto Fouad Beck na Av. Presidente Kennedy

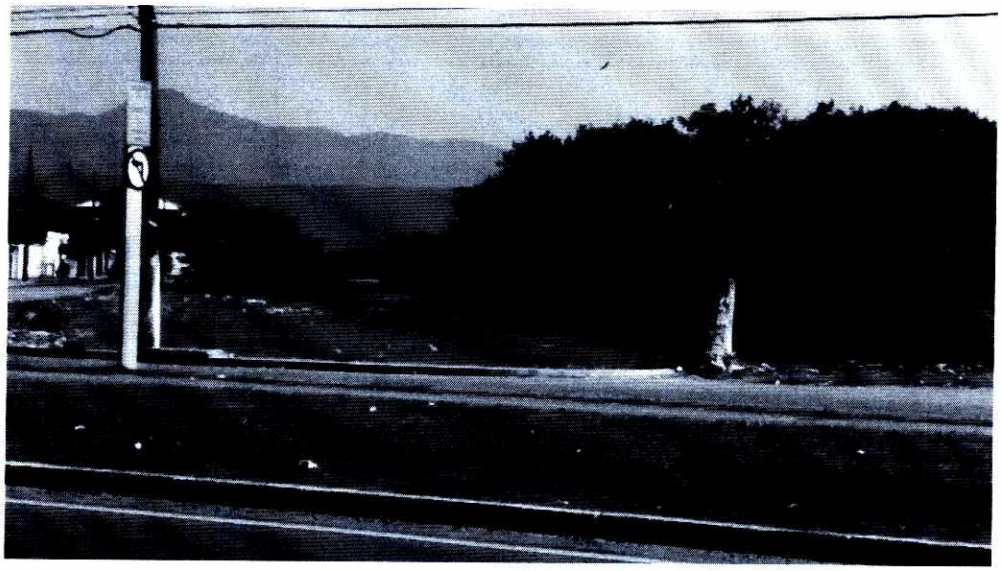


Figura 74 - Vista a montante do canal Gilberto Fouad Beck na Av. Presidente Kennedy



Figura 75 – Vista a montante do canal Gilberto Fouad Beck na Av. Presidente Castelo Branco

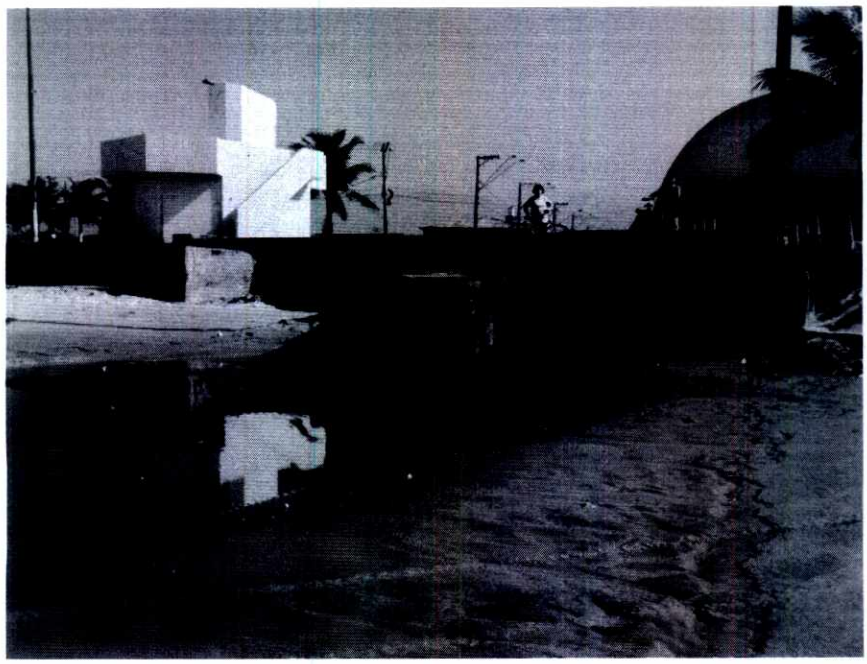


Figura 76 – Desemboque do canal Gilberto Fouad Beck

545
17849/16

2.10.14 Canal Itinga

O canal Itinga está localizado no extremo sul do município de Praia Grande, nasce no sopé da Serra do Mar, cortando a área urbanizada do bairro Cidade da Criança. A canalização do rio Itinga com seção trapezoidal e revestimento em grama, inicia-se na Rua Safira e está confinado por toda extensão pela Rua Rubi. A Figura 77 apresenta o trecho de montante do canal Itinga a partir da Rua Água Marinha.



Figura 77 - Canal Itinga vista para montante

Após percorrer a Cidade da Criança, cruza a Rodovia Padre Manoel da Nóbrega, onde recebe a contribuição dos canais marginais, entre a divisa com Mongaguá e a Rua Safira, percorrendo os quarteirões localizados entre as ruas Coelho Neto e Graça Aranha até desaguar no Oceano Atlântico. Sua extensão total é de aproximadamente 2.500 metros, sendo que 1.500 metros encontram-se dentro da área urbanizada. A Figura 78 a seguir apresenta a localização do canal Itinga.

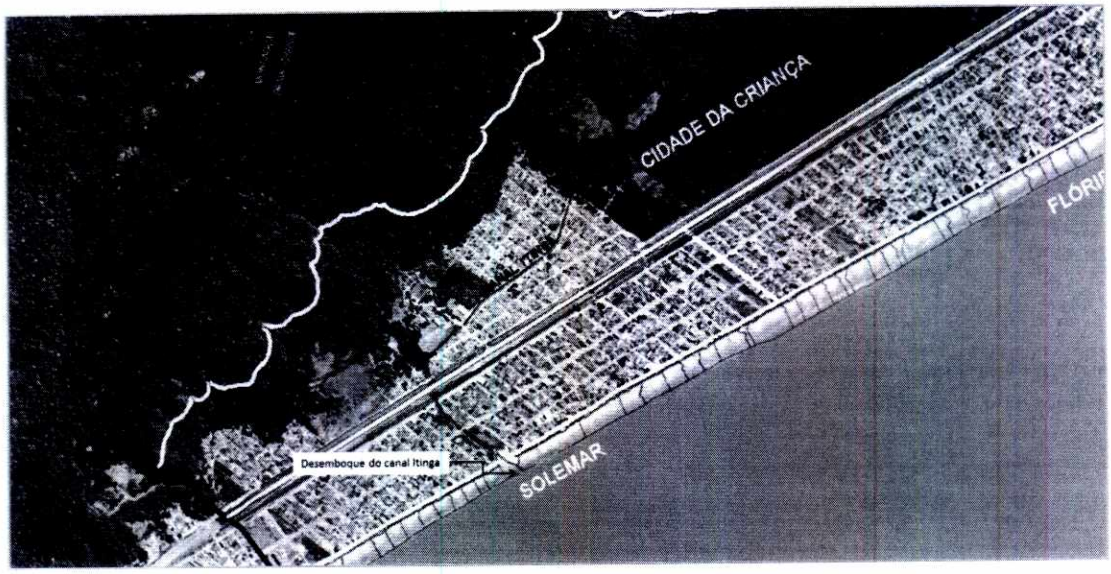


Figura 78 – Localização do canal Itinga
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

A Figura 79 apresenta a margem esquerda do canal Itinga logo a jusante da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega, onde se pode observar o acúmulo de vegetação e uma estrutura de concreto que pode desabar no seu leito.

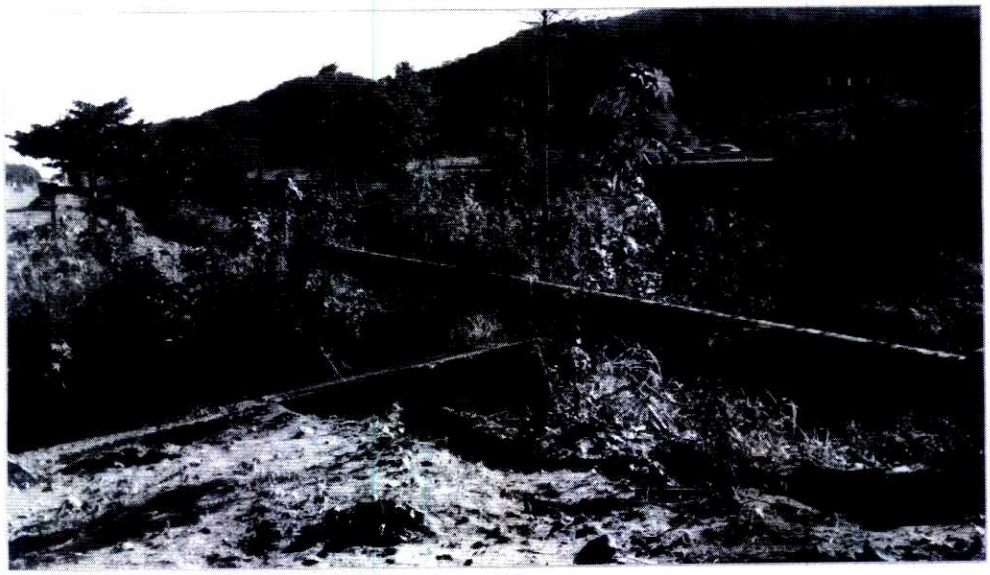


Figura 79 - Canal Itinga nas proximidades da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

No trecho a jusante da travessia da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega, o canal Itinga percorre por mais 500 metros com seção natural até desaguar no oceano. A Figura 80 a seguir é apresentada a travessia da Av. Presidente Kennedy em uma vista para jusante.

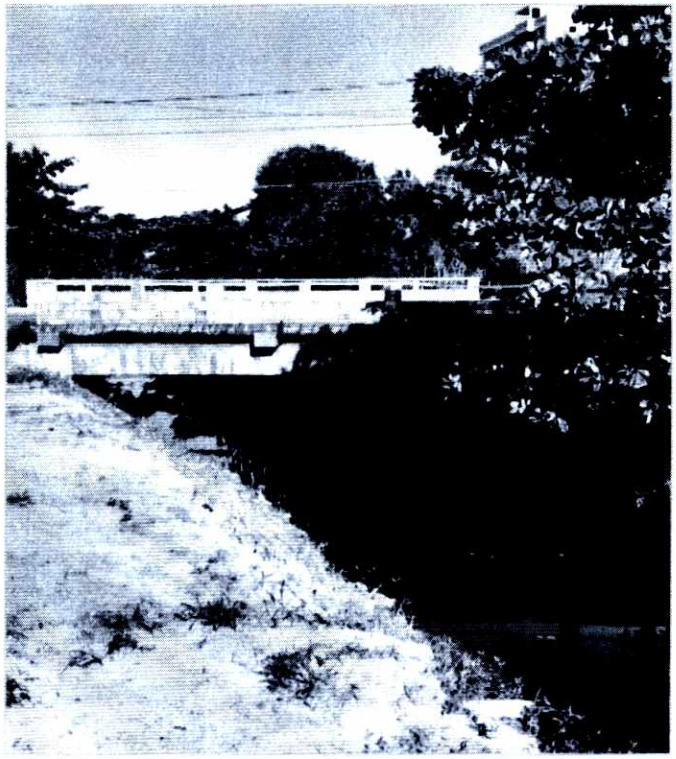


Figura 80 – Travessia da Avenida Presidente Kennedy sobre o canal Itinga

2.10.15 Canal Imperador

O canal Imperador drena o bairro Melvi com seção fechada (galeria) sob a Av. Milton de Oliveira, passando para seção a céu aberto e percorrendo por cerca de 800 metros até desaguar no rio Branco. A Figura 81 apresenta a localização do canal Imperador.



Figura 81 – Localização do canal Imperador
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

A Figura 82 a seguir apresenta o trecho de jusante do canal Imperador e o desemboque da galeria da Rua Frei Santa Rita Durão (à direita da foto).



Figura 82 – Canal Imperador vista para jusante da Rua Frei Santa Rita Durão

2.10.16 Canal Samambaia

O canal Samambaia junto com o canal da Av. Pau Brasil fazem a macrodrenagem do bairro Samambaia, percorrendo paralelamente por aproximadamente 1.400 metros até desaguarem no rio Branco. A Figura 83 apresenta a localização do canal Samambaia.

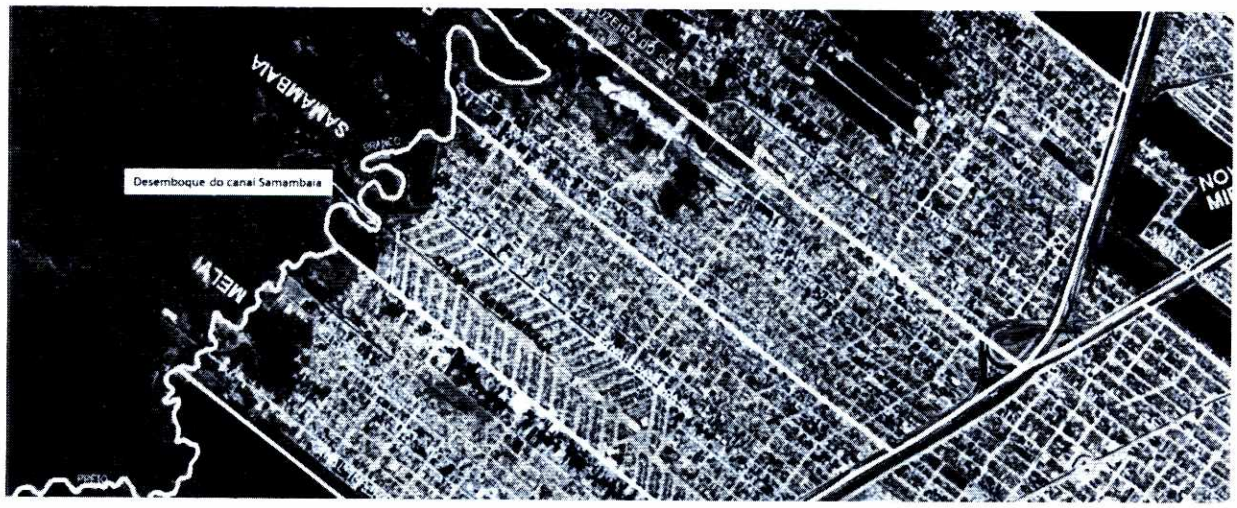


Figura 83 – Localização do canal Samambaia
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

O Samambaia, diferente do canal Pau Brasil, possui uma faixa preservada de 40 metros de largura por quase toda sua extensão. A Figura 84 apresenta uma vista para montante da travessia da Av. das Castanheiras, onde se pode observar a faixa preservada.

Espaços como este podem ser bastante valorizados com a implantação de parques lineares, que promovem o aumento dos tempos de pico, ajudam a manter a taxa de permeabilidade, apresentam facilidade de manutenção e promovem o lazer e a contemplação da paisagem.



Figura 84 – Canal Samambaia vista para montante da travessia da Av. das Castanheiras

O canal Pau Brasil que se encontra confinado no centro da Av. Pau Brasil, possui seção trapezoidal com taludes revestidos de concreto e grama. A Figura 85 apresenta o canal Pau Brasil a jusante da travessia da Rua Alberto Nepomuceno.

Pode-se observar nesta fotografia o bom estado em que se encontra o canal e a execução da manutenção com a retroescavadeira fazendo a limpeza e o desassoreamento.



Figura 85 – Canal Pau Brasil vista para jusante da travessia da Rua Alberto Nepomuceno

2.10.17 Canal Cruzeiro do Sul

O canal Cruzeiro do Sul drena o bairro Ribeirópolis, que atualmente encontra-se parcialmente ocupado. O Cruzeiro do Sul inicia-se na curva do "S" percorrendo paralelamente às avenidas Ilda Rosa Cunha e Maria Fernandes Stivaleti, até desaguar no rio Branco. A Figura 86 apresenta a localização do canal Cruzeiro do Sul.

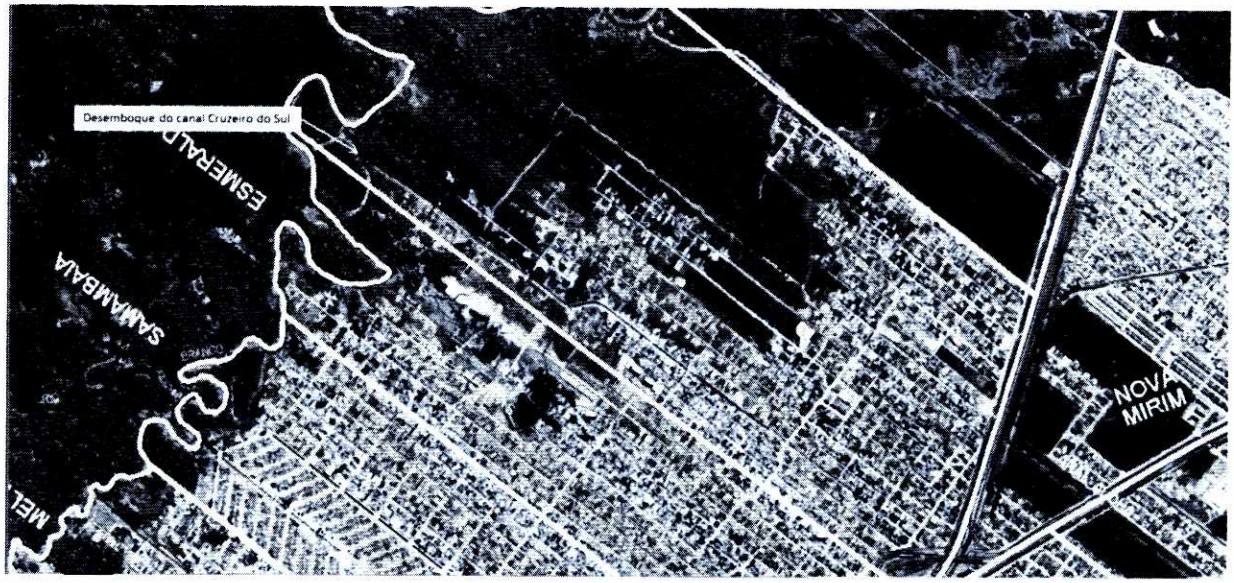


Figura 86 – Localização do canal Cruzeiro do Sul
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

O seu trecho inicial foi implantado com seção fechada, passando para seção a céu aberto próximo a Rua Rochete Pinto. A Figura 87 apresenta a vista para jusante à aproximadamente 850 metros do rio Branco.

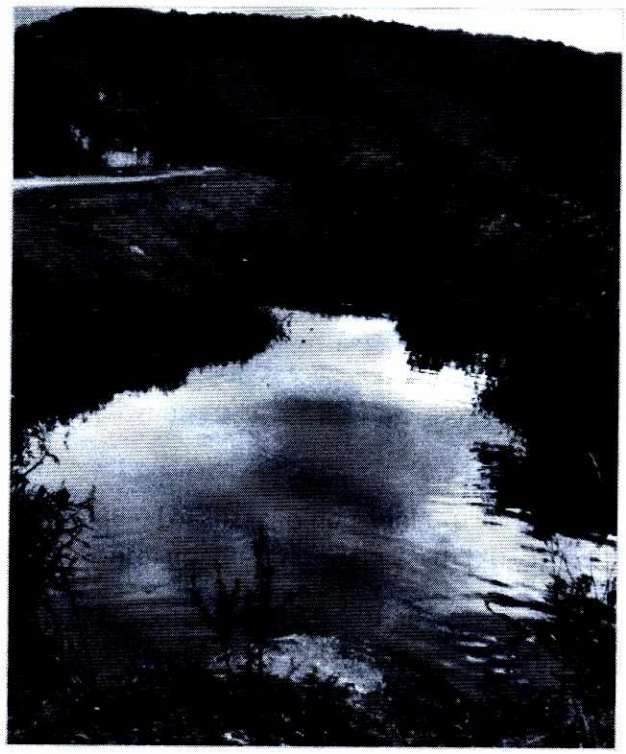


Figura 87 – Canal Cruzeiro do Sul vista para jusante

2.10.18 Canais Marginais

Uma das principais finalidades dos canais marginais é a de transferir as águas oriundas de parte dos bairros localizados na faixa oceânica para os rios localizados no interior do município. Esta transferência ocorre através das galerias que atravessam a Rodovia Padre Manoel da Nóbrega e da Via Expressa Sul. A Figura 88 apresenta a localização dos canais Marginais.

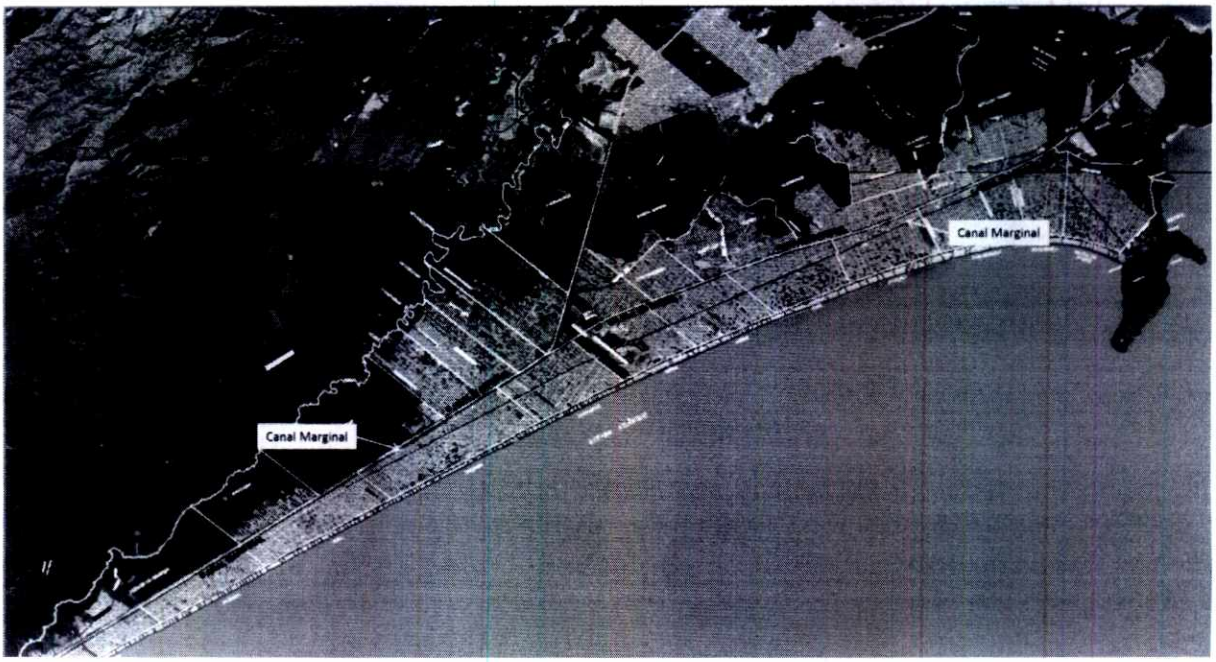


Figura 88 – Localização dos canais Marginais
Fonte: adaptado Google Earth (2015)

A necessidade deste sistema se deu por conta da própria topografia destes bairros, que têm parte de suas drenagens direcionadas para o interior do município e que encontram a barreira formada por estas vias.

É fundamental que estes canais e suas travessias funcionem adequadamente, pois somente assim os domicílios localizados nas margens destas duas vias importantes do município estarão livres de eventuais inundações quando da ocorrência de chuvas intensas.

549
PROC. 17.849/16

3. ESTUDOS E PROJETOS EXISTENTES

A Estância Balneária de Praia Grande conta com vários estudos e planos como apresentados a seguir:

- Plano de Macrodrenagem – Figueiredo Ferraz 1999.
- Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas Críticas de Inundações, Erosões e Deslizamentos – PRIMAC (Região Metropolitana da Baixada Santista – RMBS) – AGEM. 2002;
- Relatório de Situação dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista – DAEE 2007;
- Lei Complementar nº 473, de 27 de Dezembro de 2006. Aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016;
- Plano de Bacia Hidrográfica para o Quadriênio 2008-2011 do Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista;
- Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande;
- Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico – Relatório R4.

4. LEVANTAMENTO DE DADOS

4.1 DADOS CARTOGRÁFICOS E TOPOGRÁFICOS

No tocante à cartografia e elementos topográficos, foram coletados levantamentos planialtimétricos, fotografias aéreas e plantas cadastrais.

A seguir são relacionadas as bases cartográficas disponíveis para a área em estudo, as quais foram fornecidas pela Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande:

a) Levantamento Aerofotogramétrico digital (escala 1:1.000), o esquema das folhas é apresentado na Figura 89, de onde serão extraídas as informações de Curva de Nível e Hidrografia.;

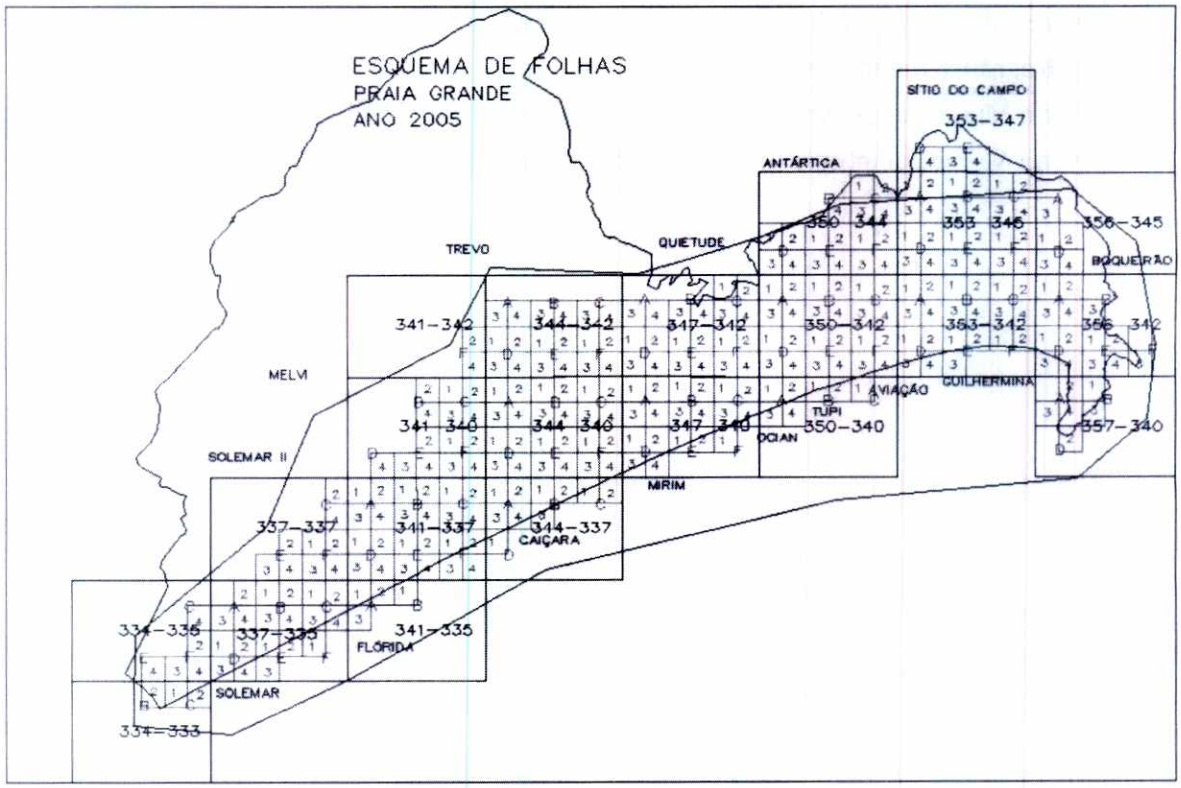


Figura 89 – Esquema de folhas do levantamento aerofogramétrico
Fonte: Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande

b) Mosaico ortofoto da Emplasa 2010 (escala 1:20.000);

c) Mapa da cidade de onde se extraiu as informações de logradouros como apresentado na Figura 90.

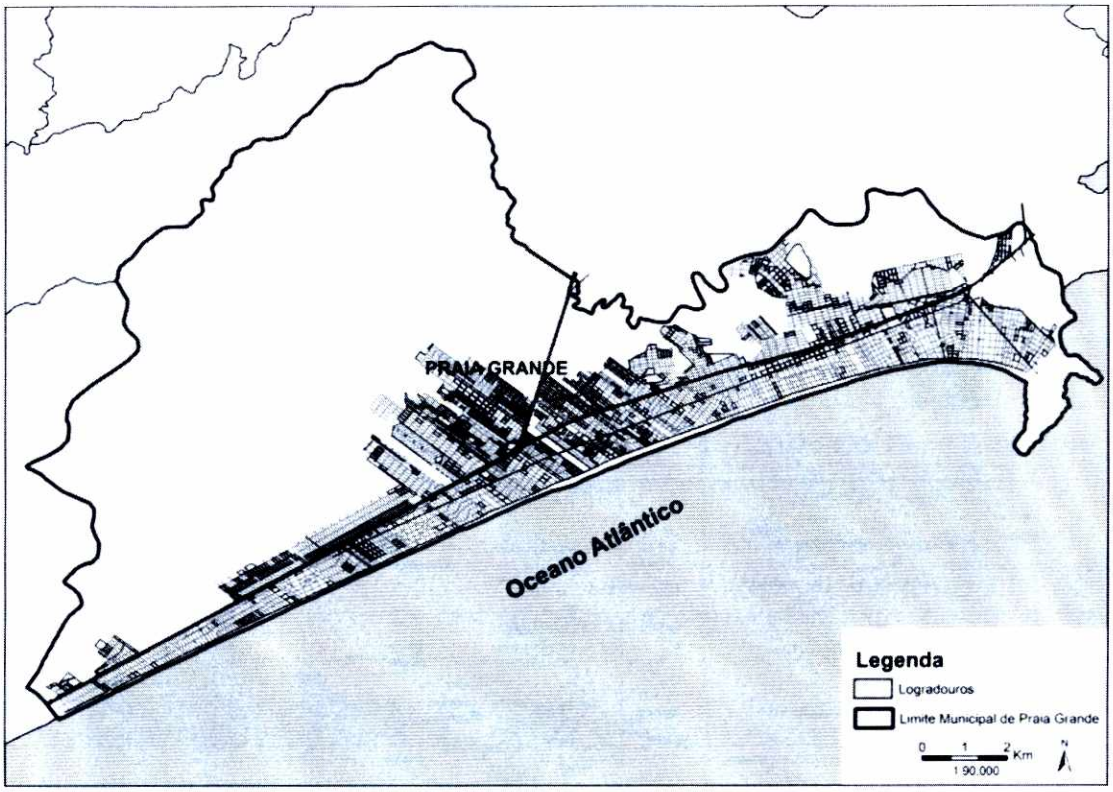


Figura 90 – Logradouros do município de Praia Grande

O desenho 1122-2497/14 – R0, em anexo, apresenta a topografia e hidrografia a serem utilizadas no PDDMAP do município de Praia Grande.

4.2 DADOS HIDROMETEOROLÓGICOS

Os dados de chuva e vazão foram obtidos mediante a consulta aos bancos de dados do SIGRH (Sistema de Informações para o Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo) da Secretaria de Saneamento e Recursos Hídricos, cuja fonte de dados provém do DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica); e da Hidroweb (Sistema de Informações) mantida pela ANA (Agência Nacional de Águas).

Ao total foram levantados para área do presente estudo dados hidrometeorológicos de 51 (cinquenta e um) postos pluviométricos, 5 (cinco) postos pluviográficos e 2 (dois) postos fluviométricos.

Os dados de maré foram levantados mediante a consulta ao SAISP (Sistema de Alerta e Inundações do Estado de São Paulo) de 1 (um) posto telemétrico.

A Figura 91 e a Figura 92 apresentam a localização dos postos pluviométricos e fluviométricos, respectivamente, existentes na região que abrange a área objeto do presente Plano Diretor de Drenagem.

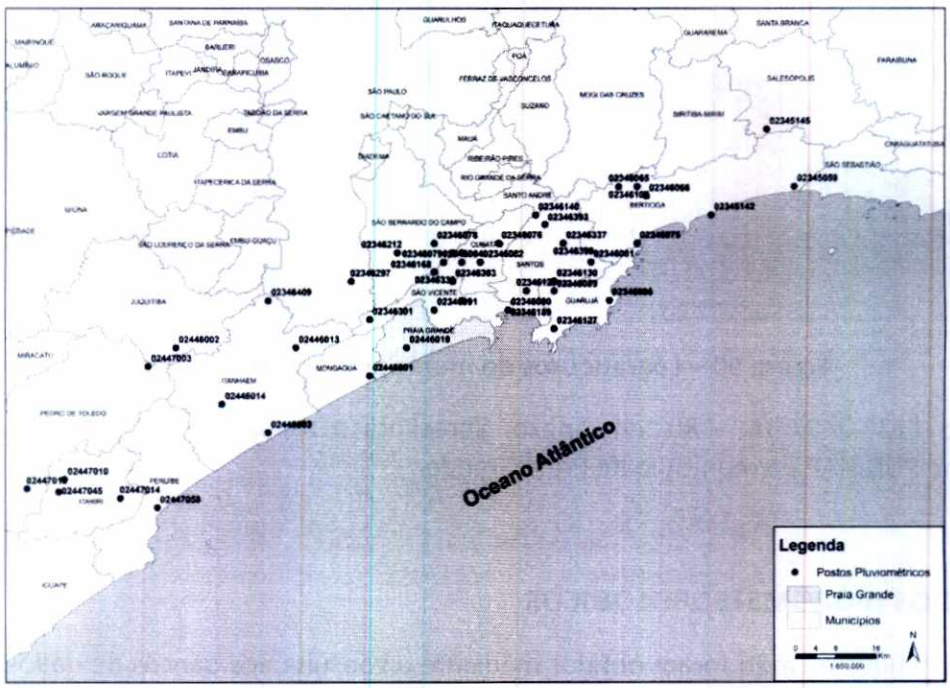


Figura 91 - Postos Pluviométricos

551
1734916

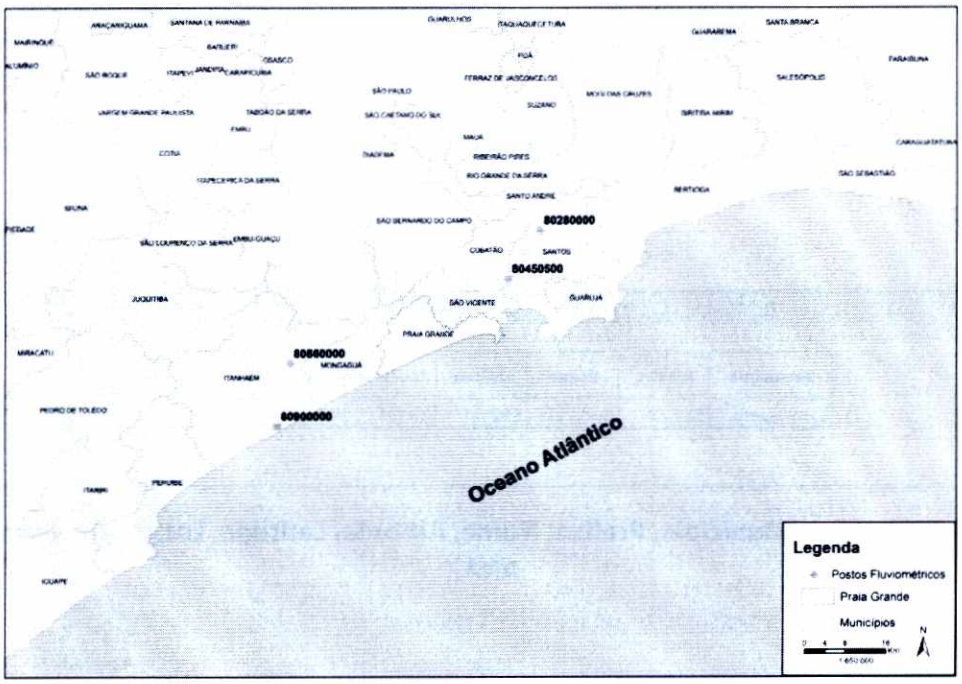


Figura 92 - Postos Fluviométricos

4.2.1 Dados pluviométricos

Os dados pluviométricos dos postos adotados para elaboração dos estudos estão organizados em planilha eletrônica formato EXCEL, denominada "Dados Pluviométricos.xlsx".

Nas planilhas, encontram-se as seguintes informações:

- Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Altitude, Latitude, Longitude, Bacia, Prefixo ANA);
- Mês /ano dos eventos de chuva (coluna A);
- Volumes diários de precipitação (colunas B a AF).
- Chuva máxima mensal (coluna AG);
- Chuva acumulada mensal (coluna AH);
- Nível de consistência (coluna AI).

Cada linha de dados corresponde a um mês de observações. Os dados diários são separados por colunas. Todos os valores de precipitação são registrados em milímetros.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1										
2		Município	Prefixo	Nome	Altitude	Latitude	Longitude	Bacia	Prefixo ANA	
3		Salesopolis	E2-019	Boraceia	860 m	23°39'	45°54'	Claro	2345145	
4										
5										

Figura 93 – Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Altitude, Latitude, Longitude, Bacia, Prefixo ANA)

Mês/Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
fev/70	0	0	0	0,7	18,4	1,4	0	0	0,4	101,2	2,3	3,9	6,9	6,5	7,7	9,3	0,7
mar/70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	0	13,1	60,1	23,7	10,6	0	0
abr/70	0	0	4,4	5,5	66,3	1,9	29,8	11,6	0	0	0	3,2	0	0	0	0	0
mai/70	0	0	8,8	0	0	0	44,5	0	0	0	0	0	0	0	0	3,2	0
jun/70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	73,3	0
jul/70	0	11	0	0	0	0	0	0	46,2	0	0	4,6	0	0	5	0	0
ago/70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
set/70	0	0	0	0	0	19	0	0	0	0	0	0	2,4	6,7	9,7	35	0
out/70	0	0	0	52,8	2,3	0	0	7	0	0	0	0	20	0	0	0	0
nov/70	0	0	0	0	20	0	0	20	0	0	9,2	0	0	16,3	2,5	0	0
dez/70	0	19	36,2	0	0	0	6,7	0	0	16,8	0	36	0	0	0	0	0
jan/71	9,7	6,9	7,7	9,9	0	67,1	7,5	0	0	0	31,4	0	0	39,6	0	19,8	0
fev/71	16,2	4,5	0	0	0	0	7,8	0	43,7	0	0	0	0	0	0	0	0
mar/71	0	9,5	0	0	4,5	8,9	0	0	0	0,6	5,5	0	2,5	6,5	0	0	0
abr/71	0	0	0	7,5	70,4	0	0	0	9,7	8,5	1,3	0	5,5	0	0	0	9,7
mai/71	0	0	0	8,5	5,7	0,3	0	0	9,7	2,3	1,9	0	0	0	0	0	0
jun/71	0	0	7,7	0	0	0	6,9	0	7,8	0	0,2	21,3	22,5	0	2,1	0,3	9,5
jul/71	0	0	0	9,3	18,4	0	0,1	0,3	0,6	0	0	0	0,4	0,3	0	0,2	0
ago/71	0,2	3,3	0,1	0	0,6	0	0,9	0,1	1,2	0,8	0,4	0,1	0,2	6,3	5,1	4,6	2,5
set/71	0,1	0,2	0	0	0,3	2,2	1,9	1,1	1,7	0,4	2,5	1,3	0,4	0	0,1	0	2,5
out/71	0	9,8	0,3	0,1	10,8	19,8	9,7	5,7	1,5	0,5	7,7	29,7	19,2	3,7	0,1	0	0
nov/71	7,3	14,2	2,5	0,1	0	0,2	0	0,3	0	5,5	0,3	0	0,1	0	0	0	0
dez/71	8,5	29,7	47,3	34,2	50,4	1,9	0	0	0,1	0,2	0	0	0	14,8	21,3	0,2	0
jan/72	0	0	0	9,7	24,1	42,7	39,6	24,5	6,1	12,8	0,5	0	9,9	0	0	0	0
fev/72	0,6	0	41,8	8,7	0	0	0	0	0	2,2	0	9,7	6,3	29,7	51,7	8,5	0
mar/72	9,2	0	5,5	0	0	0	0	9,3	0,2	8,6	26,1	12,6	5,5	0	0,5	0	6,6
abr/72	0,7	0,1	18,9	19,2	15,6	31,2	8,7	19,8	9,2	52,8	0	0,1	0	0,4	12,4	9,7	19,8
mai/72	0	0	0	0	0	0	0	0	6,5	0	0	0	0	0	0	0	0
jun/72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,3	0	0	0,8	0
jul/72	0	0	0	0	22,3	6,3	2,2	0	0	0,5	0	0	19,9	8,5	0	0	2,6
ago/72	0	0	0	9,5	8,3	39,6	29,7	0	0	0	0	2,2	0	7,3	6,7	0	0
set/72	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2	12,6	0,4	0	9,7	0,2	0	0	0

Figura 94 – Mês/Ano, Chuvas Diárias

18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	Chuva máxima	Chuva total	Dados consistidos
,4	10,3	90,2	17,9	8,4	73,2	0,6	0,1	0	0	0	---	---		101,2	403,5	Não
,3	2,6	0	0	0	0	0	26,3	7,7	0	0	0	0	0	60,1	161,1	Não
,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27,5	3	0	---	66,3	153,2	Não
,0	7,1	0	2,8	40,7	5,5	0	0	0	0	0	0	0	0	44,5	112,6	Não
,0	0	0	0	0	1	79	0	0	0	0	0	0	---	79	153,3	Não
,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,1	0	0	46,2	68,9	Não
,0	0	0	0	0	0	0	0	23,2	25,3	15	5,8	37,1	24	37,1	130,4	Não
,0	0	0	2,6	0	0	0	0	0	0	0	16,9	0	---	35	92,3	Não
,0	0	0	14,5	19,5	17,5	0	0	0	0	12,3	0	0	0	52,8	145,9	Não
,0	10,9	1,5	10,8	0	0	0	0	1,5	1,9	0	0	0	---	20	94,6	Não
,9	6,9	8,3	19,6	0	0	0	0	0	7,6	0	0	49,5	4,7	49,5	214,2	Não
,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13,6	67,1	213,2	Sim
,0	0	0	17,4	0	35,2	9,5	23,9	382	21,3	0	---	---		382	561,5	Sim
,0	0	0	41,5	0	49,5	247,4	79,2	8,5	4,5	0	0	0	0	247,4	468,6	Sim
,0	9,6	0	0	8,7	79,2	63,1	0,5	0	0	0	0	0	---	79,2	273,7	Sim
,0	0	0	0	0	0	0	0	5,9	8,8	58,4	9,7	0	0	58,4	111,2	Sim
,5	19,4	29,7	19,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	---	29,7	155,1	Sim
,0	0,1	0,4	0,2	0	0,1	0,4	0	0	0,3	0,1	0,4	2,5	0	18,4	34,1	Sim
,3	0	0,1	0	0,2	0	0,1	9,5	9,8	3,3	1,7	0,6	0,3	0,2	9,8	52,5	Sim
,3	0	0,1	0,3	0	0,2	16,2	0	2,3	0	0,5	8,9	0	---	16,2	44,5	Sim
,0	0,2	0	0	0	0	0,3	0	6,9	0,3	0,5	0,1	0	0	29,7	126,9	Sim
,0	43,1	22,1	2,8	1,4	9,7	8,5	9,9	3,2	5,4	0	0	0	---	43,1	136,6	Sim
,0	0	0	0	0	19,2	29,7	41,9	18,8	9,2	8,6	22,2	0,4	0	50,4	358,6	Sim
,0	0	0	9,6	58	49,5	69	0	0	0	4,9	2,4	23,1	2,2	69	388,6	Sim
,2	30	19,9	98,8	3,9	0	0	7,3	35,2	68,9	30,2	9,7	---		98,8	463,3	Sim
,0	0	0	0	0,7	0	0,4	2,7	1,2	0,3	0,4	9,6	0	0	26,1	99,4	Sim
,4	0	0,1	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0,3	0	---	52,8	219,6	Sim
,0	0	77,9	0	0	8,7	19,8	11,2	0	0	0	0,1	0	0	77,9	124,2	Sim
,0	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	---	7,3	8,6	Sim
,0	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0,5	6	0	0	0	22,3	70,3	Sim
,0	0	0	0	0	37,7	9,7	0	0	0	0	0	0	0	39,6	150,7	Sim
,0	0	0,6	0	0	13	12	0,2	0	0	8,4	99,4	2,5	---	99,4	159,2	Sim

Figura 95 - Chuva Máxima Mensal, Chuva Acumulada Mensal, Nível de Consistência

A Tabela 17 apresenta os postos pluviométricos provenientes do levantamento e a Figura 96 mostra a disponibilidade de dados para cada um destes postos.

Tabela 17 - Postos pluviométricos. Fonte: DAEE (2014)

Estação		Nome	Município	Bacia	Localização		Altitude (m)	Operadora	Dados Disponíveis	
Código ANA	Código Adicional				Latitude	Longitude			Início	Fim
02345145	E2-019	Boraceia	Salesópolis	Claro	-23°39'	-45°54'	860	DAEE	01/01/1940	30/12/1969
02345142	E2-125	São Lourenço	Santos	Vertente Atlântica	-23°48'	-45°59'	3	DAEE	01/02/1970	12/12/1994
02345059	E2-126	Boraceia	Bertioga	Vertente Atlântica	-23°45'	-45°51'	5	DAEE	08/05/1970	31/10/1996
02346076	E3-038	Piaçaguera	Cubatão	Moji	-23°52'	-46°23'	5	DAEE	01/01/1936	31/10/2000
02346066	E3-040	Usina Itatinga	Santos	Itatinga	-23°46'	-46°07'	10	DAEE	01/02/1937	30/09/2004
02346081	E3-041	Caeté	Santos	Vertente Atlântica	-23°53'	-46°13'	200	DAEE	06/02/1937	30/09/2004
02346065	E3-042	Represa Itatinga	Bertioga	Itatinga	-23°45'	-46°08'	720	DAEE	01/02/1937	30/09/2004
02346086	E3-043	Perequê	Guarujá	Vertente Atlântica	-23°57'	-46°11'	3	DAEE	05/02/1937	30/09/2004
02346089	E3-045R	Vicente de Carvalho	Guarujá	Vertente Atlântica	-23°56'	-46°17'	3	DAEE	01/04/1942	30/11/2002
02346090	E3-056	São Vicente	São Vicente	Vertente Atlântica	-23°58'	-46°22'	10	DAEE	01/10/1938	30/09/2004
02346297	E3-059	Evangelista de Souza	São Paulo	Capivari	-23°55'	-46°39'	720	DAEE	09/08/1939	31/01/2003
02346301	E3-062	Engenheiro Ferraz (Efs)	São Vicente	Capivari	-23°59'	-46°37'	600	DAEE	01/08/1939	30/05/1950

Fls. 533
Proc. 17849/16

Estação		Nome	Município	Bacia	Localização		Altitude (m)	Operadora	Dados Disponíveis	
Código ANA	Código Adicional				Latitude	Longitude			Início	Fim
02346303	E3-064	Sales da Cruz	São Vicente	Cubatão	-23°55'	-46°28'	250	DAEE	01/08/1939	17/06/1988
02346091	E3-066	Gaspar Ricardo	São Vicente	Branco	-23°58'	-46°30'	80	DAEE	01/10/1939	03/08/1988
02346127	E3-070	Ponta da Praia	Guarujá	Vertente Atlântica	-24°00'	-46°17'	3	DAEE	01/06/1937	30/09/2004
02346082	E3-101	Cubatão	Cubatão	Cubatão	-23°53'	-46°25'	6	DAEE	20/07/1944	31/12/1999
02346140	E3-104	Terceiro Plano Serra Nova	Cubatão	Moji	-23°48'	-46°19'	670	DAEE	01/11/1960	31/03/1982
02346075	E3-106	Bertioga	Bertioga	Itapanhaú	-23°51'	-46°08'	3	DAEE	01/05/1948	30/04/2001
02346078	E3-109	Alto da Serra	São Bernardo do Campo	Cubatão	-23°51'	-46°30'	760	DAEE	01/06/1944	31/12/1998
02346084	E3-143	Rodovia Anchieta	Cubatão	Cubatão	-23°53'	-46°29'	400	DAEE	01/01/1950	30/04/1994
02346083	E3-144	Morro do Piche	Cubatão	Cubatão	-23°53'	-46°27'	105	DAEE	01/11/1949	26/05/1989
02346079	E3-153	Curva da Onça	Cubatão	Cubatão	-23°53'	-46°29'	500	DAEE	01/09/1952	15/10/1996
02346333	E3-228	Humaitá	São Vicente	Vertente Atlântica	-23°57'	-46°27'	10	DAEE	30/08/1939	31/10/2006
02346337	E3-235	Jurubatuba (Sbs)	Santos	Jurubatuba	-23°51'	-46°16'	200	DAEE	01/12/1971	12/08/1980
02346339	E3-236	Pilões	Cubatão	Cubatão	-23°54'	-46°30'	100	DAEE	01/03/1972	31/03/1992
02346393	E3-252	Quilombo	Santos	Quilombo	-23°49'	-46°18'	60	DAEE	12/03/1978	04/04/1988
02346399	E3-256	Jurubatuba	Santos	Jurubatuba	-23°51'	-46°16'	160	DAEE	09/08/1980	28/05/1990

Estação		Nome	Município	Bacia	Localização		Altitude (m)	Operadora	Dados Disponíveis	
Código ANA	Código Adicional				Latitude	Longitude			Início	Fim
02346409	E3-261	Terras de Santa Rosa	Itanhaém	Branco	-23°57'	-46°48'	750	DAEE	24/12/1981	31/01/1999
02446001	F3-002	Mongaguá	Mongaguá	Vertente Atlântica	-24°05'	-46°37'	20	DAEE	20/01/1937	30/09/2004
02446003	F3-005	Itanhaém	Itanhaém	Itanhaém	-24°11'	-46°48'	3	DAEE	01/09/1938	30/09/2004
02446013	F3-008	Banaurea	Itanhaém	Branco	-24°02'	-46°45'	20	DAEE	01/10/1969	30/11/1998
02446002	F3-009	Marrecas	Juquitiba	Juquiá	-24°02'	-46°58'	760	DAEE	01/01/1982	30/03/1983
02446019	F3-010	Melvi	Praia Grande	Branco	-24°02'	-46°33'	10	DAEE	01/09/1982	30/09/2004
02447010	F4-006	Guanhanha	Itariri	Guanhanha	-24°16'	-47°10'	50	DAEE	01/11/1959	30/04/2004
02447008	F4-012	Pedra do Largo	Miracatu	São Lourencinho	-24°09'	-47°17'	15	DAEE	01/01/1965	24/01/1999
02447013	F4-019	Pedro Barros	Pedro de Toledo	Itariri	-24°17'	-47°14'	60	DAEE	01/11/1957	30/09/2004
02447014	F4-026R	Ana Dias	Itariri	Preto	-24°18'	-47°04'	20	DAEE	01/03/1949	30/11/1995
02447058	F4-027	Peruíbe	Peruíbe	Preto	-24°19'	-47°00'	3	DAEE	01/01/1954	30/09/2004
02447003	F4-045	Ilha dos Paulistas	Pedro de Toledo	São Lourencinho	-24°04'	-47°01'	700	DAEE	01/11/1969	04/03/1994
02346107	*	Fazenda Sertão dos Freires	Santos	*	-23°45'	-46°10'	*	ANA	01/01/1963	31/10/1991
02346189	*	José Menino	Santos	*	-23°58'	-46°22'	*	EMAE	01/07/1955	30/06/1986
02346130	83818	Santos (Base	Santos	*	-23°55'	-46°17'	*	DEPV	01/01/1951	31/12/1970

554
PROC. 17849116

Estação		Nome	Município	Bacia	Localização		Altitude (m)	Operadora	Dados Disponíveis	
Código ANA	Código Adicional				Latitude	Longitude			Início	Fim
		Aérea)								
02346129	83872	Santos (Ponta da Praia)	Santos	*	-23°56'	-46°20'	*	INMET	01/01/1910	31/12/1996
02346168		Pilões	São Vicente	*	-23°54'	-46°30'	104	EMAE	01/07/1939	28/02/2006
02346261		Pilões (Rio Cubatão CSIC)	São Vicente	*	-23°00'	-46°00'	*	EMAE	01/07/1939	30/06/1978
02346212	P-12-018	Cubatão de Cima	São Bernardo do Campo	Tietê	-23° 52'	-46° 34'	750	EMAE	01/07/1937	10/06/2008
02346200	P-12-002	Barragem de Pedras	São Bernardo do Campo	Tietê	-23° 52'	-46° 28'	734	EMAE	28/09/1925	30/09/2010
02346160	P-6-006	Elevação 350	Cubatão	Atlântico	-23° 52'	-46° 27'	350	EMAE	01/10/1925	30/09/2010
02346206	P-6-007	Usina Henry Borden	Cubatão	Atlântico	-23° 52'	-46° 27'	12	EMAE	01/10/1925	30/09/2010
02447043	*	Pedro Barros	Miracatu	Ribeira do Iguape	-24°15'	-47°23'	18	COHIDRO	01/05/1939	31/12/2013
02447045	*	Itariri	Itariri	Ribeira do Iguape	-24°17'	-47°10	42	COHIDRO	01/08/1937	30/11/2013

* informação inexistente

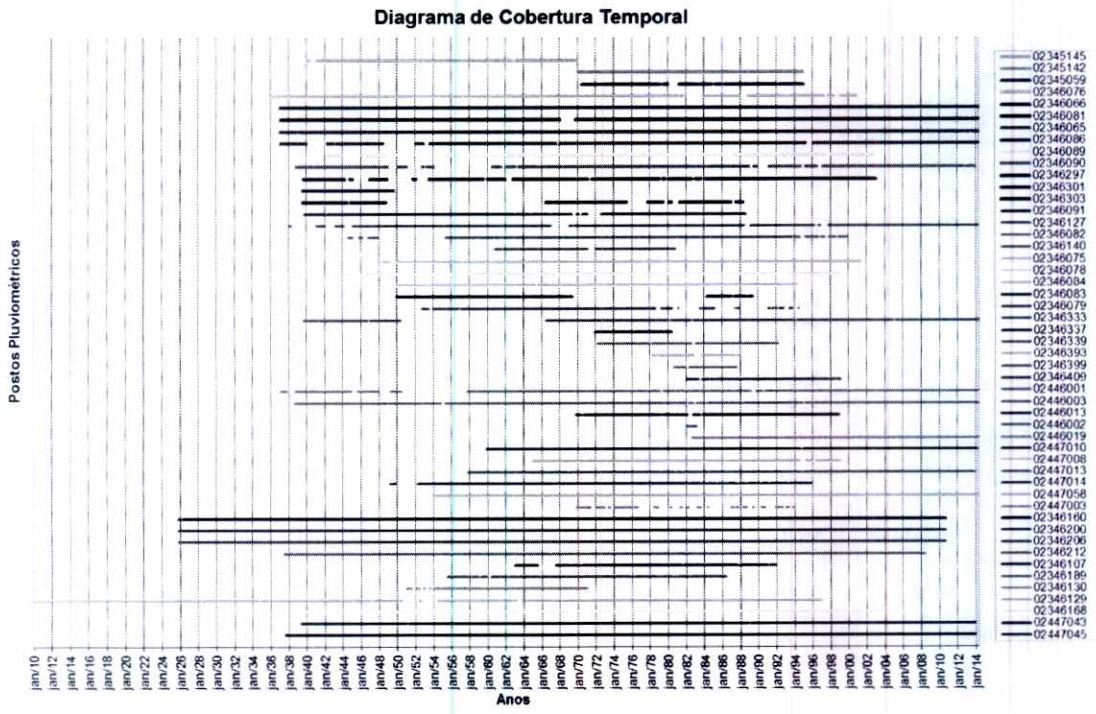


Figura 96 - Dados pluviométricos disponíveis para a área de estudo

4.2.2 Dados pluviográficos

Os dados pluviográficos dos postos adotados para elaboração dos estudos estão organizados em planilha eletrônica formato EXCEL, denominada "Dados Pluviográficos.xlsx".

Nas planilhas, encontram-se as seguintes informações:

- Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Latitude, Longitude, Altitude, Início e Fim das atividades);
- Dia/mês/ano do evento de chuva (coluna A);
- Horário do registro pluviográficos (coluna B);
- Volumes de precipitação a cada cinco minutos (colunas C a N).

Cada linha de dados corresponde a um registro de chuvas horário. Os registros são separados por colunas. Todos os valores de precipitação são em milímetros.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1										
2										
3		Município	Prefixo	Nome	Latitude	Longitude	Altitude	Início	Fim	
4		Bertioga	E3-040	Usina Itatinga	23°46'	46°07'	10 m	01/03/1970	em atividade	
5										

Figura 97 – Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Latitude, Longitude, Altitude, Início e Fim das atividades)

8	Data	Hora	5'	10'	15'	20'	25'	30'	35'	40'	45'	50'	55'	60'
9	01/01/1974	12:00	0	0	0	0	0	0,1	0	0,1	0	0	0	0
10	01/01/1974	15:00	0,6	0,6	0,4	0,5	0	0,1	0	0,1	1,3	1,3	0,6	0,6
11	01/01/1974	16:00	0,8	0,8	0,6	0,6	0,3	0,4	0,2	0,2	1,2	1,2	0,9	0,9
12	01/01/1974	17:00	1,9	1,9	2	2	1,8	1,8	2,2	2,3	4	4,1	0,6	0,6
13	01/01/1974	18:00	0,2	0,3	0,1	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0,1
14	01/01/1974	22:00	0	0	0	0	0	0,1	0	0,1	0	0	0	0,1
15	01/01/1974	23:00	0,2	0,3	0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
16	02/01/1974	00:00	0	0	0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0,1
17	02/01/1974	04:00	0	0	0	0	0	0	0,1	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2
18	02/01/1974	05:00	0,4	0,5	0,3	0,4	0,2	0,3	0,1	0,1	0	0,1	0	0
19	02/01/1974	06:00	0	0	0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,3	0,4	0,4	0,4
20	12/01/1974	10:00	0	0	0	0,1	0	0	0	0,1	0	0	0	0
21	12/01/1974	11:00	0	0,1	0	0	0	0	0,1	0,1	0,1	0,2	0	0,1
22	12/01/1974	12:00	0,1	0,1	0,8	0,9	1,1	1,1	0,2	0,3	0	0,1	0,1	0,2
23	12/01/1974	13:00	0,7	0,7	0,4	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2	0,3	0,1	0,2
24	12/01/1974	14:00	0,3	0,3	0,2	0,3	0,2	0,3	0,1	0,1	0	0,1	0,1	0,1
25	12/01/1974	15:00	0	0,1	0,1	0,1	0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0	0,1
26	12/01/1974	16:00	0,2	0,2	0,1	0,2	0,1	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4	0,1	0,2
27	12/01/1974	17:00	0,4	0,5	0,6	0,7	0,3	0,3	0,8	0,9	1	1,1	0,4	0,5
28	12/01/1974	18:00	0,6	0,6	0,7	0,7	0,2	0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0	0,1
29	12/01/1974	19:00	0	0	0	0,1	0	0	0,1	0,1	0	0	0	0,1
30	12/01/1974	20:00	0	0	0	0,1	0,1	0,2	0	0,1	0,2	0,2	0,4	0,4
31	12/01/1974	21:00	0,1	0,1	0	0,1	0	0	0	0,1	0	0	0	0
32	12/01/1974	22:00	0	0	0	0	0	0,1	0	0	0	0	0	0
33	13/01/1974	00:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
34	13/01/1974	02:00	0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
35	13/01/1974	03:00	0,4	0,4	0,3	0,3	0,1	0,2	0,1	0,1	0	0,1	0	0
36	13/01/1974	04:00	0	0,1	0,1	0,1	0	0,1	0,1	0,1	0	0	0	0,1
37	13/01/1974	05:00	0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	16/01/1974	09:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1	0,2	0,6	0,7
39	16/01/1974	10:00	0,8	0,9	1,5	1,6	0,9	0,9	1,2	1,2	0,8	0,8	0,5	0,6

Figura 98 – Dia/Mês/Ano, Horário, Chuvas

A Tabela 18 apresenta os postos pluviográficos provenientes do levantamento e a Figura 99 mostra a disponibilidade de dados para cada um destes postos.

Tabela 18 - Postos pluviográficos

Estação	Nome	Município	Localização		Altitude (m)	Operadora	Dados Disponíveis	
Código			Latitude	Longitude			Início	Fim
E2-126	Boraceia	Bertioga	-23°45'	-45°51'	5	DAEE	12/01/1974	08/09/1994
E3-040	Usina Itatinga	Bertioga	-23°46'	-46°07'	10	DAEE	01/01/1974	06/06/1999
E3-042	Represa Itatinga	Bertioga	-23°45'	-46°08'	720	DAEE	01/01/1978	11/02/1998
E3-235	Jurubatuba (Sbs)	Santos	-23°51'	-46°16'	200	DAEE	15/01/1974	12/08/1980
F3-005	Itanhaém	Itanhaém	-24°11'	-46°48'	3	DAEE	11/01/1974	22/03/1996

Fls. 556
Proc. 17849/16

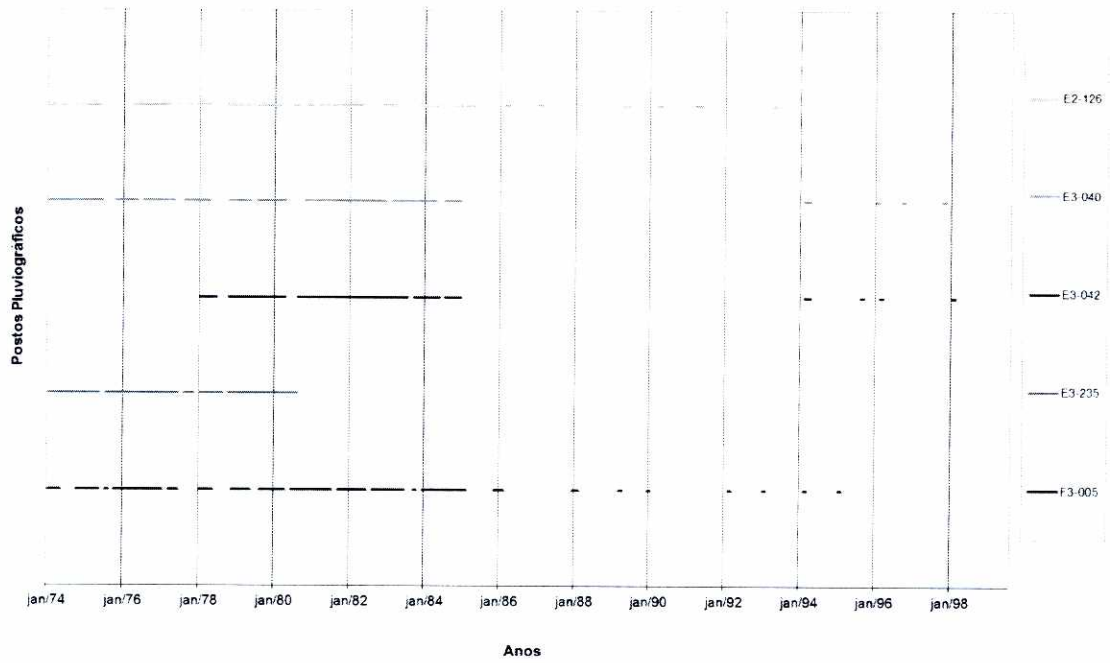


Figura 99 - Dados pluviográficos disponíveis para a área de estudo

4.2.3 Dados fluviométricos

Os dados fluviométricos dos postos adotados para elaboração dos estudos estão organizados em planilha eletrônica formato EXCEL, denominada **"Dados Fluviométricos.xlsx"**.

Nas planilhas com os dados de vazões, encontram-se as seguintes informações:

- Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Latitude, Longitude, Área, Curso d´Água, Prefixo ANA);
- Mês /ano das medições de vazão (coluna A);
- Vazões médias diárias (colunas B a AF).
- Vazão mínima mensal (coluna AG);
- Vazão média mensal (coluna AH);
- Vazão máxima mensal (coluna AI).

Cada linha de dados corresponde a um mês de observações. Os dados diários são separados por colunas. Todos os valores de vazão são registrados em metros cúbicos por segundo (m^3/s) e o de cota em metros (m).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1										
2		Município	Prefixo	Nome	Latitude	Longitude	Área	Curso d'Água	Prefixo ANA	
3		Cubatão	3E-093	Moji	23°49'21"	46°21'40"	19 km²	Moji,r	80450000	
4										

Figura 100 - Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Latitude, Longitude, Área, Curso d´Água, Prefixo ANA)

Fls. 557
Proc. 17849/16

Mês/Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
out/71																
nov/71	1,5	2,61	1,62	1,5	1,34	1,34	1,29	1,34	1,29	2,05	1,34	1,34	3,59	1,39	1,14	1,1
dez/71	2,68	2,84	2,25	1,92	3,87	2,39	1,92	1,86	1,79	2,05	1,73	1,56	1,5	21,24	3,25	2,92
jan/72	2,11	1,98	1,86	1,79	1,73	1,73	3,59	2,05	2,32	3	2,05	1,92	1,86	1,98	1,67	1,62
fev/72	2,68	2,54	24,54	3,42	2,92	2,76	2,54	2,46	6,49	2,54	2,32	2,76	3,16	18,07	3,51	5,83
mar/72	3,78	3,87	3,69	3,61	3,54	3,61	3,46	3,46	3,54	3,61	6,84	7,01	4,24	4	3,84	3,61
abr/72	4,91	4,08	3,31	6,84	8,34	5,82	5	4,16	4,24	4,41	3,92	3,77	3,54	3,77	4,24	7,01
mai/72	2,95	2,75	2,75	2,75	2,75	2,42	2,42	2,42	2,42	2,23	2,16	2,16	2,1	2,1	2,1	2,1
jun/72	1,87	1,87	3,17	1,38	25,02	1,7	1,43	1,28	1,28	1,28	1,28	1,38	1,23	1,33	1,33	1,28
jul/72	1,09	1,64	1,18	1,13	1,23	1,04	1	0,91	0,87	0,87	0,87	0,91	0,91	1	1,04	1,04
ago/72	0,83	0,83	0,75	4,66	7,38	5,09	2,16	2,1	1,48	1,33	1,04	1,04	1,04	1,28	1,33	1,28
set/72	0,83	0,83	0,8	0,83	0,87	0,95	0,87	0,83	0,83	0,76	0,8	0,83	0,83	0,99	0,87	0,83
out/72	2,42	1,74	5,37	4,93	8,96	4,51	3,69	10,75	7,95	4,93	8,34	4,93	3,69	3,76	5,22	8,75
nov/72	2,07	10,52	9,17	6,66	3,99	3,47	3,19	2,92	3,4	3,62	2,99	2,86	2,67	2,86	4,65	3,26
dez/72	3,19	2,86	2,67	2,42	2,12	2,24	2,48	2,18	2,01	1,9	1,96	2,86	3,13	2,24	1,9	1,85
jan/73	1,64	1,79	2,01	1,69	1,59	1,49	1,49	2,07	1,79	1,69	1,64	1,85	1,44	1,44	3,84	65,02
fev/73	3,54	3,19	2,99	2,86	2,86	10,29	6,15	3,62	3,19	2,99	2,99	2,73	3,54	3,33	5,67	3,69
mar/73	2,6	2,54	2,42	3,13	4,79	2,67	2,42	2,48	3,99	3,76	3,33	2,48	4,93	2,67	2,6	2,48
abr/73	2,3	2,24	1,96	2,01	3,33	1,79	1,85	1,85	2,24	2,73	8,75					
mai/73																
jun/73	2,67	2,67	2,67	2,48	2,36	2,36	2,3	2,24	2,18	2,12	2,07	2,12	2,07	2,07	4,65	2,99
jul/73	1,74	2,12	3,13	1,9	1,74	1,74	1,59	1,69	1,69	1,69	1,69	1,53	1,49	1,44	1,39	1,44
ago/73	1,9	1,96	2,07	1,85	1,74	1,74	1,85	1,74	1,74	1,64	1,64	1,53	1,53	1,53	1,53	1,59
set/73	3,13	2,86	2,3	2,01	1,9	1,79	3,06	2,8	1,9	1,96	1,9	1,79	1,74	1,69	2,42	3,13
out/73	3,33	3,33	3,19	2,54	2,36	2,42	2,42	2,36	2,67	2,42	3,06	2,99	2,67	5,52	3,19	2,67
nov/73	2,6	4,38	9,39	2,92	3,13	2,99	2,99	2,86	2,67	2,42	2,54	2,54	2,54	2,86	4,38	2,8
dez/73	2,99	3,26	3,33	2,99	3,13	3,06	3,19	3,06	2,92	2,99	2,92	2,67	2,3	2,24	2,86	3,69
jan/74	7,19	5,37	3,4	3,19	2,99	2,99	2,99	4,14	2,99	2,67	9,61	6,15	4,06	3,62	38,87	36,72
fev/74	3,4	5,52	5,37	4,14	3,4	3,62	3,54	3,13	3,06	3,19	3,19	2,99	2,8	2,92	2,8	2,73

Figura 101 – Mês/Ano, Vazões Diárias

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	Vazão Mínima	Vazão Média	Vazão Máxima
							1,98	1,79	1,62	1,56	1,62	2,05	1,56	1,5	1,5	1,79	1,5			
1,39	1,14	1,1	1,1	1,1	1,19	2,46	4,25	2,84	4,06	2,76	2,39	2,11	2,61	2,39	2,11	2,05		1,1	1,97	4,25
21,24	3,25	2,92	2,54	2,25	2,18	3,68	1,86	2,25	4,65	4,25	3	2,68	2,76	2,92	2,68	2,68	2,39	1,5	3,18	21,24
1,98	1,67	1,62	1,56	1,45	1,45	1,45	3,25	13,78	24,06	4,93	3,51	3,25	2,84	3,16	2,92	4,06	3,16	1,45	3,49	24,06
18,07	3,51	5,83	2,76	2,54	2,46	58,31	6,66	5,07	4,25	3,96	3,68	3,42	5,22	6,15	4,25			2,32	6,8	58,31
4	3,84	3,61	3,54	3,54	3,38	3,24	3,17	3,17	3,09	3,09	2,88	2,88	3,61	2,88	2,81	2,75	5	2,75	3,7	7,01
3,77	4,24	7,01	4,16	3,46	3,46	3,46	3,31	3,31	3,24	3,17	3,09	2,95	2,81	2,81	2,81	2,81		2,81	4,07	8,34
2,1	2,1	2,1	2,1	2,04	2,35	4,16	2,16	2,04	2,04	2,04	2,55	2,35	2,35	1,92	1,87	1,87	1,87	1,87	2,33	4,16
1,33	1,33	1,28	1,33	1,33	1,38	1,13	1,04	1,04	1,04	1,09	1,13	1,04	1,18	1,13	1,09	1,28		1,04	2,14	25,02
1	1,04	1,04	1,09	1,04	1	0,95	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,87	1,59	1,04	1,04	0,83	0,83	0,83	1,01	1,64
1,28	1,33	1,28	1,04	0,95	1	0,87	0,91	1	3,24	1,59	1,33	1	1,04	0,95	0,91	0,83	0,83	0,75	1,65	7,38
0,99	0,87	0,83	0,8	0,8	0,83	0,76	0,72	3,54	7,19	2,42	1,9	1,49	1,07	1,34	12,96	4,38		0,72	1,79	12,96
3,76	5,22	8,75	5,37	3,54	3,26	2,92	2,73	2,48	2,36	2,12	2,01	2,07	2,48	3,69	3,26	2,8	2,18	1,74	4,3	10,75
2,86	4,65	3,26	2,92	2,73	4,51	3,99	3,54	3,33	2,99	2,86	2,6	2,67	2,48	2,3	2,24	2,24		2,07	3,66	10,52
2,24	1,9	1,85	1,79	1,85	2,8	3,13	1,79	1,79	4,38	2,54	1,96	1,85	1,79	1,69	1,69	2,01	1,79	1,69	2,29	4,38
1,44	3,84	65,02	27,96	6,49	4,14	6,49	4,93	3,91	3,76	3,47	3,13	9,39	4,79	3,99	3,47	3,33	3,47	1,44	5,97	65,02
3,33	5,67	3,69	5,52	4,79	3,69	3,76	3,47	3,19	3,06	3,84	2,86	2,86	2,73	2,67				2,67	3,79	10,29
2,67	2,6	2,48	2,42	2,36	2,42	2,36	2,24	3,19	4,06	2,92	2,42	2,36	2,36	2,12	2,07	2,12	2,42	2,07	2,81	4,93
															2,92	2,8	2,73			
2,07	4,65	2,99	2,48	2,92	2,42	1,96	1,9	1,85	1,79	1,85	2,12	1,79	2,24	1,79	1,79	1,69		1,69	2,29	4,65
1,44	1,39	1,44	1,39	1,53	3,19	4,38	6,49	3,13	3,76	5,07	2,73	2,3	2,12	4,38	2,42	2,42	2,48	1,39	2,44	6,49
1,53	1,53	1,59	1,53	1,49	1,49	1,59	1,96	3,06	2,18	1,9	1,69	1,64	2,07	1,79	1,9	2,54	3,62	1,49	1,87	3,62
1,69	2,42	3,13	2,01	1,85	1,9	8,55	5,22	12,15	5,67	3,84	3,84	3,06	2,67	2,42	2,36	2,92		1,69	3,16	12,15
5,52	3,19	2,67	2,48	2,36	3,33	3,19	2,24	2,18	2,86	2,24	2,12	2,92	6,49	4,06	3,62	5,83	2,86	2,12	3,09	6,49
2,86	4,38	2,8	2,54	3,99	8,34	5,22	3,91	3,26	2,99	3,06	3,62	3,47	3,99	4,14	3,69	3,13		2,42	3,65	9,39
2,24	2,86	3,69	2,6	2,86	2,36	4,65	5,99	3,4	3,33	3,76	3,84	3,91	3,84	3,47	3,13	3,4	7,76	2,24	3,42	7,76
3,62	38,87	36,72	8,75	10,06	6,15	4,51	4,93	4,51	4,38	3,76	4,65	4,79	4,51	4,25	3,84	3,99	3,47	2,67	6,89	38,87
2,92	2,8	2,73	2,54	2,48	2,6	2,54	2,54	2,6	2,54	2,6	2,67	2,67	2,6	2,54				2,48	3,1	5,52
4,38	3,54	2,92	3,26	3,76	3,47	3,76	34,08	5,07	4,25	3,99	3,47	2,99	2,92	3,47	2,86	2,6	2,86	1,96	4,28	34,08
2,3	2,36	2,24	2,36	2,3	2,67	3,19	3,06	2,18	2,24	2,3	2,18	4,79	3,84	2,92	2,92	2,86		2,18	2,78	4,79
1,9	1,9	1,79	1,79	1,69	1,74	1,64	1,64	1,64	1,53	1,49	1,49	1,44	1,49	1,39	1,34	1,49	1,49	1,34	1,96	3,06
1,44	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,21	1,34	7,38	6,15	6,66	4,51	2,92	2,01	3,26	2,24	1,53		1,21	2,21	7,38
1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,12	1,03	1,53	5,22	2,8	1,39	1,3	1,16	1,12	1,07	1,07	1,03	1,03	1,35	5,22
0,91	0,87	1,34	1,21	1,12	0,91	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,83	0,83	0,8	0,8	0,8	0,83	0,8	0,94	1,34
1,16	1,07	1,07	1,07	0,95	1,03	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,91	0,87	1,34	2,18	2,42		0,87	1,65	4,38

Figura 102 – Vazão Mínima, Vazão Média, Vazão Máxima

Nas planilhas com os dados de cotas, encontram-se as seguintes informações:

- Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Latitude, Longitude, Área, Curso d´Água, Prefixo ANA);

- Mês /ano das medições de vazão (coluna A);
- Cotas médias diárias (colunas B a AF).
- Cota mínima mensal (coluna AG);
- Cota média mensal (coluna AH);
- Cota máxima mensal (coluna AI).

Município	Prefixo	Nome	Latitude	Longitude	Área	Curso d'Água	Prefixo ANA
Santos	3E-095	Quilombo	23°49'49"	46°19'12"	57 km²	Quilombo,r	80280000

Figura 103 - Cabeçalho (Município, Prefixo, Nome, Latitude, Longitude, Área, Curso d´Água, Prefixo ANA)

Mês/Ano	Hora	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
out/71	07:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
out/71	18:00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
nov/71	07:00	1,4	1,57	1,42	1,4	1,37	1,37	1,36	1,37	1,36	1,49	1,37	1,37	1,69	1,38	1,33	1,32
nov/71	18:00	1,4	1,57	1,42	1,4	1,37	1,37	1,36	1,37	1,36	1,49	1,37	1,37	1,69	1,38	1,33	1,32
dez/71	07:00	1,58	1,6	1,52	1,47	1,72	1,54	1,47	1,46	1,45	1,49	1,44	1,41	1,4	2,38	1,65	1,61
dez/71	18:00	1,58	1,6	1,52	1,47	1,72	1,54	1,47	1,46	1,45	1,49	1,44	1,41	1,4	2,38	1,65	1,61
jan/72	07:00	1,5	1,48	1,46	1,45	1,44	1,44	1,69	1,49	1,53	1,62	1,49	1,47	1,46	1,48	1,43	1,42
jan/72	18:00	1,5	1,48	1,46	1,45	1,44	1,44	1,69	1,49	1,53	1,62	1,49	1,47	1,46	1,48	1,43	1,42
fev/72	07:00	1,58	1,56	2,45	1,67	1,61	1,59	1,56	1,55	1,92	1,56	1,53	1,59	1,64	2,31	1,68	1,88
fev/72	18:00	1,58	1,56	2,45	1,67	1,61	1,59	1,56	1,55	1,92	1,56	1,53	1,59	1,64	2,31	1,68	1,88
mar/72	07:00	1,71	1,72	1,63	1,62	1,61	1,62	1,6	1,6	1,61	1,62	1,94	1,95	1,7	1,67	1,65	1,62
mar/72	18:00	1,71	1,72	1,63	1,62	1,61	1,62	1,6	1,6	1,61	1,62	1,94	1,95	1,7	1,67	1,65	1,62
abr/72	07:00	1,78	1,68	1,58	1,94	2,02	1,88	1,79	1,69	1,7	1,72	1,66	1,64	1,61	1,64	1,7	1,95
abr/72	18:00	1,78	1,68	1,58	1,94	2,02	1,88	1,79	1,69	1,7	1,72	1,66	1,64	1,61	1,64	1,7	1,95
mai/72	07:00	1,53	1,5	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	1,42	1,41	1,41	1,4	1,4	1,4	1,4
mai/72	18:00	1,53	1,5	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	1,42	1,41	1,41	1,4	1,4	1,4	1,4
jun/72	07:00	1,36	1,36	1,56	1,27	2,46	1,33	1,28	1,25	1,25	1,25	1,25	1,27	1,24	1,26	1,26	1,25
jun/72	18:00	1,36	1,36	1,56	1,27	2,46	1,33	1,28	1,25	1,25	1,25	1,25	1,27	1,24	1,26	1,26	1,25
jul/72	07:00	1,21	1,32	1,23	1,22	1,24	1,2	1,19	1,17	1,16	1,16	1,16	1,17	1,17	1,19	1,2	1,2
jul/72	18:00	1,21	1,32	1,23	1,22	1,24	1,2	1,19	1,17	1,16	1,16	1,16	1,17	1,17	1,19	1,2	1,2
ago/72	07:00	1,15	1,15	1,13	1,75	1,97	1,8	1,41	1,4	1,29	1,26	1,2	1,2	1,2	1,25	1,26	1,25
ago/72	18:00	1,15	1,15	1,13	1,75	1,97	1,8	1,41	1,4	1,29	1,26	1,2	1,2	1,2	1,25	1,26	1,25
set/72	07:00	1,19	1,19	1,18	1,19	1,2	1,22	1,2	1,19	1,19	1,17	1,18	1,19	1,19	1,23	1,2	1,19
set/72	18:00	1,19	1,19	1,18	1,19	1,2	1,22	1,2	1,19	1,19	1,17	1,18	1,19	1,19	1,23	1,2	1,19
out/72	07:00	1,51	1,39	1,85	1,82	2,05	1,79	1,7	2,13	2	1,82	2,02	1,82	1,7	1,71	1,84	2,04
out/72	18:00	1,51	1,39	1,85	1,82	2,05	1,79	1,7	2,13	2	1,82	2,02	1,82	1,7	1,71	1,84	2,04
nov/72	07:00	1,45	2,12	2,06	1,93	1,74	1,67	1,63	1,59	1,66	1,69	1,6	1,58	1,55	1,58	1,8	1,64
nov/72	18:00	1,45	2,12	2,06	1,93	1,74	1,67	1,63	1,59	1,66	1,69	1,6	1,58	1,55	1,58	1,8	1,64
dez/72	07:00	1,63	1,58	1,55	1,51	1,46	1,48	1,52	1,47	1,44	1,42	1,43	1,58	1,62	1,48	1,42	1,41
dez/72	18:00	1,63	1,58	1,55	1,51	1,46	1,48	1,52	1,47	1,44	1,42	1,43	1,58	1,62	1,48	1,42	1,41
jan/73	07:00	1,37	1,4	1,44	1,38	1,36	1,34	1,34	1,45	1,4	1,38	1,37	1,41	1,33	1,33	1,72	3,18
jan/73	18:00	1,37	1,4	1,44	1,38	1,36	1,34	1,34	1,45	1,4	1,38	1,37	1,41	1,33	1,33	1,72	3,18
fev/73	07:00	1,68	1,63	1,6	1,58	1,58	2,11	1,9	1,69	1,63	1,6	1,6	1,56	1,68	1,65	1,87	1,7
fev/73	18:00	1,68	1,63	1,6	1,58	1,58	2,11	1,9	1,69	1,63	1,6	1,6	1,56	1,68	1,65	1,87	1,7
mar/73	07:00	1,54	1,53	1,51	1,62	1,81	1,55	1,51	1,52	1,74	1,71	1,65	1,52	1,82	1,55	1,54	1,52
mar/73	18:00	1,54	1,53	1,51	1,62	1,81	1,55	1,51	1,52	1,74	1,71	1,65	1,52	1,82	1,55	1,54	1,52

Figura 104 – Mês/Ano, Cotas Diárias

Fls. 552
Proc. 17499/16

15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	Cota Mínima	Cota Média
...	...	...	...	...	...	1,48	1,45	1,42	1,41	1,42	1,49	1,41	1,4	1,4	1,45	1,4 ...	---	
...	...	...	...	...	...	1,48	1,45	1,42	1,41	1,42	1,49	1,41	1,4	1,4	1,45	1,4 ...	---	
1,33	1,32	1,32	1,32	1,34	1,55	1,76	1,6	1,74	1,59	1,54	1,5	1,57	1,54	1,5	1,49 ...		1,32	**1,46**
1,33	1,32	1,32	1,32	1,34	1,55	1,76	1,6	1,74	1,59	1,54	1,5	1,57	1,54	1,5	1,49 ...		1,32	**1,46**
1,65	1,61	1,56	1,52	1,51	1,7	1,46	1,52	1,8	1,76	1,62	1,58	1,59	1,61	1,58	1,58	1,54	1,4	**1,58**
1,65	1,61	1,56	1,52	1,51	1,7	1,46	1,52	1,8	1,76	1,62	1,58	1,59	1,61	1,58	1,58	1,54	1,4	**1,58**
1,43	1,42	1,41	1,39	1,39	1,39	1,65	2,21	2,44	1,82	1,68	1,65	1,6	1,64	1,61	1,74	1,64	1,39	**1,58**
1,43	1,42	1,41	1,39	1,39	1,39	1,65	2,21	2,44	1,82	1,68	1,65	1,6	1,64	1,61	1,74	1,64	1,39	**1,58**
1,68	1,88	1,59	1,56	1,55	3,07	1,93	1,83	1,76	1,73	1,7	1,67	1,84	1,9	1,76 ...	...		1,53	**1,78**
1,68	1,88	1,59	1,56	1,55	3,07	1,93	1,83	1,76	1,73	1,7	1,67	1,84	1,9	1,76 ...	...		1,53	**1,78**
1,65	1,62	1,61	1,61	1,59	1,57	1,56	1,56	1,55	1,55	1,52	1,52	1,62	1,52	1,51	1,5	1,79	1,5	**1,63**
1,65	1,62	1,61	1,61	1,59	1,57	1,56	1,56	1,55	1,55	1,52	1,52	1,62	1,52	1,51	1,5	1,79	1,5	**1,63**
1,7	1,95	1,69	1,6	1,6	1,6	1,58	1,58	1,57	1,56	1,55	1,53	1,51	1,51	1,51	1,51 ...		1,51	**1,66**
1,7	1,95	1,69	1,6	1,6	1,6	1,58	1,58	1,57	1,56	1,55	1,53	1,51	1,51	1,51	1,51 ...		1,51	**1,66**
1,4	1,4	1,4	1,39	1,44	1,69	1,41	1,39	1,39	1,39	1,47	1,44	1,44	1,37	1,36	1,36	1,36	1,36	**1,43**
1,4	1,4	1,4	1,39	1,44	1,69	1,41	1,39	1,39	1,39	1,47	1,44	1,44	1,37	1,36	1,36	1,36	1,36	**1,43**
1,26	1,25	1,26	1,26	1,27	1,22	1,2	1,2	1,2	1,21	1,22	1,2	1,23	1,22	1,21	1,25 ...		1,2	**1,30**
1,26	1,25	1,26	1,26	1,27	1,22	1,2	1,2	1,2	1,21	1,22	1,2	1,23	1,22	1,21	1,25 ...		1,2	**1,30**
1,2	1,2	1,21	1,2	1,19	1,18	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,16	1,31	1,2	1,2	1,15	1,15	1,15	**1,19**
1,2	1,2	1,21	1,2	1,19	1,18	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,16	1,31	1,2	1,2	1,15	1,15	1,15	**1,19**
1,26	1,25	1,2	1,18	1,19	1,16	1,17	1,19	1,57	1,31	1,26	1,19	1,2	1,18	1,17	1,19	1,19	1,13	**1,29**
1,26	1,25	1,2	1,18	1,19	1,16	1,17	1,19	1,57	1,31	1,26	1,19	1,2	1,18	1,17	1,19	1,19	1,13	**1,29**
1,2	1,19	1,18	1,18	1,19	1,17	1,16	1,68	1,96	1,51	1,42	1,34	1,25	1,31	2,19	1,78 ...		1,16	**1,31**
1,2	1,19	1,18	1,18	1,19	1,17	1,16	1,68	1,96	1,51	1,42	1,34	1,25	1,31	2,19	1,78 ...		1,16	**1,31**
1,84	2,04	1,85	1,68	1,64	1,59	1,56	1,52	1,5	1,46	1,44	1,45	1,52	1,7	1,64	1,57	1,47	1,39	**1,70**
1,84	2,04	1,85	1,68	1,64	1,59	1,56	1,52	1,5	1,46	1,44	1,45	1,52	1,7	1,64	1,57	1,47	1,39	**1,70**
1,8	1,64	1,59	1,56	1,79	1,74	1,68	1,65	1,6	1,58	1,54	1,55	1,52	1,49	1,48	1,48 ...		1,45	**1,65**
1,8	1,64	1,59	1,56	1,79	1,74	1,68	1,65	1,6	1,58	1,54	1,55	1,52	1,49	1,48	1,48 ...		1,45	**1,65**
1,42	1,41	1,4	1,41	1,57	1,62	1,4	1,4	1,78	1,53	1,43	1,41	1,4	1,38	1,38	1,44	1,4	1,38	**1,48**
1,42	1,41	1,4	1,41	1,57	1,62	1,4	1,4	1,78	1,53	1,43	1,41	1,4	1,38	1,38	1,44	1,4	1,38	**1,48**
1,72	3,18	2,52	1,92	1,76	1,92	1,82	1,73	1,71	1,67	1,62	2,07	1,81	1,74	1,67	1,65	1,67	1,33	**1,66**
1,72	3,18	2,52	1,92	1,76	1,92	1,82	1,73	1,71	1,67	1,62	2,07	1,81	1,74	1,67	1,65	1,67	1,33	**1,66**
1,87	1,7	1,86	1,81	1,7	1,71	1,67	1,63	1,61	1,72	1,58	1,58	1,56	1,55 ...	...	...		1,55	**1,68**
1,87	1,7	1,86	1,81	1,7	1,71	1,67	1,63	1,61	1,72	1,58	1,58	1,56	1,55 ...	...	...		1,55	**1,68**
1,54	1,52	1,51	1,5	1,51	1,5	1,48	1,63	1,75	1,59	1,51	1,5	1,5	1,46	1,45	1,46	1,51	1,45	**1,56**
1,54	1,52	1,51	1,5	1,51	1,5	1,48	1,63	1,75	1,59	1,51	1,5	1,5	1,46	1,45	1,46	1,51	1,45	**1,56**

Figura 105 – Vazão Mínima, Vazão Média, Vazão Máxima

A Tabela 19 apresenta os postos fluviométricos provenientes do levantamento e a Figura 106 mostra a disponibilidade de dados para cada um destes postos.

Tabela 19 - Postos fluviométricos

Estação		Nome	Curso d´água	Município	Localização		Área de Drenagem (km^2)	Operadora	Dados Disponíveis de Nível d´Água	
Código ANA	Código Adicional				Latitude	Longitude			Início	Fim
80360000	3E-077	Ponte Preta	Rio Cubatão	Cubatão	-23°53'39"	-46°27'26"	131	DAEE	03/11/1966	30/06/1969
80450000	3E-093	Moji	Rio Moji	Cubatão	-23°49'21"	-46°21'40"	19	DAEE	01/08/1972	31/10/1974
80280000	3E-095	Quilombo	Rio Quilombo	Santos	-23°49'49"	-46°19'12"	57	DAEE	21/10/1971	18/11/1987
80860000	3F-003	Faz. Água Quente	Rio Branco/Branco da Conceição	Itanhaém	-24°04'28"	-46°46'48"	264	DAEE	12/12/1980	28/06/1990
80900000	3F-001	Itanhaém	Rio Itanhaém	Itanhaém	-24°10'44"	-46°47'23"	1090	DAEE	01/10/1987	30/04/1992
80250000	*	Faz. Sertão dos Freires	Rio Itatinga	Santos	-23°46'00"	-46°10'00"	33	ANA	06/11/1962	30/09/1991

* informação inexistente

Fls. 559
Proc. 17849/16

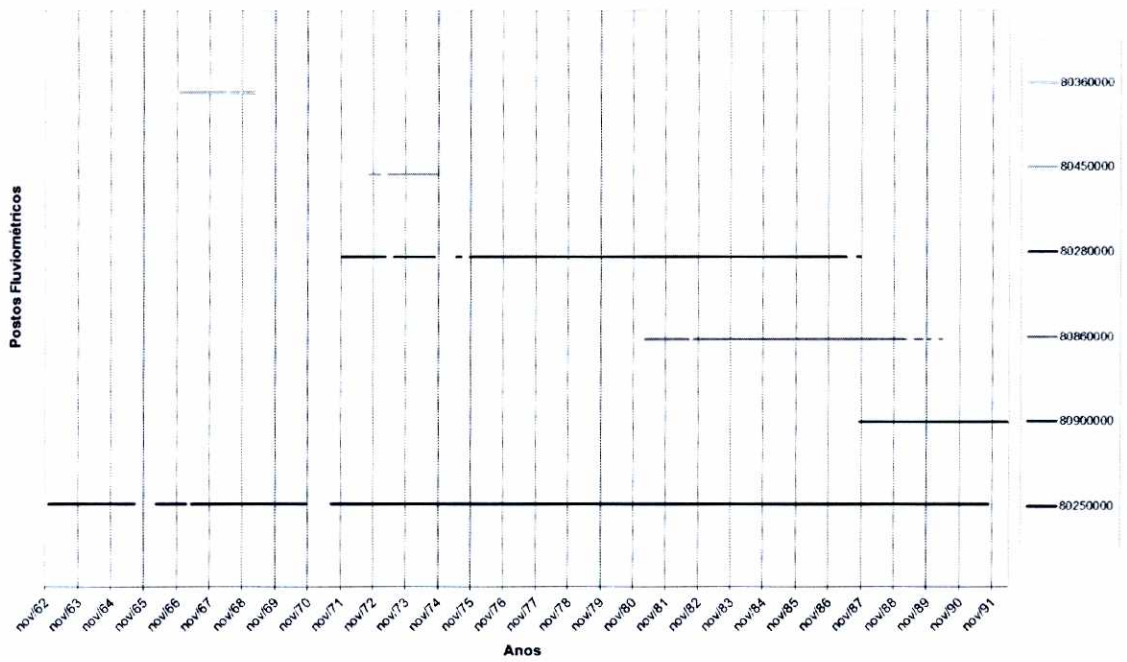


Figura 106 - Dados fluviométricos disponíveis para a área de estudo

4.2.4 Dados de maré

Os dados de maré existentes para a área de estudo provêm do Posto Cosipa, operado pelo SAISP. Este posto telemétrico está localizado no município de Cubatão (23°52'10.64"S; 46°22'26.36"O) e o período de dados disponível encontra-se do dia 16/10/1993 ao dia 17/07/2014. A localização do posto está apresentada na Figura 107.



Figura 107 - Localização do Posto Cosipa
Fonte: Adaptado Google Earth

4.3 MARCOS GEODÉSICOS

O município de Praia Grande conta com uma rede de marcos geodésicos, com 66 estações Planoretangulares, como mostra a Figura 108 e a Tabela 20 a seguir.

Fls. 560
Proc. 17399/16

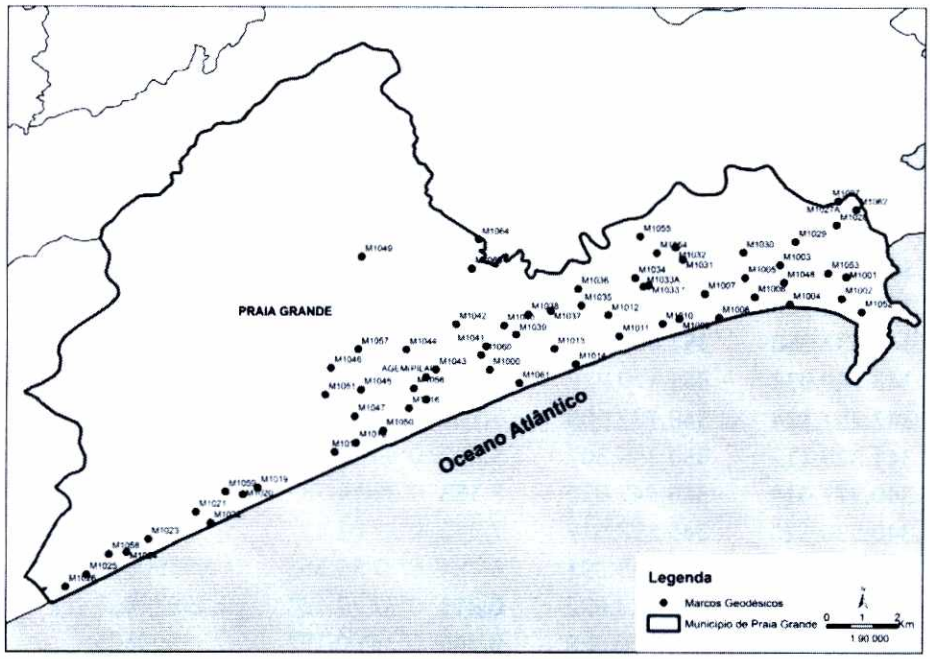


Figura 108 – Marcos Geodésicos
Fonte: PRAIA GRANDE (2005)

Tabela 20 – Marcos Geodésicos

Elipsóide: SAD_69 a=6378160.000 b=6356774.719
Meridiano Central: 45°00'00.00"W Hemisfério Sul

Coordenadas UTM

Ponto	N(m)	E(m)	h(m)	Convergência	kapa	H(m)
AGEM(PILAR)	7.341.407.262	346.432.812	8.970	0°36'54.35"	0.99989129	6.90
M1000	7.341.637.721	348.095.074	27.649	0°36'30.18"	0.99988502	25.58
M1001	7.344.372.104	357.342.430	7.194	0°34'14.52"	0.99985137	5.12
M1002	7.343.766.614	357.237.981	6.279	0°34'16.55"	0.99985174	4.298
M1003	7.344.687.583	355.622.712	7.263	0°34'39.00"	0.99985747	5.19
M1004	7.343.594.875	355.895.724	4.851	0°34'36.03"	0.99985649	2.78
M1005	7.344.320.623	354.721.118	7.188	0°34'52.30"	0.99986069	5.12
M1006	7.343.785.980	354.982.320	5.806	0°34'49.02"	0.99985976	3.771
M1007	7.343.861.080	353.680.640	7.465	0°35'07.69"	0.99986444	5.39
M1008	7.343.192.533	354.058.989	5.218	0°35'02.84"	0.99986308	3.15
M1009	7.343.148.576	353.026.071	6.220	0°35'17.76"	0.99986681	4.15
M1010	7.343.004.120	352.591.970	6.236	0°35'24.14"	0.99986839	4.164
M1011	7.342.637.360	351.466.775	5.952	0°35'40.68"	0.99987250	3.88
M1012	7.343.240.938	351.170.224	7.475	0°35'44.40"	0.99987359	5.40
M1013	7.342.257.124	349.777.505	7.131	0°36'05.36"	0.99987874	5.06
M1014	7.341.829.113	350.338.307	5.531	0°35'57.67"	0.99987666	3.459
M1015	7.340.777.014	346.447.032	7.188	0°36'54.73"	0.99989123	5.066
M1016	7.340.530.120	345.998.514	7.356	0°37'01.43"	0.99989294	5.215
M1017	7.339.278.123	344.075.391	6.454	0°37'30.35"	0.99990030	4.38
M1018	7.339.548.617	344.627.622	6.813	0°37'22.13"	0.99989818	4.74
M1019	7.338.239.040	342.076.688	6.746	0°38'00.19"	0.99990805	4.68
M1020	7.338.034.977	341.691.099	6.015	0°38'05.95"	0.99990955	3.94
M1021	7.337.521.663	340.480.800	7.123	0°38'23.91"	0.99991430	5.05
M1022	7.337.220.283	340.866.336	5.385	0°38'18.64"	0.99991279	3.31
M1023	7.336.740.102	339.255.835	6.513	0°38'42.37"	0.99991915	4.44
M1024	7.336.369.961	338.694.998	6.162	0°38'50.83"	0.99992138	4.09
M1025	7.335.730.248	337.666.669	5.957	0°39'06.31"	0.99992549	3.826
M1026	7.335.378.885	337.128.434	5.636	0°39'14.44"	0.99992765	3.533
M1027	7.346.537.452	357.103.698	3.248	0°34'16.07"	0.99985221	1.18
M1027A	7.346.538.080	357.105.217	3.258	0°34'16.05"	0.99985221	1.19
M1028	7.345.844.993	357.071.886	4.006	0°34'17.13"	0.99985233	1.978
M1029	7.345.355.403	356.012.849	4.728	0°34'32.80"	0.99985608	2.697
M1030	7.345.029.445	354.665.823	3.417	0°34'52.47"	0.99986089	1.35
M1031	7.344.809.984	353.092.525	18.604	0°35'15.31"	0.99986657	16.53
M1032	7.345.155.220	352.895.832	4.888	0°35'17.83"	0.99986729	2.82

Fls. 561
Proc. 17349/16
FCTH

Elipsóide: SAD_69 a=6378160.000 b=6356774.719
Meridiano Central: 45°00'00.00"W Hemisfério Sul

Coordenadas UTM

Ponto	N(m)	E(m)	h(m)	Convergência	kapa	H(m)
M1033*	7.344.077.302	352.210.820	23.763			17.28
M1033A	7.344.046.398	352.074.610	7.060	0º35'30.65"	0.99987028	4.99
M1034	7.344.282.371	351.858.601	4.220	0°35'33.55"	0.99987107	2.15
M1035	7.343.496.882	350.461.742	3.969	0°35'54.37"	0.99987620	1.90
M1036	7.343.959.916	350.373.416	3.940	0°35'55.22"	0.99987653	1.87
M1037	7.343.337.633	349.662.938	5.575	0°36'06.02"	0.99987916	3.50
M1038	7.343.233.004	349.078.391	5.154	0°36'14.54"	0.99988134	3.08
M1039	7.342.651.790	348.766.672	6.547	0°36'19.56"	0.99988250	4.48
M1040	7.342.905.581	348.453.255	4.779	0°36'23.84"	0.99988367	2.71
M1041	7.342.305.487	347.986.721	7.327	0°36'31.12"	0.99988542	5.26
M1042	7.342.928.478	347.192.770	5.972	0°36'41.98"	0.99988841	3.90
M1043	7.341.619.478	346.688.161	8.756	0°36'50.47"	0.99989032	6.69
M1044	7.342.184.212	345.902.625	5.315	0°37'01.26"	0.99989330	3.264
M1045	7.341.030.252	344.735.413	6.042	0°37'19.17"	0.99989776	3.97
M1046	7.341.634.272	343.943.790	4.936	0°37'30.01"	0.99990081	2.87
M1047	7.340.284.086	344.585.893	7.286	0°37'22.03"	0.99989834	5.22
M1048	7.344.198.044	355.736.350	6.959	0°34'37.80"	0.99985706	4.89
M1049	7.344.787.063	344.699.009	54.195	0°37'16.13"	0.99989790	52.12
M1050	7.339.897.402	345.334.513	6.376	0°37'11.60"	0.99989547	4.31
M1051	7.340.880.112	343.804.120	4.746	0°37'32.74"	0.99990135	2.68
M1052	7.343.398.761	357.757.285	6.280	0°34'09.39"	0.99984991	4.21
M1053	7.344.473.270	356.876.927	7.262	0°34'21.13"	0.99985301	5.19
M1054	7.344.989.477	352.410.854	5.039	0°35'24.96"	0.99986905	2.97
M1055	7.345.460.795	351.970.683	4.042	0°35'30.87"	0.99987066	1.97
M1056	7.341.084.741	346.116.210	9.065	0°36'59.21"	0.99989249	6.99
M1057	7.342.180.224	344.644.475	4.390	0°37'19.39"	0.99989811	2.32
M1058	7.336.307.583	338.238.868	15.768	0°38'57.48"	0.99992320	13.70
M1059	7.338.114.307	341.242.315	16.168	0°38'12.35"	0.99991131	14.10
M1060	7.342.053.175	347.863.612	7.118	0°36'33.13"	0.99988589	5.05
M1061	7.341.269.711	348.873.066	4.873	0°36'19.30"	0.99988210	2.80
M1062	7.346.296.941	357.577.623	4.917	0°34'09.46"	0.99985054	2.85
M1063	7.344.489.514	347.583.406	6.931	0°36'34.90"	0.99988694	4.86
M1064	7.345.324.993	347.752.457	5.070	0°36'31.69"	0.99988630	3.00

h = Alturas Geométricas, referidas ao elipsóide.

H = Altitudes Ortométricas, com milímetros, obtidas por nivelamento geométrico e com centímetros, obtidas por diferença geoidal

* Vértice não ajustado nesta revisão, acesso destruído, coordenadas do ajuste anterior

Fonte: PRAIA GRANDE (2005)

4.4 CADASTRAMENTO DE PONTOS CRÍTICOS

Os pontos críticos apresentados são resultado dos Estudos Técnicos, Levantamentos e Diagnósticos para o "Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas Críticas de Inundações, Erosões e Deslizamentos – PRIMAC", apresentados na Figura 109.

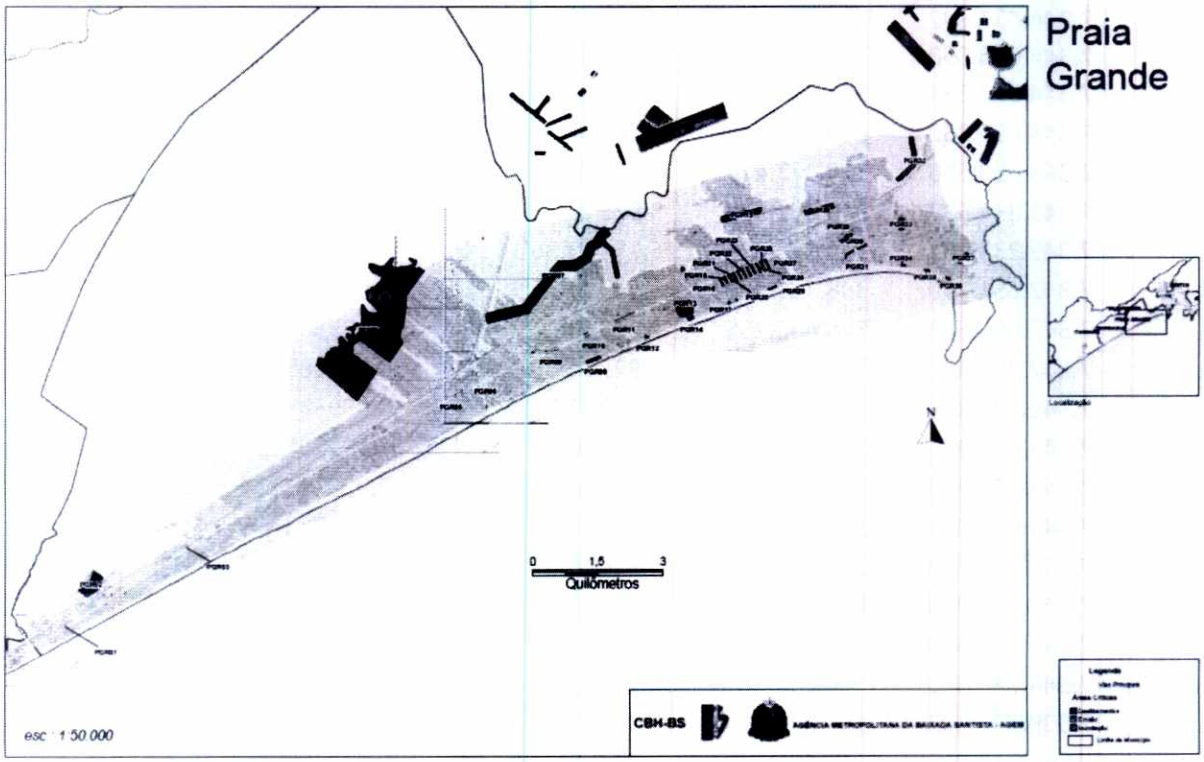


Figura 109 – Áreas Críticas
Fonte: SÃO PAULO (2002)

Na Praia Grande as inundações ocorrem principalmente nos bairros Trevo e Melvi, provocadas pelo rio Preto e rio Branco (ou Boturuca), devido aos efeitos de marés e das precipitações intensas, associadas ao crescimento populacional sem planejamento. Na região foram contabilizadas 37 áreas de inundações, sendo que grande parte dessas são ocasionadas por problemas de microdrenagem.

Fls. 562
Proc. 17349/16

Tabela 21 - Resumo e propostas de mitigação nas áreas críticas identificadas na Estância Balneária de Praia Grande

ÁREA	LOCAL	SITUAÇÃO ATUAL	PROPOSTA DE MITIGAÇÃO
PGR01	Solemar	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Pres Kennedy com a R. Antônio Gonçalves Dias causada por microdrenagem obstruída, insuficiente e parcialmente assoreada	Implantação de 4 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 3 bocas de lobo e 150,00m de GAP
PGR02	Solemar II	Área sujeita a inundação que abrange diversas vias causada por microdrenagem inexistente e curso d'água obstruído e parcialmente assoreado com seção insuficiente	Implantação de 1.550,00m de canal retangular de concreto com base mín. = 5,00m / base máx. = 7,50m e de 1.550,00m de canal trapezoidal de concreto com base mín. = 2,50m / base máx. = 3,50m
PGR03	Balneário Flórida	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Pres Kennedy com R. Gerânios causada por microdrenagem obstruída e parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR04	Diversos bairros próximos do Pq. das Américas	Área sujeita a inundação que abrange diversas vias causada por loteamento mal implantado em local de topografia muito plana, microdrenagem insuficiente e obstruída e macrodrenagem assoreada e insuficiente com lançamento afetado pela maré	Implantação de 6.700m de canal retangular de concreto com base mín. = 3,00m / base máx. = 18,00m e altura variável, de 1.200,00m de galeria celular de concreto com base mín. = 1,50m / base máx. = 2,50m e altura variável e de 700,00m de GAP com diâmetro mín. = 1,00m / max. diâmetro máx. = 1,50m
PGR05	Balneário Ipanema	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento das avenidas Presidente Kennedy com Ângelo Perino causada por microdrenagem obstruída e parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 70,00m de GAP
PGR06	Balneário Jandaia	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Presidente Kennedy com R. Mário Daige causada por microdrenagem obstruída, insuficiente e parcialmente assoreada	Implantação de 120,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo
PGR07	Diversos bairros próximos do Jd. Quietude	Área sujeita a inundação que abrange diversas vias causada por loteamento mal implantado em local de topografia muito plana, microdrenagem inexistente e macrodrenagem assoreada com lançamento afetado pela maré	Implantação de 1.480m de canal trapezoidal de concreto com base mín. = 4,00m / base máx. = 6,00m e altura variável e de 3.100,00m de canal retangular de concreto com base mín. = 12,00m / base máx. = 22,00m e altura variável ou escavação, remoção de materiais orgânicos e dragagem de fundo em 4.580,00m canal trapezoidal de terra com base mín. = 4,00m / base máx. = 20,00m e altura variável
PGR08	Diversos bairros próximos do Balneário Mirim	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Presidente Kennedy no trecho entre a Av. 31 de Março e R. 1º. de Janeiro causada por microdrenagem insuficiente e obstruída e parcialmente assoreada	Implantação de 4 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 3 bocas de lobo e 100,00m de GAP
PGR09	Diversos bairros próximos dos Sindicatos	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Pres Castelo Branco no trecho entre as ruas Santana do Ipanema e 23 de Maio causada por microdrenagem insuficiente e parcialmente assoreada	Implantação de 80,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 40,00m de GAP

Fonte: SÃO PAULO (2002)

Tabela 22 - Resumo e propostas de mitigação nas áreas críticas identificadas na Estância Balneária de Praia Grande

ÁREA	LOCAL	SITUAÇÃO ATUAL	PROPOSTA DE MITIGAÇÃO
PGR10	Diversos bairros próximos da Vila Alice	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Presidente Kennedy no trecho entre as ruas Teófilo Vanderlinde e Affonso Chaves causada por microdrenagem insuficiente, obstruída e parcialmente assoreada	Implantação de 30,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 6 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR11	Diversos bairros próximos da Vila Assunção	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Presidente Kennedy no trecho entre as ruas Osasco e Paula Ney causada por microdrenagem insuficiente, obstruída e parcialmente assoreada	Implantação de 140,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 80,00m de GAP
PGR12	Balneário Bopeva e Viaréggio	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Pres Castelo Branco com R. Monteiro Lobato causada por microdrenagem obstruída e parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 6 bocas de lobo e 40,00m de GAP
PGR13	Vila Tupy	Área sujeita a inundação que abrange a R. Tupi e vias adjacentes causada por microdrenagem obstruída e galeria parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 12 bocas de lobo e 220,00m de GAP
PGR14	Vila Tupy	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Pres Castelo Branco no trecho entre as ruas Tupi e Caetés causada por microdrenagem obstruída e galeria parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 40,00m de GAP
PGR15	Jd. Aprazível e Vila Sônia II	Área sujeita a inundação que abrange a R. Arnaldo Augusto Baptista e vias adjacentes causada por microdrenagem inexistente e curso d'água obstruído e parcialmente assoreado	Implantação de 1.400m de canal retangular de concreto com base mín. = 3,50m / base máx. = 6,00m e altura variável
PGR16	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Padre Manoel da Nóbrega no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 8 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 80,00m de GAP
PGR17	Balneário Ipanema Guassú	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Pres Castelo Branco com R. Carlos José Borstens causada por microdrenagem obstruída	Limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo
PGR18	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Diogo Alvares Caramuru no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 40,00m de GAP
PGR19	Balneário Ipanema Guassú	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Pres Castelo Branco com R. Monte Castelo causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 40,00m de GAP

Fonte: SÃO PAULO (2002)

Fls. 563
Proc. 17849/16

Tabela 23 - Resumo e propostas de mitigação nas áreas críticas identificadas na Estância Balneária de Praia Grande

ÁREA	LOCAL	SITUAÇÃO ATUAL	PROPOSTA DE MITIGAÇÃO
PGR20	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Duarte Coelho no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR21	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Francisco Pereira Coutinho no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR22	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange as ruas Henrique Dias, Estácio de Sá e Duarte da Costa entre Av. Presidente Kennedy e R. João Ramalho e ainda parte da Av. Presidente Kennedy no trecho entre as ruas Henrique Dias e Duarte da Costa causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 40,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 10 bocas de lobo e 120,00m de GAP
PGR23	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Oswaldo Sampaio no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR24	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Gal. Marcondes Salgado no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR25	Diversos bairros próximos da Vila Oceânica	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Pres Castelo Branco no trecho entre as ruas D. Ophélia Caccetari Reis e Gal. Marcondes Salgado causada por microdrenagem obstruída	Limpeza e desobstrução de 8 bocas de lobo e 80,00m de GAP
PGR26	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. General Nilo Coelho no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 4 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR27	Vila Elida	Área sujeita a inundação que abrange a R. Carlos Martiano de Andrade Bittencourt no trecho entre Av. Presidente Kennedy e a R. João Ramalho causada por microdrenagem insuficiente e obstruída	Implantação de 2 bocas de lobo em GAP existente, limpeza e desobstrução de 2 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR28	Jd. Guaramar e Jd. do Campo	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Alexandre de Gusmão e vias adjacentes causada por microdrenagem insuficiente e obstruída, canal assoreado e insuficiente	Implantação de 1.400m de canal retangular de concreto com base = 2,00m e altura variável e de 650m de canal trapezoidal de concreto com base mín. = 2,00m / base máx. = 4,00m e altura variável
PGR29	Jd. Guilhermina e Pq. Silvania	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Presidente Kennedy no trecho entre a Av. Guilhermina e R. Bolívia causada por microdrenagem insuficiente e obstruída e galeria confinada e insuficiente	Implantação de 80,00m de GAP com diâmetro mín. = 0,80m / diâmetro máx. = 1,00m e limpeza e desobstrução de 6 bocas de lobo e 150,00m de GAP

Fonte: SÃO PAULO (2002)

Tabela 24 – Resumo e propostas de mitigação nas áreas críticas identificadas na Estância Balneária de Praia Grande

ÁREA	LOCAL	SITUAÇÃO ATUAL	PROPOSTA DE MITIGAÇÃO
PGR30	Jd. Guilhermina	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Guilhermina e vias adjacentes causada por microdrenagem obstruída e galeria confinada e parcialmente assoreada	Implantação de 650,00m de GAP com diâmetro mín. = 1,00m / diâmetro máx. = 1,50m e limpeza e desobstrução de 14 bocas de lobo e 160,00m de GAP
PGR31	Pq. Silvania e Pç. Portugual	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Pres. Castelo Branco no trecho entre as ruas Leblon e São Salvador causada por microdrenagem obstruída e galeria insuficiente e parcialmente assoreada	Implantação de 40,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 10 bocas de lobo e 100,00m de GAP
PGR32	Jd. do Campo	Área sujeita a inundação que abrange local próximo da rotatória e do terminal Rodoviário causada por canal parcialmente assoreado com lançamento afetado pela maré	Escavação, remoção de materiais orgânicos e dragagem de fundo em 1.400,00m canal trapezoidal de terra com base = 10,00m e altura variável
PGR33	Jd. Tereza e Pq. Pares	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Duque de Caxias e vias adjacentes causada por microdrenagem obstruída e galeria parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 6 bocas de lobo e 100,00m de GAP
PGR34	Pq. Pares	Área sujeita a inundação que abrange o cruzamento da Av. Pres Castelo Branco com Av. Paris causada por microdrenagem obstruída e galeria parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 40,00m de GAP
PGR35	Vila Oceânica e Jd. Mathildi	Área sujeita a inundação que abrange a Av. Pres. Castelo Branco no trecho entre as ruas Tiradentes e Mal. Mascarenhas de Moraes causada por microdrenagem obstruída e galeria parcialmente assoreada	Limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 40,00m de GAP
PGR36	Jd. Caçula I e Vila Quintana	Área sujeita a inundação que abrange a Praça Duque de Caxias (Forte) causada por microdrenagem insuficiente e obstruída e galeria insuficiente e parcialmente assoreada	Implantação de 30,00m de GAP com diâmetro = 0,60m e limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 50,00m de GAP
PGR37	Vila Nogueira	Área sujeita a inundação que abrange a R. Otero Rodrigues Franco no trecho entre as ruas Alm. Custódio de Melo e Mal. Rondon causada por microdrenagem insuficiente e obstruída e galeria insuficiente e parcialmente assoreada	Implantação de 40,00m de GAP com diâmetro mín. = 0,60m / diâmetro máx. = 0,80m e limpeza e desobstrução de 4 bocas de lobo e 30,00m de GAP

Fonte: SÃO PAULO (2002)

4.5 INSPEÇÕES DE CAMPO

Apresenta-se no Tomo II – Desenhos, o relatório fotográfico da visita técnica realizada em junho de 2014 com a presença de técnicos da FCTH e da Prefeitura, cuja finalidade foi documentar os principais elementos de macrodrenagem existentes na Estância Balneária de Praia Grande.

5. REFERÊNCIAS

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Manuais Técnicos de Geociência número 4:** Manual Técnico de Pedologia. 2. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2007. (Manuais Técnicos de Geociência).

CARMO, S. C. B. **Câmara e Agenda 21 Regional Para Uma Rede de Cidades Sustentáveis: A Região Metropolitana da Baixada Santista**. 2004. 335 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlo, 2004. Disponível em < http://www.bdtd.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado/tde_arquivos/11/TDE-2004-11-24T14:46:38Z-248/Publico/DissSCBC.pdf > Acesso em julho de 2014.

GODINHO, R. E. **Nova Metodologia de Projeção da População Flutuante**. Anais do VI Encontro Nacional de Estudos Populacionais. ABEP. Olinda, 1988.

PRAIA GRANDE. **Lei Complementar nº 473, de 27 de Dezembro de 2006**. Aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016.

_____. **Lei Complementar nº 615, de 19 de Dezembro de 2011**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

_____. **Lei Complementar nº 665, de 07 de Novembro de 2013**. Aprova o Plano de Macro e Microdrenagem da Estância Balneária de Praia Grande, previsto no artigo 86 da Lei Complementar nº 473 de 27/12/2006.

_____. **Lei nº 1697, de 02 de Dezembro de 2013**. Dispõe sobre a Política Municipal de Saneamento Básico, estabelece o Plano Municipal de Saneamento Básico e criando o Conselho Municipal de Saneamento Básico e dá outras providências.

_____. **Monografia dos Vértices da Rede de Referencia Cadastral ano 2005**. Praia Grande: BASE – Aerofotogrametria e Projetos S.A., 2005.

_____. Município da Estância Balneária de Praia Grande. **Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande**. São Paulo: F2G Energia Ltda, 2014. 299 p.

_____. Prefeitura Municipal de Praia Grande. Programa de Fortalecimento dos Instrumentos de Planejamento do Setor de Saneamento. **Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico** – Relatório R4 (Proposta do Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico – Revisão 2). Praia Grande: PMPG/SSE/Concremat Engenharia e Tecnologia S/A, 2010. 199 p.

_____. **Plano de Macrodrenagem**. Praia Grande: Figueiredo Ferraz, 1999.

_____. **Plano Municipal de Saneamento Básico 2014 – 2043.** (Apresentação). Disponível em <http://www.praiagrande.sp.gov.br/PMSB_PRAIA_GRANDE.pdf> Acessado em julho de 2014.

SÃO PAULO. Agência Metropolitana da Baixada Santista. **Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas Críticas de Inundações, Erosões e Deslizamentos (Região Metropolitana da Baixada Santista – RMBS)**. São Paulo: HagaPlan/FEHIDRO/AGEM, 2002.

_____. _____. **Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas de Habitação Desconforme da RMBS**. São Paulo: Terrarte Engenharia Ltda./FEHIDRO/AGEM, 2005. 46 p.

_____. _____. Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. **Plano de Bacia Hidrográfica para o Quadriênio 2008-2011 do Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista**. São Paulo: SMA/FEHIDRO/CBH-BS/AGEM, 2009.

_____. Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Relatório de Situação dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista**. São Paulo: SHS/CBH-BS/DAEE/FEHIDRO, 2007. 3 v.

Site Oficial da Agência Nacional das Águas. (www.ana.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial da Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados - SEADE. (www.seade.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (www.ibge.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site Oficial da Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande. (www.ibge.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site Oficial do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. (www.dnit.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial do Sistema Integrado de Gerenciamento dos Recursos Hídricos do Estado de São Paulo. (www.sirg.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site do World Maps of Köppen-Geiger Climate Classification. (http://koeppen-geiger.vu-wien.ac.at/) Acessado em julho de 2014.

SOUZA, T. A.; CUNHA, C.M.L. **A Cartografia Geomorfológica em Áreas Litorâneas como Subsídio à Análise Ambiental e ao Planejamento: O caso do Município de Praia Grande, Estado de São Paulo, Brasil**. VI Seminário Latino Americano de Geografia Física; II Seminário Ibero Americano de Geografia Física. Universidade de Coimbra. Coimbra, 2010. Disponível em < http://www.uc.pt/fluc/cegot/VISLAGF/actas/tema3/tissiana > Acesso em 25/07/2014.

_____. **Análise dos Atributos Físico-Ambientais do Município de Praia Grande-SP**. Uberlândia: Sociedade &Natureza, 2012. Disponível em < http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1982-45132012000200010&script=sci_arttext> Acesso em 24/07/2014.

UNDESA – United Nations, Department of Economic and Social Affair. **Population Division, Population Estimates and Projections Section**. Disponível em: <http://esa.un.org/unpd/wup/unup/index_panel1.html>. Acesso em: 03 de maio 2014.

6. EQUIPE TÉCNICA

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

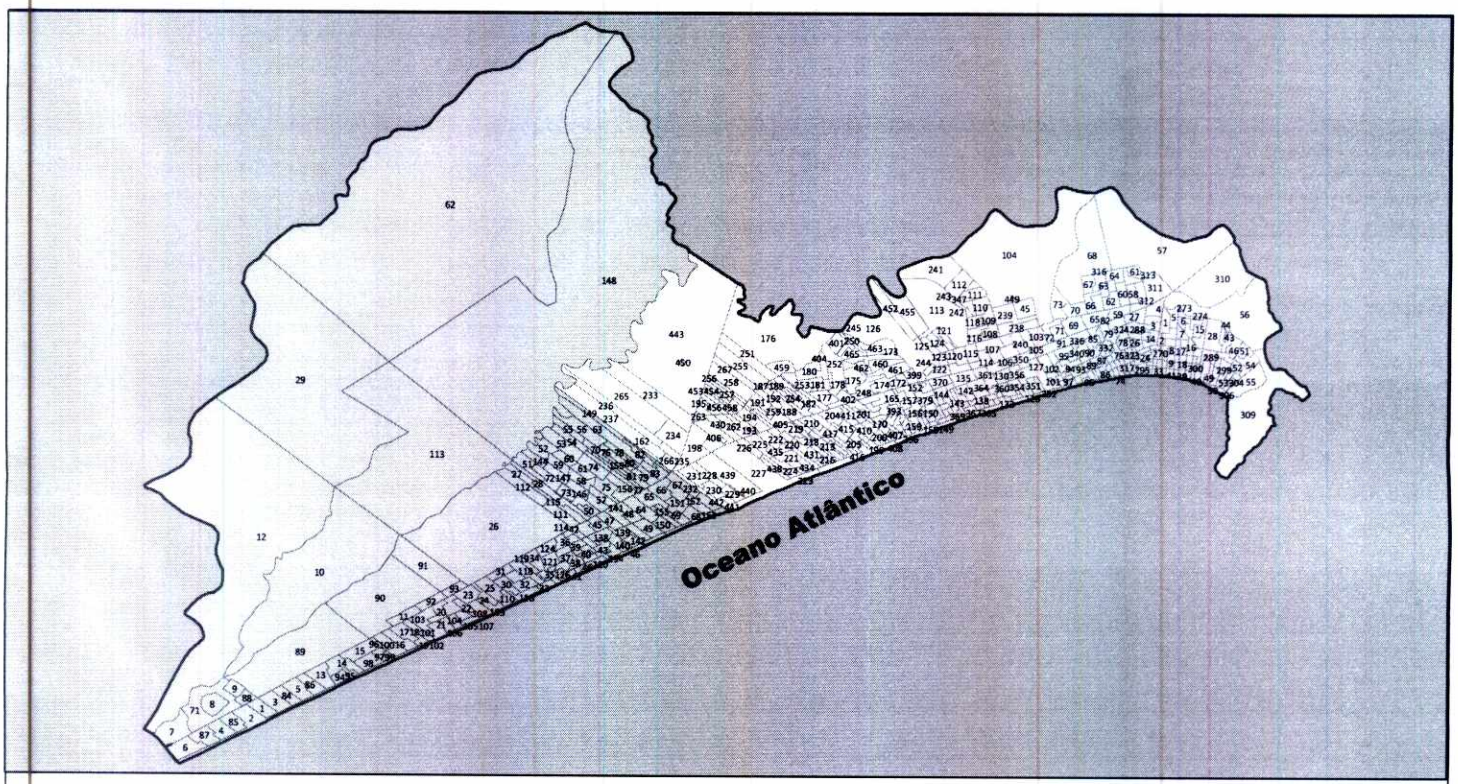
Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

Fls. 566
Proc. 1789116

ANEXO 1 – SETORES CENSITÁRIOS



Legenda

- Municípios Vizinhos
- Município de Praia Grande
- Setores Censitários - Distrito de Solemar
- Setores Censitários - Distrito de Praia Grande

Notas:
1 Fonte: IBGE, 2014
Projeção Universal Transversa de Mercator (UTM)
Meridiano Central: MC 051 W
Datum horizontal: SIRGAS 2000
Datum vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

Cliente
Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande

Projeto
Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Título
Setores Censitários

Escala 1:80.000

No. desenho/Rev.	Data de emissão
1122-2496/14_R0	08/08/2014

Fls. 567
Proc. 17849/16

ANEXO 2 – TOPOGRAFIA E HIDROGRAFIA

Fls. 563
Proc. 17849/16
2ª via

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 1 - Dados e Informações

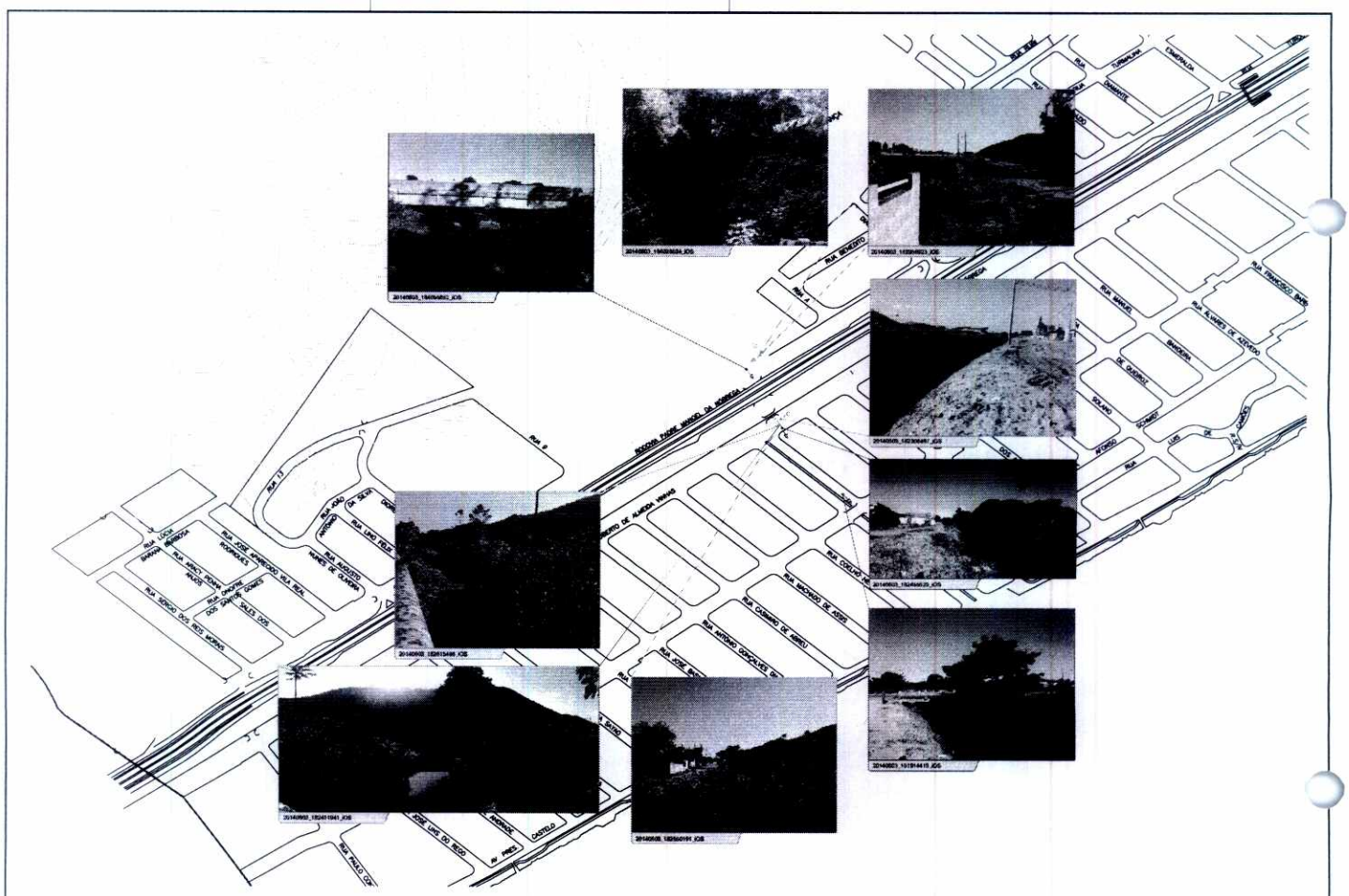
Tomo 2 - Relatório Fotográfico

Revisão 1

Agosto de 2015

RP01-1122-15 R1

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA



LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE VISTAS PARA JUSANTE VISTAS COMPLEMENTARES

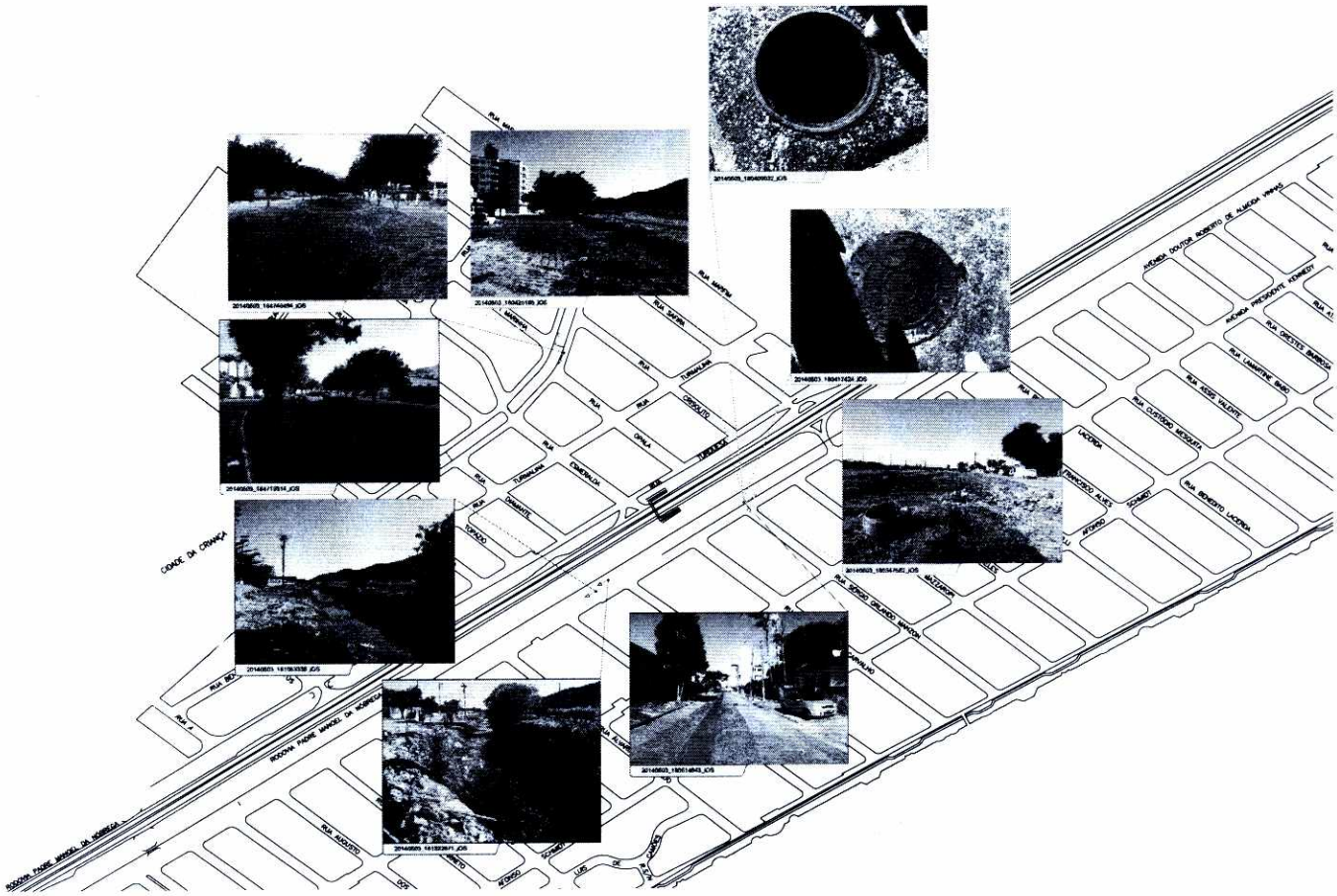
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

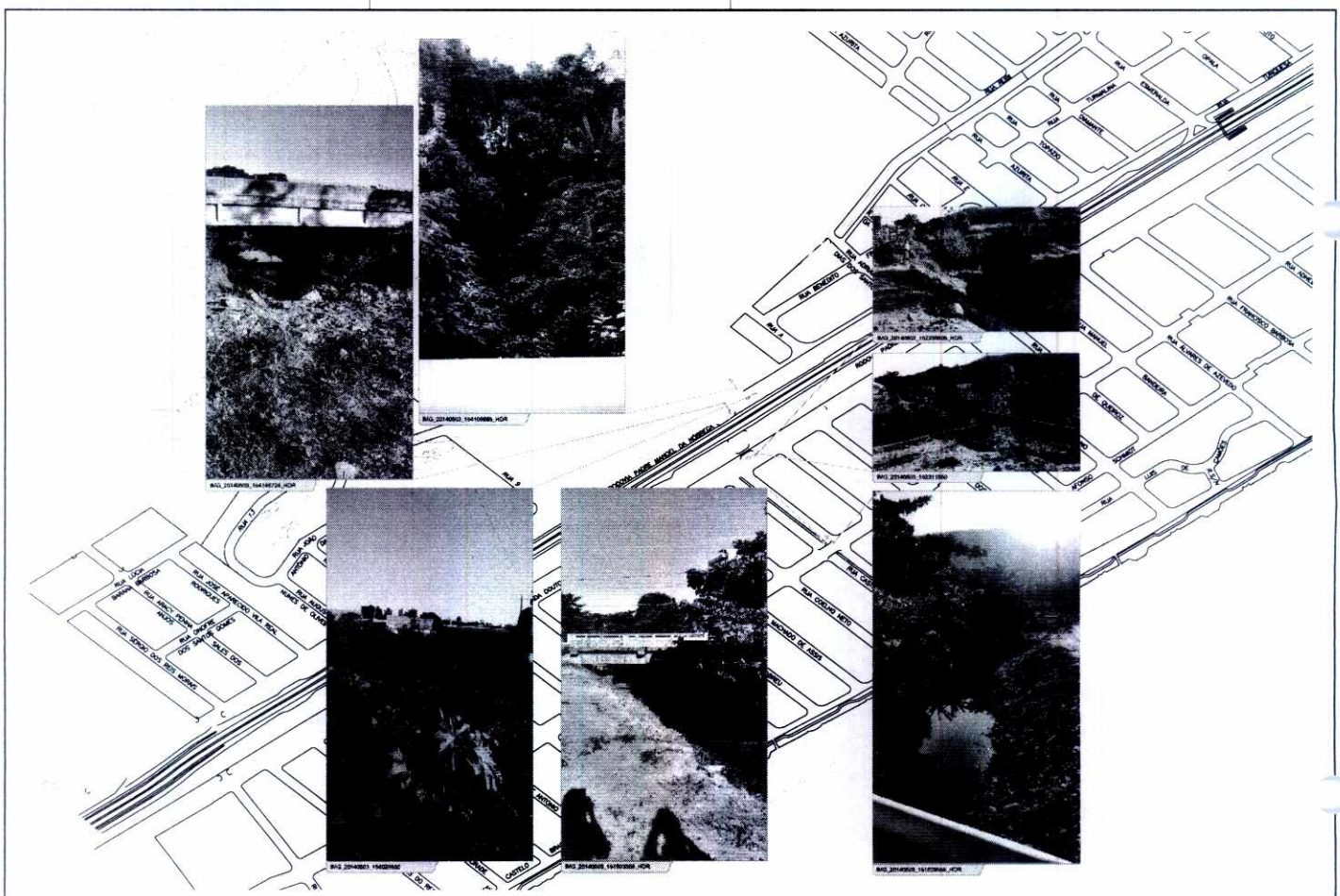
RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO ITINGA

Folha N° 01 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 569
Proc. 17.749/16


RUA MARTIM
RUA TAMOIOS
RUA TUPINAMBÁS
RUA TUPINIQUINS
RUA CAROLINA
RUA TUPINIQUIM
RUA IBIÚNA
RUA ARARIPE
RUA ARAGUAIA
RUA GUAPORÉ
RUA GUAPIRANGA
RUA GUAPIMIRIM
RUA GUAPIARA
RUA GUAPIAÇU
RUA GUAPIAÇÚ
RUA GUAPIAÇÚ
RUA GUAPIAÇÚ



LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

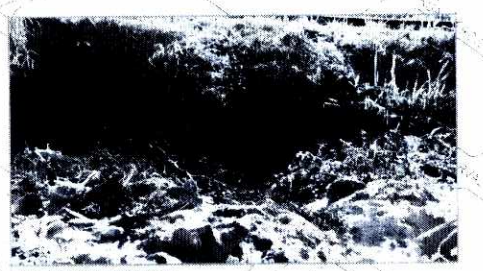
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE AGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO ITINGA

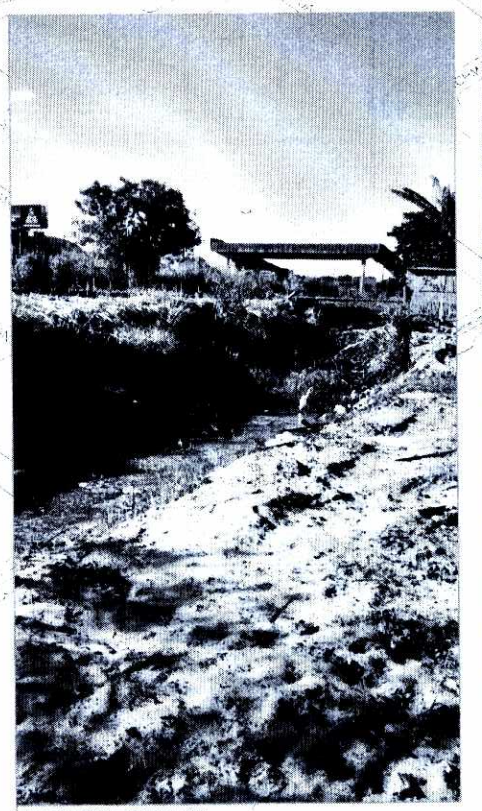
Folha Nº 03 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 320
Proc. 173496


IMG_20140603_151300349


IMG_20140603_151106053_HDR


IMG_20140603_151031021_HDR


IMG_20140603_150617144

LEGENDA

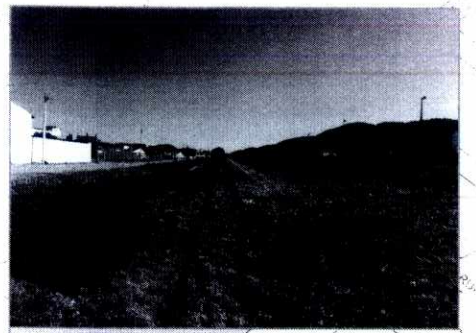
VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

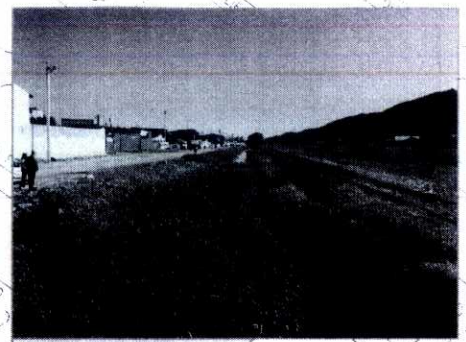
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

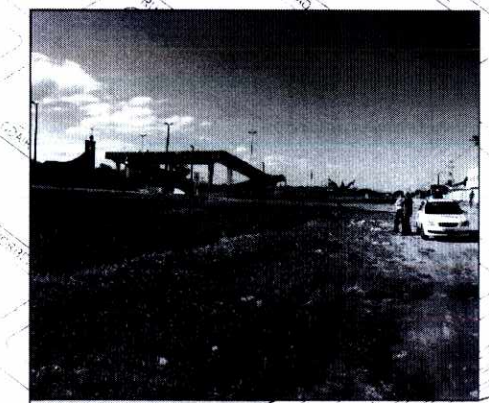
RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO ITINGA

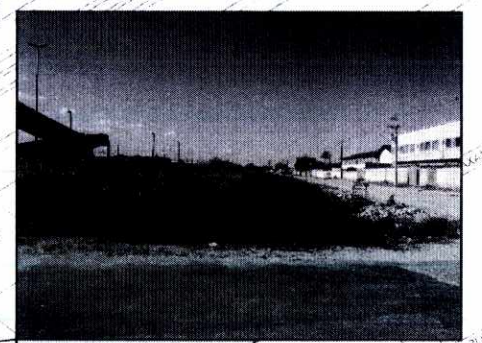
Folha Nº 04 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH











LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

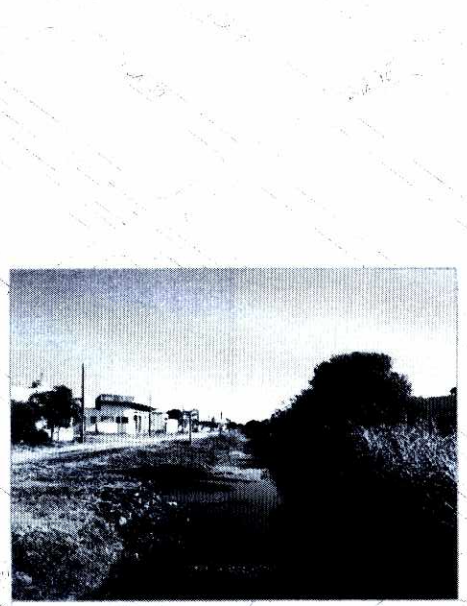
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

Folha N° 05 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 57
Proc. 17349/16


20140603_174455577_iOS


20140603_174102206_iOS


20140603_174050309_iOS


20140603_174707426_iOS


20140603_174507573_iOS

LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE - - - VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

Folha N° 06 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH









LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

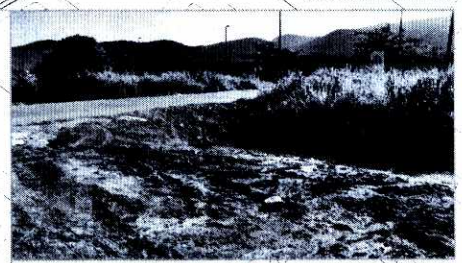
Folha N° 07 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 52
Proc. 13549/16







LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

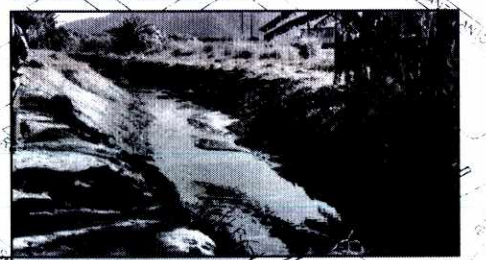
RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

Folha N° 08 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

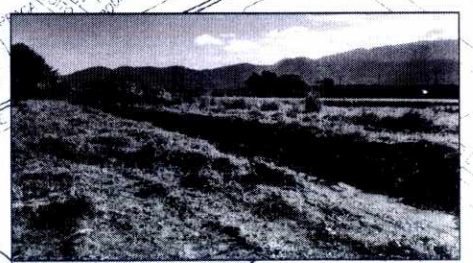
FCTH



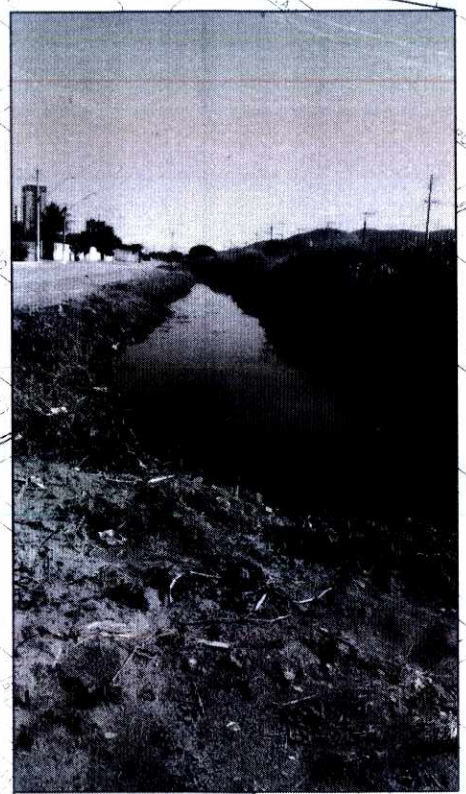
IMG_20140603_143137209_HDR



IMG_20140603_143310568_HDR



IMG_20140603_143200260_HDR



IMG_20140603_141121806

LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

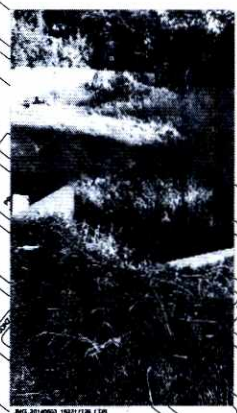
RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

Folha N° 09 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 573
Proc. 1784916

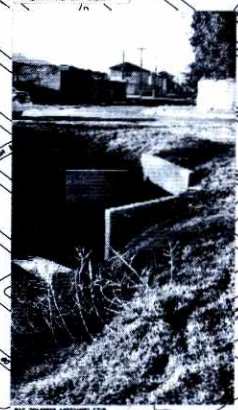












LEGENDA

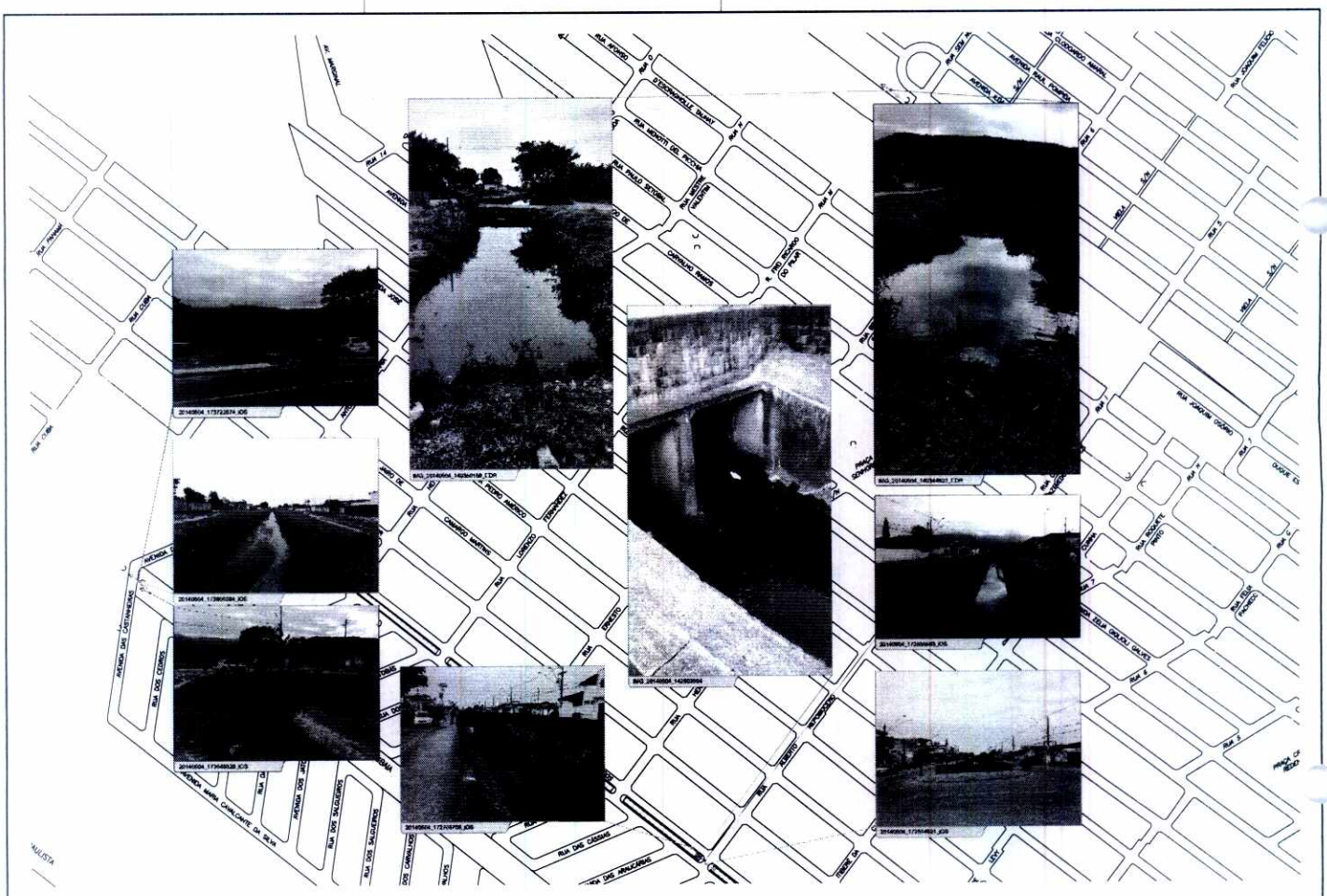
VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE AGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

Folha N° 10 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH



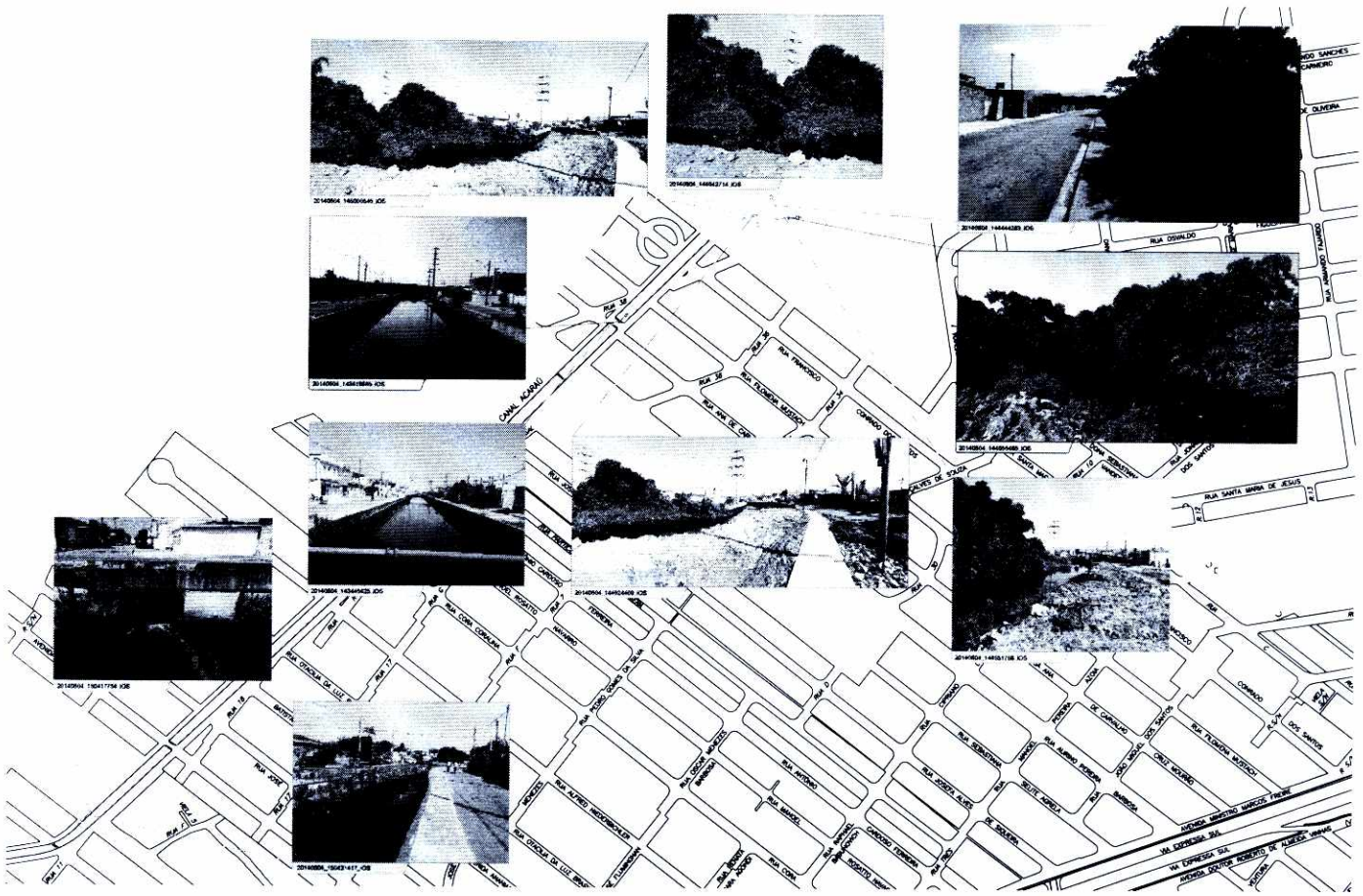
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO RIO BRANCO

Folha N° 11 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 574
Proc. 1784911 6
Vinos



LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO ACARA

Folha N° 12 | Revisão 0 | Escala 1:5.000 | Data 08/08/2014

FCTH



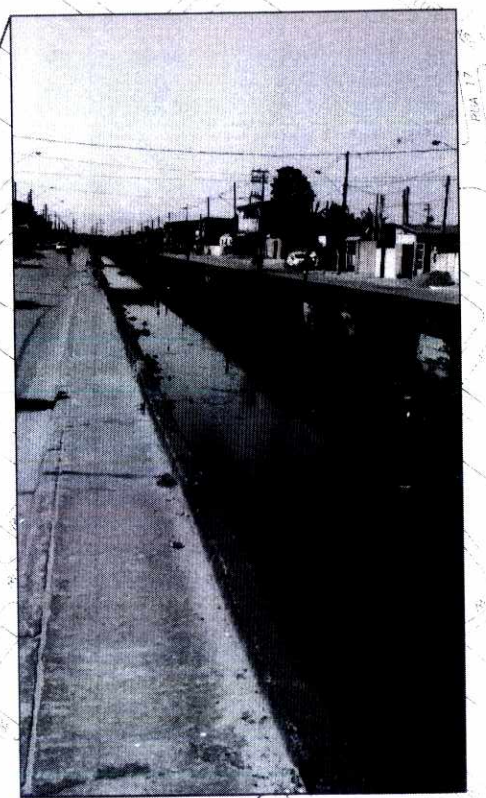
20140604_150938370_iOS



20140604_151054649_iOS



20140604_151107145_iOS



IMG_20140604_120444098

LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

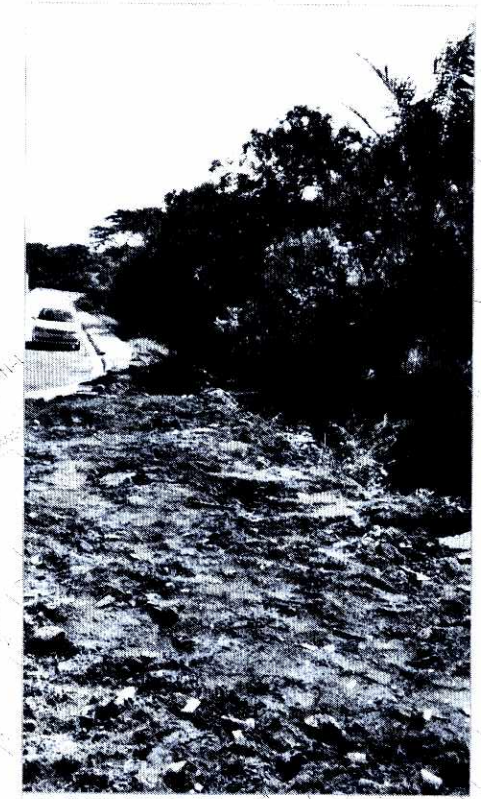
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO ACARAÚ

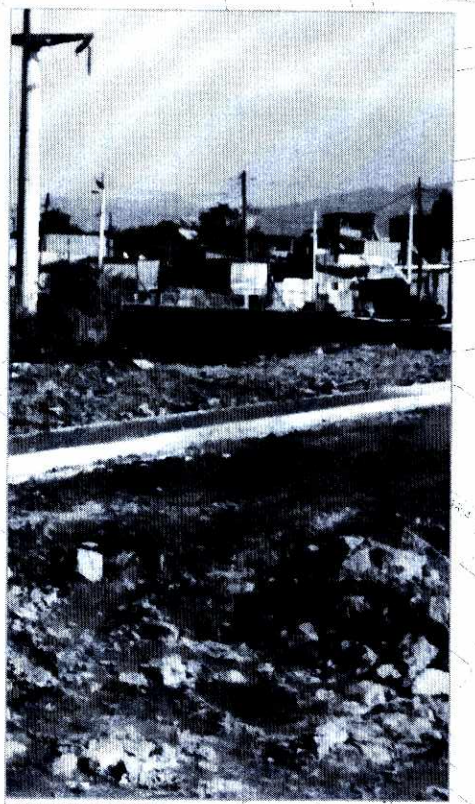
Folha N° 13 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 575
Proc. 11349/14
SEMMA/PMG



IMG_20140604_114747458_HDR



IMG_20140604_114541499



IMG_20140604_114504723_HDR

LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE · VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO ACARAÚ

Folha Nº 14 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH





LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE

VISTAS PARA JUSANTE

VISTAS COMPLEMENTARES

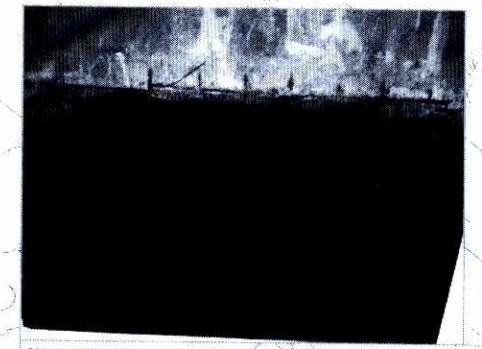
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

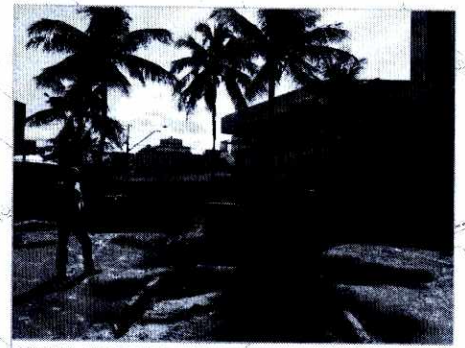
RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO QUIETUDE

Folha N° 15 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data

Fls. 576
Proc. 15491/16


20140603_130712100_iOS


20140603_161109083_iOS


20140603_161015044_iOS


20140603_130843176_iOS


20140603_161225111_iOS


20140603_131306759_iOS


20140603_161533893_iOS

LEGENDA

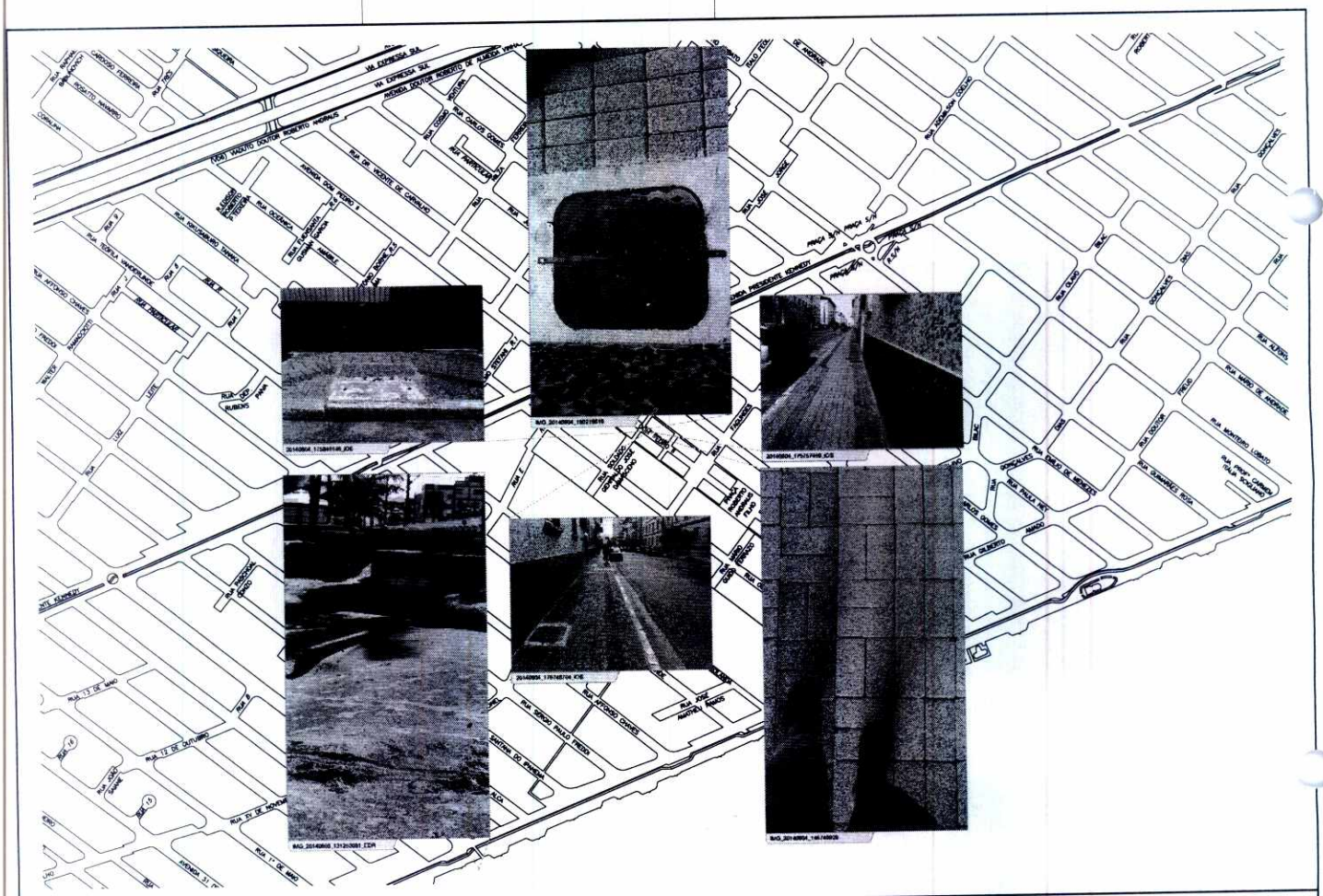
VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - FAIXA OCEÂNICA

Folha Nº 16 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH



LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

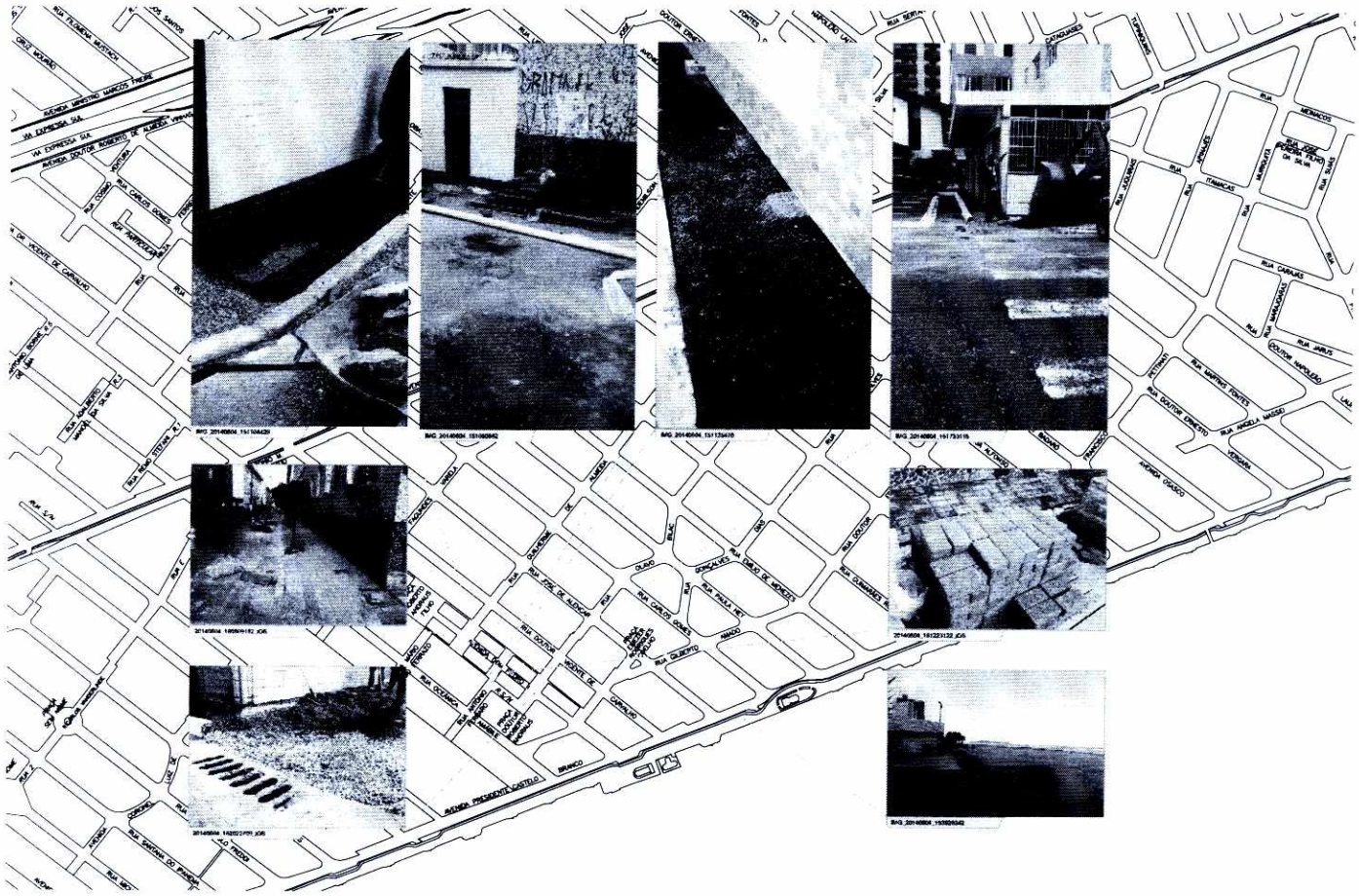
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - FAIXA OCEÂNICA

Folha Nº 17 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 577
Proc. 1734116



LEGENDA

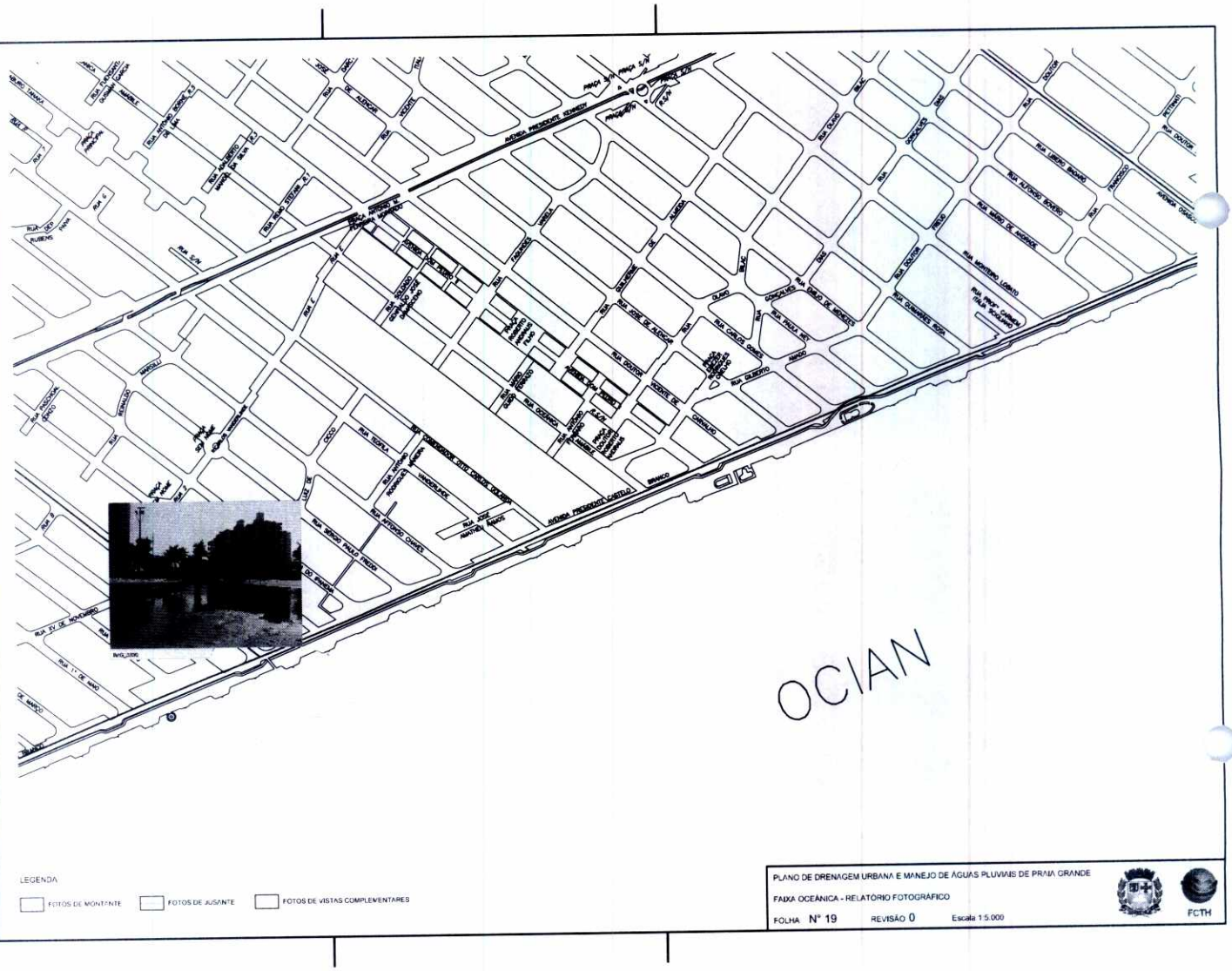
FOTOS DE MONTANTE | FOTOS DE JUSANTE | FOTOS DE VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - FAIXA OCEÂNICA

Folha Nº 18 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH



LEGENDA

FOTOS DE MONTANTE | FOTOS DE JUSANTE | FOTOS DE VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

FAIXA OCEÂNICA - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

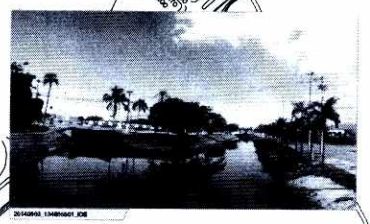
FOLHA Nº 19 REVISÃO 0 Escala 1:5.000

FCTH

Fls. 533
Proc. 17849/16









LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE | VISTAS PARA JUSANTE | VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA PRAIA O

Folha Nº 20 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH



LEGENDA

VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

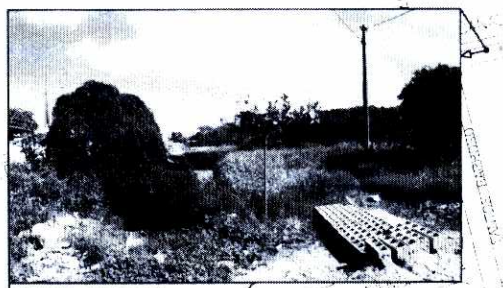
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE AGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO GUARAMAR

Folha N° 21 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 529
Proc. 17849/16



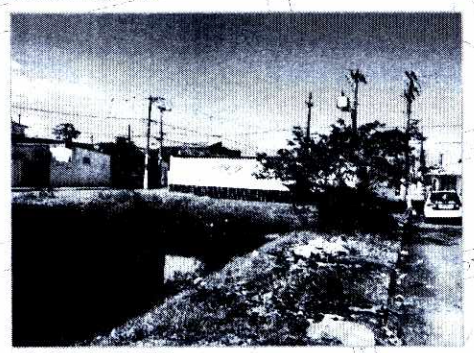
20140603_140223614_iOS



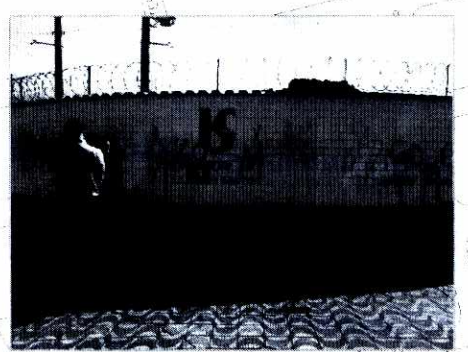
20140603_140812975_iOS



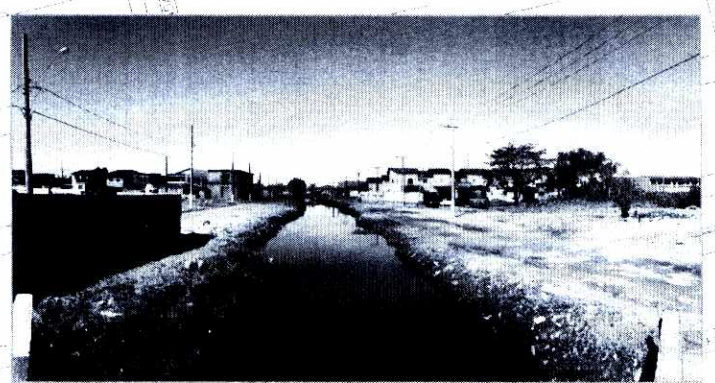
20140603_140142512_iOS



20140603_141432259_iOS



20140603_141533464_iOS



20140603_140922732_iOS

LEGENDA

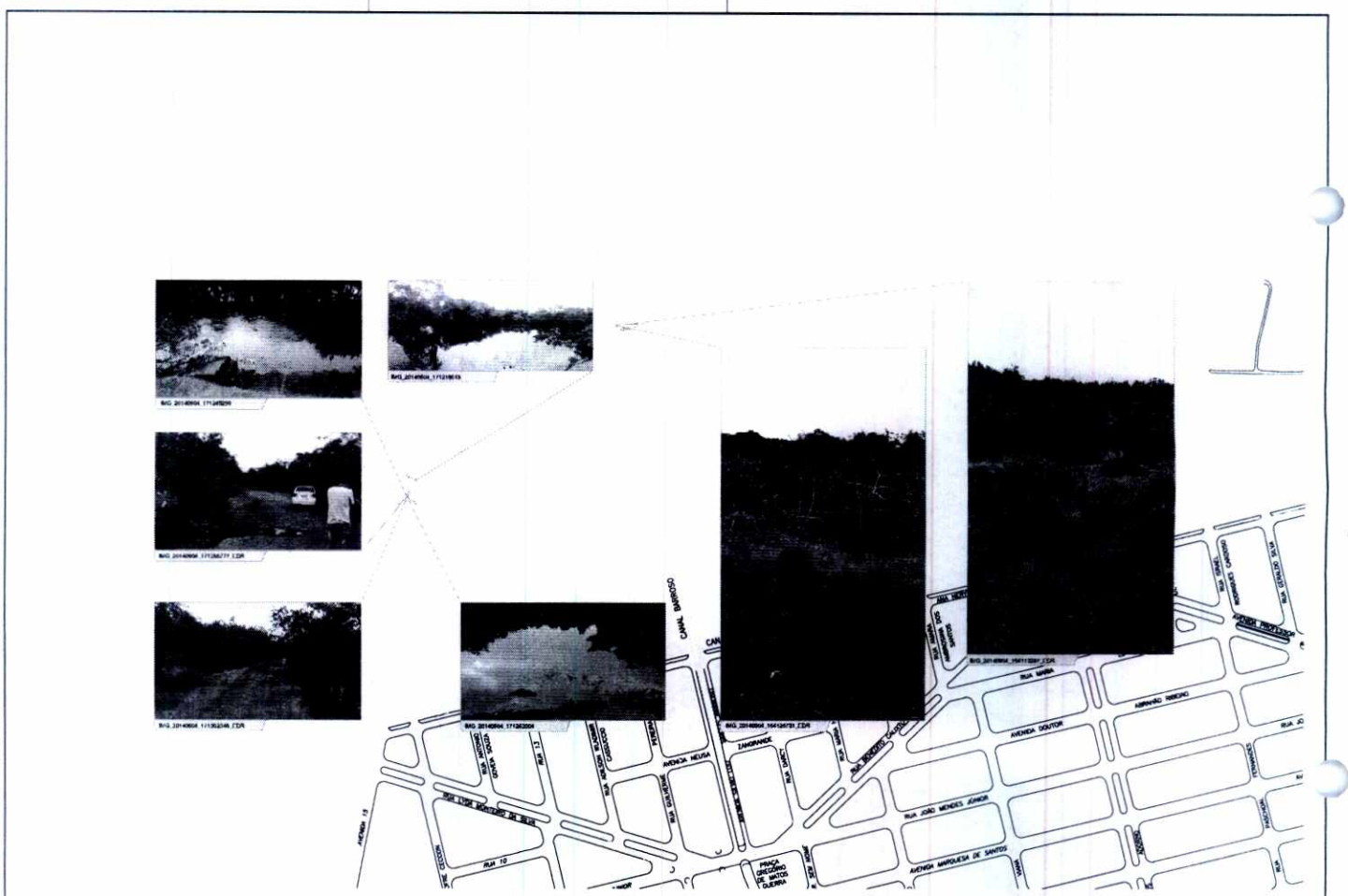
VISTAS PARA MONTANTE — VISTAS PARA JUSANTE — VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - BACIA DO GUARAMAR

Folha N° 22 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH



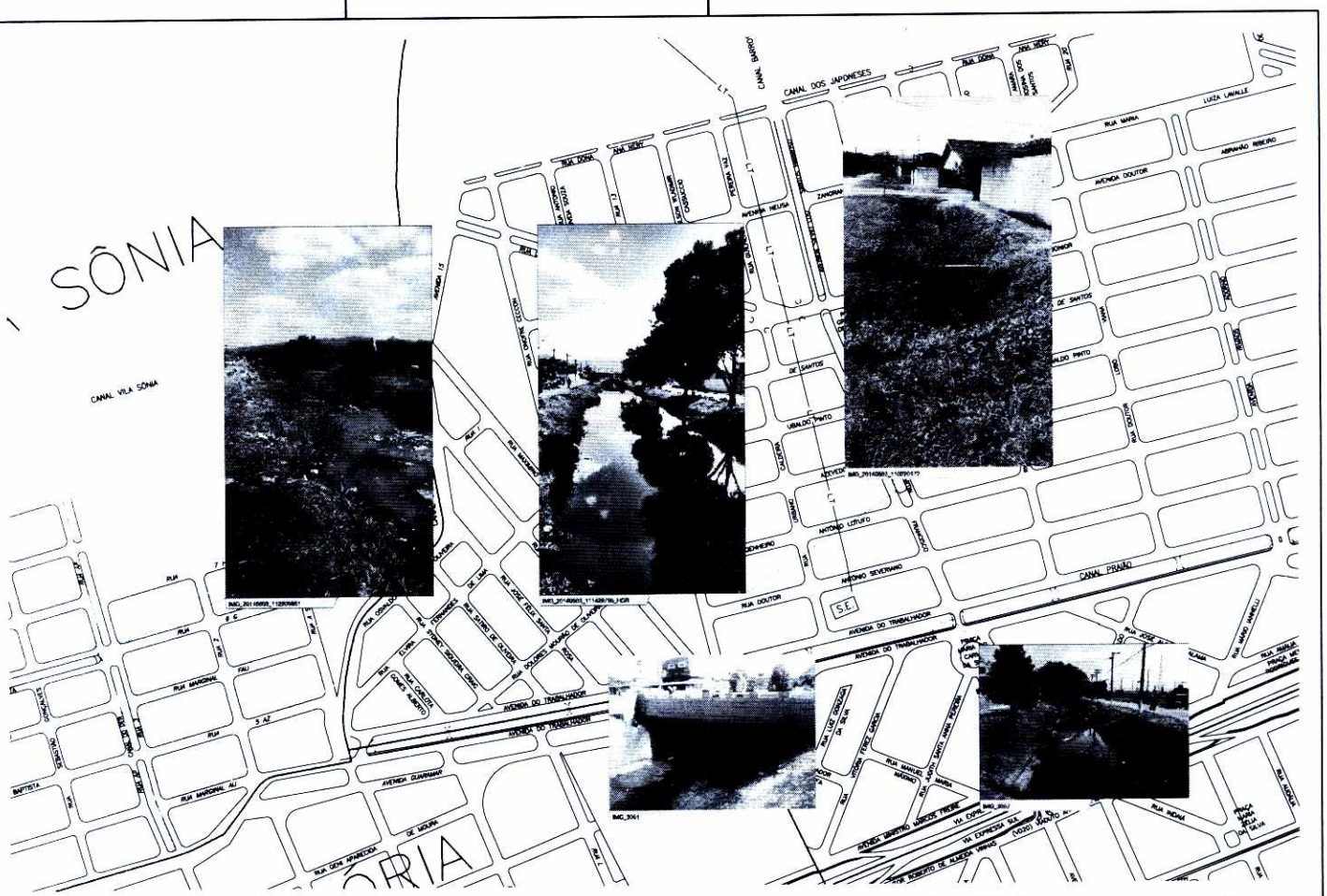
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE AGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

RELATORIO FOTOGRAFICO - BACIA DO GUARAMAR

Folha N° 23 Revisão 0 Escala 1:5.000 Data 08/08/2014

FCTH

Fls. 530
Proc. 1734/16



LEGENDA

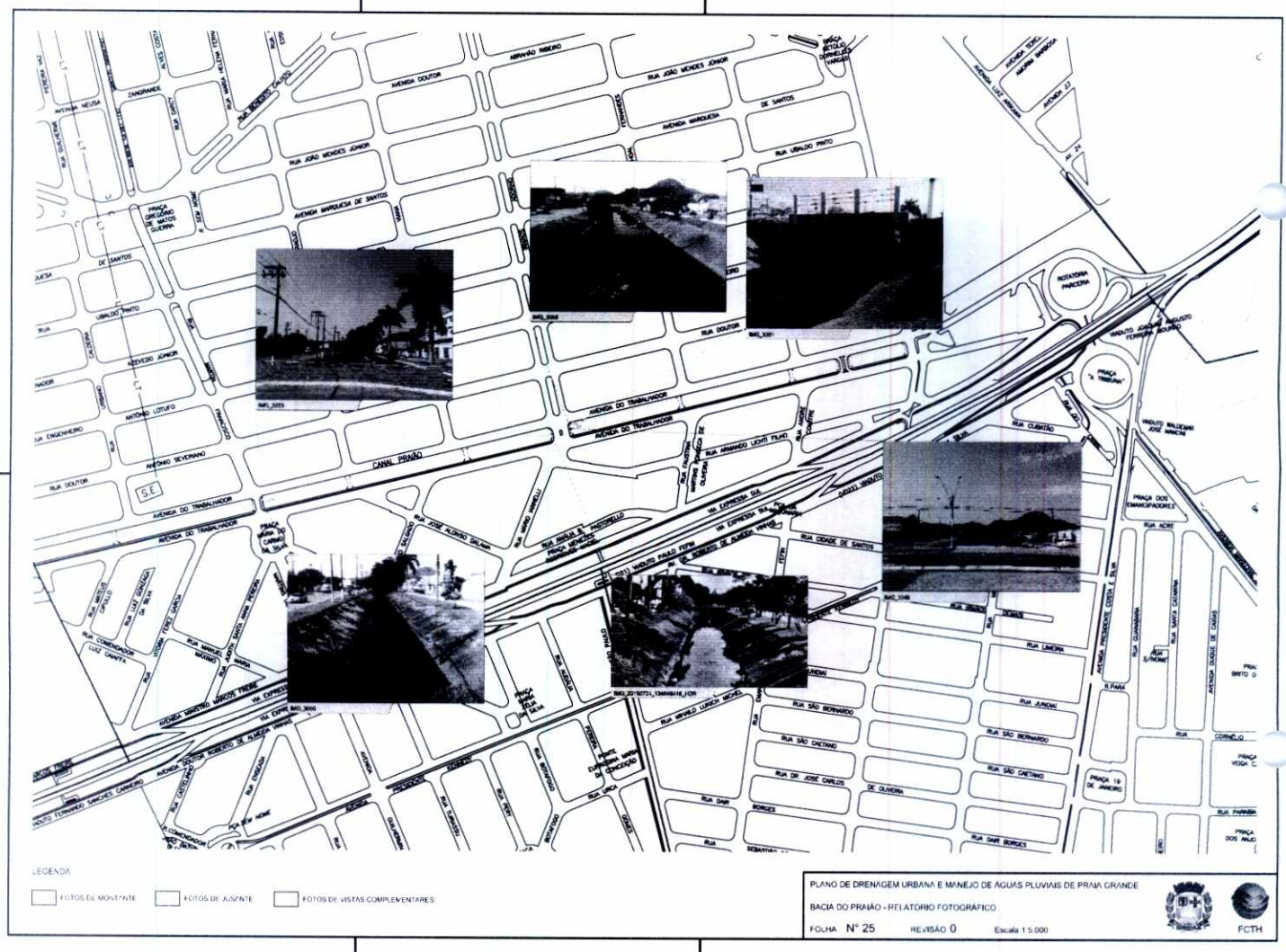
FOTOS DE MONTANTE | FOTOS DE JUSANTE | FOTOS DE VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

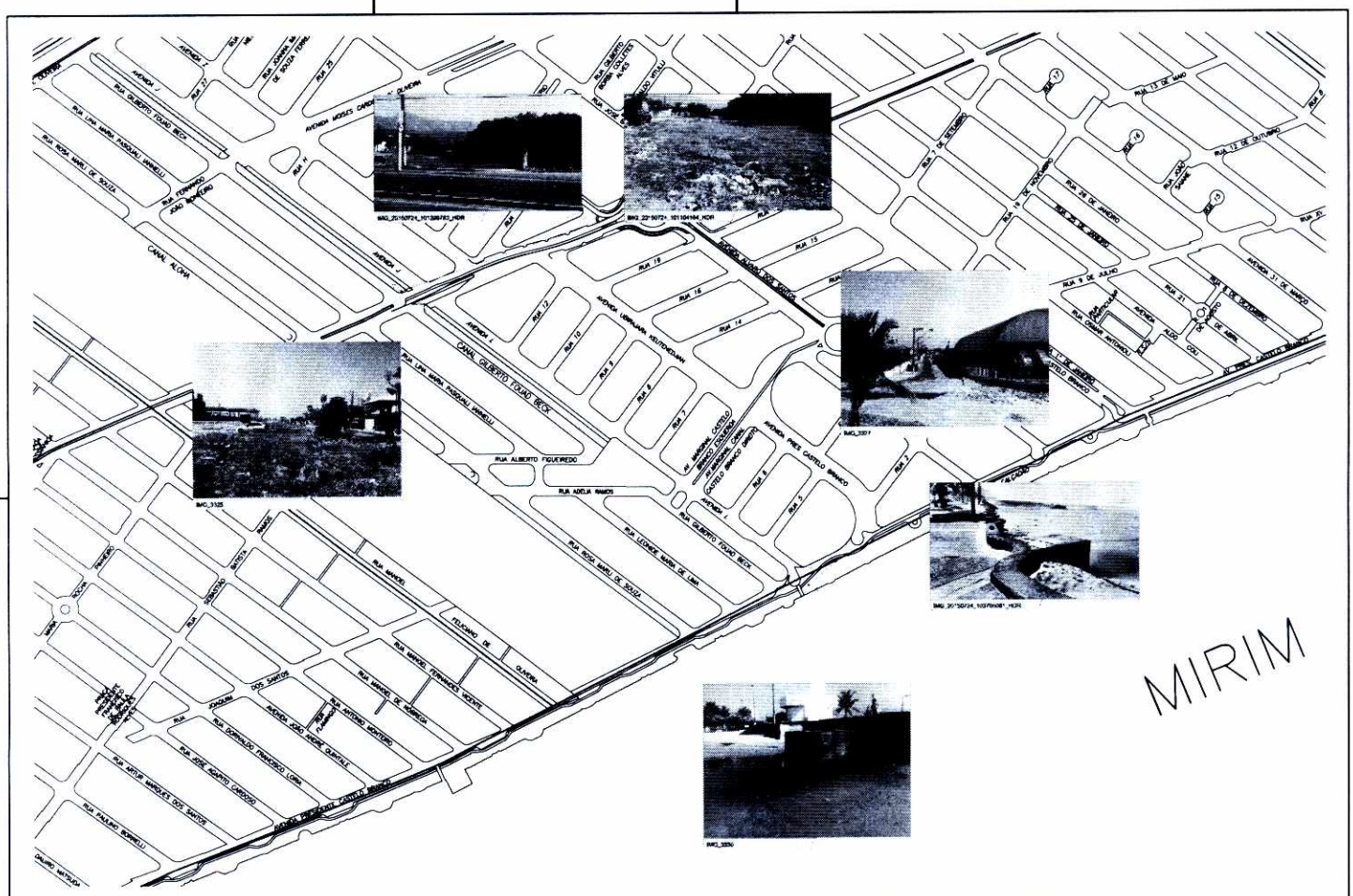
BACIA DO GUARAMAR - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

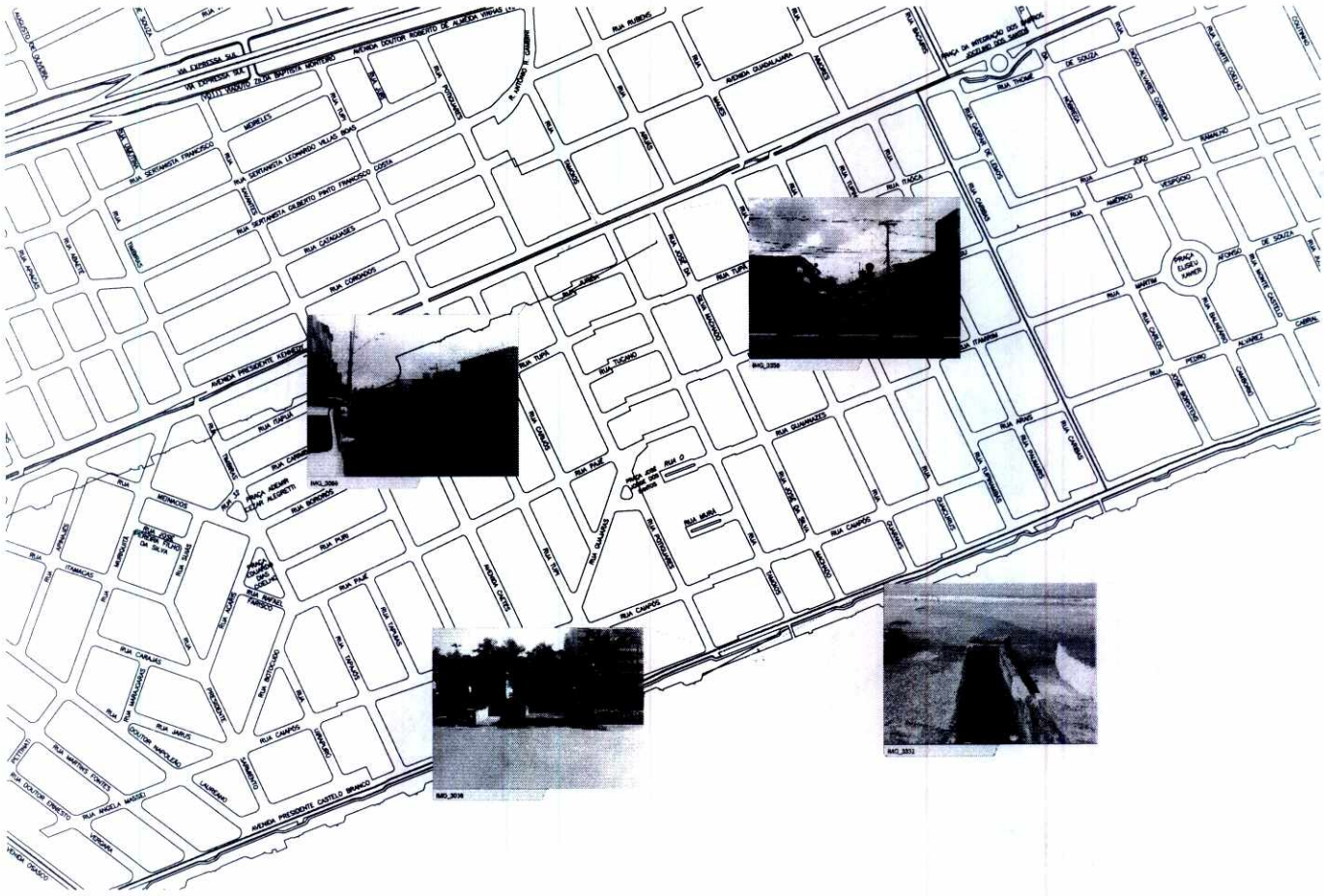
FOLHA Nº 24 REVISÃO 1 Escala 1:5.000

FCTH


AVENIDA DOUTOR
RUA JOÃO MENDES JÚNIOR
AVENIDA MARQUESA DE SANTOS
RUA UBALDO PINTO
PRAÇA GREGÓRIO DE MATOS GUERRA
AVENIDA DO TRABALHADOR
CANAL PRAIÃO
RUA DOUTOR
RUA ENGENHEIRO
RUA CUBATÃO
RUA CIDADE DE SANTOS
RUA SÃO BERNARDO
RUA SÃO CAETANO
RUA DR JOSÉ CARLOS DE OLIVEIRA
RUA DAHR BORGES
RUA LIMEIRA
RUA JUNQUAL
RUA ACRE
RUA SANTA CATARINA
RUA GUANABARA
AVENIDA PRESIDENTE CASTELO BRANCO
AVENIDA JOSUÉ DE CASTRO
PRAÇA DOS EMANCIPADORES
PRAÇA 19 DE JANEIRO
ROTATÓRIA PANCERA
ANTÔNIO LOTUFO
ANTÔNIO SEVERIANO
RUA JOSÉ ALONSO SALAZAR
AVENIDA MINISTRO VICENTE RAO
AVENIDA DOUTOR ROBERTO DE ALMEIDA VINHAS
RUA ARNALDO LUPION MICHEL
RUA ARMANDO LICHTI FILHO
RUA ANTÔNIO MARCOS PIMENTA GONÇALVES
RUA CORONEL LUIZ GARCIA
RUA MANUEL MARIANO
RUA ANTÔNIO MARIA PIRES
RUA CORONEL LUIZ SANTOS
RUA ANTÔNIO MOTTA
RUA CORONEL LUIZ GONÇALVES DA SILVA
RUA ANTÔNIO MARIA PIRES
RUA ANTÔNIO MOTTA
RUA CORONEL LUIZ SANTOS

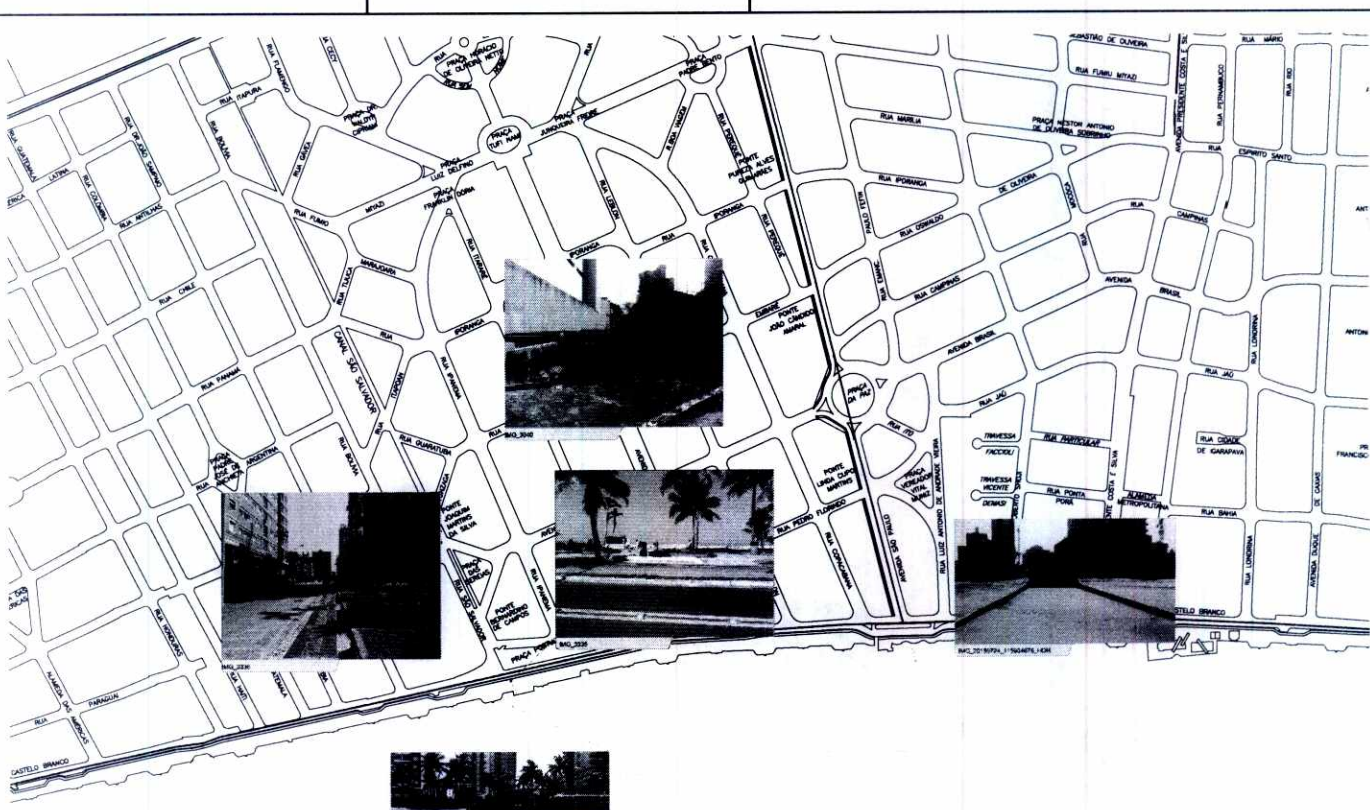
Fls. 531
Proc. 17849/16



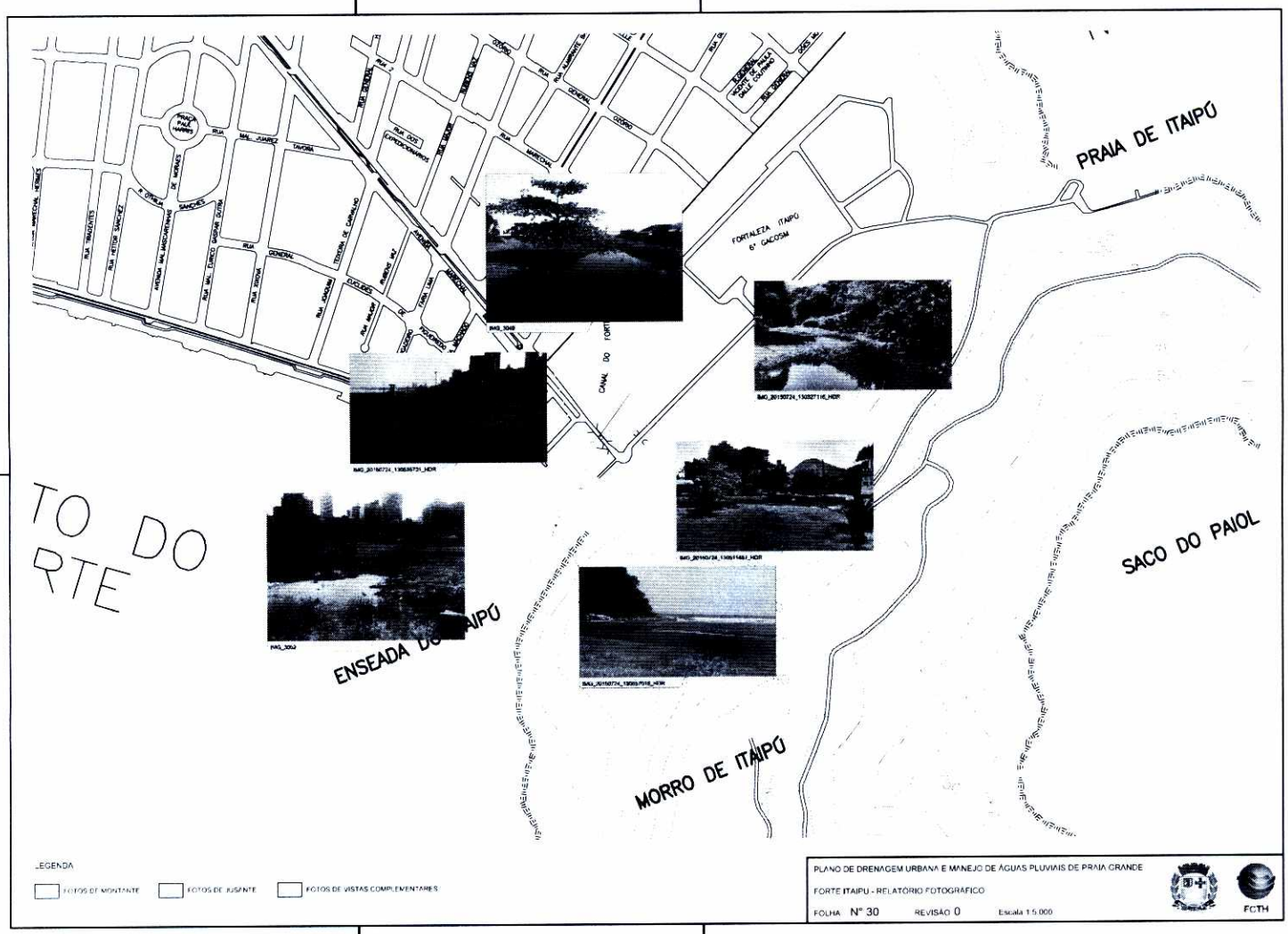

AVENIDA PRESIDENTE CASTELO BRANCO
RUA CAMPOS
RUA PAJÉ
RUA TUPI
RUA TUCANO
RUA CARIJÓS
RUA GUANABARA
RUA JOSÉ DE ALENCAR
RUA MARTIM AFONSO
RUA SANTOS DUMONT
RUA JOÃO ALVES CORREIA
RUA THOMÉ DE SOUZA
RUA CARIJÓS
RUA PEDRO CAMPOS
RUA JOSÉ BENTO
RUA CARLOS GOMES
RUA MARIA
RUA ANCHIETA
RUA CARIJÓS
RUA TUPINAMBÁS
RUA GUAIANAZES
RUA CAMPOS
RUA PAJÉ
RUA TAMOIOS
RUA ANCHIETA
RUA CARIJÓS
RUA TUPI
RUA CARIJÓS
RUA TUCANO
RUA TUPI
RUA CORONADOS
RUA CATAGUASES
RUA SUPERINTENDENTE GILBERTO PINTO FRANCISCO COSTA
RUA SERVIDANTA LEONARDO VILAS BOAS
RUA SERVIDANTA FRANCISCO
RUA MORELLES
AVENIDA DOUTOR ROBERTO DE ALMEIDA VINHAS
VIA EXPRESSA SUL
RUA ANTONIO V. CARMO
RUA RUBENS
RUA BADARÓ
AVENIDA GUADALAJARA
RUA THOMÉ
RUA DE SOUZA
RUA SANTOS DUMONT
RUA JOÃO ALVES CORREIA
RUA CARIJÓS
RUA PEDRO CAMPOS
RUA JOSÉ BENTO
RUA CARLOS GOMES
RUA MARTIM AFONSO
PRAÇA ELOI CHAVES
RUA MONTE CASTELO
RUA BALTAZAR
RUA CARLOS
RUA PEDRO
RUA JOSÉ BENTO
RUA CARIJÓS
RUA TUPINAMBÁS
RUA GUAIANAZES
RUA JOSÉ DE ALENCAR
RUA MARIA

Fls. 582
Proc. 17.349/16


RUA ANTILHAS
RUA GUIANA INGLESA
RUA ALBERTO SANTOS DUMONT
RUA GUIANA HOLANDESA
RUA GUIANA FRANCESA
RUA ARGENTINA
RUA CHILE
RUA PARAGUAI
CASTELO BRANCO
AVENIDA GUADALAJARA
RUA DOUTOR
RUA JOSÉ ALVES MACIEL
RUA ANTONIO RAPOSO TAVARES
RUA TUIUTI
RUA DOUTOR LUIZA
RUA DOUTOR ALEX
RUA PADRE ANTONIO JOSÉ DE ANCHIETA
RUA DOUTOR BITTENCOURT
RUA DOUTOR SILVIO
RUA DOUTOR ARTUR
RUA DOUTOR ESTEVES LISBOA
RUA DOUTOR CESAR
RUA DOUTOR LUIZ


RUA TAPAJÓS
RUA TAMANDARÉ
RUA SÃO CAETANO
RUA CUIABÁ
RUA ANTELMO
RUA CHILE
RUA PANAMÁ
RUA ARGENTINA
RUA BOLÍVIA
RUA CACIQUE
PRAÇA DR. EMILIO CARMO
PRAÇA LUIZ DELFINO
PRAÇA FRANKLIN DONA
PRAÇA TUPI RAM
PRAÇA PADRE BENTO
PRAÇA JURACY FREIRE
RUA FUMIO MIYAZI
RUA TUPIARA
RUA TUPINAMBÁ
RUA TUPIASSU
RUA PIAPOCA
RUA GUARATUBA
RUA ECUADOR
CANAL SÃO SALVADOR
PONTE JOAQUIM MARTINS DA SILVA
PONTE FERNANDES DE CAMPOS
PRAÇA JOÃO PESSOA
RUA SÃO SALVADOR
RUA PARAÍBA
RUA PIAUÍ
RUA SERGIPE
RUA LEMOS
RUA IPIRANGA
RUA GUAPORÉ
RUA CAMPINAS
RUA CAMPINAS
RUA CAMPINAS
RUA GUAMBIÃO
RUA MARILIA
RUA ESPÍRITO SANTO
RUA MARIO
RUA FERNAMBUCO
RUA RIO
AVENIDA PRESIDENTE COSTA E SILVA
AVENIDA BRASIL
AVENIDA BRASIL
RUA JAÚ
RUA JAÚ
RUA LONDRINA
RUA LONDRINA
RUA GUAPORÉ
RUA GUAPORÉ
RUA PIAUÍ
RUA PIAUÍ
RUA AMERICANAS
RUA AMERICANAS
RUA PONTA PORÃ
RUA BAHIA
RUA IGUAPE DE IGARAPAVA
RUA PEDRO FLORIDO
RUA CONCHINHA
RUA LUIZ ANTONIO DE ANDRADE VIEIRA
RUA DOS CORAIS
RUA DOS CORAIS
RUA DOS CORAIS

Fls. 523
Proc. 17849/16



LEGENDA

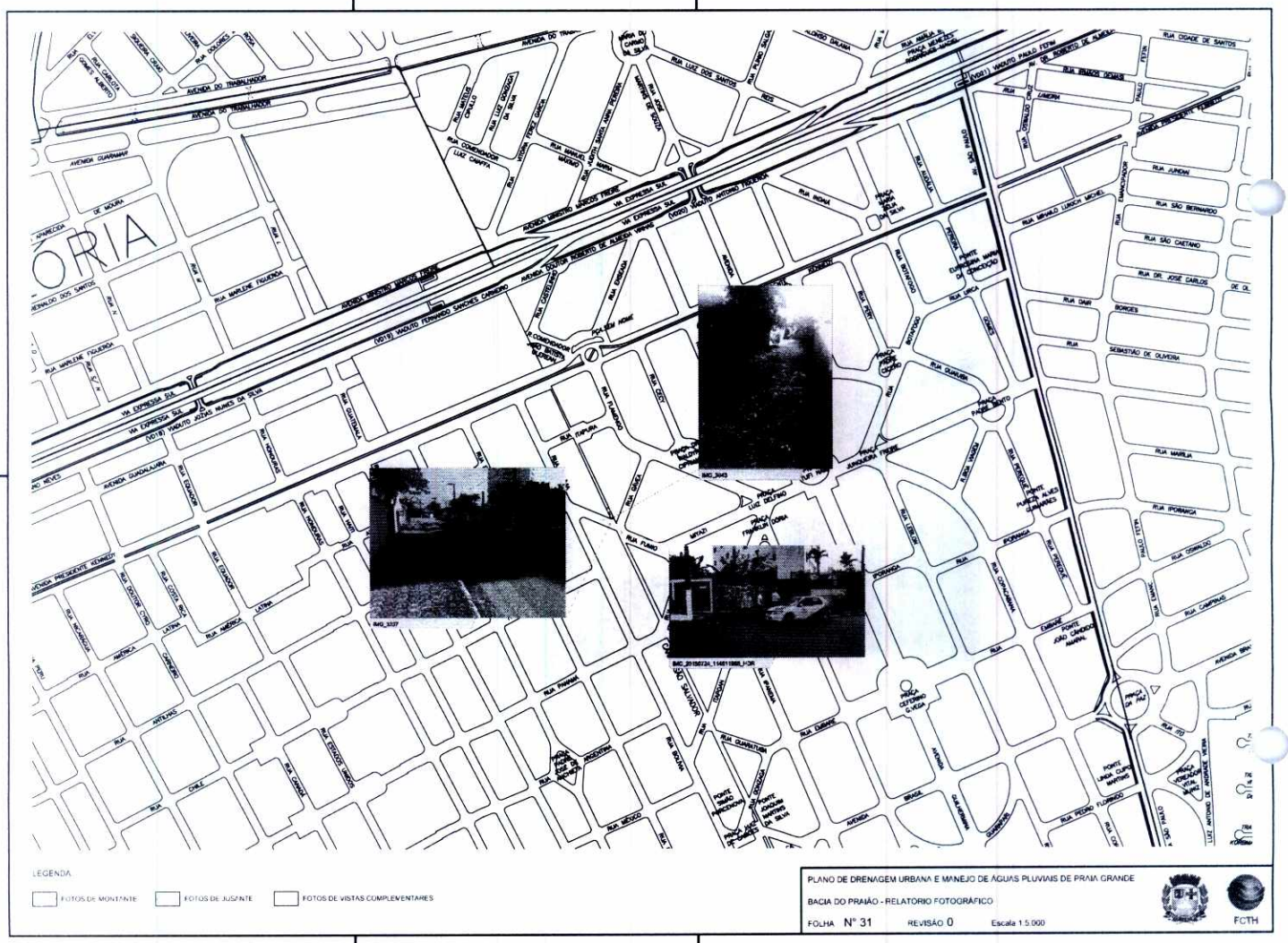
FOTOS DE MONTANTE FOTOS DE JUSANTE FOTOS DE VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

FORTE ITAIPU - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

FOLHA N° 30 REVISÃO 0 Escala 1:5.000

FCTH



LEGENDA

FOTOS DE MONTANTE | FOTOS DE JUSANTE | FOTOS DE VISTAS COMPLEVENTARES

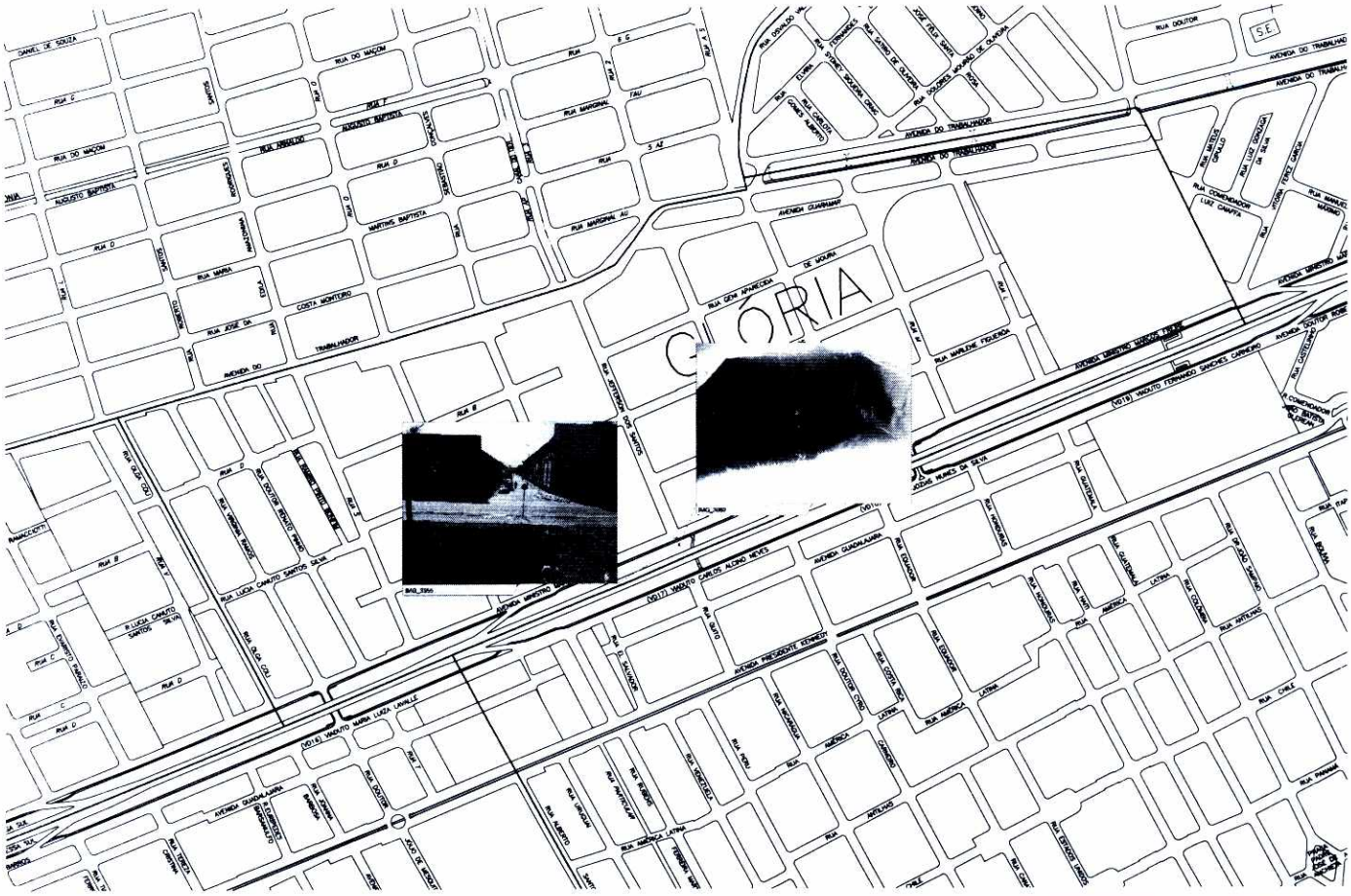
PLANO DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

BACIA DO PRAIÃO - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

FOLHA Nº 31 REVISÃO 0 Escala 1:5.000

FCTH

Fls. 334
Proc. 1734/16



LEGENDA

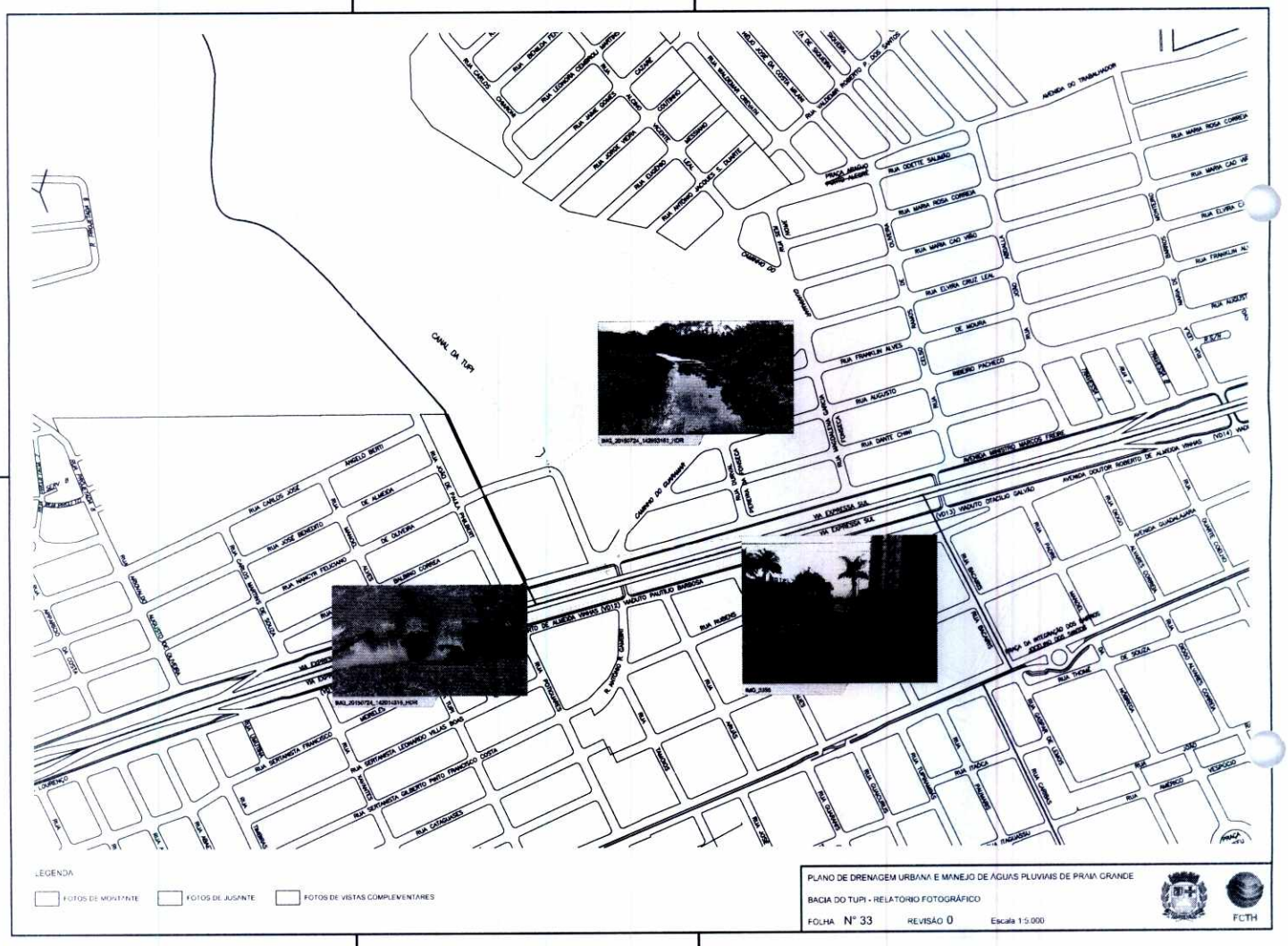
FOTOS DE MONTANTE | FOTOS DE JUSANTE | FOTOS DE VISTAS COMPLEMENTARES

PLANO DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE PRAIA GRANDE

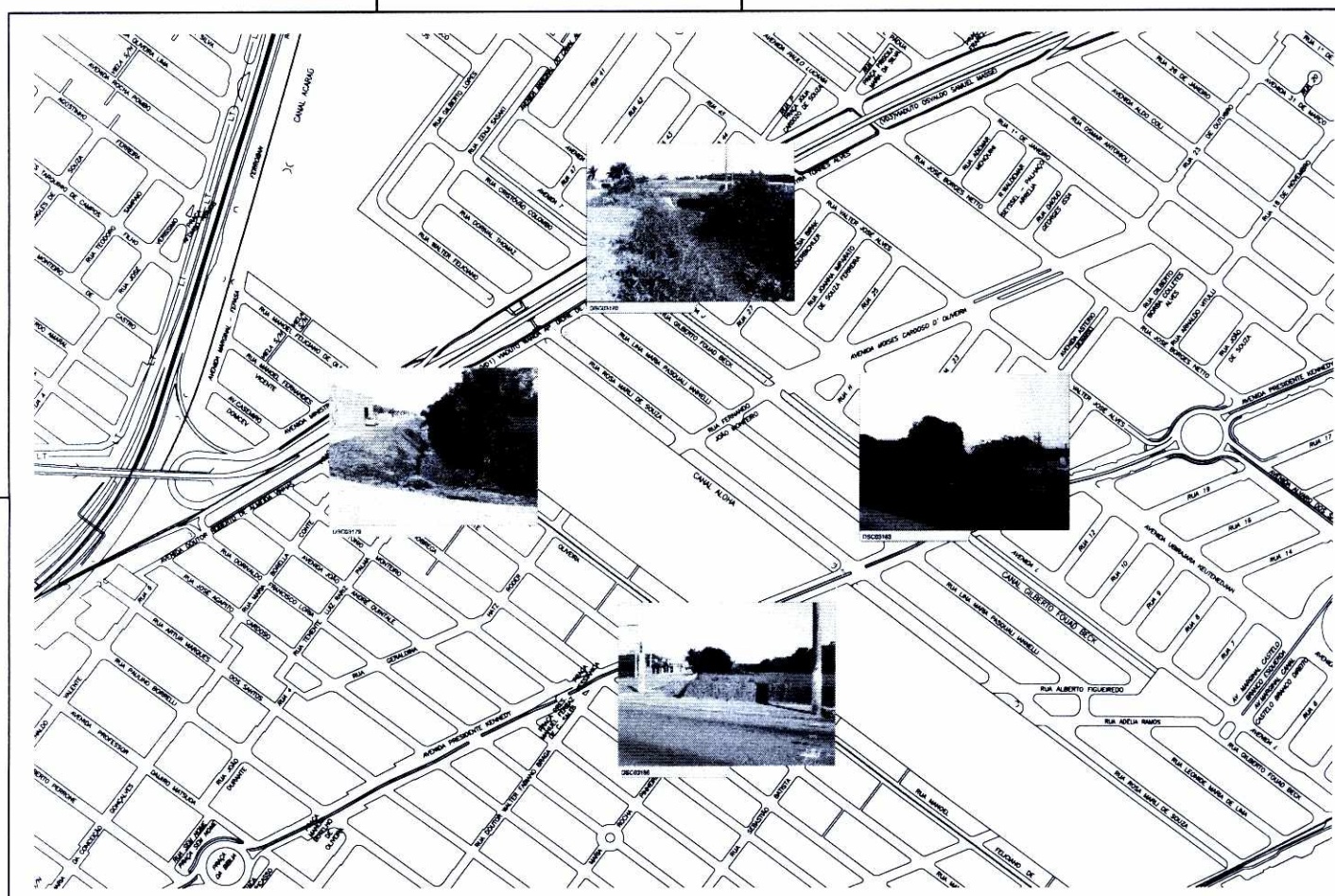
BACIA DO GUARAMAR - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

FOLHA N° 32 REVISÃO 0 Escala 1:5.000

FCTH


CANAL DA TUPI
RUA CARLOS GOMES
RUA BENJAMIN FRANKLIN
RUA LEONIDIA CESARINO MARTINS
RUA JOSÉ GOMES
RUA JORGE VIEIRA
RUA EMIDIO
RUA ANTONIO JACINTO E SILVEIRA
RUA ANTONIO JACINTO E SILVEIRA
RUA ODETE SALMAZO
RUA MARIA ROSA CORREIA
RUA MARIA CAO VIEIRA
RUA ELVIRA CRUZ LEAL
RUA FRANKLIN ALVES
RUA AUGUSTO
RUA SANTT CHIMI
RUA DE MOURA
RUA RIBEIRO PACHECO
AVENIDA DO TRABALHADOR
AVENIDA MARECHAL MANOEL FREIRE
AVENIDA DOUTOR ROBERTO DE ALMEIDA VINHAS (ND14)
VIADUTO OSVALDO GALVÃO (ND13)
VIADUTO PAULO BARBOSA (ND12)
VIA EXPRESSA SUL
RUA ANGELO MURTO
RUA CARLOS JOSÉ
RUA JOSÉ BENEDITO
RUA CARLOS MARTINS DE SOUZA
RUA INACIO FELICIANO
RUA SALMO CORREA
RUA JOSÉ DE PAULA VALENTE
RUA SENTINELA FRANCISCO
RUA SENTINELA LEONARDO VILLAS BOAS
RUA SENTINELA GILBERTO PINTO FRANCISCO CORREA
RUA CATADUPAS
RUA ANTONIO E SILVEIRA
RUA RUBENS
RUA ARLINDO E SILVEIRA
RUA ARLES
RUA GUARANI
RUA GUAIANAZES
RUA TAMOIOS
RUA THOME
RUA PARAIBA
RUA PARANA
RUA CARIRI
RUA PIAUI
RUA GUAPORE
RUA GUAPIRANGA
RUA GUAPIMIRIM
RUA GUAPIARA
RUA GUAPIARA
RUA GUAPIARA

3.85
17849/16


CANAL ACARAÚ
CANAL ALOHA
CANAL GILBERTO TOJAL BECK
AVENIDA PRESIDENTE KENNEDY
RUA ALBERTO FIGUEIREDO
RUA ADÉLIA RAMOS
RUA LEONEL MARIO DE LIMA
AVENIDA 1
AVENIDA 31 DE MARÇO
AVENIDA ARMANDO GONÇALVES TEIXEIRA
AVENIDA HERMES FERRAZ
AVENIDA HENRIQUE LIMA
AVENIDA PAULO LEOCÁDIO
AVENIDA HENRIQUE SEVERO
AVENIDA HERMES CARDOSO D' OLIVEIRA
AVENIDA VEREADOR HELIO HOLANDA
RUA ANTÔNIO FELICIANO DE OLIVEIRA
RUA ANTÔNIO FERREIRA
RUA ANTÔNIO GOMES
RUA ARTUR MARQUES
RUA CORONEL JOÃO
RUA DOMINGOS SOBREIRA
RUA EDUARDO CARNEIRO
RUA FERNANDO JOÃO ROMEIRO
RUA FRANCISCO LIMA
RUA GERMANO MONTEIRO
RUA GONÇALVES
RUA JOÃO BARBOSA
RUA JOÃO DE SOUZA
RUA JOÃO SEVERIANO
RUA JOSÉ BARROS NETO
RUA JOSÉ BONIFÁCIO
RUA JOSÉ CARLOS
RUA JOSÉ DOS SANTOS
RUA JOSÉ FERREIRA
RUA JOSÉ MARIA
RUA JOSÉ MONTEIRO
RUA JOSÉ NOGUEIRA
RUA JOSÉ PAULINO
RUA JOSÉ PEREIRA
RUA JOSÉ PINHEIRO
RUA JOSÉ PINTO
RUA JOSÉ SOUSA
RUA JOSÉ VIEIRA
RUA JOSÉ VIEIRA DE SOUZA
RUA JOSÉ VIEIRA DOS SANTOS
RUA JOSÉ VIEIRA NETO
RUA JOSÉ VIEIRA SOBRINHO
RUA JOSÉ VIEIRA VIANA
RUA JOSÉ VIEIRA VIANA
RUA JOSÉ VIEIRA VIANA

Fls. 586
Proc. 17899/16

ANEXO II

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 587
Proc. 173497/16

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 2 - Estudos Básicos

Revisão 1
Agosto de 2015
RP02-1122-15 R1

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data 10/10/2014	Relatório Nº RP02-1122-14 R0	
Elaborado RML/ON/CAA/MCSP/LYS/FFN	Verificado RML	Aprovado LFOY
Revisão RP02-1122-15 R1		Data 08/08/2015
Natureza Descrição das bacias hidrográficas faltantes e melhoramento da resolução das figuras.		
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ

Fls. 583
Proc. 17849/16

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 1

2. DELIMITAÇÃO DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS 3

3. ESTUDO DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO 5

3.1 ESTUDOS POPULACIONAIS 5
3.1.1 Ajuste de Curvas de Crescimento e Projeções de População 5
3.1.2 Ajuste de Curvas de Crescimento e Projeções de Número de Domicílios por Bacia 11
3.1.2.1 Xixová 15
3.1.2.2 Praião 17
3.1.2.3 Guaramar 18
3.1.2.5 Antártica 20
3.1.2.6 Tupi 21
3.1.2.7 Quietude 23
3.1.2.8 Acaraú 24
3.1.2.9 Forte Itaipu 26
3.1.2.10 Faixa Oceânica 27
3.1.2.11 Rio Branco 29
3.1.2.12 Itinga 30
3.1.3 Estimativa de Crescimento da População Flutuante 34
3.2 ESTUDOS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO 34
3.2.1 Áreas Homogêneas 34
3.2.2 Foto Interpretação e Análise 37
3.2.3 Estimativa de Áreas Impermeáveis 2035/Saturação 51

4. CARACTERIZAÇÃO DO REGIME HIDROLÓGICO 56

4.1 ASPECTOS GERAIS 56
4.2 DESCRIÇÃO E RESUMO DOS DADOS 56
4.2.1 Dados Pluviométricos 57
4.2.2 Dados Fluviométricos 61
4.2.3 Dados Pluviográficos 66
4.3 ESTUDO DAS CHUVAS 68
4.3.1 Distribuição da Precipitação 68
4.3.1.1 Método dos Polígonos de Thiessen 68
4.3.1.2 Postos Selecionados para Aplicação do Método de Thiessen 70
4.3.1.3 Postos Selecionados para Análise das Precipitações 71
4.3.2 Análise de Consistência dos Dados Pluviométricos 78
4.3.2.1 Compatibilidade dos Dados Pluviométricos e Fluviométricos 78
4.3.2.2 Compatibilidade dos Dados Pluviométricos e Pluviográficos 81
4.3.3 Verificação da Homogeneidade dos Dados 82
4.3.4 Tratamento dos Dados 85
4.3.5 Extensão da Série Original e Preenchimento das Falhas 89
4.3.6 Verificação da Continuidade da Homogeneidade 89
4.3.7 Chuva de Projeto 90
4.3.8 Estatística de Extremos 91
4.4 ESTUDO DE MARÉ 122

5. MODELAÇÃO HIDROLÓGICA 124

5.1 ESCOAMENTO SUPERFICIAL 125
5.1.1 Área impermeabilizada *125*
5.1.2 Área Diretamente Conectada *125*
5.1.3 Área Permeável *126*
5.1.4 Tempo de Concentração *126*
5.1.5 Chuva Excedente ou Efetiva *128*
5.1.5.1 Umidade Antecedente do Solo 129
5.1.5.2 Tipo Hidrológico do Solo 130
5.1.5.3 Tipo de cobertura do Solo 137
5.2 CÁLCULO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIAS 140
5.3 APLICAÇÃO DO MODELO – VAZÕES DE PROJETO 142
5.3.1 Duração e Distribuição Temporal das Precipitações *144*
5.3.2 Definição do Parâmetro CN *146*
5.3.3 Amortecimento da onda de cheia em canais *158*
5.3.4 Tempo de retardo (lag time) *158*
5.3.5 Características físicas das bacias *158*
5.3.6 Resultados da Simulação Hidrológica *162*
5.3.6.1 Bacia Acaraú-Quietude 163
5.3.6.2 Bacia da Faixa Oceânica 166
5.3.6.3 Bacia do Forte Itaipu 168
5.3.6.4 Bacia do Guaramar 170
5.3.6.5 Bacia do Itinga 173
5.3.6.6 Bacia do Rio Branco 176
5.3.6.7 Bacia do Tupi 181
5.3.6.8 Bacia do Xixová-Praião 183

6. REFERÊNCIAS 186

7. EQUIPE TÉCNICA 190

ANEXO – MAPAS CHAVE DE VAZÕES 191

1. INTRODUÇÃO

Nos estudos de macrodrenagem, é de fundamental importância o conhecimento das áreas impermeáveis que recobrem a superfície das bacias hidrográficas constituintes da região em análise, dada a necessidade de se determinar os hidrogramas de cheia de cada uma destas bacias.

A impermeabilização do solo é uma decorrência direta da urbanização, que por ocorrer, na maior parte das vezes, sem o acompanhamento de um planejamento e regulamentação do uso do solo, implica na ocupação de áreas impróprias, no surgimento de loteamentos inadequados e terrenos invadidos, bem como na devastação da vegetação e na redução das áreas verdes disponíveis.

A impermeabilização, ao reduzir a capacidade de infiltração do solo, ao aumentar a velocidade do escoamento superficial e ao diminuir os tempos de percurso, tem como consequência o aumento e a antecipação dos picos de vazão nos hidrogramas de cheia dos corpos d'água e, portanto, o aumento da solicitação do sistema de drenagem.

Os estudos populacionais e de uso do solo realizados visam subsidiar a análise e estimativa das áreas impermeáveis existentes na Estância Balneária de Praia Grande, tanto na situação atual – de forma a permitir a avaliação do sistema de drenagem existente, quanto no horizonte de projeto (2035) – permitindo a projeção do comportamento das bacias hidrográficas no futuro.

Este relatório apresenta a segunda etapa dos trabalhos, referente aos estudos básicos, que englobam o estabelecimento da base de dados, sua análise e consistência, bem como atividades relacionadas à hidrologia e aos estudos de uso e ocupação do solo, fundamentais para a avaliação do comportamento do sistema de macrodrenagem urbano do município.

A conclusão dos estudos básicos permitiu a obtenção de produtos extremamente importantes:

- Determinação do regime de chuvas para as bacias que compõe o município, com a definição da chuva de projeto;
- As projeções de ocupação do solo e seu nível de impermeabilização para cada bacia de drenagem.
- Os Mapas-Chave de Vazão, com as vazões resultantes das simulações hidrológicas para os pontos chaves de cada bacia contemplada no Plano.

A definição da chuva de projeto serviu para as estimativas de vazões afluentes após a elaboração dos estudos de ocupação da área urbana, para o ano base (2010) e para o horizonte do estudo (2035).

O material apresentado neste relatório foi reunido a partir de fontes diversas, processado e analisado de forma a subsidiar a continuidade do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande.

A modelação e as simulações de cheias permitiram a determinação das descargas máximas no sistema de macrodrenagem da cidade, considerando diversos níveis de riscos hidrológicos e dois cenários distintos: com as impermeabilizações referentes ao ano base (2010) e ao horizonte de planejamento correspondente ao ano de 2035.

Fls. 590
Proc. 1734916
FCTH

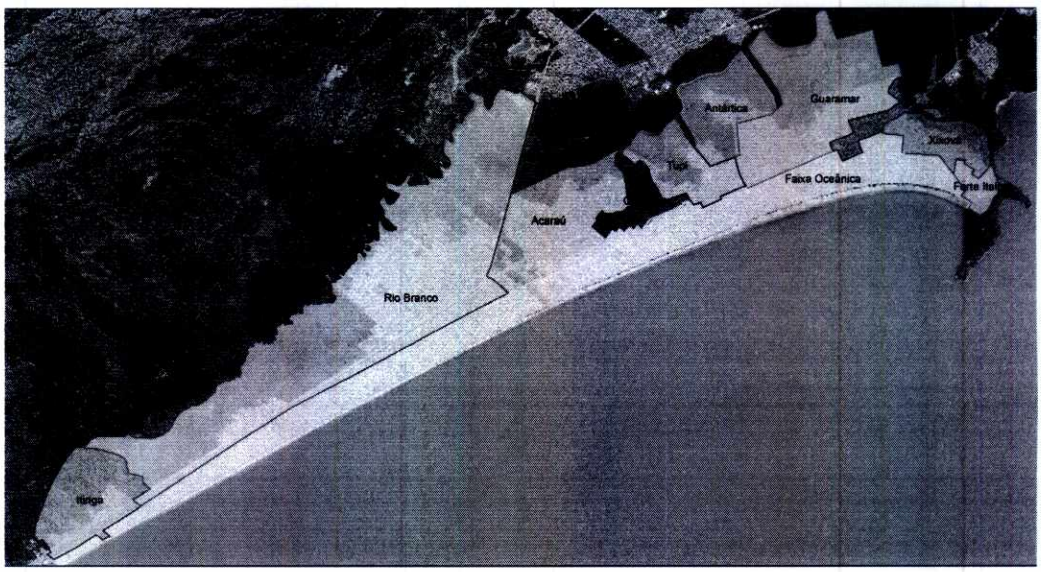
2. DELIMITAÇÃO DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

As bacias hidrográficas da área de estudo foram delimitadas de acordo com as informações fornecidas pela Prefeitura e apresentadas no Plano de Macrodrenagem de Praia Grande, elaborado pela Figueiredo Ferraz em 1999.

Essas bacias foram revisadas com ajustes baseados nas curvas de nível e nos pontos cotados do Levantamento Aerofotogramétrico BASE 2005 (escala 1:10.000), como também com os projetos dos canais implantados fornecidos pela prefeitura. Foram delimitadas 12 (doze) bacias referentes aos principais canais do município.

Cada bacia foi subdividida de acordo com os projetos existentes dos principais canais, e pontos de interesse onde se deseja obter o cálculo das descargas máximas.

As 12 (doze) bacias da área urbana do município de Praia Grande estão apresentadas na Figura 1 a seguir.



Legenda

Bacias Hidrográficas

Acaraú	Piaçabuçu
Antártica	Praião
Faixa Oceânica	Quietude
Forte Itaipu	Rio Branco
Guaramar	Tupi
Itinga	Xixová

Fonte: Ortofoto EMPLASA 2010

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

Cliente: Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grand

Projeto: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Título: Bacias Hidrográficas

0 1,5 3 Km

Figura 1 – Bacias Hidrográficas do Município de Praia Grande

3. ESTUDO DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Fls. 591
Proc. 7349/16

3.1 ESTUDOS POPULACIONAIS

3.1.1 Ajuste de Curvas de Crescimento e Projeções de População

Com a utilização das informações fornecidas pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e de estudos realizados pela Fundação SEADE (Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados), sobre os dados das populações total e urbana residentes e o número de domicílios no município de Praia Grande, foi possível verificar as suas evoluções no decorrer dos anos.

Serão apresentados os dados referentes ao município de Praia Grande, principalmente aqueles referentes à área urbana, de acordo com os setores censitários definidos pelo IBGE.

As informações levantadas junto ao IBGE consistem nos dados de compatibilização dos setores censitários de 1991, 2000 e 2010. O mapa de setores censitários do censo de 2010 foi adquirido em formato shp (*shapefile*).

De acordo com as informações fornecidas pelo IBGE dos Censos Demográficos de 1991, 2000 e 2010, das populações total e urbana residentes e do número de domicílios, o município de Praia Grande evolui conforme os dados apresentados na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 1 - Evolução das Populações Urbana, Rural e Total por Situação do Domicílio

Situação do domicílio	Ano				
	1970	1980	1991	2000	2010
Urbana	19.694	66.004	123.492	193.582	262.051
Rural	-	-	-	-	-
Total	**19.694**	**66.004**	**123.492**	**193.582**	**262.051**

Fonte: IBGE (2010)

Além da evolução populacional, deve-se analisar a evolução do número de domicílios no município ao longo dos anos, tendo em vista sua correlação com o grau de impermeabilização dos terrenos. A Tabela 2 apresenta os dados compilados segundo o IBGE (2010).

Tabela 2 - Evolução do Número de Domicílios Particulares Permanentes

Situação do domicílio	Ano				
	1980	1991	1996	2000	2010
Urbana	15.967	32.680	41.122	55.030	83.445
Rural	-	-	-	-	-
Total	**15.967**	**32.680**	**41.122**	**55.030**	**83.445**

Fonte: IBGE (2010)

A Tabela 3 a seguir mostra a evolução da taxa de crescimento geométrico obtida a partir dos dados populacionais dos censos do IBGE.

Tabela 3 - Taxa geométrica de crescimento anual de Praia Grande

Período	% a.a.
1980-1991	5,86
1991-2000	5,18
2000-2010	3,09
2010-2013	2,16

Fonte: www.seade.gov.br, acessado em junho

A Tabela 4 mostra a evolução do número de habitantes por domicílio. Salienta-se que a evolução, nesse caso, foi calculada levando-se em consideração o número de domicílios particulares permanentes.

Tabela 4 - Taxa de Habitantes por domicílio (IBGE)

	1991			2000			2010		
	Domicílios Particulares Permanentes	Pessoas	Média / domicílio	Domicílios Particulares Permanentes	Pessoas	Média / domicílio	Domicílios Particulares Permanentes	Pessoas	Média / domicílio
Rural	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Urbana	32.680	123.492	3,78	55.030	193.582	3,52	83.445	262.051	3,14
Total	32.680	123.492	3,78	55.030	193.582	3,52	83.445	262.051	3,14

Analisando-se a Tabela 4 pode-se perceber um declínio da taxa de habitantes por domicílios ao longo dos anos.

Na Tabela 5 são apresentados alguns dados referentes às características dos domicílios particulares da Estância Balneária de Praia Grande, com o objetivo de permitir uma melhor compreensão dos processos ligados à sua dinâmica ocupacional, o que pode explicar o declínio da média por domicílio ao longo dos anos, pois a porcentagem de domicílios de uso ocasional está em torno de 52%.

Tabela 5 - Domicílios particulares Permanentes por Condição de Ocupação

Condição de ocupação	Domicílios Particulares
Total	200.061
Particular	199.944
Particular ocupado	83.513
Particular ocupado com entrevista	80.728
Particular ocupado sem entrevista	2.785
Particular – Uso ocasional	104.912
Particular - Vago	11.519
Coletivo	117
Coletivo com morador	40
Coletivo sem morador	77

Fonte: IBGE (2010)

Fls. 592
Proc. 7349/16

A Figura 2 ilustra a tendência da evolução da população total do período 1991-2013 e a Figura 3 a tendência de evolução populacional segundo a taxa anual de crescimento geométrico.

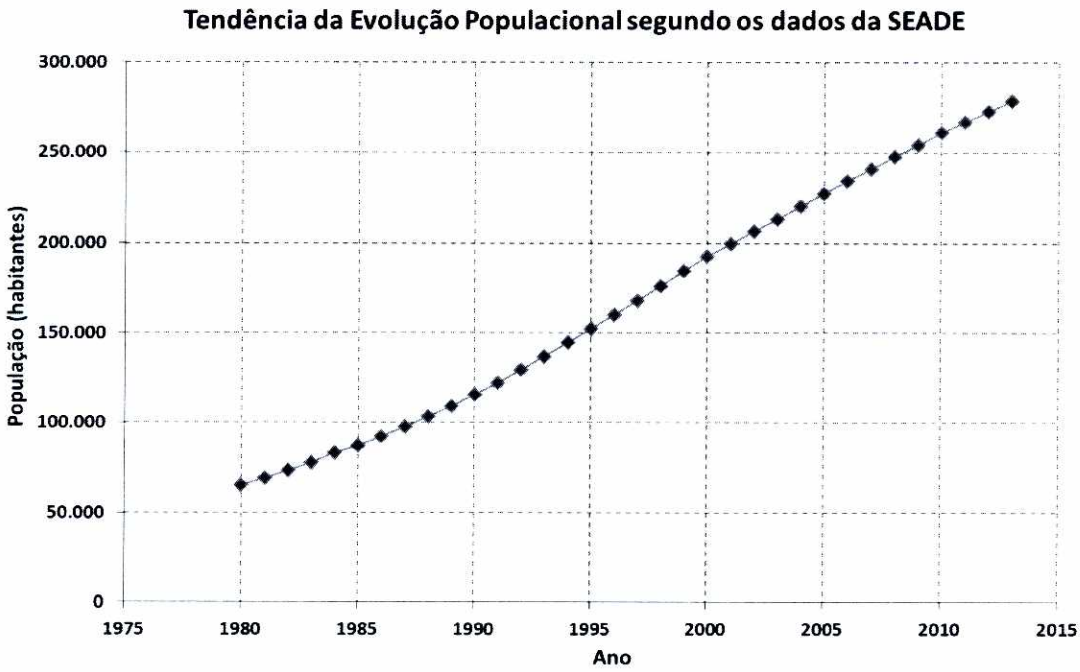


Figura 2 - Tendência de evolução da população total segundo os dados da SEADE

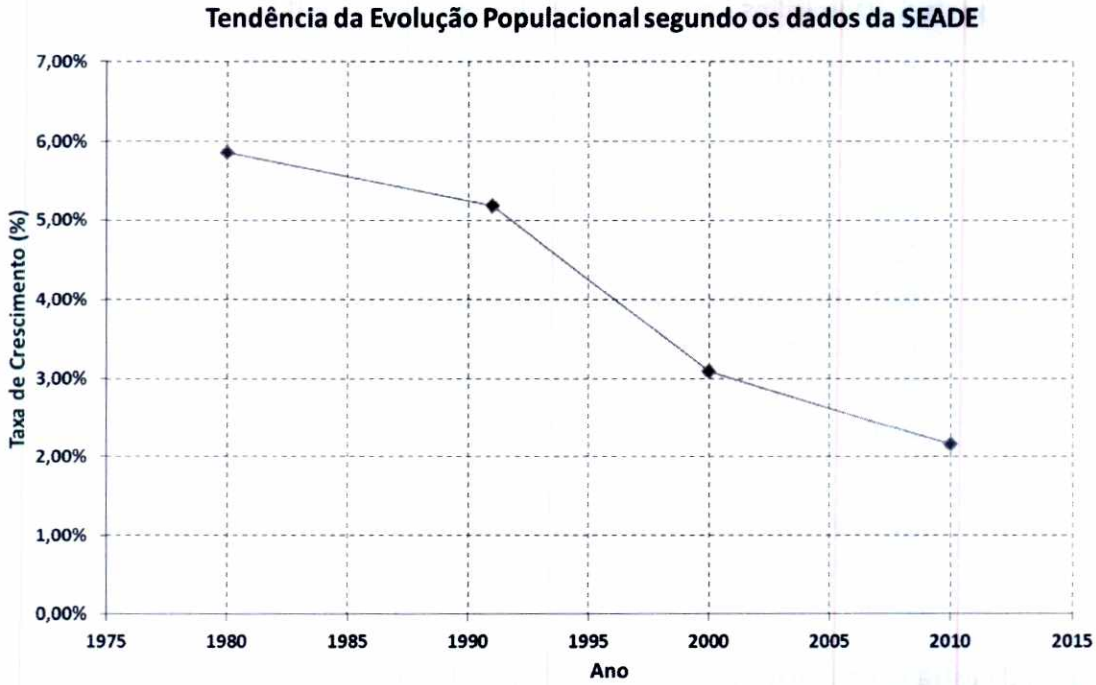


Figura 3 - Tendência de evolução da população total conforme a taxa anual de crescimento geométrico

Projeção Logística

A projeção logística assume a existência de uma população limite para o local em análise, também denominada como população de saturação e, a partir desta hipótese, estimam-se as populações futuras por meio de uma taxa de crescimento variável ao longo do tempo.

Em geral, as projeções fornecidas pela Curva Logística são mais representativas do crescimento da população do que os resultados obtidos considerando-se a taxa de crescimento geométrico. Isto ocorre pelo fato de o último método citado considerar a taxa de crescimento populacional constante ao longo do tempo, o que não se verifica na prática. O cálculo pela Curva Logística não comete este erro, uma vez que considera a população ou o número de domicílios totais de saturação do local.

Estimando-se o crescimento da população urbana, com base na Curva Logística aplicada aos dados dos Censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996, no caso de Praia Grande, estima-se para o horizonte de projeto (2035) uma população total urbana de 350.367 habitantes. A projeção logística fornece ainda, como população de saturação, uma população total equivalente a 376.357 habitantes aproximadamente a partir do ano de 2200.

Os resultados da projeção efetuada para a população urbana do município de Praia Grande são ilustrados na Figura 4 e na Tabela 6 a seguir.

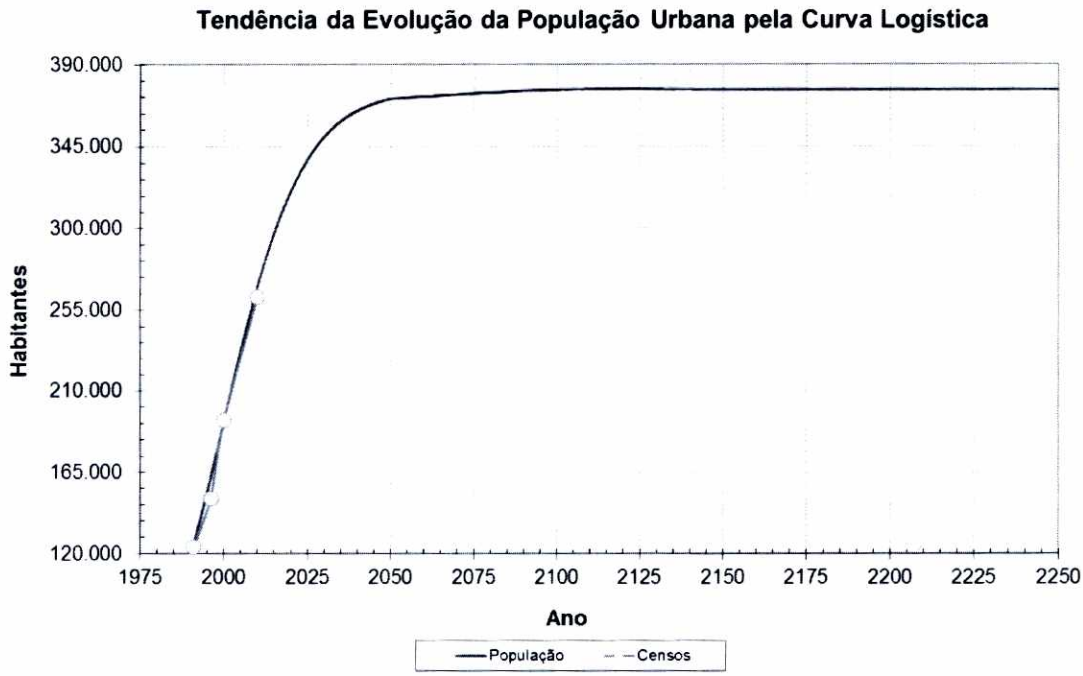


Figura 4 - Tendência da evolução da população urbana do município de Praia Grande conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996

Tabela 6 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – População Urbana do município de Praia Grande

Ano	População Urbana do Município	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	População Urbana do Município	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	124.321		**2027**	343.494	0,77
1996	161.764	5,27	**2028**	345.950	0,71
2000	193.510	4,48	**2029**	348.238	0,66
2001	201.470	4,03	**2030**	350.367	0,61
2002	209.382	3,85	**2031**	352.346	0,56
2003	217.219	3,67	**2032**	354.183	0,52
2004	224.955	3,50	**2033**	355.888	0,48
2005	232.563	3,33	**2034**	357.469	0,44
2006	240.020	3,16	**2035**	358.934	0,41
2007	247.306	2,99	**2036**	360.291	0,38
2008	254.400	2,83	**2037**	361.546	0,35
2009	261.285	2,67	**2038**	362.707	0,32
2010	267.948	2,52	**2039**	363.780	0,30
2011	274.375	2,37	**2040**	364.771	0,27
2012	280.557	2,23	**2041**	365.686	0,25
2013	286.488	2,09	**2042**	366.531	0,23
2014	292.161	1,96	**2043**	367.311	0,21
2015	297.575	1,84	**2044**	368.031	0,20
2016	302.728	1,72	**2045**	368.694	0,18
2017	307.622	1,60	**2046**	369.305	0,17
2018	312.260	1,50	**2047**	369.869	0,15
2019	316.645	1,39	**2048**	370.388	0,14

Ano	População Urbana do Município	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	População Urbana do Município	Taxa de Crescimento Geométrico
2020	320.784	1,30	**2049**	370.866	0,13
2021	324.683	1,21	**2050**	371.307	0,12
2022	328.349	1,12	**2100**	376.283	0,03
2023	331.791	1,04	**2150**	376.356	0,00
2024	335.017	0,97	**2200**	376.357	0,00
2025	338.037	0,90	**2250**	376.357	0,00
2026	340.859	0,83			

De acordo com a Figura 4, percebe-se que, aproximadamente a partir do ano 2050, a Curva Logística sofre uma mudança de inflexão, e passa a apresentar uma tendência de diminuição da taxa de crescimento populacional, por influência da consideração da população de saturação.

A Figura 5 mostra a comparação entre as taxas de crescimento calculadas pela Curva Logística e aquelas obtidas pelo IBGE, nota-se certa discrepância entre os valores depois do ano 2000.

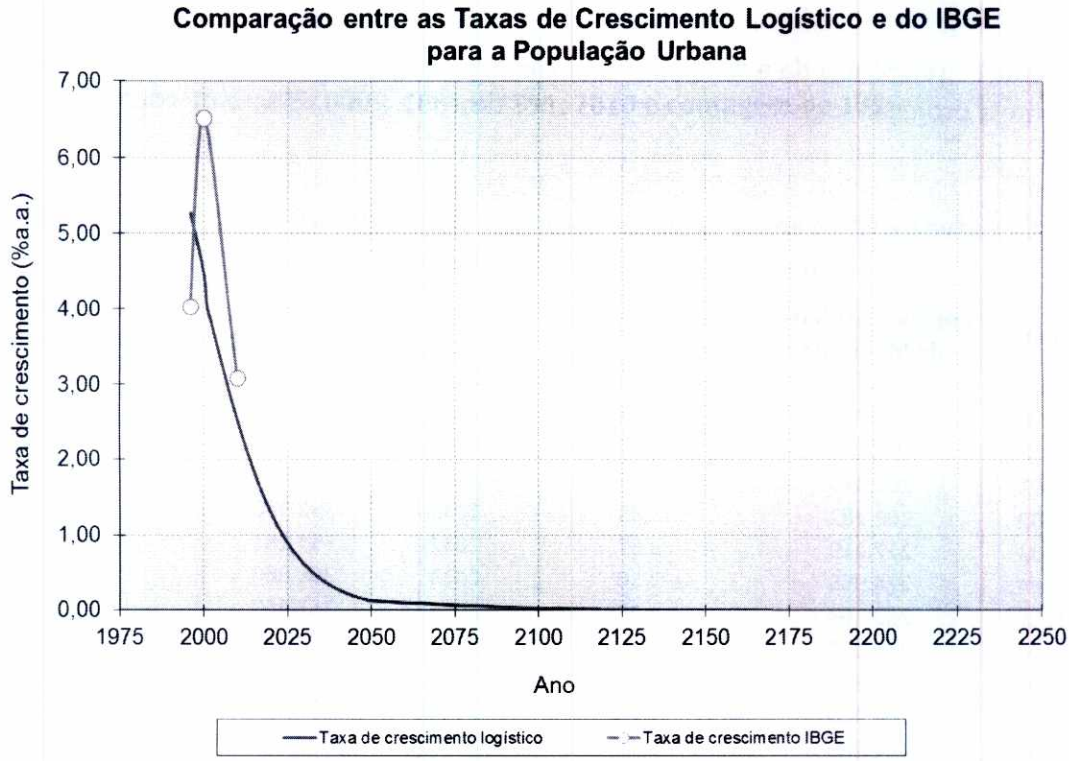


Figura 5 - Comparação entre as taxas de crescimento da população resultante da curva logística e dos Censos 1991, 2010 e contagem de 1996

Fls. 594
Proc. 1784916

3.1.2 Ajuste de Curvas de Crescimento e Projeções de Número de Domicílios por Bacia

Após várias tentativas de estimativa da população futura, seja em função da área atualmente ocupada ou daquela passível de urbanização (Plano Diretor de Praia Grande), ou mesmo, em função da taxa de habitantes por domicílio atual, chegou-se então, a conclusão de que seria mais representativa a estimativa de crescimento logístico baseada no número de domicílios totais e não na população.

Na medida em que se falando de drenagem, o número de domicílios é mais representativo do aumento de deflúvio causado pela urbanização (impermeabilização). Soma-se a esse fato a questão da verticalização, que no caso de municípios onde a urbanização é densificada, pode apresentar resultados onde a relação hab/dom são maiores para uma mesma faixa de impermeabilização.

Procedeu-se então, a projeção logística como descrito a seguir.

A correção da curva logística em função do número de domicílios totais na área urbana do município, na saturação, foi estimada a partir da análise dos seguintes fatores:

- parâmetros urbanísticos e zoneamento urbano propostos no Plano Diretor de Praia Grande;
- diretrizes de parcelamento do solo contidas no Plano Diretor de Praia Grande e na lei que dispões sobre o Parcelamento do Solo no Município de Praia Grande;
- limites das faixas marginais de cursos d´água instituídos pelo Código Florestal;
- áreas atualmente urbanizadas retiradas de imagens de satélite de 2010;
- setores censitários do censo de 2010 do IBGE.

Após a elaboração da curva logística, finalmente, pode-se perceber que a saturação se dará aproximadamente no ano de 2245 quando a taxa de crescimento apresenta uma tendência à estabilização, ou seja, tende a zero por cento ao ano (0% a.a.), como pode ser verificado na Figura 6 e na Tabela 7 a seguir.

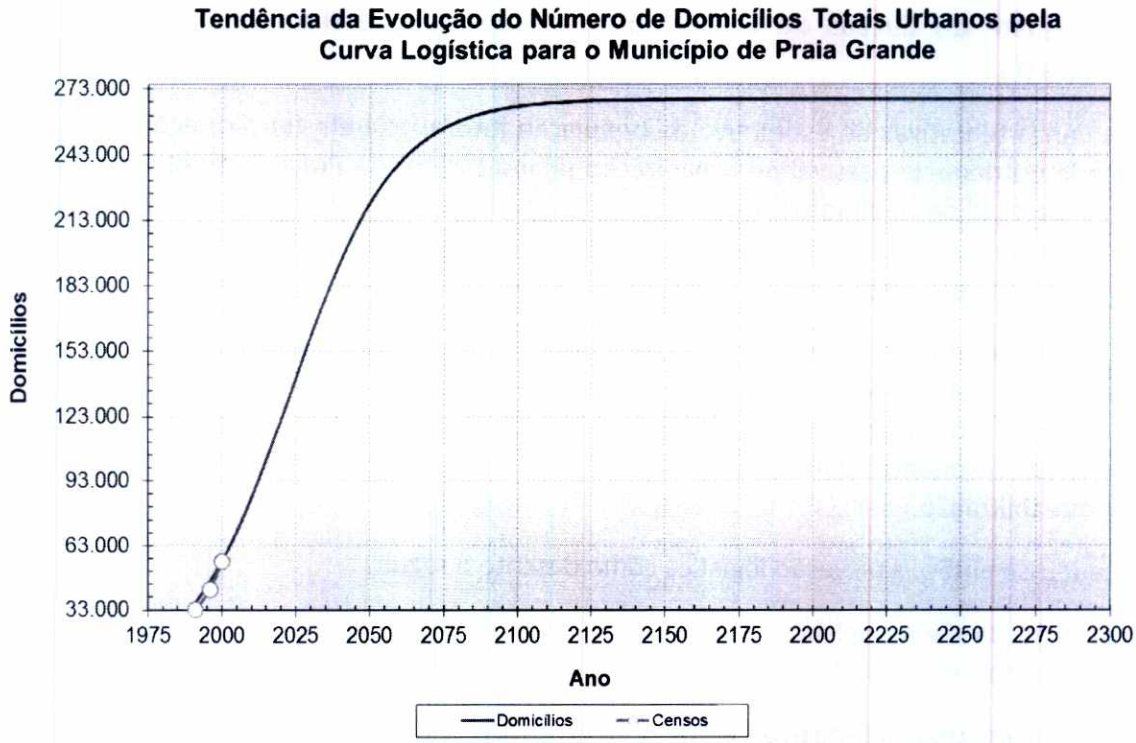


Figura 6 - Tendência da evolução do número de domicílios totais conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991 a 2010 para o município de Praia Grande – zona urbana

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos da Curva Logística dos domicílios totais urbanos no município de Praia Grande.

Tabela 7 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos no município de Praia Grande

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	36.192		**2050**	220.872	1,04%
1996	46.188	4,88%	**2055**	231.085	0,90%
2000	55.669	4,67%	**2060**	239.385	0,71%
2001	58.252	4,54%	**2065**	246.011	0,55%
2002	60.921	4,48%	**2070**	251.224	0,42%
2003	63.675	4,42%	**2075**	255.281	0,32%
2004	66.513	4,36%	**2080**	258.410	0,24%
2005	69.435	4,30%	**2085**	260.807	0,18%
2006	72.439	4,24%	**2090**	262.634	0,14%
2007	75.524	4,17%	**2095**	264.020	0,11%
2008	78.687	4,10%	**2100**	265.070	0,08%
2009	81.927	4,03%	**2105**	265.862	0,06%
2010	85.240	3,96%	**2110**	266.459	0,04%
2011	88.623	3,89%	**2115**	266.909	0,03%
2012	92.073	3,82%	**2120**	267.247	0,03%
2013	95.586	3,74%	**2125**	267.501	0,02%
2014	99.157	3,67%	**2130**	267.692	0,01%

Fls. 595
Proc. 1784/16
FCTH

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2015	102.783	3,59%	**2135**	267.835	0,01%
2016	106.457	3,51%	**2140**	267.943	0,01%
2017	110.176	3,43%	**2145**	268.023	0,01%
2018	113.933	3,35%	**2150**	268.084	0,00%
2019	117.722	3,27%	**2155**	268.129	0,00%
2020	121.538	3,19%	**2160**	268.163	0,00%
2021	125.376	3,11%	**2165**	268.189	0,00%
2022	129.227	3,03%	**2170**	268.208	0,00%
2023	133.087	2,94%	**2175**	268.222	0,00%
2024	136.948	2,86%	**2180**	268.233	0,00%
2025	140.805	2,78%	**2185**	268.241	0,00%
2026	144.650	2,69%	**2190**	268.247	0,00%
2027	148.479	2,61%	**2195**	268.252	0,00%
2028	152.283	2,53%	**2200**	268.255	0,00%
2029	156.059	2,45%	**2205**	268.258	0,00%
2030	159.799	2,37%	**2210**	268.260	0,00%
2031	163.498	2,29%	**2215**	268.261	0,00%
2032	167.150	2,21%	**2220**	268.262	0,00%
2033	170.752	2,13%	**2225**	268.263	0,00%
2034	174.297	2,05%	**2230**	268.264	0,00%
2035	177.781	1,98%	**2235**	268.264	0,00%
2036	181.201	1,91%	**2240**	268.264	0,00%
2037	184.553	1,83%	**2245**	268.265	0,00%
2038	187.832	1,76%	**2250**	268.265	0,00%
2039	191.037	1,69%	**2255**	268.265	0,00%
2040	194.165	1,62%	**2260**	268.265	0,00%
2041	197.213	1,56%	**2265**	268.265	0,00%
2042	200.180	1,49%	**2270**	268.265	0,00%
2043	203.064	1,43%	**2275**	268.265	0,00%
2044	205.863	1,37%	**2280**	268.265	0,00%
2045	208.578	1,31%	**2285**	268.265	0,00%
2046	211.208	1,25%	**2290**	268.265	0,00%
2047	213.751	1,20%	**2295**	268.265	0,00%
2048	216.210	1,14%	**2300**	268.265	0,00%
2049	218.583	1,09%			

A Figura 7 mostra a comparação entre as taxas de crescimento geométrico dos domicílios resultantes da curva logística e dos censos do IBGE para o período de 1991 a 2010.

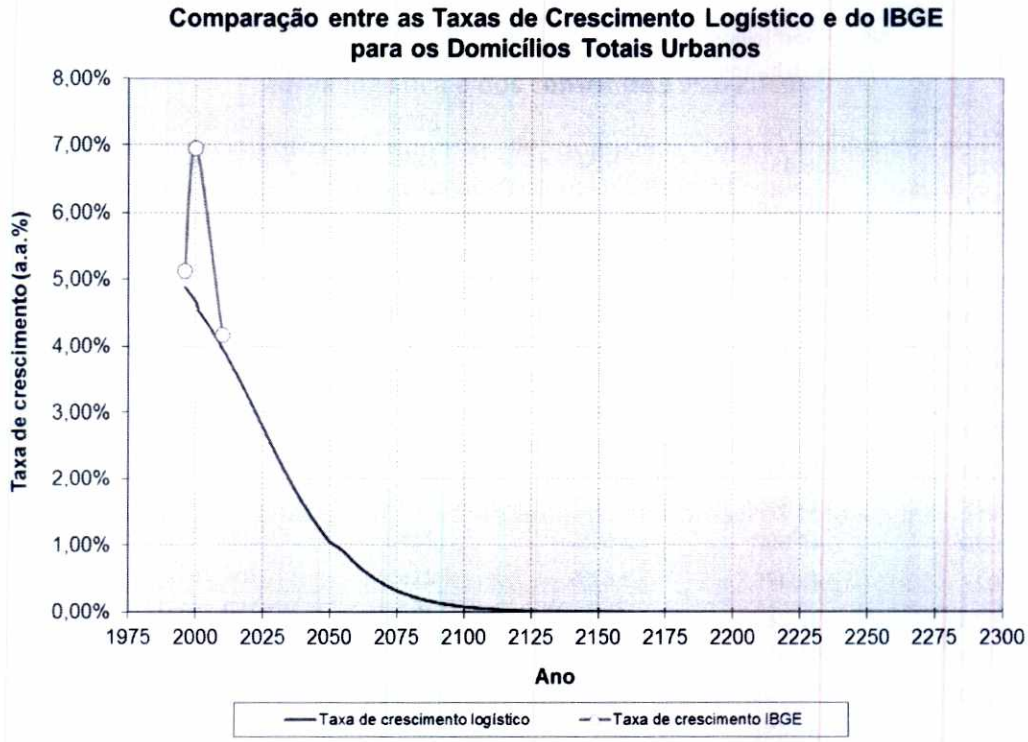


Figura 7 - Comparação entre as taxas de crescimento geométrico dos domicílios resultante da curva logística e dos censos de 1991-2010

A tendência de crescimento do número de domicílios totais analisada, bem como as características atuais de uso e ocupação do solo permite prever que a ocupação do território urbano do município de Praia Grande tenderá a uma estabilização, mas ainda apresentará crescimento significativo ao longo do horizonte de projeto (2035) com 177.781 domicílios totais.

Entretanto, cabe ressaltar que, caso haja algum fator que venha a alterar a tendência de ocupação do município no horizonte de projeto (2035), como por exemplo, a implantação de indústrias que venham a promover uma ocupação mais intensa e acelerada do município, essa estimativa deverá ser revista.

A Tabela 8 a seguir apresenta um resumo do número de domicílios totais para o município de Praia Grande.

Tabela 8 - Estimativa da distribuição dos domicílios totais para os anos de 2010 (ano base da imagem de satélite), 2035 (horizonte de projeto) e saturação

	Domicílios (2010)	Domicílios (2035)	Domicílios (Saturação)
Município de Praia Grande	83.771	177.781	268.265

Fls. 546
Proc. 17649/16

Finalmente, salienta-se a importância de se utilizar a densidade residencial, expressa em número de domicílios por hectare, e não a densidade demográfica, expressa em número de habitantes por hectare, uma vez que esta última não é adequada, no presente caso, para retratar os índices de ocupação do solo.

Na sequência dos estudos foram elaboradas curvas de crescimento habitacional para cada uma das bacias hidrográficas separadamente. Esta abordagem visa identificar as tendências de evolução dos domicílios nas bacias hidrográficas de forma individualizada, refletindo as tendências do crescimento urbano em cada uma delas.

O ajuste de curvas considerando-se o número de domicílios totais e não a população de cada bacia gera resultados mais próximos da realidade.

As doze bacias que compõem o município de Praia Grande são: Xixová, Praião, Guaramar, Antártica, Tupi, Quietude, Acaraú, Piaçabuçu, Forte Itaipu, Faixa Oceânica e Itinga. Para a bacia Piaçabuçu não foi realizada a projeção do número de domicílios, uma vez que esta bacia não foi ocupada ao longo dos anos, portanto, não possui dados de censos demográficos. Desta forma, a projeção do número de domicílios foi realizada para 11 bacias do município de Praia Grande.

De acordo com a lei complementar nº 615 de 19 de dezembro de 2011 (PRAIA GRANDE, 2011), a bacia Piaçabuçu está inserida quase que na sua totalidade na **ZONA DE USOS DIVERSIFICADOS** - ZUD 1. Esta Zona foi reservada pela Prefeitura, para a implantação de atividades diversificadas incluindo indústrias, comércio atacadista e varejista, serviços industriais e outros de âmbito regional.

Apresentam-se a seguir as curvas logísticas resultantes de cada uma das onze bacias hidrográficas objeto do presente estudo.

3.1.2.1 Xixová

Tabela 9 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Xixová

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	1.972		**2090**	5.851	0,25%
1996	2.214	2,31%	**2095**	5.912	0,21%
2000	2.417	2,19%	**2100**	5.965	0,18%
2003	2.574	2,09%	**2125**	6.132	0,11%
2005	2.680	2,02%	**2150**	6.204	0,05%
2009	2.894	1,93%	**2175**	6.235	0,02%
2010	2.949	1,85%	**2200**	6.248	0,01%
2014	3.166	1,78%	**2225**	6.254	0,00%
2015	3.220	1,70%	**2250**	6.256	0,00%
2020	3.491	1,61%	**2275**	6.257	0,00%
2025	3.756	1,46%	**2300**	6.257	0,00%
2030	4.012	1,32%	**2325**	6.258	0,00%
2035	4.255	1,18%	**2350**	6.258	0,00%
2040	4.484	1,05%	**2375**	6.258	0,00%

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2045	4.697	0,93%	**2400**	6.258	0,00%
2050	4.892	0,81%	**2425**	6.258	0,00%
2055	5.068	0,71%	**2450**	6.258	0,00%
2060	5.227	0,62%	**2475**	6.258	0,00%
2065	5.368	0,53%	**2500**	6.258	0,00%
2070	5.493	0,46%	**2525**	6.258	0,00%
2075	5.602	0,39%	**2550**	6.258	0,00%
2080	5.697	0,34%	**2575**	6.258	0,00%
2085	5.780	0,29%			

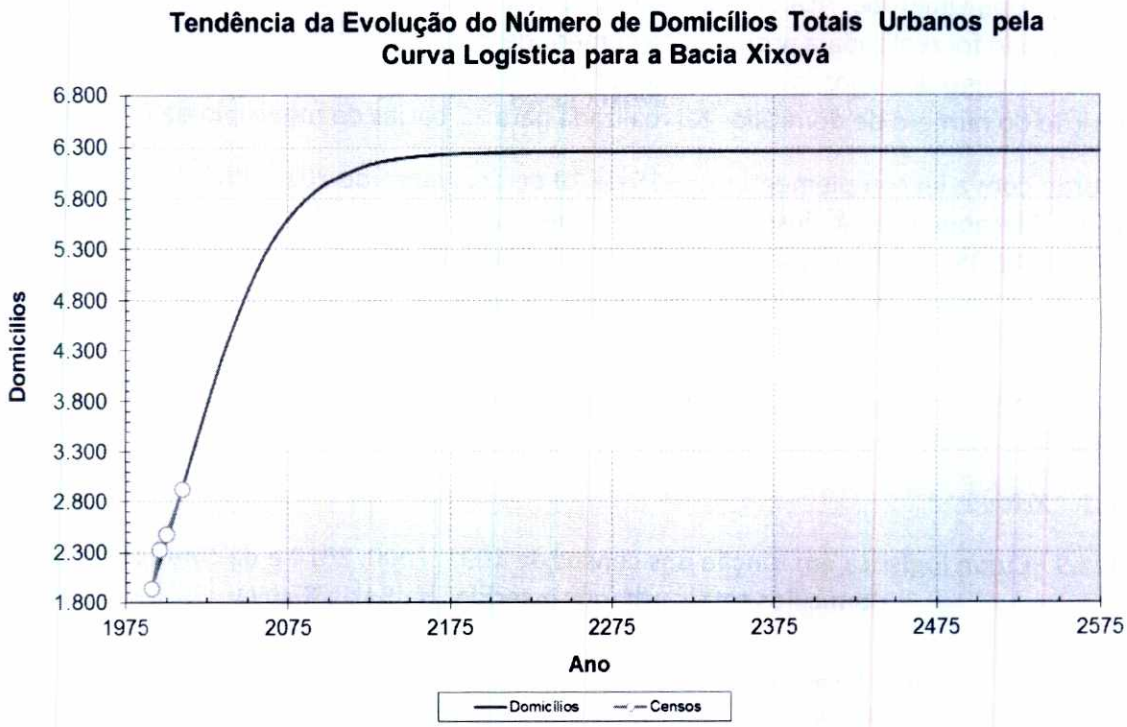


Figura 8 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Xixová

3.1.2.2 Praião

Tabela 10 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Praião

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	2.154		**2090**	4.576	0,32%
1996	2.298	1,30%	**2095**	4.643	0,29%
2000	2.416	1,24%	**2100**	4.706	0,27%
2003	2.504	1,20%	**2125**	4.945	0,20%
2005	2.564	1,17%	**2150**	5.094	0,12%
2009	2.682	1,13%	**2175**	5.182	0,07%
2010	2.712	1,10%	**2200**	5.235	0,04%
2014	2.831	1,07%	**2225**	5.265	0,02%
2015	2.860	1,04%	**2250**	5.282	0,01%
2020	3.007	1,00%	**2275**	5.292	0,01%
2025	3.151	0,94%	**2300**	5.298	0,00%
2030	3.293	0,88%	**2325**	5.301	0,00%
2035	3.431	0,82%	**2350**	5.303	0,00%
2040	3.564	0,76%	**2375**	5.304	0,00%
2045	3.693	0,71%	**2400**	5.305	0,00%
2050	3.815	0,65%	**2425**	5.305	0,00%
2055	3.932	0,60%	**2450**	5.305	0,00%
2060	4.043	0,56%	**2475**	5.305	0,00%
2065	4.148	0,51%	**2500**	5.306	0,00%
2070	4.246	0,47%	**2525**	5.306	0,00%
2075	4.338	0,43%	**2550**	5.306	0,00%
2080	4.423	0,39%	**2575**	5.306	0,00%
2085	4.502	0,36%			

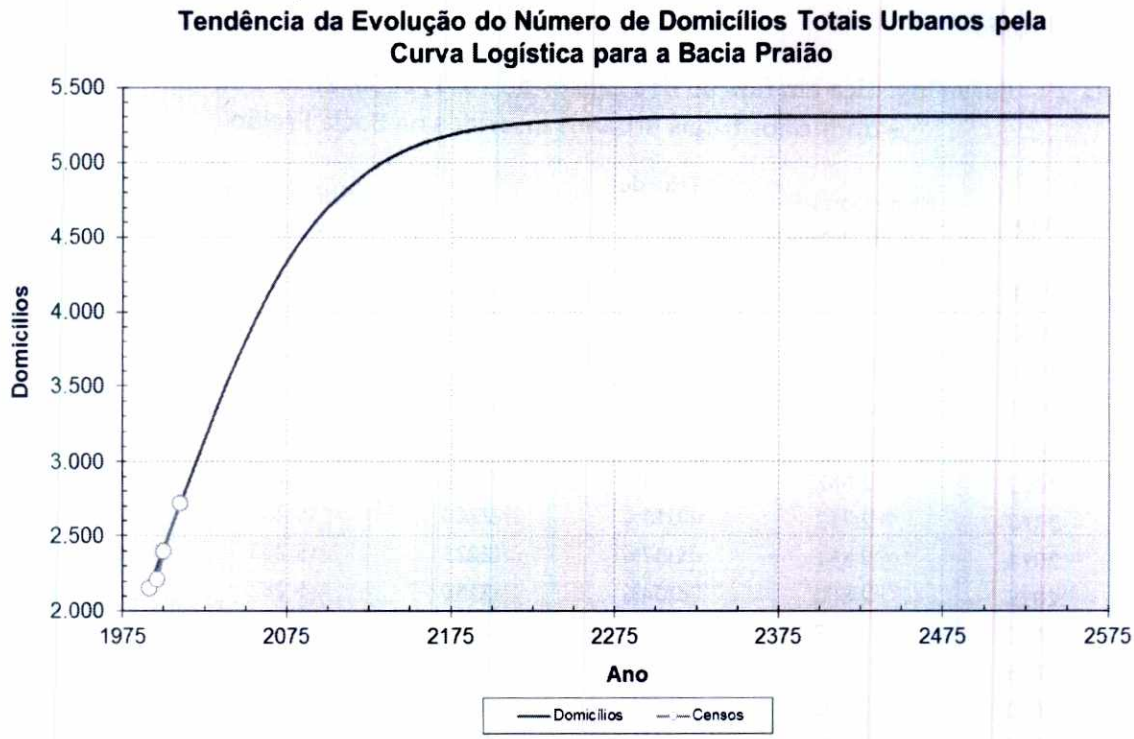


Figura 9 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Praião

3.1.2.3 Guaramar

Tabela 11 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Guaramar

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	2.522		**2090**	12.041	0,01%
1996	3.499	6,55%	**2095**	12.044	0,00%
2000	4.422	5,85%	**2100**	12.045	0,00%
2003	5.175	5,24%	**2125**	12.048	0,00%
2005	5.694	4,78%	**2150**	12.049	0,00%
2009	6.739	4,21%	**2175**	12.049	0,00%
2010	6.997	3,74%	**2200**	12.049	0,00%
2014	7.981	3,29%	**2225**	12.049	0,00%
2015	8.212	2,86%	**2250**	12.049	0,00%
2020	9.252	2,38%	**2275**	12.049	0,00%
2025	10.078	1,71%	**2300**	12.049	0,00%
2030	10.696	1,19%	**2325**	12.049	0,00%
2035	11.137	0,81%	**2350**	12.049	0,00%
2040	11.443	0,54%	**2375**	12.049	0,00%
2045	11.650	0,36%	**2400**	12.049	0,00%
2050	11.787	0,24%	**2425**	12.049	0,00%
2055	11.878	0,15%	**2450**	12.049	0,00%

Fls. 576
Proc. 1534/16

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2060	11.938	0,10%	**2475**	12.049	0,00%
2065	11.977	0,07%	**2500**	12.049	0,00%
2070	12.002	0,04%	**2525**	12.049	0,00%
2075	12.019	0,03%	**2550**	12.049	0,00%
2080	12.029	0,02%	**2575**	12.049	0,00%
2085	12.036	0,01%			

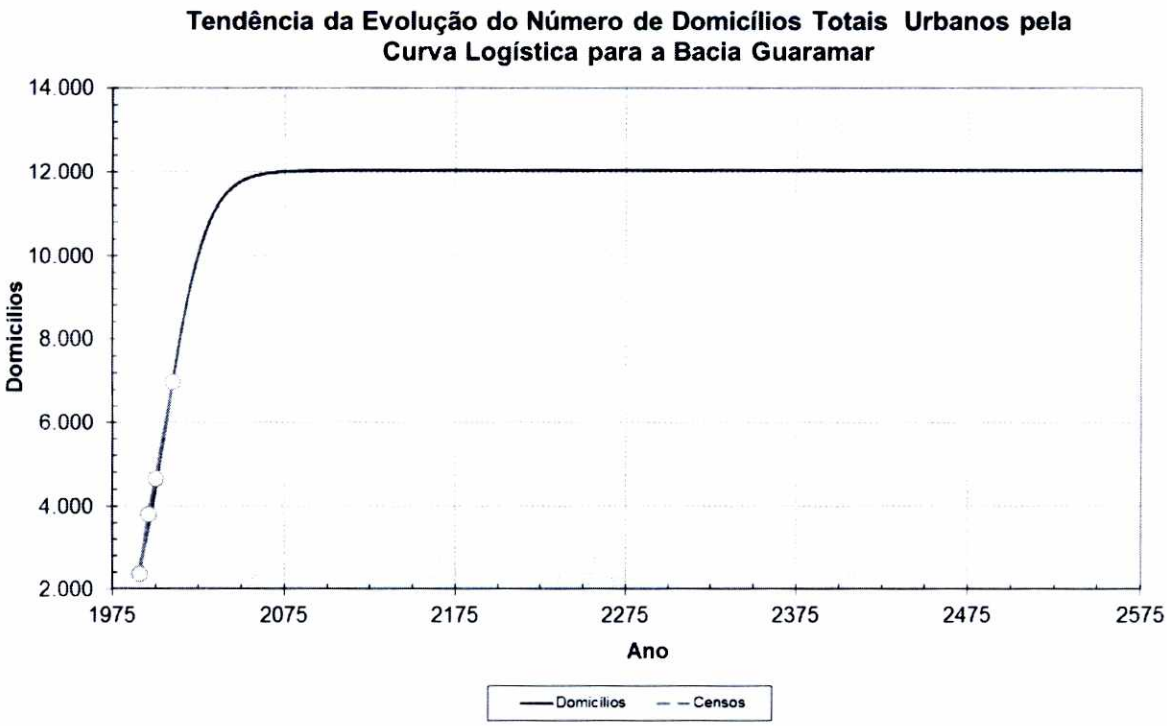


Figura 10 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Guaramar

3.1.2.5 Antártica

Tabela 12 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Antártica

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	1.181		**2090**	15.557	0,17%
1996	1.577	5,77%	**2095**	15.657	0,13%
2000	1.973	5,61%	**2100**	15.730	0,09%
2003	2.325	5,46%	**2125**	15.890	0,04%
2005	2.587	5,34%	**2150**	15.923	0,01%
2009	3.182	5,17%	**2175**	15.930	0,00%
2010	3.346	5,02%	**2200**	15.931	0,00%
2014	4.062	4,85%	**2225**	15.931	0,00%
2015	4.256	4,67%	**2250**	15.931	0,00%
2020	5.310	4,42%	**2275**	15.931	0,00%
2025	6.480	3,98%	**2300**	15.931	0,00%
2030	7.720	3,50%	**2325**	15.931	0,00%
2035	8.972	3,01%	**2350**	15.931	0,00%
2040	10.176	2,52%	**2375**	15.931	0,00%
2045	11.279	2,06%	**2400**	15.931	0,00%
2050	12.247	1,65%	**2425**	15.931	0,00%
2055	13.065	1,29%	**2450**	15.931	0,00%
2060	13.734	1,00%	**2475**	15.931	0,00%
2065	14.267	0,76%	**2500**	15.931	0,00%
2070	14.682	0,57%	**2525**	15.931	0,00%
2075	15.001	0,43%	**2550**	15.931	0,00%
2080	15.242	0,32%	**2575**	15.931	0,00%
2085	15.423	0,24%			

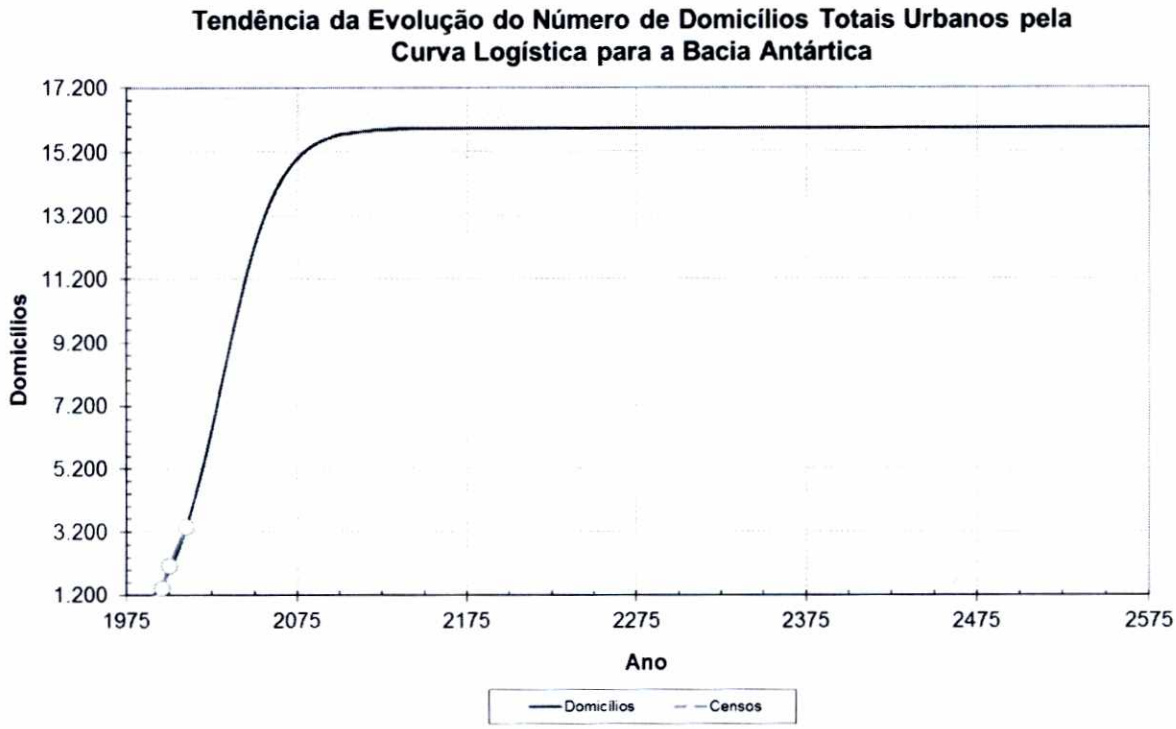


Figura 11 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Antártica

3.1.2.6 Tupi

Tabela 13 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Tupi

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	2.664		**2090**	8.919	0,03%
1996	3.294	4,25%	**2095**	8.930	0,02%
2000	3.839	3,83%	**2100**	8.938	0,02%
2003	4.261	3,48%	**2125**	8.954	0,01%
2005	4.546	3,23%	**2150**	8.958	0,00%
2009	5.111	2,93%	**2175**	8.958	0,00%
2010	5.250	2,68%	**2200**	8.958	0,00%
2014	5.788	2,44%	**2225**	8.958	0,00%
2015	5.917	2,20%	**2250**	8.958	0,00%
2020	6.519	1,94%	**2275**	8.958	0,00%
2025	7.041	1,54%	**2300**	8.958	0,00%
2030	7.477	1,20%	**2325**	8.958	0,00%
2035	7.829	0,92%	**2350**	8.958	0,00%
2040	8.108	0,70%	**2375**	8.958	0,00%
2045	8.323	0,52%	**2400**	8.958	0,00%
2050	8.487	0,39%	**2425**	8.958	0,00%
2055	8.610	0,29%	**2450**	8.958	0,00%

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2060	8.702	0,21%	**2475**	8.958	0,00%
2065	8.771	0,16%	**2500**	8.958	0,00%
2070	8.821	0,11%	**2525**	8.958	0,00%
2075	8.858	0,08%	**2550**	8.958	0,00%
2080	8.885	0,06%	**2575**	8.958	0,00%
2085	8.905	0,04%			

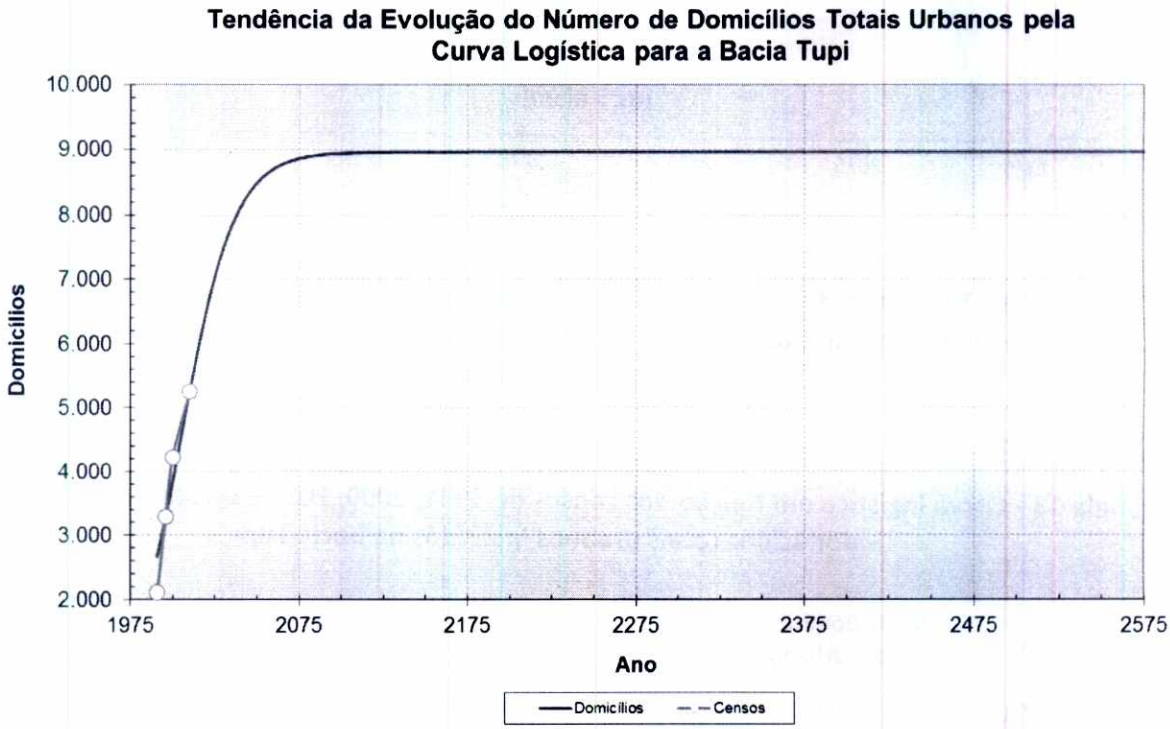


Figura 12 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Tupi

Fls. 699
Proc. 17849/16
FCTH

3.1.2.7 Quietude

Tabela 14 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Quietude

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	1.587		**2090**	6.040	0,01%
1996	2.121	5,80%	**2095**	6.041	0,00%
2000	2.600	5,10%	**2100**	6.042	0,00%
2003	2.976	4,50%	**2125**	6.044	0,00%
2005	3.228	4,07%	**2150**	6.044	0,00%
2009	3.721	3,55%	**2175**	6.044	0,00%
2010	3.839	3,13%	**2200**	6.044	0,00%
2014	4.283	2,74%	**2225**	6.044	0,00%
2015	4.385	2,36%	**2250**	6.044	0,00%
2020	4.839	1,97%	**2275**	6.044	0,00%
2025	5.192	1,41%	**2300**	6.044	0,00%
2030	5.455	0,99%	**2325**	6.044	0,00%
2035	5.643	0,68%	**2350**	6.044	0,00%
2040	5.774	0,46%	**2375**	6.044	0,00%
2045	5.863	0,31%	**2400**	6.044	0,00%
2050	5.924	0,21%	**2425**	6.044	0,00%
2055	5.965	0,14%	**2450**	6.044	0,00%
2060	5.992	0,09%	**2475**	6.044	0,00%
2065	6.009	0,06%	**2500**	6.044	0,00%
2070	6.021	0,04%	**2525**	6.044	0,00%
2075	6.029	0,03%	**2550**	6.044	0,00%
2080	6.034	0,02%	**2575**	6.044	0,00%
2085	6.038	0,01%			

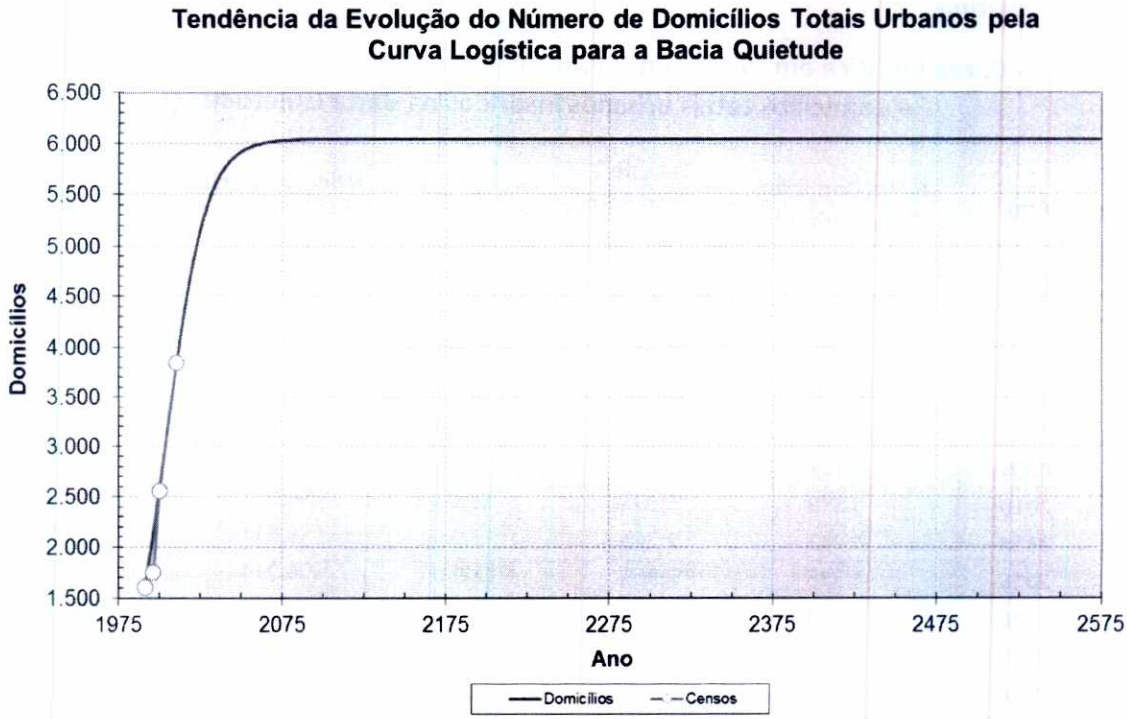


Figura 13 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Quietude

3.1.2.8 Acaraú

Tabela 15 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Acaraú

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	3.618		**2090**	33.239	0,02%
1996	5.265	7,50%	**2095**	33.258	0,01%
2000	6.983	7,06%	**2100**	33.269	0,01%
2003	8.521	6,63%	**2125**	33.289	0,00%
2005	9.662	6,28%	**2150**	33.291	0,00%
2009	12.190	5,81%	**2175**	33.292	0,00%
2010	12.866	5,39%	**2200**	33.292	0,00%
2014	15.677	4,94%	**2225**	33.292	0,00%
2015	16.395	4,48%	**2250**	33.292	0,00%
2020	19.947	3,92%	**2275**	33.292	0,00%
2025	23.211	3,03%	**2300**	33.292	0,00%
2030	25.970	2,25%	**2325**	33.292	0,00%
2035	28.142	1,61%	**2350**	33.292	0,00%
2040	29.757	1,12%	**2375**	33.292	0,00%
2045	30.908	0,76%	**2400**	33.292	0,00%
2050	31.705	0,51%	**2425**	33.292	0,00%
2055	32.244	0,34%	**2450**	33.292	0,00%

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2060	32.604	0,22%	**2475**	33.292	0,00%
2065	32.842	0,15%	**2500**	33.292	0,00%
2070	32.998	0,10%	**2525**	33.292	0,00%
2075	33.101	0,06%	**2550**	33.292	0,00%
2080	33.167	0,04%	**2575**	33.292	0,00%
2085	33.211	0,03%			

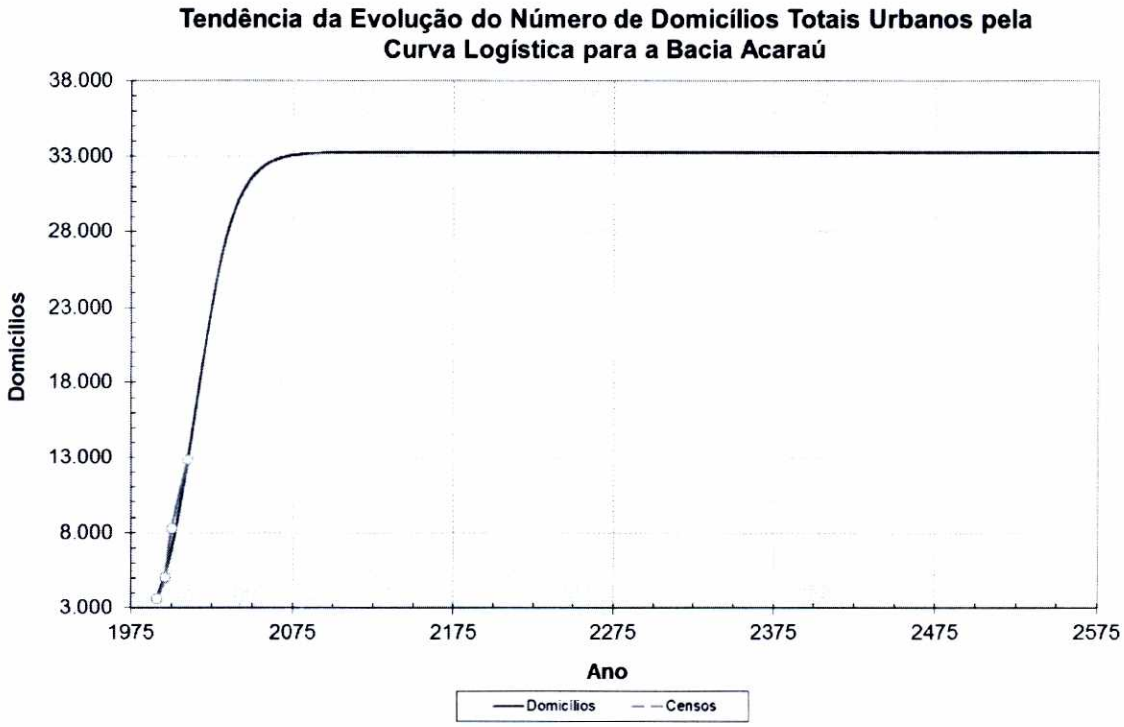


Figura 14 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Acaraú

3.1.2.9 Forte Itaipu

Tabela 16 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Forte Itaipu

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	294		**2090**	1.447	0,03%
1996	384	5,33%	**2095**	1.449	0,02%
2000	468	4,91%	**2100**	1.450	0,02%
2003	536	4,55%	**2125**	1.452	0,01%
2005	584	4,27%	**2150**	1.453	0,00%
2009	683	3,92%	**2175**	1.453	0,00%
2010	708	3,62%	**2200**	1.453	0,00%
2014	809	3,32%	**2225**	1.453	0,00%
2015	833	3,02%	**2250**	1.453	0,00%
2020	953	2,67%	**2275**	1.453	0,00%
2025	1.060	2,13%	**2300**	1.453	0,00%
2030	1.151	1,65%	**2325**	1.453	0,00%
2035	1.226	1,26%	**2350**	1.453	0,00%
2040	1.285	0,94%	**2375**	1.453	0,00%
2045	1.330	0,69%	**2400**	1.453	0,00%
2050	1.364	0,50%	**2425**	1.453	0,00%
2055	1.389	0,36%	**2450**	1.453	0,00%
2060	1.407	0,26%	**2475**	1.453	0,00%
2065	1.420	0,19%	**2500**	1.453	0,00%
2070	1.429	0,13%	**2525**	1.453	0,00%
2075	1.436	0,09%	**2550**	1.453	0,00%
2080	1.441	0,07%	**2575**	1.453	0,00%
2085	1.444	0,05%			

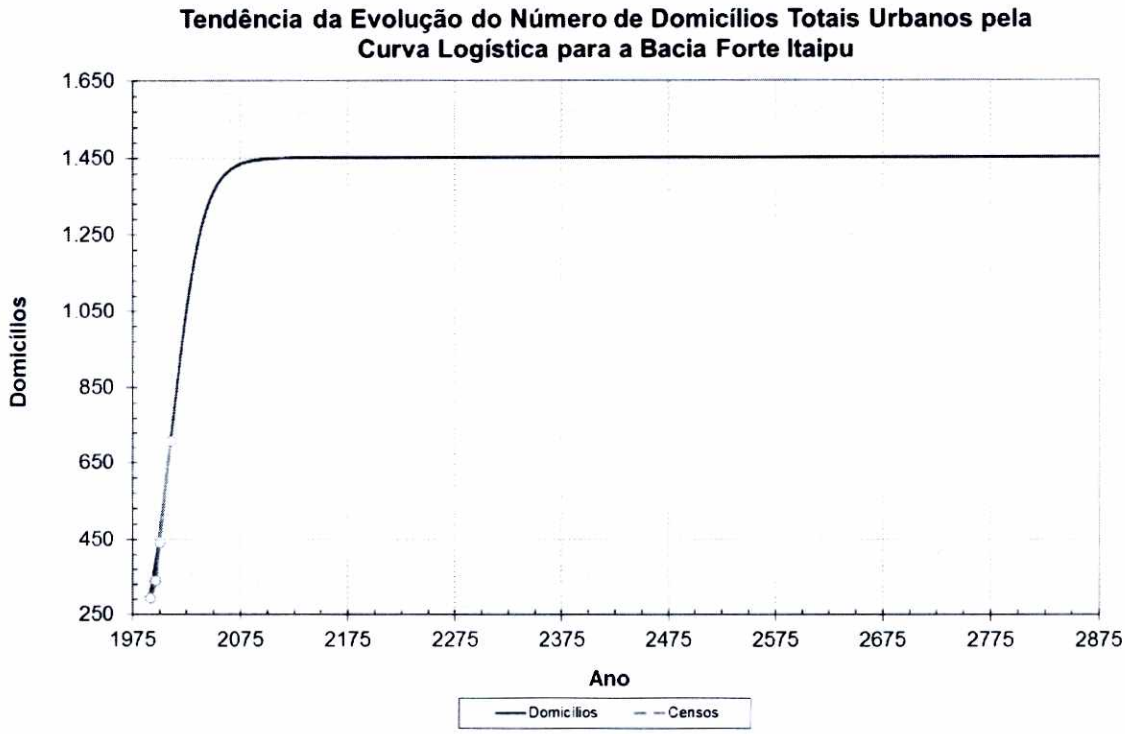


Figura 15 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Forte Itaipu

3.1.2.10 Faixa Oceânica

Tabela 17 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Faixa Oceânica

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	11.874		**2090**	66.938	0,11%
1996	14.913	4,56%	**2095**	67.220	0,08%
2000	17.722	4,31%	**2100**	67.434	0,06%
2003	20.040	4,10%	**2125**	67.934	0,03%
2005	21.681	3,93%	**2150**	68.056	0,01%
2009	25.161	3,72%	**2175**	68.085	0,00%
2010	26.066	3,54%	**2200**	68.093	0,00%
2014	29.798	3,35%	**2225**	68.094	0,00%
2015	30.752	3,15%	**2250**	68.095	0,00%
2020	35.566	2,91%	**2275**	68.095	0,00%
2025	40.321	2,51%	**2300**	68.095	0,00%
2030	44.835	2,12%	**2325**	68.095	0,00%
2035	48.964	1,76%	**2350**	68.095	0,00%
2040	52.613	1,44%	**2375**	68.095	0,00%
2045	55.741	1,16%	**2400**	68.095	0,00%
2050	58.354	0,92%	**2425**	68.095	0,00%
2055	60.490	0,72%	**2450**	68.095	0,00%

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2060	62.205	0,56%	**2475**	68.095	0,00%
2065	63.562	0,43%	**2500**	68.095	0,00%
2070	64.624	0,33%	**2525**	68.095	0,00%
2075	65.448	0,25%	**2550**	68.095	0,00%
2080	66.082	0,19%	**2575**	68.095	0,00%
2085	66.568	0,15%			

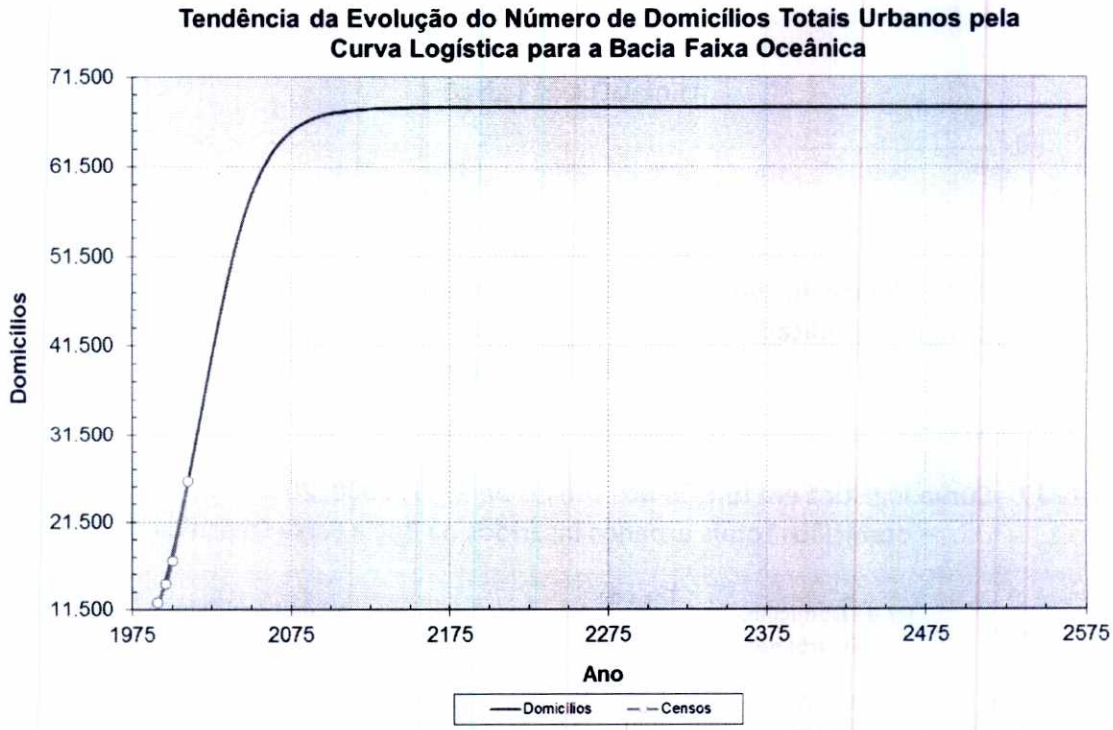


Figura 16 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Faixa Oceânica

Fls. 603
Proc. 17349/16

3.1.2.11 Rio Branco

Tabela 18 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Rio Branco

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	5.307		**2090**	87.712	0,39%
1996	6.897	5,24%	**2095**	89.032	0,30%
2000	8.473	5,15%	**2100**	90.055	0,23%
2003	9.861	5,06%	**2125**	92.533	0,11%
2005	10.894	4,98%	**2150**	93.164	0,03%
2009	13.244	4,88%	**2175**	93.321	0,01%
2010	13.894	4,79%	**2200**	93.359	0,00%
2014	16.760	4,69%	**2225**	93.369	0,00%
2015	17.544	4,58%	**2250**	93.371	0,00%
2020	21.890	4,43%	**2275**	93.372	0,00%
2025	26.929	4,14%	**2300**	93.372	0,00%
2030	32.600	3,82%	**2325**	93.372	0,00%
2035	38.767	3,47%	**2350**	93.372	0,00%
2040	45.233	3,09%	**2375**	93.372	0,00%
2045	51.756	2,69%	**2400**	93.372	0,00%
2050	58.084	2,31%	**2425**	93.372	0,00%
2055	63.996	1,94%	**2450**	93.372	0,00%
2060	69.327	1,60%	**2475**	93.372	0,00%
2065	73.984	1,30%	**2500**	93.372	0,00%
2070	77.940	1,04%	**2525**	93.372	0,00%
2075	81.222	0,82%	**2550**	93.372	0,00%
2080	83.890	0,65%	**2575**	93.372	0,00%
2085	86.025	0,50%			

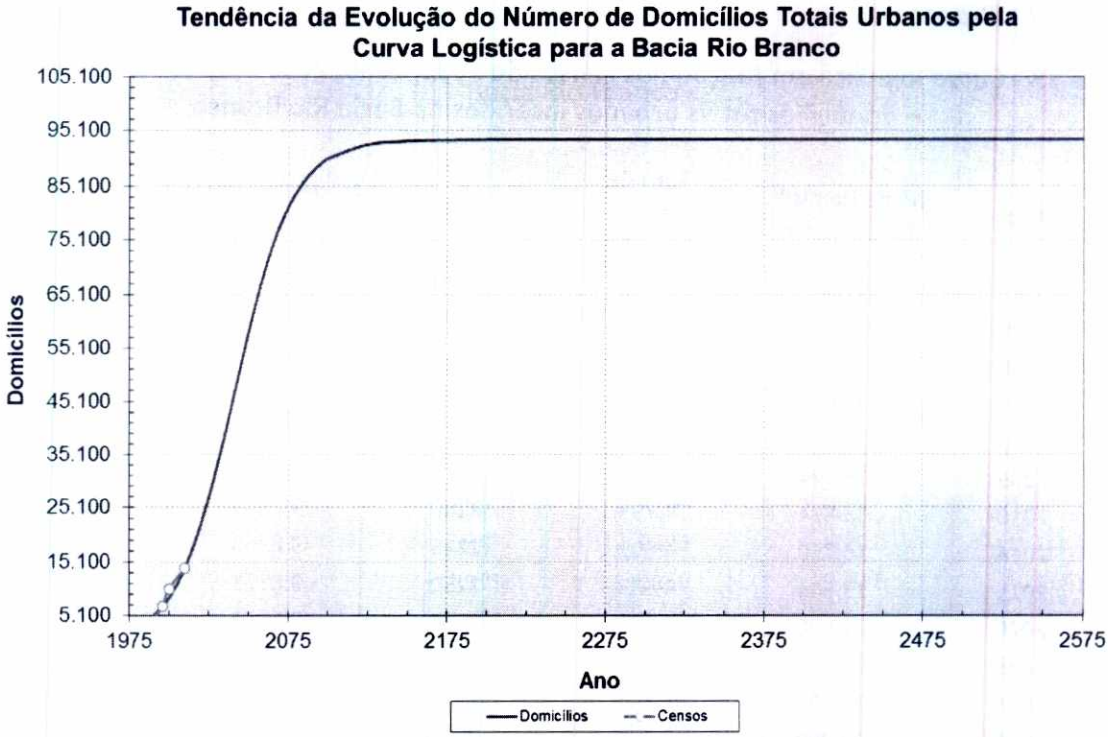


Figura 17 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Rio Branco

3.1.2.12 Itinga

Tabela 19 - Curva logística em função dos censos de 1991, 2000, 2010 e da contagem de 1996 – domicílios totais urbanos inseridos na Bacia Itinga

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
1991	581		**2090**	5.944	1,37%
1996	675	2,99%	**2095**	6.326	1,24%
2000	760	2,96%	**2100**	6.692	1,13%
2003	830	2,94%	**2125**	8.201	0,81%
2005	880	2,92%	**2150**	9.127	0,43%
2009	988	2,89%	**2175**	9.617	0,21%
2010	1.017	2,87%	**2200**	9.855	0,10%
2014	1.140	2,85%	**2225**	9.966	0,04%
2015	1.173	2,82%	**2250**	10.017	0,02%
2020	1.348	2,79%	**2275**	10.040	0,01%
2025	1.546	2,73%	**2300**	10.050	0,00%
2030	1.766	2,67%	**2325**	10.055	0,00%
2035	2.010	2,59%	**2350**	10.057	0,00%
2040	2.279	2,51%	**2375**	10.058	0,00%
2045	2.573	2,42%	**2400**	10.059	0,00%
2050	2.890	2,33%	**2425**	10.059	0,00%
2055	3.229	2,22%	**2450**	10.059	0,00%

Fls. 604
Proc. 178491/16
FCTH

Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico	Ano	Nº de Domicílios Totais Urbanos	Taxa de Crescimento Geométrico
2060	3.589	2,11%	**2475**	10.059	0,00%
2065	3.965	1,99%	**2500**	10.059	0,00%
2070	4.354	1,87%	**2525**	10.059	0,00%
2075	4.751	1,75%	**2550**	10.059	0,00%
2080	5.152	1,62%	**2575**	10.059	0,00%
2085	5.551	1,49%			

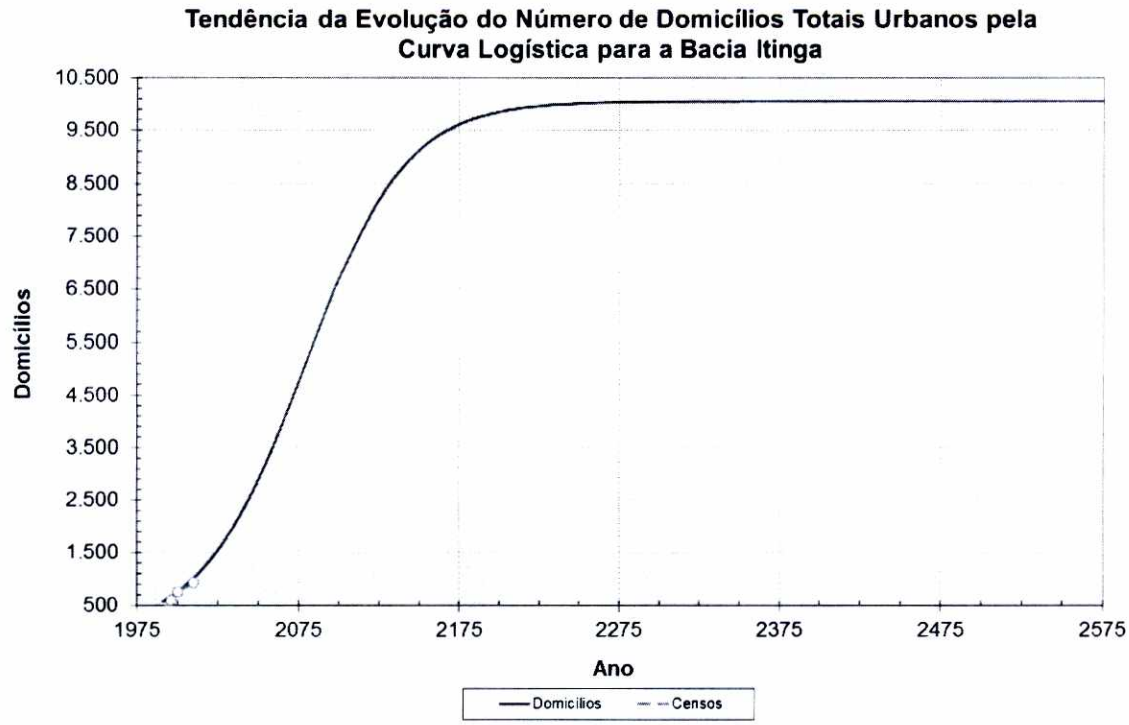


Figura 18 - Tendência da evolução do número de domicílios totais urbanos conforme a projeção logística aplicada aos anos de 1991, 2000, 2010 e contagem de 1996 para a Bacia Itinga

As estimativas dos domicílios totais realizadas para as 11 bacias, são apresentadas nas Tabelas 9 a 15 deste relatório, podem ser estendidas para o horizonte de projeto (2035), a partir da consideração das taxas de crescimento do período de 1991 a 2010. Os resultados são exibidos na Tabela 20.

Tabela 20 - Estimativas das distribuições dos domicílios totais para os anos de 2010 (ano base – data da Ortofoto EMPLASA), 2035 e saturação para as bacias

Bacia Hidrográfica	Domicílios (2010)	Domicílios (2035)	Domicílios (Saturação)
Xixová	2.922	4.255	6.258
Praião	2.720	3.431	5.306
Guaramar	6.997	11.137	12.049
Antártica	3.346	8.972	15.931
Tupi	5.250	7.829	8.958
Quietude	3.844	5.643	6.044
Acaraú	12.866	28.142	33.289
Forte Itaipu	708	1.226	1.453
Faixa Oceânica	26.066	48.964	68.095
Rio Branco	13.894	38.767	93.372
Itinga	925	2.010	10.059

A partir da área de expansão urbana induzida proposta pelo Plano Diretor, é possível estimar a densidade média residencial para o ano de 2014 e para o horizonte de projeto (2035), dividindo-se o montante de domicílios totais pela área urbanizada correspondente ao período, conforme apresentado na Tabela 21 para o município de Praia Grande e na Tabela 22 para as bacias presentes no município.

Tabela 21 - Estimativa da densidade média residencial para o ano base (2010), 2014 e horizonte de projeto (2035) – Município de Praia Grande

Domicílios Totais 2010	Área Urbanizada 2010 (ha)	Densidade 2010 (dom/ha)	Domicílios Totais 2014	Área Urbanizada 2014 (ha)	Densidade 2014 (dom/ha)	Domicílios Totais 2035	Área Urbanizada 2035 (ha)	Densidade 2035 (dom/ha)
83.771	4.077	21	99.157	4.098	24	177.781	4.207	42

Fls. 605
Proc. 17349/16

Tabela 22 - Estimativa da densidade média residencial para o ano base (2010), 2014 e horizonte de projeto (2035) para as bacias

Bacias	Domicílios Totais 2010	Área Urbanizada 2010 (ha)	Densidade 2010 (dom/ha)	Domicílios Totais 2014	Área Urbanizada 2014 (ha)	Densidade 2014 (dom/ha)	Domicílios Totais 2035	Área Urbanizada 2035 (ha)	Densidade 2035 (dom/ha)
Xixová	2.922	154	19	3.166	154	21	154	4.255	28
Praião	2.720	107	25	2.831	108	26	111	3.431	31
Guaramar	6.997	392	18	7.981	394	20	401	11.137	28
Antártica	3.346	114	29	4.062	114	36	117	8.972	76
Tupi	5.250	144	37	5.788	144	40	146	7.829	54
Quietude	3.844	144	27	4.283	144	30	144	5.643	39
Acaraú	12.866	409	31	15.677	412	38	426	28.142	66
Forte Itaipu	708	24	29	809	24	34	24	1.226	51
Faixa Oceânica	26.066	1.396	19	29.798	1.396	21	1.397	48.964	35
Rio Branco	13.894	1.092	13	16.760	1.105	15	1.173	38.767	33
Itinga	925	128	7	1.140	129	9	132	2.010	15

A Tabela 23 apresenta as estimativas do número de domicílios totais na condição de saturação para cada uma das bacias inseridas no presente estudo, bem como sua densidade média residencial de saturação e Tabela 28 para todo o município de Praia Grande.

Tabela 23 - Condições de Saturação para as Bacias

Bacias	Domicílios Totais Saturação	Área Urbanizada Saturação (ha)	Densidade Saturação (dom/ha)
Xixová	6.258	154	41
Praião	5.306	177	30
Guaramar	12.049	445	27
Antártica	15.931	142	112
Tupi	8.958	156	58
Quietude	6.044	144	42
Acaraú	33.289	522	64
Forte Itaipu	1.453	24	60
Faixa Oceânica	68.095	1.412	48
Rio Branco	93.372	1.952	48
Itinga	10.059	185	54

Tabela 24 - Condições de Saturação para o Município

Domicílios Totais Saturação	Área Urbanizada Saturação (ha)	Densidade Saturação (dom/ha)
268.265	5.300	51

3.1.3 Estimativa de Crescimento da População Flutuante

A população flutuante de Praia Grande foi estimada por meio de um estudo efetuado por Godinho (1988) intitulado "Nova Metodologia de Projeção da População Flutuante". Por meio da avaliação dos registros de consumo mensal de água no município fornecido pela SABESP foi possível estimar as projeções populacionais. A Figura 19 indica a evolução da população até o ano de 2020.

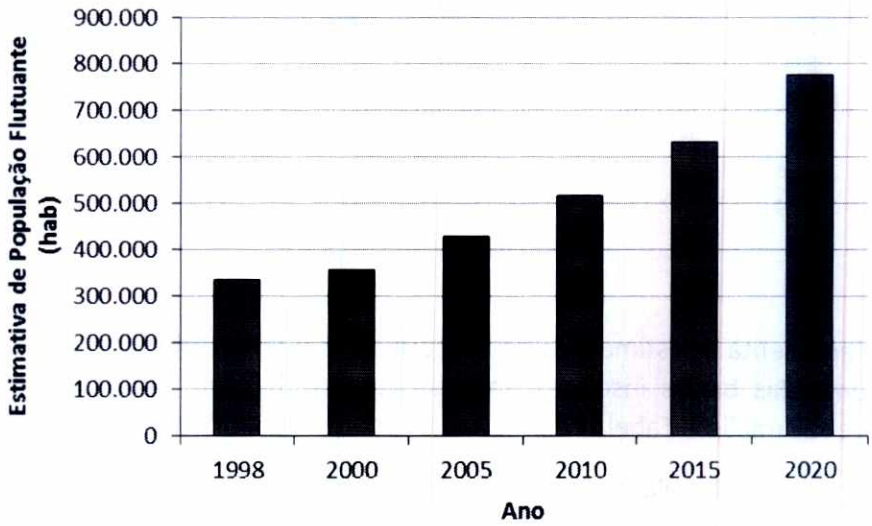


Figura 19 – Projeção da População Flutuante de Praia Grande

3.2 ESTUDOS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

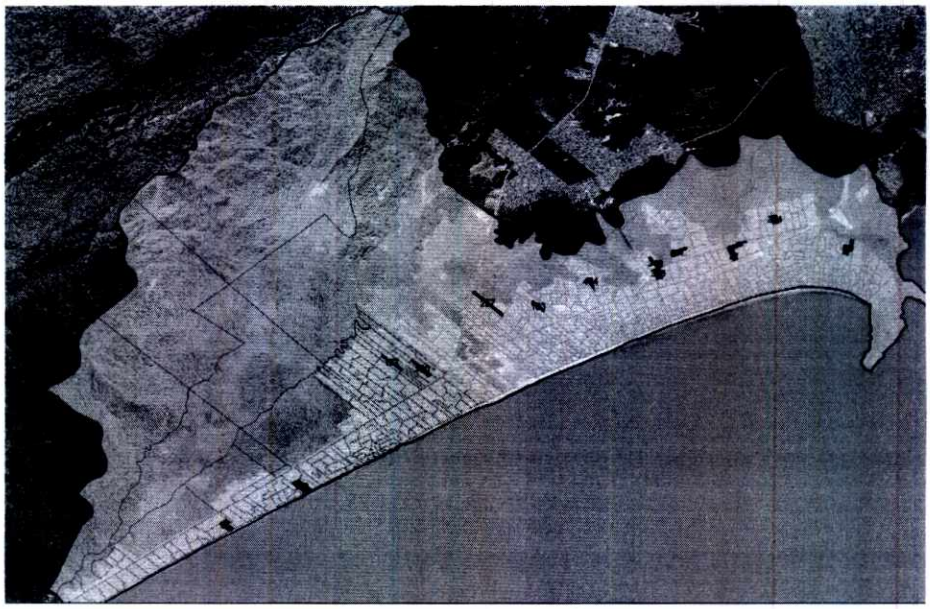
3.2.1 Áreas Homogêneas

A lei que atualmente norteia o zoneamento do município da Estância Balneária de Praia Grande é a Lei Complementar Nº 647 de 07 de Junho de 2013 – que altera dispositivos da Lei Complementar Nº 153 de 26 de Dezembro de 1996 (Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande).

A maior ocupação do solo de Praia Grande concentra-se principalmente onde se inserem as bacias do Xixová, Quietude, Acaraú e Faixa Oceânica.

Para o estudo de uso e ocupação do solo foram definidas áreas homogêneas que caracterizem a ocupação dentro dos limites do município. A observação das áreas homogêneas na zona urbana visa determinar os diferentes índices de ocupação existentes, os quais se traduzem em diferentes tendências de crescimento populacional e de impermeabilização do solo, cujo conhecimento é fundamental para o desenvolvimento dos estudos de macrodrenagem.

Dessa forma, foram identificadas treze amostras de áreas (delimitadas pelos setores censitários), cuja ocupação apresenta padrões similares, quando avaliada por meio da interpretação visual de imagens de satélite referentes ao ano de 2010 (ano-base). Essas amostras foram relacionadas aos setores censitários do Censo de 2010 do IBGE, de maneira que se pôde estimar o número de domicílios totais de cada amostra com precisão. A Figura 20 apresenta as amostras selecionadas.



Legenda

- Município de Praia Grande
- Setores Censitários - Distrito de Solemar
- Setores Censitários - Distrito de Praia Grande
- Setores Censitários Selecionados

Fonte: Ortofoto EMPLASA 2010, IBGE 2014

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

Cliente: **Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande**

Projeto: **Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande**

Título: Setores Censitários Selecionados

0 0,5 1 2 3 4 Km

Figura 20 – Setores Censitários Selecionados

3.2.2 Foto Interpretação e Análise

Para que se possam caracterizar as vazões de enchente nas bacias urbanas que compõem a macrodrenagem do município de Praia Grande, é necessário o conhecimento das diversas parcelas que contribuem para o escoamento total. Podem-se diferenciar três tipos de superfícies que participam de modos distintos do escoamento superficial:

- Áreas permeáveis: solo exposto ou áreas vegetadas;
- Áreas impermeáveis que estão diretamente conectadas ao sistema de drenagem: por exemplo, ruas pavimentadas. Toda a precipitação nelas gerada alcança diretamente o sistema de drenagem;
- Áreas impermeáveis que não estão diretamente conectadas ao sistema de drenagem: por exemplo, telhados de edificações. A precipitação nelas gerada (ou parte delas) pode ainda ser absorvida pelo solo, sem alcançar o sistema de drenagem.

A interpretação visual das amostras de áreas homogenias selecionadas permitiu estimar uma área impermeável total (diretamente conectada e não diretamente conectada) existente no ano-base (2010), na área urbana do município da Estância Balneária de Praia Grande.

Considerou-se como área impermeável diretamente conectada apenas o arruamento existente. As demais áreas impermeáveis são consideradas, portanto, não diretamente conectadas. Desta forma, mapeou-se o arruamento de cada amostra e obteve-se a área correspondente. Uma vez conhecida a área total da amostra, foi possível determinar a porcentagem impermeável diretamente conectada (no ano base de 2010), ou seja, a porcentagem diretamente conectada ao sistema de drenagem associada a cada bacia. Para tanto, foram escolhidas na área urbana algumas amostras representativas do todo, e em cada amostra, identificaram-se conjuntos de "pixels" homogêneos e representativos da classe de interesse (ou seja, "pixels" que representassem na imagem áreas impermeáveis). Essas amostras correspondiam a setores censitários do Censo IBGE de 2010.

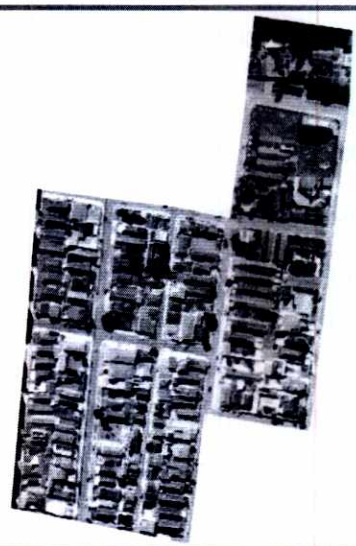
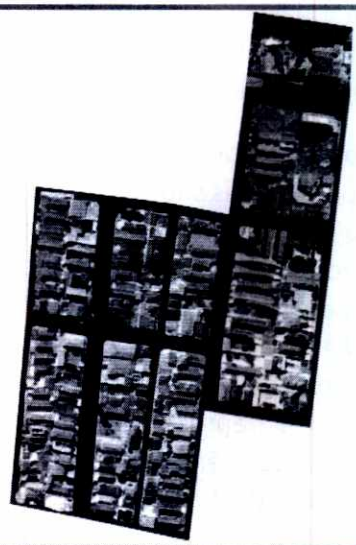
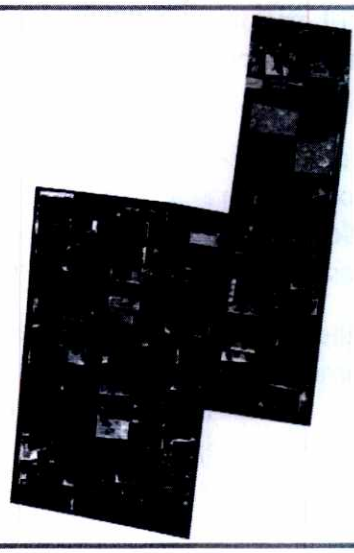
Cada amostra foi submetida ao processo de classificação e, como resultado final, obteve-se uma imagem digital que constitui um mapa de "pixels" classificados, representados pela cor vermelha.

Após o processo de classificação de uma amostra, efetuou-se o cálculo da área dos "pixels" mapeados, obtendo-se assim sua área impermeável total correspondente. Conhecendo-se sua área total, fica então determinada a porcentagem impermeável (ano base 2010) da bacia, uma vez que a amostra escolhida deve ser representativa do todo.

As figuras apresentadas na Tabela 25 a Tabela 37 ilustram estes resultados. Primeiramente, é apresentada uma amostra representativa da região em análise. Em seguida o resultado obtido após a classificação desta amostra. Observa-se que os "pixels" mapeados na imagem classificada são aqueles que representam as áreas impermeáveis da imagem original.

Essa técnica é exemplificada a seguir, da Tabela 25 a Tabela 37

Tabela 25 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 15

Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Fls. 603
Proc. 17849/16

Tabela 26 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 72

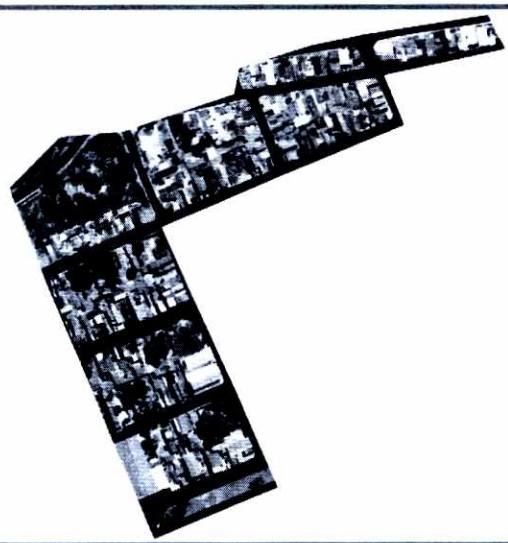
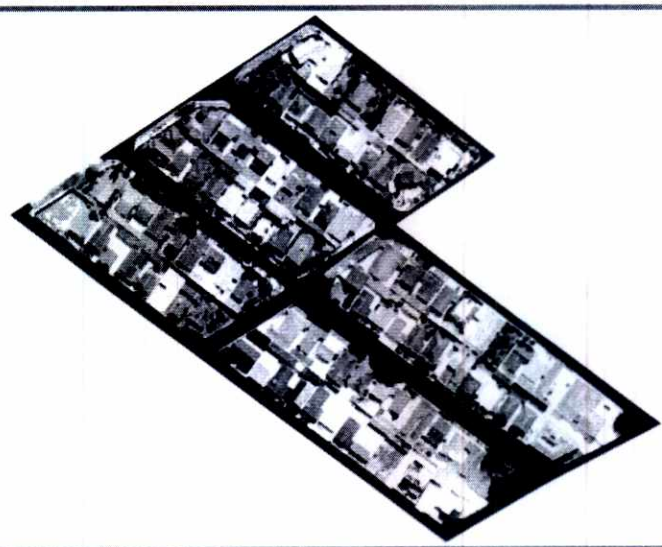
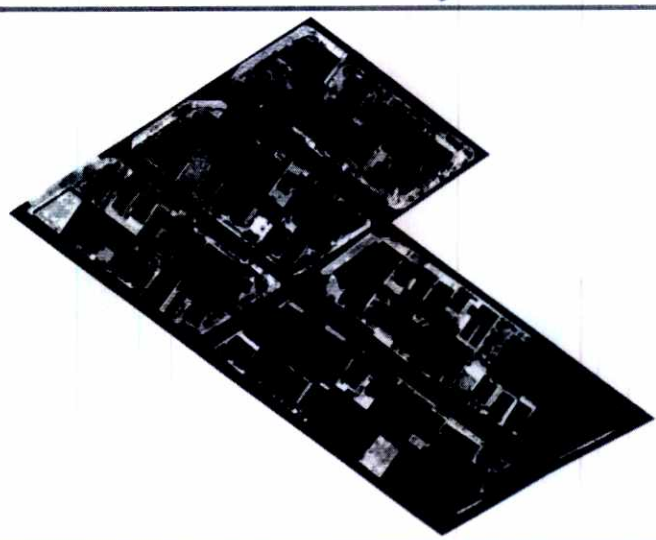
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 27 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 97

Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

FCTH

Tabela 28 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 108

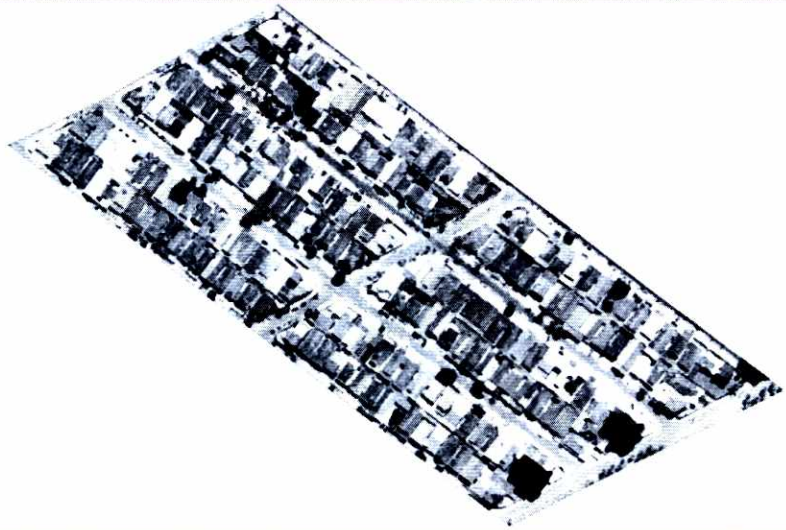
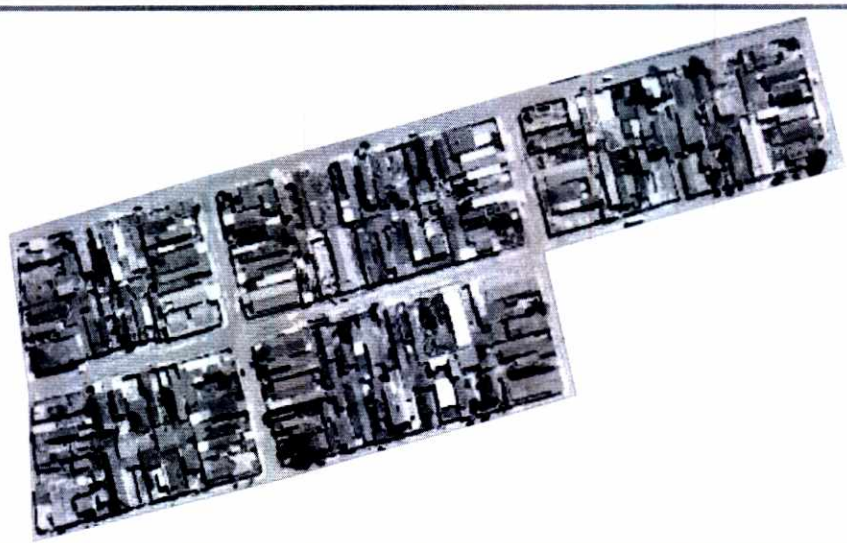
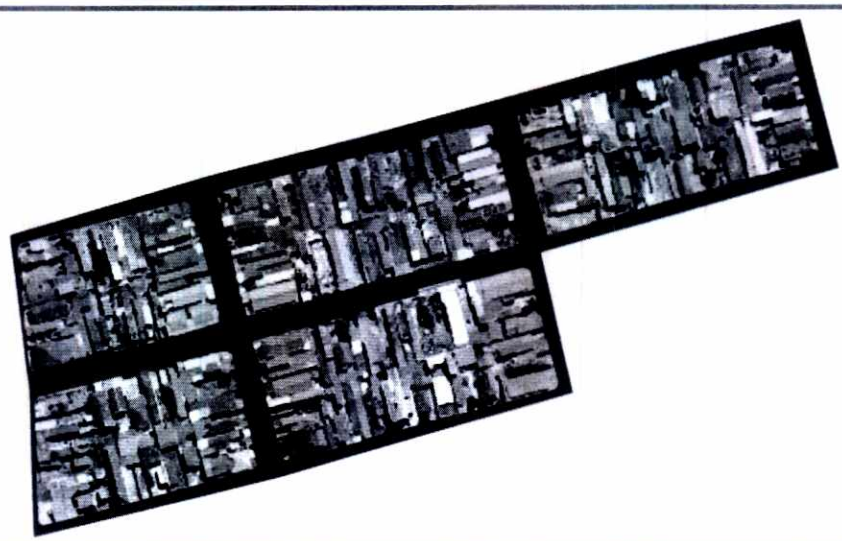
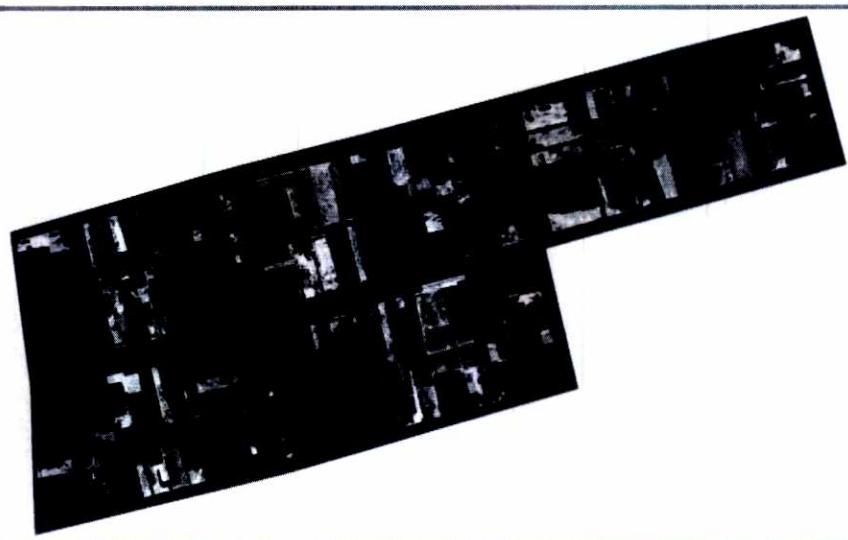
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 29 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 117

Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Fls. 610
Proc. 7349/16

Tabela 30 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 157

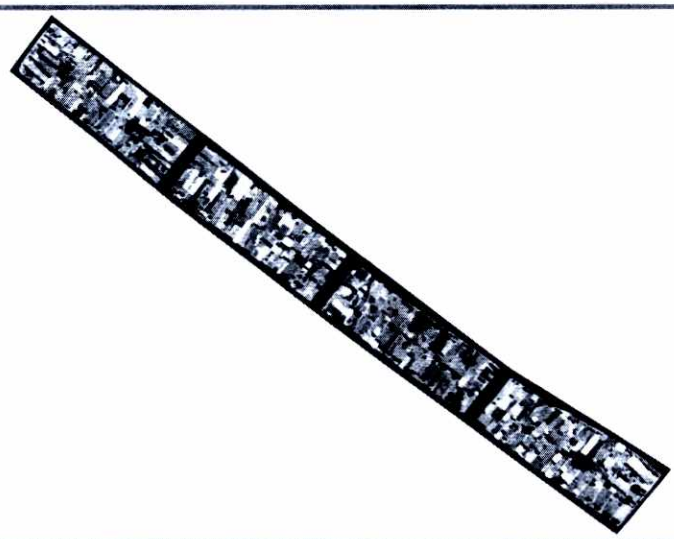
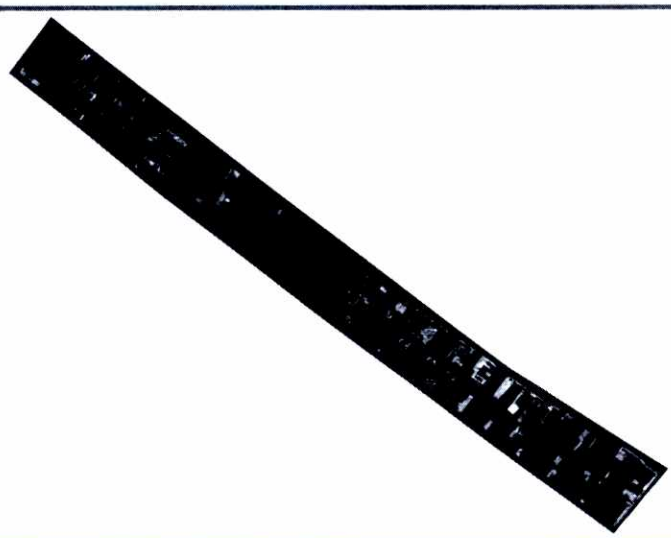
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 31 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 160

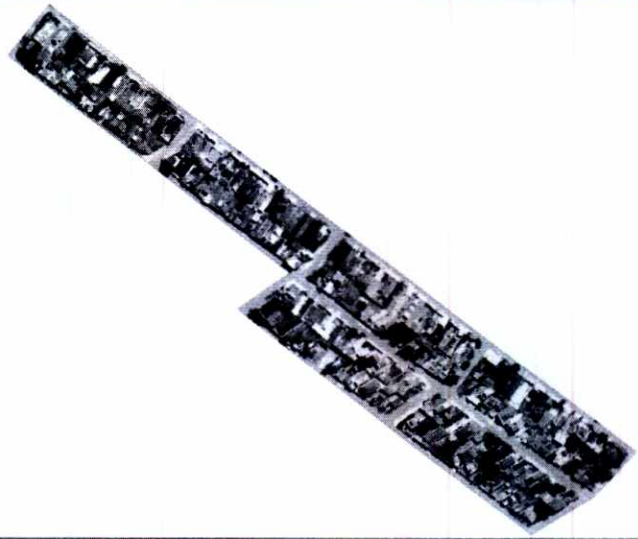
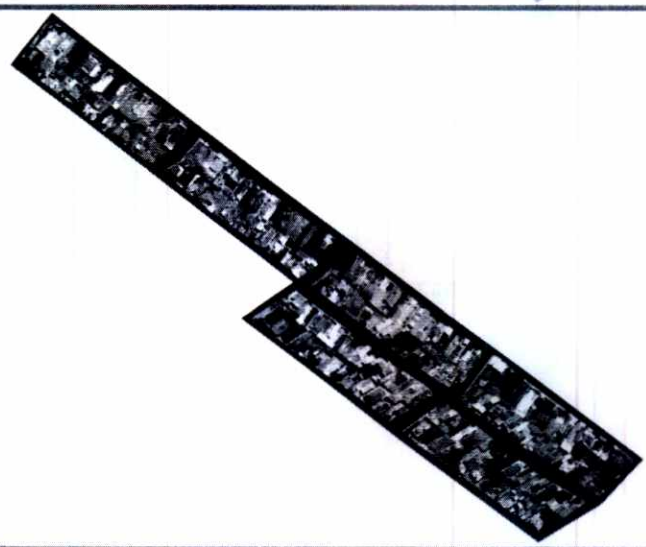
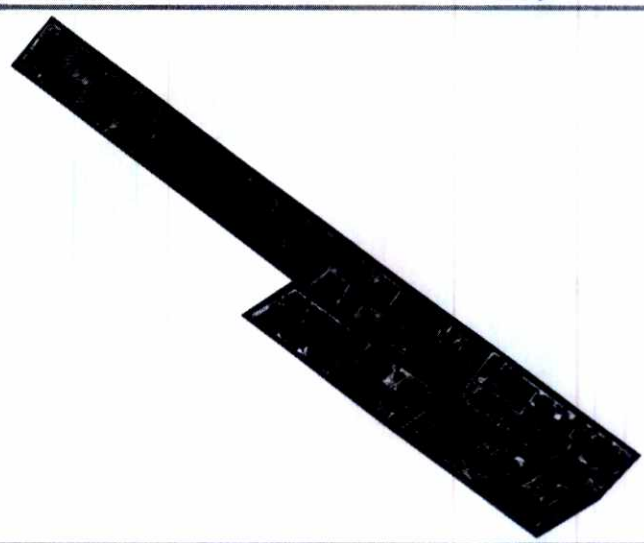
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 32 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 183

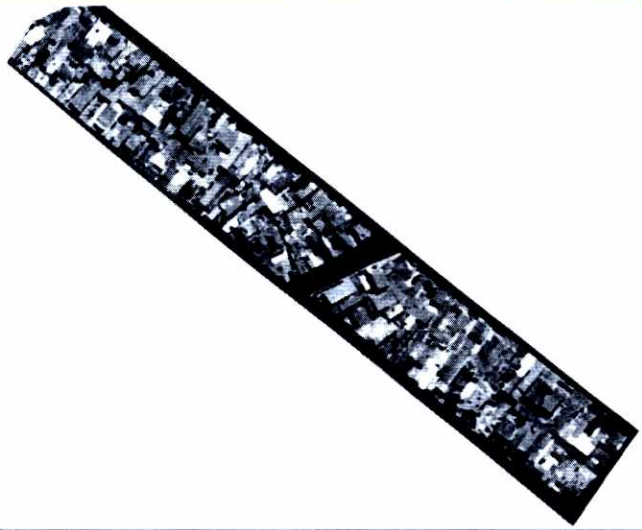
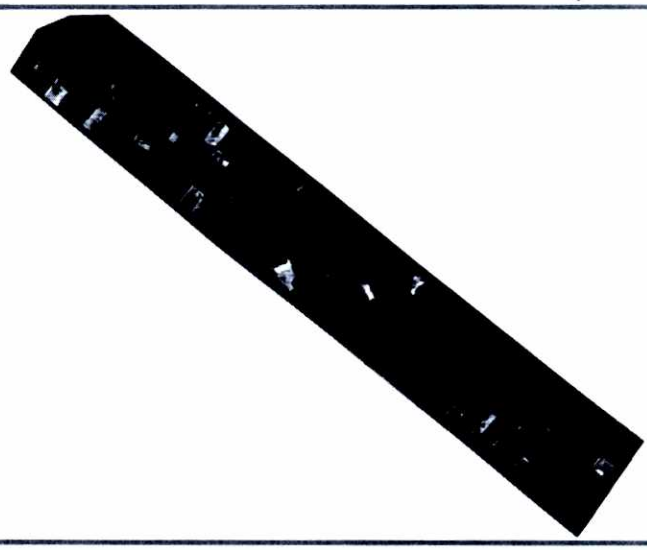
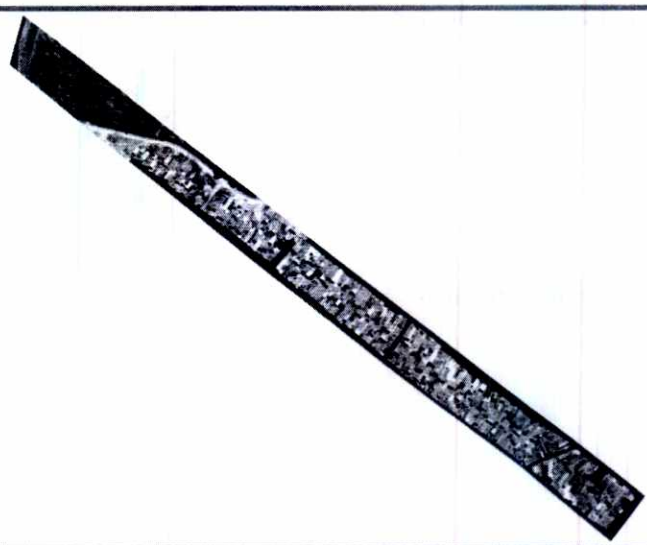
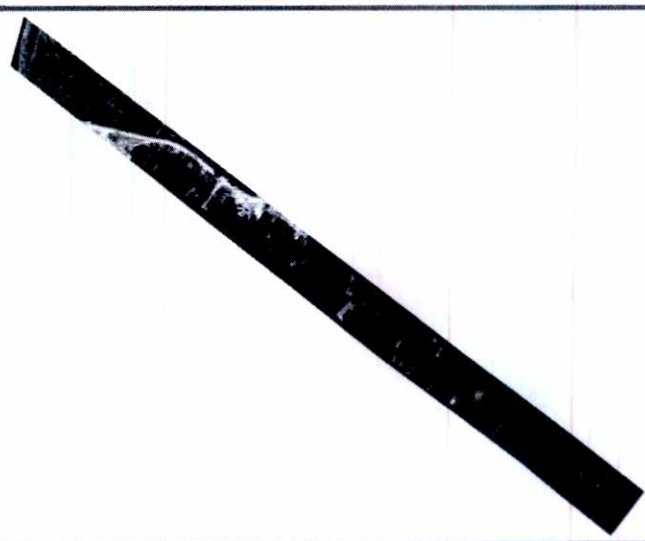
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 33 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 257

Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Fls. 613
Proc. 17059/16

Tabela 34 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 314

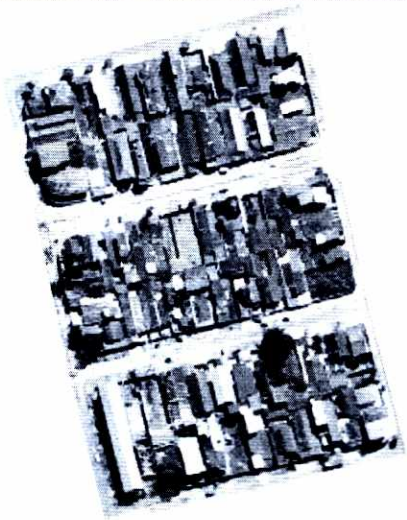
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 35 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 348

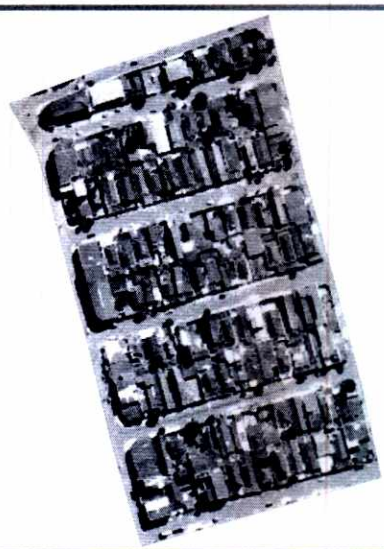
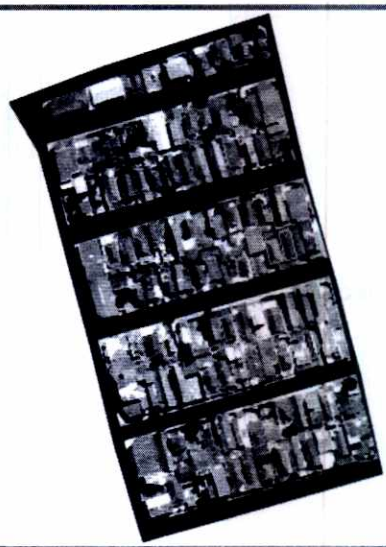
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 36 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 349

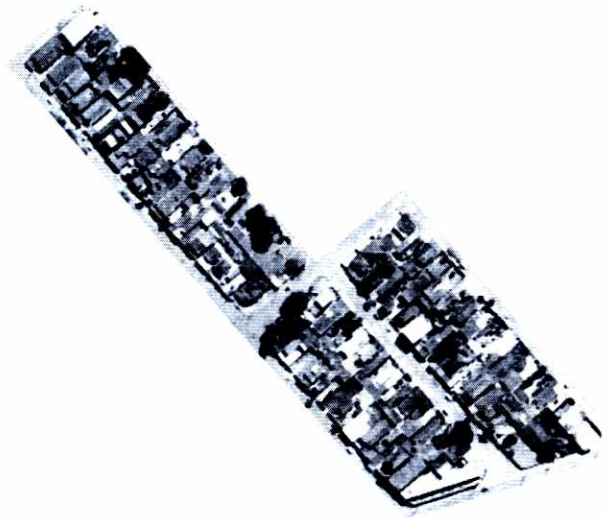
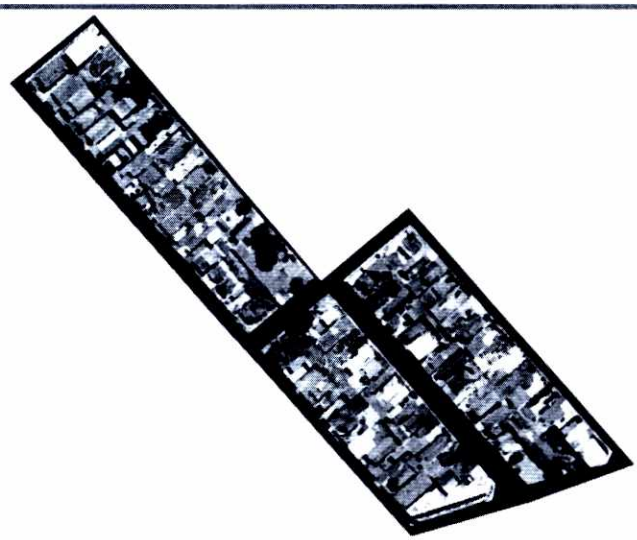
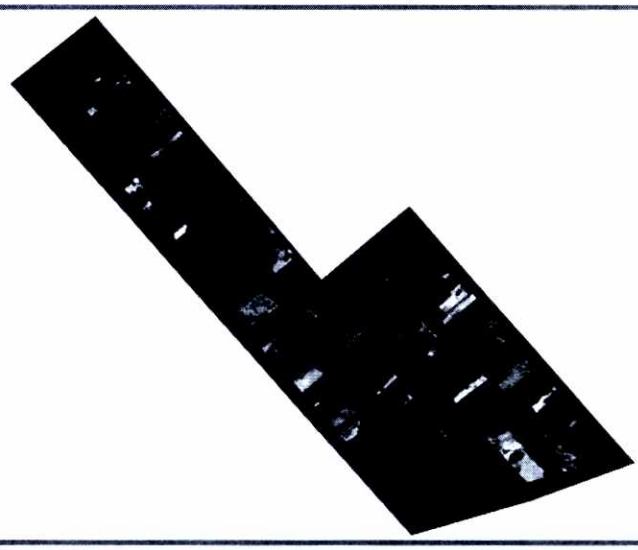
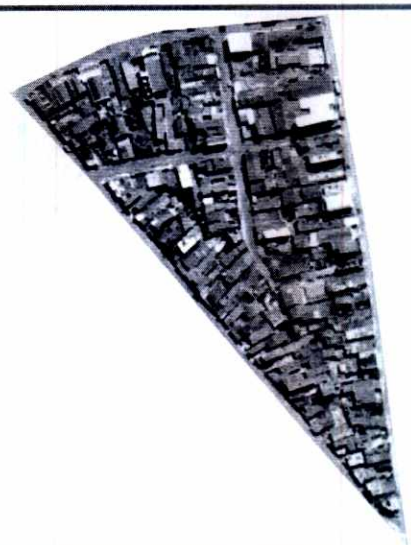
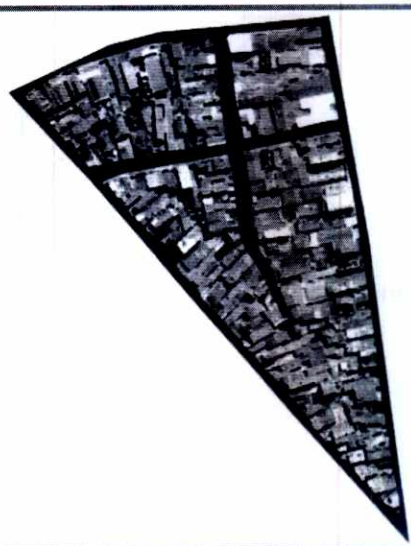
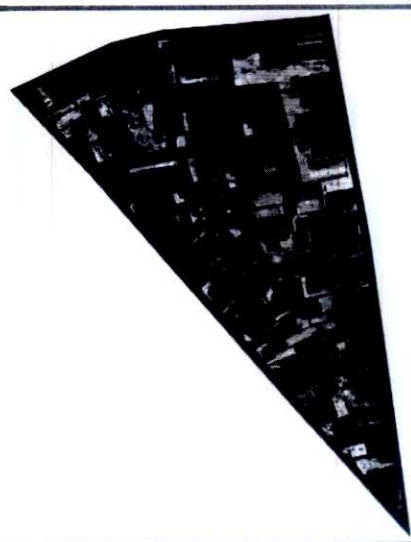
Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Tabela 37 - Quantificação de Áreas Impermeáveis - Amostra Setor Censitário 464

Original	
Diretamente Conectada	
Classificada	

Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela 38.

Tabela 38 - Porcentagens impermeável e diretamente conectada por área homogênea, para o ano-base de 2010

Área Homogênea (AH)	Área Total (ha)	% Diretamente Conectada 2010	% Impermeável 2010
AH1	6	21%	71%
AH2	9	22%	66%
AH3	8	23%	74%
AH4	7	23%	79%
AH5	4	23%	79%
AH6	7	16%	67%
AH7	4	23%	87%
AH8	3	19%	73%
AH9	6	24%	76%
AH10	5	25%	95%
AH11	4	21%	84%
AH12	6	23%	79%
AH13	3	21%	94%

3.2.3 Estimativa de Áreas Impermeáveis 2035/Saturação

Nos itens anteriores, foram estimadas, para um mesmo ano-base (2010), as densidades residenciais, as porcentagens impermeáveis e as porcentagens diretamente conectadas da zona urbana do município de Praia Grande. Assim, a partir destas estimativas, pode-se estabelecer uma curva média representativa da relação entre densidade residencial e índices de impermeabilização do solo, conforme mostra a Figura 25.

As curvas médias assim obtidas representam a tendência de evolução da parcela impermeável e diretamente conectada em função da densidade média residencial para as bacias contempladas no Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande. A partir delas, poderão ser estimadas as taxas de impermeabilização verificadas em um dado ano de interesse, desde que a ocupação urbana seja conhecida.

A tendência de crescimento do número de domicílios total analisado, bem como as características de uso e ocupação do solo, estão dispostas na Lei Complementar nº 615, de 19 de dezembro de 2011 – Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências e na Lei Complementar n° 473, de 27 de dezembro de 2006 – Aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016.

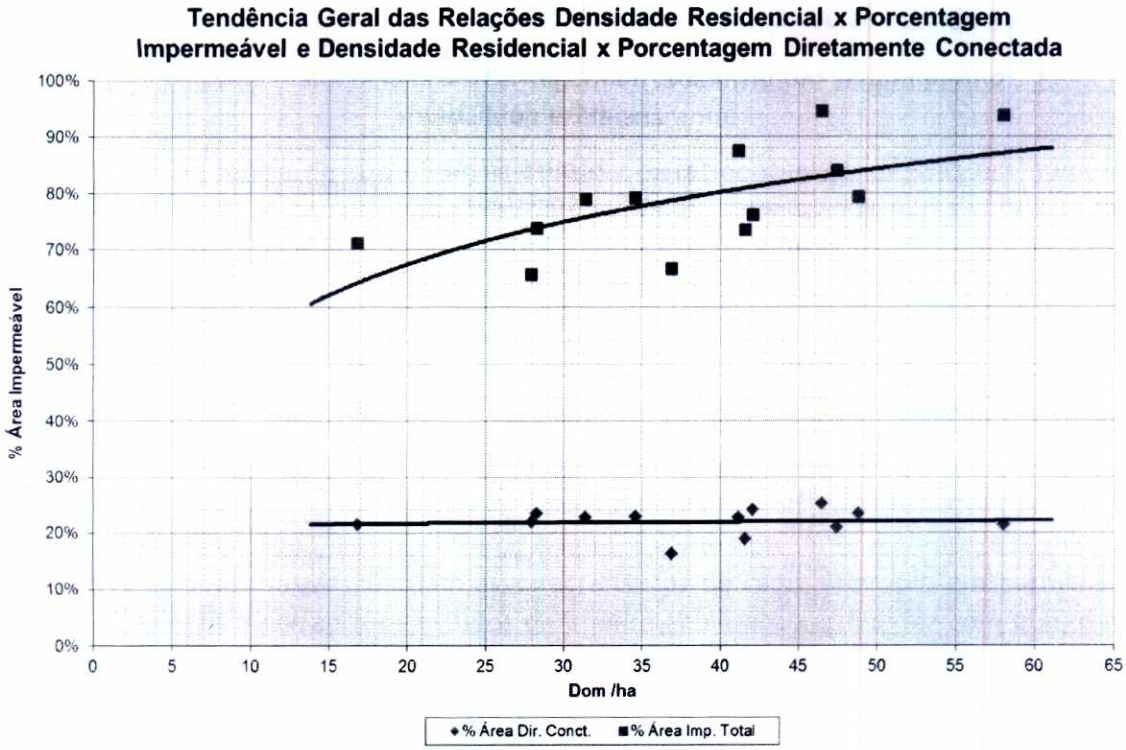


Figura 21 - Tendência geral das relações densidade residencial x porcentagem Impermeável e densidade residencial x porcentagem diretamente conectada para o município de Praia Grande

Salienta-se a importância de se utilizar as densidades residenciais, expressas em número de domicílios por hectare, e não as densidades demográficas, expressas em número de habitantes por hectare, uma vez que esta última não é adequada, no presente caso, para retratar os índices de ocupação do solo. Quando se fala em drenagem urbana o que interessa saber é o que efetivamente vira escoamento superficial direto (ESD), ou seja, vazão direcionada a macrodrenagem, por isso nesse caso a adoção da taxa de domicílios/hectare ao invés de habitantes/hectare é mais representativa.

A tendência assintótica das curvas médias é condizente com os resultados obtidos em estudos similares realizados para os municípios de Ilha Comprida, Mogi das Cruzes, Nova Friburgo, Itanhaém, Mongaguá, Tupã, Peruíbe, Garça e Franca como apresenta a comparação ilustrada na Figura 22. Essas curvas resguardam as características de cada município em particular e a época em que foram realizados os estudos de impermeabilização, o que faz com que, mesmo tendo um comportamento geral similar, sejam diferentes em valores absolutos.

O município de Praia Grande no ano de 2014 já apresenta índices de impermeabilização do solo elevados. Quando comparado a outros municípios (Figura 22), pode-se perceber que sofreu impermeabilização intensa, o que acarreta porcentagens de área impermeável maiores, ficando apenas abaixo do município de Tupã, que tende a um nível de impermeabilização bem acima de Praia Grande.

Fls. 615
Proc. 17349/16

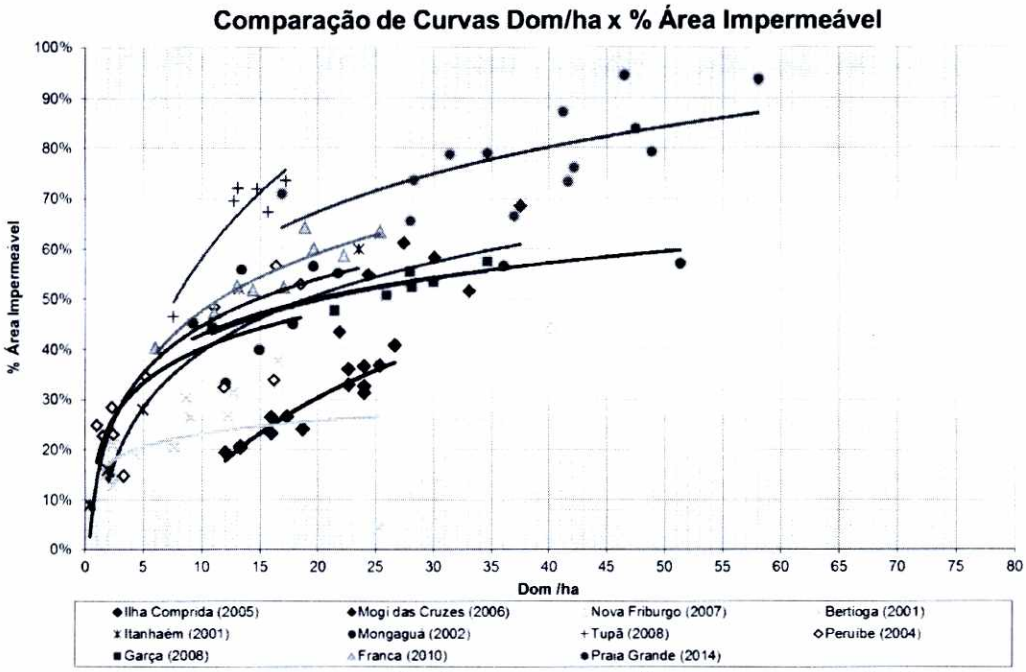


Figura 22 - Comparação de Curvas Dom./ha X % Impermeável

A curva resultante para o município de Praia Grande possui uma tendência assintótica próxima de 90%, igualmente nos estudos desenvolvidos pelo Terceiro Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê – PDMAT 3 em 2012, que indicaram uma tendência de impermeabilização bastante alta para a Grande São Paulo, quase em 100% (Figura 23).

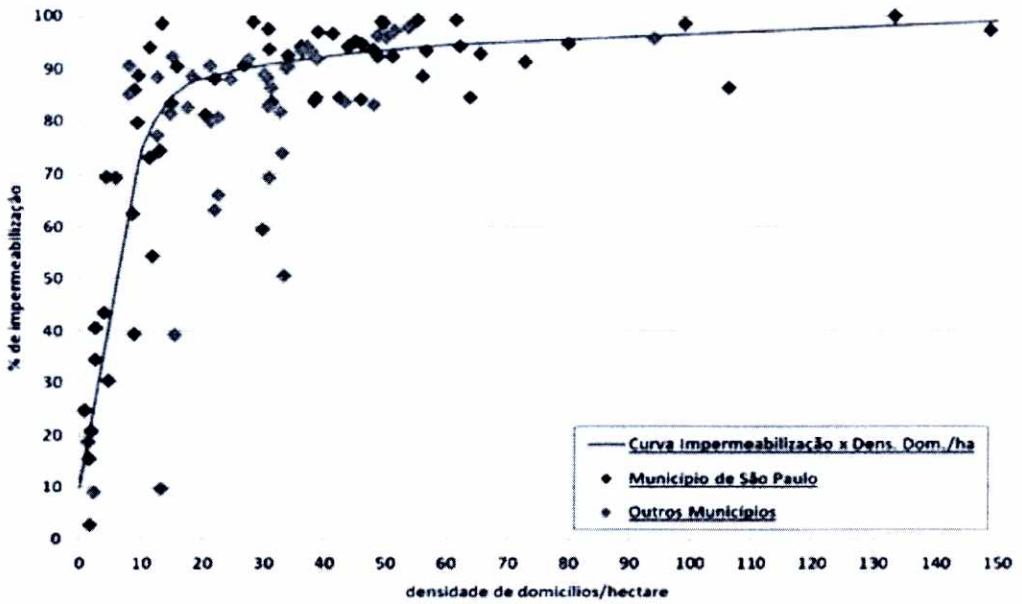


Figura 23 - Relação entre a densidade de domicílios e impermeabilização na Grande São Paulo
Fonte: DAEE, 2012 apud Martins, 2012

Por meio das projeções de densidades residenciais efetuadas para o ano 2035 (curva logística) e das curvas de tendência obtidas na Figura 21, pôde-se estimar as taxas de impermeabilização e a porcentagem diretamente conectada da área urbana para o ano base (2010), ano 2014, para o horizonte de projeto (2035), bem como para a saturação (2245), necessárias ao estudo hidrológico das bacias.

Para estimativa da taxa de impermeabilização na saturação considerou-se a projeção da expansão urbana induzida e o perímetro urbano constantes no Plano Diretor do Município de Praia Grande, como ***provável limite da ocupação urbana***.

Os resultados obtidos para o município de Praia Grande são apresentados na Tabela 39 e para cada uma das bacias estudadas nas Tabelas 41 e 40 a seguir.

Tabela 39 - Índices de Impermeabilização do Solo para o Ano-base (2010), 2014, Horizonte de Projeto (2035) e Saturação

	Município – Praia Grande				
Ano	**Domicílios**	**Área urbana (ha)**	**Domicílios/ha**	**% Imperm.**	**% Diret. Con.**
2010	83.771	4.077	21	68%	22%
2014	99.157	4.098	24	71%	22%
2035	177.781	4.207	42	81%	22%
Saturação	268.265	5.300	51	85%	22%

Tabela 40 - Índices de Impermeabilização do Solo para a Saturação

	Saturação				
Bacias	**Dom**	**Área urbana (ha)**	**Dom/ha**	**% Imper.**	**% Diret. Con.**
Xixová	6.258	154	41	80%	22%
Praião	5.306	177	30	75%	22%
Guaramar	12.049	445	27	73%	22%
Antártica	15.931	142	112	99%	22%
Tupi	8.958	156	58	87%	22%
Quietude	6.044	144	42	81%	22%
Acaraú	33.289	522	64	89%	22%
Forte Itaipu	1.453	24	60	88%	22%
Faixa Oceânica	68.095	1.412	48	84%	22%
Rio Branco	93.372	1.952	48	83%	22%
Itinga	10.059	185	54	86%	22%

Fls. 616
Proc. 1764916

Tabela 41 - Índices de Impermeabilização do Solo para o Ano-base (2010), 2014, Horizonte de Projeto (2035)

	2010					2014					2035				
Bacias	Dom	Área urbana (ha)	Dom/ha	% Imper.	% Diret. Con.	Dom	Área urbana (ha)	Dom/ha	% Imper.	% Diret. Con.	Dom	Área urbana (ha)	Dom/ha	% Imper.	% Diret. Con.
Xixová	2.922	154	19	66%	22%	3.166	154	21	68%	22%	4.255	154	28	73%	22%
Praião	2.720	107	25	72%	22%	2.831	108	26	72%	22%	3.431	111	31	76%	22%
Guaramar	6.997	392	18	65%	22%	7.981	394	20	68%	22%	11.137	401	28	73%	22%
Antártica	3.346	114	29	75%	22%	4.062	114	36	78%	22%	8.972	117	76	92%	22%
Tupi	5.250	144	37	79%	22%	5.788	144	40	80%	22%	7.829	146	54	86%	22%
Quietude	3.844	144	27	73%	22%	4.283	144	30	75%	22%	5.643	144	39	80%	22%
Acaraú	12.866	409	31	76%	22%	15.677	412	38	79%	22%	28.142	426	66	89%	22%
Forte Itaipu	708	24	29	75%	22%	809	24	34	77%	22%	1.226	24	51	85%	22%
Faixa Oceânica	26.066	1.396	19	66%	22%	29.798	1.396	21	69%	22%	48.964	1.397	35	78%	22%
Rio Branco	13.894	1.092	13	59%	21%	16.760	1.105	15	62%	22%	38.767	1.173	33	77%	22%
Itinga	925	128	7	49%	21%	1.140	129	9	52%	21%	2.010	132	15	62%	22%

4. CARACTERIZAÇÃO DO REGIME HIDROLÓGICO

4.1 ASPECTOS GERAIS

A área do município de Praia Grande, segundo a Lei Estadual 7.663 de 30/12/91, que trata do Gerenciamento dos Recursos Hídricos do Estado de São Paulo, pertence às Unidades de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI) nº 7, correspondentes à bacia hidrográfica da Baixada Santista.

A UGRHI 7 limita-se a leste com a UGRHI 3, da bacia hidrográfica do Litoral Norte, ao norte com a UGRHI 6 da bacia hidrográfica do Alto Tietê e a oeste com a UGRHI 11, da bacia hidrográfica do rio Ribeira de Iguape e Litoral Sul.

Praia Grande faz divisa no Estado de São Paulo com os municípios de São Vicente e Mongaguá. Situa-se entre a latitude $24^0 00' 35''$ e entre a longitude $46^0 24' 45''$.

A macrodrenagem do município de Praia Grande possui duas vertentes principais: a primeira abrangendo os cursos d'água que desaguam diretamente no oceano, e a segunda os cursos d'água que desaguam no Mar Pequeno.

Além dos cursos d'água naturais, a macrodrenagem do município é composta também por canais artificiais que desaguam no oceano e indiretamente no Mar Pequeno. Os principais cursos d'água naturais do município são:

- Rio Piaçabuçu, que recebe a contribuição dos rios Acaraú, da Cruz e Guaramar, desaguando no Largo de São Vicente ou Canal dos Barreiros (Mar Pequeno);
- Rio Branco ou Boturoca que recebe a contribuição do rio Branco ou Vargem Grande, proveniente da Serra do Mar, e do rio Preto que nasce a oeste do município, ambos no município de Praia Grande. Ainda recebe a contribuição do ribeirão de Areia, córrego do Acaraú de Cima e córrego Tapua localizado fora de Praia Grande. O rio Branco, após a confluência com o rio Preto, ainda percorre aproximadamente 11 km dentro do município de Praia Grande;
- Rio Itinga, um curso d´água de pequeno porte, que corre na direção Sul e atravessa os bairros Solemar e Cidade da Criança em direção ao Oceano Atlântico.

4.2 DESCRIÇÃO E RESUMO DOS DADOS

No Volume I deste Plano foram apresentados e fornecidos os dados dos postos pluviométricos, pluviográficos e dos postos fluviométricos, localizados na região em estudo e nas proximidades.

A análise dos dados hidrometeorológicos foi realizada com base nos dados do DAEE-SP (Departamento de Águas e Energia do Estado de São Paulo), disponíveis no endereço eletrônico, www.sigrh.sp.gov.br; e da ANA (Agência Nacional de Águas), disponíveis em www.ana.gov.br. Procurou-se adotar os pontos hidrometeorológicos que apresentassem séries históricas mais favoráveis e influência significativa para a área em estudo.

Fls. 617
Proc. 17849/15

4.2.1 Dados Pluviométricos

Os dados pluviométricos fornecidos foram os totais diários de chuva, a chuva total mensal, a chuva máxima mensal para todos os anos do período indicado na tabela a seguir.

Tabela 42 - Postos Pluviométricos

Posto	Gaspar Ricardo (02346091)	José Menino (02346189)	Humaitá (02346333)	Mongaguá (02446001)	Banaurea (02446013)	Melvi (02446019)
Início	out/ 1939	jul/ 1955	ago/ 1939	jan/ 1937	out/ 1969	set/ 1982
Final	ago/ 1988	jun/ 1986	abr/ 2014	jun/ 2014	nov/ 1998	abr/ 2014
Tot. Anos	**48**	**30**	**74**	**77**	**28**	**31**

A partir dos dados e com os períodos das séries históricas fornecidas na Tabela 42, foi construído o gráfico "***Diagrama de Cobertura Temporal***" apresentado a seguir (vide Figura 24).

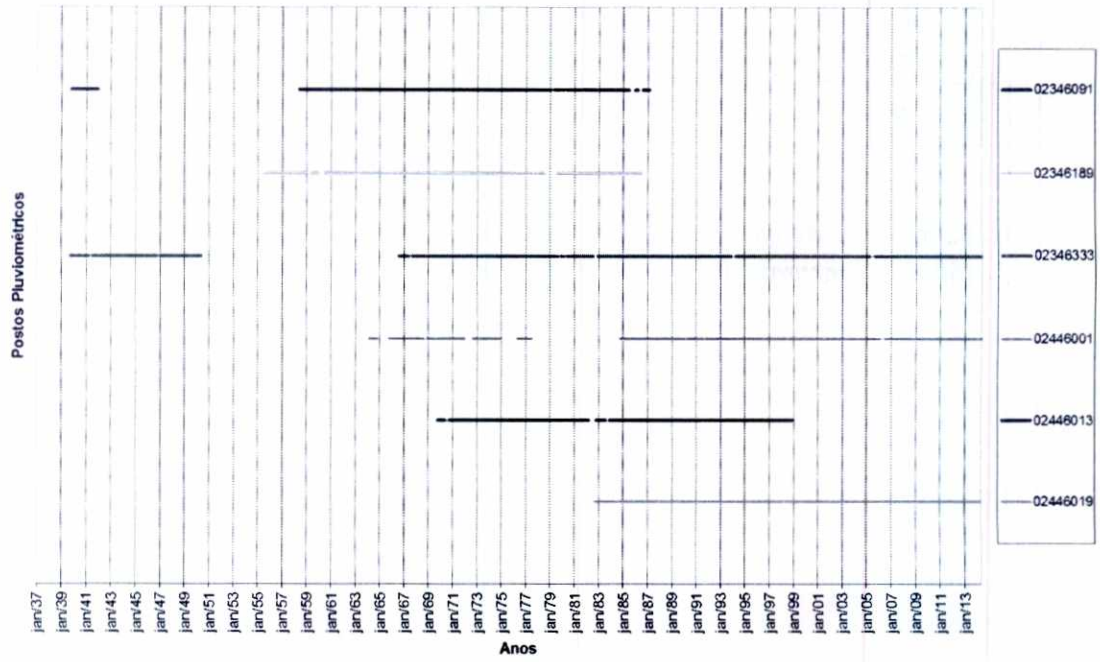


Figura 24 - Dados Pluviométricos adequados para a área de Praia Grande

Fls. 613
Proc. 1784/11
FCTH

Com os dados de chuvas, foram calculadas, para cada posto:

Chuva total mensal

Tabela 43 - Médias das Chuvas Totais Mensais em mm

	Postos Pluviométricos – Código ANA					
Mês	**02346091**	**02346189**	**02346333**	**02446001**	**02446013**	**02446019**
Out	262,22	190,34	181,80	216,26	237,70	211,57
Nov	247,62	178,72	185,92	192,75	272,03	216,92
Dez	332,73	272,97	229,77	255,66	277,02	272,37
Jan	430,70	301,73	327,23	326,42	408,11	359,17
Fev	332,47	260,73	282,07	297,77	341,01	316,87
Mar	320,69	293,39	300,73	303,41	394,56	343,50
Abr	278,78	210,88	199,49	217,64	274,03	240,09
Mai	207,13	135,27	131,56	158,43	172,49	171,80
Jun	118,26	100,16	120,42	117,68	126,23	133,58
Jul	112,79	107,37	105,70	129,68	132,53	138,23
Ago	111,08	103,04	90,01	109,36	119,66	95,53
Set	180,65	139,86	135,52	175,84	235,41	190,65

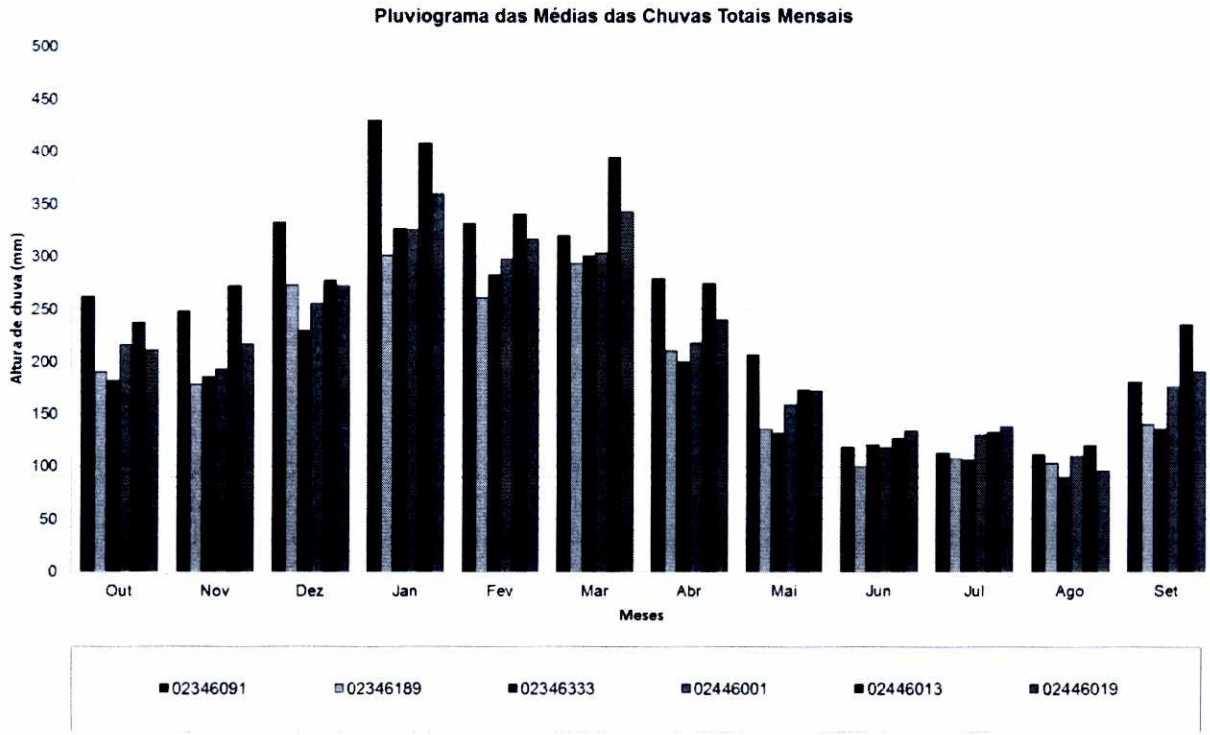


Figura 25 - Pluviograma das Médias das Chuvas Totais Mensais para os postos pluviométricos da região de Praia Grande

Chuva máxima mensal

Tabela 44 - Médias das Chuvas Máximas Mensais Diárias em mm

	Postos Pluviométricos – Código ANA					
Mês	**02346091**	**02346189**	**02346333**	**02446001**	**02446013**	**02446019**
Out	70,22	46,17	49,81	53,71	54,93	58,37
Nov	70,70	55,12	52,73	53,98	61,61	61,00
Dez	89,43	88,06	61,98	75,05	68,26	73,96
Jan	134,77	94,71	94,77	89,59	110,84	99,89
Fev	93,86	74,48	82,24	93,36	110,63	94,87
Mar	88,90	88,79	95,31	84,33	117,18	111,24
Abr	93,17	63,55	65,07	63,73	86,26	79,81
Mai	81,86	47,40	46,89	53,82	58,77	54,70
Jun	53,82	37,10	48,83	40,78	46,99	48,16
Jul	43,10	36,44	34,57	40,27	41,20	40,52
Ago	38,74	31,06	29,20	34,67	34,38	39,13
Set	57,62	39,31	40,56	47,00	60,62	51,72

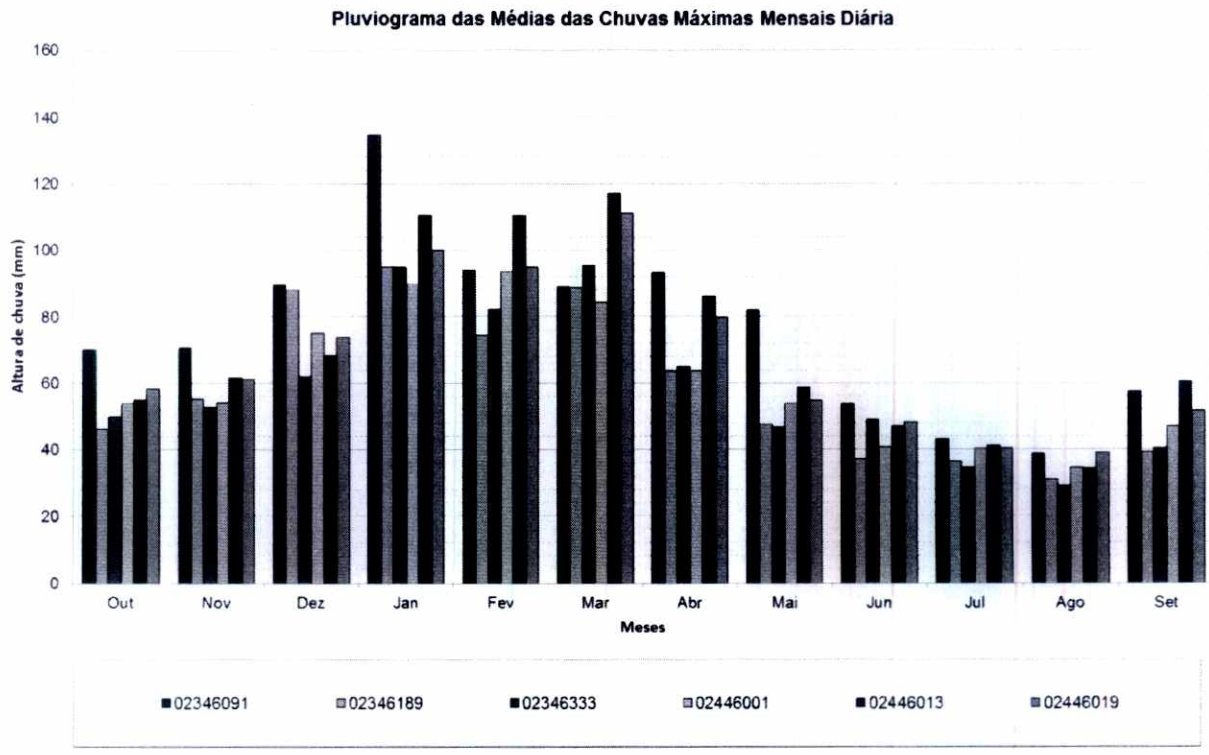


Figura 26 - Pluviograma das Médias das Chuvas Máximas Mensais para os Postos Pluviométricos da Região de Praia Grande

Nota-se através dos dados apresentados que o período chuvoso em Praia Grande concentra-se entre os meses de dezembro e março, com maiores intensidades normalmente verificadas em janeiro a março. Nos demais meses, mesmo ocorrendo uma redução significativa do volume de água precipitada, não se observa um período de estiagem.

4.2.2 Dados Fluviométricos

Os dados fluviométricos apresentados foram as vazões médias diárias, a vazão média mensal, a vazão máxima mensal e a vazão mínima mensal (valores em m^3/s) para todos os anos do período indicado na Tabela 45.

Tabela 45 - Postos Fluviométricos (código ANA)

Posto	Ponte Preta (80360000)	Moji (80450000)	Quilombo (80280000)	Fazenda Água Quente (80860000)
Localização	Rio Cubatão	Rio Moji	Rio Quilombo	Rio Branco
Início	nov/ 1966	out/ 1972	out/ 1971	dez/ 1980
Final	jun/ 1969	ago/ 1976	nov/ 1987	jun/ 1990
Tot. Anos	3	3	15	8

A Figura 27 mostra o período de dados fluviométricos disponíveis para os postos presentes na região de Praia Grande.

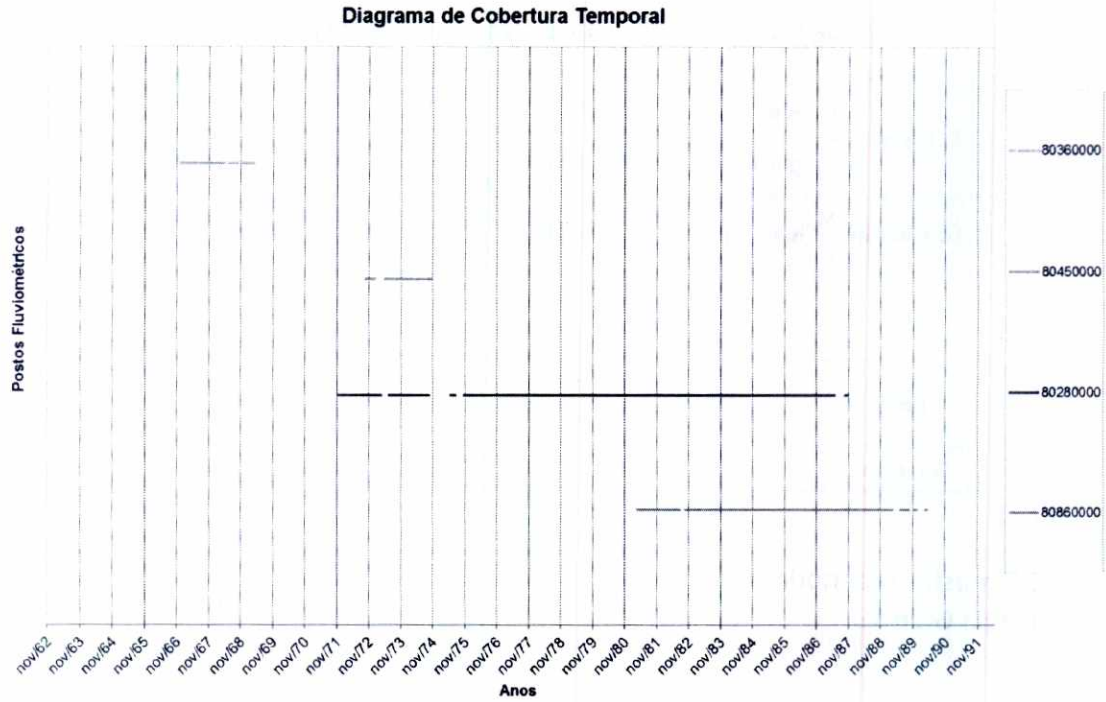


Figura 27 - Período de Dados dos Postos Fluviométricos para a Região de Praia Grande

Com os dados de vazão, foram calculadas, para cada posto:

Vazão média mensal

Tabela 46 - Médias das Vazões Médias Mensais Diárias (m^3/s)

	Postos Fluviométricos - Código ANA			
Mês	**80360000**	**80450000**	**80280000**	**80860000**
Out	10,77	2,97	2,47	12,32
Nov	11,74	5,20	2,78	11,34
Dez	18,27	2,24	3,59	16,43
Jan	9,65	3,58	5,56	18,86
Fev	15,70	1,73	4,26	27,34
Mar	17,65	3,26	3,96	21,32
Abr	10,69	2,14	4,17	19,22
Mai	4,46	1,61	2,33	14,41
Jun	4,83	1,23	1,90	13,15
Jul	4,12	1,24	1,71	9,40
Ago	4,20	0,95	1,55	7,27
Set	5,85	2,23	2,10	10,91

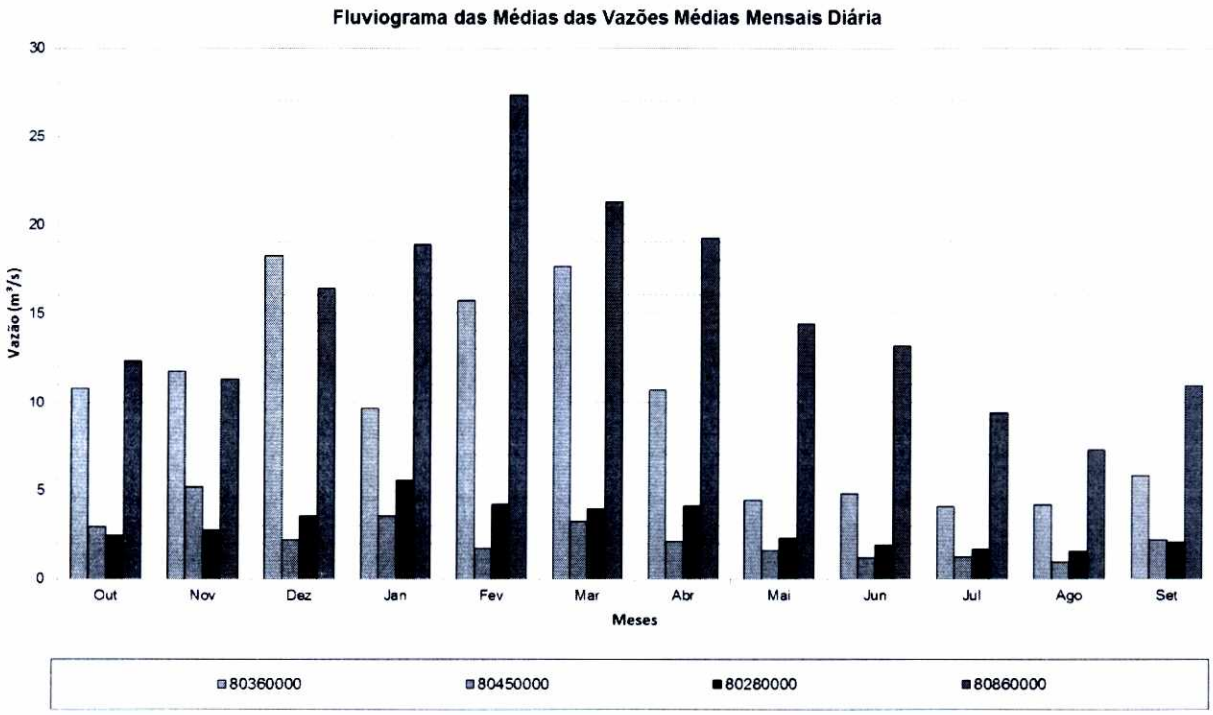


Figura 28 - Fluviograma das Médias das Vazões Médias Mensais Diárias para os postos fluviométricos da região de Praia Grande

Vazão máxima mensal

Tabela 47 - Médias das Vazões Máximas Mensais Diárias (m^3/s)

	Postos Fluviométricos - Código ANA			
Mês	**80360000**	**80450000**	**80280000**	**80860000**
Out	61,56	12,57	8,59	46,44
Nov	55,44	16,08	11,20	40,79
Dez	184,83	7,57	20,58	68,41
Jan	43,01	14,71	40,36	95,42
Fev	107,82	3,61	23,29	136,59
Mar	109,25	18,06	20,98	101,92
Abr	78,87	9,99	21,20	82,79
Mai	22,84	6,96	6,00	58,69
Jun	23,80	5,04	6,56	55,75
Jul	32,08	6,14	8,15	32,25
Ago	40,80	1,93	6,49	21,23
Set	37,15	10,28	9,83	40,90

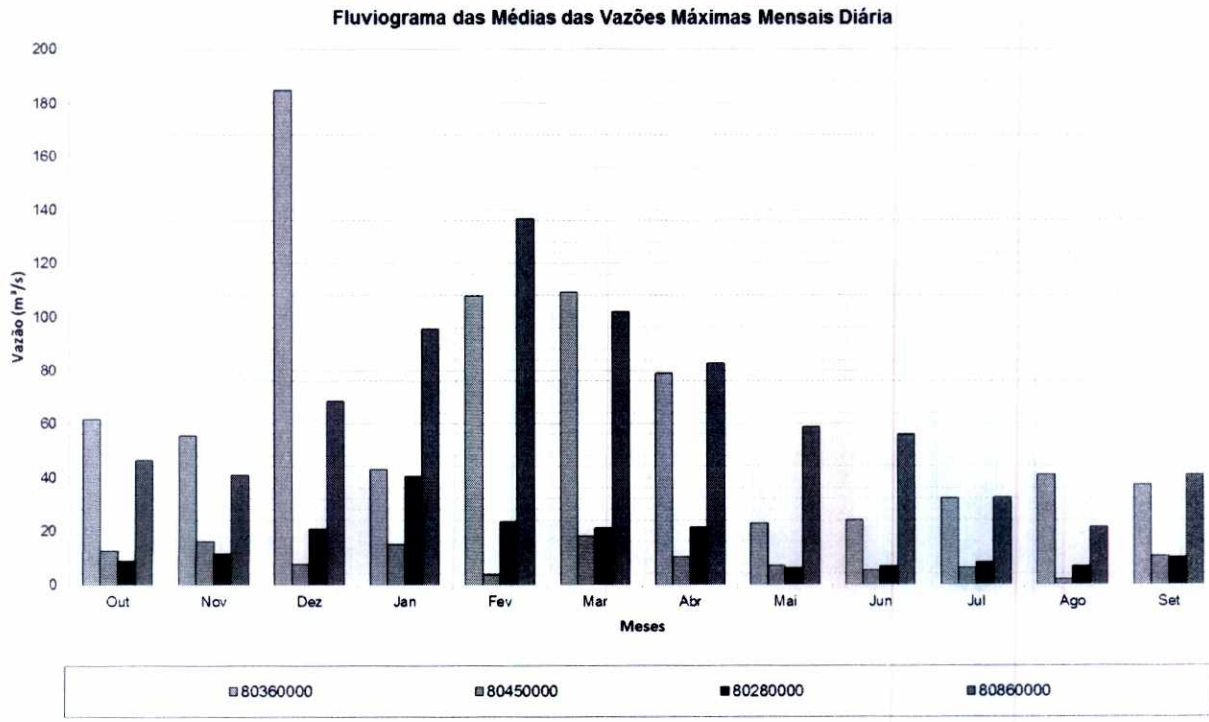


Figura 29 - Fluviograma das Médias das Vazões Máximas Mensais Diárias para os postos fluviométricos da região de Praia Grande

Vazão mínima mensal

Fls. 621
Proc. 17.394/16

Tabela 48 - Médias das Vazões Mínimas Mensais Diárias (m^3/s)

	Postos Fluviométricos - Código ANA			
Mês	**80360000**	**80450000**	**80280000**	**80860000**
Out	2,42	1,00	1,27	6,10
Nov	3,65	1,37	1,32	6,05
Dez	3,78	1,32	1,62	6,56
Jan	3,58	1,28	2,00	7,52
Fev	4,96	1,00	1,94	9,64
Mar	4,76	0,77	1,91	8,84
Abr	3,71	0,70	2,03	8,54
Mai	1,02	0,83	1,54	7,79
Jun	2,44	0,70	1,19	7,32
Jul	2,02	0,60	0,93	5,48
Ago	0,91	0,66	0,87	5,00
Set	1,63	0,85	0,89	4,88

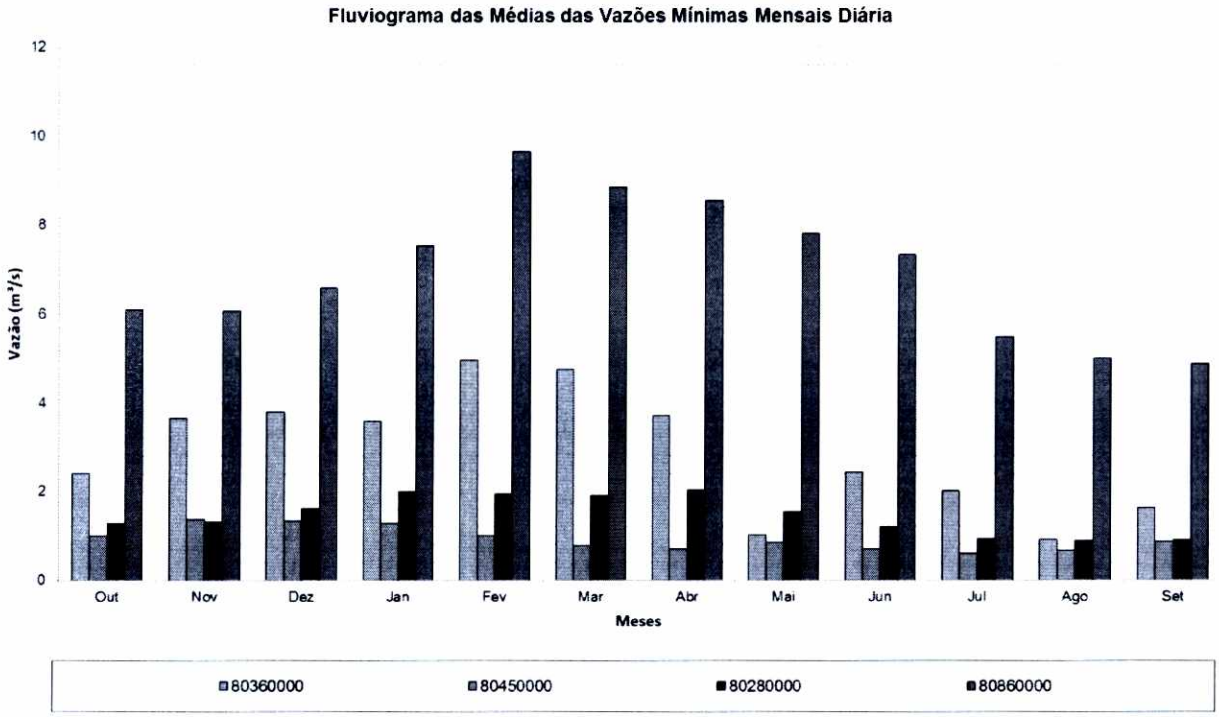


Figura 30 - Fluviograma das Médias das Vazões Mínimas Mensais Diárias para os postos fluviométricos da região de Praia Grande

4.2.3 Dados Pluviográficos

Os dados pluviográficos fornecidos foram os eventos de chuva (data e horário de ocorrência) e as respectivas alturas precipitadas (valores em milímetros) para todos os anos dos períodos indicados na Tabela 49.

Tabela 49 - Postos Pluviográficos (código DAEE)

Posto	Boraceia (E2-126)	Usina Itatinga (E3-040)	Represa Itatinga (E3-042)	Jurubatuba Sbs (02346067)	Itanhaém (02446003)
Início	jan/ 1974	jan/ 1974	jan/ 1978	jan/ 1974	jan/ 1974
Final	set/ 1994	jun/ 1999	fev/ 1998	ago/ 1980	mar/ 1996
Tot. Anos	20	25	23	6	25

A Figura 31 mostra o período de dados pluviográficos disponíveis para os postos presentes na região de Praia Grande.

Fls. 622
Proc. 1734916

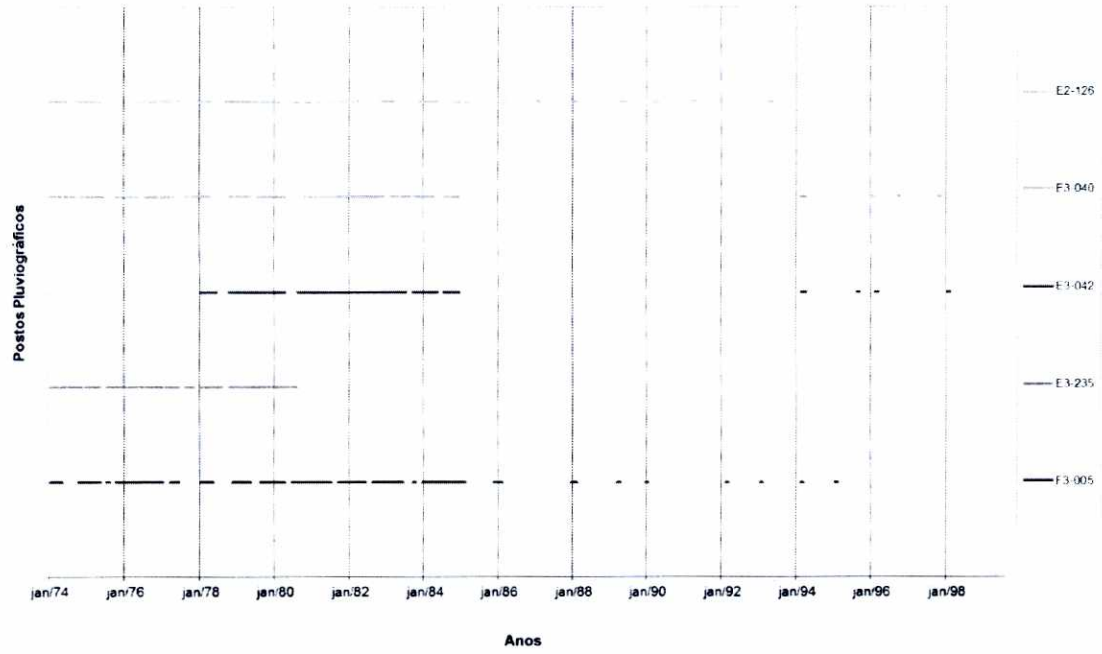


Figura 31 - Período de Dados dos Postos Pluviográficos na Região de Praia Grande

4.3 ESTUDO DAS CHUVAS

O estudo das chuvas tem como objetivo, além de avaliar o comportamento das precipitações na região de Praia Grande, possibilitar a obtenção das chuvas de projeto, uma vez que serão escolhidos os postos pluviométricos que melhor caracterizarão as tormentas que assolam a área urbana do município.

Este estudo será realizado por meio da análise das precipitações ocorridas no município de Praia Grande e nas regiões próximas.

4.3.1 Distribuição da Precipitação

Devido à precipitação, pela própria natureza do fenômeno, não ocorrer de modo uniforme, é necessário conhecer a chuva média que atinge uma região.

O cálculo da precipitação média pode ser obtido com aplicação de vários métodos, como a média aritmética, das Isoietas, dos polígonos de Thiessen ou através de interpolação em Sistemas de Informação Geográfica (SIGs), utilizando as observações dos postos dentro da área de estudo e nas suas vizinhanças, que podem ser os totais anuais, as máximas anuais, etc., dependendo a que objetivo pretende-se alcançar.

Neste estudo foi aplicado o método dos polígonos de Thiessen ou do vizinho mais próximo, pois é uma técnica consagrada no meio técnico e mais utilizada, que obtém resultados bastante satisfatórios.

4.3.1.1 Método dos Polígonos de Thiessen

Neste método é definida a área de influência de cada posto e calculada uma média ponderada da precipitação com base nestas áreas de influência, dando como resultado a chuva média da área de estudo.

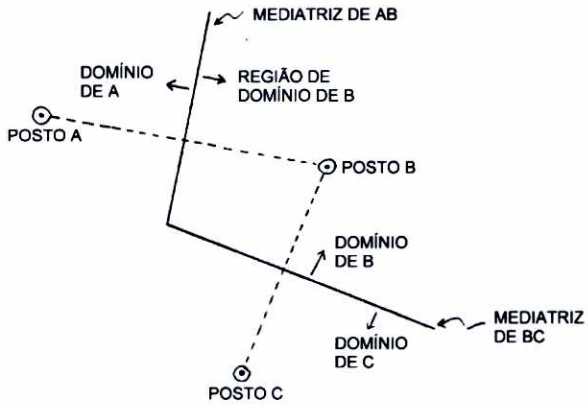
A área de estudo é subdividida em áreas delimitadas por retas unindo os pontos das estações, dando origem a vários triângulos, traçam-se perpendiculares aos lados de cada triângulo, obtendo-se vários polígonos que encerram, cada um, apenas um posto de observação, isto é, considera-se a área do polígono como de "domínio" deste posto, em que a altura precipitada é tida como constante. Cada estação recebe um peso pela área que representa em relação à área total da bacia, caso os polígonos abrangem áreas externas à bacia, essas porções devem ser eliminadas do cálculo.

De posse do mapa da bacia hidrográfica, os polígonos de Thiessen são traçados da seguinte forma:

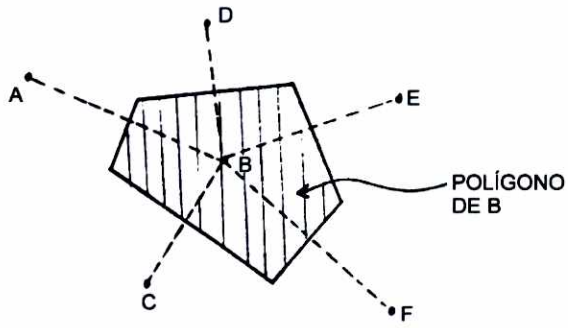
1º Dois postos adjacentes são ligados por um segmento de reta;

2º Traça-se a mediatriz deste segmento de reta. Esta mediatriz divide para um lado e para outro, as regiões de "domínio";

Fls. 623
Proc. 173496



3º Este procedimento é realizado, inicialmente, para um posto qualquer (ex.: posto B), ligando-o aos adjacentes. Define-se, desta forma, o polígono daquele posto;



4º Repete-se o mesmo procedimento para todos os postos;

5º Desconsidera-se as áreas dos polígonos que estão fora da bacia;

6º A precipitação média na bacia é calculada pela expressão:

$$\overline{P} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i \overline{P}_i}{A} \qquad (1)$$

Na qual,

$\overline{P}$ é a precipitação média na bacia (mm);

P_i é a precipitação no posto i (mm);

A_i é a área de influência do posto (km^2);

A é a área total da bacia.

4.3.1.2 Postos Selecionados para Aplicação do Método de Thiessen

A aplicação do método de Thiessen foi realizada para o município de Praia Grande com a determinação da chuva médias do município.

Para a definição da precipitação média que cai sobre as bacias urbanas do município de Praia Grande foram levados em consideração a chuva máxima anual e os totais anuais dos seguintes postos:

Tabela 50 - Postos Pluviométricos

Posto	Código ANA
Gaspar Ricardo	02346091
José Menino	02346189
Humaitá	02346333
Mongaguá	02446001
Melvi	02446019

A delimitação das áreas de influência, aplicando o método de Thiessen, está apresentada na Figura 32.

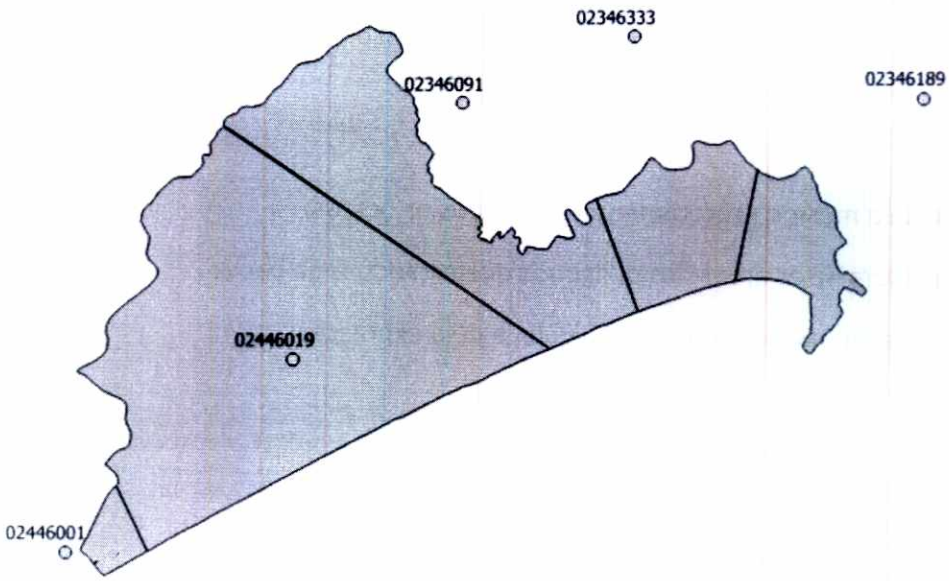


Figura 32 - Delimitação das Áreas de Influência no Município de Praia Grande

Na Tabela 51 a seguir estão os valores das áreas obtidas.

Fls. 624
Proc. 17.617/16

Tabela 51 - Chuvas adotadas e Áreas de Influência Resultantes

Posto	Média das Chuvas Totais Anuais (mm)	Máxima das Chuvas Máximas Anuais (mm)	Área de Influência (km^2)
Gaspar Ricardo	2.713,5	402,3	36,9
José Menino	2.122,2	382,0	9,7
Humaitá	2.106,5	465,3	15,1
Mongaguá	2.302,2	390,4	2,7
Melvi	2.578,7	287,7	82,7
Área Total do Município			**147,0**

Após os cálculos, aplicando a equação (1) chegaram-se aos seguintes valores para o município de Praia Grande:

- precipitação total anual média de 505,8 mm;
- precipitação máxima anual média de 68,5 mm.

4.3.1.3 Postos Selecionados para Análise das Precipitações

A escolha dos postos para a análise das precipitações passou por diversas etapas, começou-se com a comparação dos regimes pluviométricos da região de estudo, por meio de uma correlação preliminar e aproximada entre volumes precipitados e períodos de retorno por meio da análise das chuvas máximas anuais registradas em cada ano hidrológico, compreendido entre os meses de outubro e setembro.

A Tabela 52 a seguir apresentam os dados dos postos pluviométricos localizados em Praia Grande e nas áreas adjacentes, que subsidiaram a escolha dos postos para a análise das chuvas e posterior cálculo da chuva de projeto.

Tabela 52 - Postos pluviométricos adotados

Código ANA	Posto	Localização	Bacia	Altitude
02346091	**Gaspar Ricardo**	São Vicente	Branco	**80 m**
02346189	**José Menino**	Santos	Vertente Atlântica	**10 m**
02346333	**Humaitá**	São Vicente	Vertente Atlântica	**10 m**
02446001	**Mongaguá**	Mongaguá	Vertente Atlântica	**20 m**
02446019	**Melvi**	Praia Grande	Branco	**10 m**

Os valores de precipitação máxima anual foram lançados em função do período de retorno da série histórica de cada um dos postos e os resultados obtidos podem ser vistos na Figura 33 a seguir e a relação de suas alturas pluviométricas máximas anuais na Figura 34.

Como se pode perceber pela Figura 33, os valores não diferem muito de posto para posto, mesmo com as alterações relacionadas à altitude.

É possível notar também, quando analisadas as maiores precipitações ocorridas (vide Figura 34), as mesmas ocorrem, na maioria dos eventos, no mesmo período para os sete postos. Isto é um indício de que os dados são de boa qualidade e poderão ser usados nos estudos estatísticos para a definição da chuva de projeto.

625
7849/16

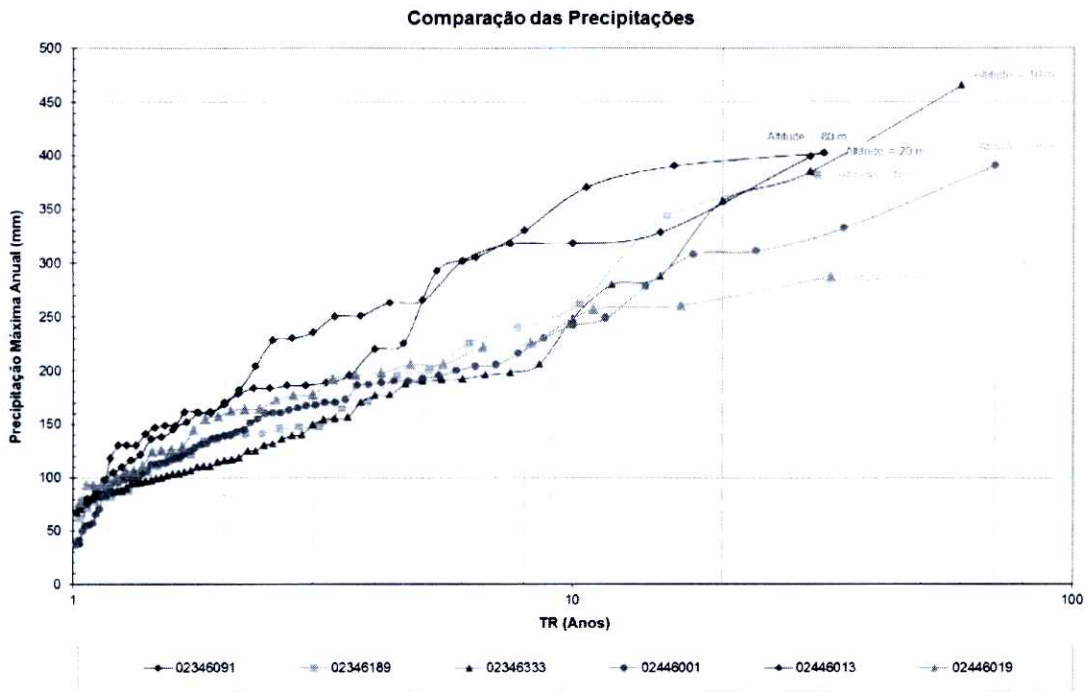


Figura 33 - Comparação das Precipitações de Diversos Postos Pluviométricos da Região de Praia Grande e Adjacências

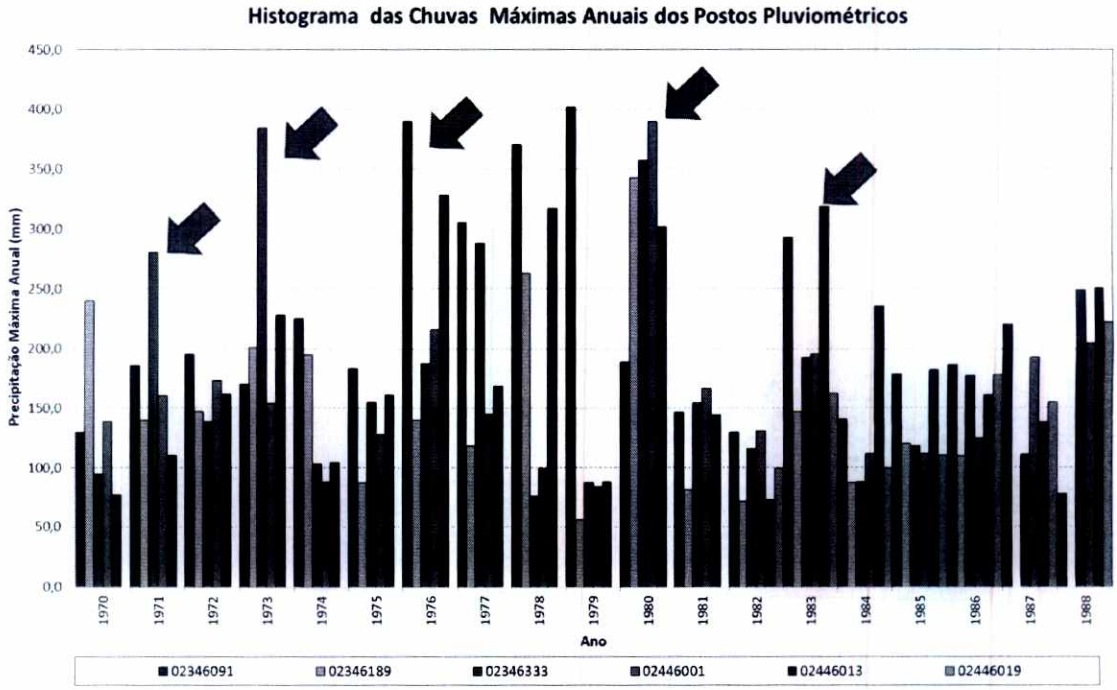


Figura 34 - Histograma de Chuva dos postos Pluviométricos Adotados

Para a continuidade dos estudos seria preciso escolher postos que apresentassem características topográficas similares, como a altitude, por exemplo, mas que também fornecessem regimes pluviométricos semelhantes e que estivessem localizados em áreas urbanizadas.

Portanto foi realizado novamente o processo de escolha dos postos, agora em função da proximidade do local de estudo (área urbanizada do município de Praia Grande), do nível de urbanização e também pela série histórica disponível, resultando nos postos da Tabela 53 e a relação de suas alturas pluviométricas máximas anuais em relação ao período de retorno na Figura 35.

Tabela 53 - Postos pluviométricos adotados para a Área Urbana

Código ANA	Posto	Localização	Bacia	Altitude
02446001	**Mongaguá**	Mongaguá	Vertente Atlântica	**20 m**
02446019	**Melvi**	Praia Grande	Branco	**10 m**

É possível notar, quando analisadas as maiores precipitações ocorridas (vide Figura 36), as mesmas ocorrem, na maioria dos eventos, no mesmo período para os dois postos.

Fls: 626
Proc. 1738916

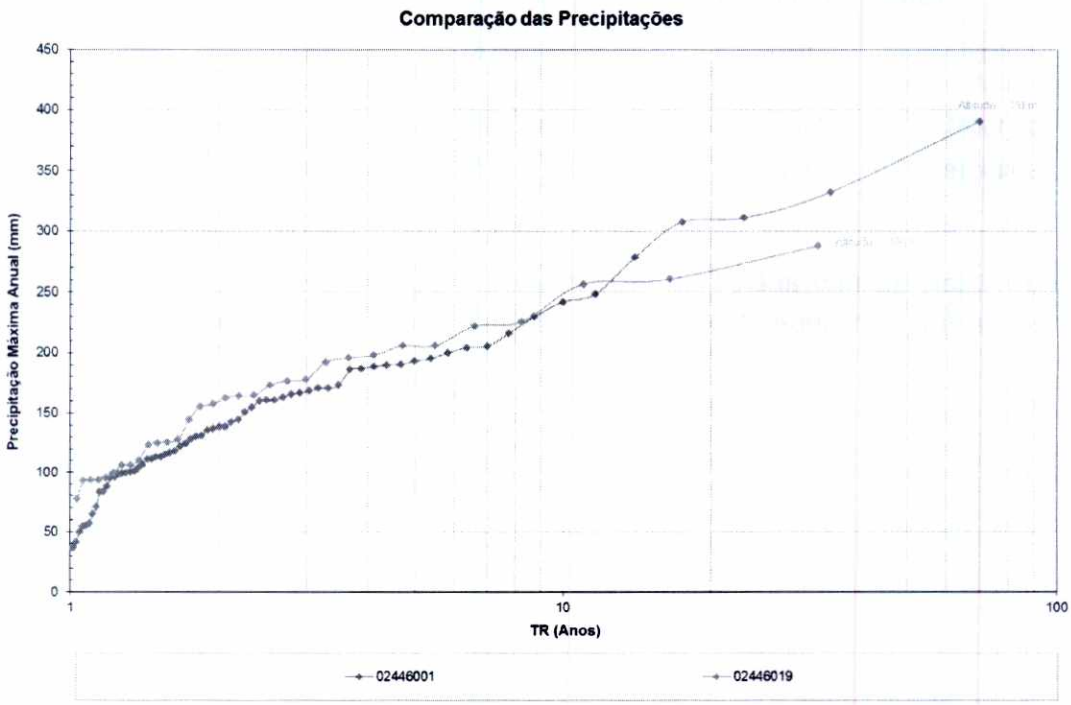


Figura 35 - Comparação das Precipitações de Postos Pluviométricos Adotados para a Análise das Chuvas para Praia Grande

Fls. 627
Proc. 17849/16

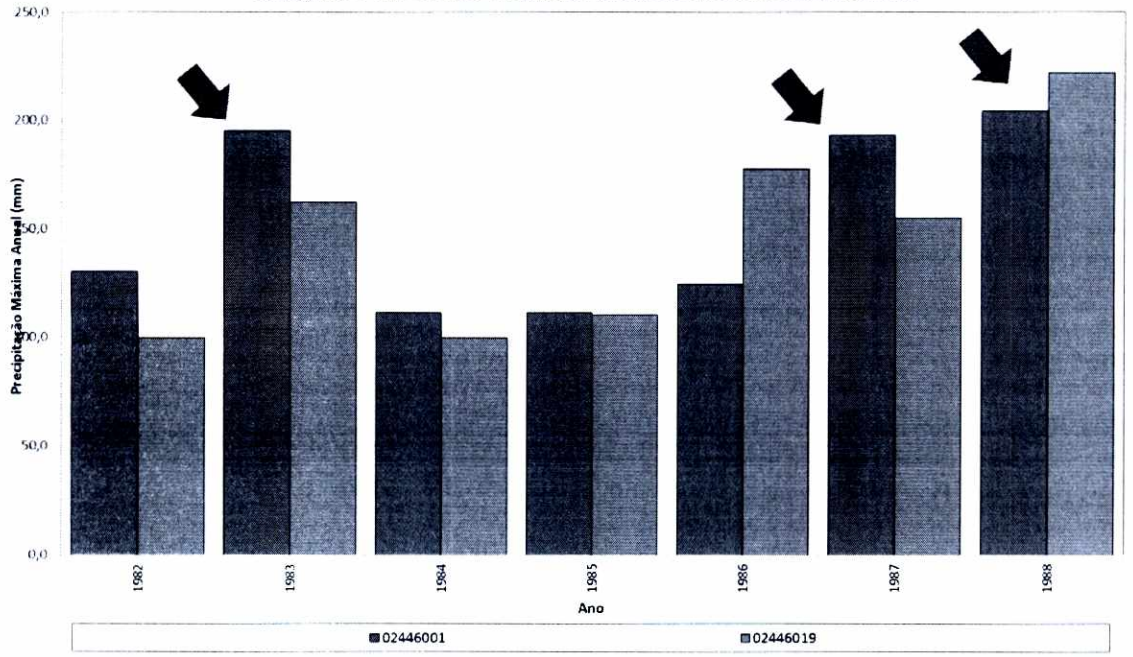


Figura 36 - Histograma de Chuva dos postos Pluviométricos Adotados

4.3.2 Análise de Consistência dos Dados Pluviométricos

A análise de consistência de dados pluviométricos é feita para verificar se os valores disponíveis estão coerentes e isentos de desvios sistemáticos e erros diversos.

Nos itens a seguir, apresentam-se os procedimentos aplicados para verificar a qualidade dos dados levantados.

No primeiro momento foi preciso verificar se os dados pluviométricos eram confiáveis, isto é, se estavam compatíveis com outros tipos de medições hidrológicas, fluviométricas e pluviográficas. A primeira reflete o escoamento dos rios, que quando chove a vazão tende a aumentar e na segunda foram comparados os volumes de chuva medidos pelos dois postos.

Em seguida averiguou-se, pelo método de dupla-massa, o comportamento das chuvas, quanto à existência de descontinuidades nas séries temporais.

Após a análise, as séries históricas que apresentaram falhas foram preenchidas pelo método da regressão linear.

4.3.2.1 Compatibilidade dos Dados Pluviométricos e Fluviométricos

O acréscimo da vazão superficial afluente aos rios geralmente tem como causa a saturação do solo durante os eventos de chuvas.

Neste item o objetivo foi verificar, através dos dados fornecidos, a relação existente entre chuva e vazão.

Desta forma, apresentam-se a seguir os resultados das análises de correlação entre os dados de chuvas de dois postos localizados nos municípios de São Vicente e de Cubatão; e dados de vazões do posto Ponte Preta no rio Cubatão, localizado em Cubatão.

Os postos pluviométricos foram escolhidos em função das suas proximidades ao posto fluviométrico Ponte Preta: o posto Morro do Piche por ser o mais próximo, contribuindo mais instantaneamente para vazão no curso d´água, já o posto Humaitá, por possuir influência sobre o município de Praia Grande, que juntamente com o posto Morro do Piche, influenciarão também no regime do rio.

O período analisado teve início em 01/11/1966 e fim em 30/06/1969. Neste período, para se elaborar a comparação foi escolhido, em cada ano, o mês no qual ocorreu a máxima vazão.

Os postos possuem os seguintes dados:

- Posto pluviométrico 02346333
  - nome: Humaitá
  - município: São Vicente
  - bacia: rio Cubatão
  - altitude: 10 m
  - latitude: -23°57'00"
  - longitude: -46°27'00"
  - dados pluviométricos: ago/1939 – abr/2014

Fls. 623
Proc. 178491/16

- Posto pluviométrico 02346083
  - nome: Morro do Piche
  - município: Cubatão
  - bacia: rio Cubatão
  - altitude: 105 m
  - latitude: -23°53'00"
  - longitude: -46°27'00"
  - dados pluviométricos: nov/1949 – mai/1989

- Posto fluviométrico 80360000
  - nome: Ponte Preta
  - município: Cubatão
  - bacia: rio Cubatão
  - área de drenagem: 131 km^2
  - latitude: -23°53'39"
  - longitude: -46°27'26"
  - dados fluviométricos: nov/1966 – jun/1969

A consistência foi feita no período comum de dados abrangendo anos inteiros de observações, ou seja, nov/1966 a jun/1969. O resultado está apresentado nas figuras a seguir, com a chuva observada representada pela cor rosa e a vazão observada na cor azul.

Analisando os resultados apresentados na Figura 37, percebe-se que, a chuva realmente exerce influência sobre o valor da vazão no rio, pois menos de 1% das observações não possuíam uma relação adequada entre a chuva e a vazão gerada. Portanto, é possível afirmar que os dados destes dois postos analisados são confiáveis, e que o posto pluviométrico Humaitá (02346333) pode ser utilizado para auxiliar os estudos de chuvas para o município de Praia Grande.

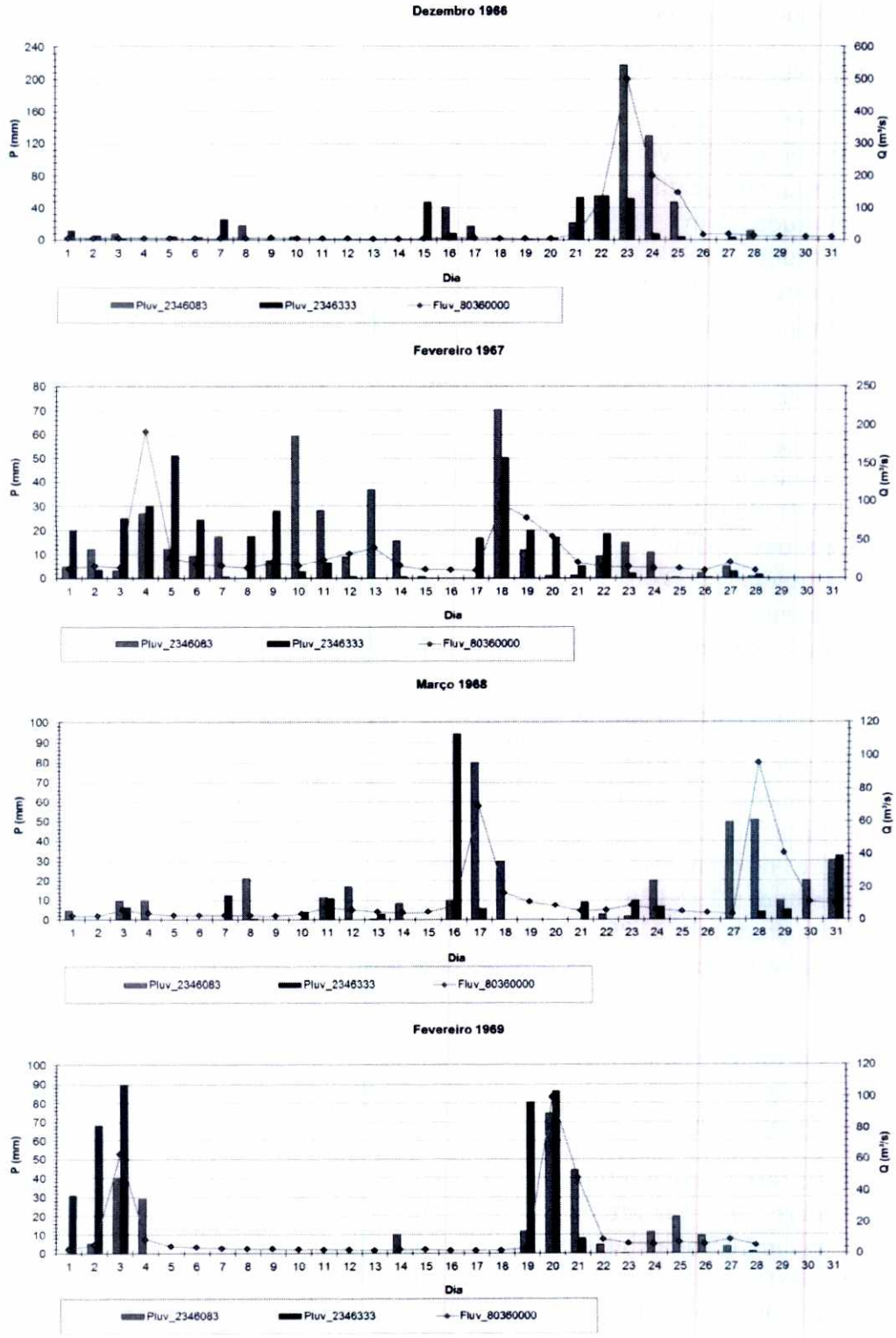


Figura 37 - Compatibilidade entre os dados Fluviométricos e Pluviométricos

4.3.2.2 Compatibilidade dos Dados Pluviométricos e Pluviográficos

Este item tem como objetivo verificar a consistência entre os dados pluviométricos e pluviográficos registrados durante um mesmo evento. Observando os postos pluviométricos e os postos pluviográficos levantados para a região, é comum o posto Itanhaém (02446003), portanto, a consistência dos dados foi realizada considerando este posto.

A consistência foi feita no período comum de dados pluviográficos e pluviométricos. Neste período, foram selecionados os eventos significativos registrados no pluviógrafo, sendo considerados eventos significativos aqueles nos quais foi registrada a máxima intensidade pluviométrica anual para as durações de 10, 20, 30, 60, 120, 180, 360, 720, 1080 e 1440 minutos.

Entre os eventos significativos, foi selecionado aleatoriamente um para cada ano do período comum de dados. O total de chuva registrado nesses eventos foi comparado com a chuva total armazenada no pluviômetro no mesmo período. Os resultados encontram-se nos itens seguintes.

Posto Itanhaém (02446003)

Os dados do posto são os seguintes:

Fls. 629
1734/16

- nome: Itanhaém
- município: Itanhaém
- altitude: 3 m
- latitude: 24°11'00"
- longitude: 46°48'00"
- dados pluviométricos: set/1938 – set/2004
- dados pluviográficos: jan/1974 – mar/1996

A consistência foi feita no período comum de dados, ou seja, de jan/1974 até mar/1996. Os resultados encontram-se na Tabela 54 a seguir.

Tabela 54 - Posto 02446003 – Dados Pluviométricos e Pluviográficos

11/01/1974	14:40	1820	34,7	34,8	0,3%
18/03/1974	05:10	6630	145,5	145,7	0,1%
29/01/1975	19:40	3390	112,6	114,7	1,8%
12/04/1976	11:00	5510	233,3	238,9	2,3%
20/04/1977	12:20	2350	86,6	88,6	2,3%
29/06/1976	02:00	7850	207,6	211,3	1,8%
05/01/1977	16:20	3910	121,0	122,4	1,1%
06/03/1978	13:00	7410	370,7	367,2	-1,0%
03/09/1979	01:40	5350	129,4	128,7	-0,5%
19/02/1980	13:55	2465	360,0	360,0	0,0%
04/06/1981	16:50	1140	85,1	85,3	0,2%
02/12/1981	14:45	2415	108,7	110,4	1,5%
23/02/1982	17:50	6430	124,1	124,1	0,0%
02/02/1983	02:10	4510	521,8	525,5	0,7%
08/02/1984	08:30	2560	188,9	195,5	3,4%
01/11/1985	20:00	4155	155,4	159,9	2,8%
02/02/1986	21:00	270	103,7	109,0	4,9%
18/01/1987	00:25	995	138,5	137,4	-0,8%
20/02/1988	06:00	900	143,9	152,5	5,6%
18/12/1989	15:20	1420	117,8	118,9	0,9%
20/03/1990	14:00	3480	328,1	335,2	2,1%
05/05/1991	21:00	840	69,1	65,6	-5,3%
18/01/1993	06:45	1165	164,1	183,3	10,5%
06/02/1994	00:00	2850	263,2	255,6	-3,0%
03/02/1995	04:45	285	134,6	156,6	14,0%
22/03/1996	07:40	980	159	154,5	-2,9%

Analisando os resultados apresentados, percebe-se que, na maioria dos eventos, as diferenças existentes entre os dados pluviométricos e pluviográficos são pequenas. Portanto, é possível afirmar que, no posto Itanhaém (02446003), os dados são confiáveis.

4.3.3 Verificação da Homogeneidade dos Dados

Uma série histórica de dados é dita "homogênea" quando as variações climatológicas são causadas exclusivamente pelas condições do tempo. A existência de descontinuidades nas séries temporais podem não mostrar a variabilidade climática da região em estudo.

A verificação da homogeneidade dos dados neste estudo foi feita através de um dos métodos mais conhecidos para a análise de consistência dos dados de precipitação, o método de dupla-massa, desenvolvido pelo Geological Survey (USA).

O principal objetivo deste método é a identificação de mudanças no comportamento da precipitação ao longo do tempo ou no local de observação.

Este método compara os valores acumulados anuais (ou mensais) do posto de medição a que se quer consistir (na ordenada) com os valores da estação de referência, isto é, um posto confiável (na abscissa), durante o mesmo período.

Essa comparação deve ser uma linha reta, indicando a proporcionalidade dos dados. A declividade desta reta ajustada representa a constante de proporcionalidade e quando se observa o alinhamento dos dados segundo uma única reta, indica uma boa consistência dos dados, caso contrário podem ter ocorrido situações adversas, como alterações de condições climáticas ou condições físicas do local, mudança de observador, ou erros sistemáticos de leitura e os dados precisam ser corrigidos.

No presente estudo foram selecionados os postos indicados no item 4.2.1, os quais foram agrupados pelo critério de proximidade e considerando as similaridades climáticas existentes.

Para análise de consistência das séries pluviométricas, foram elaboradas curvas duplo-acumulativas com os registros totais mensais acumulados de um posto contra uma série acumulada representativa de outro posto confiável da mesma região. A análise consistiu em se identificar graficamente os eventuais desvios da série em estudo em relação à série adotada como base de comparação.

Postos Contribuintes ao Município

Na caracterização das chuvas do município de Praia Grande, procurou-se escolher postos que possuíssem influência na região de estudo, portanto para a confiabilidade das análises foi preciso verificar a qualidade dos dados destes postos, por meio da análise de consistência.

Os postos adotados são os que estão citados no item 4.2.1.

Para a obtenção da chuva de projeto do município de Praia Grande, procurou-se escolher um posto que estivesse localizado dentro do município ou nas proximidades. Nesta região encontram-se os postos Mongaguá (02446001) e Melvi (02446019), apesar de estarem em altitudes diferentes possuem comportamento similar em relação às chuvas máximas.

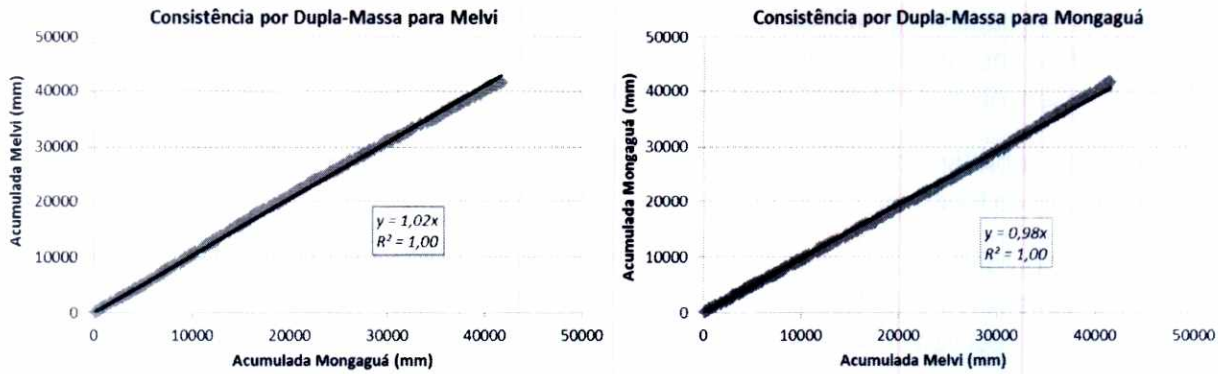


Figura 38 - Análise de Consistência por Dupla-Massa para Melvi e Mongaguá

A Figura 38 mostra que os postos Melvi e Mongaguá apresentam uma boa consistência, apesar de apresentarem leves deslocamentos na série histórica, os quais não comprometem a qualidade dos seus dados, portanto os dados destes dois postos podem ser candidatos para a obtenção da chuva de projeto para a área urbana do município de Praia Grande.

No caso, da determinação da chuva média do município, foi preciso realizar esta consistência para os outros postos citados no item 4.3.1.2.

Foram escolhidos para postos de referência para avaliar a qualidade dos dados, aqueles que apresentassem proximidade entre si ou que estivesses em altitudes similares, pois desta forma estaria garantido o mesmo regime hidrológico. A Figura 39 mostra o resultado da análise para o posto Gaspar Ricardo, o qual também apresenta alguns deslocamentos, não comprometendo a confiabilidade dos dados.

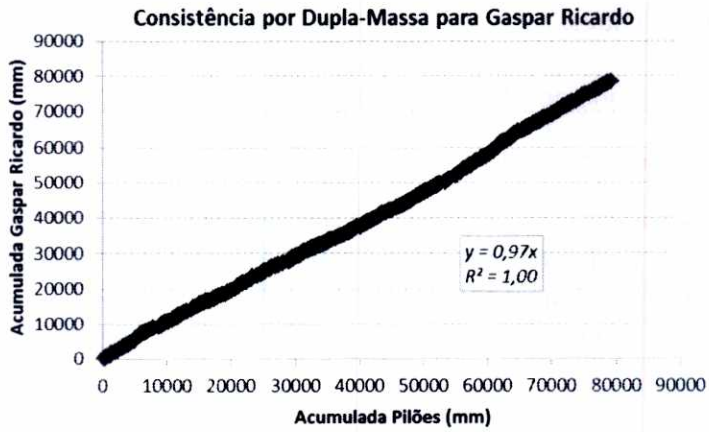


Figura 39 - Análise de Consistência por Dupla-Massa para Gaspar Ricardo

Fls. 631
Proc. 17349/16

Para a verificação da consistência dos postos José Menino e Humaitá, foi adotado como referência o posto São Vicente. O resultado pode ser visualizado na Figura 40, em que nota-se também boa consistência.

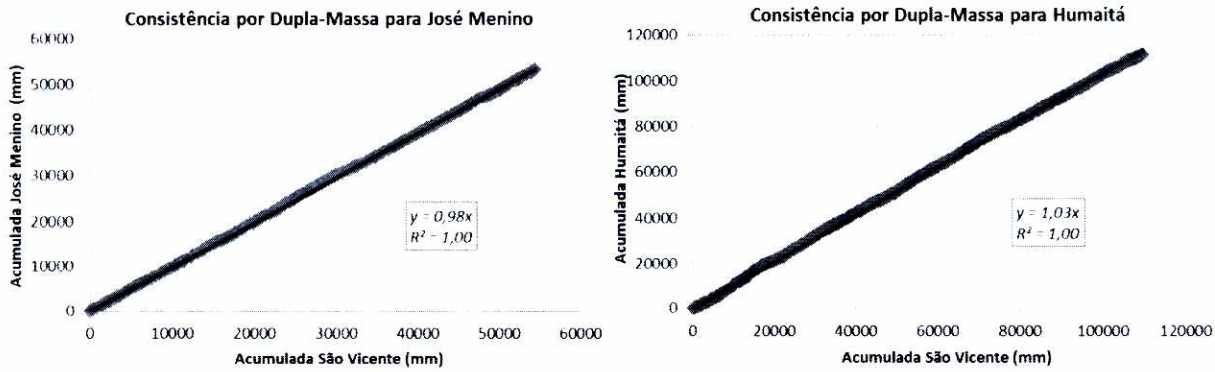


Figura 40 - Análise de Consistência por Dupla-Massa para José Menino e Humaitá

4.3.4 Tratamento dos Dados

As séries históricas podem apresentar falhas, devido muitas vezes a problemas com os aparelhos de medição ou com o operador do posto, nestes casos é possível realizar o preenchimento das falhas, utilizando dados de postos pluviométricos vizinhos.

O método mais simplificado e que traz bons resultados para a geração de dados é o método da regressão linear simples.

Na regressão linear simples, as precipitações são plotadas no plano cartesiano em que o posto com falhas (na ordenada) e de um posto vizinho (na abscissa) são correlacionadas, originando uma equação que representa os pares de pontos, cujos parâmetros são usados para o preenchimento das falhas de observação.

As equações de correlação entre os dados de precipitação de cada par de postos foram obtidas com o ajuste linear e as falhas preenchidas com as equações de maior coeficiente de determinação.

A priori, foi feita uma pesquisa de quais postos seriam mais favoráveis ao preenchimento de falhas para os postos Melvi e Mongaguá. Para isso foram correlacionadas séries de totais pluviométricos mensais dos postos relacionados no item 4.2.1.

Determinação das Correlações

A Figura 41 apresenta as correlações resultantes entre o posto Melvi com os postos Mongaguá, José Menino, Humaitá, Pilões, Gaspar Ricardo, Itanhaém e Banaurea. O resultado indica que estes postos são bastante favoráveis ao preenchimento das falhas do posto Melvi.

Analisando a Figura 41 conclui-se que os postos Gaspar Ricardo e Mongaguá são os mais favoráveis ao preenchimento de falhas do posto Melvi, pois são os que possuem os maiores valores dos coeficientes de determinação.

Fls. 632
Proc. 17849/16
FCTH

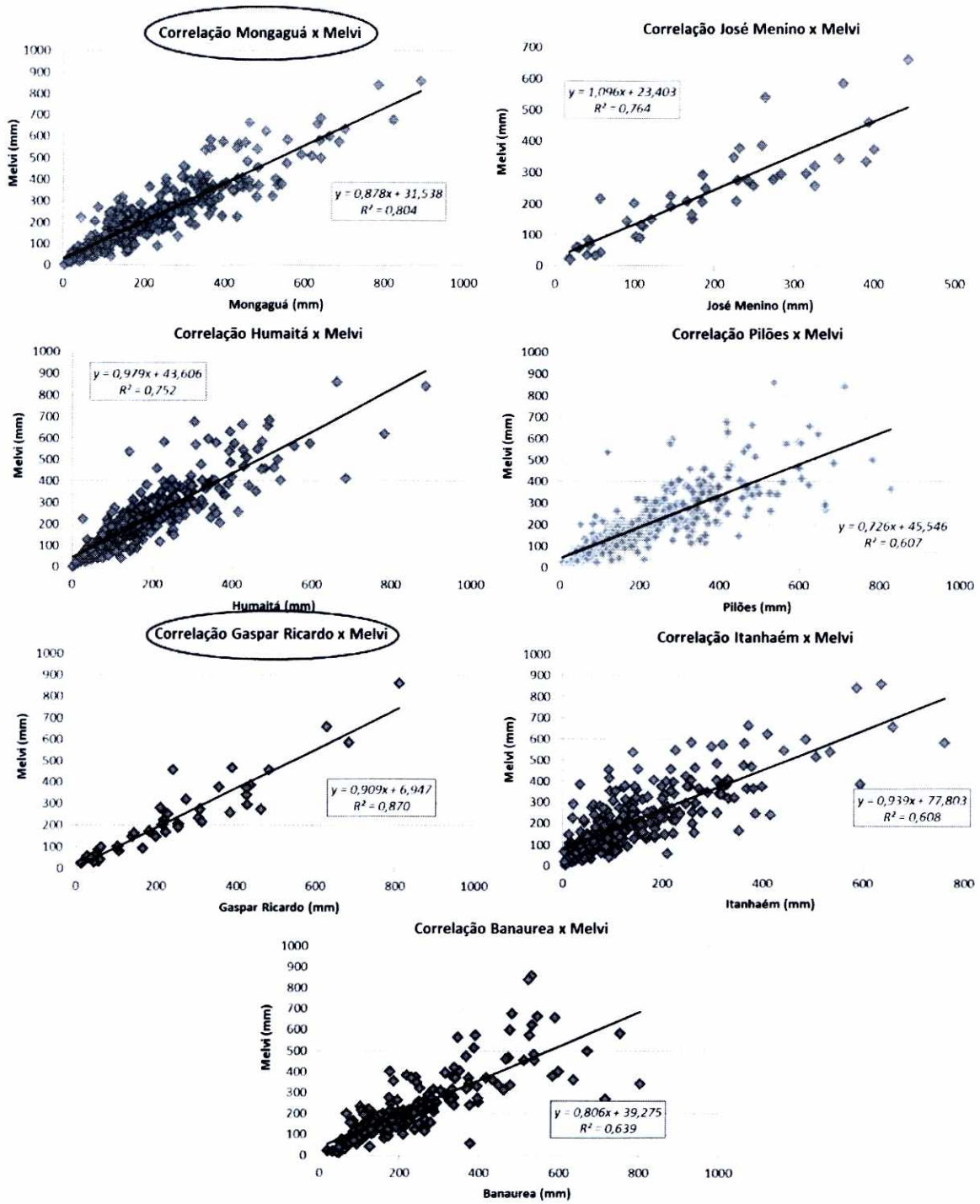


Figura 41 - Postos Candidatos ao Preenchimento de Falhas do Posto Melvi

Para o posto Mongaguá as melhores correlações ocorreram com os postos Melvi e José Menino. O maior coeficiente de terminação ocorreu para o Posto Melvi, portanto será o posto escolhido para preenchimento das falhas.

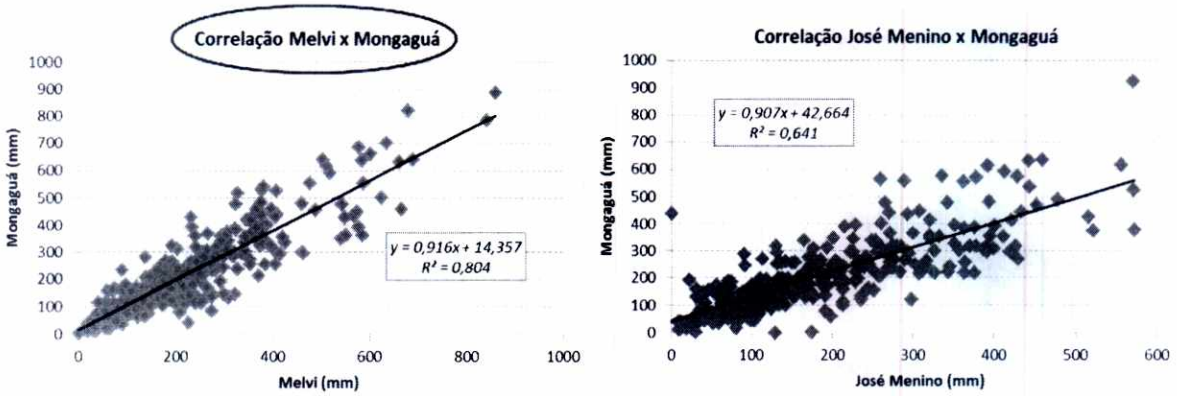


Figura 42 - Postos Candidatos ao Preenchimento de Falhas do Posto Mongaguá

Depois de selecionado os postos candidatos, foram feitas correlações com os dados de precipitações máximas mensais para confirmar a seleção e os resultados são apresentados a seguir.

A Figura 43 apresenta as correlações para o preenchimento das falhas do posto Melvi, verificou-se que o posto Gaspar Ricardo apresenta a melhor correlação para o preenchimento das falhas do posto Melvi.

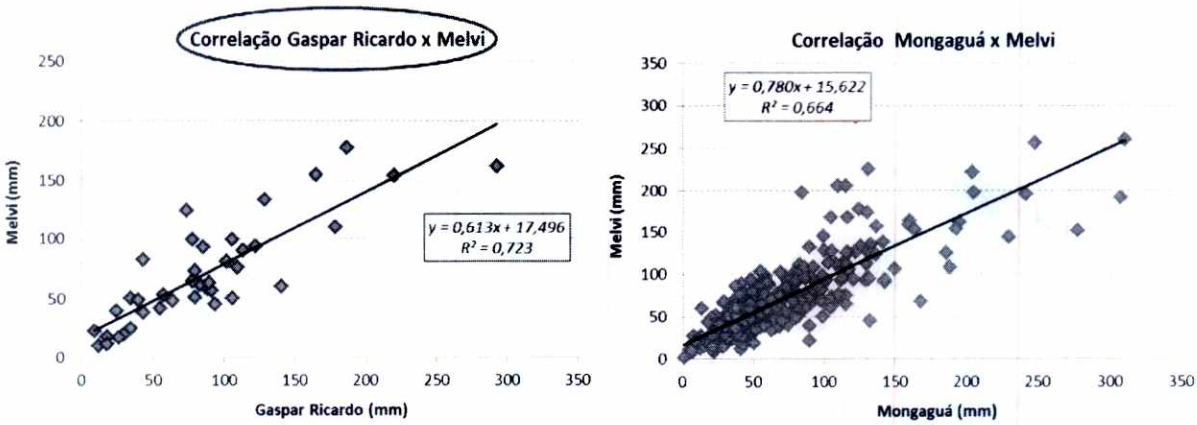


Figura 43 - Correlações para o Preenchimento de Falhas do Posto Melvi

Para o posto Mongaguá não foi possível obter uma correlação satisfatória, coeficientes de determinação menores que 0,70 não são recomendáveis, pois normalmente não geram dados suficientemente confiáveis para os cálculos estatísticos no momento da determinação da chuva de projeto. Portanto, a série pluviométrica deste posto não será preenchida.

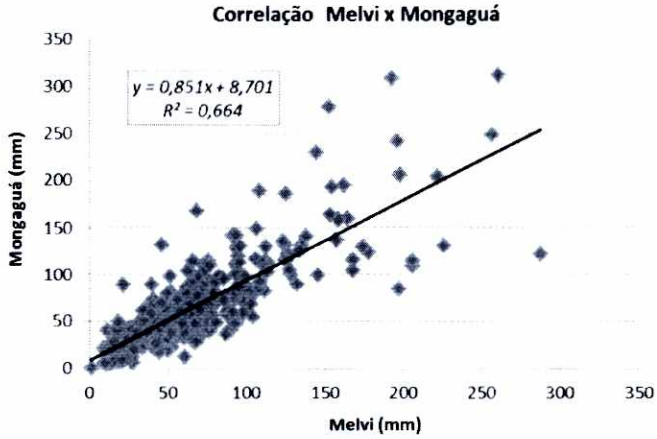


Figura 44 - Correlações para o Preenchimento de Falhas do Posto Mongaguá

4.3.5 Extensão da Série Original e Preenchimento das Falhas

A série histórica do posto Melvi foi preenchida pelas correlações apresentadas na Figura 43. A série histórica original deste posto apresenta ***trinta e um anos*** com dados completos e alguns meses com falhas.

As falhas foram preenchidas pela correlação com o posto Gaspar Ricardo, pois foi a que apresentou o maior coeficiente de determinação (R^2=0,723).

Além do preenchimento das falhas, verificou-se a possibilidade da extensão da série para anos anteriores, utilizando o posto Gaspar Ricardo totalizando no final uma série histórica de ***69 anos*** para o posto Melvi.

4.3.6 Verificação da Continuidade da Homogeneidade

Depois de preenchida e estendida a série do posto Melvi, foi novamente verificada a permanência da homogeneidade da série modificada em relação à série histórica original.

O resultado pode ser visualizado na Figura 45 e percebe-se que houve uma pequena mudança significativa no comportamento das precipitações com o preenchimento das falhas e com a extensão da série histórica, pois a o coeficiente angular da reta apresentou uma diferença em torno de 5% em relação à análise anterior.

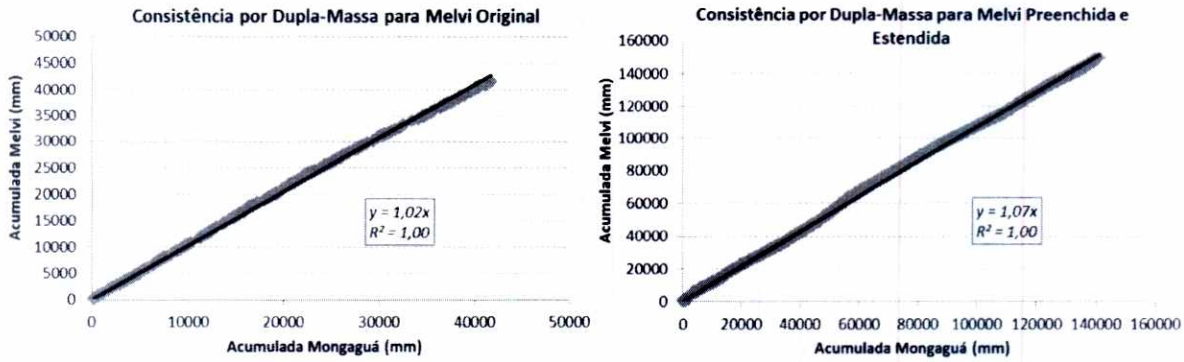


Figura 45: Verificação da Continuidade da Homogeneidade para Melvi

4.3.7 Chuva de Projeto

As chuvas de projeto são obtidas a partir de uma determinada duração e frequência, considerando o risco pré-determinado e a vida útil da obra.

A equação de chuvas intensas é utilizada para o cálculo de chuvas de projeto, que associa uma intensidade máxima média de precipitação com determinada duração e período de retorno.

Equações Intensidade - Duração - Frequência

Em um Plano de Drenagem devem-se analisar as chuvas intensas na região. Isso é feito geralmente conhecendo-se as chamadas Equações IDF (Intensidade - Duração - Frequência).

Essas equações são calculadas quando se dispõe de dados históricos pluviográficos, ou seja, dados da chuva em pequenos intervalos de tempo, em geral de no mínimo 5 minutos, na falta destes, pode-se utilizar dados de pluviômetros, empregando a metodologia de desagregação de chuvas a partir dados de precipitação máxima diária anual.

O município de Praia Grande não possui uma equação IDF e não é monitorado por nenhum posto pluviográfico, e o mais próximo é do município de Itanhaém, mas a cidade também não possui uma Equação IDF. O município mais próximo e que dispões de uma IDF é o município de Cubatão, assim poderia ser utilizada esta equação.

Entretanto, atualmente, para estudos de macrodrenagem é aconselhável um exame mais representativo das precipitações máximas ocorridas da região, pois as IDF são específicas para projetos de microdrenagem, portanto ao invés da adoção de uma IDF pré-estabelecida, foi realizada uma análise estatística das precipitações máximas ocorridas no município de Praia Grande.

É de grande interesse para a hidrologia o conhecimento das características das precipitações, para o dimensionamento das estruturas hidráulicas que atuem no controle de cheias e inundações, no abastecimento de água, no sistema de drenagem urbana, na ocupação e uso do

Fls. 634
Proc. 17349/12

solo e na modelagem e controle da erosão do solo. Assim facultando o conhecimento da magnitude das enchentes e inundações que podem acontecer com uma determinada frequência, levando ao conhecimento das *precipitações máximas* esperadas.

O período de retorno (ou tempo de recorrência) de um evento pode ser entendido como o tempo médio (em anos) em que esse evento é igualado ou superado pelo menos uma vez. É definido como:

$$T = \frac{1}{F} \qquad (2)$$

Na qual,

T = período de retorno, em anos;

F = frequência de um evento hidrológico.

Normalmente as séries históricas existentes possuem quantidade de dados insuficientes para estimar-se com precisão a probabilidade de ocorrência de uma chuva crítica de períodos de retorno altos, nesses casos deve-se ajustar aos dados observados uma distribuição de probabilidades para que se obtenha o valor esperado.

É importante salientar o caráter não-cíclico dos eventos randômicos, ou seja, uma enchente com período de retorno de 100 anos (que ocorre, em média, a cada 100 anos) pode ocorrer no próximo ano, ou pode não ocorrer nos próximos 200 anos, ou ainda, pode ser superada diversas vezes nos próximos 100 anos.

4.3.8 Estatística de Extremos

Os dados hidrológicos apresentam variações sazonais que podem ser irregulares e onde ocorrem extremos e diferentes sequências de valores que caracterizam as variáveis como aleatórias. Assim, variáveis hidrológicas estarão sempre associadas a uma probabilidade de ocorrência e técnicas estatísticas são aplicadas para avaliar a ocorrência de fenômenos hidrológicos com determinada magnitude.

Não se trata, portanto, de previsão de valores, e sim de ***estimativa de risco*** ou ainda de probabilidade de ocorrência.

Uma distribuição de probabilidade é definida a partir da frequência relativa de uma variável acumulada sobre esta variável.

As distribuições de probabilidades notáveis que usualmente se adaptam aos extremos na hidrologia são:

- **Normal**

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right], \text{para } -\infty < x < \infty \quad (3)$$

sendo μ a média e σ o desvio padrão da amostra. A função de probabilidade acumulada é dada por:

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(x)dx = p(X \leq x) \quad (4)$$

O cálculo desta integral é feito numericamente através da seguinte mudança de variável:

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma} \quad (5)$$

- **Log Normal (2 parâmetros)**

$$f(x) = \frac{\exp\left[-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right]}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}}, \text{para } x > 0 \quad (6)$$

na qual $y = \ln(x)$

- **Gumbel (2 parâmetros)**

$$f(x) = \alpha \exp\left[y - e^y\right] \text{ sendo que } y = -\alpha\exp(x-\beta) \quad (7)$$

$$\text{na qual : } \alpha = \frac{1{,}2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0{,}45\sigma$$

- **Gama**

$$f(x) = \frac{|\alpha| e^{-\alpha x} (\alpha x)^{\lambda-1}}{\Gamma(\lambda)} \quad (8)$$

na qual: $\alpha = \mu / \sigma^2$

$$\lambda = \mu^2 / \sigma^2$$

Fls. 635
Proc.

- **Log Pearson II (2 parâmetros)**

$$f(x) = \frac{\lambda^{\beta} (x-\varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\varepsilon)}}{\Gamma(\beta)} \quad (9)$$

na qual :

$\Gamma(\beta)$ é a função gama e $x > \varepsilon$.

$$\lambda = \frac{s}{\sqrt{\beta}}$$

$$\beta = \left(\frac{2}{g}\right)^2$$

$$\varepsilon = \bar{x} - s\sqrt{\beta}$$

$$\Gamma(\beta+1) = \sqrt{2\pi\beta}\beta^{\beta} e^{-\beta}\left(1 + \frac{1}{12\beta} + \frac{1}{288\beta^2} - \frac{139}{51840\beta^3}\right)$$

$$\Gamma(\beta+1) = \beta\Gamma(\beta)$$

Sendo g o coeficiente de assimetria da série.

- **Log Pearson III (3 parâmetros)**

$$f(x) = \frac{\left(\frac{\ln(x)-\gamma}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln(x)-\gamma}{\alpha}\right)}{\alpha x \Gamma(\beta)}, \text{ para } \beta > 1 \text{ e } 1/\alpha > 0 \quad (10)$$

Com $y = \ln(x)$

$$\beta = (2/\gamma_y)^2 \quad \lambda = \sigma_y / raiz(\beta) \quad \varepsilon = \mu_y - \lambda\beta$$

γ_y = assimetria

Neste estudo foram adotadas na análise estatística, as distribuições: Normal, Log Normal, Gama, Log Pearson III e Gumbel.

Para o ajuste de uma série hidrológica a uma distribuição probabilística, é necessário que a mesma apresente algumas características que vão garantir a confiabilidade dos resultados. A série deve ser estacionária, aleatória, homogênea, independente, ausente de pontos discrepantes (*outliers*), bem como aderente à distribuição teórica admitida.

Uma série temporal é considerada estacionária quando os parâmetros estatísticos (média, variância e covariância) não variam no tempo, quer dizer que o comportamento das chuvas não se altera com o passar do tempo.

A aleatoriedade verifica se as flutuações ocorridas na série de dados são decorrentes de causas naturais e a homogeneidade determina se os dados amostrados são provenientes de uma única população.

Já a suposição de independência avalia se a ocorrência de um evento de chuva é influenciada ou não pela ocorrência de outro evento.

Foram efetuados testes estatísticos com as séries das chuvas máximas diárias anuais por ano hidrológico com o objetivo de verificar a estacionariedade (Teste de Spearman), homogeneidade (Teste Mann-Kendall), independência (Teste Kendall) e aleatoriedade (Teste da Alternância), bem como, a presença de *outliers* inferior e superior, segundo o método de Grubbs e Beck (NAGHETTINI, 2007).

Em seguida, foram ajustadas distribuições de probabilidade (Normal, Log Normal, Gama, Log Pearson III e Gumbel), sendo que os parâmetros estatísticos para tais ajustes foram calculados pelo Método dos Momentos-L.

Fls. 636
Proc. 17649/16

O teste de aderência adotado para verificar o ajuste dos modelos probabilísticos à série de máximos diários de chuva por ano hidrológico foi o Teste de Filliben e a escolha da distribuição mais adequada foi auxiliada pelo aplicativo SEAF - Sistema Especialista para Análise de Frequência de Eventos Hidrológicos Máximos Anuais (CÂNDIDO, 2003).

Assim, com a distribuição probabilística selecionada, conseguiu-se a correlação entre as chuvas diárias observadas e suas recorrências.

Foram elaborados estudos em função dos dados da série histórica dos seguintes postos operados pelo DAEE (Departamento de Água e Energia Elétrica do Estado de São Paulo):

- Melvi (02446019) em Praia Grande localizado na bacia do rio Branco para o período de out/1957 a abr/2014, série estendida;
- Mongaguá (02346001) em Praia Grande localizado na bacia da Vertente Atlântica, para o período de jan/1937 a jun/2014.

A partir das séries históricas de chuvas máximas mensais foi possível calcular também os parâmetros estatísticos como: média, máximo, mínimo, amplitude, mediana, moda, variância e o desvio-padrão das séries.

A posição de plotagem ou probabilidade de excedência do i-ésimo valor da amostra é a probabilidade empírica P(xi) atribuída a esse valor xi para 1 > P(xi) > 0, os resultados obtidos para os postos estudados podem ser verificados nas Figuras 40, 41 e 42.

$$P(x_i) = \frac{i - a}{N - 2a + 1} \tag{11}$$

Na qual,

x_i : i-ésimo valor da série de chuvas máximas;

i : ordem do valor máximo ou posição de plotagem (1, 2, ... , N);

N : número total de valores máximos ou número de observações;

a : constante função do tipo de distribuição (Weibull, Chow, Mediana, Blom, Cunnane ou Hazen).

Tabela 55 - Posições de Plotagem

a	Posição de Plotagem	
0,0000	Weibull	Utilizada pelo US Water Resources Council
0,3000	Chow	Parâmetros da distribuição são conhecidos a priori
0,3175	Mediana	
0,3750	Blom	
0,4000	Cunnane	Existem artigos técnicos recentes que indicam esta posição de plotagem
0,5000	Hazen	Quando os parâmetros da distribuição são estimados a partir da amostra

Como o período de retorno é o inverso da probabilidade de excedência, este também pode ser estimado a partir de uma distribuição probabilística.

Estes períodos de retorno serão utilizados como pontos de "referência" para o processo de ajuste das distribuições probabilísticas. Esses pontos nada mais são que os eventos observados e a distribuição probabilística que se aderir melhor a eles, será a escolhida para a determinação da chuva de projeto do município de Praia Grande. Para o presente estudo optou-se por utilizar a distribuição de Weibulll, pois é usada extensivamente em estudos que envolvam dados hidrometeorológicos devido a sua versatilidade, simplicidade e bons resultados.

Os valores da precipitação de projeto foram então, determinados a partir de uma das distribuições probabilísticas citadas no item 4.3.8. Entretanto, não existe até o momento uma metodologia que indique a melhor distribuição.

POSTO MELVI SÉRIE ESTENDIDA

Parâmetros Estatísticos

Tabela 56 - Posto 02446019 – Melvi

Medidas – Chuvas Máximas Mensais	
Tamanho da Amostra	**69**
Média (mm)	**140,4**
Máximo (mm)	**287,7**
Mínimo (mm)	**40,4**
Amplitude (mm)	**247,3**
Mediana (mm)	**126,0**
Moda (mm)	**111,2**
Variância (mm^2)	**3276,6**
Desvio Padrão (mm)	**57,2**
Assimetria	**0,7**

Fls. 637
Proc. 17849/16

Testes Não Paramétricos

Tabela 57 - Testes de Independência, Homogeneidade, Estacionariedade e Aleatoriedade

Teste de Independência	Teste de Homogeneidade	Teste de Estacionariedade
Teste de Kendall: Coef. Corr. Kendall : 0,1747 Estatística Z : 2,1016 Valor limiar de | Z | : 1,9600 Nível de Significância : 5% Z > | Z | => dados dependentes	**Teste de Mann-Kendall:** Estatística U : 3,2581 Valor limiar de | U | : 1,9600 Nível de Significância : 5% U >| U | => dados não homogêneos	**Teste de Spearman:** Estatística | T | : 3,0451 Valor limiar de T : 1,9600 Nível de Significância : 5% | T | > T => dados não estacionários
	Teste de Aleatoriedade	
	Teste da Alternância: Nº de Alternâncias : 43 E[p] : 45,6667 V[p] : 3,4561 Estatística T : 0,7716 Valor limiar de | T | : 1,9600 Nível de Significância : 5% T < | T | => dados aleatórios	

Tabela 58 - Teste de Presença de Outliers

Teste Grubbs & Beck	
Limite superior :	**Limite inferior :**
LS : 427,8	LI : 39,1
Máx : 277,7	Mín : 40,4
Nível de Significância : 5%	Nível de Significância : 5%
Máx < LS => não há outlier	Mín > LI => não há outlier

Analisando os resultados dos testes não paramétricos para o posto Melvi com a série estendida, nota-se que os dados apresentam dependência, não homogeneidade e não estacionariedade, portanto a série estendida não poderá ser utilizada para a geração da chuva de projeto.

Para a continuidade dos estudos será utilizada a série original do posto Melvi sem a extensão.

POSTO MONGAGUÁ

Parâmetros Estatísticos

Tabela 59 - Posto 02446001 – Mongaguá

Medidas – Chuvas Máximas Mensais	
Tamanho da Amostra	**69**
Média (mm)	**146,3**
Máximo (mm)	**390,4**
Mínimo (mm)	**50,0**
Amplitude (mm)	**340,4**
Mediana (mm)	**136,0**
Moda (mm)	**139,0**
Variância (mm^2)	**4846,0**
Desvio Padrão (mm)	**69,6**
Assimetria	**1,2**

Testes Não Paramétricos

Tabela 60 - Testes de Independência, Homogeneidade, Estacionariedade e Aleatoriedade

Teste de Independência	Teste de Homogeneidade	Teste de Estacionariedade
Teste de Kendall: Coef. Corr. Kendall : 0,0729 Estatística Z : 0,8734 Valor limiar de | Z | : 1,9600 Nível de Significância : 5% Z < | Z | => dados independentes	**Teste de Mann-Kendall:** Estatística U : 2,4603 Valor limiar de | U | : 1,9600 Nível de Significância : 5% U >| U | => dados não homogêneos	**Teste de Spearman:** Estatística | T | : 2,5844 Valor limiar de T : 1,9600 Nível de Significância : 5% | T | > T => dados não estacionários
	Teste de Aleatoriedade	
	Teste da Alternância: Nº de Alternâncias : 39 E[p] : 45,6667 V[p] : 3,4561 Estatística T : -1,9290 Valor limiar de | T | : 1,9600 Nível de Significância : 5% T < | T | => dados aleatórios	

Tabela 61 - Teste de Presença de Outliers

Teste Grubbs & Beck	
Limite superior :	**Limite inferior :**
LS : 496,6	LI : 37,7
Máx : 390,4	Mín : 50,0
Nível de Significância : 5%	Nível de Significância : 5%
Máx < LS => não há outlier	Mín > LI => não há outlier

Fls. 631
Proc. 1784976

Analisando os resultados dos testes não paramétricos para o posto Mongaguá, nota-se que os dados não são homogêneos e nem estacionários, portanto este posto não poderá ser utilizado para a geração da chuva de projeto.

Continuando com os estudos estatísticos, seguem na sequência os cálculos realizados para o posto Melvi sem a extensão, devido às inconsistências encontradas nos testes não paramétricos na série estendida, o que tornaria a determinação da chuva de projeto não confiável.

POSTO MELVI SÉRIE ORIGINAL

Parâmetros Estatísticos

Tabela 62 - Posto 02446019 – Melvi

Medidas – Chuvas Máximas Mensais	
Tamanho da Amostra	**32**
Média (mm)	**159,5**
Máximo (mm)	**287,7**
Mínimo (mm)	**77,5**
Amplitude (mm)	**210,2**
Mediana (mm)	**159,8**
Moda (mm)	**---**
Variância (mm^2)	**3032,0**
Desvio Padrão (mm)	**55,1**
Assimetria	**0,5**

Testes Não Paramétricos

Tabela 63 - Testes de Independência, Homogeneidade, Estacionariedade e Aleatoriedade

Teste de Independência	Teste de Homogeneidade	Teste de Estacionariedade
Teste de Kendall: Coef. Corr. Kendall : -0,1957 Estatística Z : 1,5297 Valor limiar de | Z | : 1,9600 Nível de Significância : 5% Z < | Z | => dados independentes	**Teste de Mann-Kendall:** Estatística U : 0,2108 Valor limiar de | U | : 1,9600 Nível de Significância : 5% U <| U | => dados homogêneos	**Teste de Spearman:** Estatística | T | : 0,3245 Valor limiar de T : 1,9600 Nível de Significância : 5% | T | < T => dados estacionários
	Teste de Aleatoriedade	
	Teste da Alternância: Nº de Alternâncias : 23 E[p] : 21,0000 V[p] : 2,3167 Estatística T : 0,8633 Valor limiar de | T | : 1,9600 Nível de Significância : 5% T < | T | => dados aleatórios	

Tabela 64 - Teste de Presença de Outliers

Teste Grubbs & Beck	
Limite superior :	**Limite inferior :**
LS : 427,8	LI : 39,1
Máx : 277,7	Mín : 40,4
Nível de Significância : 5%	Nível de Significância : 5%
Máx < LS => não há outlier	Mín > LI => não há outlier

Analisando os resultados dos testes não paramétricos para o posto Melvi com a série original, nota-se que os dados apresentam independência e homogeneidade, portanto a série original poderá ser utilizada para a geração da chuva de projeto.

Posição de Plotagem

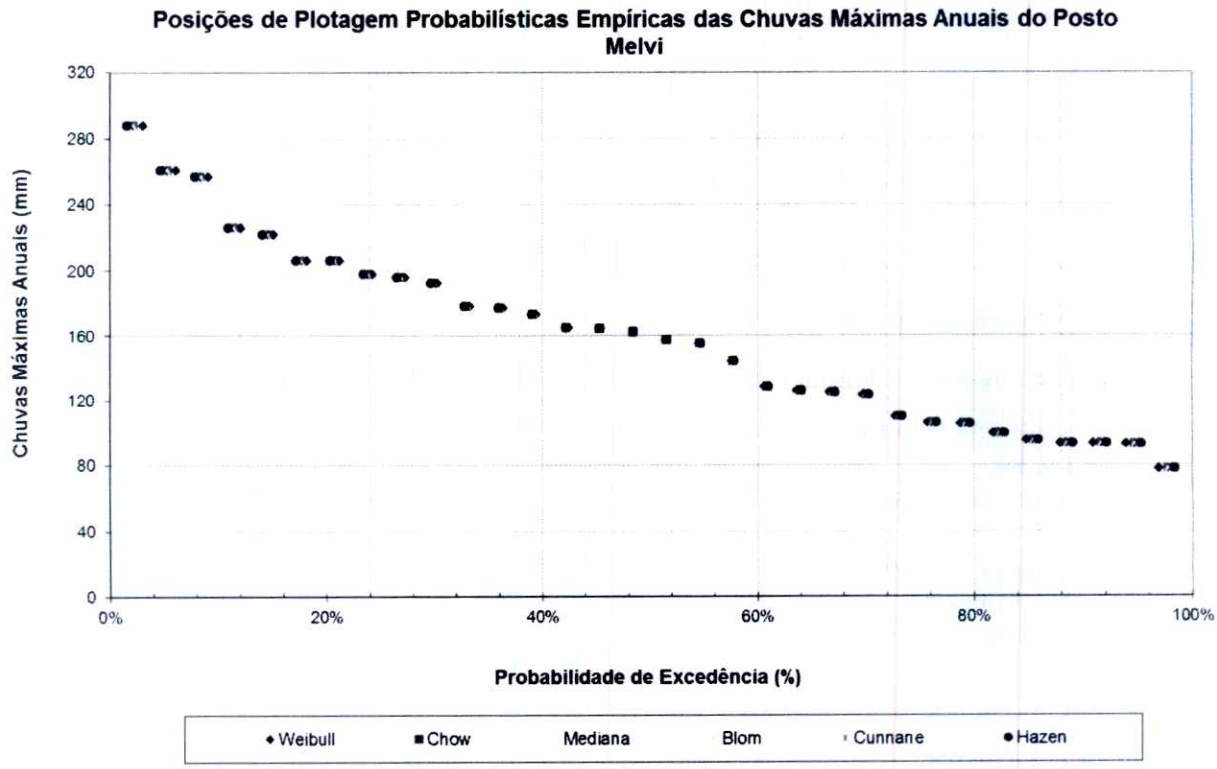


Figura 46 - Posição de Plotagem – Probabilidades empíricas das chuvas máximas anuais do Posto – 02446019 – Vila Melvi

Os períodos de retorno são apresentados na Tabela 65 e Figura 47.

Fls. 634
Proc. 7634/16

Tabela 65 - Período de Retorno - Posto Melvi - 02446019

Posto Melvi - 02446019							
Ordem i	Chuva máxima anual (mm) ordenada decresc.	Período de Retorno (Anos)					
		Weibull	Chow	Mediana	Blom	Cunnane	Hazen
		0,0000	0,3000	0,3175	0,3750	0,4000	0,5000
1	287,7	33	46	47	52	54	64
2	260,4	17	19	19	20	20	21
3	256,5	11	12	12	12	12	13
4	226,0	8	9	9	9	9	9
5	222,0	7	7	7	7	7	7
6	206,1	6	6	6	6	6	6
7	206,0	5	5	5	5	5	5
8	198,0	4	4	4	4	4	4
9	196,0	4	4	4	4	4	4
10	192,5	3	3	3	3	3	3
11	177,8	3	3	3	3	3	3
12	176,8	3	3	3	3	3	3
13	173,0	3	3	3	3	3	3
14	164,4	2	2	2	2	2	2
15	163,9	2	2	2	2	2	2
16	162,3	2	2	2	2	2	2
17	157,2	2	2	2	2	2	2
18	155,0	2	2	2	2	2	2
19	144,4	2	2	2	2	2	2
20	128,3	2	2	2	2	2	2
21	126,0	2	2	2	2	2	2
22	125,2	2	1	1	1	1	1
23	123,6	1	1	1	1	1	1
24	110,4	1	1	1	1	1	1
25	106,2	1	1	1	1	1	1
26	105,9	1	1	1	1	1	1
27	99,6	1	1	1	1	1	1
28	95,3	1	1	1	1	1	1
29	93,5	1	1	1	1	1	1
30	93,3	1	1	1	1	1	1
31	93,0	1	1	1	1	1	1
32	77,5	1	1	1	1	1	1

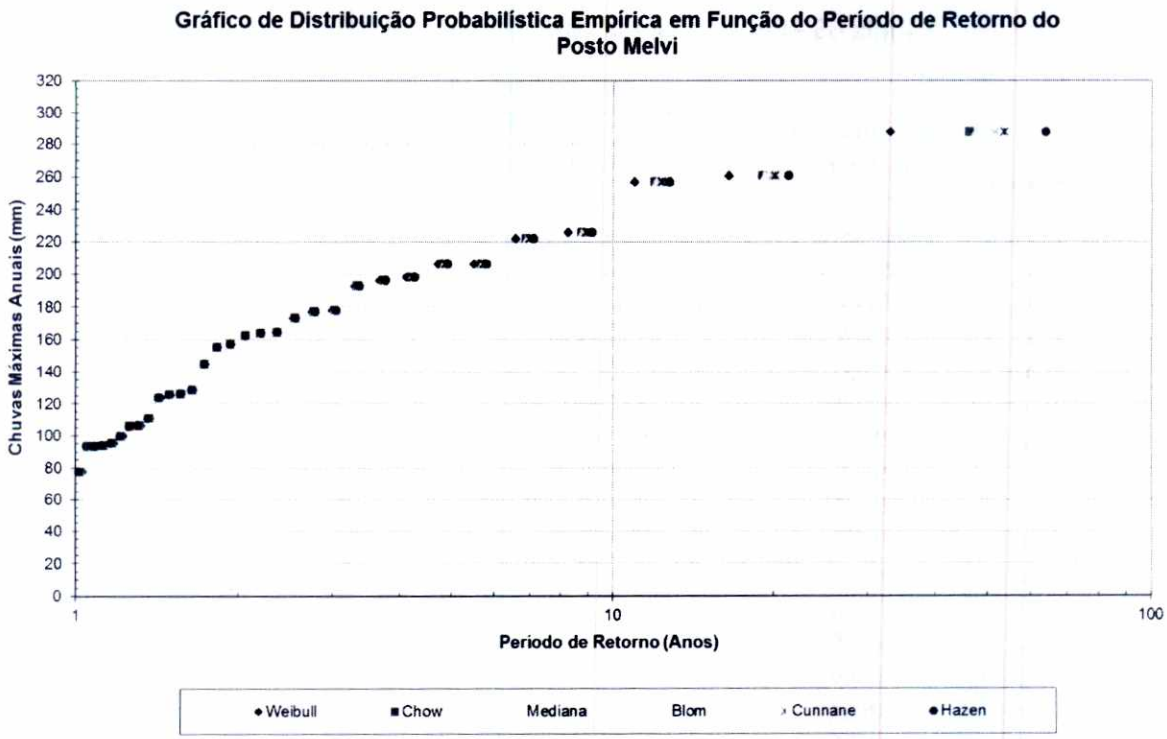


Figura 47 - Distribuição Probabilística Empírica em função do Período de Retorno – Posto Melvi - 02446019

Ajuste da Distribuição Probabilística

Os resultados dos cálculos para verificar qual a distribuição probabilística que melhor se ajusta aos dados de chuva observados podem ser visualizados graficamente pela Figura 48 e os valores das precipitações obtidas em função dos períodos de retorno para cada uma das distribuições estudadas estão presentes na Tabela 66 a seguir.

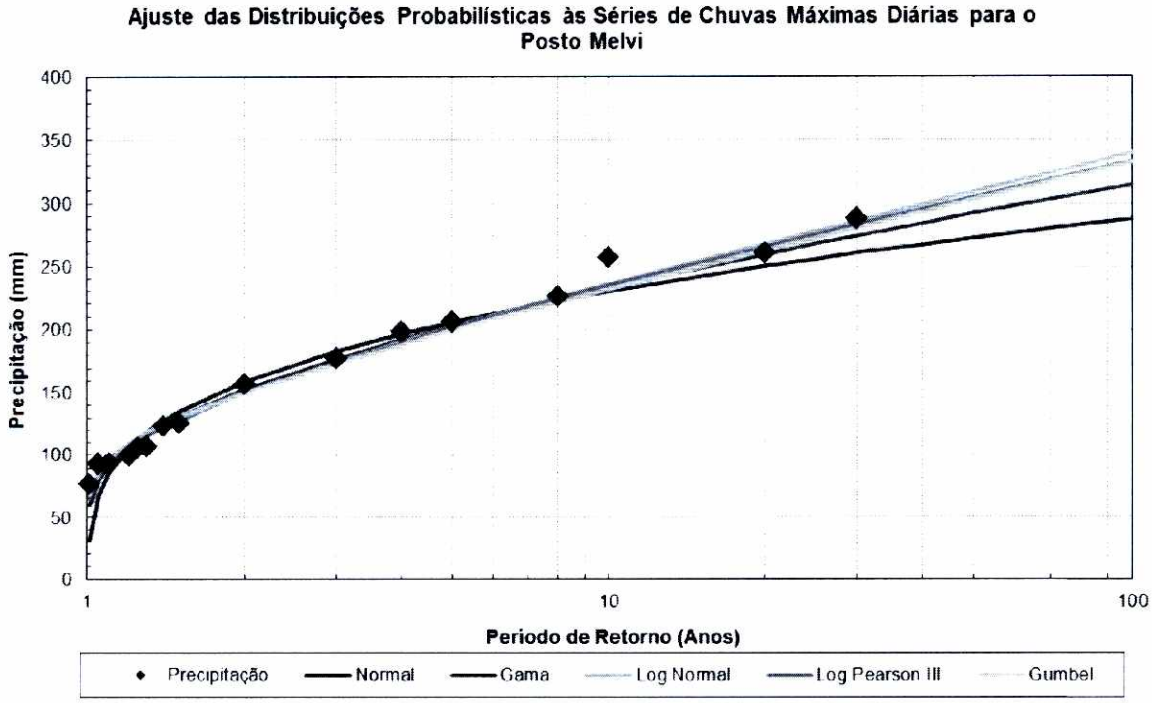


Figura 48 - Ajuste das Distribuições Probabilísticas – Posto 02446019

Tabela 66 - Distribuições Probabilísticas em função do Período de Retorno – Posto 02446019

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)	Normal (mm)	Gama (mm)	Log Normal (mm)	Log Pearson III (mm)	Gumbel (mm)
1,01	77,5	31,2	59,5	66,5	65,3	69,0
1,05	93,0	67,6	80,1	83,9	83,9	86,9
1,1	93,3	86,0	92,2	94,3	95,8	97,1
1,2	99,6	106,2	106,9	107,2		109,7
1,25	105,9	113,2	112,3	112,0	112,2	114,3
1,3	106,2	118,9	117,0	116,3		118,3
1,4	123,6	128,3	124,8	123,4		125,0
1,5	125,2	135,8	131,2	129,4		130,7
2	157,2	159,5	153,2	150,4	151,1	150,4
3	177,8	183,2	177,6	174,9		173,5
4	198,0	196,6	192,4	190,5		188,2
5	206,0	205,8	203,0	202,0	202,3	199,1
8	226,0	222,8	223,7	225,1		221,2
10	256,5	230,1	232,9	235,6	234,9	231,4
20	260,4	250,1	259,5	267,6	265,4	262,3
25		255,9	267,6	277,7	275,0	272,1
30	287,7	260,5	274,1	285,9		280,1

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)	Normal (mm)	Gama (mm)	Log Normal (mm)	Log Pearson III (mm)	Gumbel (mm)
40		267,4	284,2	298,8		292,6
50		272,6	291,8	308,8	304,2	302,3
80		282,9	307,4	329,7		322,6
100		287,6	314,6	339,7	332,8	332,3

Teste de Aderência

Tabela 67 - Teste de Aderência

Teste de Aderência			SEAF
Teste de Filliben:			**Distribuições recomendadas...**
Distribuição	R(90%)	R	- Gumbel com 0,9290 de confiança
Normal	0,9729	0,9798	***- Log Normal com 0,9392 de confiança***
Log Normal	0,9729	0,9877	- Normal com 0,6658 de confiança
Gumbel	0,9652	0,9869	
Log Pearson-III	0,9810	0,9876	

A Tabela 68 mostra as distribuições probabilísticas que melhor se ajustaram à série de dados do posto Melvi, bem como as precipitações de projeto obtidas.

Tabela 68: Chuvas de Projeto Resultantes para a Região Urbanizada de Praia Grande

	POSTO MELVI			
Distribuição Probabilística	Normal	Gama	Log Normal	Gumbel
Período de Retorno (anos)	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**
2	159,5	153,2	150,4	150,4
5	205,8	203,0	202,0	199,1
10	230,1	232,9	235,6	231,4
25	255,9	267,6	277,7	272,1
50	272,6	291,8	308,8	302,3
100	287,6	314,6	339,7	332,3

Os resultados foram comparados e podem ser vistos na Figura 49.

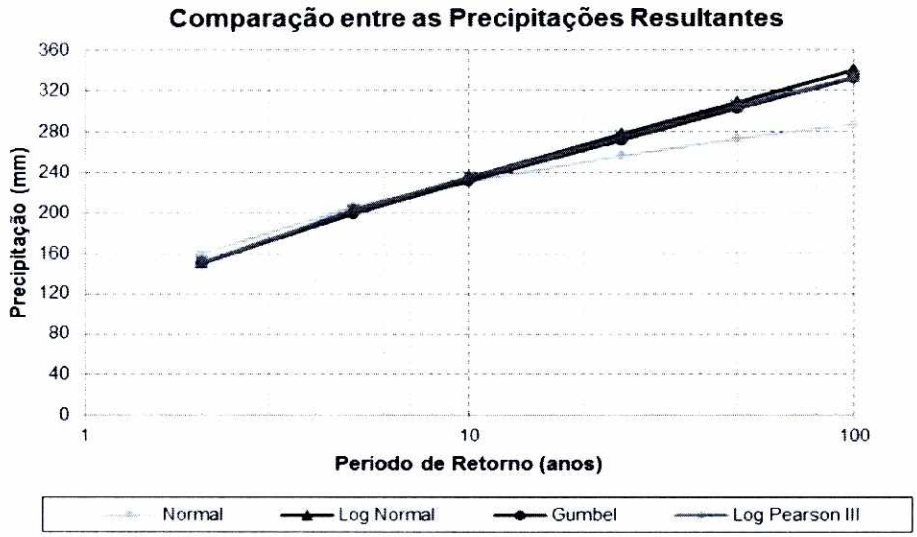


Figura 49 - Comparação entre as precipitações resultantes

Finalmente, comparando-se os resultados obtidos da análise estatística (Figura 49) entre as distribuições probabilísticas que apresentaram as melhores aderências, Normal, Log Normal, Gumbel e Log Pearson III, pode-se perceber que a distribuição Log Normal apresenta os maiores valores dentre as distribuições para períodos de retornos superiores a 25 anos.

A Tabela 69 apresenta as precipitações definidas a partir do Posto Melvi com a distribuição Log Normal.

Tabela 69 - Precipitações definidas a partir do Posto Melvi com a distribuição Log Normal

TR (anos)	**Chuva de Projeto de 1 dia (mm)**
Distribuição Probabilística	***Log Normal***
2	150,4
5	202,0
10	235,6
25	277,7
50	308,8
100	339,7

Na sequencia foi realizada uma verificação, com a comparação entre os resultados obtidos para o posto Melvi e as previsões de chuva a partir da equação de IDF do município de Cubatão, pois é o município mais próximo e que possui uma equação IDF.

O município de Cubatão é monitorado pelo posto pluviográfico E3-038 (Piaçaguera) e a partir dos dados deste posto foi elaborado pelo Convênio DAEE-FCTH a equação IDF para o município (MARTINEZ JÚNIOR; MAGNI, 1999, 2013), como apresentada a seguir:

Equação para 10 min ≤ t ≤ 1440 min

$$i_{t,T} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050} \cdot \left[-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln\ln\left(T/T-1\right)\right] \qquad (12)$$

Na qual:

i: Intensidade da precipitação, correspondente à duração t e período de retorno T (mm/min);

t: Duração da precipitação (min);

T: Período de retorno (anos).

Na sequência, a Tabela 70 mostra as previsões de máximas alturas de chuva de Cubatão.

Tabela 70 - Previsão de máximas alturas de chuva em mm para Cubatão

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	18,6	24,5	28,5	30,7	32,3	33,5	37,2	40,9	44,5
20	29,9	39,7	46,1	49,7	52,3	54,3	60,3	66,3	72,3
30	37,9	50,4	58,7	63,3	66,6	69,1	76,9	84,6	92,2
60	53,2	71,1	83,0	89,7	94,4	98,0	109,1	120,2	131,2
120	69,7	93,9	109,9	118,9	125,3	130,1	145,1	160,0	174,8
180	79,9	108,1	126,8	137,3	144,7	150,4	167,9	185,2	202,5
360	98,5	134,3	158,1	171,5	180,9	188,1	210,3	232,4	254,4
720	119,1	163,9	193,6	210,4	222,1	231,1	258,9	286,6	314,1
1080	132,4	183,3	217,0	236,0	249,3	259,5	291,1	322,4	353,6
1440	142,6	198,2	234,9	255,7	270,2	281,4	315,9	350,1	384,2

As chuvas de projeto apresentada na Tabela 69 foram transformadas para chuvas de 24 horas, multiplicando pelo fator 1,14 e desagregadas para chuvas de menores durações e comparadas com os valores da IDF de Cubatão.

O fator 1,14 é aplicado, pois a chuva de projeto foi obtida a partir de dados pluviométricos e não pluviográficos e neste caso, segundo FCTH (1999), para locais em que não existem dados pluviográficos suficientes e na ausência de uma IDF, é possível estimar o valor da chuva máxima de 24 horas (pluviográficos) a partir das chuvas máximas de 1 dia (pluviômetros), por meio da relação.

$$h_{24h} = 1{,}14 \times h_{1d} \quad (13)$$

A Tabela 71, apresenta a altura máxima de chuva e a Figura 50 apresenta a precipitação acumulada, ambas apresentam o resultado da comparação. Nota-se que para todas as durações e períodos de retorno, a desagregação da chuva de projeto para o posto Melvi resultaram em valores bem maiores do que os valores das chuvas para a IDF de Cubatão, em torno de 46% na média.

Tabela 71 - Previsão de máximas alturas de chuva em mm para Cubatão e Praia Grande (Posto Melvi)

Dur. (min)	Período de Retorno (anos) 2		5		10		25		50		100	
	IDF CB	Melvi	IDF CB	Melvi	IDF CB	Melvi	IDF CB	Melvi	IDF CB	Melvi	IDF CB	Melvi
10	18,6	41,3	24,5	55,5	28,5	64,7	33,5	76,3	37,2	84,8	40,9	93,3
20	29,9	55,9	39,7	75,1	46,1	87,6	54,3	103,3	60,3	114,8	66,3	126,3
30	37,9	63,7	50,4	85,6	58,7	99,8	69,1	117,7	76,9	130,8	84,6	143,9
60	53,2	77,6	71,1	104,1	83,0	121,5	98,0	143,2	109,1	159,2	120,2	175,1
120	69,7	92,9	93,9	124,8	109,9	145,6	130,1	171,5	145,1	190,7	160,0	209,8
180	79,9	102,9	108,1	138,2	126,8	161,2	150,4	190,0	167,9	211,3	185,2	232,5
360	98,5	122,3	134,3	164,1	158,1	191,5	188,1	225,7	210,3	250,9	232,4	276,0
720	119,1	144,9	163,9	194,5	193,6	226,9	231,1	267,4	258,9	297,3	286,6	327,1
1080	132,4	159,9	183,3	214,7	217,0	250,5	259,5	295,2	291,1	328,2	322,4	361,1
1440	142,6	171,5	198,2	230,3	234,9	268,6	281,4	316,6	315,9	352,0	350,1	387,3

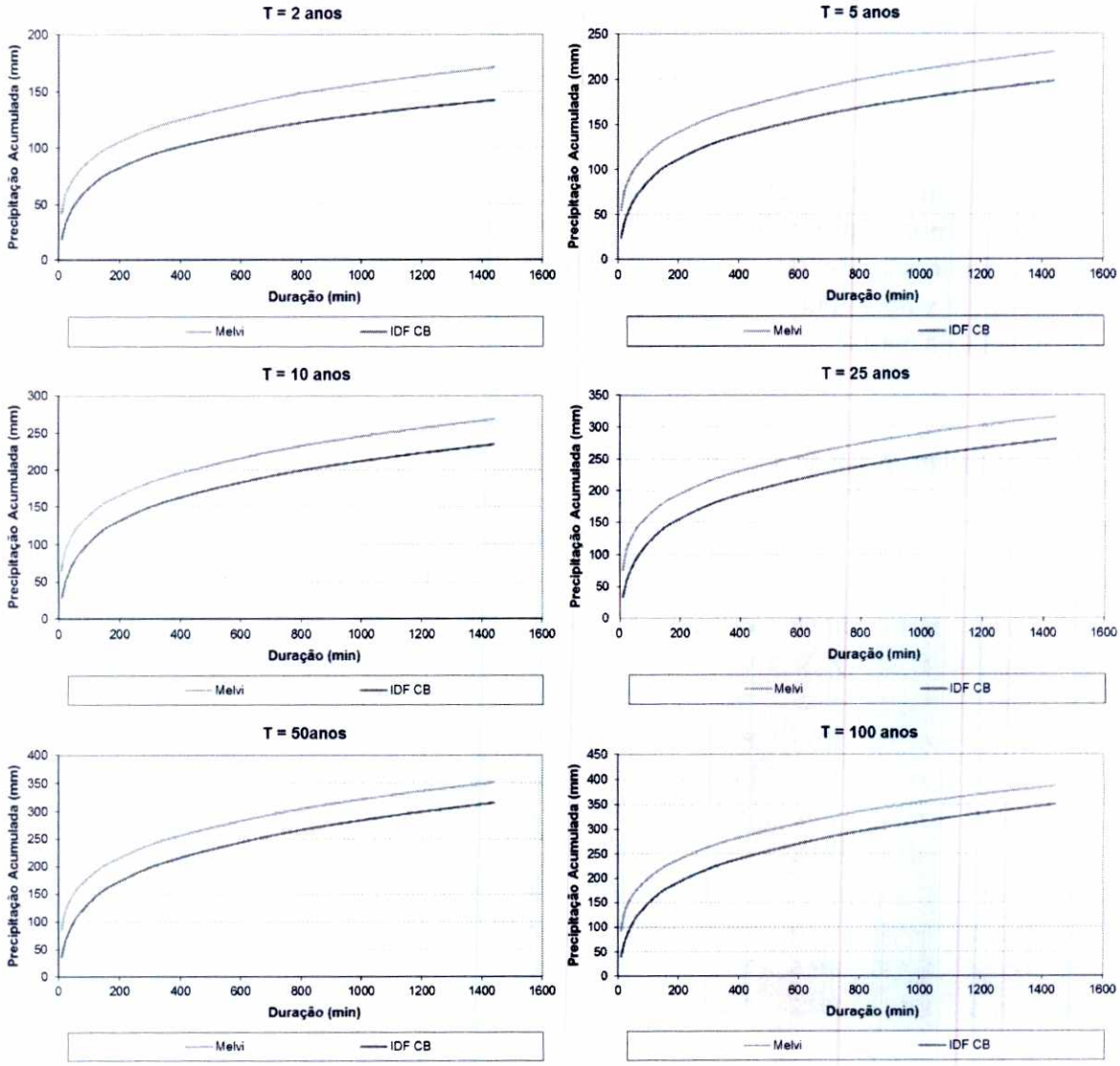


Figura 50 - Comparação entre o Posto Melvi e a IDF de Cubatão

Devido a esta diferença considerável, foi necessário reavaliar os dados do posto Melvi, buscando identificar a causa desta discrepância, uma vez que a região de Cubatão apresenta índices pluviométricos significativos. Procurou-se primeiramente verificar a existência de possíveis outliers não detectados no início dos estudos que pudessem ocasionar estes valores que estão acima do esperado.

O intuito desta verificação é adotar a série histórica que gere uma chuva de projeto adequada e de acordo com as características da região de estudo.

Aplicando-se a metodologia dos quantis para a detecção de outliers em séries históricas verificou-se a presença de dois outliers superiores para o posto Melvi. De acordo com a metodologia box-plot com quantis de 5% e 95%, resultaram como outliers superiores, os valores 287,7 mm e 260,4 mm.

No caso da série histórica anterior, considerando os dois outliers superiores, as chuvas de projeto levantadas eram muitos superiores as que realmente ocorrem em regiões próximas, como na região de Cubatão, cuja IDF é utilizada pela prefeitura de Praia Grande nos projetos de microdrenagem. Lembrando que as equações IDF são recomendadas em projetos de microdrenagem, no caso de intervenções na macrodrenagem, estudos mais aprofundados, como os estatísticos são adotados para a geração das chuvas de projeto.

Os outliers são geralmente considerados como observações discrepantes do restante da população e não condizem com o comportamento esperado.

Foram realizados dois testes, retirando-se um e os dois outliers, e verificando qual das séries históricas obtidas gerariam chuvas de projeto mais coerentes com a região em estudo.

POSTO MELVI SEM O OUTLIER 287,7 mm

Parâmetros Estatísticos

Tabela 72 - Posto 02446019 – Melvi

Medidas – Chuvas Máximas Mensais	
Tamanho da Amostra	31
Média (mm)	155,4
Máximo (mm)	260,4
Mínimo (mm)	77,5
Amplitude (mm)	182,9
Mediana (mm)	157,2
Moda (mm)	-
Variância (mm^2)	2567,5
Desvio Padrão (mm)	50,7
Assimetria	0,4

Testes Não Paramétricos

Tabela 73 - Testes de Independência, Homogeneidade, Estacionariedade e Aleatoriedade

Teste de Independência	Teste de Homogeneidade	Teste de Estacionariedade
Teste de Kendall: Coef. Corr. Kendall : -0,0437 Estatística Z : 0,3211 Valor limiar de | Z | : 1,9600 Nível de Significância : 5% Z < | Z | => dados independentes	**Teste de Mann-Kendall:** Estatística U : 0,6119 Valor limiar de | U | : 1,9600 Nível de Significância : 5% U <| U | => dados homogêneos	**Teste de Spearman:** Estatística | T | : 0,7200 Valor limiar de T : 1,9600 Nível de Significância : 5% | T | < T => dados estacionários
	Teste de Aleatoriedade	
	Teste da Alternância: Nº de Alternâncias : 21 E[p] : 20,3333 V[p] : 2,2779 Estatística T : 0,2927 Valor limiar de | T | : 1,9600 Nível de Significância : 5% T < | T | => dados aleatórios	

Posição de Plotagem

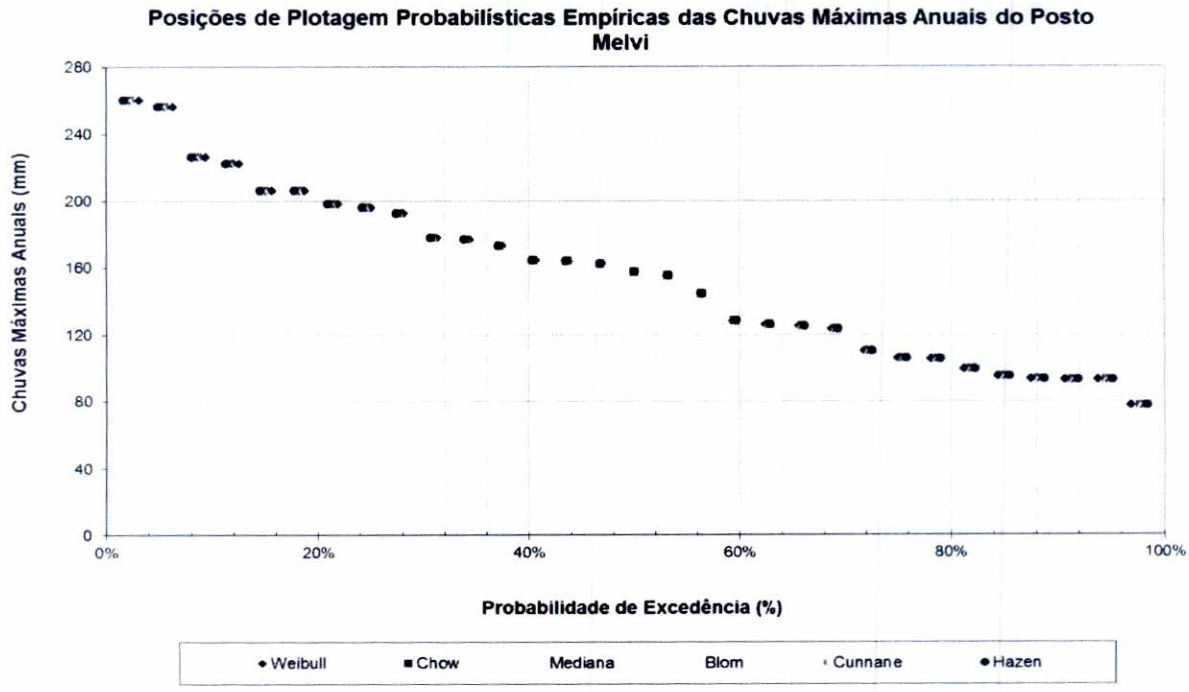


Figura 51 - Posição de Plotagem – Probabilidades empíricas das chuvas máximas anuais do Posto – 02446019 – Vila Melvi sem o outlier 287,7 mm

Os períodos de retorno são apresentados na Tabela 74 e Figura 52.

Tabela 74 - Período de Retorno - Posto 02446019 sem o outlier 287,7 mm

		Posto 02446019					
		Período de Retorno (Anos)					
Ordem i	Chuva máxima anual (mm) ordenada decresc.	Weibull	Chow	Mediana	Blom	Cunnane	Hazen
		0,0000	0,3000	0,3175	0,3750	0,4000	0,5000
1	260,4	32	45	46	50	52	62
2	256,5	16	18	19	19	20	21
3	226,0	11	12	12	12	12	12
4	222,0	8	8	9	9	9	9
5	206,1	6	7	7	7	7	7
6	206,0	5	6	6	6	6	6
7	198,0	5	5	5	5	5	5
8	196,0	4	4	4	4	4	4
9	192,5	4	4	4	4	4	4
10	177,8	3	3	3	3	3	3
11	176,8	3	3	3	3	3	3
12	173,0	3	3	3	3	3	3
13	164,4	2	2	2	2	2	2
14	163,9	2	2	2	2	2	2
15	162,3	2	2	2	2	2	2
16	157,2	2	2	2	2	2	2
17	155,0	2	2	2	2	2	2
18	144,4	2	2	2	2	2	2
19	128,3	2	2	2	2	2	2
20	126,0	2	2	2	2	2	2
21	125,2	2	2	2	2	2	2
22	123,6	1	1	1	1	1	1
23	110,4	1	1	1	1	1	1
24	106,2	1	1	1	1	1	1
25	105,9	1	1	1	1	1	1
26	99,6	1	1	1	1	1	1
27	95,3	1	1	1	1	1	1
28	93,5	1	1	1	1	1	1
29	93,3	1	1	1	1	1	1
30	93,0	1	1	1	1	1	1
31	77,5	1	1	1	1	1	1

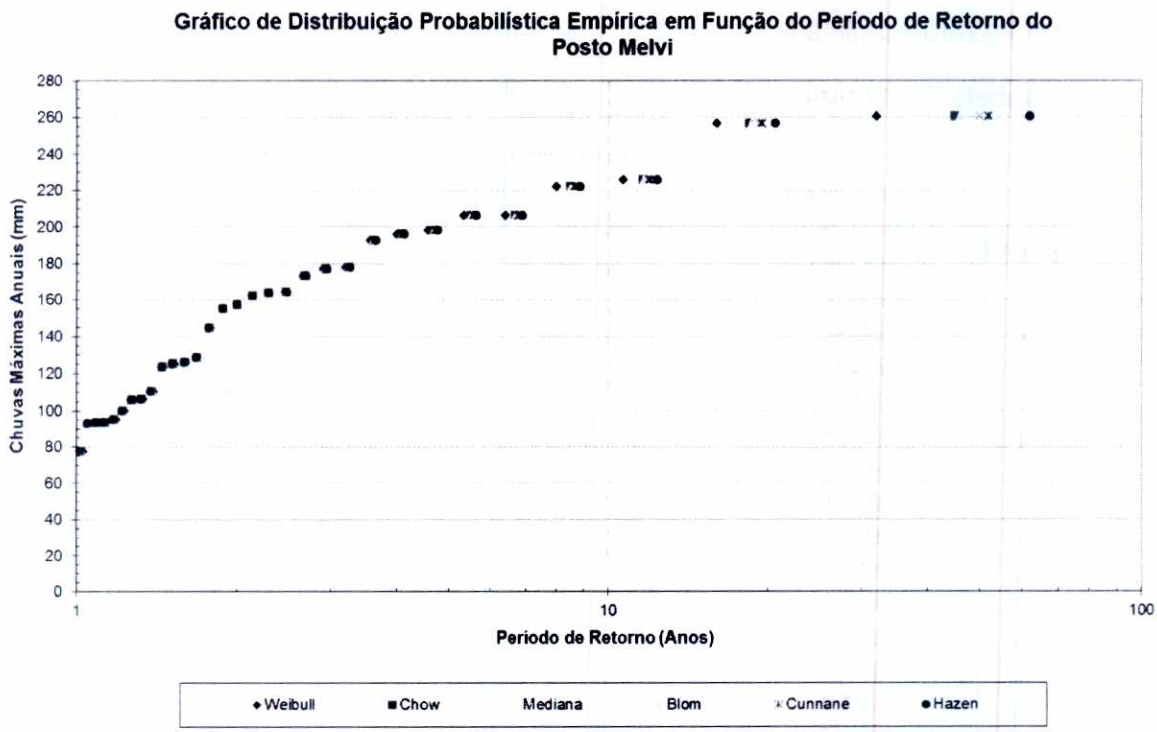


Figura 52 - Distribuição Probabilística Empírica em função do Período de Retorno – Posto 02446019 sem o outlier 287,7 mm

Ajuste da Distribuição Probabilística

Os resultados dos cálculos para verificar qual a distribuição probabilística que melhor se ajusta aos dados de chuva observados podem ser visualizados na Figura 53 e os valores das precipitações obtidas em função dos períodos de retorno para cada uma das distribuições estudadas estão presentes na Tabela 75.

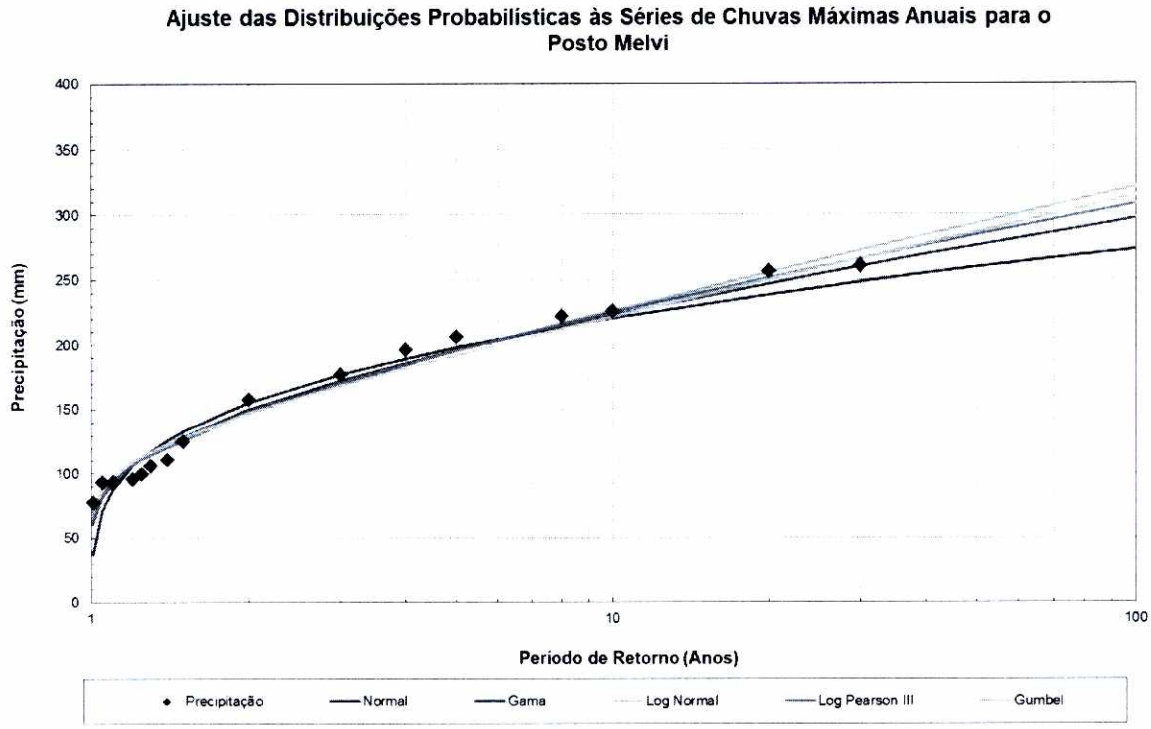


Figura 53 - Ajuste das Distribuições Probabilísticas – Posto 02446019 sem o outlier 287,7 mm

Tabela 75 - Distribuições Probabilísticas em função do Período de Retorno – Posto 02446019 sem o outlier 287,7 mm

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)	Normal (mm)	Gama (mm)	Log Normal (mm)	Log Pearson III (mm)	Gumbel (mm)
1,01	77,5	37,3	61,9	67,5	65,5	72,1
1,05	93,0	70,8	81,6	84,3	83,9	88,5
1,1	93,3	87,7	93,0	94,2	95,5	98,0
1,2	95,3	106,3	106,9	106,6		109,5
1,25	99,6	112,7	111,9	111,1	111,4	113,7
1,3	106,2	118,0	116,3	115,1		117,4
1,4	110,4	126,7	123,5	121,9		123,6
1,5	125,2	133,5	129,5	127,5		128,8
2	157,2	155,4	149,9	147,3	148,4	147,0
3	176,8	177,2	172,3	170,2		168,2
4	196,0	189,5	185,9	184,7		181,8
5	206,0	198,0	195,6	195,3	195,7	191,8
8	222,0	213,6	214,5	216,6		212,1
10	226,0	220,3	222,8	226,3	225,2	221,5
20	256,5	238,7	247,0	255,6	252,4	249,9
25		244,1	254,3	264,8	260,8	259,0

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)	Normal (mm)	Gama (mm)	Log Normal (mm)	Log Pearson III (mm)	Gumbel (mm)
30	260,4	248,3	260,2	272,3		266,3
40		254,7	269,3	284,1		277,8
50		259,4	276,2	293,1	286,3	286,8
80		268,9	290,3	312,1		305,5
100		273,2	296,8	321,2	311,0	314,4

A Tabela 76 mostra as distribuições probabilísticas que melhor se ajustaram à série de dado do posto Melvi sem o outlier 287,7 mm, bem como as precipitações de projeto.

Tabela 76: Chuvas de Projeto Resultantes do Posto Melvi sem o outlier 287,7 mm

POSTO MELVI				
Distribuição Probabilística	Normal	Gama	Log Normal	Gumbel
Período de Retorno (anos)	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**
2	155,4	149,9	147,3	147,0
5	198,0	195,6	195,3	191,8
10	220,3	222,8	226,3	221,5
25	244,1	254,3	264,8	259,0
50	259,4	276,2	293,1	286,8
100	273,2	296,8	321,2	314,4

De acordo com o teste de aderência (Tabela 77), a distribuição recomendada para os dados analisados é a Log Normal.

Teste de Aderência

Tabela 77 - Teste de Aderência

Teste de Aderência			SEAF
Teste de Filliben:			**Distribuições recomendadas...**
Distribuição	R(90%)	R	- Gumbel com 0,8425 de confiança
Normal	0,9713	0,9814	***- Log Normal com 0,9096 de confiança***
Log Normal	0,9713	0,9846	- Normal com 0,7723 de confiança
Gumbel	0,9628	0,9792	
Log Pearson-III	0,9792	0,9850	

Na Tabela 78 estão apresentadas as precipitações resultantes da distribuição Log Normal.

Tabela 78 - Precipitações finais – Posto Melvi sem o outlier 287,7 mm

TR (anos)	Chuva de Projeto de 1 dia (mm)
Distribuição Probabilística	*Log Normal*
2	147,3
5	195,3
10	226,3
25	264,8
50	293,1
100	321,2

POSTO MELVI SEM OS OUTLIERS 287,7 mm e 260,4 mm

Parâmetros Estatísticos

Tabela 79 - Posto 02446019 – Melvi sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

Medidas – Chuvas Máximas Mensais	
Tamanho da Amostra	30
Média (mm)	151,9
Máximo (mm)	256,5
Mínimo (mm)	77,5
Amplitude (mm)	179,0
Mediana (mm)	156,1
Moda (mm)	-
Variância (mm^2)	2262,9
Desvio Padrão (mm)	47,6
Assimetria	0,3

Testes Não Paramétricos

Tabela 80 - Testes de Independência, Homogeneidade, Estacionariedade e Aleatoriedade

Teste de Independência	Teste de Homogeneidade	Teste de Estacionariedade
Teste de Kendall: Coef. Corr. Kendall : -0,0443 Estatística Z : 0,3189 Valor limiar de | Z | : 1,9600 Nível de Significância : 5% Z < | Z | => dados independentes	**Teste de Mann-Kendall:** Estatística U : 0,3568 Valor limiar de | U | : 1,9600 Nível de Significância : 5% U <| U | => dados homogêneos	**Teste de Spearman:** Estatística | T | : 0,4660 Valor limiar de T : 1,9600 Nível de Significância : 5% | T | < T => dados estacionários
	Teste de Aleatoriedade	
	Teste da Alternância: Nº de Alternâncias : 19 E[p] : 19,6667 V[p] : 2,2386 Estatística T : 0,2978 Valor limiar de | T | : 1,9600 Nível de Significância : 5% T < | T | => dados aleatórios	

Posição de Plotagem

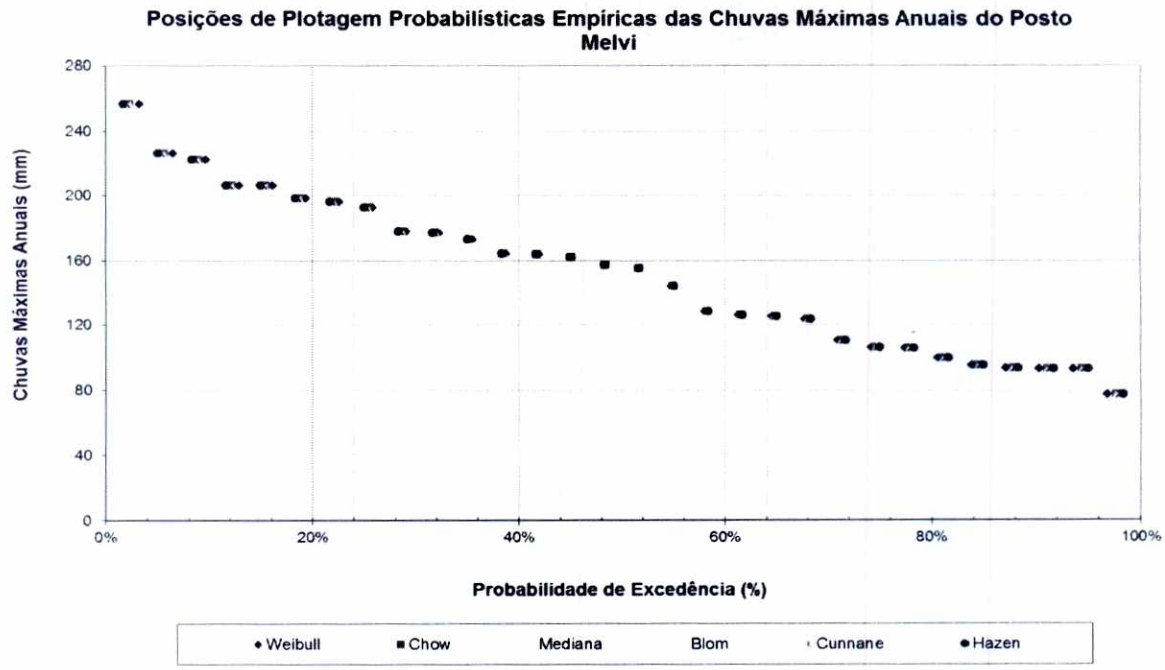


Figura 54 - Posição de Plotagem – Probabilidades empíricas das chuvas máximas anuais do Posto – 02446019 – Vila Melvi sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

Os períodos de retorno são apresentados na Tabela 81 e Figura 55.

Tabela 81 - Período de Retorno - Posto 02446019 sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

		Posto 02446019					
	Chuva máxima	Período de Retorno (Anos)					
Ordem i	anual (mm) ordenada decresc.	Weibull	Chow	Mediana	Blom	Cunnane	Hazen
		0,0000	0,3000	0,3175	0,3750	0,4000	0,5000
1	256,5	31	43	44	48	50	60
2	226,0	16	18	18	19	19	20
3	222,0	10	11	11	12	12	12
4	206,1	8	8	8	8	8	9
5	206,0	6	6	6	7	7	7
6	198,0	5	5	5	5	5	5
7	196,0	4	5	5	5	5	5
8	192,5	4	4	4	4	4	4
9	177,8	3	3	3	4	4	4
10	176,8	3	3	3	3	3	3
11	173,0	3	3	3	3	3	3
12	164,4	3	3	3	3	3	3
13	163,9	2	2	2	2	2	2
14	162,3	2	2	2	2	2	2
15	157,2	2	2	2	2	2	2
16	155,0	2	2	2	2	2	2
17	144,4	2	2	2	2	2	2
18	128,3	2	2	2	2	2	2
19	126,0	2	2	2	2	2	2
20	125,2	2	2	2	2	2	2
21	123,6	1	1	1	1	1	1
22	110,4	1	1	1	1	1	1
23	106,2	1	1	1	1	1	1
24	105,9	1	1	1	1	1	1
25	99,6	1	1	1	1	1	1
26	95,3	1	1	1	1	1	1
27	93,5	1	1	1	1	1	1
28	93,3	1	1	1	1	1	1
29	93,0	1	1	1	1	1	1
30	77,5	1	1	1	1	1	1

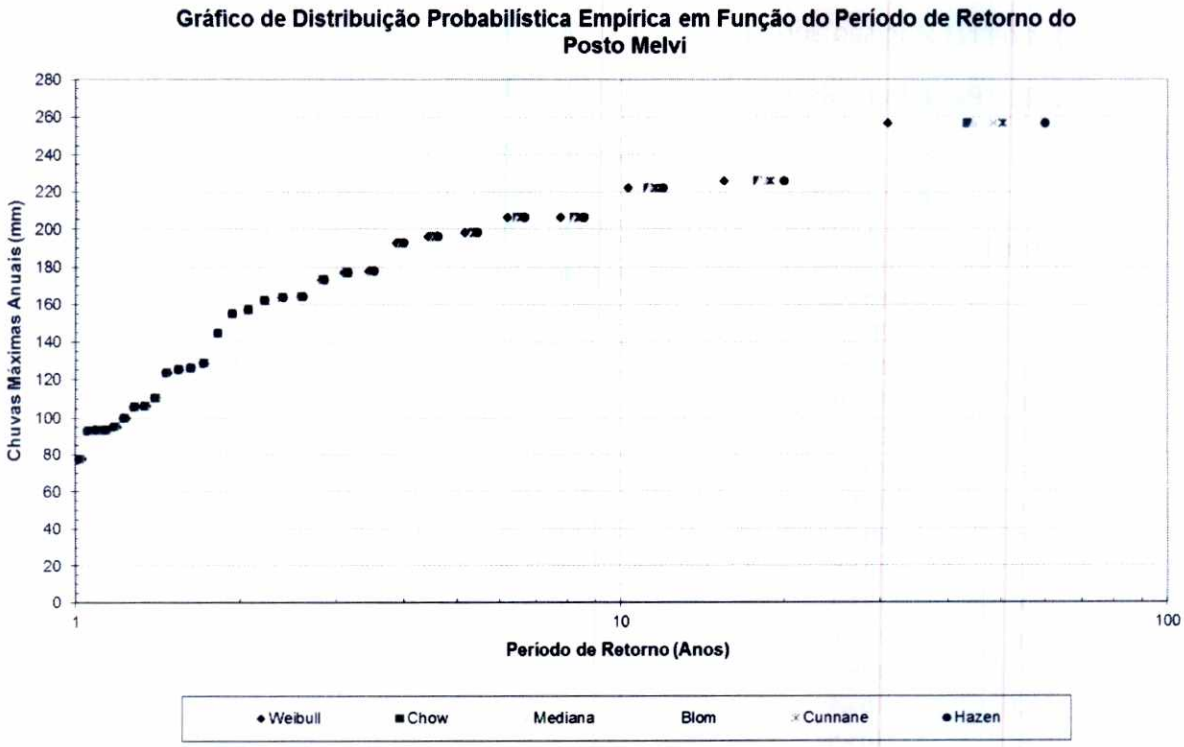


Figura 55 - Distribuição Probabilística Empírica em função do Período de Retorno – Posto 02446019 sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

Ajuste da Distribuição Probabilística

Os resultados dos cálculos para verificar qual a distribuição probabilística que melhor se ajusta aos dados de chuva observados podem ser visualizados na Figura 56 e os valores das precipitações obtidas em função dos períodos de retorno para cada uma das distribuições estudadas estão presentes na Tabela 82.

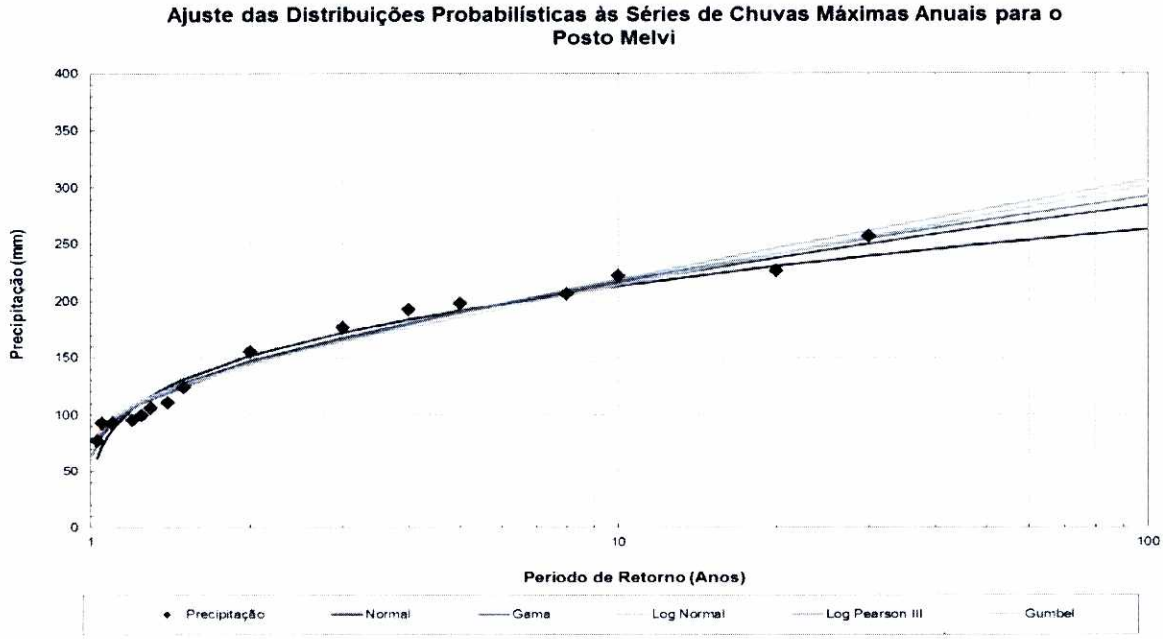


Figura 56 - Ajuste das Distribuições Probabilísticas – Posto 02446019 sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

Tabela 82 - Distribuições Probabilísticas em função do Período de Retorno – Posto 02446019 sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)	Normal (mm)	Gama (mm)	Log Normal (mm)	Log Pearson III (mm)	Gumbel (mm)
1,01	77,5	61,8	75,4	78,4	65,5	83,6
1,05	93,0	72,5	82,2	84,3	83,7	89,1
1,1	93,3	88,3	93,1	93,9	95,0	98,0
1,2	95,3	105,8	106,3	105,7		108,8
1,25	99,6	111,8	111,1	110,1	110,5	112,8
1,3	105,9	116,8	115,2	113,9		116,2
1,4	110,4	124,9	122,1	120,4		122,1
1,5	123,6	131,4	127,7	125,8		127,0
2	155,0	151,9	146,9	144,6	145,9	144,0
3	176,8	172,3	167,9	166,2		163,9
4	192,5	183,9	180,7	179,8		176,7
5	198,0	191,9	189,8	189,8	190,2	186,1
8	206,1	206,6	207,3	209,7		205,1
10	222,0	212,8	215,1	218,8	217,4	213,9
20	226,0	230,1	237,6	246,0	242,1	240,6
25		235,1	244,4	254,6	249,7	249,1
30	256,5	239,1	249,9	261,5		256,0

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)	Normal (mm)	Gama (mm)	Log Normal (mm)	Log Pearson III (mm)	Gumbel (mm)
40		245,1	258,3	272,4		266,8
50		249,6	264,7	280,8	272,5	275,2
80		258,5	277,7	298,4		292,8
100		262,5	283,8	306,7	294,4	301,1

A Tabela 83 mostra as distribuições probabilísticas que melhor se ajustaram à série de dados do posto Melvi sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm, bem como as precipitações de projeto obtidas.

Tabela 83: Chuvas de Projeto Resultantes do Posto Melvi sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

POSTO MELVI				
Distribuição Probabilística	Normal	Gama	Log Normal	Gumbel
Período de Retorno (anos)	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**	**Precipitação (mm)**
2	151,9	146,9	144,6	144,0
5	191,9	189,8	189,8	186,1
10	212,8	215,1	218,8	213,9
25	235,1	244,4	254,6	249,1
50	249,6	264,7	280,8	275,2
100	262,5	283,8	306,7	301,1

De acordo com o teste de aderência (Tabela 84), a distribuição recomendada para os dados analisados é a Log Normal.

Teste de Aderência

Tabela 84 - Teste de Aderência

Teste de Aderência			SEAF
Teste de Filliben:			**Distribuições recomendadas...**
Distribuição	R(90%)	R	- Gumbel com 0,7929 de confiança
Normal	0,9705	0,9824	***- Log Normal com 0,8813 de confiança***
Log Normal	0,9705	0,9831	- Normal com 0,8332 de confiança
Gumbel	0,9628	0,9771	
Log Pearson-III	0,9789	0,9838	

Na Tabela 85 estão apresentadas as precipitações resultantes da distribuição Log Normal.

Fls. 699
Proc. 17349116

Tabela 85 - Precipitações finais – Posto Melvi sem os outliers 287,7 mm e 260,4 mm

TR (anos)	Chuva de Projeto de 1 dia (mm)
Distribuição Probabilística	***Log Normal***
2	144,6
5	189,8
10	218,8
25	254,6
50	280,8
100	306,7

Com a aplicação do fator 1,14 para a transformação das chuvas de 1 dia para chuvas 24h, obtêm-se os seguintes resultados (Tabela 86) da verificação realizada.

Tabela 86 - Resultados da Verificação dos Outliers

	Chuva de Projeto de 24h (mm)			
TR (anos)	***IDF Cubatão***	***Melvi***	***Melvi sem 287,7***	***Melvi sem 287,7 e 260,4***
2	142,6	171,5	168,0	164,8
5	198,2	230,3	222,7	216,3
10	234,9	268,6	258,0	249,4
25	281,4	316,6	301,9	290,2
50	315,9	352,0	334,2	320,1
100	350,1	387,3	366,1	349,6

A escolha da série histórica de dados de chuva para a determinação da chuva de projeto teve as seguintes premissas:

- os resultados obtidos pela estatística foram advindos de dados mais recentes e de uma série histórica maior em relação aos dados utilizados para a geração da curva IDF de Cubatão;
- as chuvas de projeto resultantes devem, de preferência, serem superiores às da IDF de Cubatão, pelo fato do posto Melvi apresentar uma média de chuvas superior (224,4 mm) ao do posto utilizado na obtenção da IDF (Piaçaguera – E3-038) igual a 217,5 mm.

Levando-se em conta estas premissas e todas as análises realizadas neste item, a chuva de projeto a ser adotada no Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas pluviais de Praia Grande é aquela determinada com os dados do posto **Melvi sem o outlier 287,7 mm.** A Tabela 87 apresenta as precipitações finais adotadas nas simulações hidrológicas.

Tabela 87 - Precipitações finais adotadas nas simulações hidrológicas para a Área urbanizada – Posto Melvi

TR (anos)	Chuva de Projeto (mm)	
	1 dia	24 horas
2	147,3	168,0
5	195,3	222,7
10	226,3	258,0
25	264,8	301,9
50	293,1	334,2
100	321,2	366,1

4.4 ESTUDO DE MARÉ

Os dados hidrológicos utilizados para o estudo dos efeitos da maré para a área de estudo são os do Posto Cosipa operado pelo Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo - SAISP. Este posto telemétrico está localizado no município de Cubatão, nas coordenadas 23°52'10.64"S; 46°22'26.36"O e o período de dados utilizado é do período do dia 16/10/1993 ao dia 17/07/2014. Foi realizado um estudo de permanência dos níveis medidos pelo posto para se conhecer a relação entre o nível e a frequência com que este nível é superado ou igualado. A curva de permanência elaborada a partir de dados horários dos níveis.

Fls. 650
Proc. 176.991/16

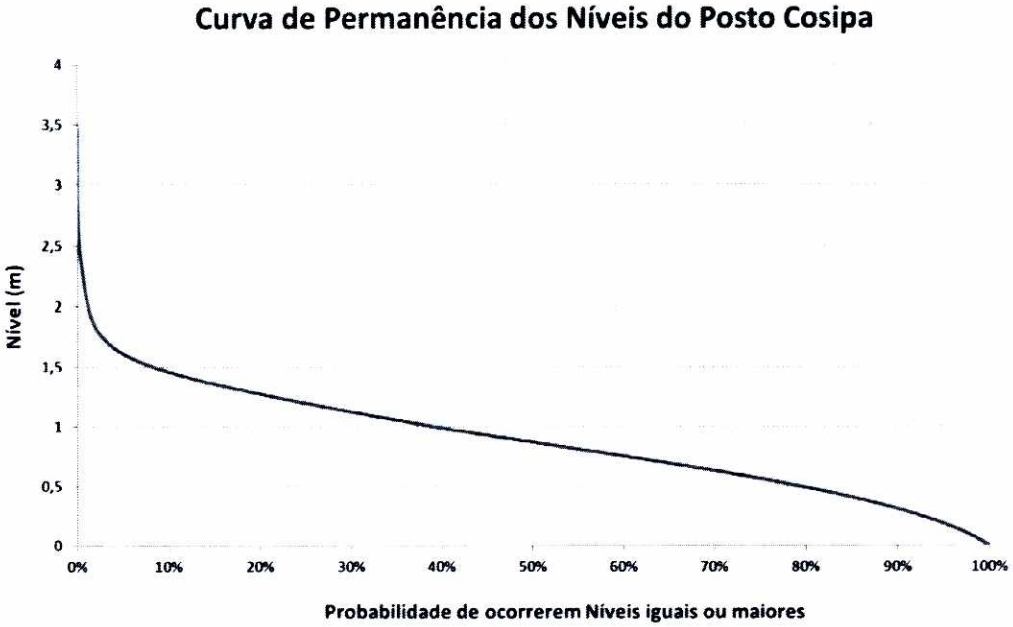


Figura 57 - Curva de Permanência do Posto Cosipa

Salienta-se que o Posto Cosipa não apresenta informações de referência de nível do zero da régua. Desta forma não se pode afirmar que os dados observados de níveis de marés deste posto estão no mesmo referencial adotado neste Plano, portanto não será utilizado para a obtenção da condição de contorno de jusante das simulações hidrodinâmicas a serem realizadas no "Volume 05 - Otimização das Medidas Estruturais de Controle".

É importante ressaltar que as estruturas hidráulicas a serem estudadas no presente projeto, são aquelas propostas no "Plano de Macro-Drenagem" elaborado para a Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande em 1998. Dentre estas propostas muitas já foram implantadas.

Assim, os estudos hidrodinâmicos deste Plano irá considerar como condição de contorno de jusante, o mesmo nível de maré adotado no "Plano de Macro-Drenagem" de 1998, ou seja, 1,40 m, valor este baseado nos estudos de maré realizados no projeto de Recuperação de Áreas Alodiais no Município de Cubatão (SÃO PAULO, 1979).

5. MODELAÇÃO HIDROLÓGICA

Para o diagnóstico do sistema de macrodrenagem do Município de Praia Grande, assim como para proposição de possíveis soluções para a melhoria do mesmo, necessita-se, inicialmente, da estimativa das vazões afluentes a diferentes pontos de interesse. Vazões estas associadas à probabilidade de ocorrência de eventos críticos.

Evidentemente, a melhor estimativa das vazões de enchente num determinado curso d'água, associadas a baixas probabilidades de ocorrência, é efetuada quando estão disponíveis dados de observação dos deflúvios nos pontos de interesse. Estes dados não existem em Praia Grande, sendo também raros em grandes metrópoles, pois necessitariam de estrutura operacional para a instalação de réguas, limnígrafos e medidores de descarga, coleta e registro contínuo de dados ao longo de todo o tempo.

Na ausência de dados são empregados métodos indiretos, nos quais, a partir de estimativas de chuva na região, estimam-se as vazões resultantes por meio do emprego de modelos hidrológicos, como o modelo HEC HMS (Hydrologic Modeling System) desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers). Utilizado nesse estudo, o modelo é disponibilizado gratuitamente, possuiu manual do usuário e de fundamentos atualizado e revisado.

O HEC-HMS simula os processos chuva-deflúvio em bacias hidrográficas dendríticas. O software realiza a modelação de um sistema de bacias hidrográficas através da separação do ciclo hidrológico em diferentes processos, que podem ser gerenciados pelo usuário. Dessa forma, fluxos de massa e energia presentes no ciclo hidrológico são representados por modelo matemático, sendo que a maioria dos casos, o usuário pode escolher, dentre várias opções, qual modelo matemático utilizará.

Para realizar a modelação hidrológica, o HEC-HMS representa fisicamente a bacia hidrográfica por meio de elementos hidrológicos: sub-bacia (*"subbasin"*), que é uma representação física da bacia hidrográfica; trecho (*"reach"*), que corresponde a um trecho de canal e conduz vazões nos rios e canais para jusante ao longo da bacia; junção (*"junction"*), que corresponde a um nó; fonte ("source"), utilizado pra introduzir vazão em um ponto do sistema; sumidouro *("sink"*), utilizado para representar águas retiradas da bacia, reservatório (*"reservoir"*); e derivação (*"diversion"*).

A simulação hidrológica foi realizada utilizando o software HEC-HMS, o modelo hidrológico do Soil Conservation Service (SCS). Este modelo tem sido muito utilizado em todo o mundo devido ao fato de utilizar reduzido número de parâmetro e relação entre os parâmetros e características físicas da bacia.

O modelo SCS (Soil Conservation Service) baseia-se em dois algoritmos para o cálculo dos hidrogramas e das descargas de cheias:

(i) o primeiro calcula a chuva excedente, utilizando o conceito do "número de deflúvio" – CN, parâmetro que procura definir, através de um único valor numérico, a influência do terreno na geração do escoamento superficial;

(ii) o segundo algoritmo efetua a convolução de todas as descargas geradas dos escoamentos superficiais da bacia, fazendo uso de um hidrograma unitário sintético previamente definido para a mesma.

A complexidade na definição do coeficiente "CN" deve-se ao fato de ele ser resultado da composição de diversas parcelas de tipos de solos e coberturas associadas a áreas permeáveis e impermeáveis.

Para a estimativa das parcelas impermeáveis das sub-bacias, tomou-se como base a relação densidade de domicílios residenciais por área impermeável, constantes dos estudos de uso e ocupação do solo apresentados no item 3.2.3.

A seguir são descritos conceitualmente os principais parâmetros físicos envolvidos na modelagem hidrológica efetuada, bem como os dados utilizados para os respectivos cálculos de descargas.

5.1 ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Uma vez definida a precipitação a ser considerada, a transformação chuva-vazão é efetuada a partir da consideração dos efeitos de infiltração e retenção da bacia. Nesta etapa são considerados os parâmetros descritos nos itens subsequentes.

5.1.1 Área impermeabilizada

É a fração da área total da bacia na qual o escoamento superficial gerado pela precipitação escoa para uma área permeável, áreas não diretamente conectas, ou para o sistema de drenagem, área diretamente conectada. Estas áreas estão relacionadas com a densidade populacional e com o número de domicílios estimado para o horizonte de trabalho deste estudo.

As áreas impermeabilizadas totais, também foram definidas no item 3.2.2, assim como as taxas de áreas diretamente conectadas das bacias.

No item 3.2.3 foram desenvolvidos estudos abrangentes a respeito o uso e ocupação do solo das bacias de Praia Grande, resultando em valores das taxas de impermeabilização das mesmas.

5.1.2 Área Diretamente Conectada

É a fração da área da bacia que despeja as águas pluviais diretamente na rede de drenagem, sem que existam perdas adicionais por infiltração entre o ponto em que a precipitação atinge o solo e a entrada na rede de drenagem.

5.1.3 Área Permeável

É a região na qual a água pode ser infiltrada no solo.

5.1.4 Tempo de Concentração

O tempo de concentração (tc) da bacia é uma característica física que depende dentre outros fatores da área da mesma, do comprimento do talvegue principal, da declividade do mesmo, além das condições de recobrimento vegetal, da altura e distribuição da chuva sobre a bacia. Para períodos de retorno superiores a dez anos, a influência da vegetação parece ser desprezível.

Diversas equações e metodologias podem ser utilizadas para a determinação do tempo de concentração, as mais difundidas no meio técnico são:

- Kirpich I: $$TC = 57 \cdot \left(\frac{C^3}{H} \right)^{0,385} \quad (14)$$
- Kirpich II: $$TC = 57 \cdot \left(\frac{C^2}{S} \right)^{0,385} \quad (15)$$
- Dooge: $$TC = 1,18 \cdot \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \quad (16)$$
- Cinemática: $$TC = \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (17)$$

nas quais:

C = comprimento do curso (km);

H = diferença de cotas (m);

S = declividade equivalente (m/km);

A = área da bacia (km^2);

L_i = Comprimento de escoamento entre dois pontos (m);

V_i = Velocidade do escoamento entre dois pontos (m/s).

A Figura 58 e a Figura 59 a seguir representam graficamente as relações obtidas para uma bacia hipotética através das fórmulas de Kirpich e de Dooge.

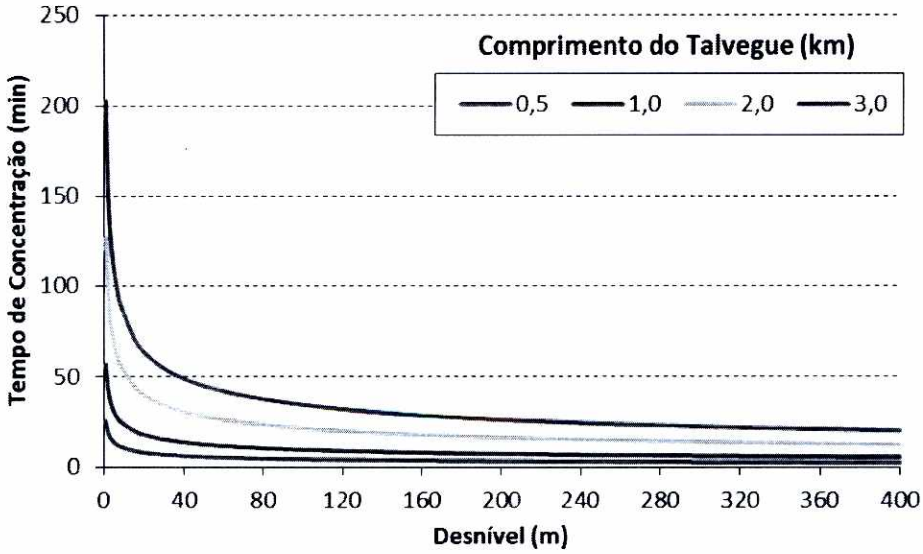


Figura 58 - Tempo de Concentração segundo Kirpich

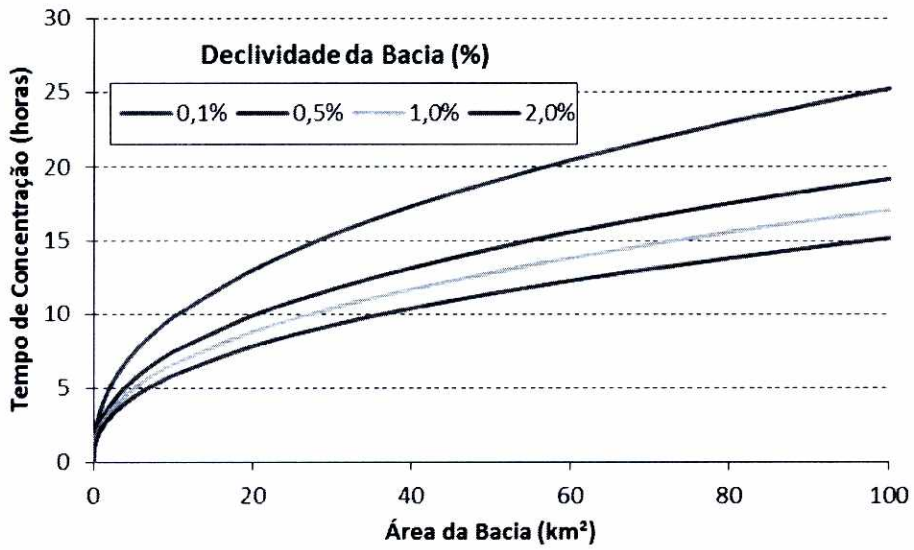


Figura 59 - Tempo de concentração segundo Doodge

Nos casos em que se utiliza a equação cinemática, a velocidade de percurso pode ser obtida por meio das características hidrogeométricas das seções dos canais, ou até mesmo de projetos implantados, e quando não existir tais dados, as velocidades podem ser estimadas de acordo com os valores apresentados a seguir:

Tabela 88 - Velocidades de percurso para os diversos recobrimentos

Recobrimento do solo	V (m/s)
Vegetação	0,5 m/s
Ruas	2,0 m/s
Canais a céu aberto	1,5 m/s
Galerias de concreto	2,0 m/s

5.1.5 Chuva Excedente ou Efetiva

É a parcela da chuva total que, não infiltrando no solo, transforma-se em escoamento superficial. Depende das características presentes no solo que são: propriedades geológico-pedológico-hidrológicas, umidade antecedente e, principalmente, uso e ocupação do solo.

Diversos métodos existem para o cálculo da chuva efetiva. A simplicidade e praticidade do método proposto pelo *Soil Conservation Service* - SCS, do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos, tornou-o extremamente popular e difundido entre profissionais de todo o mundo.

De acordo com este método a chuva efetiva ou o escoamento superficial direto pode ser calculado como:

$$Q = \frac{(P - 0{,}2 \times S)^2}{P + 0{,}8 \times S} \quad \text{para} \quad P \geq 0{,}2S \qquad (18)$$

Na qual,

Q = escoamento superficial direto em mm;

P = precipitação em mm;

S = retenção potencial do solo em mm.

O valor de S depende do tipo de solo e pode ser determinado facilmente por tabelas próprias. A quantidade (0.2*S) é uma estimativa das perdas iniciais (Ai) devidas à interceptação e retenção em depressões. Por esta razão, impõe-se a condição P > (0.2*S).

Fls. 653
Proc. 17899/16

Para facilitar a solução gráfica da equação, faz-se a seguinte mudança de variável:

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}} \qquad (19)$$

Na qual,

CN = chamado de "Número da Curva", varia entre 0 e 100.

Os valores de CN dependem de três fatores principais: (a) umidade antecedente do solo; (b) tipo hidrológico de solo, e (c) ocupação do solo.

5.1.5.1 Umidade Antecedente do Solo

O método do SCS distingue três condições de umidade de solo antecedente ao início do cálculo da cheia:

Condição I	Solos Secos: as chuvas nos últimos dias não ultrapassam 1 mm;
Condição II	Situação muito frequente em épocas chuvosas; as chuvas nos últimos 5 dias totalizam entre 15 e 40 mm;
Condição III	Solo Úmidos (próximo da saturação): as chuvas nos últimos dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

As tabelas para a obtenção de CN referem-se sempre a condição II. A transformação de CN para outras condições de umidade é feita através da Tabela 89.

Tabela 89 - Transformação de CN para outras condições de umidade

Umidade Antecedente		
Condição I	**Condição II**	**Condição III**
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50
12	25	45
9	20	39
7	15	33
4	10	26
2	5	17

5.1.5.2 Tipo Hidrológico do Solo

As condições de escoamento superficial dependem do grau de uso e ocupação de uma bacia hidrográfica, com reflexos diretos no grau de impermeabilização dessa bacia. O coeficiente de escoamento superficial CN, conforme conceituado no processo de cálculo do SCS, deve ser fixado, considerando-se as parcelas de áreas permeável e impermeável, estimadas em determinada bacia.

Para uma melhor caracterizar e avaliar o comportamento hidráulico dos solos, conta-se com sistemas de classificação. Dois destes sistemas destacam-se por sua abrangência: o do "Soil Conservation Service" – SCS (1951) e o de Setzer e La Laina Porto (1979).

O sistema de classificação do SCS divide os solos em 4 Grupos Hidrológicos; esta classificação utiliza como principal critério a composição textural dos solos e oferece, como grande vantagem, boa abrangência e aplicabilidade em relação aos tipos de cobertura e usos do solo, justamente da forma como comumente são feitos, em virtude da maior disponibilidade destes dados. Apresenta-se a seguir o sistema de classificação hidrológica dos solos do SCS:

Grupo A - Solos arenosos com baixo teor de argila total inferior a 8%. Não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.

Grupo B - Solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, este limite pode subir a 20%, graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir respectivamente a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1m, mas é quase sempre presente camada mais densificada do que a camada superficial.

Grupo C - Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas estes dois limites máximos podem ser 40% e 1m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.

Grupo D - Solos argilosos (30-40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade ou solos arenosos como B mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados.

O sistema de classificação adaptado para o Estado de São Paulo elaborado por Setzer e La Laina, foi baseado no guia hidrológico para bacias hidrográficas publicado pelo SCS, e tomou como base algumas das características pedológicas mais marcantes dos solos, classificando-os em 5 Grupos Hidrológicos, como apresentado a seguir. Embora adaptada para as condições do Estado de São Paulo, a classificação que se segue é bastante geral e pode ser aplicada a outras regiões do Brasil.

Grupo A Solos arenosos com baixo teor de argila total inferior a 8%. Não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo não atingindo 1%;

Grupo B – Solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas* este limite pode subir a 20% graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir respectivamente a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada do que a camada superficial.
* solos de rochas efusivas da Formação Serra Geral, não ocorrentes na bacia do Alto Tietê

Grupo C – Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30% mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas estes dois limites máximos podem ser 40% e 1,5 m. Nota-se, a cerca de 0,6 m de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, sem contudo poder ser considerado impermeável;.

Grupo D – Solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 0,5 m de profundidade ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados;

Grupo E – Solos barrentos como C, mas com camada argilosa impermeável ou com pedras ou sem tal camada, mas o teor de argila superando 40%. No caso de terras roxas esse teor pode subir a 60% (no caso D pode subir a 45%).

A partir da dedução de quais tipos de solo envolvidos na área de estudo, pode ser realizada a correspondência da porcentagem de alguns dos 5 grupos hidrológicos de solos conforme a Tabela 90.

Tabela 90 - Tentativa de Avaliação da percentagem de cada um dos cinco grupos hidrológicos de solo por zona ecológica no estão de São Paulo. Fonte: Setzer e La Laina Porto (1979)

Nº do tipo de solo	Descrição do tipo de solo	Grupo Hidrológico do Solo				
		A	B	C	D	E
		percentagens				
ZONA ECOLÓGICA ARENITO BAURU ABq						
1	Solos arenosos de arenito Bauru quase isento de cimento calcário, topografia quase plana, pastos e cerrados mais ou menos maltratados, cultivos muito raros.	65	30	5	-	-
2	Solos do mesmo arenito com cimento calcário, topografia ondulada. Cultivados intensamente, pouca pastagem.	60	30	10	-	-
3	Pequena área de basalto em meio a arenito Bauru intermediário entre os dois tipos anteriores, portanto uma terra roxa arenosa.	30	55	10	5	-
ZONA ECOLÓGICA ARENITO BAURU ABf						
4	Como 1,mas com inverno mais frio e menos seco..	60	35	5	-	-
5	Como 1,mas com inverno mais frio e menos seco..	55	35	10	-	-
ZONA ECOLÓGICA SERRA GERAL SGq						
6	Restos de arenito Bauru não calcífero no planalto Franca-Pedregulho, Brodosqui-Batatais-Nuporanga, São Carlos-Ibaté e na serra de Itaqueri. Cerrados e pastos pobres, topografia suave.	80	20	-	-	-
7	Basaltos da Serra Geral originando terras roxas e sendo pedregosas as mais ricas, as únicas de topografia acidentada. Intensamente cultivados.	-	-	80	15	5
8	Terras roxas arenosas devido à mistura ou influência de arenitos pobres Bauru e Botucatu, também chamadas "terra roxa de campo". Topografia suave. Pouco cultivo, com calagem e adubações fortes. Quase sempre pastagens ou cerrados.	65	25	10		
9	Solos do arenito Botucatu. São as terras arenosas mais pobres do Estado, como entre Serrana e Cássia dos Coqueiros e daí pela divisa com Minas até Ibiraci; entre São Simão e Tambaú, entre Rio Claro e Descalvado, entre Itirapina, Boa Esperança e Bocaina e entre	80	20	-	-	-

Fls. 655
Proc. 17349/16

Nº do tipo de solo	Descrição do tipo de solo	Grupo Hidrológico do Solo				
		A	B	C	D	E
		percentagens				
	Ibiritiruna , Vitoriana, Santa Maria, Mineiros, São Pedro e Águas de São Pedro. São os campos cerrados mais pobres do Estado, porém com topográfica mais suave.					
ZONA ECOLÓGICA SERRA GERAL SGf						
10	Terras roxas ricas como o tipo 7, mas de inverno mais frio e seco.	-	-	85	10	5
11	Terras roxas arenosas como tipo 8, mas de inverno mais frio e menos seco, com maior percentagem de área cultivada e sob pastagem em detrimento do cerrado, quase ausente.	55	30	15	-	-
12	Solos de arenito Botucatu como o tipo 9, porém de inverno mais frio e menos seco, com relativamente menor área de campo-cerrado e maior sob pastagem.	70	30	-	-	-
ZONA ECOLÓGICA DEPRESSÃO PALEOZÓIACA DPq						
13	Terras argilosas claras de folhelhos da formação Corumbataí e do Grupo Tubarão, geralmente nos vales, quase sempre cultivamos e em topografia bem ondulada.	-	-	20	45	35
14	Terras arenosas de arenito Tubarão e Corumbataí, geralmente nas lombadas, pouco cultivadas, quase sempre pastagens, mas há cerrados e campos cerrados muito pobres. A topografia é suave. As cores dos solos são mais avermelhadas e alaranjadas que no tipo anterior.	60	30	10	-	-
15	Terras roxas misturadas dos dills de diabásio, intensamente cultivadas, algumas quase tão ricas como os tipos 7 e 10, a topográfica sendo comparável.	-	-	75	20	5
16	Terras roxas misturadas arenosas: mistura de detritos de arenitos Tubarão e Corumbataí com os de delgadas lentes de diabásio encaixados. Mais pastos que cultivos. Topografia pouco ondulada.	60	25	15	-	-
17	Terras arroxeadas barrentas com concreções de sílex, apelidadas de bonecas, dos folhelhos e siltitos da formação Irati, quase todas cultivadas. Topografia ondulada.	10	20	60	10	-
18	Terras arenosas com seixos arredondados, por vezes estriados (glaciais), ora espalhados quando a rocha mãe é tilito, ora formando camada quando se trata de conglomerado.	50	25	15	10	-
ZONA ECOLÓGICA DEPRESSÃO PALEOZÓICA DPf						
19	Como o tipo 13, porém menos frequente.	-	-	30	40	30
20	Como o tipo 14, porém de maior expansão e variabilidade, havendo até casos de larga predominância de areias grossas sobre as finas, como na região de Itapetininga. Outros exemplos abundam no quadrilátero Itararé-Itaí–Itapetininga–Gramadinho.	50	35	15	-	-
21	Solos arenosos rasos do Devoniano, por vezes mal recobrindo extensas lajes de arenito. Só ao S e a SE de Itararé. Topografia suave, exceto onde as lajes formam degraus e até escarpas muito irregulares.	55	25	-	20	-

Nº do tipo de solo	Descrição do tipo de solo	Grupo Hidrológico do Solo				
		A	B	C	D	E
		percentagens				
22	Como o tipo 15, mas com inverno mais frio e menos seco. Quase exclusivamente nos municípios de Timburi, Fartura, Taguaí, Taquarituba e Cel. Macedo.	-	-	70	20	10
23	Como o tipo 16, mas com inverno mais frio e menos seco; e não somam mais de 100 km^2, as manchas mais conspícuas sendo perto das cidades de Capela do Alto. Tatuí, Angatuba, Buri, Barão de Antonina, e ao n de Itararé e de Capão Bonito.	45	35	20	-	
24	Como o tipo 18, mas com inverno mais frio e menos seco, os solos sendo de cores mais pálidas, amareladas e acinzentadas. Ocorrem nas áreas do tipo 20.	50	30	10	10	
	ZONA ECOLÓGICA COMPLEXO CRISTALINO CCq					
25	Solos de granito, quartizito, quartizoxisto e gnaisse leucocrático ou bastante escuro, mas profusamente injetado de vieiros de quartzo. Alto teor de areia grossa com bastante elevado teor de argila (15-20%) da decomposição de feldspatos e micas. À pequena profundidade é muito comum camada densificada ou horizonte de seixos rolados. Topografia acidentada a montanhosa. Quase só pastagens com capões de mato e grotas, mas já foi quase tudo plantado com café que arruinou o solo pela erosão.	5	35	10	20	30
26	Solos de gnaisses mesocráticos, micaxistos quartzosos, pegmatitos, quartizodioritos. São geralmente solos mais escuros que os do tipo anterior, com o alaranjado tendendo para o acastanhado e o vermelho para marrom. O teor de areia grossa é bem menos e o de argiloso ainda mais frequente. O cultivo é bastante intenso apesar da topografia acidentada.	-	20	30	30	20
27	Solos de gnaisses melanocráticos (alto teor de biotita e horneblenda), anfibolitos, intrusivas alcálicas com quartzo (só no planalto de Poços de Caldas), granodioritos, calcários silicosos, micaxistos, rochas com pouco quartzo, formando solos argilosos (30-40% de argila total) quase sem areia grossa, denominados massapés na nomenclatura popular. As camadas com seixos rolados são ainda mais frequentes que no caso anterior, mas não são menos frequentes camadas quase impermeáveis. O cultivo só não é intenso onde a topografia é montanhosa ou faltam vias de acesso. Além da área indicada no mapa, estes solos ocorrem também ao pé das serras do Mar e Paranapiacaba subindo até altitudes de 400-450 m no litoral N e na ilha de São Sebastião, e 250-300 m no litoral S. (acima destas altitudes é CCf).	-	10	40	20	30
28	Solos de rochas insaturadas do Cristalino ou isentas de quartzo, como filitos, gabros, diabásios, dioritos, peridotitos (ex.: ao N de Serra do Negra), fonolitos e outras alcálicas sem quartzo. Excluindo os solos filíticos que podem ser alaranjados ou vermelhos por terem sido decapitados em consequência das impermeabilidades, os derivados das outras rochas são desde marrons e cinzentos escuros, mas a decapitação em declives fortes pode clarear fortemente estas cores. O cultivo é mais intenso da zona ecológica. Os diabásios que quase sempre ocorrem em veios e diques estreitos, não concorrem na formação de solos por falta de expressão horizontal.	-	-	50	15	35

Nº do tipo de solo	Descrição do tipo de solo	Grupo Hidrológico do Solo				
		A	B	C	D	E
		percentagens				
ZONA ECOLÓGICA COMPLEXO CRISTALINO CCf						
29	Como o tipo 25, porém são geralmente solos mais escuros graças à decomposição mais lenta dos detritos orgânicos por causa de temperaturas mais baixas o ano inteiro. O inverno é bem mais úmido, mas temperaturas médias inferiores a 15º C (junho a agosto) não favorecem a atividade microbiana. A camada densificada é no geral ainda menos permeável que no tipo 25 pelo aumento de seixos e da umidade graças à menor evapotranspiração e, no geral, maior pluviosidade que na zona CCq. É relativamente maior a área dedicada à pastagem e menor ao cultivo por que este tipo de solo abrange as terras mais altas das serras da Mantiqueira, da Bocaina, do Mar e Paranapiacaba.	5	30	15	20	30
30	Como o tipo 26, mas com diferença semelhante à que existe entre o tipo anterior e o 25, porém com área menos dedicada à pastagem e maior ao cultivo por que geralmente o tipo 30 não ocorre no alto das serras citadas, e, portanto a topografia não é tão montanhosa e o acesso mais fácil.	-	10	30	25	30
31	Como o tipo 27, mas com diferença semelhante à que existe entre os tipos 29 e o 25, porém o tipo 31 é mais raro que o 27 por motivos puramente geológicos, mas quase totalmente cultivado, exceto no maciço de Itatiaia, de solos excessivamente rasos montanhosos e frios, e no alto da ilha de São Sebastião e da serra de Araçoiaba por serem áreas montanhosas, de difícil acesso e de solos rasos. Os calcários são lentes quase verticais e por isso estreitas, sem expressão horizontal.	-	5	30	20	45
32	Como o tipo 28, mas ainda mais procurado para o cultivo. Assim mesmo há áreas de filito tão tremendamente erodidas em declives fortes que tiveram de ser reflorestadas ou abandonadas à pastagem, como entre Nazaré e Pirapora do Bom Jesus, entre Caieiras e Santana do Parnaíba e ao longo das margens setentrionais da represa de Itupararanga.	-	-	50	10	40
ZONA ECOLÓGICA VALE DO PARAÍBA VPq						
33	Solos pretos de várzea praticamente sem escoamento superficial devido ao empoçamento, evaporação e infiltração graças à ausência de declividade, cultivo intenso e com rede de canais. São terras argilosas e com camada densificada, mas geralmente não impermeável graças à grande porosidade que pode ultrapassar 80%.	-	-	90	-	10
34	Solos argilosos alaranjados a vermelhos de sedimento cenozoico encaixante da várzea, quimicamente pobres e muito maltratados pela erosão devido à topografia fortemente ondulada e permeabilidade fraca. A ocupação humana é quase só pastagem com alto teor de ervas daninhas. A área contorna a várzea dede Cachoeira até Jacareí, continuando para SW ao longo da encosta direita do rio Parateí até penetrar no município de Moji das Cruzes.	-	-	40	5	55
35	Solos arenosos alaranjados claros do mesmo sedimento cenozoico. Antigamente eram campos-cerrados e ainda ostentam elementos xerofíticos fora de trechos adubados. A maior área de solos deste tipo acha-se na região de São José dos Campos e, sendo altamente valorizada, sua aguda pobreza química está sendo dominada a poder de calcário e adubos, mas o cultivo ainda é pouco,	45	50	5	-	-

Nº do tipo de solo	Descrição do tipo de solo	Grupo Hidrológico do Solo				
		A	B	C	D	E
		percentagens				
	predominando largamente a pastagem.					
ZONA ECOLÓGICA VALE DO PARAÍBA VPf						
36	Solos do Complexo Cristalino semelhantes ao tipo 25, distinguindo-se deste por estiagem mais longa e mais quente, enquanto o verão é menos chuvoso e também mais quente, portanto, de bem maior evapotranspiração, principalmente entre a serra do Mar e a zona VPq, penetrando até Igaratá. A pastagem predomina largamente sobre o cultivo que é muito pouco. As cores são tão claras como no caso dos solos do tipo 25.	5	25	10	40	20
37	Solos do Cristalino semelhantes ao tipo 26. A diferença é a que distingue o tipo 36 do tipo 25. Cultiva-se mais que o tipo anterior, mas a pastagem ainda predomina largamente. O reflorestamento é ainda raro que no tipo de solo anterior.	-	10	30	25	25
38	Solos do Cristalino semelhantes ao tipo 27, porém não há rochas alcálicas e prevalece a diferença que distingue o tipo 25 do 36. O tipoi 38 né mais cultivado que os dois anteriores, mas a pastagem ainda predomina por ser mais nutritiva que nos dois tipos anteriores. Como nesta área não existem filitos e as rochas alcálicas e gabros ainda não foram descobertos, o tipo 38 torna-se pouco diferente do 27. E assim o tipo 39 já pode pertencer à	-	-	40	25	35
ZONA ECOLÓGICA BAIXADA LITORÂNEA BLq						
39	solos arenosos das areias marinhas de antigas praias, pois o mar já lambeu o sopé das serras do Mar e da Paranapiacaba; bem como de todas as montanhas e morros cristalinos existentes entre as praias atuais e as serras marítimas. São solos de cor creme e acinzentada, extremamente arenosos e pobres de vido à lavagem por precipitação abundante sem estiagem e fortalecida por altas temperaturas. Mesmo onde houve mangues centenas de séculos atrás, com a regressão marinha ou elevação do continente (mais provável) do alto teor de húmus apenas sobrou a cor acinzentada e por vezes minúsculos restos de conchas. As tentativas de cultivo são muito raras.	90	10	-	-	-
40	Solos barrentos da sedimentação continental flúvio-lacustre que cobrira as areias praianas por vezes com camada tão delgada que a arei aparece na profundidade de 1,5 m a 2,0 m. são solos mais cultivados da zona BLq, mas a ocupação humna é fraca por ser o clima insalubre na Baixada Litorânea: demasiadamente úmido e quente. Daí a quase inexistência de pecuária.	-	20	60	5	15
ZONA ECOLÓGICA BAIXADA LITORÂNEA BLf						
41	Solos como tipo 40, porém afastados do mar ou atrás de serras, de modo que sofrem manor pluviosidade e a estiagem está bem esboçada, porém ainda sem deficiência hídrica. São por isso os solos mais cultivados de toda a Baixada Litorânea. Na região de Registro a chuva média anual não atinge 1.500 mm, enquanto no litoral N alcança o dobro. As cores são alaranjadas com tonalidade entre acastanhada e acinzentada; topografia suave.	-	15	60	5	20

Fls. 657
Proc. 17349/16

5.1.5.3 Tipo de cobertura do Solo

A ocupação do solo é caracterizada pela sua cobertura vegetal e pelo tipo de defesa contra erosão naturalmente existente ou eventualmente adotada.

- Valores de CN

Os valores de CN podem ser obtidos através das curvas de Escoamento Superficial de Chuvas Intensas, conforme o tipo hidrológico do solo e sua cobertura vegetal, apresentados na forma de tabelas. Para o cálculo final do CN, foram utilizadas duas tabelas que numeram as curvas de escoamento superficial em função da cobertura do solo com os diferentes grupos hidrológicos: a Tabela 91, proposta por Setzer e Porto, em relação aos 5 grupos hidrológicos de solo por eles proposto; e a Tabela 92, proposta por Tucci, Porto e Barros (1995), que possui apenas 4 grupos hidrológicos.

Tabela 91 - Numeração das Curvas de Escoamento Superficial em função do Grupo Hidrológico do Solo com a Cobertura Vegetal – Fonte: Setzer e Porto (1979)

Cobertura vegetal ou tipo de uso do solo	Defesa contra a erosão	Situação hidrológica de infiltração	Grupo Hidrológico do Solo				
			A	B	C	D	E
Arado, quase sem cobertura vegetal	SR	Boas	65	80	88	92	95
	C	Boas	65	78	86	90	92
Cultivos de ciclo curto e arações frequentes	SR	Más	60	72	81	87	90
	SR	Boas	52	66	75	82	86
	C	Más	56	65	78	84	87
	C	Boas	48	60	72	78	82
	C-T	Más	52	62	74	80	84
	C-T	Boas	45	55	67	75	80
Cultivos de ciclo médio e arações anuais	SR	Más	58	65	73	82	88
	SR	Boas	54	62	70	79	85
	C	Más	55	64	72	78	84
	C	Boas	50	60	67	75	83
	T	Más	52	62	70	77	82
	T	Boas	48	55	65	73	80
Semeação densa ou a lanço; cobertura curta, mas densa, como a das leguminosas e dos pastos em rodízio	SR	Más	56	64	72	80	86
	SR	Boas	50	58	66	76	82
	C	Más	54	60	69	76	83
	C	Boas	48	56	64	72	80
	T	Más	50	58	65	75	80
	T	Boas	45	52	60	70	76
Pastagem velha com arbustos		Más	65	70	78	85	90
		Médias	60	66	75	82	87
		Boas	56	62	72	79	84
	C	Más	55	62	70	78	86
	C	Médias	42	59	67	75	82
	C	Boas	50	56	64	72	79
Reflorestamento	SR	Más	35	50	62	74	83
	SR	Boas	30	42	55	68	78
	C	Más	30	45	57	69	80
	C	Boas	25	36	52	64	75
Mata, capoeira velha		Más	32	40	55	67	76
		Boas	18	25	42	58	70
Gramados tratados		Más	65	72	78	84	88
		Boas	59	67	74	81	86
Estradas de terra	SR	Más	80	85	90	93	95
	C	Boas	74	80	86	90	92

Nota: SR = sulcos retos; C=cultivo em contorno, paralelamente às curvas de nível;
T=terracemanto.
No caso de estradas de terra, SR é quando as águas pluviais são alojadas ao pé de barrancos e C quando não atravessam a estrada.
A estimativa dos dados numéricos baseia-se na Condição II das bacias hidrográficas e em A_i=2S.

Fls. 651
Proc. 17349/16

Tabela 92 - Numeração das Curvas de Escoamento Superficial em função do Grupo Hidrológico do Solo com a Cobertura Vegetal – Fonte: Tucci, Porto e Barros (1995)

Tipo de uso do solo/Tratamento/ Condições hidrológicas		Grupo Hidrológico do Solo			
		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho médio de lote	% Impermeável				
até 500 m²	65	77	85	90	92
1000 m²	38	61	75	83	87
1500 m²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Cultura de grãos					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	boas	61	73	81	84
Pasto					
	condições ruins	68	79	86	89
	médias	49	69	79	84
	boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	médias	25	59	75	83
	boas	6	35	70	79
Campos	condições boas	30	58	71	78
Florestas	condições ruins	45	66	77	83
	médias	36	60	73	79
	boas	25	55	70	77

Existem diferenças entre a tabela apresentada por Setzer e Porto (1979) e a tabela de Tucci, Porto e Barros (1995): (a) a nomenclatura dos tipos de cobertura do solo e; (b) o número de grupos hidrológicos, respectivamente 5 (A, B, C, D e E) e 4 (A, B, C e D) .

A Tabela apresenta a relação estabelecida entre as nomenclaturas para os tipos de cobertura de solo identificados e considerados para o município de Praia Grande à partir das análises das Ortofotos EMPLASA 2010.

Para equalizar os grupos hidrológicos, os percentuais dos grupos D e E da tabela apresentada por Setzer e Porto (1979) (Tabela 90) foram somados e considerados como o percentual do grupo D.

Tabela 93 - Equivalências da nomenclatura dos tipos de cobertura do solo entre a proposta por Setzer e Porto e a proposta por Tucci, Porto e Barros

Nomenclatura dos tipos de cobertura do solo	
Setzer e Porto	**Tucci, Porto e Barros**
Mata boa	Floresta boa
Mata ruim	Floresta ruim
Gramado bom	espaço aberto, cobertura de grama > 75%
Gramado ruim	espaço aberto, cobertura > 50%
Estrada de terra boa	rua e estrada de terra

Apesar de ser bastante difundido entre os profissionais de todo o mundo, o método proposto pelo SCS não pode ser usado indiscriminadamente e os seguintes aspectos, em relação à fórmula sugerida, devem ser levados em conta:

a) a fórmula proposta é empírica e teoricamente inconsistente se for transformada em fórmula de infiltração;

b) foi determinada para chuvas diárias, portanto a sua aplicação para intervalos de tempo menores que um dia é uma extrapolação que não encontra respaldo em estudos experimentais ou teóricos;

c) é possível demonstrar que a fórmula dá melhores resultados quando a precipitação não apresenta grandes variações temporais;

d) não existe fundamentação prática de que a perda inicial de umidade é aproximadamente igual a 0,2.S.

5.2 CÁLCULO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIAS

A partir da chuva excedente na bacia hidrográfica e das características fisiográficas da mesma são gerados os hidrogramas de cheia através o método do Hidrograma Unitário Adimensional do SCS (Figura 60).

Trata-se de um hidrograma unitário sintético, onde a vazão (Q) é expressa como fração da vazão de pico (Qp) e o tempo (t) como fração do tempo de ascensão do hidrograma unitário (tp). Dadas a vazão de pico e o tempo de resposta (*Lag-Time*) para a duração da chuva excedente, o hidrograma unitário pode ser estimado a partir do hidrograma adimensional sintético para uma dada bacia.

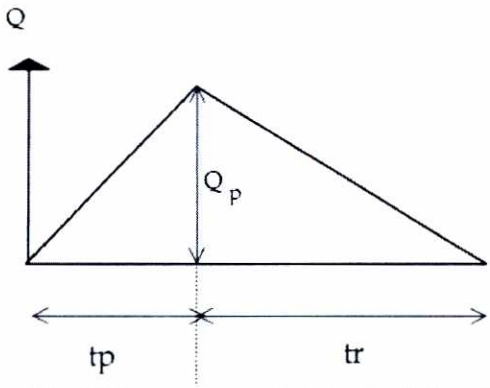


Figura 60 - Hidrograma unitário sintético do SCS

Os valores de Qp e tp podem ser estimados, utilizando-se um modelo simplificado de um hidrograma unitário triangular onde o tempo é dado em horas e as vazões em $m^3/s.cm$ (ou pes^3/pol) (SCS, 1972). A partir da observação de um grande número de hidrogramas unitários, o Soil Conservation Service sugere que o tempo de recessão seja aproximadamente 1,67 tp.

Como a área sob o hidrograma unitário deve ser igual ao volume de escoamento superficial direto de 1 cm (ou 1 pol), pode ser visto que:

$$Q_p = \frac{CA}{t_p} \qquad (20)$$

Na qual,

C = 2,08 (ou 483,4 no sistema inglês);

A = área de drenagem em km^2 (ou milhas quadradas).

Um estudo posterior de hidrogramas unitários de muitas bacias rurais grandes e pequenas indicou que o tempo de resposta (Lag-Time) é aproximadamente igual a 60% de tc, onde tc é o tempo de concentração da bacia. Assim, o tempo de ascensão Tp pode ser expresso em função do tempo de resposta "tp" e da duração da chuva excedente "tr".

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \qquad (21)$$

Quando se dispõe de um hidrograma unitário para uma chuva excedente com uma determinada duração unitária Dt, pode-se obter os hidrogramas unitários para outras durações. Se essas durações forem múltiplas da duração dada, o novo hidrograma unitário pode ser obtido facilmente, aplicando-se os princípios da independência (ou superposição) e da proporcionalidade.

O método do hidrograma utilizado do modelo HEC HMS foi o Hidrograma Unitário Adimensional do SCS para transformação dos incrementos de escoamento superficial direto em vazões afluentes num determinado ponto da bacia.

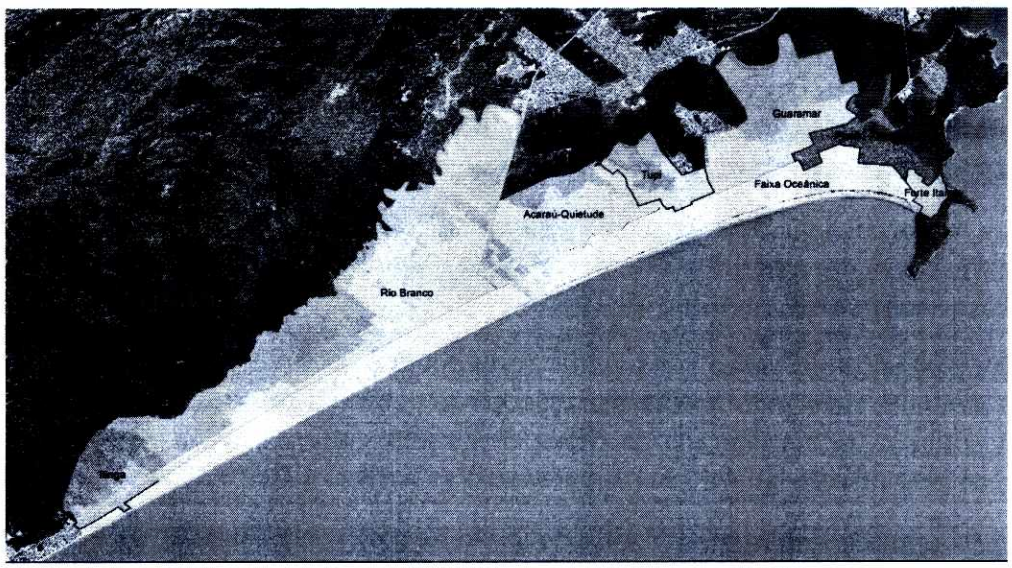
5.3 APLICAÇÃO DO MODELO – VAZÕES DE PROJETO

As simulações hidrológicas foram realizadas com a aplicação do modelo HEC-HMS para as seguintes bacias: Acaraú, Quietude, Faixa Oceânica, Forte Itaipu, Guaramar, Itinga, Rio Branco, Tupi, Xixová e Praião. Estas bacias foram agrupadas formando 8 (oito) bacias de simulação. A Tabela 94 e a Figura 61 apresentam as bacias de simulação.

Tabela 94 - Bacias de Simulação

Nº	Bacias de Simulação	Observações
1	Acaraú-Quietude	O canal Quietude é afluente do canal Acaraú
2	Faixa Oceânica	6 sub-bacias simuladas: do canal São Paulo, São Salvador, da Aviação, Negro Velho, Ocian e Gilberto F. Beck.
3	Forte Itaipu	
4	Guaramar	
5	Itinga	
6	Rio Branco	sub-bacias simuladas: dos canais existentes e projetados
7	Tupi	
8	Xixová-Praião	O canal Xixová é afluente do canal Praião

Fls. 668
Proc. 17649/16



Legenda

Bacias

Itinga	Acaraú-Quietude
Praião-Xixová	Faixa Oceânica
Rio Branco	Forte Itaipu
Tupi	Guaramar

Fonte: Ortofoto EMPLASA 2010

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

Cliente: Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande

Projeto: Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Título: Bacias de Simulação

0 1,5 3 Km

Figura 61 - Bacias de Simulação

5.3.1 Duração e Distribuição Temporal das Precipitações

A determinação do tempo de duração e do padrão de distribuição temporal das precipitações, utilizados na modelagem das bacias hidrográficas, depende, dentre outros fatores, das características físicas das bacias, assim como dos padrões e características das chuvas que precipitam na região.

O tempo de duração da precipitação intensa deve ser igual ou superior ao tempo de concentração da bacia, ou seja, o tempo necessário para que toda a área de drenagem passe a contribuir para o escoamento na seção estudada. Entretanto, esta aplicação nem sempre resulta nas chuvas mais críticas, ou seja, aquelas com as maiores vazões para um determinado período de retorno.

Desta forma, foi analisada a chuva crítica nas bacias estudadas, por meio de simulações de eventos de diversas durações, como: 1h, 2h, 3h e 6h. Esta análise foi realizada para período de retorno de 100 anos, por meio dos resultados extraídos de vários nós de simulação ao longo dos cursos d'água das bacias.

Para cada Nó foram analisadas as curvas geradas com os valores das vazões máximas no ponto e suas respectivas durações. Pode-se perceber nas figuras a seguir que os pontos de inflexão das curvas encontram-se em torno de 2 horas.

A inflexão destas curvas indica que a partir deste ponto o incremento de vazão a cada duração tende a diminuir, revelando a desaceleração no aumento da resposta da bacia, bem como a duração crítica a ser considerada na chuva de projeto. Após a análise realizada adotou-se a duração da precipitação igual a 2 horas para todas as bacias.

As figuras a seguir apresentam as curvas de vazão de pico versus duração da precipitação para as bacias estudadas neste Plano.

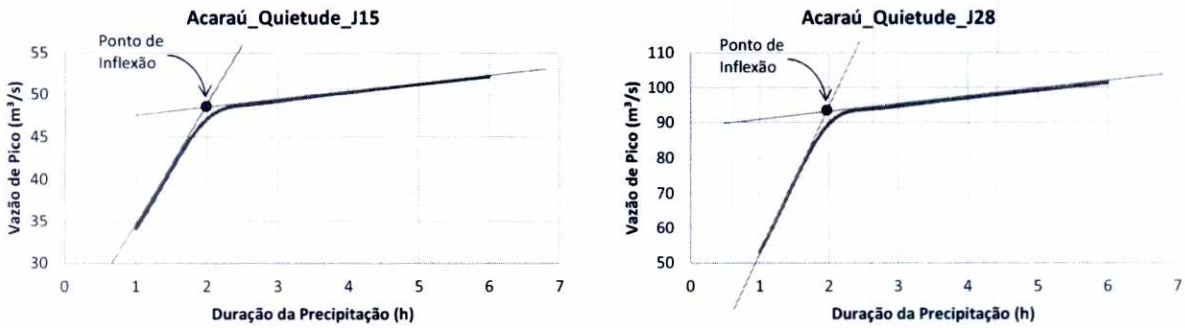


Figura 62 – Curva Vazão X Duração da Precipitação - Acaraú_Quietude Nós J15 e J28

Fls. 661
Proc. 1764916
FCTH

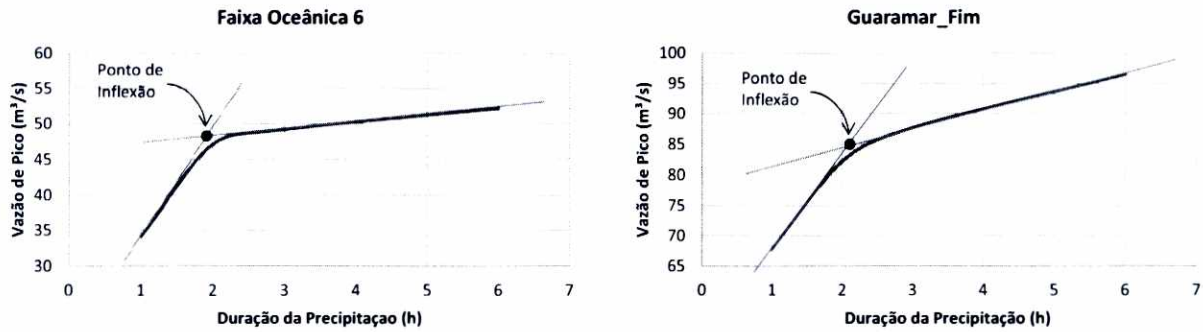


Figura 63 – Curva Vazão X Duração da Precipitação – Faixa Oceânica 6 e Guaramar Nó Fim

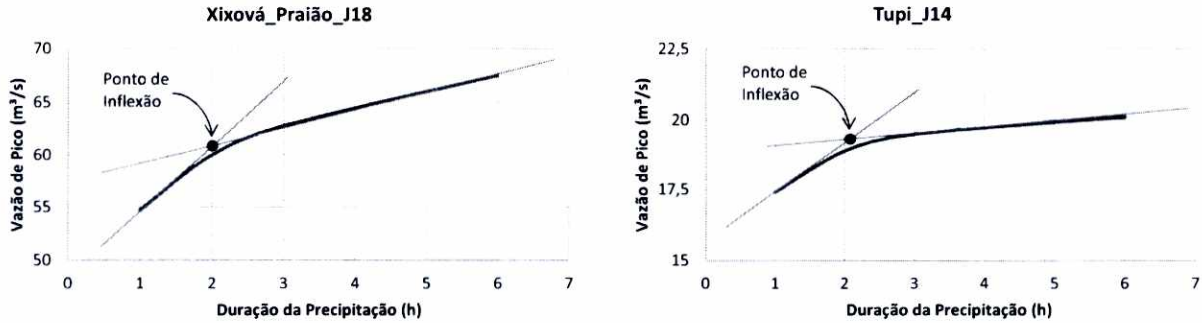


Figura 64 – Curva Vazão X Duração da Precipitação - Xixová_Praião J18 e Tupi J4

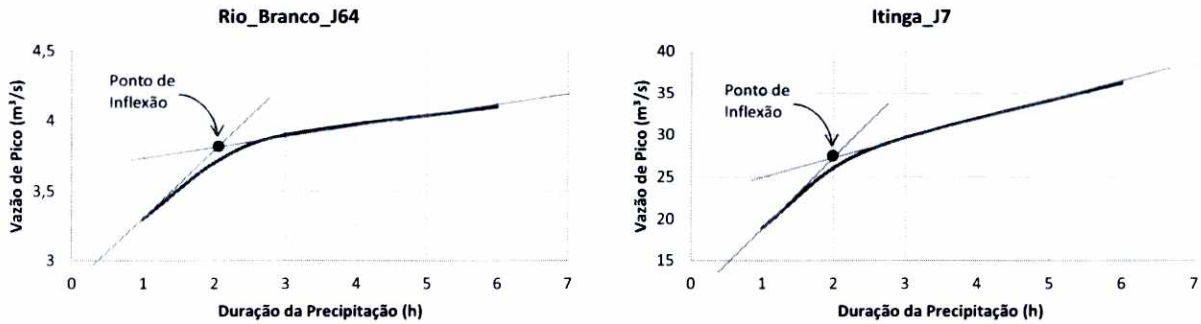


Figura 65 – Curva Vazão X Duração da Precipitação – Rio Branco J64 e Itinga J7

Quanto à distribuição temporal das precipitações, de acordo com o modelo de cálculo do *Soil Conservation Service*, normalmente utiliza-se do método dos blocos alternados, que consiste na admissão de que a intensidade da precipitação tenha uma variação ao longo de toda duração, com as máximas intensidades ocorrendo no instante central, ou seja, no instante referente a metade da duração da chuva. No presente estudo a distribuição temporal das precipitações foi calculada pelo método dos blocos alternados.

A Tabela 95 a seguir apresenta os resultados obtidos da discretização da chuva de acordo com os valores de duração e o tipo de distribuição temporal adotados.

Tabela 95 - Valores discretizados da precipitação

Tempo (h)	Precipitação Discretizada (mm)			
	TR = 10 anos	TR = 25 anos	TR = 50 anos	TR = 100 anos
0,1	2,38	2,79	3,08	3,38
0,2	2,63	3,08	3,40	3,72
0,3	2,95	3,44	3,80	4,16
0,4	3,36	3,92	4,32	4,73
0,5	3,91	4,55	5,02	5,49
0,6	4,69	5,45	6,00	6,55
0,7	5,86	6,79	7,47	8,15
0,8	7,79	9,01	9,91	10,79
0,9	11,51	13,27	14,56	15,84
1,0	20,87	23,94	26,21	28,46
1,1	14,94	17,18	18,84	20,48
1,2	9,31	10,75	11,81	12,86
1,3	6,69	7,75	8,52	9,29
1,4	5,21	6,04	6,66	7,27
1,5	4,26	4,96	5,47	5,97
1,6	3,62	4,21	4,65	5,08
1,7	3,14	3,66	4,05	4,43
1,8	2,78	3,25	3,59	3,93
1,9	2,50	2,92	3,23	3,54
2,0	2,28	2,66	2,95	3,23
Total	**120,70**	**139,61**	**153,54**	**167,35**

5.3.2 Definição do Parâmetro CN

O método do SCS impõe a estimativa do CN – Curve Number do solo como um de seus parâmetros de cálculo para definição do escoamento superficial direto relativo à área permeável. Significa dizer que o CN representa a relação entre o volume de água escoado de uma área e o total de chuva intensa por ela recebida.

Como apresentado, o modelo HEC-HMS, requer para sua operação, fundamentalmente, a estimativa do CN do solo, que por sua vez depende da análise e definição de três fatores:

- tipo de solo;
- uso e ocupação do solo e;
- umidade antecedente do solo.

O parâmetro CN deve ser estimado com base nas características atuais da bacia, já que representa a parcela permeável do solo, responsável pela infiltração.

A condição de umidade antecedente do solo foi definida a partir da análise das séries históricas do posto pluviométrico (operados pelo DAEE) cujo prefixo é: F3-10, apresentado na Figura 66.

Fls. 662
Proc. 17349/16

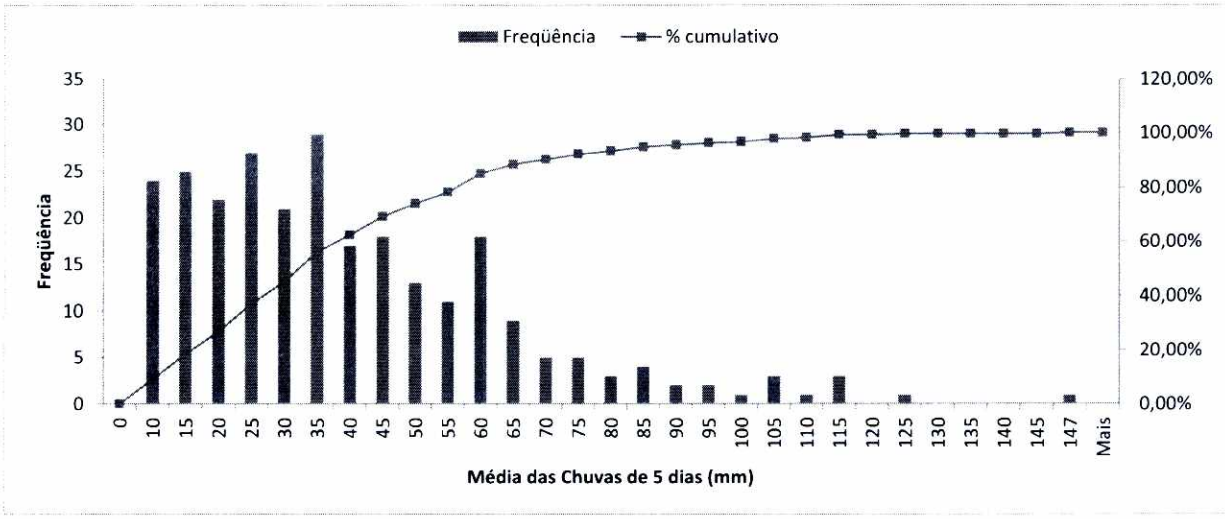


Figura 66 - Histograma de frequência do Posto F3-010

Analisando-se o gráfico da Figura 66 a média das chuvas de 5 dias é menor ou igual a 40 mm em 62% dos dados analisados, ou seja, 38% dos 256 meses analisados entre o período de observação do Posto Melvi (setembro de 1982 a setembro de 2004), possui uma média mensal do total de chuva de 5 dias consecutivos acima de 40mm. Portanto, foi considerado que o município de Praia Grande está inserido na Condição II de umidade antecedente do solo, que, igualmente a todas as modelagens de cheia feitas para bacias urbanas, reflete satisfatoriamente as condições mais frequentes que são observadas durante os eventos de chuvas intensas.

A seguir faz-se a definição do parâmetro de infiltração denominado Curve Number - CN relativo aos solos das áreas permeáveis das bacias em foco. Posteriormente serão consideradas as parcelas de áreas impermeáveis e diretamente conectadas no sistema de drenagem, para a composição dos parâmetros de infiltração relativos a cada uma das bacias de drenagem da cidade.

Os solos na região em estudo são oriundos da evolução da Serra do Mar e da formação da planície sedimentar Quaternária, marcados pela presença de rochas cristalinas da Serra do Mar e por sedimentos na Planície Quaternária.

De acordo com a Figura 67 no município de Praia Grande estão presentes três tipos pedológicos principais de solos: Gleissolos Sálicos, Espodossolos Ferrocárbicos e Cambissolos Háplicos.

CARTA DE SOLOS DO MUNICÍPIO DE PRAIA GRANDE (SP)

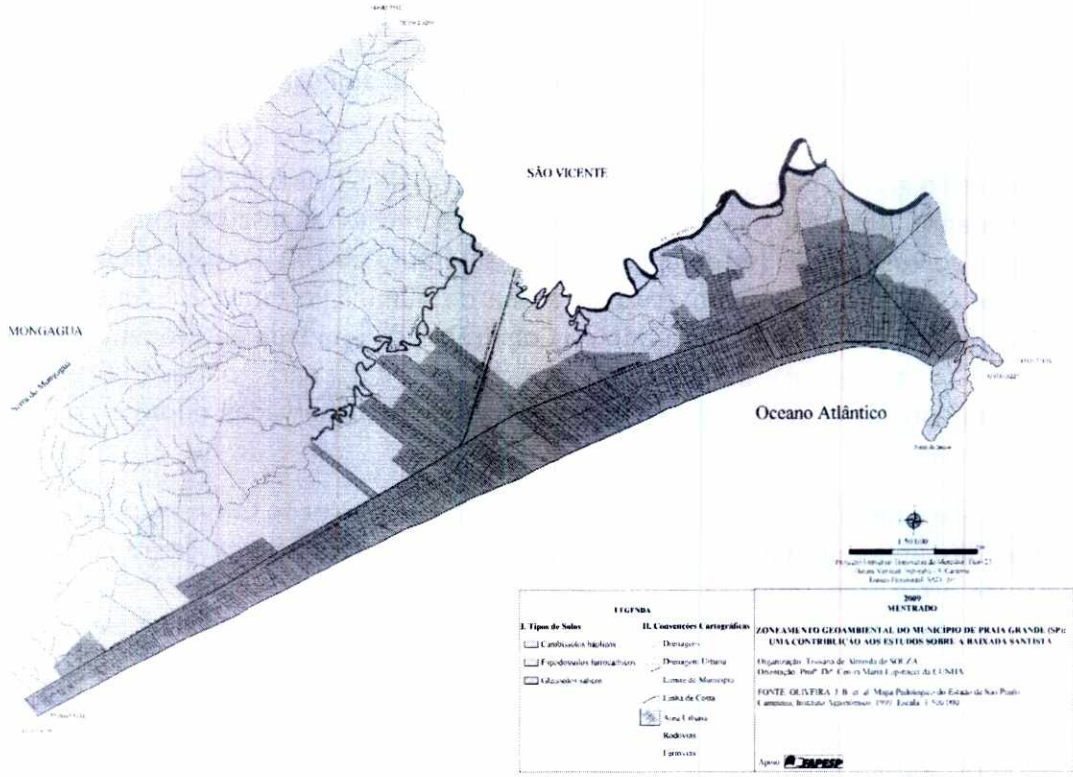


Figura 67 - Carta de Solos do Município de Praia Grande
Fonte: Souza e Cunha (2012)

O Manual Técnico de Pedologia do IBGE, BRASIL (2007), apresenta as seguintes definições para solos como apresentado seguir:

- *Cambissolos*: são solos que apresentam grande variação no tocante a profundidade, ocorrendo desde rasos a profundos, além de apresentarem grande variabilidade também em relação às demais características. A drenagem varia de acentuada a imperfeita e podem apresentar qualquer tipo de horizonte A sobre um horizonte B incipiente (Bi), também de cores diversas. Muitas vezes são pedregosos, cascalhentos e mesmo rochosos.

- *Espodossolos*: são solos bastante característicos, em razão de sua gênese. Via de regra, apresentam diferenciação significativa entre os horizontes, e, na maioria das vezes, têm um horizonte espódico de cores escurecidas ou avermelhadas/amareladas, precedido de um horizonte eluvial E (muitas vezes álbico). O horizonte espódico ocorre a profundidades variáveis, e em alguns pontos da região Amazônica encontra-se profundidades superiores a 3 metros, São em geral muito pobres no tocante a nutrientes minerais e têm textura arenosa predominante.

- *Gleissolos*: são solos característicos de áreas alagadas ou sujeitas a alagamento (margens de rios, ilhas, grandes planícies, etc.). Apresentam cores acinzentadas, azuladas ou esverdeadas, dentro de 50 cm da superfície. Podem ser de alta ou baixa fertilidade natural e têm nas condições de má drenagem a sua maior limitação de uso. Ocorrem em praticamente todas as regiões brasileiras, ocupando principalmente as planícies de inundação de rios e córregos.

No que tange a geomorfologia da região, as bacias hidrográficas situadas no município de Praia Grande apresentam duas grandes caracterizações específicas, uma dominada pelo embasamento cristalino antigo, com escarpas excessivamente inclinadas, conhecida regionalmente como Serra do Mar e a Planície Costeira ou Quaternária, formada por sedimentos recentes pouco consolidados, de relevo plano (SOUZA e CUNHA, 2012).

De acordo com o Mapa Geológico do Estado de São Paulo (Figura 68) elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2006) foi possível identificar quatro unidades litoestratigráficas:

- Depósitos Litorâneos Indiferenciados (Qli): composta por areia, silte e argila;

- Formação Cananeia (Q1cn): caracterizada por sedimento arenoso fino, em que na base ocorrem níveis de minerais pesados e intercalações argilosas, estratificação ondulada e cruzada de baixo ângulo, intensa bioturbação e estrutura de sobrecarga; no topo ocorre estratificação plano-paralela e greta de contração;

- Coberturas Dedríticas Indiferenciadas (Qdi): compostas por areia, silte, argila e cascalhos inconsolidados;

- Unidade de Gnaisses Bandados (NPccgb): composta por gnaisse migmatito de composição monzogranítica, com bandas quartzo-feldspáticas e máficas.

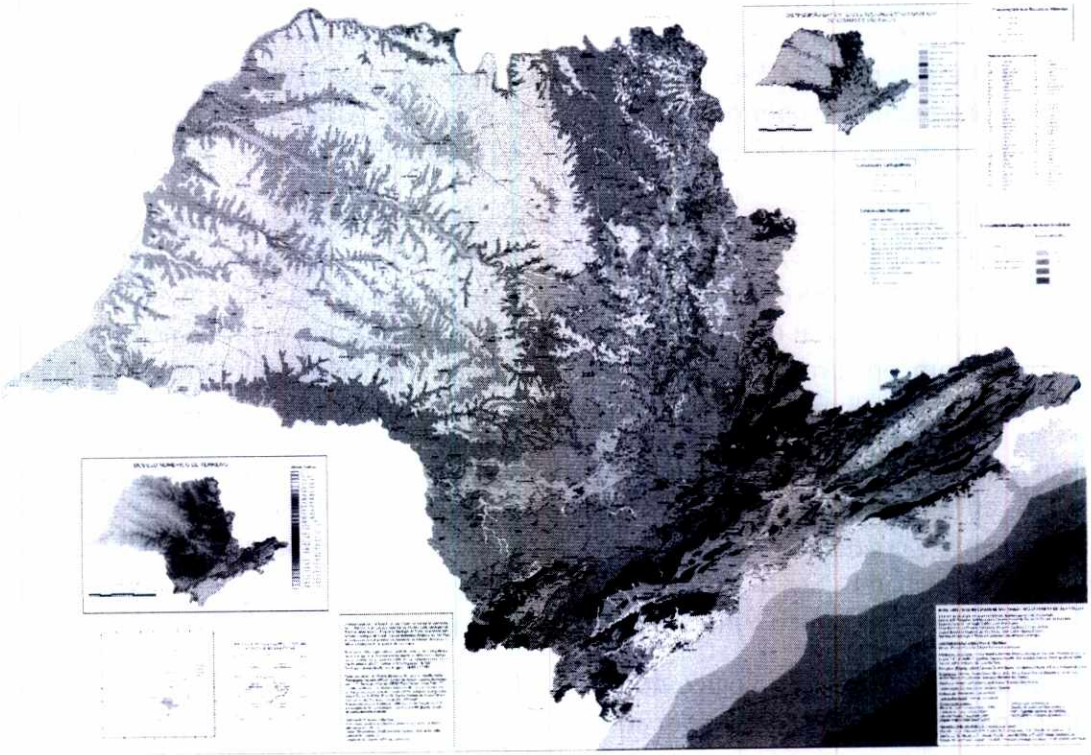


Figura 68 - Mapa Geológico do Estado de São Paulo
Fonte: CPRM (2006)

Fls. 664
Proc. 17849/16
FCTH

Conhecendo as características pedológicas e geomorfológicas da área, é necessário estabelecer uma relação entre tais características e seu comportamento hidráulico-hidrológico.

Para estabelecer esta relação para o município de Praia Grande, foi utilizado o trabalho de José Setzer e Rubem La Laina Porto, de 1979, intitulado *"Tentativa de Avaliação do Escoamento Superficial de acordo com o Solo e seu Recobrimento Vegetal nas Condições do Estado de São Paulo"*. Este trabalho divide o estado de São Paulo em zonas ecológicas, como mostra a Figura 69, que são unidades territoriais que apresentam similaridades quanto às características do solo e clima.

Dentro da divisão proposta pelo trabalho citado, o município de Praia Grande está inserido dentro de duas zonas ecológicas:

- Zona Ecológica Baixada Litorânea (BLq);
- Zona Ecológica Baixada Litorânea (BLf).

A Tabela 96 a seguir mostra a descrição dos tipos de solo inseridos em tais zonas ecológicas e o respectivo percentual de cada grupo hidrológico.

Tabela 96 - Percentual dos Grupos hidrológicos por tipo de solo
Fonte: Setzer e Porto (1979)

Nº do tipo de solo	Descrição do tipo de solo	Grupo Hidrológico do Solo				
		A	B	C	D	E
ZONA ECOLÓGICA BAIXADA LITORÂNEA BLq						
39	solos arenosos das areias marinhas de antigas praias, pois o mar já lambeu o sopé das serras do Mar e da Paranapiacaba; bem como de todas as montanhas e morros cristalinos existentes entre as praias atuais e as serras marítimas. São solos de cor creme e acinzentada, extremamente arenosos e pobres de vido à lavagem por precipitação abundante sem estiagem e fortalecida por altas temperaturas. Mesmo onde houve mangues centenas de séculos atrás, com a regressão marinha ou elevação do continente (mais provável) do alto teor de húmus apenas sobrou a cor acinzentada e por vezes minúsculos restos de conchas. As tentativas de cultivo são muito raras.	90	10	-	-	-
40	solos barrentos da sedimentação continental flúvio-lacustre que cobrira as areias praianas por vezes com camada tão delgada que a areia aparece na profundidade de 1,5 m a 2,0 m. São solos mais cultivados da zona BLq, mas a ocupação humana é fraca por ser o clima insalubre na Baixada Litorânea: demasiadamente úmido e quente. Daí a quase inexistência de pecuária.	-	20	60	5	15
ZONA ECOLÓGICA BAIXADA LITORÂNEA BLf						
41	solos como tipo 40, porém afastados do mar ou atrás de serras, de modo que sofrem menor pluviosidade e a estiagem está bem esboçada, porém ainda sem deficiência hídrica. São por isso os solos mais cultivados de toda a Baixada Litorânea. Na região de Registro a chuva média anual não atinge 1.500 mm, enquanto no litoral N alcança o dobro. As cores são alaranjadas com tonalidade entre acastanhada e acinzentada; topografia suave.	-	15	60	5	20

Este trabalho de tentativa de avaliação do escoamento superficial foi fundamental para identificar em quais zonas ecológicas Praia Grande está inserida, ou seja, quais os tipos de solo são encontrados no município. No entanto, por se tratar de um mapeamento realizado para todo o estado de São Paulo, a precisão espacial das divisões das zonas ecológicas e tipos de solo dificultou a identificação dos seus limites, além de diferir das demais fontes consultadas para caracterizar os tipos de solo da região. Portanto, para determinar os tipos de solo da área de estudo foi utilizado além do Mapa Geológico do Estado de São Paulo de 2006 (Figura 68), a Carta Geomorfológica do Município de Praia Grande proposta por Souza e Cunha, 2012(Figura 70).

Fls. 665
Proc. 17849/16

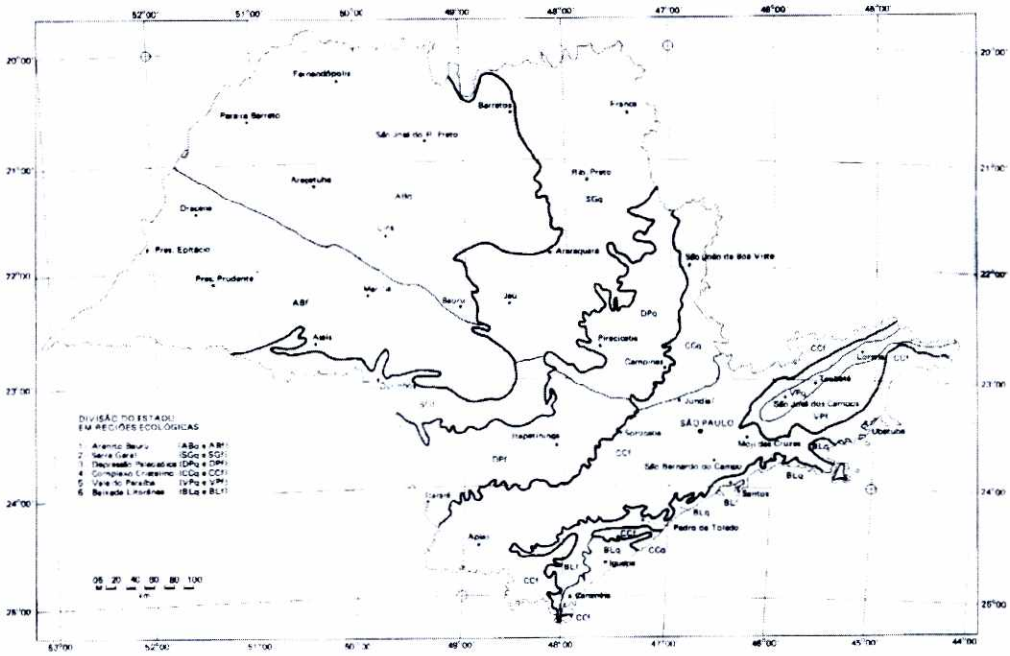


Figura 69 - Divisão do Estado de São em Regiões Ecológicas

Fonte: Setzer e Porto (1979)

CARTA GEOMORFOLOGICA DO MUNICIPIO DE PRAIA GRANDE (SP)

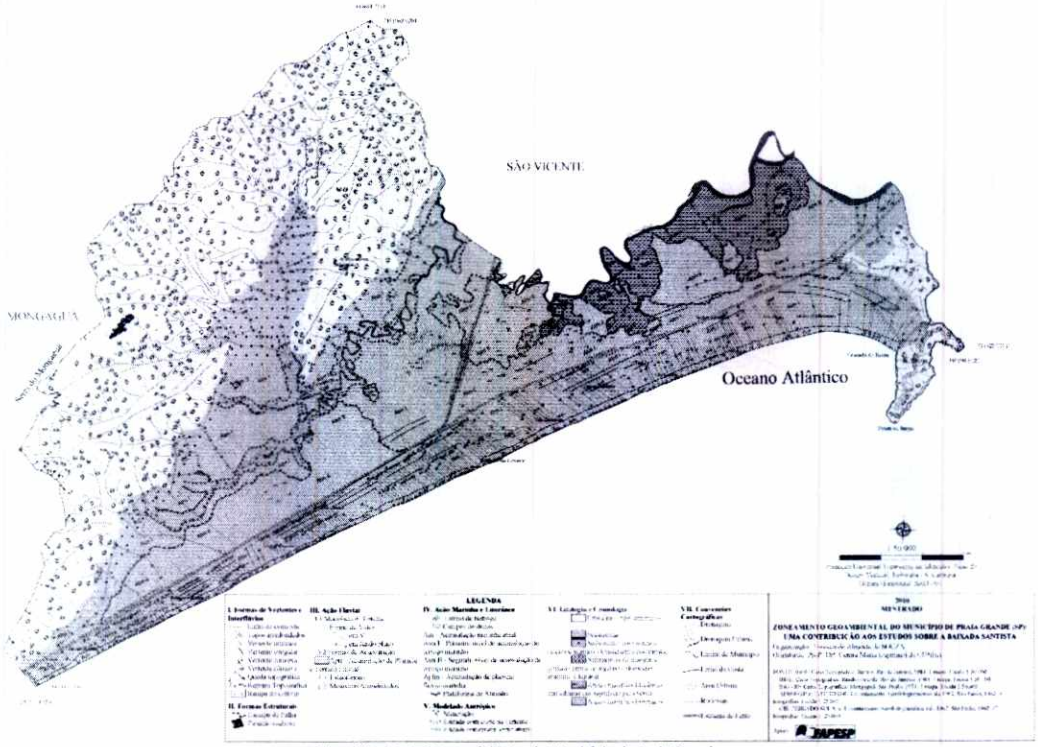


Figura 70 - Carta Geomorfológica do Município de Praia Grande
Fonte: Souza e Cunha (2012)

Foram estabelecidas relações entre a classificação dos tipos de solo proposta por Setzer e Porto com as classificações do Mapa Geológico do Estado de São Paulo de 2006 e da Carta Geomorfológica do Município de Praia Grande proposta por Souza e Cunha, 2012. Estas relações foram realizadas através da análise das descrições dos tipos de solos. As Tabela 97 e Tabela 98 a seguir apresentam as equivalências estabelecidas para determinação dos grupos hidrológicos em função do tipo de solo.

Tabela 97 - Equivalência da classificação dos tipos de solo entre Mapa Geológico do Estado de São Paulo e a proposta por Setzer e Porto

Correlação entre as classificações dos tipos de solo	
Mapa Geológico SP	Setzer e Porto (1979)
Qli	39
Q1cn	40
Qdi	
NPccgb	41

Tabela 98 - Equivalência da classificação dos tipos de solo entre a Carta Geomorfológica do Município de Praia Grande proposta por Souza e Cunha e a proposta por Setzer e Porto

Correlação entre as classificações dos tipos de solo	
Souza e Cunha (2012)	Setzer e Porto (1979)
Areia Marinha Litorânea	39
Sedimento de Mangue e Pântano	40
Sedimento Continental	
Cristalino Pré-Cambriano	41

Após as análises comparativas, foi utilizada a divisão dos tipos de solo apresentadas na Carta Geomorfológica do Município de Praia Grande proposta por Souza e Cunha, por se tratar de um trabalho mais recente e específico para o município de Praia Grande.

Estabelecidos os porcentuais de cada Grupo hidrológico do solo, em função dos litotipos, utiliza-se uma tabela que correlaciona os grupos hidrológicos do solo e o seu tipo de cobertura para obtenção do valor do CN.

A cobertura do solo é caracterizada pela sua ocupação e pelo tipo de defesa contra erosão naturalmente existente ou eventualmente adotada. A divisão espacial dos diferentes tipos de cobertura do solo das áreas permeáveis do município de Praia Grande foi realizada através da análise visual das Ortofotos EMPLASA 2010.

Para o cálculo final do CN, foram utilizadas as tabelas que numeram as curvas de escoamento superficial em função da cobertura do solo com os diferentes grupos hidrológicos: proposta por Setzer e Porto, em relação aos 5 grupos hidrológicos de solo por eles proposto; e proposta por Tucci, Porto e Barros (1995), que possui apenas 4 grupos hidrológicos. Estas tabelas estão apresentadas no item 5.1.5.3 Tipo de cobertura do Solo.

Após a análise comparativa entre as duas tabelas com as informações de CN, concluiu-se que a tabela proposta por Tucci, Porto e Barros (1995) é mais adequada para a área de estudo por apresentar valores de CN menores para o tipo de cobertura do solo "estrada de terra". Isso resulta em um maior volume infiltrado, situação que melhor representa a realidade do

município de Praia Grande, marcado pela presença de solos mais arenosos. A Tabela 99 apresenta os valores de CN para cada grupo hidrológico de cada cobertura do solo identificada na área de estudo.

Tabela 99 - Curve Number

Cobertura do Solo		Grupo Hidrológico (CN por tipo de cobertura			
Setzer (1979)	**Tucci, Porto e Barros (1995)**	**A**	**B**	**C**	**D**
Mata boa	**Floresta boa**	25	55	70	77
Mata ruim	**Floresta ruim**	45	66	77	83
Gramado bom	**Espaço aberto, cobertura de grama > 75%**	39	61	74	80
Gramado ruim	**Espaço aberto, cobertura > 50%**	49	69	79	84
Estrada de terra boa	**Rua e estrada de terra**	72	82	87	89

Com a determinação dos percentuais dos grupos hidrológicos e os valores de CN para cada tipo de cobertura, primeiramente calculou-se o CN médio para cada díade grupo hidrológico/cobertura do solo (GH/CS), de acordo com a equação(22).

$$CN_{médioGH/CS} = \sum_{i=A}^{Z} \%_{Grupo\ i} \times CN_{Grupo\ i\ x\ Tipo\ de\ Cobertura} \qquad (22)$$

Na sequência, efetuou-se o cálculo do CN médio ponderado segundo a equação (23), levando-se em consideração as diferentes coberturas do solo presentes nas áreas de cada bacia.

$$CN_{médio} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i \times CN_{médioGH/CS}}{A_{total}} \qquad (23)$$

Na qual,

A_i = parcelas de áreas permeáveis da bacia estudada.

A_{total} = total de áreas permeáveis da bacia estudada

O fluxograma da Figura resume o processo realizado na definição dos valores de CN da área de estudo do presente projeto. Neste processo foram utilizadas ferramentas de geoprocessamento para as análises espaciais das informações georreferenciadas.

Fls. 667
Proc. 17849116

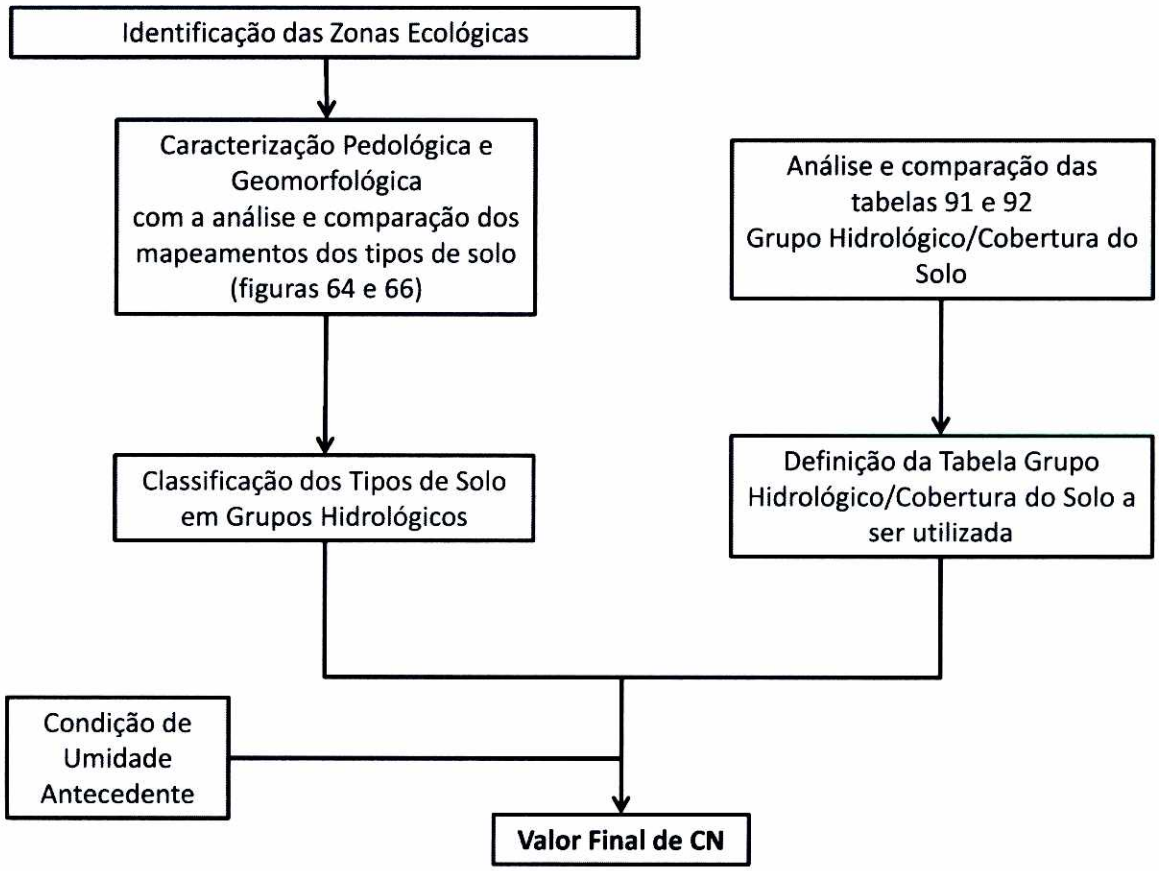


Figura 71 - Fluxograma do processo para definição dos valores de CN

Os valores de CN encontrados para as bacias do município de Praia Grande são apresentados na Tabela 100. Ressalta-se que os valores de CN são referentes às áreas permeáveis das bacias, utilizando a condição II de umidade antecedente do solo.

Tabela 100 - CN médios obtidos para as bacias do município de Praia Grande

Bacia	área total (km^2)	CN médio áreas permeáveis
Xixová	2,04	57
Praião	2,61	38
Guaramar	6,014	56
Tupi	2,23	61
Quietude	1,52	54
Acaraú	5,55	47
Forte Itaipu	0,74	66
Faixa Oceânica	14,27	54
Rio Branco	22,14	34
Itinga	3,95	50

5.3.3 Amortecimento da onda de cheia em canais

No modelo HEC-HMS o amortecimento de onda de cheias em canais pode ser calculado por vários métodos diferentes. Nas simulações hidrológicas realizadas no presente projeto, utilizou-se o método de Muskingum.

O método de Muskingum é um modelo de armazenamento e, desta forma, considera desprezível todos os termos da equação dinâmica. Além disso, admite desprezível o termo referente à contribuição lateral da equação da continuidade.

Segundo Silva, Mascarenhas e Miguez (2003), o método Muskingum foi criado por McCarthy em 1939 e desenvolvido através de pesquisas no rio Muskingum.

5.3.4 Tempo de retardo (lag time)

O tempo de retardo ou resposta (lag time) é o parâmetro utilizado pelo modelo HEC-HMS para definir o tempo total para que uma bacia contribua para o deflúvio no exutório. O lag time está diretamente relacionado com o tempo de concentração da bacia sendo 0,6 do TC.

5.3.5 Características físicas das bacias

As tabelas a seguir apresentam as características físicas das bacias simuladas no HEC-HMS.

Tabela 101 - Características Físicas – Bacia do Acaraú

	CN = 47			
Sub-bacia	**Área (km²)**	**% Imperv 2010**	**% Imperv 2035**	**Lag Time (min)**
Acarau 11-9	0,312	76%	89%	29,5
Acarau 17-16	0,618	48%	62%	33,1
Acarau 25-Fim	0,032	0%	0%	6,3
Acarau 24-28	0,242	0%	1%	14,2
Acarau 23-28	0,723	68%	80%	12,8
Acarau 22-18	0,233	15%	26%	11,4
Acarau 21-18	0,087	76%	89%	9,4
Acarau 20-17	0,322	19%	33%	17,7
Acarau 19-17	0,392	76%	89%	12,8
Acarau 18-16	0,362	76%	89%	27,3
Acarau 12-10	0,099	76%	89%	28,0
Acarau 16-15	0,089	76%	89%	7,1
Acarau 15-14	0,062	76%	89%	7,1
Acarau 14-12	0,016	76%	89%	5,0
Acarau 13-11	0,091	76%	89%	9,9
Acarau 3-5	0,199	71%	87%	22,2
Acarau 6-2	0,082	76%	89%	33,1
Acarau 7-8	0,236	18%	32%	7,4
Acarau 9-8	0,060	70%	84%	9,8
Acarau 10-15	0,538	71%	85%	11,7
Acarau 5-1	0,321	41%	85%	26,4
Acarau 4-7	0,156	23%	61%	17,7
Acarau 1-3	0,071	73%	55%	8,3
Acarau 2-4	0,123	48%	36%	25,1
Acarau 8-8	0,083	33%	46%	10,3

Tabela 102 - Características Físicas – Bacia do Quietude

		CN = 54		
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Quietude 1-19	0,280	73%	80%	34,9
Quietude 2-20	0,058	73%	80%	32,7
Quietude 5-24	0,119	73%	80%	6,4
Quietude 6-25	0,255	73%	80%	13,0
Quietude 8-27	0,065	40%	44%	6,2
Quietude 9-28	0,054	33%	37%	6,2
Quietude 7-26	0,230	66%	72%	7,8
Quietude 3-21	0,238	73%	80%	36,5
Quietude 4-22	0,221	73%	80%	38,1

Tabela 103 - Características Físicas – Bacia Faixa Oceânica

		CN = 54		
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Faixa Oceanica 3-3	0,190	66%	78%	12,7
Faixa Oceanica 1-1	0,820	66%	78%	11,6
Faixa Oceanica 2-2	0,330	66%	78%	10,2
Faixa Oceanica 4-4	0,290	66%	78%	11,8
Faixa Oceanica 5-5	0,327	66%	78%	12,5
Faixa Oceanica 6-6	0,670	36%	46%	10,1

Tabela 104 - Características Físicas – Bacia do Forte Itaipu

		CN = 66		
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Forte 1-1	0,342	9%	10%	18,8
Forte 4-Fim	0,209	4%	4%	14,1
Forte 3-4	0,070	74%	85%	7,4
Forte 2-2	0,121	75%	85%	7,5

Tabela 105 - Características Físicas – Bacia do Guaramar

		CN = 56		
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Guaramar 20-19	0,873	0%	2%	30,1
Guaramar 1-1	0,102	65%	73%	16,5
Guaramar 5-6	0,408	65%	73%	9,3
Guaramar 7-9	0,475	60%	68%	15,4
Guaramar 6-7	0,508	65%	73%	10,1
Guaramar 9-13	0,079	65%	73%	5,7
Guaramar 11-14	0,091	62%	70%	9,7
Guaramar 8-9	0,153	28%	31%	8,9
Guaramar 18-20	0,101	1%	2%	8,0
Guaramar 19-Fim	0,036	0%	0%	8,1
Guaramar 15-Fim	0,139	30%	33%	19,0
Guaramar 16-Fim	0,077	0%	0%	11,9
Guaramar 4-4	0,453	65%	73%	38,5
Guaramar 3-3	0,295	65%	73%	35,7
Guaramar 14-17	0,724	34%	43%	40,5

CN = 56				
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Guaramar 12-15	0,445	65%	73%	11,9
Guaramar 10-11	0,341	65%	73%	8,2
Guaramar 13-18	0,215	65%	73%	14,9
Guaramar 2-2	0,037	65%	73%	12,4
Guaramar 17-10	0,462	1%	1%	17,8

Tabela 106 - Características Físicas – Bacia do Itinga

CN = 50				
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time
Itinga 3-3	1,314	8%	12%	29,8
Itinga 4-5	0,892	10%	13%	35,1
Itinga 2-2	0,038	4%	8%	18,4
Itinga 1-1	0,223	49%	62%	11,7
Itinga 7-6	0,255	49%	62%	10,5
Itinga 6-7	0,718	15%	19%	36,2
Itinga 5-7	0,436	12%	17%	32,6
Itinga 8-Fim	0,072	48%	61%	6,5

Tabela 107 - Características Físicas – Bacia Rio Branco

CN = 34				
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Rio Branco 1-1	1,058	9%	13%	36,6
Rio Branco 2-2	1,265	1%	5%	37,3
Rio Branco 3-3	1,476	5%	10%	34,0
Rio Branco 4-4	2,131	25%	29%	36,9
Rio Branco 5-5	2,131	47%	53%	28,2
Rio Branco 6-6	1,088	53%	60%	23,1
Rio Branco 8-12	0,657	52%	58%	20,7
Rio Branco 9-13	1,114	55%	62%	14,4
Rio Branco 34-Fim	0,135	0%	3%	13,8
Rio Branco 44-42	0,065	59%	66%	27,6
Rio Branco 45-43	0,138	59%	66%	30,1
Rio Branco 35-54	0,142	4%	9%	16,3
Rio Branco 11-14	0,324	49%	56%	8,2
Rio Branco 10-Fim	0,718	34%	39%	21,9
Rio Branco 15-27	0,277	26%	32%	13,9
Rio Branco 13-26	0,090	5%	10%	15,2
Rio Branco 14-25	0,132	0%	5%	12,4
Rio Branco 12-Fim	0,895	0%	4%	25,6
Rio Branco 17-29	0,206	0%	5%	22,5
Rio Branco 18-28	0,225	0%	5%	15,5
Rio Branco 16-Fim	0,810	0%	4%	32,8
Rio Branco 20-37	0,120	0%	5%	8,7
Rio Branco 21-36	0,084	0%	5%	8,6
Rio Branco 22-38	0,274	0%	5%	13,5
Rio Branco 19-Fim	0,705	0%	4%	26,2
Rio Branco 24-40	0,246	24%	29%	11,6
Rio Branco 25-39	0,199	40%	47%	11,6
Rio Branco 23-Fim	0,527	0%	4%	24,1
Rio Branco 33-51	0,143	3%	8%	14,2
Rio Branco 31-52	0,152	15%	21%	15,4
Rio Branco 37-62	0,088	0%	5%	7,1

Fls. 669
Proc. 17849/16
FCTH

CN = 34				
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Rio Branco 26-Fim	0,444	0%	4%	11,9
Rio Branco 30-Fim	0,401	0%	4%	14,2
Rio Branco 36-Fim	0,530	0%	1%	18,6
Rio Branco 7-Fim	0,727	55%	61%	19,3
Rio Branco 46-44	0,033	59%	66%	24,6
Rio Branco 47-45	0,078	59%	66%	21,0
Rio Branco 51-34	0,033	59%	66%	7,2
Rio Branco 61-8	0,056	59%	66%	5,8
Rio Branco 49-32	0,069	59%	66%	16,0
Rio Branco 48-31	0,083	54%	61%	14,6
Rio Branco 53-17	0,185	59%	66%	35,0
Rio Branco 59-23	0,549	66%	75%	23,4
Rio Branco 58-22	0,067	59%	66%	36,6
Rio Branco 63-10	0,049	59%	66%	16,9
Rio Branco 55-19	0,015	59%	66%	5,1
Rio Branco 54-18	0,005	56%	63%	4,6
Rio Branco 56-20	0,024	57%	64%	8,0
Rio Branco 57-21	0,069	59%	66%	7,7
Rio Branco 32-50	0,139	3%	8%	27,9
Rio Branco 29-49	0,333	50%	57%	16,7
Rio Branco 27-48	0,064	32%	38%	17,4
Rio Branco 28-47	0,059	0%	5%	13,4
Rio Branco 38-61	0,146	0%	3%	9,8
Rio Branco 39-60	0,365	6%	14%	9,8

Tabela 108 - Características Físicas – Bacia do Tupi

CN = 61				
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Tupi 6-7	0,110	44%	48%	17,3
Tupi 2-2	0,367	79%	86%	16,4
Tupi 1-1	0,205	79%	86%	29,7
Tupi 3-3	0,141	79%	86%	7,6
Tupi 4-6	0,629	43%	49%	17,9
Tupi 5-5	0,328	55%	60%	16,9
Tupi 8-9	0,069	37%	42%	7,0
Tupi 10-10	0,180	51%	57%	12,6
Tupi 7-8	0,144	8%	9%	10,8
Tupi 11-Fim	0,054	70%	77%	6,4

Tabela 109 - Características Físicas – Bacia do Xixová

CN = 57				
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Xixová 1-1	0,140	50%	58%	7,159
Xixová 2-3	0,190	30%	35%	5,240
Xixová 3-4	0,420	35%	40%	7,975
Xixová 4-5	0,460	53%	61%	12,462
Xixová 5-6	0,330	56%	64%	9,987
Xixová 6-7	0,130	58%	66%	7,786
Xixová 7-8	0,160	60%	69%	8,477
Xixová 8-18	0,210	66%	76%	6,488

Tabela 110 - Características Físicas – Bacia do Praião

	CN = 38			
Sub-bacia	Área (km²)	% Imperv 2010	% Imperv 2035	Lag Time (min)
Praião 1-14	0,014	72%	76%	6,1
Praião 2-10	0,068	72%	76%	6,9
Praião 4-12	0,064	72%	76%	8,1
Praião 5-16	0,013	72%	76%	6,1
Praião 6-13	0,070	72%	76%	6,4
Praião 7-17	0,023	72%	76%	3,6
Praião 15-Fim	0,255	2%	4%	7,9
Praião 3-9	0,112	72%	76%	6,4
Praião 10-19	0,125	72%	76%	11,9
Praião 11-21	0,099	72%	76%	13,3
Praião 12-22	0,038	72%	76%	5,9
Praião 9-18	0,041	72%	76%	3,9
Praião 8-18	0,061	72%	76%	10,0
Praião 14-24	0,395	13%	17%	16,1
Praião 13-23	0,684	28%	31%	19,6

5.3.6 Resultados da Simulação Hidrológica

Neste item são apresentadas as topologias das redes (esquema de cálculo) das bacias hidrográficas estudadas e os resultados da modelagem hidrológica realizada com o HEC-HMS.

Com as características físicas e com as chuvas de projeto para períodos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos, foram calculadas as vazões de projeto para o ano base (2010), considerando, portanto, as parcelas impermeáveis de solo como se encontravam em 2010, e a estimativa para o futuro do município (horizonte de projeto 2035), onde o crescimento estimado se reflete em termos de aumento na área impermeabilizada.

Os resultados das simulações são apresentados em forma de tabelas com as vazões máximas previstas nas diversas seções de interesse das bacias urbanas de Praia Grande, para os períodos de retorno considerados.

No Tomo II deste Volume são apresentados os Mapas-Chave de Vazões (desenhos nº 1122-2615/14-R0 a 1122-2622/14-R0) com os resultados em termos de vazão em cada bacia estudada do município de Praia Grande.

Fls. 670
Proc. 17849/16

5.3.6.1 *Bacia Acaraú-Quietude*

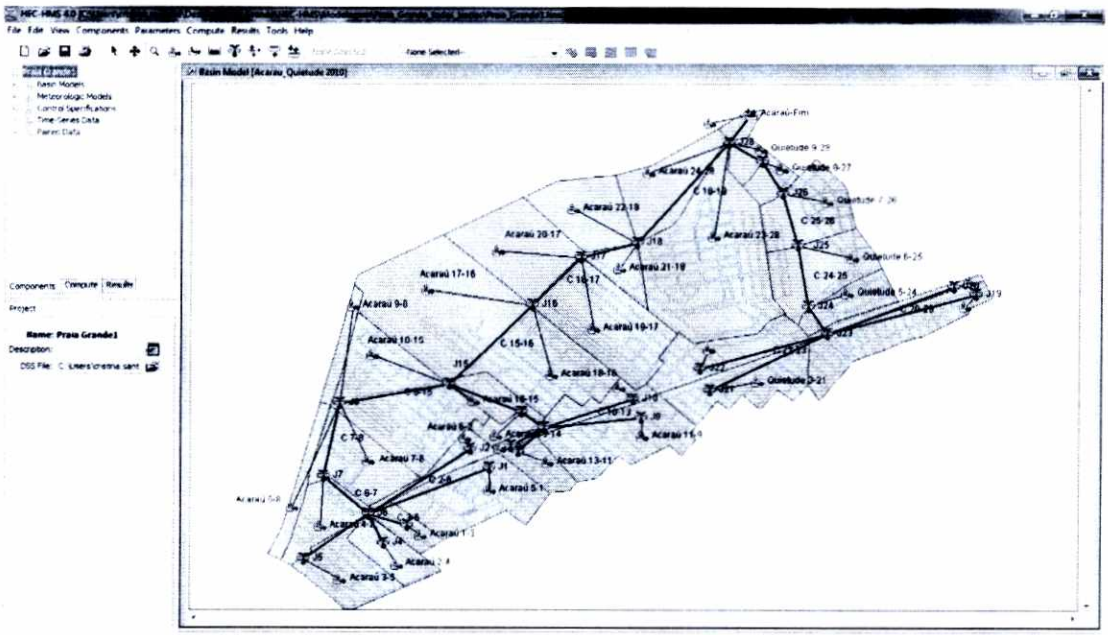


Figura 72 - Topologia da bacia hidrográfica do Acaraú-Quietude

Tabela 111 - Vazões Calculadas - Ano base 2010 – Bacia do Acaraú-Quietude

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	J6	0,0	4,7	0,0	5,5	0,0	6,1	0,0	6,7
J5	J6	0,0	3,3	0,0	3,9	0,0	4,3	0,0	4,7
J4	J6	0,0	0,7	0,0	0,9	0,0	1,1	0,0	1,3
J3	J6	0,0	1,1	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,7
J2	J6	0,0	1,1	0,0	1,3	0,0	1,4	0,0	1,6
J6	J7	10,5	12,5	12,4	14,8	13,9	16,5	15,4	18,3
J7	J8	12,4	14,9	14,6	18,0	16,4	20,4	18,1	22,7
J8	J15	15,4	27,2	18,5	32,2	20,8	36,1	23,2	40,1
J9	J13	0,0	4,6	0,0	5,3	0,0	5,9	0,0	6,5
J10	J13	0,0	1,5	0,0	1,7	0,0	1,9	0,0	2,1
J11	J13	0,0	2,3	0,0	2,7	0,0	3,0	0,0	3,2
J12	J13	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,6	0,0	0,7
J13	J14	7,9	9,7	9,3	11,3	10,3	12,5	11,2	13,7
J14	J15	9,0	11,5	10,5	13,4	11,7	14,9	12,8	16,3
J15	J16	35,2	37,3	41,6	44,1	46,4	49,2	51,4	54,5
J16	J17	37,3	43,6	44,1	51,7	49,2	57,8	54,5	64,0
J17	J18	43,6	45,5	51,7	54,1	57,8	60,6	64,0	67,3
J18	J28	45,5	60,6	54,1	72,0	60,6	80,7	67,3	89,6
J19	J23	0,0	3,6	0,0	4,3	0,0	4,8	0,0	5,2
J21	J23	0,0	3,0	0,0	3,5	0,0	3,9	0,0	4,3
J22	J23	0,0	2,7	0,0	3,2	0,0	3,6	0,0	3,9
J20	J23	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,1
J23	J24	10,2	11,6	11,9	13,6	13,2	15,1	14,6	16,6
J24	J25	11,6	15,8	13,6	18,6	15,1	20,6	16,6	22,7
J25	J26	15,8	19,6	18,6	23,0	20,6	25,5	22,7	28,1
J26	J27	19,6	20,4	23,0	24,0	25,5	26,7	28,1	29,4
J27	J28	20,4	21,3	24,0	25,0	26,7	27,9	29,4	30,8
J28	Acaraú-Fim	73,5	73,6	87,2	87,4	97,6	97,8	108,2	108,5

Fls. 671
Proc. 17849/16

Tabela 112 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia do Acaraú-Quietude

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	J6	0,0	5,5	0,0	6,4	0,0	7,1	0,0	7,8
J5	J6	0,0	3,9	0,0	4,5	0,0	5,0	0,0	5,4
J4	J6	0,0	1,0	0,0	1,3	0,0	1,4	0,0	1,6
J3	J6	0,0	1,4	0,0	1,7	0,0	1,9	0,0	2,1
J2	J6	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J6	J7	12,7	15,1	14,8	17,6	16,4	19,5	18,0	21,5
J7	J8	14,9	18,8	17,4	22,3	19,3	24,8	21,3	27,4
J8	J15	19,0	32,9	22,4	38,5	25,0	42,8	27,6	47,1
J9	J13	0,0	5,3	0,0	6,1	0,0	6,7	0,0	7,4
J10	J13	0,0	1,7	0,0	2,0	0,0	2,2	0,0	2,4
J11	J13	0,0	2,7	0,0	3,1	0,0	3,4	0,0	3,7
J12	J13	0,0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,7	0,0	0,8
J13	J14	9,2	11,2	10,6	13,0	11,7	14,3	12,8	15,6
J14	J15	10,5	13,3	12,1	15,4	13,3	16,9	14,6	18,6
J15	J16	42,3	44,6	49,4	52,2	54,8	57,9	60,2	63,6
J16	J17	44,6	52,4	52,2	61,4	57,9	68,1	63,6	74,9
J17	J18	52,4	54,8	61,4	64,3	68,1	71,5	74,9	78,8
J18	J28	54,8	72,6	64,3	85,4	71,5	95,0	78,8	104,7
J19	J23	0,0	3,9	0,0	4,6	0,0	5,1	0,0	5,6
J21	J23	0,0	3,3	0,0	3,8	0,0	4,2	0,0	4,6
J22	J23	0,0	2,9	0,0	3,4	0,0	3,8	0,0	4,2
J20	J23	0,0	0,8	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,2
J23	J24	11,0	12,5	12,8	14,6	14,2	16,1	15,5	17,7
J24	J25	12,5	17,1	14,6	19,9	16,1	22,0	17,7	24,2
J25	J26	17,1	21,1	19,9	24,6	22,0	27,3	24,2	30,0
J26	J27	21,1	22,0	24,6	25,7	27,3	28,5	30,0	31,3
J27	J28	22,0	22,7	25,7	26,7	28,5	29,6	31,3	32,5
J28	Acaraú-Fim	85,8	85,9	100,9	101,1	112,2	112,4	123,6	123,9

5.3.6.2 *Bacia da Faixa Oceânica*

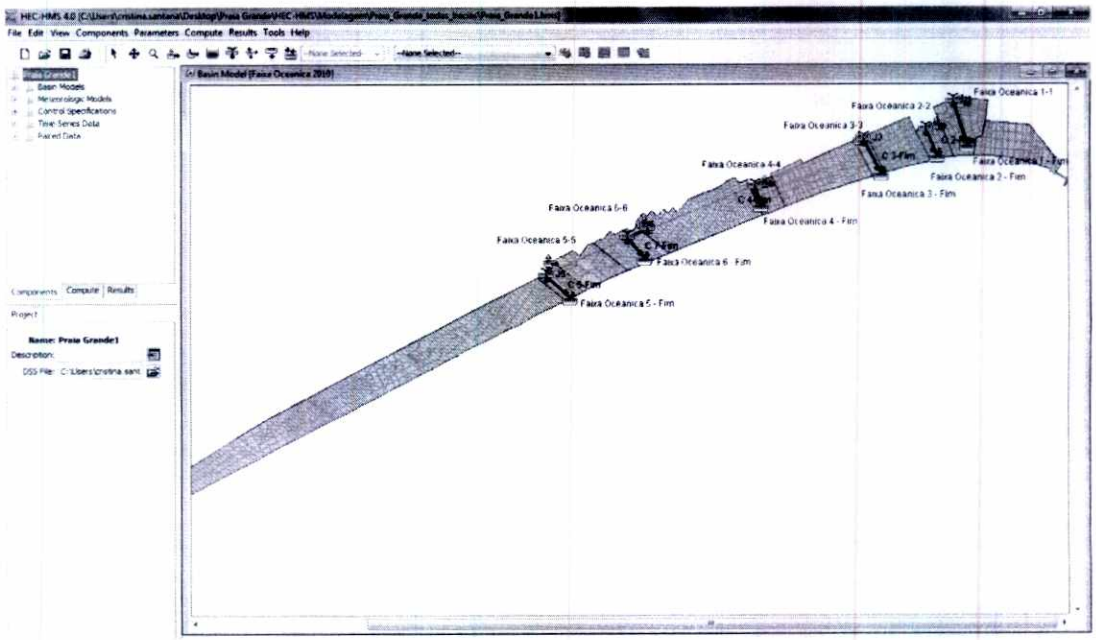


Figura 73 - Topologia da bacia hidrográfica da Faixa Oceânica

Fls. 672
Proc. 12849/16

Tabela 113 - Vazões Calculadas - Ano base 2010 – Bacia Faixa Oceânica

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	0,0	17,9	0,0	21,1	0,0	23,5	0,0	25,9
J6	J7	0,0	9,7	0,0	11,9	0,0	13,7	0,0	15,6
J7	Faixa Oceânica 6 - Fim	9,7	9,7	11,9	11,9	13,7	13,7	15,6	15,6
J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	0,0	7,6	0,0	8,9	0,0	10,0	0,0	11,0
J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	0,0	6,3	0,0	8,1	0,0	9,0	0,0	10,0
J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	0,0	6,3	0,0	7,4	0,0	8,2	0,0	9,1
J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	0,0	4,0	0,0	4,7	0,0	5,2	0,0	5,8

Tabela 114 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia Faixa Oceânica

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	0,0	20,3	0,0	23,7	0,0	26,2	0,0	28,7
J6	J7	0,0	11,5	0,0	13,9	0,0	15,8	0,0	17,7
J7	Faixa Oceânica 6 - Fim	11,5	11,5	13,9	13,9	15,8	15,8	17,7	17,7
J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	0,0	8,6	0,0	10,0	0,0	11,1	0,0	12,2
J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	0,0	7,8	0,0	9,1	0,0	10,1	0,0	11,1
J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	0,0	7,1	0,0	8,3	0,0	9,2	0,0	10,1
J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	0,0	4,5	0,0	5,3	0,0	5,8	0,0	6,4

5.3.6.3 *Bacia do Forte Itaipu*

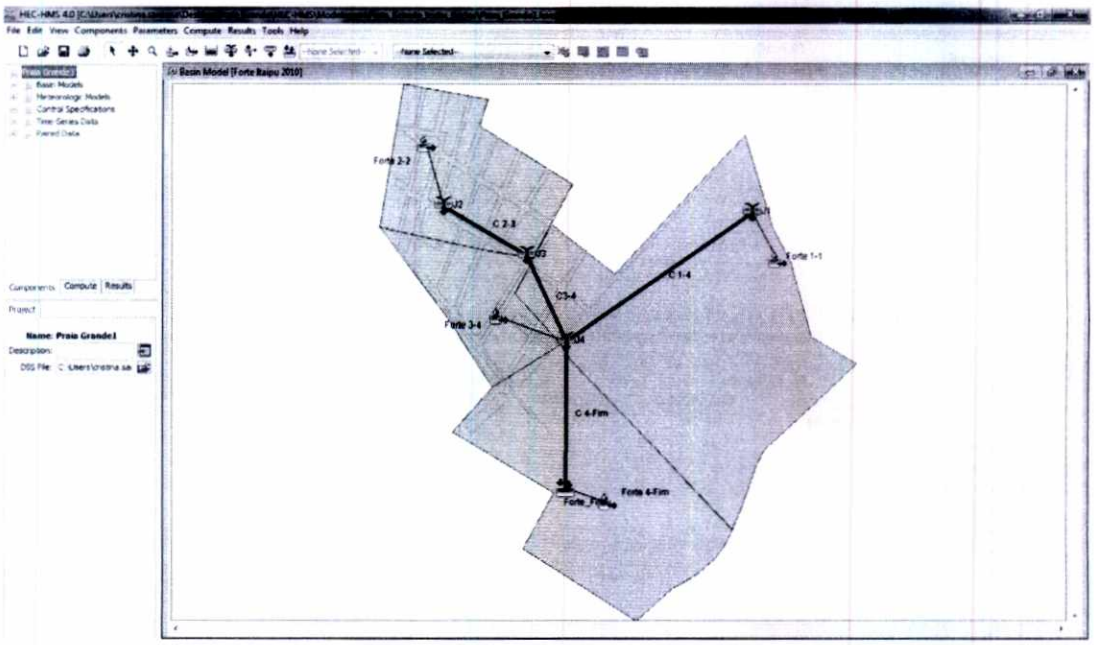


Figura 74 - Topologia da bacia hidrográfica do Forte Itaipu

Fls. 673
Proc. 17849/16

Tabela 115 - Vazões Calculadas - Ano base 2010 – Bacia do Forte Itaipu

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	J4	0,0	3,7	0,0	4,2	0,0	4,9	0,0	5,7
J2	J3	0,0	3,6	0,0	4,2	0,0	4,7	0,0	5,2
J3	J4	3,6	5,3	4,2	6,2	4,7	6,8	5,2	7,6
J4	Forte_Fim	7,7	9,5	9,5	11,8	10,8	13,6	12,2	15,4

Tabela 116 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia do Forte Itaipu

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	J4	0,0	3,3	0,0	4,2	0,0	5,0	0,0	5,7
J2	J3	0,0	3,9	0,0	4,5	0,0	5,0	0,0	5,5
J3	J4	3,9	5,8	4,5	6,7	5,0	7,4	5,5	8,1
J4	Forte_Fim	8,2	9,9	9,9	12,2	11,3	14,0	12,7	15,9

5.3.6.4 *Bacia do Guaramar*

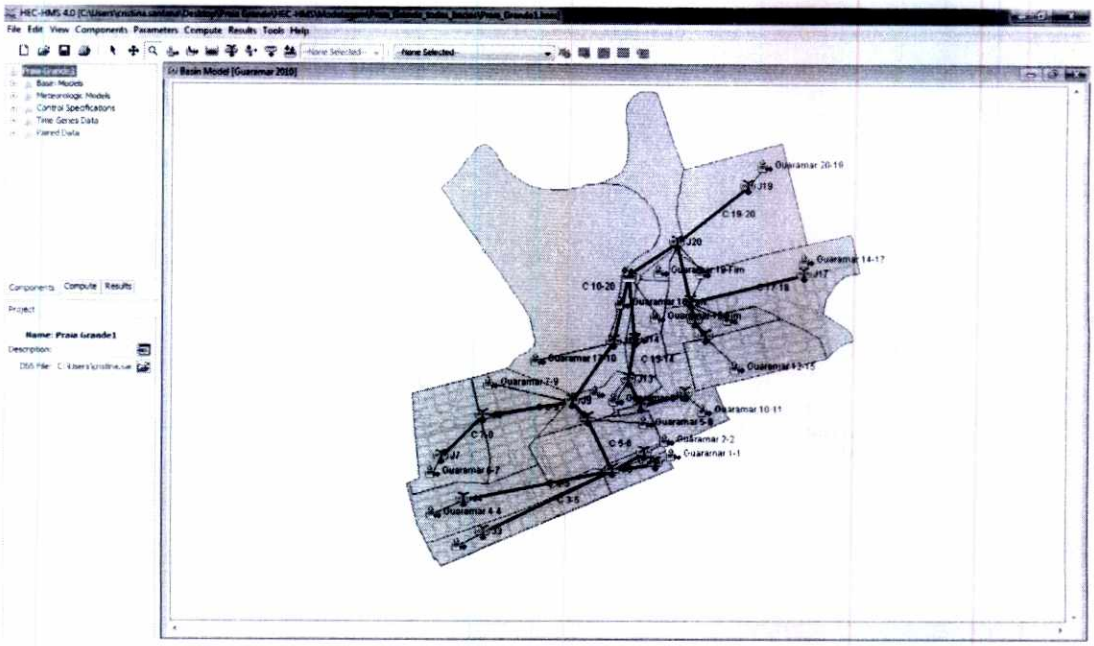


Figura 75 - Topologia da bacia hidrográfica do Guaramar

Fls. 674
Proc. 17849/16

Tabela 117 - Vazões Calculadas – Ano Base 2010 – Bacia do Guaramar

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J4	J5	0,0	5,1	0,0	6,1	0,0	6,8	0,0	7,5
J3	J5	0,0	3,5	0,0	4,1	0,0	4,6	0,0	5,1
J1	J5	0,0	1,8	0,0	2,1	0,0	2,4	0,0	2,6
J2	J5	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,3
J5	J6	10,6	16,9	12,6	20,0	14,0	22,3	15,5	24,6
J6	J9	16,9	18,9	20,0	22,4	22,3	25,2	24,6	27,9
J7	J8	0,0	11,6	0,0	13,7	0,0	15,3	0,0	16,9
J8	J9	11,6	18,3	13,7	21,7	15,3	24,2	16,9	26,8
J9	J10	36,4	33,9	43,2	40,8	48,4	45,9	53,6	51,2
J10	Guaramar_Fim	33,9	32,0	40,8	38,4	45,9	43,3	51,2	48,3
J17	J18	0,0	5,1	0,0	6,3	0,0	7,3	0,0	8,2
J15	J16	9,5	9,5	11,3	11,3	12,6	12,6	13,9	13,9
J16	J18	9,5	13,3	11,3	15,7	12,6	17,6	13,9	19,3
J18	J20	16,6	16,8	19,8	20,2	22,2	22,8	24,6	25,4
J19	J20	0,0	3,3	0,0	4,7	0,0	5,8	0,0	6,9
J20	Guaramar_Fim	19,4	19,0	24,1	23,8	27,8	27,4	31,5	31,3
J11	J12	0,0	8,4	0,0	9,9	0,0	11,1	0,0	12,3
J12	J13	8,4	9,1	9,9	10,8	11,1	12,0	12,3	13,3
J13	J14	9,1	10,2	10,8	12,0	12,0	13,4	13,3	14,9
J14	Guaramar_Fim	10,2	9,5	12,0	11,4	13,4	12,7	14,9	14,2
Guaramar_Fim		59,6		72,4		82,2		92,2	

Tabela 118 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia do Guaramar

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J4	J5	0,0	5,6	0,0	6,6	0,0	7,3	0,0	8,0
J3	J5	0,0	3,8	0,0	4,5	0,0	5,0	0,0	5,5
J1	J5	0,0	2,0	0,0	2,3	0,0	2,6	0,0	2,8
J2	J5	0,0	0,9	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3
J5	J6	11,6	18,5	13,6	21,7	15,1	24,1	16,7	26,5
J6	J9	18,5	20,5	21,7	24,3	24,1	27,1	26,5	29,9
J7	J8	0,0	12,7	0,0	14,9	0,0	16,6	0,0	18,2
J8	J9	12,7	20,0	14,9	23,6	16,6	26,2	18,2	28,9
J9	J10	39,9	36,8	46,9	43,9	52,3	49,3	57,6	54,7
J10	Guaramar_Fim	36,8	34,7	43,9	41,3	49,3	46,4	54,7	51,5
J17	J18	0,0	5,9	0,0	7,2	0,0	8,2	0,0	9,2
J15	J16	10,4	10,4	12,2	12,2	13,6	13,6	15,0	15,0
J16	J18	10,4	14,5	12,2	17,1	13,6	19,0	15,0	20,9
J18	J20	18,5	18,6	21,8	22,2	24,4	24,9	26,9	27,7
J19	J20	0,0	3,5	0,0	4,9	0,0	6,0	0,0	7,2
J20	Guaramar_Fim	21,5	21,0	26,4	25,9	30,2	29,7	34,0	33,6
J11	J12	0,0	9,2	0,0	10,8	0,0	12,0	0,0	13,2
J12	J13	9,2	10,0	10,8	11,7	12,0	13,0	13,2	14,3
J13	J14	10,0	11,1	11,7	13,1	13,0	14,5	14,3	16,0
J14	Guaramar_Fim	11,1	10,4	13,1	12,2	14,5	13,7	16,0	15,2
Guaramar_Fim		65,0		78,3		88,4		98,6	

Fls. 675
Proc. 17849/16

5.3.6.5 *Bacia do Itinga*

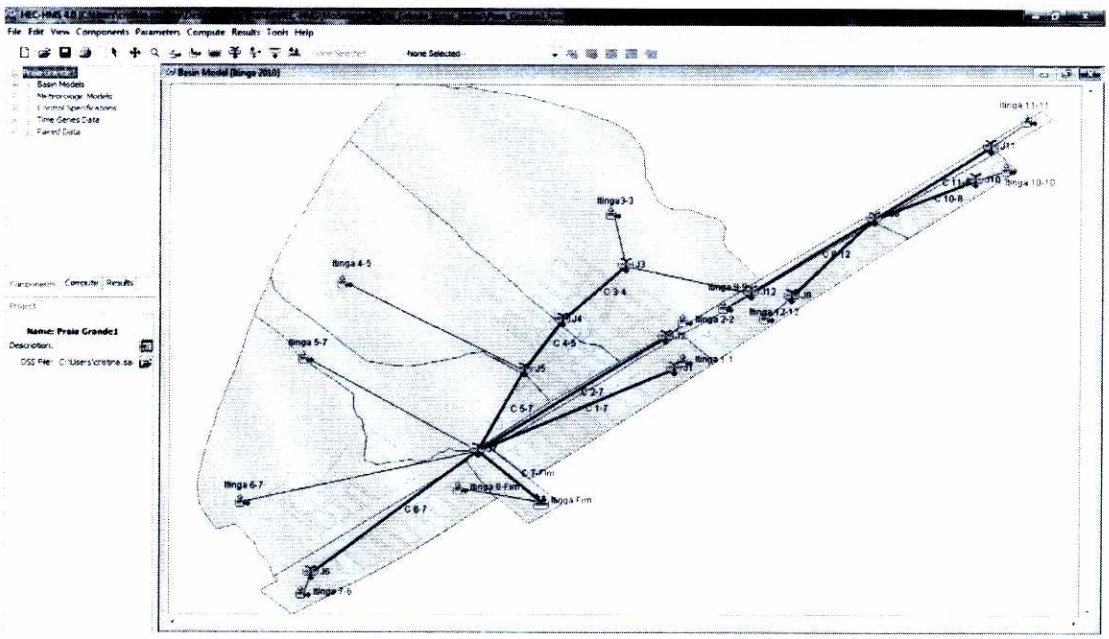


Figura 76 - Topologia da bacia hidrográfica do Itinga

Tabela 119 - Vazões Calculadas – Ano Base 2010 – Bacia do Itinga

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J9	J8	0,0	2,0	0,0	2,4	0,0	2,7	0,0	2,9
J10	J8	0,0	1,9	0,0	2,3	0,0	2,6	0,0	2,9
J11	J8	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J8	J12	4,0	4,6	4,7	5,4	5,3	6,1	5,8	6,7
J12	J3	4,6	4,6	5,4	5,4	6,1	6,1	6,7	6,7
J3	J4	4,6	8,6	5,4	11,2	6,1	13,3	6,7	15,5
J4	J5	8,6	11,8	11,2	15,5	13,3	18,4	15,5	21,6
J5	J7	11,8	13,4	15,5	17,7	18,4	21,2	21,6	24,8
J6	J7	0,0	4,3	0,0	5,2	0,0	5,8	0,0	6,5
J1	J7	0,0	3,6	0,0	4,3	0,0	4,9	0,0	5,5
J2	J7	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,3
J7	Itinga Fim	20,6	21,0	26,7	27,1	31,6	32,1	36,8	37,3

Fls. 676
Proc. 17849/16

Tabela 120 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia do Itinga

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J9	J8	0,0	2,5	0,0	2,9	0,0	3,3	0,0	3,6
J10	J8	0,0	2,5	0,0	2,9	0,0	3,2	0,0	3,5
J11	J8	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,2	0,0	1,3
J8	J12	5,0	5,7	5,8	6,7	6,5	7,4	7,1	8,1
J12	J3	5,7	5,7	6,7	6,7	7,4	7,4	8,1	8,1
J3	J4	5,7	10,5	6,7	13,3	7,4	15,4	8,1	17,7
J4	J5	10,5	14,0	13,3	17,9	15,4	21,1	17,7	24,4
J5	J7	14,0	15,9	17,9	20,5	21,1	24,1	24,4	27,9
J6	J7	0,0	5,3	0,0	6,2	0,0	7,0	0,0	7,7
J1	J7	0,0	4,4	0,0	5,2	0,0	5,8	0,0	6,4
J2	J7	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4
J7	Itinga Fim	24,5	25,0	31,0	31,5	36,1	36,6	41,5	42,1

5.3.6.6 *Bacia do Rio Branco*

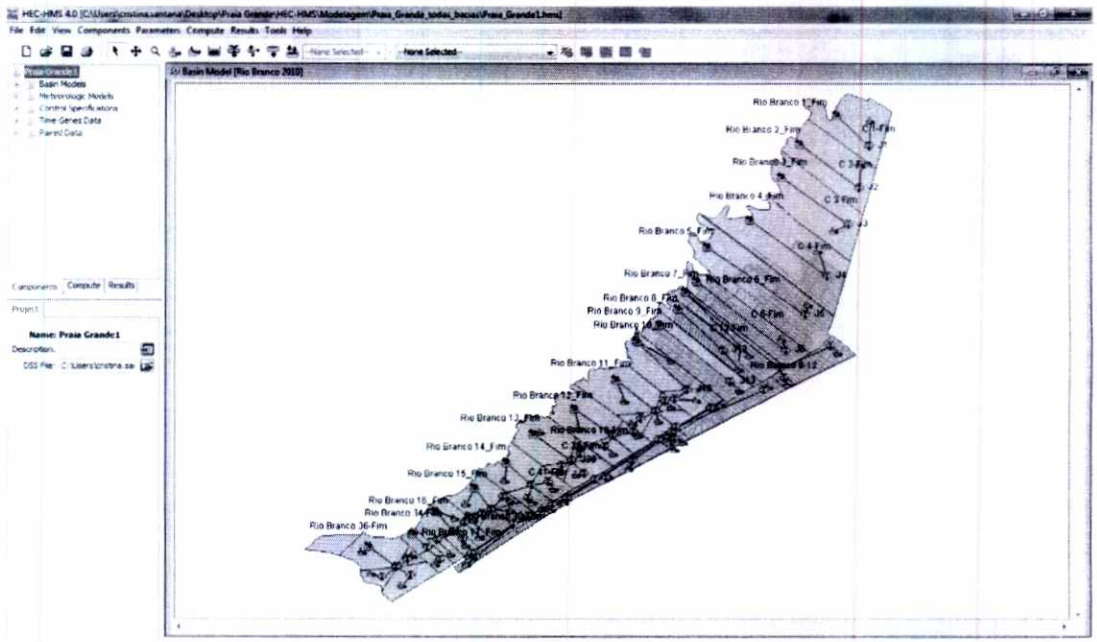


Figura 77 - Topologia da bacia hidrográfica do Rio Branco

Fls. 677
Proc. 17849/16

Tabela 121 - Vazões Calculadas – Ano Base 2010 – Bacia Rio Branco

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J31	J35	0	1,2	0,0	1,4	0,0	1,6	0,0	1,7
J32	J35	0	1	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,4
J34	J35	0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J35	J64	2,7	2,7	3,1	3,1	3,4	3,4	3,7	3,7
J37	J64	0	1,8	0,0	2,1	0,0	2,4	0,0	2,6
J39	J64	0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,5
J38	J64	0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2
J64	J24	4,5	4,5	5,2	5,2	5,7	5,7	6,3	6,3
J22	J24	0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,8	0,0	0,9
J23	J24	0	7,8	0,0	9,0	0,0	10,0	0,0	10,9
J21	J24	0	1,5	0,0	1,7	0,0	1,8	0,0	2,0
J20	J24	0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,6	0,0	0,7
J24	J27	14,2	13,4	16,5	15,6	18,2	17,2	19,9	18,9
J25	J27	0	0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3
J26	J27	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J27	Rio Branco 11_Fim	15,2	12,2	17,7	14,7	19,8	16,8	21,9	19,0
J5	Rio Branco 5_Fim	0	16,3	0,0	19,0	0,0	21,2	0,0	23,4
J4	Rio Branco 4_Fim	0	8,7	0,0	10,3	0,0	11,7	0,0	13,3
J3	Rio Branco 3_Fim	0	1,3	0,0	1,9	0,0	2,6	0,0	3,4
J28	J30	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,5
J29	J30	0	0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,4
J30	Rio Branco 12_Fim	0,1	0,2	0,3	0,7	0,6	1,1	0,8	1,7
J43	J46	0	1,5	0,0	1,8	0,0	1,9	0,0	2,1
J45	J46	0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3	0,0	1,5
J42	J46	0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J44	J46	0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,4
J46	J49	3,7	3,5	4,3	4,1	4,7	4,5	5,2	4,9
J48	J49	0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,7
J47	J49	0	0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J49	Rio Branco 15_Fim	8	7,6	9,2	9,1	10,2	10,3	11,2	11,6
J10	J11	0	0,7	0,0	0,9	0,0	0,9	0,0	1,0
J8	J11	0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J11	Rio Branco 7_Fim	1,9	10,9	2,2	12,6	2,4	13,9	2,6	15,3
J2	Rio Branco 2_Fim	0	0,4	0,0	0,8	0,0	1,3	0,0	1,8
J13	Rio Branco 9_Fim	0	17	0,0	19,6	0,0	21,6	0,0	23,7
J60	J63	0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,8	0,0	1,1
J61	J63	0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3
J62	J63	0	0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2
J63	Rio Branco 18_Fim	0,5	0,7	0,9	1,3	1,2	1,9	1,6	2,6
J65	J38	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6
J37	J38	0	0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3
J36	J38	0	0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1
J38	Rio Branco 13_Fim	0,1	0,3	0,4	0,8	0,7	1,3	1,0	2,0
J6	Rio Branco 6_Fim	0	12,5	0,0	14,5	0,0	16,0	0,0	17,6
J1	Rio Branco 1_Fim	0	1,6	0,0	2,1	0,0	2,5	0,0	3,1
J14	J15	0	5,6	0,0	6,4	0,0	7,0	0,0	7,7
J15	Rio Branco 10_Fim	5,6	9,3	6,4	10,8	7,0	12,0	7,7	13,3
J40	J41	0	1,8	0,0	2,1	0,0	2,3	0,0	2,6
J39	J41	0	2,1	0,0	2,5	0,0	2,7	0,0	3,0
J41	Rio Branco 14_Fim	3,8	3,4	4,4	4,1	4,9	4,7	5,5	5,5
J52	J53	0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9
J51	J53	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J50	J53	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J53	Rio Branco 16_Fim	0,7	0,7	0,9	1,2	1,1	1,6	1,3	2,1
J12	Rio Branco 8_Fim	0	7,9	0,0	9,1	0,0	10,1	0,0	11,1
J54	J55	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4
J55	Rio Branco 17_Fim	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,5	0,4	0,7

Fls. 678
Proc. 17849/16

Tabela 122 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia Rio Branco

		Ano 2035							
Nó Inicial	Nó Final	TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J31	J35	0,0	1,6	0,0	1,9	0,0	2,1	0,0	2,2
J32	J35	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J34	J35	0,0	0,9	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3
J35	J64	3,5	3,5	4,1	4,1	4,5	4,5	4,9	4,9
J17	J64	0,0	2,4	0,0	2,8	0,0	3,1	0,0	3,3
J19	J64	0,0	0,5	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,7
J18	J64	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,2
J64	J24	5,9	5,9	6,8	6,8	7,5	7,5	8,1	8,1
J23	J24	0,0	0,8	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,2
J23	J24	0,0	10,2	0,0	11,8	0,0	12,9	0,0	14,1
J21	J24	0,0	1,9	0,0	2,2	0,0	2,4	0,0	2,6
J20	J24	0,0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9
J24	J27	18,6	17,5	21,4	20,3	23,6	22,3	25,7	24,4
J25	J27	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5
J26	J27	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5
J27	Rio Branco 11_Fim	20,4	17,1	23,7	20,3	26,2	22,8	28,8	25,5
J5	Rio Branco 5_Fim	0,0	21,1	0,0	24,5	0,0	27,2	0,0	29,8
J4	Rio Branco 4_Fim	0,0	11,9	0,0	13,9	0,0	15,6	0,0	17,4
J3	Rio Branco 3_Fim	0,0	3,3	0,0	4,1	0,0	4,8	0,0	5,7
J28	J30	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,8
J29	J30	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,7
J30	Rio Branco 12_Fim	0,7	1,4	0,9	1,9	1,1	2,5	1,5	3,2
J43	J46	0,0	2,0	0,0	2,3	0,0	2,5	0,0	2,8
J45	J46	0,0	1,4	0,0	1,6	0,0	1,8	0,0	1,9
J42	J46	0,0	1,7	0,0	1,9	0,0	2,1	0,0	2,3
J44	J46	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,5	0,0	0,6
J46	J49	4,8	4,6	5,6	5,3	6,2	5,8	6,7	6,4
J48	J49	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J47	J49	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J49	Rio Branco 15_Fim	10,6	10,6	12,2	12,5	13,5	14,0	14,7	15,6
J10	J11	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3
J8	J11	0,0	1,7	0,0	2,0	0,0	2,2	0,0	2,3
J11	Rio Branco 7_Fim	2,5	14,1	2,9	16,3	3,2	18,0	3,4	19,6
J2	Rio Branco 2_Fim	0,0	1,5	0,0	2,0	0,0	2,6	0,0	3,2
J13	Rio Branco 9_Fim	0,0	22,3	0,0	25,7	0,0	28,2	0,0	30,8
J60	J63	0,0	1,0	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,7
J61	J63	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5
J62	J63	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4
J63	Rio Branco 18_Fim	1,3	1,5	1,7	2,2	2,1	2,8	2,5	3,6
J65	J38	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,8	0,0	1,0
J37	J38	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5
J36	J38	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J38	Rio Branco 13_Fim	0,8	1,6	1,0	2,2	1,3	2,8	1,7	3,6
J6	Rio Branco 6_Fim	0,0	16,3	0,0	18,9	0,0	20,8	0,0	22,7
J1	Rio Branco 1_Fim	0,0	2,8	0,0	3,4	0,0	3,9	0,0	4,6
J14	J15	0,0	7,4	0,0	8,5	0,0	9,3	0,0	10,2
J15	Rio Branco 10_Fim	7,4	12,5	8,5	14,5	9,3	16,0	10,2	17,6
J40	J41	0,0	2,6	0,0	3,0	0,0	3,4	0,0	3,7
J39	J41	0,0	2,9	0,0	3,3	0,0	3,7	0,0	4,0
J41	Rio Branco 14_Fim	5,3	5,4	6,1	6,3	6,8	7,2	7,5	8,1
J52	J53	0,0	1,0	0,0	1,2	0,0	1,3	0,0	1,5
J51	J53	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5
J50	J53	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5
J53	Rio Branco 16_Fim	1,5	1,9	1,8	2,4	2,0	2,9	2,3	3,5
J12	Rio Branco 8_Fim	0,0	10,2	0,0	11,8	0,0	12,9	0,0	14,2
J54	J55	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,7
J55	Rio Branco 17_Fim	0,4	0,6	0,5	0,7	0,6	0,9	0,7	1,1

Fls. 679
Proc. 17849/16

5.3.6.7 Bacia do Tupi

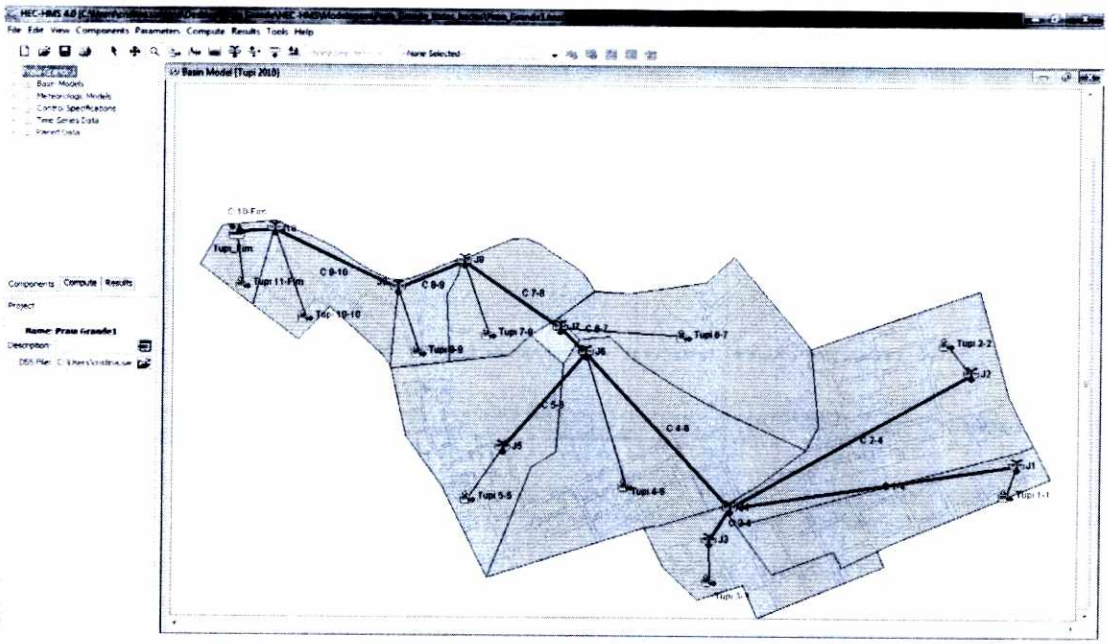


Figura 78 - Topologia da bacia hidrográfica do Tupi

Tabela 123 - Vazões Calculadas – Ano Base 2010 – Bacia do Tupi

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J2	J4	0,0	8,7	0,0	10,2	0,0	11,3	0,0	12,4
J1	J4	0,0	2,8	0,0	3,3	0,0	3,6	0,0	4,0
J3	J4	0,0	3,8	0,0	4,4	0,0	4,9	0,0	5,4
J4	J6	14,6	18,9	17,1	22,3	18,9	25,0	20,7	27,6
J5	J6	0,0	4,4	0,0	5,3	0,0	5,9	0,0	6,6
J6	J7	23,0	26,9	27,2	32,0	30,4	35,8	33,6	39,7
J7	J8	26,9	26,9	32,0	32,2	35,8	36,1	39,7	40,1
J8	J9	26,9	27,2	32,2	32,5	36,1	36,5	40,1	40,6
J9	J10	27,2	27,6	32,5	33,0	36,5	37,1	40,6	41,2
J10	Tupi_Fim	27,6	27,9	33,0	33,4	37,1	37,5	41,2	41,7

Tabela 124 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia do Tupi

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J2	J4	0,0	9,3	0,0	10,8	0,0	11,9	0,0	13,1
J1	J4	0,0	3,0	0,0	3,5	0,0	3,9	0,0	4,2
J3	J4	0,0	4,0	0,0	4,7	0,0	5,2	0,0	5,7
J4	J6	15,5	20,3	18,1	23,7	19,9	26,4	21,8	29,1
J5	J6	0,0	4,7	0,0	5,5	0,0	6,2	0,0	6,9
J6	J7	24,5	28,6	28,8	33,8	32,1	37,7	35,4	41,7
J7	J8	28,6	28,6	33,8	33,9	37,7	38,0	41,7	42,0
J8	J9	28,6	28,9	33,9	34,3	38,0	38,4	42,0	42,5
J9	J10	28,9	29,3	34,3	34,8	38,4	39,0	42,5	43,2
J10	Tupi_Fim	29,3	29,6	34,8	35,2	39,0	39,4	43,2	43,7

Fls. 680
Proc. 17849/16

5.3.6.8 *Bacia do Xixová-Praião*

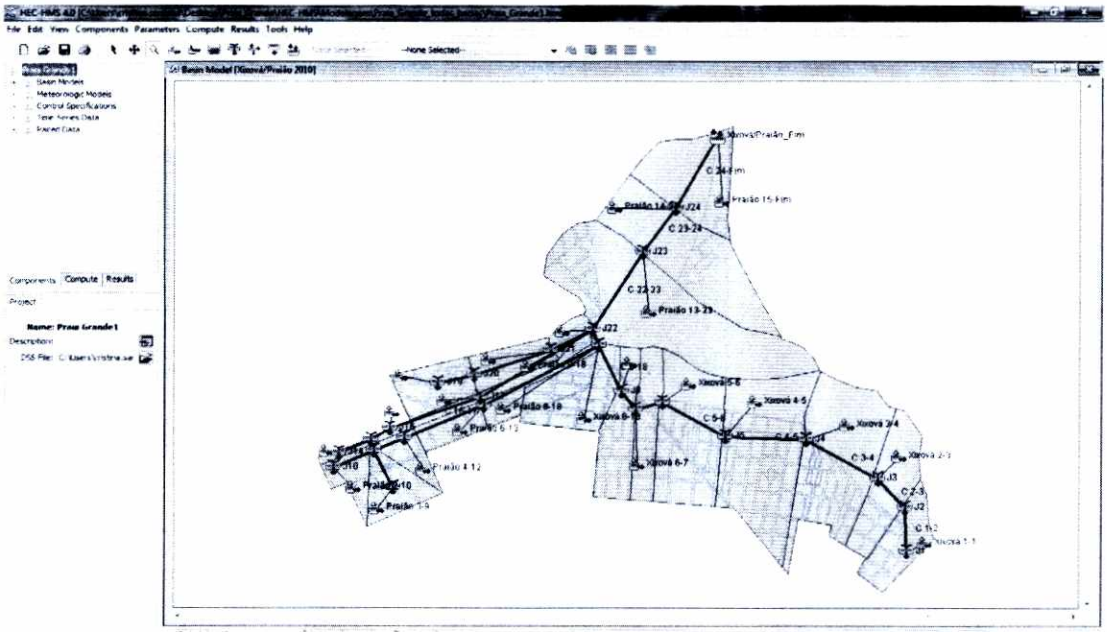


Figura 79 - Topologia da bacia hidrográfica do Xixová-Praião

Tabela 125 - Vazões Calculadas – Ano Base 2010 – Bacia do Xixová-Praião

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	J2	0,0	3,0	0,0	3,6	0,0	4,1	0,0	4,6
J2	J3	3,0	6,2	3,6	7,7	4,1	8,8	4,6	10,0
J3	J4	6,2	12,6	7,7	15,6	8,8	17,9	10,0	20,3
J4	J5	12,6	20,1	15,6	24,6	17,9	28,0	20,3	31,5
J5	J6	20,1	25,5	24,6	30,9	28,0	35,1	31,5	39,4
J6	J7	25,5	27,8	30,9	33,8	35,1	38,3	39,4	43,0
J7	J8	27,8	30,9	33,8	37,4	38,3	42,3	43,0	47,4
J8	J18	30,9	36,5	37,4	44,1	42,3	49,8	47,4	55,6
J9	J11	0,0	2,8	0,0	3,2	0,0	3,5	0,0	3,9
J10	J11	0,0	1,9	0,0	2,2	0,0	2,4	0,0	2,6
J11	J12	4,7	6,0	5,4	7,0	5,9	7,7	6,5	8,4
J12	J13	6,0	7,4	7,0	8,5	7,7	9,4	8,4	10,3
J13	J18	7,4	8,5	8,5	9,8	9,4	10,8	10,3	11,9
J14	J15	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4
J15	J16	0,3	0,5	0,3	0,6	0,4	0,7	0,4	0,7
J16	J17	0,5	1,1	0,6	1,2	0,7	1,4	0,7	1,5
J17	J22	1,1	2,2	1,2	2,6	1,4	2,9	1,5	3,1
J18	J22	43,1	43,1	51,6	51,6	58,1	58,1	64,7	64,7
J19	J20	0,0	2,8	0,0	3,3	0,0	3,6	0,0	4,0
J20	J21	2,8	4,7	3,3	5,5	3,6	6,0	4,0	6,6
J21	J22	4,7	5,8	5,5	6,8	6,0	7,5	6,6	8,2
J22	J23	50,0	54,0	59,5	64,4	66,8	72,4	74,3	80,6
J23	J24	54,0	54,9	64,4	65,6	72,4	73,9	80,6	82,5
J24	Xixová/Praião_Fim	54,9	54,0	65,6	64,8	73,9	73,2	82,5	81,8

Fls. 681
Proc. 17849/16

Tabela 126 - Vazões Calculadas – Horizonte de Projeto 2035 – Bacia do Xixová-Praião

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		Tr = 25 anos		TR = 50 anos		TR 100 anos	
		$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)	$Q_{máx}$ inicial (m^3/s)	$Q_{máx}$ final (m^3/s)
J1	J2	0,0	3,4	0,0	4,0	0,0	4,5	0,0	5,0
J2	J3	3,4	6,9	4,0	8,4	4,5	9,5	5,0	10,7
J3	J4	6,9	13,7	8,4	16,8	9,5	19,2	10,7	21,6
J4	J5	13,7	22,1	16,8	26,7	19,2	30,2	21,6	33,8
J5	J6	22,1	28,0	26,7	33,6	30,2	38,0	33,8	42,4
J6	J7	28,0	30,6	33,6	36,7	38,0	41,4	42,4	46,2
J7	J8	30,6	34,0	36,7	40,7	41,4	45,8	46,2	51,0
J8	J18	34,0	40,3	40,7	48,1	45,8	54,0	51,0	60,0
J9	J11	0,0	2,9	0,0	3,4	0,0	3,7	0,0	4,1
J10	J11	0,0	2,0	0,0	2,3	0,0	2,5	0,0	2,7
J11	J12	4,9	6,4	5,7	7,4	6,2	8,1	6,8	8,8
J12	J13	6,4	7,8	7,4	9,0	8,1	9,9	8,8	10,8
J13	J18	7,8	9,0	9,0	10,3	9,9	11,4	10,8	12,5
J14	J15	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4
J15	J16	0,3	0,6	0,3	0,7	0,4	0,7	0,4	0,8
J16	J17	0,6	1,1	0,7	1,3	0,7	1,4	0,8	1,6
J17	J22	1,1	2,4	1,3	2,7	1,4	3,1	1,6	3,3
J18	J22	47,1	47,1	55,9	55,9	62,6	62,6	69,4	69,4
J19	J20	0,0	3,0	0,0	3,5	0,0	3,8	0,0	4,2
J20	J21	3,0	5,0	3,5	5,8	3,8	6,3	4,2	6,9
J21	J22	5,0	6,2	5,8	7,2	6,3	7,9	6,9	8,6
J22	J23	54,4	58,9	64,3	69,7	71,9	78,0	79,6	86,5
J23	J24	58,9	60,1	69,7	71,3	78,0	79,9	86,5	88,7
J24	Xixová/Praião_Fim	60,1	59,2	71,3	70,4	79,9	79,1	88,7	88,0

6. REFERÊNCIAS

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Manuais Técnicos de Geociência número 4:** Manual Técnico de Pedologia. 2. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2007. (Manuais Técnicos de Geociência).

CAMPANA, N.; TUCCI, C. E. M. **Estimativa de áreas impermeáveis de macrobacias urbanas**. In: Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, v. 12, n. 2, p.79-94, 1994.

CÂNDIDO, M. O. **SEAF – Um protótipo de um Sistema Especialista para Análise de Frequência Local de Eventos Hidrológicos Máximos Anuais**. 2003. 174 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003

CARMO, S. C. B. **Câmara e Agenda 21 Regional Para Uma Rede de Cidades Sustentáveis: A Região Metropolitana da Baixada Santista**. 2004. 335 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlo, 2004. Disponível em < http://www.bdtd.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado/tde_arquivos/11/TDE-2004-11-24T14:46:38Z-248/Publico/DissSCBC.pdf > Acesso em julho de 2014.

GODINHO, R. E. **Nova Metodologia de Projeção da População Flutuante**. Anais do VI Encontro Nacional de Estudos Populacionais. ABEP. Olinda, 1988.

MARQUES, J. A. A. S.; SOUSA, J. J. O. **Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais**. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra, 2008. Disponível em: <http://books.google.com.br/books>. Acesso em: 10 dez. 2009.

MARTINEZ JÚNIOR, F.; MAGNI, N. L. G. **Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo**. São Paulo: DAEE/CTH/EPUSP, 1999. 141 p.

_____. **Precipitações Intensas no Estado de São Paulo**. São Paulo: SSRH/DAEE/CTH, 2013. 283 p.

MARTINS, J. R. S. **Gestão da drenagem urbana: só tecnologia será suficiente?** Artigo Científico, Escola Politécnica, São Paulo, p 1-11, julho 2012. Disponível: <http://www.daee.sp.gov.br/outorgatreinamento/Obras_Hidráulic/gestaodrenagem.pdf>. Acesso em: 28 nov. 2014.

NAGHETTINI, M., PINTO E. J. A. **Hidrologia Estatística**. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552 p.

OLIVEIRA, J. B. **Solos do Estado de São Paulo: descrição das classes registradas no mapa pedológico**. Campinas, Instituto Agronômico de Campinas, 1999. (BT n.º 45).SARTORI, A. **Avaliação da Classificação Hidrológica do Solo para a Determinação do Excesso de Chuva do Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos**. 2004. 189 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2004.

_____ et al. **Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos**. Parte 1: Classificação. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.10, n.4, p.05-18, out/dez. 2005.

Fls. 682
Proc. 17849/16
FCTH

PRAIA GRANDE. **Lei Complementar nº 153, de 26 de Dezembro de 1996**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

_____. **Lei Complementar nº 473, de 27 de Dezembro de 2006**. Aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016.

_____. **Lei Complementar nº 499, de 26 de Dezembro de 2007**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

_____. **Lei Complementar nº 615, de 19 de Dezembro de 2011**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

_____. **Lei Complementar nº 665, de 07 de Novembro de 2013**. Aprova o Plano de Macro e Microdrenagem da Estância Balneária de Praia Grande, previsto no artigo 86 da Lei Complementar nº 473 de 27/12/2006.

_____. **Lei Complementar nº 647, de 07 de Junho de 2013**. Altera dispositivos da Lei Complementar nº 615, de 09 de dezembro de 2011.

_____. **Lei nº 1697, de 02 de Dezembro de 2013**. Dispõe sobre a Política Municipal de Saneamento Básico, estabelece o Plano Municipal de Saneamento Básico e criando o Conselho Municipal de Saneamento Básico e dá outras providências.

_____. **Monografia dos Vértices da Rede de Referencia Cadastral ano 2005**. Praia Grande: BASE – Aerofotogrametria e Projetos S.A., 2005.

_____. Município da Estância Balneária de Praia Grande. **Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande**. São Paulo: F2G Energia Ltda, 2014. 299 p.

_____. Prefeitura Municipal de Praia Grande. Programa de Fortalecimento dos Instrumentos de Planejamento do Setor de Saneamento. **Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico** – Relatório R4 (Proposta do Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico – Revisão 2). Praia Grande: PMPG/SSE/Concremat Engenharia e Tecnologia S/A, 2010. 199 p.

_____. **Plano de Macrodrenagem**. Praia Grande: Figueiredo Ferraz, 1999.

_____. **Plano Municipal de Saneamento Básico 2014 – 2043.** (Apresentação). Disponível em <http://www.praiagrande.sp.gov.br/PMSB_PRAIA_GRANDE.pdf> Acessado em julho de 2014.

SÃO PAULO. Agência Metropolitana da Baixada Santista. **Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas Críticas de Inundações, Erosões e Deslizamentos (Região Metropolitana da Baixada Santista – RMBS)**. São Paulo: HagaPlan/FEHIDRO/AGEM, 2002.

_____. _____. **Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas de Habitação Desconforme da RMBS**. São Paulo: Terrarte Engenharia Ltda./FEHIDRO/AGEM, 2005. 46 p.

_____. _____. Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. **Plano de Bacia Hidrográfica para o Quadriênio 2008-2011 do Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista**. São Paulo: SMA/FEHIDRO/CBH-BS/AGEM, 2009.

_____. Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Relatório de Situação dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista**. São Paulo: SHS/CBH-BS/DAEE/FEHIDRO, 2007. 3 v.

SÃO PAULO. Secretaria de Obras e do Meio Ambiente. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Projeto de Recuperação de Áreas Alodiais no Município de Cubatão**: estudos complementares de maregrafia, hidrologia, hidráulica e geotecnia. São Paulo: SMO/DAEE/HIDROCONSULT, 1979. 3 v. (Volume 1 – Texto e Ilustrações).

SETZER, J; PORTO, R. L. L. **Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo**. São Paulo, 1979. Boletim Técnico DAEE. v.2, n.2, p. 81-104.

Site Oficial da Agência Nacional das Águas. (www.ana.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial da Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados - SEADE. (www.seade.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (www.ibge.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site Oficial da Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande. (www.ibge.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site Oficial do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. (www.dnit.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial do Sistema Integrado de Gerenciamento dos Recursos Hídricos do Estado de São Paulo. (www.sirg.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site do World Maps of Köppen-Geiger Climate Classification. (http://koeppen-geiger.vu-wien.ac.at/) Acessado em julho de 2014.

SOUZA, T. A.; CUNHA, C.M.L. **A Cartografia Geomorfológica em Áreas Litorâneas como Subsídio à Análise Ambiental e ao Planejamento: O caso do Município de Praia Grande, Estado de São Paulo, Brasil**. VI Seminário Latino Americano de Geografia Física; II Seminário Ibero Americano de Geografia Física. Universidade de Coimbra. Coimbra, 2010. Disponível em < http://www.uc.pt/fluc/cegot/VISLAGF/actas/tema3/tissiana > Acesso em 25/07/2014.

_____. **Análise dos Atributos Físico-Ambientais do Município de Praia Grande-SP**. Uberlândia: Sociedade &Natureza, 2012. Disponível em < http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1982-45132012000200010&script=sci_arttext> Acesso em 24/07/2014.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. L. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH/ Editora da Universidade/UFRGS, 1995. v. 5. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

TUCCI, C.E.M. (Org). **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 2ª ed. Porto Alegre: Editora da Universicade, 1997.

UNDESA – United Nations, Department of Economic and Social Affair. **Population Division, Population Estimates and Projections Section**. Disponível em: <http://esa.un.org/unpd/wup/unup/index_panel1.html>. Acesso em: 03 de maio 2014.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual**. USA: Hidrologic Engineering Center.2000.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Use's Manual**. USA: Hidrologic Engineering Center.2013. Versão 4.0

USDA – United States Departament of Agriculture. **Urban Hydrology for Small Watersheds** – *Technical Release 55*. Washington, D.C.: United States Departament Agriculture/Natural Resources Conservation Service/Conservation Engineering Division, 1986.

7. EQUIPE TÉCNICA

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

Fls. 684
Proc. 17849/16

ANEXO – MAPAS CHAVE DE VAZÕES

ÍNDICE DOS MAPAS-CHAVE

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE **193**

BACIA FAIXA OCEÂNICA **195**

BACIA FORTE ITAIPU **197**

BACIA DO GUARAMAR **199**

BACIA DO ITINGA **201**

BACIA RIO BRANCO **203**

BACIA DO TUPI **205**

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO **207**

Fls. 685
Proc. 17849/16

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE





LEGENDA:

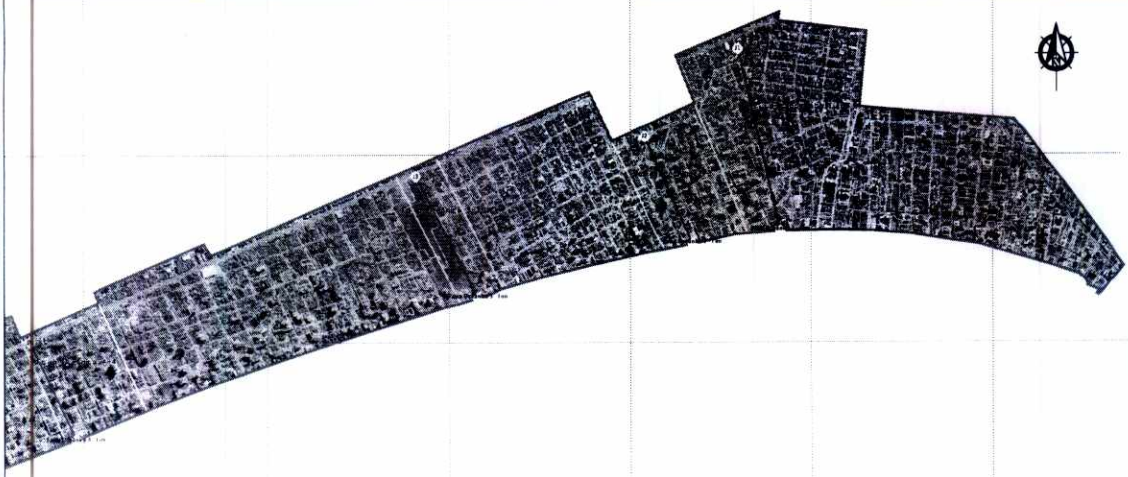
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

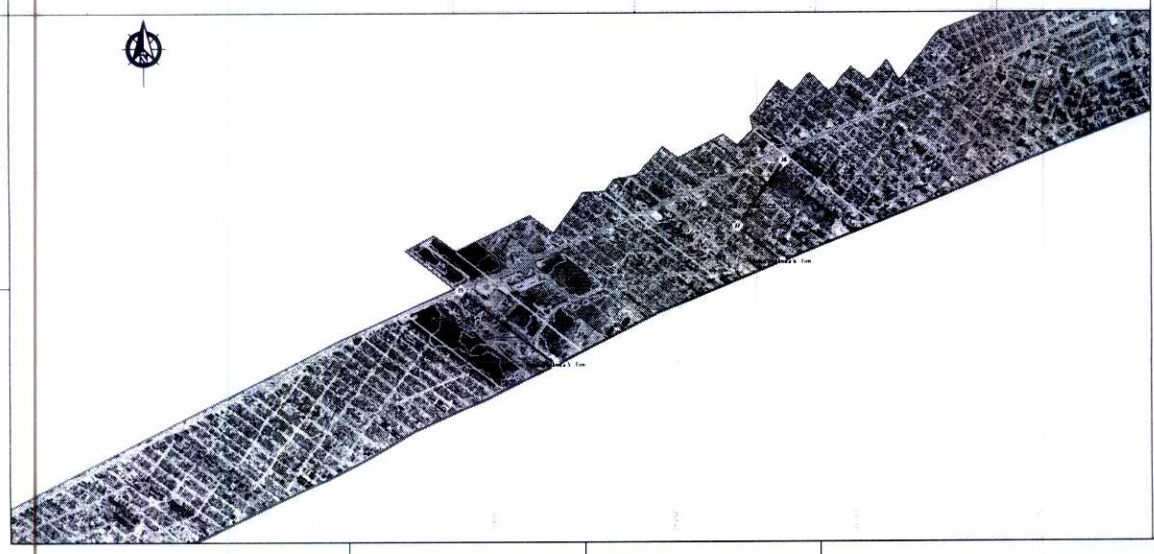
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

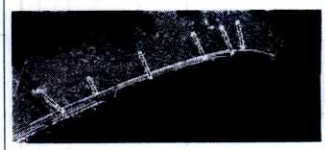
MANCHA DE INUNDAÇÃO DAS BACIAS DO CANAL E QUIETUDE

Fls. 686
Proc. 17849/16

BACIA FAIXA OCEÂNICA







LEGENDA

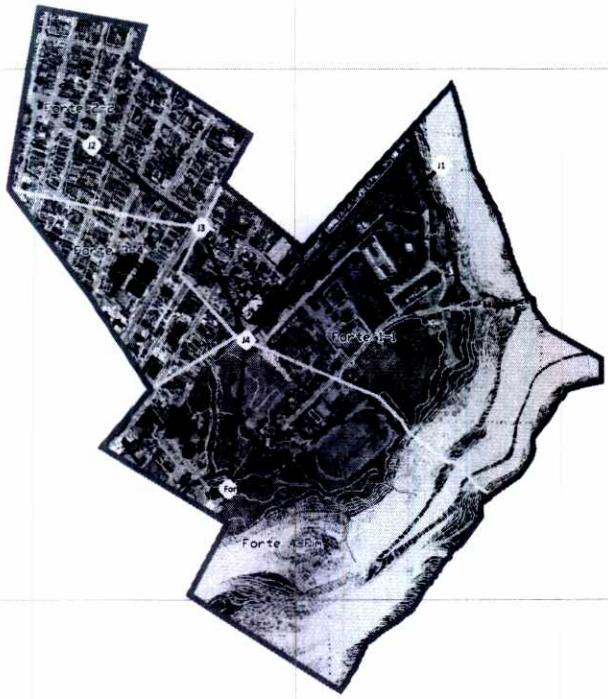
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

MAPA-CHAVE DE VAZÕES
BACIA PARA OCEÂNICA

Fls. 687
Proc. 17849/16

BACIA FORTE ITAIPU



No Inicial	No Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		TR = 25 anos		TR = 50 anos		TR = 100 anos	
		$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)	$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)	$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)	$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)
J1	J4	0,0	3,2	0,0	4,2	0,0	4,9	0,0	5,7
J2	J3	0,0	3,6	0,0	4,2	0,0	4,7	0,0	5,2
J3	J4	3,6	5,3	4,2	6,2	4,7	6,8	5,2	7,6
J4	Forte Fim	7,7	9,5	9,5	11,8	10,8	13,6	12,2	15,4

No Inicial	No Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		TR = 25 anos		TR = 50 anos		TR = 100 anos	
		$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)	$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)	$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)	$Q_{inicial}$ (m³/s)	Q_{final} (m³/s)
J1	J4	0,0	3,3	0,0	4,7	0,0	5,0	0,0	5,7
J2	J3	0,0	3,9	0,0	4,5	0,0	5,0	0,0	5,5
J3	J4	3,9	5,8	4,5	6,7	5,0	7,4	5,5	8,1
J4	Forte Fim	8,2	9,9	9,9	12,2	11,3	14,0	12,7	15,9

LEGENDA:

- NÓS
- REDE
- BACIA FORTE ITAIPU
- SUB-BACIAS
- CURVA DE NÍVEL
- HIDROGRAFIA

Fontes

1 - Levantamento Aerofotogramétrico - IBASE 2005, escala 1:1000

Imagens - Ortofoto EMPLASA de 2010

Notas

- Projeção: Universal Transversa de Mercator (UTM)
- Meridiano Central: MC 045° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)
- Unidade: metro
- Zona: 23

REV	NATUREZA	DATA	VISTO

DESENHO	DATA	VISTO
[illegible]	[illegible]	
VERIFICADO	DATA	VISTO
[illegible]	[illegible]	
APROVADO	DATA	VISTO
[illegible]	[illegible]	

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

CLIENTE

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

TÍTULO

MAPA-CHAVE DE VAZÕES

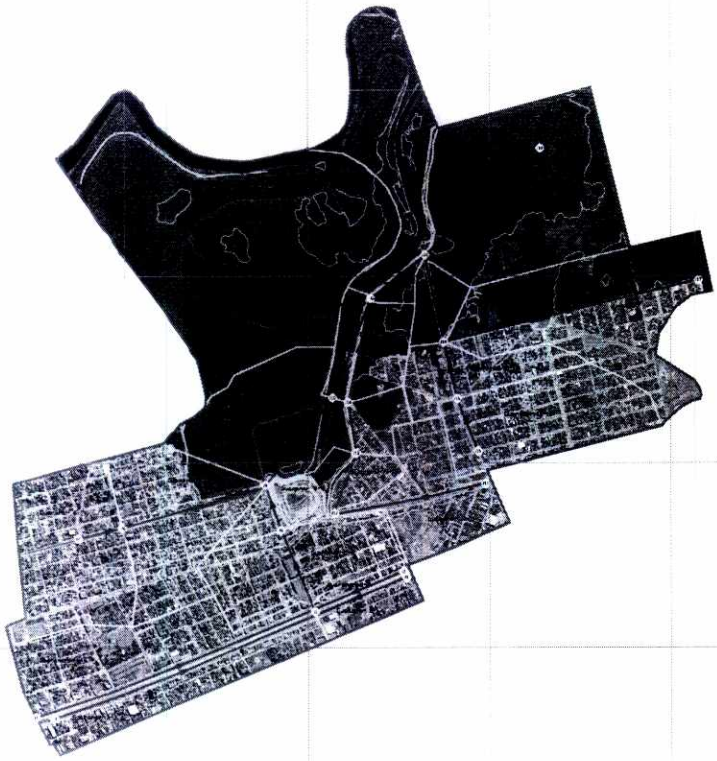
BACIA FORTE ITAIPU

Escala 1:5.000

Nº DESENHO - REV	DATA EMISSÃO
1122-2617/14-R0	10/10/2014

Fls. 688
Proc. 12849/16

BACIA DO GUARAMAR





LEGENDA

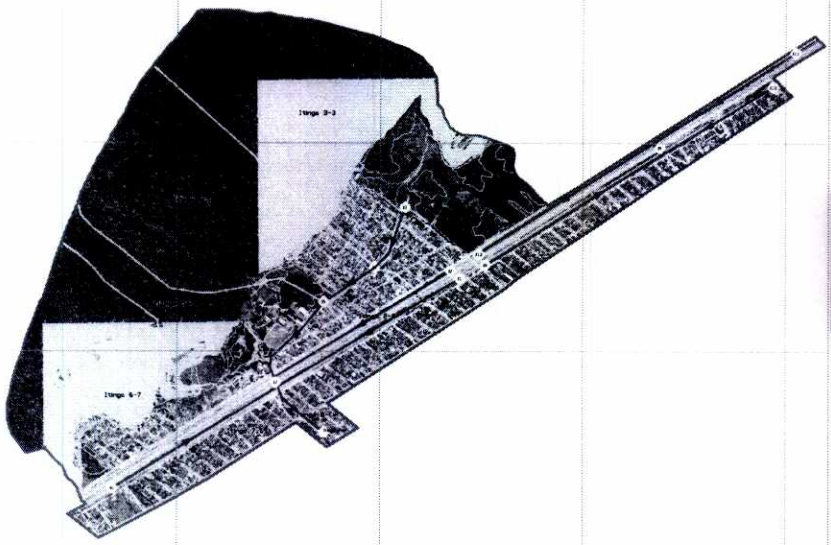
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

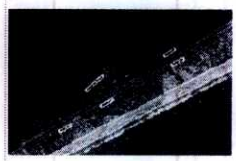
Fls. 689
Proc. 17249116

BACIA DO ITINGA

No Inicial	No Final	Ano 2010							
		TR = 10 anos		TR = 25 anos		TR = 50 anos		TR = 100 anos	
		$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)	$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)	$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)	$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)
J9	J8	0,0	2,0	0,0	2,4	0,0	2,7	0,0	2,9
J10	J8	0,0	1,9	0,0	2,3	0,0	2,6	0,0	2,9
J11	J8	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J8	J12	4,0	4,6	4,7	5,4	5,3	6,1	5,8	6,7
J12	J3	4,6	4,6	5,4	5,4	6,1	6,1	6,7	6,7
J3	J4	4,6	8,6	5,4	11,2	6,1	13,1	6,7	15,5
J4	J5	8,6	11,8	11,2	15,5	13,1	18,4	15,5	21,6
J5	J7	11,8	13,4	15,5	17,7	18,4	21,2	21,6	24,8
J6	J7	0,0	4,3	0,0	5,2	0,0	5,8	0,0	6,5
J1	J7	0,0	3,6	0,0	4,3	0,0	4,9	0,0	5,5
J2	J7	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,3
J7	Tinga Fim	20,6	21,0	26,7	27,1	31,6	32,1	36,8	37,3

No Inicial	No Final	Ano 2035							
		TR = 10 anos		TR = 25 anos		TR = 50 anos		TR = 100 anos	
		$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)	$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)	$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)	$Q_{p\ inicial}$ (m^3/s)	$Q_{p\ final}$ (m^3/s)
J9	J8	0,0	2,5	0,0	2,9	0,0	3,3	0,0	3,6
J10	J8	0,0	2,5	0,0	2,9	0,0	3,2	0,0	3,5
J11	J8	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,2	0,0	1,3
J8	J12	5,0	5,7	5,8	6,7	6,5	7,4	7,1	8,1
J12	J3	5,7	5,7	6,7	6,7	7,4	7,4	8,1	8,1
J3	J4	5,7	10,5	6,7	13,3	7,4	15,4	8,1	17,7
J4	J5	10,5	14,0	13,3	17,9	15,4	21,1	17,7	24,8
J5	J7	14,0	15,9	17,8	20,5	21,1	23,1	24,4	27,9
J6	J7	0,0	5,3	0,0	6,2	0,0	7,0	0,0	7,7
J1	J7	0,0	4,8	0,0	5,2	0,0	5,8	0,0	6,4
J2	J7	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,1	0,0	0,4
J7	Tinga Fim	24,5	25,0	31,0	31,5	36,1	36,6	41,5	42,1





LEGENDA:

- NÓS
- REDE
- BACIA DO ITINGA
- SUB-BACIAS
- CURVA DE NÍVEL
- HIDROGRAFIA

Fontes:

1 - Levantamento Aerofotogramétrico - BASE 2005, escala 1:1000

Imagens - Ortofoto EMPLASA de 2010

Notas:

- Projeção: Universal Transversa de Mercator (UTM)
- Meridiano Central: MC 045° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)
- Unidade: metro
- Zona: 23

REV.	NATUREZA	DATA	VISTO
REV.	NATUREZA	DATA	VISTO
REV.	NATUREZA	DATA	VISTO
REV.	NATUREZA	DATA	VISTO

DESENHO		DATA	VISTO
PROJETO		DATA	VISTO
APROVADO		DATA	VISTO
APROVADO		DATA	VISTO

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

CLIENTE

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEARIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

TÍTULO

MAPA-CHAVE DE VAZÕES
BACIA DO ITINGA
Escala 1:12.500

N.º CONTRATO / OS

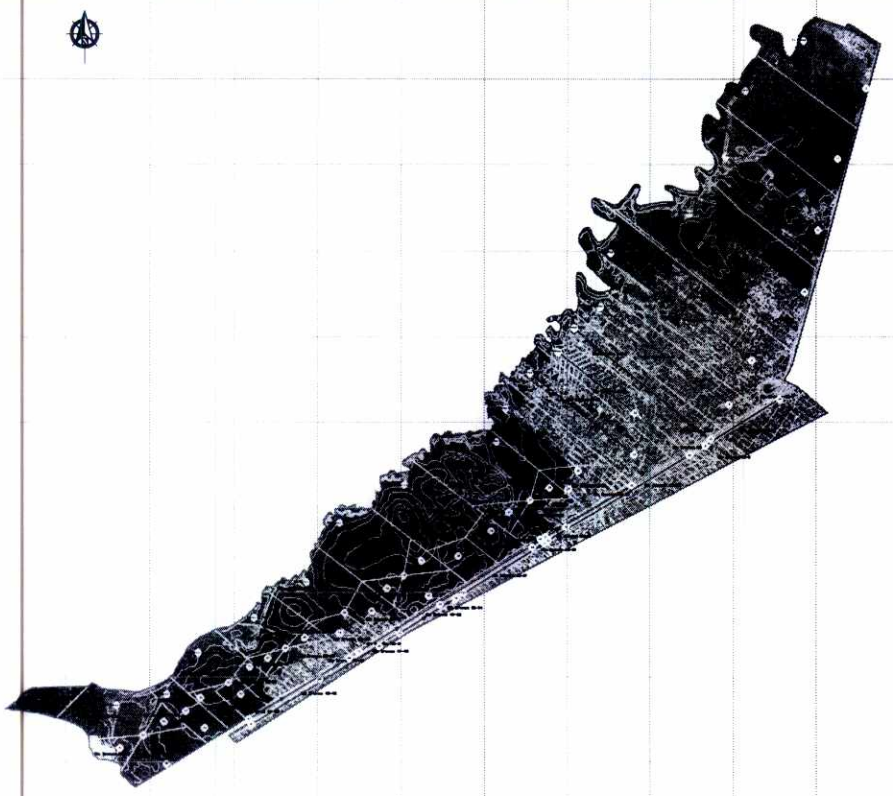
1122-2619-14-R0

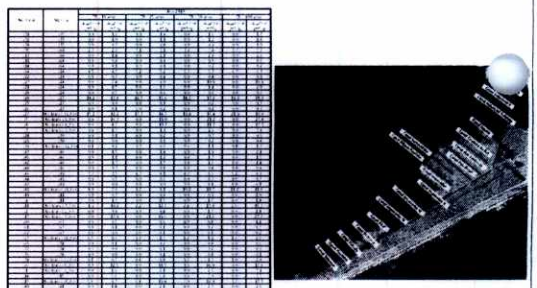
DATA

10/10/2014

Fls. 690
Proc. 17849/16

BACIA RIO BRANCO



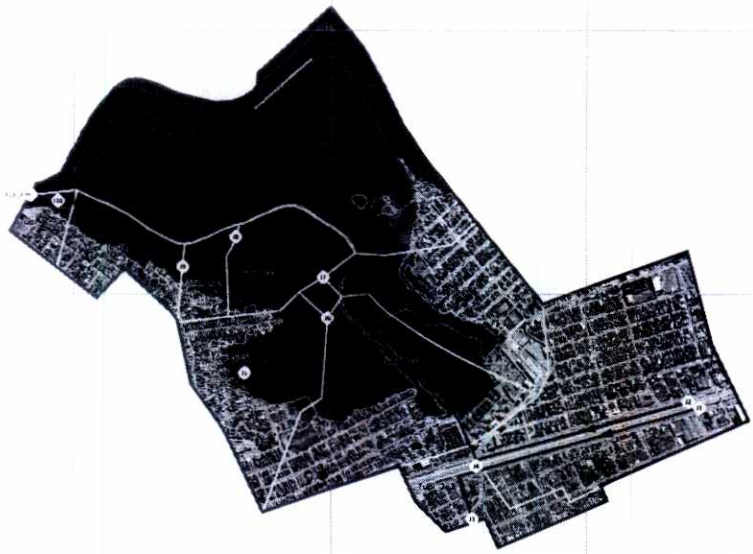


LEGENDA

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

Fls. 691
Proc. 17849/16

BACIA DO TUPI



Nó Inicial	Nó Final	Ano 2010							
		TR - 10 anos		TR - 25 anos		TR - 50 anos		TR - 100 anos	
		$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)	$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)	$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)	$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)
J2	J4	0,0	8,7	0,0	10,2	0,0	11,3	0,0	12,4
J1	J4	0,0	2,8	0,0	3,3	0,0	3,6	0,0	4,0
J3	J4	0,0	3,8	0,0	4,4	0,0	4,9	0,0	5,4
J4	J6	14,6	18,9	17,1	22,3	18,9	25,0	20,7	27,6
J5	J6	0,0	4,4	0,0	5,3	0,0	5,9	0,0	6,6
J6	J7	23,0	26,9	27,2	32,0	30,4	35,8	33,6	39,7
J7	J8	26,9	26,9	32,0	32,2	35,8	36,1	39,7	40,1
J8	J9	26,9	27,2	32,2	32,5	36,1	36,5	40,1	40,6
J9	J10	27,2	27,6	32,5	33,0	36,5	37,1	40,6	41,2
J10	Tupi Fim	27,6	27,9	33,0	33,4	37,1	37,5	41,2	41,7

Nó Inicial	Nó Final	Ano 2015							
		TR - 10 anos		TR - 25 anos		TR - 50 anos		TR - 100 anos	
		$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)	$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)	$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)	$Q_{inicial}$ (m^3/s)	Q_{final} (m^3/s)
J2	J4	0,0	9,3	0,0	10,8	0,0	11,9	0,0	13,1
J1	J4	0,0	3,0	0,0	3,5	0,0	3,9	0,0	4,2
J3	J4	0,0	4,0	0,0	4,7	0,0	5,2	0,0	5,7
J4	J6	15,5	20,3	18,1	23,7	19,9	26,4	21,8	29,1
J5	J6	0,0	4,7	0,0	5,5	0,0	6,2	0,0	6,9
J6	J7	24,5	28,6	28,8	33,8	32,1	37,7	35,4	41,7
J7	J8	28,6	28,6	33,8	33,9	37,7	38,0	41,7	42,0
J8	J9	28,6	28,9	33,9	34,3	38,0	38,4	42,0	42,5
J9	J10	28,9	29,3	34,3	34,8	38,4	39,0	42,5	43,2
J10	Tupi Fim	29,3	29,6	34,8	35,2	39,0	39,4	43,2	43,7

LEGENDA:

- NCB
- REDE
- BACIA DO TUPI
- SUB-BACIAS
- CURVA DE NIVEL
- HIDROGRAFIA



Fontes

1 - Levantamento Aerofotogramétrico - BASE 2005, escala 1:1000

Imagens - Ortofoto EMPLASA de 2010

Notas

- Projeção: Universal Transversa de Mercator (UTM)
- Meridiano Central: MC 045° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)
- Unidade: metro
- Zona: 23

REV.	NATUREZA	DATA
REV.	NATUREZA	DATA
REV.	NATUREZA	DATA
REV.	NATUREZA	DATA

CONTEÚDO	DATA	VISTO
RMC MUSPEAKER		
PROJETO	DATA	VISTO
UNRMC MUSPEAKER		
DIRECIDO	DATA	VISTO
LEGO		
APROVADO	DATA	VISTO
MCLR		

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRAULICA

ESTADO

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEARIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE AGUAS PLUVIAIS

MAPA-CHAVE DE VAZÕES

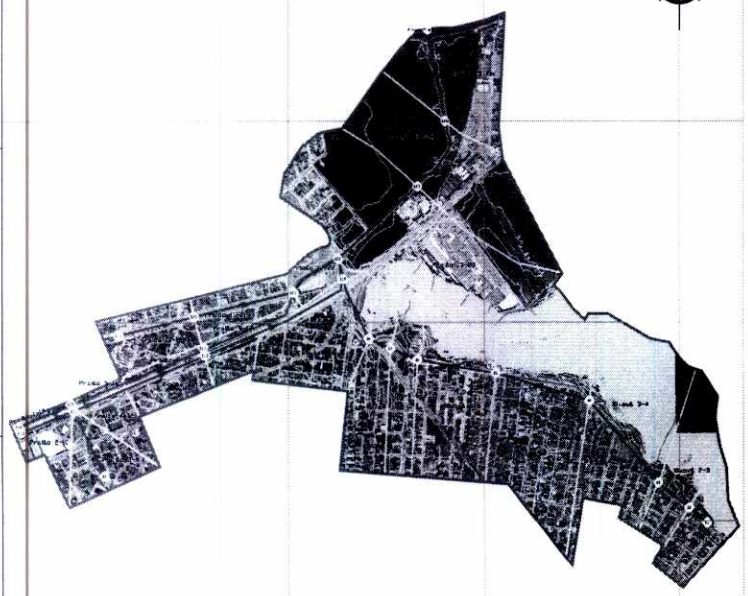
BACIA DO TUPI

Escala 1:10.000

1122-2621/14-RI	10/10/2014

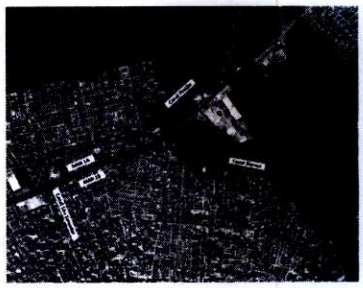
Fls. 692
Proc. 17849116

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO



Nó inicial	Nó final	Tr = 10 anos		Tr = 25 anos		Tr = 50 anos		Tr = 100 anos	
		Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)	Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)	Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)	Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)
		3,5	3,5	4,3	4,3	5,0	5,0	5,8	5,8
2	3	5,0	5,2	6,1	6,4	7,1	7,4	8,2	8,5
3	4	9,7	4,8	11,7	5,6	13,5	6,4	15,5	7,3
4	5	17,5	7,8	21,0	9,3	24,3	10,8	27,8	12,3
5	6	25,1	7,7	30,0	9,0	34,7	10,4	39,6	11,8
6	7	31,4	6,3	37,6	7,6	43,5	8,8	49,6	10,0
7	8	37,8	6,5	45,2	7,8	52,3	9,1	59,6	10,3
8	9	50,9	14,1	61,0	16,8	70,6	19,6	80,5	22,3
9	10	3,5	3,5	4,3	4,3	5,0	5,0	5,8	5,8
10	11	4,3	0,8	5,2	0,9	6,0	1,0	6,9	1,1
11	12	5,3	1,0	6,4	1,2	7,4	1,4	8,4	1,5
12	13	6,2	0,9	7,5	1,1	8,7	1,3	9,9	1,5
13	8	6,5	6,5	8,1	8,1	9,4	9,4	10,7	10,7
14	15	3,2	3,2	3,9	3,9	4,5	4,5	5,2	5,2
15	16	5,1	1,9	6,3	2,4	7,3	2,7	8,3	3,1
16	17	7,1	2,0	8,6	2,3	9,9	2,6	11,3	3,0
17	18	17,7	10,6	21,4	12,8	24,6	14,7	28,1	16,8
18	19	23,1	5,4	27,9	6,5	32,1	7,5	36,7	8,6
19	20	3,3	3,3	4,0	4,0	4,6	4,6	5,3	5,3
20	21	7,6	4,3	9,1	5,1	10,5	5,9	12,0	6,7
21	22	7,7	0,1	9,2	0,1	10,6	0,1	12,1	0,1
22	23	8,0	0,3	9,6	0,4	11,0	0,4	12,6	0,5
23	24	14,8	6,8	17,7	8,1	20,3	9,3	23,2	10,6
24	18	4,5	4,5	5,4	5,4	6,2	6,2	7,1	7,1

Nó inicial	Nó final	Tr = 10 anos		Tr = 25 anos		Tr = 50 anos		Tr = 100 anos	
		Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)	Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)	Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)	Q acumulada (m³/s)	Q local (m³/s)
		3,4	3,4	4,2	4,2	4,9	4,9	5,6	5,6
2	3	5,1	4,9	6,3	6,1	7,3	7,1	8,4	8,2
3	4	9,7	4,6	11,9	5,6	13,7	6,4	15,8	7,3
4	5	17,7	8,0	21,7	9,8	25,0	11,3	28,8	13,0
5	6	25,2	7,5	30,9	9,2	35,6	10,6	41,0	12,2
6	7	31,6	6,4	38,7	7,8	44,6	9,0	51,3	10,3
7	8	38,0	6,4	46,6	7,9	53,7	9,1	61,8	10,5
8	9	51,2	13,2	62,7	16,1	72,3	18,6	83,2	21,4
9	10	3,4	3,4	4,2	4,2	4,9	4,9	5,6	5,6
10	11	4,2	0,8	5,2	1,0	6,0	1,1	6,9	1,3
11	12	5,2	1,0	6,4	1,2	7,4	1,4	8,5	1,6
12	13	6,1	0,9	7,5	1,1	8,6	1,2	9,9	1,4
13	8	6,4	6,4	8,0	8,0	9,3	9,3	10,7	10,7
14	15	3,2	3,2	3,9	3,9	4,5	4,5	5,2	5,2
15	16	5,1	1,9	6,3	2,4	7,3	2,7	8,3	3,1
16	17	7,1	2,0	8,6	2,3	9,9	2,6	11,3	3,0
17	18	17,7	10,6	21,4	12,8	24,6	14,7	28,1	16,8
18	19	23,1	5,4	27,9	6,5	32,1	7,5	36,7	8,6
19	20	3,3	3,3	4,0	4,0	4,6	4,6	5,3	5,3
20	21	7,6	4,3	9,1	5,1	10,5	5,9	12,0	6,7
21	22	7,7	0,1	9,2	0,1	10,6	0,1	12,1	0,1
22	23	8,0	0,3	9,6	0,4	11,0	0,4	12,6	0,5
23	24	14,8	6,8	17,7	8,1	20,3	9,3	23,2	10,6
24	18	4,5	4,5	5,4	5,4	6,2	6,2	7,1	7,1



LEGENDA

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA-CHAVE DE VAZÕES
BACIAS DO ABOIA E PRAIÃO

Escala 1:10.000

Fls. 693
Proc. 17849/16

ANEXO III

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 694
Proc. 17849/16

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 3 - Diagnóstico e Prognóstico do Sistema de Drenagem Existente

Revisão 1
Agosto de 2015
RP03-1122-15 R1

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data 11/11/2014	Relatório Nº RP03-1122-14 R0	
Elaborado RML/ON/CAA/MCSP/LYS/FFN	Verificado RML	Aprovado LFOY
Revisão RP03-1122-15 R1		Data 08/08/2015
Natureza Acréscimo dos restantes das bacias hidrográficas.		
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ

Fls. 695
Proc. 17849/16 FCTH

ÍNDICE

1. APRESENTAÇÃO 1

1.1 INTRODUÇÃO 1
1.2 OBJETIVO DOS ESTUDOS HIDRÁULICOS 1
1.3 ESTRUTURA DOS ESTUDOS DESENVOLVIDOS 1
1.4 ESTE DOCUMENTO 2

2. CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIAGNÓSTICO 3

2.1 OBJETIVOS E PRINCÍPIOS 3
2.2 PRINCÍPIOS GERAIS ADOTADOS PARA ANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS 4
2.2.1 Vazões de Projeto 5
2.2.2 Restrições de Projetos 5
2.2.3 Principais Dispositivos e Obras Empregadas em Drenagem Urbana 6
2.2.4 Critérios para o Pré-dimensionamento de Canais de Drenagem 10

3. DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DO SISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE 12

3.1 INTRODUÇÃO 12
3.2 METODO DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DOS SISTEMAS 13
3.3 O SISTEMA DE MACRODRENAGEM DO MUNICÍPIO DE PRAIA GRANDE 14
3.4 BACIA DO ACARAÚ-QUIETUDE 16
3.4.1 Caracterização do sistema de drenagem 16
3.4.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Acaraú-Quietude 18
3.4.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Acaraú-Quietude 22
3.4.4 Prognóstico do Sistema 2035 31
3.5 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DA FAIXA OCEÂNICA 40
3.5.1 Caracterização do sistema de drenagem 40
3.5.2 Vazões máximas afluentes na bacia da Faixa Oceânica 42
3.5.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia da Faixa Oceânica 46
3.5.4 Prognóstico do Sistema 2035 51
3.6 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA GUARAMAR 56
3.6.1 Caracterização do sistema de drenagem 56
3.6.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Guaramar 57
3.7 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO ITINGA 63
3.7.1 Caracterização do sistema de drenagem 63
3.7.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Itinga 65
3.7.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Itinga 69
3.7.4 Prognóstico do Sistema 2035 72
3.8 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO RIO BRANCO 74
3.8.1 Caracterização do sistema de drenagem 74
3.8.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Rio Branco 75
3.8.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Rio Branco 83
3.8.4 Prognóstico do Sistema 2035 85
3.9 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO TUPI 87
3.9.1 Caracterização do sistema de drenagem 87
3.9.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Tupi 88
3.9.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Tupi 92
3.9.4 Prognóstico do Sistema 2035 94

3.10 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO XIXOVÁ E PRAIÃO 96
3.10.1 Caracterização do sistema de drenagem 96
3.10.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Xixová e Praião 98
3.10.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Xixová e Praião 104
3.10.4 Prognóstico do Sistema 2035 107

4. CONCLUSÃO 110

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 112

6. EQUIPE TÉCNICA 115

ANEXO 1 – MAPAS DE DIAGNÓSTICO 116

ANEXO 2 – MAPAS DE PROGNÓSTICO 130

Fls. 696
Proc. 17849/16

1. APRESENTAÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

Na sequência das atividades propostas para Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande, após o estabelecimento de uma base de dados (*Volume 1 – Dados e Informações*), sua análise e consistência, bem como o processamento por meio dos estudos básicos (*Volume 2 – Estudos Básicos*), sobrevêm à etapa de análise hidráulica do sistema de macrodrenagem, para a elaboração do seu diagnóstico e prognóstico.

Assim sendo, apresenta-se neste volume a terceira etapa dos trabalhos, correspondente aos estudos hidráulicos, onde foi determinada a capacidade de condução de vazões do sistema de drenagem existente. Estes estudos são a base para seleção de alternativas das intervenções estruturais previstas neste Plano.

Da conclusão destes estudos resultaram, na etapa subsequente, nas proposições das medidas estruturais de controle.

1.2 OBJETIVO DOS ESTUDOS HIDRÁULICOS

O sistema de macrodrenagem do município de Praia Grande foi dividido em diversas bacias e sub-bacias de drenagem para a realização da simulação hidrológica, como pode ser visto nos mapas-chaves de vazões apresentados nos estudos hidrológicos do *Volume 2 – Estudos Básicos*.

As estruturas de macrodrenagem presentes nestas sub-bacias foram caracterizadas a partir de levantamento topográfico e vistorias de campo, bem como de informações fornecidas pela prefeitura. Procurou-se obter as características geométricas (dimensões e declividade longitudinal) e físicas (tipo de revestimento) das seções transversais das canalizações, travessias e de estruturas existentes. Com estes dados, foram determinadas as capacidades de condução de vazão nos pontos correspondentes aos nós do mapa-chave de vazões, e quando necessário, em pontos intermediários por meio de interpolação linear das vazões.

1.3 ESTRUTURA DOS ESTUDOS DESENVOLVIDOS

Os estudos desenvolvidos seguiram a estrutura apresentada a seguir:

- Definição dos critérios hidráulicos e verificação de projeto:
  - Método de análise e verificação;
  - Velocidades máximas admissíveis;
  - Borda livre;
  - Forma das seções.
- Classificação em sub-bacias:
  - Divisão do município em sub-bacias agregadas em função de sua característica e compartilhamento das soluções.
- Diagnóstico do sistema existente:

- Determinação da capacidade de descarga atual de cada componente.

- Prognósticos do sistema existente:
  - Determinação da capacidade de descarga de cada componente para a situação futura de ocupação do solo (ano de 2035).

1.4 ESTE DOCUMENTO

Este volume apresenta os estudos visando o estabelecimento das condições de drenagem do sistema existente em relação às vazões obtidas nos pontos-chave através de simulação hidrológica e que servirão de subsídio à formulação e priorização das medidas estruturais de controle na próxima fase dos estudos do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande.

Fls. 697
Proc. 17849/16

2. CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIAGNÓSTICO

2.1 OBJETIVOS E PRINCÍPIOS

Dentro do contexto de desenvolvimento de uma região, a implantação de um sistema de drenagem urbana deve ser orientada pelos seguintes objetivos principais:

- Reduzir a exposição da população ao risco de inundações;
- Reduzir sistematicamente os danos causados pelas inundações;
- Preservar as várzeas da ocupação desordenada;
- Assegurar que as medidas corretivas sejam compatíveis com as metas e objetivos do programa para a região;
- Minimizar os problemas de erosão e sedimentação;
- Proteger a qualidade ambiental e promover o bem-estar social;
- Promover a utilização das várzeas para atividades de lazer e contemplação.

Os princípios que devem nortear os programas de drenagem urbana estabelecidos nos termos de referência dos estudos de macrodrenagem são os seguintes:

- O sistema de drenagem é parte do sistema ambiental urbano e é parte da infraestrutura urbana;
- A urbanização aumenta potencialmente o volume e as vazões do escoamento superficial direto. A influência da ocupação de novas áreas deve ser analisada no contexto da bacia hidrográfica na qual está inserida, de modo que sejam tomadas providências necessárias para minimizar os problemas causados pelas inundações;
- As várzeas são áreas de armazenamento natural, fazem parte dos cursos naturais, tanto quanto a sua calha principal. As várzeas recebem os excessos de água do canal do rio durante uma cheia. Por esta razão, a várzea também recebe a denominação leito maior ou secundário do rio;
- As funções de um curso d'água e de sua várzea são: coleta, armazenamento e veiculação das vazões de cheias. Essas funções não podem ser relegadas a um plano secundário em favor de outros usos que possa vir ser idealizado para as várzeas, sem pensar no alto custo de medidas que deverão ser implantadas para realizar a função primordial dessas várzeas. As várzeas podem potencialmente contribuir para: melhoria da qualidade da água e do ar, manutenção de espaços abertos, preservação de ecossistemas importantes e acomodação de redes de sistemas urbanos planejados;
- Drenagem é um problema de locação de espaço. Se o espaço para o armazenamento natural é reduzido pela urbanização ou por outros usos do solo sem medidas compensatórias adequadas, as águas durante as cheias e inundações buscarão outros espaços para seu deslocamento, podendo atingir locais inadequados para tal uso. O primeiro passo para o uso e ocupação do solo de uma forma adequada, é providenciar

meios necessários para o armazenamento e infiltração das águas durante os eventos de chuva que possam ocasionar cheias e inundações. As áreas para esse fim podem ser planejadas de modo a incorporar valores estéticos e paisagísticos, assim como destinação ao uso recreativo;

- É necessário também pensar em questões de qualidade da água, sendo que o controle da poluição das águas é essencial para que sejam mantidos e potencializados os benefícios que os cursos d´água e suas várzeas podem oferecer. Ao se tratar as águas do escoamento superficial direto, gerado em determinada área urbana, deve ser dada atenção a seus aspectos da qualidade, que, por sua vez, estão relacionados com as práticas de limpeza das ruas, coleta, remoção de resíduos sólidos, ligação clandestina de esgotos na rede de galerias, coleta e tratamento de esgoto e regulamentação do movimento de terras de áreas em desenvolvimento, tendo em vista o controle de erosão e, consequentemente, da carga de sedimentos.

2.2 PRINCÍPIOS GERAIS ADOTADOS PARA ANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

O desenvolvimento de padrões e critérios de projeto para as obras de drenagem urbana tem como principal objetivo a consolidação de diretrizes a serem seguidas quando da elaboração de projetos de drenagem, e ainda as principais restrições existentes para cada problema específico, que deverão constituir as condições de contorno a serem consideradas no projeto.

Dentre os principais aspectos básicos a serem considerados ressaltam-se:

- contribuições ao canal principal;
- identificação dos pontos baixos;
- obstruções por pontes;
- travessias de tubulações e outros;
- estrangulamento da calha ou seção do canal;
- sistema de drenagem lateral;
- benfeitorias e edificações importantes; e
- restrições a jusante.

São considerados além destas condições, para implantação dos canais propriamente ditos, os aspectos relativos a espaços disponíveis para execução destes, a existência de faixas viárias em ao menos um dos lados a fim de que se possa propiciar a manutenção e conservação do talude e uma forma de traçado o mais retilínea que propicie menor atrito e melhor forma de contenção para as linhas d'água nas enchentes.

No item a seguir são apresentados os critérios hidráulicos a serem observados quando da análise do desempenho das estruturas de drenagem existentes.

Fls. 698 FCTH
Proc. 17849/16

2.2.1 Vazões de Projeto

Os critérios hidráulicos para o dimensionamento de obras de drenagem adotam como referência a vazão correspondente a um determinado período de retorno que, para o caso de canalização do sistema de macrodrenagem, é de 100 anos, considerando-se o horizonte de ocupação futura para o ano 2035.

O diagnóstico da capacidade de escoamento das estruturas existentes foi feito tomando-se por base as vazões calculadas pelo modelo hidrológico para o ano base de 2010 e o prognóstico o horizonte de projeto, o ano de 2035.

Foi verificada a capacidade de transporte da vazão de projeto com os períodos de retorno de 100 anos, considerando a seção plena de escoamento para as canalizações existentes, e considerando a "folga sobre o dimensionamento" (borda livre) para os projetos de canais, conforme os critérios apresentados na Instrução DPO nº 002 de 30 de julho de 2007 publicado pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE-SP).

Assim, para as vazões correspondentes ao ano base 2010 puderam ser definidas as intervenções imediatas, e para as vazões do ano de 2035 puderam ser verificadas as intervenções dentro do horizonte de projeto.

2.2.2 Restrições de Projetos

Os projetos de canalizações de córregos envolvem uma série de dados básicos e condições físicas de contorno no desenvolvimento destas obras. A seguir são apresentados alguns dos principais aspectos que devem ser considerados nos projetos.

a) Contribuição ao Canal Principal

Para as condições de vazões excepcionais, as sobrelevações localizadas do nível d'água devem ser analisadas com cuidado. Sua concepção é condicionada ao espaço disponível, muitas vezes restrito. Deve-se buscar a forma mais racional de compatibilização destes condicionantes.

b) Identificação dos Pontos Baixos

É conveniente efetuar a identificação de todos os pontos baixos ao longo das duas margens do curso d'água, de modo a ser possível estabelecer os correspondentes perfis longitudinais que deverão orientar o arranjo básico a ser adotado para o projeto do canal ou galeria.

Nos casos em que seja impraticável manter a linha d'água de projeto do canal abaixo de um ou mais pontos baixos marginais, é necessário conceber soluções particulares de drenagem dos mesmos que deverão ser tratadas separadamente, seja mediante condutos paralelos ao canal principal até um ponto mais baixo a jusante, seja mediante conduto descarregando diretamente no canal, porém dotado de "flap gate" na saída ou, em último caso, um sistema localizado de drenagem por bombeamento.

c) Obstruções por Pontes

Nos casos em que as pontes constituem restrições ao escoamento é conveniente verificar a possibilidade de melhorias, tais como: adequação hidrodinâmica de pilares, alteamento de tabuleiro e proteção dos encontros das pontes.

d) Travessias de Tubulações e Outros

As travessias utilizadas mais frequentemente são aquelas que atuam como suporte de adutoras, oleodutos, gasodutos, etc. As intervenções possíveis de serem efetuadas para melhoria das condições de escoamento são semelhantes ao caso das pontes.

e) Estrangulamento da Calha ou Seção do Canal

Podem ocorrer estrangulamentos do curso d'água causados por construções muito próximas ao leito que implicam em limitações sérias para a veiculação das vazões máximas desejáveis.

Nesses casos, mesmo concebendo soluções de canal ou galeria, as capacidades máximas possíveis podem estar aquém das necessidades reais. Nestas situações com restrições, a busca de soluções pode envolver um conduto de reforço, o desvio de vazões a montante para outro local ou, eventualmente, a implantação de reservatórios de detenção a montante.

f) Sistema de Drenagem Lateral

Num trecho de curso d'água a canalizar é também de grande importância a análise de todo o sistema de drenagem lateral, que se refere à micro drenagem, e aos pontos de desemboque de condutos de médio porte como o caso de galerias.

Neste sentido é necessário compatibilizar altimetricamente as características do canal a projetar com os diferentes condutos afluentes, de modo a garantir as condições de escoamento desses condutos.

g) Benfeitorias e Edificações Importantes

Há muitas vezes, a presença de benfeitorias e edificações importantes situadas nas margens de um dado curso d'água que, embora não constituam propriamente restrições à obra de canalização podem ter determinado peso no arranjo geral das obras de canalização, pela sua vinculação com a configuração do sistema viário local.

h) Restrições a Jusante

É importante nos projetos de canalização, apresentar eventuais restrições a jusante do trecho a canalizar, que podem limitar as vazões que venham a ser veiculadas pelo trecho objeto de estudo.

2.2.3 Principais Dispositivos e Obras Empregadas em Drenagem Urbana

Canais Abertos

Na concepção geral de obras de drenagem urbana, a adoção de canais abertos em projetos é uma solução cogitada como primeira possibilidade pelas seguintes razões principais:

- possibilidade de veiculação de vazões superiores à de projeto mesmo com prejuízo da borda livre;
- facilidade de manutenção e limpeza;
- possibilidade de adoção de seção transversal de configuração mista com maior economia de investimentos;
- possibilidade de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, quando há espaço disponível; e
- maior facilidade para ampliações futuras caso seja necessário.

Os canais abertos apresentam, por outro lado, restrições à sua implantação em situações em que os espaços disponíveis sejam reduzidos, como é o caso de áreas de grande concentração urbana.

A escolha do tipo de seção transversal de um canal a ser projetado depende de fatores, como o espaço disponível para implantação, as características do solo de apoio, a declividade e condições de operação.

A configuração ótima de um canal de drenagem urbana é a seção trapezoidal escavada com taludes gramados, pela sua simplicidade de execução e manutenção, assim como pelo menor custo de implantação. Por outro lado, o canal escavado, por admitir velocidades máximas reduzidas, exige maior espaço para sua implantação, além de declividades menores.

Uma das vantagens do canal escavado consiste em permitir futuras remodelações para aumento de capacidade mediante revestimento, além de preservar faixas maiores para futuras intervenções que se façam necessárias.

Os canais escavados constituem uma alternativa adequada para cursos d'água de áreas em processo de urbanização e para as quais sejam previsíveis incrementos futuros das vazões de escoamento superficial.

Quando o espaço disponível para implantação do canal é limitado, é preferível a utilização de canal revestido para garantir maiores velocidades de escoamento e por resultar em seções menores.

Na prática de projeto de canais urbanos é comum conceber canais visando apenas à veiculação de vazões de cheias, o que leva a sérios problemas de assoreamento e deposição de detritos para condições de operação de vazões de média intensidade, também conhecidas como vazões formativas ou modeladoras, que são as mais frequentes.

Esses canais, sejam eles trapezoidais ou retangulares, normalmente têm fundos largos e incompatíveis com as vazões médias menores. É comum ocorrer formação de pequenos leitos meandrados. Para evitar tais problemas, a solução recomendável é a adoção de seções mistas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões médias em subleitos menores em condições adequadas de velocidade.

Nos canais trapezoidais escavados, é possível adotar um leito menor, trapezoidal ou retangular, em concreto; e nos canais revestidos, sejam eles de seção trapezoidal ou retangular, é possível um fundo com configuração triangular, mediante simples rebaixo do fundo.

Galerias e Tubulações Fechadas

Em projetos de drenagem o uso de galerias de grandes dimensões é necessário em áreas urbanizadas, devido à limitação de espaço e às restrições impostas pelo parcelamento do solo.

As galerias de grandes dimensões apresentam as seguintes limitações:

- têm capacidade de escoamento limitada, que é inferior à sua capacidade máxima quando em regime livre;
- por serem fechadas, as galerias apresentam condições de manutenção mais difíceis que os canais abertos, sendo grande a probabilidade de assoreamento e deposição de detritos, resultando sempre em perda de eficiência hidráulica;
- em determinadas circunstâncias, as galerias exigem a adoção de seção transversal de células múltiplas. Este tipo de configuração de seção transversal apresenta vantagens sob o ponto de vista estrutural, mas em termos de desempenho hidráulico e de manutenção é problemática. O principal inconveniente de natureza hidráulica consiste no fato de ser necessária a introdução de "janelas" ao longo das paredes internas para que haja uma equalização de vazões entre as células. Essas "janelas", além de introduzir perdas localizadas não desprezíveis, constituem pontos de acúmulo de lixo e detritos. Além disso, as galerias de células múltiplas existentes apresentam invariavelmente, a tendência de o escoamento das vazões menores concentrar-se em apenas uma célula, com assoreamento mais acentuado nas demais, resultando em perda de eficiência na veiculação de vazões.

Pelas razões apontadas, é conveniente adotar galerias de célula única que permitem, inclusive, projetar o fundo para possibilitar a concentração das vazões menores em sua parte central.

Nos casos em que não é possível evitar a utilização de galerias de células múltiplas, julga-se razoável propor as recomendações a seguir com o propósito de melhorar a eficiência das mesmas, ou de pelo menos minimizar seus inconvenientes:

a) Introduzir trechos em canal aberto que atuariam como elementos de homogeneização do fluxo d'água, situando-os principalmente nos locais de entrada das principais contribuições laterais, de modo a evitar a necessidade de janelas nas paredes internas da galeria. Além da sua função hidráulica, os trechos em canal aberto, constituiriam pontos de acesso para manutenção e limpeza em condições razoáveis de acesso;

b) Nos casos de uso de galerias de células múltiplas é preferível optar por galeria de apenas duas células. Se for necessária a utilização de janelas de equalização, estas devem ser dimensionadas considerando as diferenças das afluências em cada célula, por trecho de galeria, que deverão transpassar de lado. Julga-se

Fls. 700
Proc. 17849/16
FCTH

recomendável, no sentido de reduzir o problema de retenção de detritos nas janelas, que o bordo vertente das mesmas esteja situado de 0.7 a 0.85 da altura livre da galeria;

c) Conforme já destacado, as galerias celulares, em virtude da necessidade de janelas nas suas paredes internas, possuem coeficiente de rugosidade global maior do que as galerias de células simples.

Reservatórios de Detenção

A utilização de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não é uma tradição no Brasil. Segundo Canholi (2005) em São Paulo tal medida passou a ser adotada após 1994 com a implantação do chamado Piscinão do Pacaembu, porém a literatura técnica internacional mostra, contudo, que esse tipo de instalação vem sendo crescentemente utilizado praticamente em todos os países de primeiro mundo, há mais tempo.

Cabe destacar que, na fase inicial de desenvolvimento das obras de drenagem urbana, o princípio fundamental que norteava os projetos era o de garantir o rápido escoamento das águas. Com o crescimento das áreas urbanas, especialmente nas atuais metrópoles, os picos de cheias dos cursos d'água principais passaram a alcançar níveis extremamente elevados em relação às condições primitivas de ocupação, com graves problemas de inundação. Isso permitiu constatar que a filosofia de projeto de obras de drenagem deveria ser radicalmente alterada, no sentido de propiciar maiores tempos de permanência das águas precipitadas sobre uma dada bacia com o propósito de reduzir as vazões de pico excessivamente elevadas nos pontos mais a jusante da mesma.

A partir de então, os dispositivos de detenção passaram a ter uma especial importância nos projetos de drenagem urbana. Além do que já foi dito, acrescentam-se os benefícios de caráter ambiental e estabilidade morfológica dos cursos d'água receptores que, com isto, não têm a mesma amplitude de variação de vazões escoadas, conforme ocorre nos projetos em que se contempla apenas a solução de canalização.

A função básica dos dispositivos de armazenamento é a de retardar o tempo de trânsito do escoamento superficial provocado pelas águas precipitadas sobre uma dada área, de modo a contribuir para a redução das vazões de pico de cheias em pontos a jusante.

Os dispositivos de armazenamento compreendem dois tipos distintos que são os de **controle na fonte** e os de **controle a jusante**.

Os dispositivos de controle na fonte são instalações de pequeno porte colocadas próximas ao local de origem do escoamento superficial de modo a permitir uma utilização mais eficiente da rede de drenagem a jusante.

Esse tipo de dispositivo possui grande flexibilidade em termos de escolha de local de implantação, apresenta possibilidade de padronização da instalação, permite uma melhoria das condições de drenagem a jusante, bem como do controle em tempo real das vazões. Permite, ainda, um incremento de capacidade de drenagem global do sistema. Por outro lado, dificulta o monitoramento e a manutenção destas pequenas unidades instaladas em grande número e em diferentes locais. Isto pode significar também em elevados custos de manutenção.

Os dispositivos de controle a jusante, por outro lado, envolvem um menor número de locais de armazenamento, podem, por exemplo, estar localizados no extremo de jusante de uma bacia de drenagem de porte apreciável, ou mesmo numa sub-bacia de porte também expressivo.

Além disso, apresentam, principalmente em cidades densamente ocupadas, maior dificuldade para encontrar locais adequados para sua implantação, podendo gerar custos de desapropriação elevados. E quando estas obras são reservatórios de armazenamento ou barramentos de maior porte encontram uma maior resistência por parte da opinião pública.

É necessário destacar, que de acordo com as características da bacia há a possibilidade de determinado dispositivo ser instalado para funcionamento a jusante ou a montante.

2.2.4 Critérios para o Pré-dimensionamento de Canais de Drenagem

A seguir são apresentados os critérios adotados no pré-dimensionamento de canais e na determinação da sua capacidade de descarga.

- Revestimento

O revestimento dos canais de macrodrenagem segue a seguinte concepção, respectivamente, escavado revestido com vegetação, escavado natural, revestimento em colchão de gabião e revestimento de concreto, em função das declividades e velocidades admissíveis, a saber:

- Canal escavado com vegetação: 2,0 m/s;
- Canal escavado natural: 1,5 m/s;
- Canal revestido com colchão de gabião: 3,5 m/s;
- Canal revestido de concreto: 5,0 m/s;
- Canal pré-moldado de concreto ou moldado in situ: 6,0 m/s.

- Rugosidades

Será adotado para a rugosidade final do revestimento descrito, um valor do coeficiente de Manning (n) em função da superfície de acabamento:

- Canal escavado natural: 0,025 a 0,035;
- Canal escavado com vegetação: 0,025;
- Canal revestido de pedra argamassada: 0,021;
- Canal revestido com gabião tipo caixa: 0,028;
- Canal revestido com colchão de gabião: 0,025 a 0,027;
- Canal revestido com colchão de gabião argamassado: 0,022;
- Canal revestido de concreto seção retangular: 0,018;
- Canal pré-moldado de concreto ou moldado in situ: 0,015.

- Forma da seção transversal

Para o cálculo da capacidade de descarga das seções levantadas em campo, foi estimada uma seção trapezoidal equivalente de mesma área e perímetro. As declividades destes canais foram calculadas pela diferença entre as cotas de fundo da seção de montante e jusante sobre o comprimento total do canal.

- Borda Livre

Admitindo-se que a determinação da capacidade de descarga foi calculada pelo critério do regime permanente, a borda livre adotada sobre a profundidade normal, correspondente às vazões de TR 100 anos, foi verificada atendendo os critérios de "folga sobre o dimensionamento" apresentados na Instrução DPO nº 002 de 30 de julho de 2007, conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Valores mínimos de folga sobre dimensionamento[1]

Obra Hidráulica	Tipo / Características	Folga sobre dimensionamento (f)
Canalização	seção aberta	f . ≥ 0,20 h_{TR}
	seção em contorno fechado	f . ≥ 0,20 H
Travessia	aérea (pontes)	f . ≥ 0,20 h_{TR} , com f ≥ 0,4 m
	intermediária (galerias)	f ≥ 0,20 H
	bueiro	previsto para trabalhar em carga
Barramento	de qualquer tipo, exceto soleiras submersíveis	f . ≥ 0,10 HM , com f ≥ 0,5 m

Onde:

- h_{TR}: profundidade da lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto, associada a um período de retorno;
- f: desnível entre a linha d'água correspondente à máxima vazão possível de escoar sem extravasamento e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto (canalizações em seção aberta);
- f: é o desnível entre a face inferior da estrutura de sustentação do tabuleiro da ponte e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto (travessias aéreas);
- H: altura máxima da seção transversal, medida internamente;
- "HM": maior altura do barramento (desnível entre a cota de coroamento do maciço e o talvegue na seção da barragem).

[1] Fonte: Instrução DPO Nº 002, de 30/07/2007 – Departamento de Águas e Energia Elétrica.

3. DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DO SISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE

3.1 INTRODUÇÃO

O procedimento adotado para o diagnóstico do sistema atual da macrodrenagem de Praia Grande buscou caracterizar os principais macrodrenos localizados na região urbana do município, estimando-se inicialmente suas reais capacidades de descarga e comparando-as com as descargas máximas que são naturalmente esperadas para a bacia, determinadas a partir das simulações hidrológicas.

Para efeito destas análises, consideraram-se descargas máximas afluentes esperadas calculadas para as condições de ocupação das bacias correspondentes ao ano-base de 2010 (diagnóstico) e ao ano de 2035, horizonte de projeto (prognóstico) e correspondentes à ocorrência de chuvas com período de retorno de 100 anos. Este critério foi estabelecido em função das exigências e diretrizes adotadas pelo DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo), para concessão de outorga de direitos de uso da água.

Os sistemas de macrodrenagem de Praia Grande não se encontram totalmente cadastrados, dificultando sobremaneira a avaliação de suas capacidades de descarga através de métodos mais precisos, como por exemplo, a análise hidrodinâmica dos canais. No presente trabalho foram utilizados projetos e levantamentos topográficos dos canais existentes ou que serão executados e disponibilizados pela prefeitura do município. Para alguns canais previamente definidos em conjunto com os técnicos da Prefeitura de Praia Grande, que não possuíam nenhuma informação cadastral, foram realizados levantamentos topobatimétricos em pontos relevantes para a caracterização dos mesmos.

De forma geral, os principais problemas que fazem com que os macrodrenos apresentem condições inadequadas de escoamento, se devem à falta de capacidade de descarga das seções hidráulicas atuais, agravados com a ocorrência de:

- Assoreamento dos talvegues;
- Travessias e obras de transposições inadequadas;
- Elevada afluência de esgotos urbanos e de lixo;
- Obstruções e encalhes de sujeiras, devido a detritos;
- Excesso de vegetação no fundo e no talude, contribuindo para a retenção de lixo e para a diminuição da velocidade do fluxo no leito do rio;
- Ocupação desordenada das regiões marginais;
- Solo suscetível à erosão;
- Estado inadequado de conservação e limpeza.

Fls. 702
Proc. 17849/16
FCTH

A seguir apresenta-se o método utilizado para o cálculo da capacidade de descarga do sistema de drenagem, em seguida, para cada bacia, apresentam-se a caracterização, o diagnóstico e o prognóstico da capacidade de descarga do sistema de macrodrenagem do município de Praia Grande.

3.2 METODO DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DOS SISTEMAS

A determinação da capacidade de descarga das seções ao longo do macrodreno de uma bacia foi efetuada através de planilhas de cálculos com o uso da equação de Chèzy adotando as hipóteses de regime uniforme, escoamento permanente e seções prismáticas constantes em cada trecho.

O cálculo da vazão foi feito por meio da equação:

$$Q = C \times A \times \sqrt{Rh \times i} \qquad (1)$$

Onde Q é a vazão em m^3/s, A é a área da seção hidráulica em m^2, Rh é o raio hidráulico em m, i a declividade longitudinal do trecho em m/m e C é o coeficiente de Chèzy.

O valor de C é usualmente obtido por meio da fórmula de Manning, dada por:

$$C = \frac{1}{n} \times Rh^{1/6} \qquad (2)$$

O valor de n, ou coeficiente de Manning varia em função das condições de revestimento dos trechos de canal. Os valores admitidos para o coeficiente de Manning são os apresentados a seguir:

- canal escavado natural: 0,025 a 0,035;
- canal revestido de pedra argamassada: 0,021;
- canal revestido com gabião tipo caixa: 0,028;
- canal revestido de concreto seção retangular: 0,018;
- canal revestido de concreto seção circular: 0,018;
- galeria de aço corrugado: 0,024.

A capacidade dos canais existentes de veicular a vazão de projeto para os diversos períodos de retorno (25, 50 e 100 anos), foi verificada considerando a seção plena de escoamento, conforme os critérios apresentados na Instrução DPO nº 002 de 30 de julho de 2007 (SÃO

PAULO, 2007). Para a verificação da capacidade de descarga dos projetos de canais, foram obedecidos os critérios de "folga sobre o dimensionamento" apresentados na Tabela 1.

3.3 O SISTEMA DE MACRODRENAGEM DO MUNICÍPIO DE PRAIA GRANDE

A macrodrenagem do município de Praia Grande possui duas vertentes principais: a primeira abrangendo os cursos d'água que desaguam diretamente no oceano e a segunda os cursos d'água que desaguam no Mar Pequeno.

Além dos cursos d'água naturais, a macrodrenagem do município é composta também por canais artificiais que desaguam tanto no oceano como também no Mar Pequeno. Os canais que desaguam no Oceano Atlântico são aqueles que recebem a contribuição das áreas das bacias da Faixa Oceânica e da bacia Itinga, os demais canais desaguam no Mar Pequeno.

A Tabela 2 apresenta as bacias do sistema de macrodrenagem do município de Praia Grande, para os quais foram realizados o diagnóstico e o prognóstico.

Tabela 2 - Bacias do sistema de macrodrenagem e canais

BACIA	CANAIS
Faixa Oceânica	São Paulo, São Salvador, Aviação, Negro Velho, parte do Gilberto Fouad Beck e Ocian
Xixová-Praião	Praião, Xixová, parte do São Salvador e MAR* 1
Guaramar	Guaramar, Barroso, Japoneses, Vila Sônia, parte do Praião, MAR 2, MAR 3, MAR 4 e DER
Tupi	Tupi, MAR 5 e MAR 6
Acaraú-Quietude	Aloha, Acaraú, Quietude, MAR7, MAR9, MA 11, MAR 12, MAR13 e MAR 14 e parte do Gilberto Fouad Beck
Rio Branco	MAR 15, MAR 16, MAR 17, MAR 18, MAR 19, Pau-Brasil, Imperador I, Cruzeiro do Sul, Américas, Pau Brasil, Miami e Samambaia
Itinga	MAR20, MAR21 e Itinga

*MAR = Canal Marginal

Nos próximos itens são descritas as bacias que foram simuladas no modelo hidrológico HEC-HMS. Destas bacias a Forte Itaipu não teve a capacidade de descarga do canal verificada, sendo apresentando o diagnóstico qualitativo, e a bacia do Guaramar junto com os canais: Pau Brasil, MAR 15, MAR 16, MAR 17, MAR 18, MAR 19 e MAR 20, fazem parte do *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*. A Figura 1 apresenta as bacias analisadas neste relatório.

Fls. 703
Proc. 17849/16

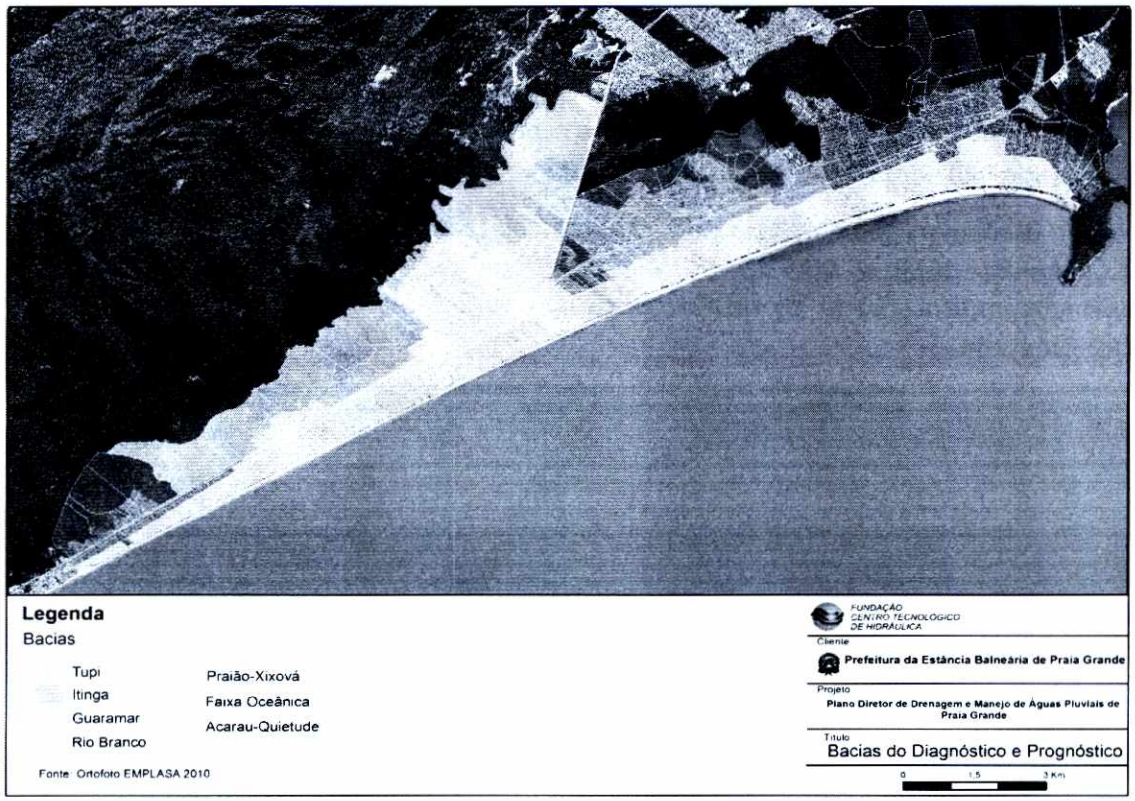


Figura 1 - Bacias do diagnóstico e prognóstico

3.4 BACIA DO ACARAÚ-QUIETUDE

3.4.1 Caracterização do sistema de drenagem

As bacias do canal Acaraú e do canal Quietude foram agrupadas para a determinação das vazões máximas afluentes com o uso do software HEC-HMS, pois o Quietude é afluente da margem direita do Acaraú. O diagnóstico e o prognóstico destes canais foram elaborados separadamente.

Parte da bacia que contribui para o canal Acaraú possui cerca de 5 km^2 e comtempla uma rede de drenagem composta pelos canais Marginais, MAR11, MAR12, MAR13 e MAR14, canal Aloha, canal Brasil para Cristo e parte do canal Gilberto Fouad Beck.

O canal Brasil para Cristo recebe as contribuições do MAR11 e MAR12, e o canal Aloha recebe a contribuição do MAR13 e MAR14 e parte do Gilberto Fouad Beck. O canal Acaraú recebe também as águas drenadas por um pequeno trecho do canal Dersa que acompanha a rodovia Padre Manoel da Nóbrega por cerca de 500 metros.

A rede de drenagem que contribui para o canal Quietude é composta pelos canais marginais: MAR7, MAR8, MAR9 e MAR10. O canal Quietude desagua no trecho final do Acaraú, aproximadamente a 250 m do rio Piaçabuçu. A Figura 2 representa a bacia hidrográfica do Acaraú-Quietude.

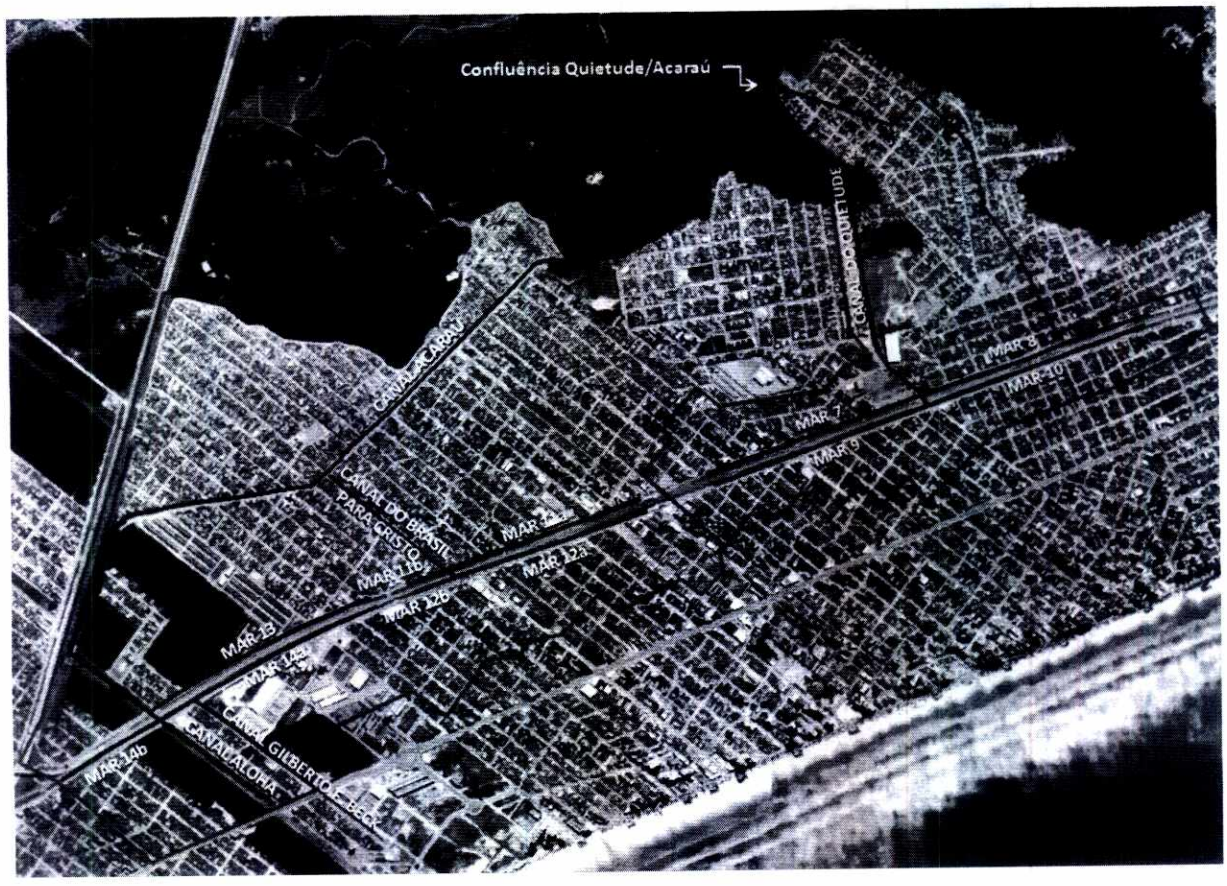


Figura 2 – Bacia Acaraú-Quietude

Fls. 204
Proc. 17849116

Na vistoria de campo foi detectado assoreamento da calha no trecho inicial do canal Acaraú, acúmulo de resíduos sólidos e plantas aquáticas, indicando a ausência de manutenção. Pôde ser verificada também a presença de esgoto em todo trecho do Acaraú. As fotos a seguir ilustram a situação atual do canal Acaraú.

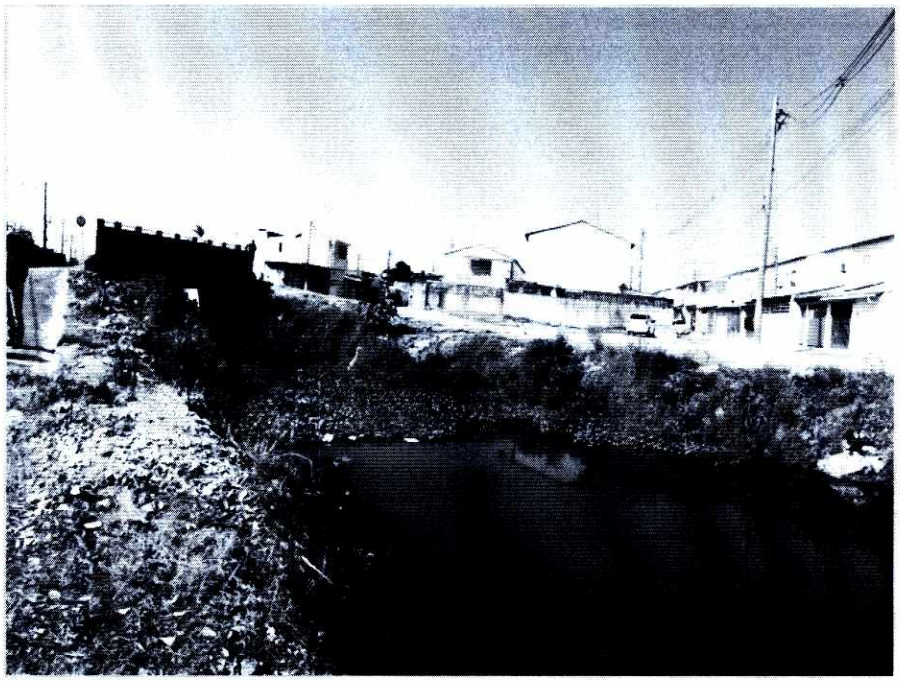


Figura 3 - Canal Acaraú vista para jusante da Av. Santo Antônio de Pádua



Figura 4 - Canal Acaraú vista para montante da Av. Santo Antônio de Pádua



Figura 5 – Desemboque do canal Brasil para Cristo



Figura 6 - Canal Acaraú vista para montante da Av. Brasil para Cristo

3.4.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Acaraú-Quietude

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções indicadas nos nós da bacia hidrográfica, conforme a Figura 77, são apresentadas na Tabela 3 para o ano base de 2010 e na Tabela 4 para o horizonte de projeto de 2035.

Fls. 705
Proc. 17849/16



Figura 7 - Bacia do Acaraú-Quietude

2010

Tabela 3 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Acaraú-Quietude

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**
J5	J6	0,0	3,3	0,0	3,9	0,0	4,3	0,0	4,7
J3	J6	0,0	1,1	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,7
J4	J6	0,0	0,7	0,0	0,9	0,0	1,1	0,0	1,3
J2	J6	0,0	1,1	0,0	1,3	0,0	1,4	0,0	1,6
J1	J6	0,0	4,7	0,0	5,5	0,0	6,1	0,0	6,7
J6	J7	10,5	12,5	12,4	14,8	13,9	16,5	15,4	18,3
J7	J8	12,4	14,9	14,6	18,0	16,4	20,4	18,1	22,7
J8	J15	15,4	27,2	18,5	32,2	20,8	36,1	23,2	40,1
J9	J13	0,0	4,6	0,0	5,3	0,0	5,9	0,0	6,5
J10	J13	0,0	1,5	0,0	1,7	0,0	1,9	0,0	2,1
J11	J13	0,0	2,3	0,0	2,7	0,0	3,0	0,0	3,2
J12	J13	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,6	0,0	0,7
J13	J14	7,9	9,7	9,3	11,3	10,3	12,5	11,2	13,7
J14	J15	9,0	11,5	10,5	13,4	11,7	14,9	12,8	16,3
J15	J16	35,2	37,3	41,6	44,1	46,4	49,2	51,4	54,5
J16	J17	37,3	43,6	44,1	51,7	49,2	57,8	54,5	64,0
J17	J18	43,6	45,5	51,7	54,1	57,8	60,6	64,0	67,3
J18	J28	45,5	60,6	54,1	72,0	60,6	80,7	67,3	89,6
J19	J23	0,0	3,6	0,0	4,3	0,0	4,8	0,0	5,2
J21	J23	0,0	3,0	0,0	3,5	0,0	3,9	0,0	4,3
J22	J23	0,0	2,7	0,0	3,2	0,0	3,6	0,0	3,9
J20	J23	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,1
J23	J24	10,2	11,6	11,9	13,6	13,2	15,1	14,6	16,6
J24	J25	11,6	15,8	13,6	18,6	15,1	20,6	16,6	22,7
J25	J26	15,8	19,6	18,6	23,0	20,6	25,5	22,7	28,1
J26	J27	19,6	20,4	23,0	24,0	25,5	26,7	28,1	29,4
J27	J28	20,4	21,3	24,0	25,0	26,7	27,9	29,4	30,8
J28	Acaraú-Fim	73,5	73,6	87,2	87,4	97,6	97,8	108,2	108,5

Fls. 706
Proc. 17849/16

2035

Tabela 4 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Acaraú-Quietude

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**
J5	J6	0,0	3,9	0,0	4,5	0,0	5,0	0,0	5,4
J3	J6	0,0	1,4	0,0	1,7	0,0	1,9	0,0	2,1
J4	J6	0,0	1,0	0,0	1,3	0,0	1,4	0,0	1,6
J2	J6	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J1	J6	0,0	5,5	0,0	6,4	0,0	7,1	0,0	7,8
J6	J7	12,7	15,1	14,8	17,6	16,4	19,5	18,0	21,5
J7	J8	14,9	18,8	17,4	22,3	19,3	24,8	21,3	27,4
J8	J15	19,0	32,9	22,4	38,5	25,0	42,8	27,6	47,1
J9	J13	0,0	5,3	0,0	6,1	0,0	6,7	0,0	7,4
J10	J13	0,0	1,7	0,0	2,0	0,0	2,2	0,0	2,4
J11	J13	0,0	2,7	0,0	3,1	0,0	3,4	0,0	3,7
J12	J13	0,0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,7	0,0	0,8
J13	J14	9,2	11,2	10,6	13,0	11,7	14,3	12,8	15,6
J14	J15	10,5	13,3	12,1	15,4	13,3	16,9	14,6	18,6
J15	J16	42,3	44,6	49,4	52,2	54,8	57,9	60,2	63,6
J16	J17	44,6	52,4	52,2	61,4	57,9	68,1	63,6	74,9
J17	J18	52,4	54,8	61,4	64,3	68,1	71,5	74,9	78,8
J18	J28	54,8	72,6	64,3	85,4	71,5	95,0	78,8	104,7
J19	J23	0,0	3,9	0,0	4,6	0,0	5,1	0,0	5,6
J21	J23	0,0	3,3	0,0	3,8	0,0	4,2	0,0	4,6
J22	J23	0,0	2,9	0,0	3,4	0,0	3,8	0,0	4,2
J20	J23	0,0	0,8	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,2
J23	J24	11,0	12,5	12,8	14,6	14,2	16,1	15,5	17,7
J24	J25	12,5	17,1	14,6	19,9	16,1	22,0	17,7	24,2
J25	J26	17,1	21,1	19,9	24,6	22,0	27,3	24,2	30,0
J26	J27	21,1	22,0	24,6	25,7	27,3	28,5	30,0	31,3
J27	J28	22,0	22,7	25,7	26,7	28,5	29,6	31,3	32,5
J28	Acaraú-Fim	85,8	85,9	100,9	101,1	112,2	112,4	123,6	123,9

3.4.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Acaraú-Quietude

O diagnóstico hidráulico dos canais da bacia Acaraú-Quietude foi elaborado com base na vistoria técnica realizada em junho de 2014 e no levantamento das características geométricas das seções e das travessias do canal. Por meio da comparação entre as capacidades de descarga calculadas e as vazões máximas previstas, foi verificada a porcentagem de atendimento de cada canal.

Os canais foram subdivididos em trechos menores de acordo com as alterações de seção obtidas nos projetos da Prefeitura do Município de Praia Grande.

De um modo geral verificaram-se as seguintes situações para a vazão correspondente à chuva de TR = 100 anos:

- O trecho final (T1) de 351,30 m do canal Aloha na confluência com o canal Acaraú não possui capacidade de veicular a vazão de projeto;
- O canal Acaraú apresenta suficiência em toda a sua extensão;
- Canais Marginais:
  - Apresentam insuficiência em toda a sua extensão: canais MAR11 B, MAR12 A e MAR12 B, que apresenta baixo atendimento à vazão de projeto;
  - O canal MAR 13 A apresenta insuficiência em 4(quatro) de seus 6(seis) trechos, sendo o T1, T3, T5 e T6. A insuficiência é mais crítica é no T1, que nas proximidades da confluência com o canal Aloha apresenta capacidade de transporte de apenas 32% da vazão de projeto.
  - No MAR14 A apenas um pequeno trecho inicial de 35,0 m tem capacidade hidráulica suficiente, provavelmente por apresentar uma declividade mais acentuada em relação ao restante do canal;
  - O canal MAR14 B, apesar de indicar insuficiência no seu trecho final, não é preocupante, pois possui um atendimento de 95%;
  - Na bacia do canal Quietude o canal MAR7 possui capacidade de veicular a vazão de projeto, e o trecho (T2) do MAR9 apresenta incapacidade por conta do estrangulamento ocasionado pela travessia de seção circular, enquanto o restante do canal apresenta folga no atendimento;
- O canal Gilberto F. Beck possui insuficiência de descarga em toda a sua extensão;
- No canal Quietude, mais da metade de sua extensão (trechos de T1 a T3 e T6) está com capacidade abaixo do necessário para transportar as vazões de TR=100 anos.

Os resultados obtidos do diagnóstico para o ano de 2010 estão apresentados da Tabela 5 a Tabela 7. As localizações dos trechos diagnosticados são representadas no Mapa de Diagnóstico das Bacias Acaraú e Quietude (Desenho 1122-2700/15-R0) no Anexo 1.

Fls. 707
Proc. 17849/16

Tabela 5 - Acaraú – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0.018	1	0.0010		6.50	1.50				17.7	18.3	[illegible]	[illegible]
	T2	352.30			R	Concreto	0.018	3	0.0024		1.50	1.50				9.5	1.3	[illegible]	[illegible]
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1.50	1.50				1.5	0.8	[illegible]	[illegible]
	T4	540.00			T	Grama	0.030	1	0.0001	0,50	5.00	2.00				4.4	0,8	[illegible]	[illegible]
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acaraú-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25.00	4,00				300.4	108,5	[illegible]	[illegible]
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25.00	3,50				242.1	89.6	[illegible]	[illegible]
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25.00	3,50				242.1	82.1	[illegible]	[illegible]
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25.00	3,50				242.1	74.0	[illegible]	[illegible]
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25.00	3,20				209.4	67.3	[illegible]	[illegible]
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0.018	1	0.0004		12.00	3.20				69.7	64.0	[illegible]	[illegible]
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0.018	1	0.0004		10.00	3.40				60.4	54.5	[illegible]	[illegible]
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0.018	1	0.0013		8.00	3.20				73.8	40.1	[illegible]	[illegible]
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0.018	1	0.0010		7.00	2.80				46.2	22.7	[illegible]	[illegible]
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.40	3.7	2.1	[illegible]	[illegible]
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.60	0.60				0.3	0.2	[illegible]	[illegible]
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	0.7	[illegible]	[illegible]
	T4	92.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	0.6	[illegible]	[illegible]
MAR12 A	T1	706.50	J9	J13	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.5	6.5	[illegible]	[illegible]
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		1.00	1.00				0.9	1.3	[illegible]	[illegible]
	T3	88.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.7	[illegible]	[illegible]
MAR12 B	T4	100.00	J11	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.80	0.80				0.4	3.2	[illegible]	[illegible]
	T5	86.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	2.0	[illegible]	[illegible]
	T6	74.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	1.2	[illegible]	[illegible]
MAR13 A	T1	20.00	J2	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.6	[illegible]	[illegible]
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.7	1.6	[illegible]	[illegible]
	T3	73.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.2	[illegible]	[illegible]
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.60	4.2	1.1	[illegible]	[illegible]
	T5	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	0.3	[illegible]	[illegible]
	T6	81.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	0.1	[illegible]	[illegible]
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50	J1	J6	M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.10	3.0	6.7	[illegible]	[illegible]
	T2	75.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	5.1	[illegible]	[illegible]
	T3	519.00			M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.10	3.0	4.6	[illegible]	[illegible]
	T4	35.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.50	0.50				1.2	0.9	[illegible]	[illegible]
	T5	93.00			C	Concreto	0.018	1	0.0027		0.50	0.50				0.1	0.7	[illegible]	[illegible]
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.5	4.7	[illegible]	[illegible]
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	1.00	5.3	2.9	[illegible]	[illegible]
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1.00	1.00				0.5	1.7	[illegible]	[illegible]

Tabela 6 - Quietude – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	30.8	51%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	28.1	56%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	24.8	96%	insuficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	22.7	105%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0.018	1	0.0015		8.00	1.50				20.8	18.1	115%	suficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0.018	1	0.0057		3.00	1.50				11.5	16.6	69%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.3	164%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.5	115%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.1	166%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.4	157%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.3	40%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.2	238%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.2	325%	suficiente

Fls. 708
Proc. 17849/16

Tabela 7 - Acaraú – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 50	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0.018	1	0.0010		6.50	1.50				17.7	16.5	suficiente	suficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0.018	3	0.0024		1.50	1.50				9.5	1.1	suficiente	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1.50	1.50				1.5	0.7	suficiente	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0.030	1	0.0001	0.50	5.00	2.00				4.4	0.6	suficiente	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acarau-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	4.00				300.4	97.8	suficiente	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	3.50				242.1	80.7	suficiente	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	3.50				242.1	73.9	suficiente	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0,50	25.00	3.50				242.1	66.7	suficiente	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0,50	25.00	3.20				209.4	60.6	suficiente	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0.018	1	0.0004		12.00	3.20				69.7	57.8	suficiente	suficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0.018	1	0.0004		10.00	3.40				60.4	49.2	suficiente	suficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0.018	1	0.0013		8.00	3.20				73.8	36.1	suficiente	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0.018	1	0.0010		7.00	2.80				46.2	20.4	suficiente	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0,63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.40	3.7	1.9	suficiente	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.60	0.60				0.3	0.2	suficiente	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	0.6	insuficiente	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0.50	0,50				0.1	0.5	insuficiente	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50	J9	J13	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.5	5.9	insuficiente	insuficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		1.00	1.00				0.9	1.2	insuficiente	insuficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.6	insuficiente	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00	J11	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.80	0.80				0.4	3.0	insuficiente	insuficiente
	T5	86.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	1.9	insuficiente	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	1.1	insuficiente	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00	J2	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0001		1,50	1.50				0.5	1.4	insuficiente	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.7	1.4	suficiente	suficiente
	T3	73.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.1	insuficiente	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.60	4.2	1.0	suficiente	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	0.2	insuficiente	insuficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	0.1	suficiente	suficiente
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50	J1	J6	M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0,63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.10	3.0	6.1	insuficiente	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	4.7	insuficiente	insuficiente
	T3	519.00			M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0,63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.10	3.0	4.2	insuficiente	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.50	0.50				1.2	0.8	suficiente	suficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0,018	1	0.0027		0.50	0.50				0.1	0.6	insuficiente	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.5	4.3	suficiente	suficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0,63	1.50	2.00	0.63	0.00	1.00	5.3	2.7	suficiente	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1.00	1.00				0.5	1.5	insuficiente	insuficiente

Tabela 8 - Quietude – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 50	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	9,00	1,50				15,7	27,9	56%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	9,00	1,50				15,7	25,5	62%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0,018	1	0,0015		9,00	1,50				23,9	22,5	106%	suficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0,018	1	0,0015		9,00	1,50				23,9	20,6	116%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0,018	1	0,0015		8,00	1,50				20,8	16,4	127%	suficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0,018	1	0,0057		3,00	1,50				11,5	15,1	76%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	2,1	177%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,5	0,4	124%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,2	0,1	180%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	2,1	174%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,2	44%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,1	329%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,5	0,1	356%	suficiente

Fls. 709
Proc. 17849/16

Tabela 9 - Acaraú – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 25	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0.018	1	0.0010		6.50	1.50				17.7	14.8	120%	suficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0.018	3	0.0024		1.50	1.50				9.5	0.9	1056%	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1.50	1.50				1.5	0.6	261%	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0.030	1	0.0001	0.50	5.00	2.00				4.4	0.5	827%	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acarau-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	4.00				300.4	87.4	344%	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	3.50				242.1	72.0	336%	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	3.50				242.1	66.0	367%	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0.50	25.00	3.50				242.1	59.5	407%	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0006	0.50	25.00	3.20				209.4	54.1	387%	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0.018	1	0.0004		12.00	3.20				69.7	51.7	135%	suficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0.018	1	0.0004		10.00	3.40				60.4	44.1	137%	suficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0.018	1	0.0013		8.00	3.20				73.8	32.2	229%	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0.018	1	0.0010		7.00	2.80				46.2	18.0	257%	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.40	3.7	1.7	214%	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.60	0.60				0.3	0.2	153%	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	0.6	33%	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	0.5	26%	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50	J9	J13	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.5	5.3	85%	insuficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		1.00	1.00				0.9	1.0	91%	insuficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.5	40%	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00	J11	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.80	0.80				0.4	2.7	16%	insuficiente
	T5	86.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	1.7	12%	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	1.0	12%	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00	J2	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.3	39%	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.7	1.3	369%	suficiente
	T3	73.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.0	51%	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.60	4.2	0.9	466%	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.60	0.60				0.2	0.2	93%	insuficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.50	0.50				0.1	0.1	137%	suficiente
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50	J1	J6	M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.10	3.0	5.5	55%	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	4.2	12%	insuficiente
	T3	519.00			M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.10	3.0	3.8	80%	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.50	0.50				1.2	0.7	164%	suficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0.018	1	0.0027		0.50	0.50				0.1	0.5	20%	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.70	4.5	3.9	115%	suficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	1.00	5.3	2.4	223%	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1.00	1.00				0.5	1.3	39%	insuficiente

Tabela 10 - Quietude – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 25	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	9,00	1,50				15,7	25,0	63%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	9,00	1,50				15,7	23,0	68%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0,018	1	0,0015		9,00	1,50				23,9	20,3	118%	suficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0,018	1	0,0015		9,00	1,50				23,9	18,6	128%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0,018	1	0,0015		8,00	1,50				20,8	14,8	141%	suficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0,018	1	0,0057		3,00	1,50				11,5	13,6	85%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,9	200%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,5	0,4	140%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,2	0,1	203%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,9	193%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,0	49%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,0	366%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,5	0,1	399%	suficiente

Fls. 710
Proc. 17849/16

Tabela 11 - Acaraú – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 10	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0,018	1	0.0010		6,50	1,50				17,7	12,5	71%	suficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0,018	3	0.0024		1,50	1,50				9,5	0,7	139%	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0,018	1	0.0008		1,50	1,50				1,5	0,4	34%	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0,030	1	0.0001	0,50	5,00	2,00				4,4	0,4	10,7%	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acaraú-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25,00	4,00				300,4	73,6	40%	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25,00	3,50				242,1	60,6	399%	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25,00	3,50				242,1	55,5	437%	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25,00	3,50				242,1	50,0	484%	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25,00	3,20				209,4	45,5	460%	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0,018	1	0.0004		12,00	3,20				69,7	43,6	160%	suficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0,018	1	0.0004		10,00	3,40				60,4	37,3	162%	suficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0,018	1	0.0013		8,00	3,20				73,8	27,2	271%	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0,018	1	0.0010		7,00	2,80				46,2	14,9	310%	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	3,7	1,5	247%	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0,018	1	0.0050		0,60	0,60				0,3	0,2	232%	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,60	0,60				0,2	0,5	40%	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,50	0,50				0,1	0,4	30%	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50	J9	J13	M	Concreto/Grama	0,021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	4,6	97%	insuficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0,018	1	0.0030		1,00	1,00				0,9	0,9	95%	suficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0,018	1	0.0030		0,60	0,60				0,2	0,5	50%	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00	J11	J13	C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,80	0,80				0,4	2,3	18%	insuficiente
	T5	86.50			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,60	0,60				0,2	1,4	14%	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,50	0,50				0,1	0,8	13%	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00	J2	J6	C	Concreto	0,018	1	0.0001		1,50	1,50				0,5	1,1	46%	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,7	1,1	426%	suficiente
	T3	73.00			C	Concreto	0,018	1	0.0001		1,50	1,50				0,5	0,8	61%	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	4,2	0,8	534%	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,60	0,60				0,2	0,2	110%	suficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0,018	1	0.0020		0,50	0,50				0,1	0,1	139%	suficiente
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50	J1	J6	M	Concreto/Grama	0,018	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	4,7	65%	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0,018	1	0.0001		1,50	1,50				0,5	3,6	14%	insuficiente
	T3	519.00			M	Concreto/Grama	0,018	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	3,2	94%	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0,018	1	0.0050		0,50	0,50				1,2	0,6	191%	suficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0,018	1	0.0027		0,50	0,50				0,1	0,5	30%	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0,021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	3,3	134%	suficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	5,3	2,0	261%	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0,018	1	0.0008		1,00	1,00				0,5	1,1	45%	insuficiente

Tabela 7 - Quietude – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 10	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	9,00	1,50				15,7	21,3	74%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	9,00	1,50				15,7	19,6	80%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0,018	1	0,0015		9,00	1,50				23,9	17,2	138%	suficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0,018	1	0,0015		9,00	1,50				23,9	15,8	151%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0,018	1	0,0015		8,00	1,50				20,8	12,6	165%	suficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0,018	1	0,0057		3,00	1,50				11,5	11,6	99%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,6	237%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,5	0,3	166%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,2	0,1	240%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,6	226%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	0,9	57%	insuficiente
	T3	262,50			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	0,9	427%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,5	0,1	465%	suficiente

Fls. 211
Proc. 17849/16 FCTH

3.4.4 Prognóstico do Sistema 2035

O prognóstico dos canais da bacia do Acaraú-Quietude foi elaborado a partir do levantamento das características geométricas das seções transversais e das travessias do canal.

Da mesma forma como no diagnóstico hidráulico, no prognóstico foi verificada a porcentagem de atendimento de cada canal por meio da comparação entre as capacidades de descarga calculadas e as vazões máximas previstas, porém agora, referentes ao horizonte de projeto (2035).

Em relação às condições de capacidade verificadas no diagnóstico, pode-se verificar que todos os canais citados anteriormente apresentaram os mesmos problemas de insuficiência, com o acréscimo dos trechos T6 e T7 do canal Acaraú, que estavam em situação de atendimento de 109% e 111% e passaram para 93% e 95% respectivamente, portanto deixando de ser um canal plenamente suficiente em toda a sua extensão.

Além disso, outras questões foram observadas:

- o canal MAR14B passou a ser insuficiente;
- o canal Quietude passou a ser insuficiente em toda sua extensão, com os trechos T4 e T5 que apresentavam suficiência hidráulica de 105% e 115% e passaram para 99% e 97%.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o horizonte de projeto de 2035 são apresentados nas tabelas 13 a 20 localizações dos trechos estudados estão representadas no Mapa de Prognóstico das Bacias do Acaraú e Quietude (Desenho 1122-2707/15-R0) no Anexo 2.

Tabela 13 – Acaraú – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0.018	1	0.0010		6,50	1,50				17,7	21,5	82%	insuficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0.018	3	0.0024		1,50	1,50				9,5	1,6	591%	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1,50	1,50				1,5	1,5	102%	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0.030	1	0.0001	0,50	5,00	2,00				4,4	1,4	320%	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acarau-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0,50	25,00	4,00				300,4	123,9	242%	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0,50	25,00	3,50				242,1	104,7	231%	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0,50	25,00	3,50				242,1	96,0	252%	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0.0008	0,50	25,00	3,50				242,1	86,6	280%	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0.022	1	0.0008	0,50	25,00	3,20				209,4	78,8	266%	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0.018	1	0.0004		12,00	3,20				69,7	74,9	93%	insuficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0.018	1	0.0004		10,00	3,40				60,4	63,6	95%	insuficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0.018	1	0.0013		8,00	3,20				73,8	47,1	157%	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0.018	1	0.0010		7,00	2,80				46,2	27,4	169%	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	3,7	2,4	155%	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0,60	0,60				0,3	0,2	126%	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,60	0,60				0,2	0,8	25%	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,50	0,50				0,1	0,6	19%	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50	J9	J13	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	7,4	61%	insuficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		1,00	1,00				0,9	1,5	65%	insuficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0,60	0,60				0,2	0,7	33%	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00	J11	J13	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,80	0,80				0,4	3,7	12%	insuficiente
	T5	86.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,60	0,60				0,2	2,3	9%	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,50	0,50				0,1	1,3	9%	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00	J2	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0001		1,50	1,50				0,5	1,8	28%	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,7	1,8	266%	suficiente
	T3	73.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1,50	1,50				0,5	1,4	37%	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	4,2	1,2	338%	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,60	0,60				0,2	0,3	67%	insuficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0.018	1	0.0020		0,50	0,50				0,1	0,1	85%	insuficiente
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50	J1	J6	M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	7,8	39%	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1,50	1,50				0,5	6,0	9%	insuficiente
	T3	519.00			M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	5,4	57%	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0,50	0,50				1,2	1,1	115%	suficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0.018	1	0.0027		0,50	0,50				0,1	0,8	13%	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	5,4	83%	insuficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	5,3	3,3	160%	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0.018	1	0.0008		1,00	1,00				0,5	2,1	23%	insuficiente

Fls. 712
Proc. 17849/16

Tabela 14 – Quietude – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	32.5	48%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	30.0	52%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	26.4	90%	insuficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	24.2	99%	insuficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0.018	1	0.0015		8.00	1.50				20.8	21.4	97%	insuficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0.018	1	0.0057		3.00	1.50				11.5	17.7	65%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.4	153%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.5	107%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.2	114%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.5	147%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.4	37%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.3	279%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.2	332%	suficiente

Tabela 15 – Acaraú – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 50	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0,018	1	0,0010		6,50	1,50				17,7	19,500	91%	insuficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0,018	3	0,0024		1,50	1,50				9,5	1,400	675%	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008		1,50	1,50				1,5	0,862	172%	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0,030	1	0,0001	0,50	5,00	2,00				4,4	0,825	529%	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acarau-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	4,00				300,4	112,400	267%	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	95,000	255%	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	87,072	278%	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	78,578	308%	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,20				209,4	71,500	293%	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0,018	1	0,0004		12,00	3,20				69,7	68,100	102%	suficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0,018	1	0,0004		10,00	3,40				60,4	57,900	104%	suficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0,018	1	0,0013		8,00	3,20				73,8	42,800	172%	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0,018	1	0,0010		7,00	2,80				46,2	24,800	186%	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	3,7	2,200	169%	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,60	0,60				0,3	0,228	138%	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,700	28%	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,565	22%	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	6,700	67%	insuficiente
	T2	85.00	J9	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0030		1,00	1,00				0,9	1,318	72%	insuficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,2	0,670	36%	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,80	0,80				0,4	3,400	13%	insuficiente
	T5	86.50	J11	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	2,097	9%	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	1,231	10%	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,600	32%	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,7	1,568	286%	suficiente
	T3	73.00	J2	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,222	42%	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	4,2	1,107	391%	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,262	76%	insuficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,128	95%	insuficiente
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50			M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	7,100	43%	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	5,451	9%	insuficiente
	T3	519.00	J1	J6	M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	4,884	62%	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,50	0,50				1,2	0,966	20%	insuficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0,018	1	0,0027		0,50	0,50				0,1	0,702	20%	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	5,000	90%	insuficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	5,3	3,100	172%	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008		1,00	1,00				0,5	1,900	26%	insuficiente

Fls. 213
Proc. 17849/16

Tabela 16 – Quietude – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 50	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	29.600	53%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	27.300	58%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	24.014	99%	insuficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	22.000	109%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0.018	1	0.0015		8.00	1.50				20.8	22.000	95%	insuficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0.018	1	0.0057		3.00	1.50				11.5	16.100	71%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.208	168%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.444	113%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.142	141%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.303	161%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.253	41%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.217	305%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.157	332%	suficiente

Tabela 17 – Acaraú – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 25	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0,018	1	0,0010		6,50	1,50				17,7	17,600	100%	suficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0,018	3	0,0024		1,50	1,50				9,5	1,300	727%	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008		1,50	1,50				1,5	0,800	185%	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0,030	1	0,0001	0,50	5,00	2,00				4,4	0,766	580%	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acaraú-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	4,00				300,4	101,100	297%	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	85,400	283%	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	78,282	309%	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	70,655	343%	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,20				209,4	64,300	326%	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0,018	1	0,0004		12,00	3,20				69,7	61,400	113%	suficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0,018	1	0,0004		10,00	3,40				60,4	52,200	116%	suficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0,018	1	0,0013		8,00	3,20				73,8	38,500	192%	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0,018	1	0,0010		7,00	2,80				46,2	22,300	207%	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	3,7	2,000	186%	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,60	0,60				0,3	0,207	151%	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,700	28%	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,565	22%	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50	J9	J13	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	6,100	73%	insuficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		1,00	1,00				0,9	1,200	79%	insuficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,2	0,610	40%	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00	J11	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,80	0,80				0,4	3,100	14%	insuficiente
	T5	86.50			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	1,912	10%	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	1,122	11%	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00	J2	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,500	34%	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,7	1,470	265%	suficiente
	T3	73.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,146	45%	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	4,2	1,038	406%	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,246	81%	insuficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,120	102%	suficiente
MAR13 B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)																		
MAR14 A	T1	218.50	J1	J6	M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	6,400	47%	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	4,913	10%	insuficiente
	T3	519.00			M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	4,403	68%	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,50	0,50				1,2	0,871	22%	insuficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0,018	1	0,0027		0,50	0,50				0,1	0,633	22%	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	4,500	100%	suficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	5,3	2,790	191%	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008		1,00	1,00				0,5	1,700	29%	insuficiente

Fls. 714
Proc. 17849/16

Tabela 18 – Quietude – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 25	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	26.700	59%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	24.600	64%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	21.686	110%	suficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	19.900	120%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0.018	1	0.0015		8.00	1.50				20.8	19.900	105%	suficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0.018	1	0.0057		3.00	1.50				11.5	14.600	79%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.976	187%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.397	122%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.127	121%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	2.084	173%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	1.134	45%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.101	332%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.142	347%	suficiente

Tabela 19 – Acaraú – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 10	% de Atendimento	Situação
ALOHA	T1	351.30	J6	J7	B	Concreto	0,018	1	0,0010		6,50	1,50				17,7	15,100	117%	suficiente
	T2	352.30			R	Concreto	0,018	3	0,0024		1,50	1,50				9,5	1,000	945%	suficiente
	T3	23.80	J4	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008		1,50	1,50				1,5	0,615	240%	suficiente
	T4	540.00			T	Grama	0,030	1	0,0001	0,50	5,00	2,00				4,4	0,589	754%	suficiente
ACARAÚ	T1	220.00	J28	Acarau-Fim	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	4,00				300,4	85,900	350%	suficiente
	T2	280.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	72,600	333%	suficiente
	T3	300.00	J18	J28	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	66,595	364%	suficiente
	T4	250.00			T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50				242,1	60,161	402%	suficiente
	T5	390.00	J17	J18	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,20				209,4	54,800	382%	suficiente
	T6	460.00	J16	J17	B	Concreto	0,018	1	0,0004		12,00	3,20				69,7	52,400	133%	suficiente
	T7	800.00	J15	J16	B	Concreto	0,018	1	0,0004		10,00	3,40				60,4	44,600	136%	suficiente
	T8	691.00	J8	J15	B	Concreto	0,018	1	0,0013		8,00	3,20				73,8	32,900	224%	suficiente
	T9	609.00	J7	J8	B	Concreto	0,018	1	0,0010		7,00	2,80				46,2	18,800	246%	suficiente
MAR11 A	T1	736.00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	3,7	1,700	218%	suficiente
	T2	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,60	0,60				0,3	0,176	176%	suficiente
MAR11 B	T3	22.00	J12	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,600	33%	insuficiente
	T4	92.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,484	23%	insuficiente
MAR12 A	T1	706.50			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	5,300	85%	insuficiente
	T2	85.00	J9	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0030		1,00	1,00				0,9	1,043	91%	insuficiente
	T3	88.00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,2	0,530	46%	insuficiente
MAR12 B	T4	100.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,80	0,80				0,4	2,700	16%	insuficiente
	T5	86.50	J11	J13	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	1,666	12%	insuficiente
	T6	74.50			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,978	12%	insuficiente
MAR13 A	T1	20.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	1,300	39%	insuficiente
	T2	219.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,7	1,274	251%	suficiente
	T3	73.00	J2	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	0,993	51%	insuficiente
	T4	534.00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	4,2	0,899	468%	suficiente
	T5	85.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,213	92%	insuficiente
	T6	81.00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,50	0,50				0,1	0,104	117%	suficiente
MAR13 B	**Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)**																		
MAR14 A	T1	218.50			M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	5,500	55%	insuficiente
	T2	75.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				0,5	4,222	12%	insuficiente
	T3	519.00	J1	J6	M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3,0	3,784	80%	insuficiente
	T4	35.00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,50	0,50				1,2	0,749	26%	insuficiente
	T5	93.00			C	Concreto	0,018	1	0,0027		0,50	0,50				0,1	0,544	25%	insuficiente
MAR14 B	T6	190.00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,5	3,900	115%	suficiente
	T7	310.00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	5,3	2,418	221%	suficiente
GFB1	T1	265.00	J3	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008		1,00	1,00				0,5	1,400	35%	insuficiente

Fls. 715
Proc. 17849/16

Tabela 20 – Quietude – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Declív. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 10	% de Atendimento	Situação
QUIETUDE	T1	403.00	J26	J28	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	22.700	69%	insuficiente
	T2	212.10	J25	J26	T	Grama	0.030	1	0.0015	0.50	9.00	1.50				15.7	21.100	74%	insuficiente
	T3	130.00			B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	18.620	128%	suficiente
	T4	209.00	J24	J25	B	Concreto	0.018	1	0.0015		9.00	1.50				23.9	17.100	139%	suficiente
	T5	282.70			B	Concreto	0.018	1	0.0015		8.00	1.50				20.8	17.100	122%	suficiente
	T6	168.20	J23	J24	R	Concreto	0.018	1	0.0057		3.00	1.50				11.5	12.500	92%	insuficiente
MAR7	T1	521.00	J22	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.685	220%	suficiente
	T2	89.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.339	154%	suficiente
	T3	42.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.2	0.109	224%	suficiente
MAR9	T1	260.00	J19	J23	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	1.809	205%	suficiente
	T2	9.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	0.985	52%	insuficiente
	T3	262.50			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	0.956	390%	suficiente
	T4	39.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.5	0.124	423%	suficiente

3.5 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DA FAIXA OCEÂNICA

3.5.1 Caracterização do sistema de drenagem

Os canais da bacia denominada Faixa Oceânica desaguam no Oceano Atlântico, esta bacia abrange toda a orla marítima do município de Praia Grande.

Foram levantados dados das seções e travessias dos seguintes canais: São Paulo, São Salvador, Aviação, Negro Velho, Gilberto Fouad Beck e Ocian. Este levantamento de dados propiciou a modelação da rede de drenagem, fornecendo, desta maneira, os resultados das vazões que serviram de base para a realização do diagnóstico e do prognóstico.

Os canais estudados desta bacia são considerados canais artificiais, esses canais estão enterrados em galerias. Os canais Gilbert Fouad. Beck, Negro Velho e São Salvador desaguam parte no sentido sul, Oceano Atlântico, e parte para o norte, ou seja, para o continente.

O Canal Gilberto F. Beck de acordo com os registros encontrados, nos projetos fornecidos pela PMPG, desagua parte na rede coletora que tem seu sentido de escoamento para o Oceano Atlântico, o comprimento deste trecho correspondente à área da bacia que contribui para o desague no oceano é de aproximadamente 800 m, sendo de 1.100 m a extensão total, este canal está localizado paralelo à rua Gilberto F. Beck.

Para o canal Negro Velho uma pequena parte de sua extensão, cerca de 400 m, desagua no continente. A extensão do canal que drena a área de sua bacia que desagua para o sentido do oceano tem aproximadamente 700 m. O canal Negro Velho está localizado entre as ruas Tamoios e Potiguares.

O canal São Salvador, por sua vez, possui cerca de 700 m de seus 1300 m de extensão desaguando para o oceano. O canal São Salvador está alocado abaixo da rua São Salvador.

O canal São Paulo com extensão de 2.200 m está situado sob a avenida São Paulo e desagua no sentido do Oceano Atlântico.

O canal Ocian está sob a rua Carlos Vanderlinde e segue sob a rua Santana de Ipanema até desaguar na rede coletora, no sentido do Oceano Atlântico, possui cerca de 940 m.

O canal Aviação possui 750 m de comprimento e está sob a rua Alberto Santos Dumont.

A Figura 8 apresenta os canais da bacia da Faixa Oceânica.

Fls. 716
Proc. 17849/16
FCTH

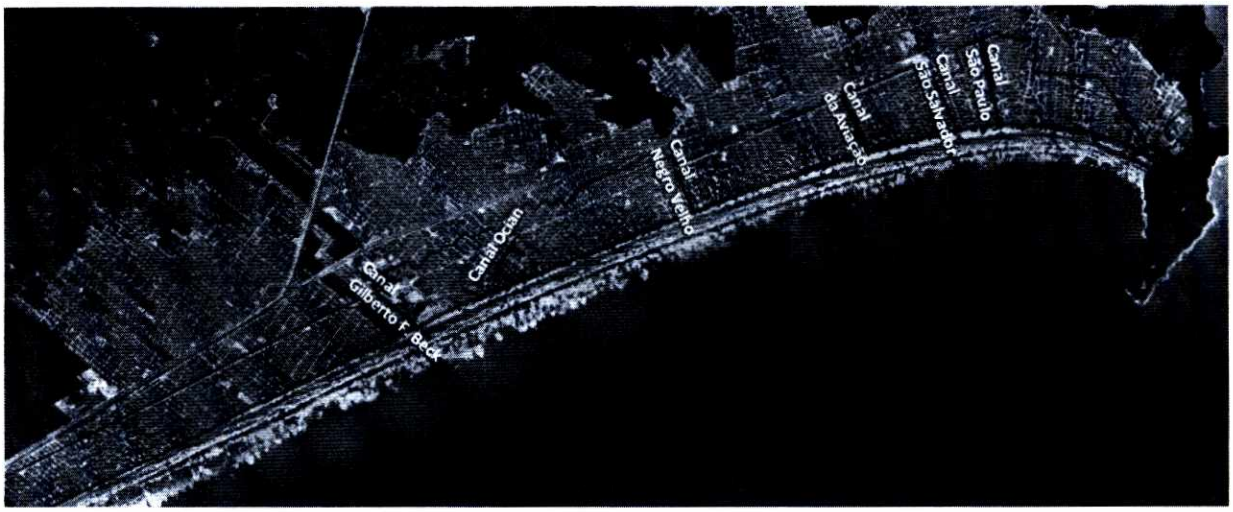


Figura 8 - Contribuintes da bacia da Faixa Oceânica

Segundo informações da Prefeitura de Praia Grande, os canais da Faixa Oceânica tiveram seus pontos de descarga das águas pluviais substituídos. A descarga ocorria na faixa da areia foi alterado por um sistema de coleta que capta as águas da microdrenagem e as conduzem para poços de visitas com extravasores.

Com a ocorrência de chuvas intensas, os extravasores entram em funcionamento lançando a chuva excedente na orla da praia. As Figuras 9 e 10 apresentam respectivamente o sistema de águas pluviais da orla de Praia Grande em dias sem chuva e com chuva.

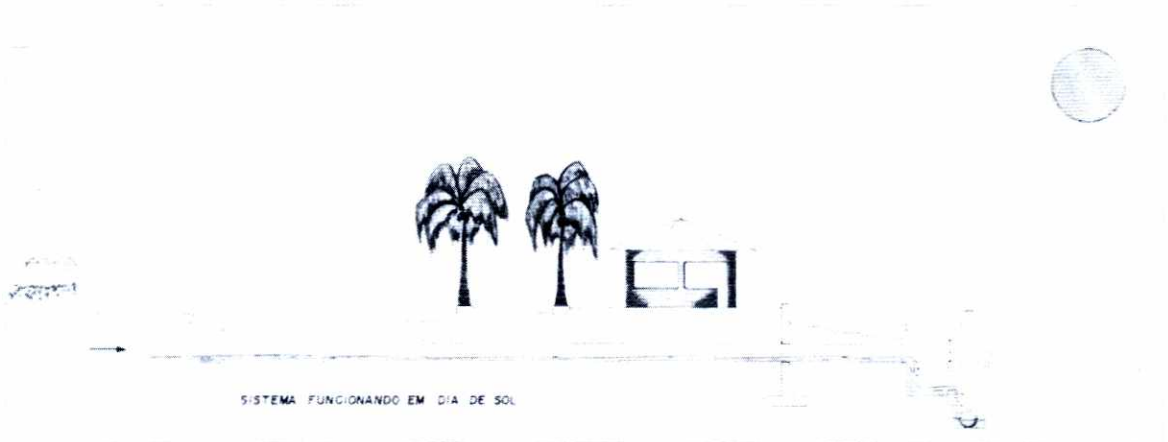


Figura 9 - Sistema de águas pluviais da orla de Praia Grande em dias sem chuva
Fonte: SEOP – Secretaria de Obras Públicas, Prefeitura de Praia Grande

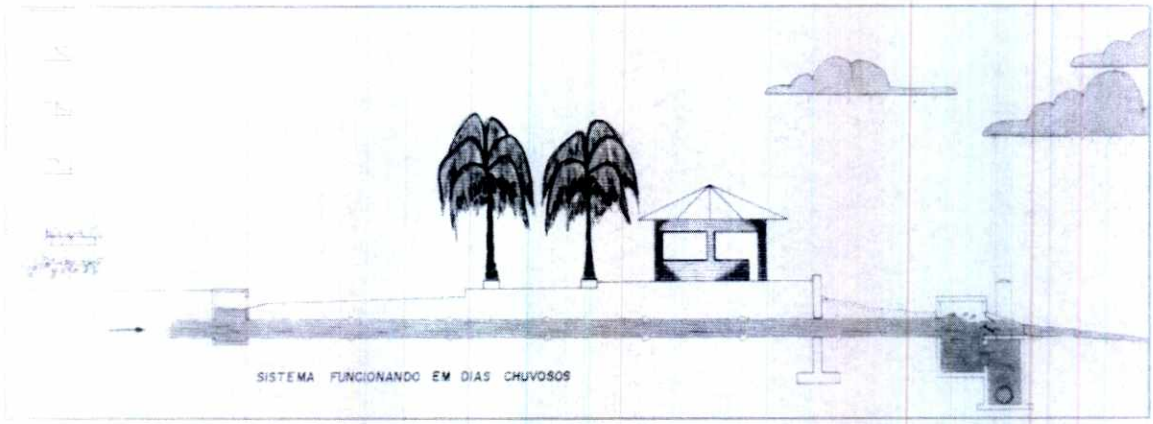


Figura 10 - Sistema de águas pluviais da orla de Praia Grande em dias com chuva
Fonte: SEOP – Secretaria de Obras Públicas, Prefeitura de Praia Grande

3.5.2 Vazões máximas afluentes na bacia da Faixa Oceânica

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções, indicadas entre os nós da bacia hidrográfica conforme ilustrados na Figura 11, são apresentadas na Tabela para o ano base de 2010 e na Tabela 21 para o horizonte de projeto de 2035.

Fls. 717
Proc. 17849/16

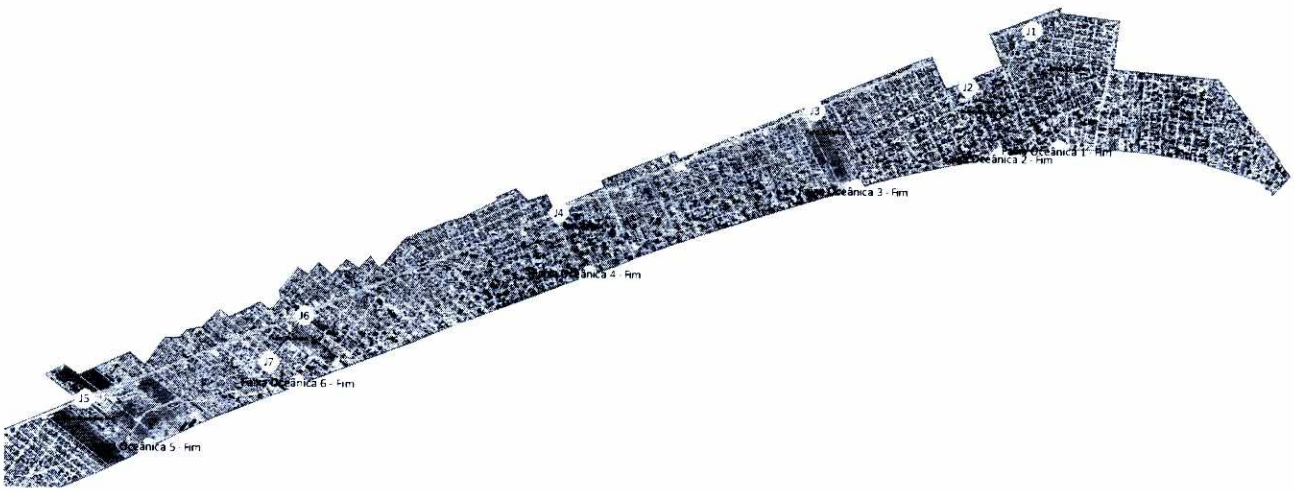


Figura 11 - Bacia da Faixa Oceânica

Tabela 21 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Faixa Oceânica

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	0,0	17,9	0,0	21,1	0,0	23,5	0,0	25,9
J6	J7	0,0	9,7	0,0	11,9	0,0	13,7	0,0	15,6
J7	Faixa Oceânica 6 - Fim	9,7	9,7	11,9	11,9	13,7	13,7	15,6	15,6
J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	0,0	7,6	0,0	8,9	0,0	10,0	0,0	11,0
J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	0,0	6,3	0,0	8,1	0,0	9,0	0,0	10,0
J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	0,0	6,3	0,0	7,4	0,0	8,2	0,0	9,1
J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	0,0	4,0	0,0	4,7	0,0	5,2	0,0	5,8

Fls. 718
Proc. 17849/16

Tabela 22 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Faixa Oceânica

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**
J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	0,0	20,3	0,0	23,7	0,0	26,2	0,0	28,7
J6	J7	0,0	11,5	0,0	13,9	0,0	15,8	0,0	17,7
J7	Faixa Oceânica 6 - Fim	11,5	11,5	13,9	13,9	15,8	15,8	17,7	17,7
J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	0,0	8,6	0,0	10,0	0,0	11,1	0,0	12,2
J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	0,0	7,8	0,0	9,1	0,0	10,1	0,0	11,1
J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	0,0	7,1	0,0	8,3	0,0	9,2	0,0	10,1
J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	0,0	4,5	0,0	5,3	0,0	5,8	0,0	6,4

3.5.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia da Faixa Oceânica

O diagnóstico hidráulico dos canais da bacia da Faixa Oceânica foi elaborado com base na vistoria técnica realizada em junho de 2014 e no levantamento das características geométricas das seções e travessias do canal, calculando-se as capacidades de descarga e comparando com as vazões máximas previstas, assim verifica-se a seção é suficiente para a veiculação da vazão requerida.

Os canais verificados foram seccionados de acordo com o especificado nos projetos recebidos da Prefeitura do Município de Praia Grande. A Tabela apresenta a situação dos canais estudados para o ano de 2010, na qual se observa que diversos trechos de canais não apresentam capacidade de descarga suficiente para veicular a vazão correspondente à chuva de TR = 100 anos.

Foram verificados as seguintes situações:

- Todos os trechos do canal Ocian não apresentam capacidade suficiente;
- O canal Gilberto F. Beck apresenta insuficiência nos trechos T1, T2 e T4;
- Os canais Negro Velho e Aviação possuem insuficiência alta em toda a sua extensão, da ordem 57% e 68% na média respectivamente;
- Apenas o último trecho (T1) do Canal São Salvador possui insuficiência com atendimento da ordem de 43%;
- No canal São Paulo a sua extensão final (46% do total) não tem capacidade adequada. Lembrando que sua capacidade considerada foi a soma da galeria existente e da projetada.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o ano de 2010 são apresentados nas Tabela 23 a 26 e as localizações dos trechos diagnosticados estão representadas no Mapa de Diagnóstico da Bacia da Faixa Oceânica (Desenho 1122-2701/15-R0) no Anexo 1.

Fls. 719
Proc. 12849/16

Tabela 23 - Faixa Oceânica – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		3.00	1.50				9.1	15.6	59%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	1.50				5.3	9.4	56%	insuficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.50				3.5	4.5	77%	insuficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0015		2.20	2.20				7.3	10.0	73%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0.018	1	0.0006		2.00	1.40				7.3	7.6	95%	insuficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0.018	1	0.0137		1.50	1.50				6.4	4.0	161%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0.018	1	0.0024		1.50	1.50				2.7	3.5	76%	insuficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0.018	1	0.0023		1.50	1.50				2.7	0.6	412%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.50	1.40				5.4	9.1	59%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.00	1.40				4.0	7.6	53%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	5.3	36%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	4.4	44%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0.018	2	0.0014		0.80	0.80				0.8	2.3	34%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0.018	1	0.0014		0.80	0.80				0.4	1.5	26%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.00				2.1	5.8	36%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0.018	1	0.0018		1.00	1.00				0.8	2.9	27%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0003		3.50	2.00				4.7	11.0	43%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0.018	1	0.0037	0.30	3.50	2.00				11.6	9.9	116%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0.018	1	0.0009	0.30	3.50	2.00				9.5	6.6	145%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0.018	1	0.0028		2.50	1.50				8.4	6.3	133%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0.018	1	0.0031		2.50	1.40				8.2	5.6	147%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0.018	1	0.0018		2.00	1.50				5.0	4.3	116%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0.018	1	0.0081		1.50	1.50				5.0	3.0	166%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1.00	1.00				2.3	1.1	217%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.50	1.80				10.1	25.9	39%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.20	1.80				9.0	24.7	36%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	1.60				6.7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			14.2	21.7	65%	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	2.20				11.6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			19.1	18.7	102%	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.70				18.1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			23.7	13.8	171%	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.50				16.1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			21.7	10.3	210%	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	2.30	2.50				26.9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			36.3	7.9	465%	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	1.50	1.80				10.2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			19.6	5.9	329%	suficiente

Tabela 24 - Faixa Oceânica – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Declív. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 50	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0020		3,00	1,50				9,1	13,7	67%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		2,00	1,50				5,3	6,0	88%	insuficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		1,50	1,50				3,5	4,0	88%	insuficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0015		2,20	2,20				7,3	9,0	81%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0,018	1	0,0006		2,00	1,40				7,3	6,9	106%	suficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0,018	1	0,0137		1,50	1,50				6,4	3,6	179%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0,018	1	0,0024		1,50	1,50				2,7	3,2	85%	insuficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0,018	1	0,0023		1,50	1,50				2,7	0,6	458%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0014		2,50	1,40				5,4	8,2	66%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0,018	1	0,0014		2,00	1,40				4,0	6,8	59%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0,018	1	0,0014		1,20	1,40				1,9	4,7	40%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0,018	1	0,0014		1,20	1,40				1,9	3,9	49%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0,018	2	0,0014		0,80	0,80				0,8	2,0	38%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0,018	1	0,0014		0,80	0,80				0,4	1,3	29%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0020		1,50	1,00				2,1	5,2	40%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0,018	1	0,0018		1,00	1,00				0,8	2,6	30%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0003		3,50	2,00				4,7	10,0	47%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0,018	1	0,0037	0,30	3,50	2,00				11,6	9,0	128%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0,018	1	0,0009	0,30	3,50	2,00				9,5	6,0	159%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0,018	1	0,0028		2,50	1,50				8,4	5,7	147%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0,018	1	0,0031		2,50	1,40				8,2	5,1	162%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0,018	1	0,0018		2,00	1,50				5,0	4,0	125%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0,018	1	0,0081		1,50	1,50				5,0	2,7	182%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0,018	1	0,0152		1,00	1,00				2,3	1,0	239%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0010		3,50	1,80				10,1	23,5	43%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010		3,20	1,80				9,0	21,7	41%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0,018	1	0,0020	0,40	1,50	1,60				6,7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			14,2	17,2	83%	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0,018	1	0,0020	0,40	1,50	2,20				11,6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,1	15,1	127%	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0,018	1	0,0011	0,40	2,30	2,70				18,1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0,018	1	0,0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			23,7	14,2	167%	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0,018	1	0,0011	0,40	2,30	2,50				16,1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0,018	1	0,0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			21,7	10,5	207%	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,40	2,30	2,50				26,9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0,018	1	0,0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			36,3	7,8	463%	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,40	1,50	1,80				10,2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0,018	1	0,0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,6	6,0	328%	suficiente

Fls. 720
Proc. 17849/16

Tabela 25 - Faixa Oceânica – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 25	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		3.00	1.50				9.1	11.9	77%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	1.50				5.3	5.2	101%	suficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.50				3.5	3.4	101%	suficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0015		2.20	2.20				7.3	8.1	90%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0.018	1	0.0006		2.00	1.40				7.3	6.2	117%	suficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0.018	1	0.0137		1.50	1.50				6.4	3.2	199%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0.018	1	0.0024		1.50	1.50				2.7	2.8	94%	insuficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0.018	1	0.0023		1.50	1.50				2.7	0.5	504%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.50	1.40				5.4	7.4	73%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.00	1.40				4.0	6.2	65%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	4.3	45%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	3.6	54%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0.018	2	0.0014		0.80	0.80				0.8	1.8	42%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0.018	1	0.0014		0.80	0.80				0.4	1.2	32%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.00				2.1	4.7	45%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0.018	1	0.0018		1.00	1.00				0.8	2.3	35%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0003		3.50	2.00				4.7	8.9	53%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0.018	1	0.0037	0.30	3.50	2.00				11.6	8.0	144%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0.018	1	0.0009	0.30	3.50	2.00				9.5	5.3	179%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0.018	1	0.0028		2.50	1.50				8.4	5.1	165%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0.018	1	0.0031		2.50	1.40				8.2	4.5	182%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0.018	1	0.0018		2.00	1.50				5.0	3.5	141%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0.018	1	0.0081		1.50	1.50				5.0	2.4	205%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1.00	1.00				2.3	0.9	269%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.50	1.80				10.1	21.1	48%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.20	1.80				9.0	19.5	46%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	1.60				6.7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs	Capacidade de E+P		14.2	15.4	92%	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	2.20				11.6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs	Capacidade de E+P		19.1	13.5	141%	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.70				18.1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs	Capacidade de E+P		23.7	12.7	188%	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.50				16.1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs	Capacidade de E+P		21.7	9.4	231%	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	2.30	2.50				26.9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs	Capacidade de E+P		36.3	7.0	518%	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	1.50	1.80				10.2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs	Capacidade de E+P		19.6	5.4	365%	suficiente

Tabela 26 - Faixa Oceânica – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 10	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0020		3,00	1,50				9,1	9,7	94%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		2,00	1,50				5,3	4,2	124%	suficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		1,50	1,50				3,5	2,8	124%	suficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0015		2,20	2,20				7,3	6,3	116%	suficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0,018	1	0.0006		2,00	1,40				7,3	5,0	146%	suficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0,018	1	0.0137		1,50	1,50				6,4	2,6	250%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0,018	1	0.0024		1,50	1,50				2,7	2,3	119%	suficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0,018	1	0.0023		1,50	1,50				2,7	0,4	638%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0014		2,50	1,40				5,4	6,3	86%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0,018	1	0.0014		2,00	1,40				4,0	5,3	77%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0,018	1	0.0014		1,20	1,40				1,9	3,6	53%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0,018	1	0.0014		1,20	1,40				1,9	3,0	63%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0,018	2	0.0014		0,80	0,80				0,8	1,6	49%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0,018	1	0.0014		0,80	0,80				0,4	1,0	38%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0020		1,50	1,00				2,1	4,0	52%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0,018	1	0.0018		1,00	1,00				0,8	2,0	39%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0003		3,50	2,00				4,7	7,6	62%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0,018	1	0.0037	0,30	3,50	2,00				11,6	6,9	168%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0,018	1	0.0009	0,30	3,50	2,00				9,5	4,6	205%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0,018	1	0.0028		2,50	1,50				8,4	4,3	194%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0,018	1	0.0031		2,50	1,40				8,2	3,9	213%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0,018	1	0.0018		2,00	1,50				5,0	3,0	165%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0,018	1	0.0081		1,50	1,50				5,0	2,1	240%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0,018	1	0.0152		1,00	1,00				2,3	0,7	314%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0010		3,50	1,80				10,1	17,9	57%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0,018	1	0.0010		3,20	1,80				9,0	16,6	54%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0,018	1	0,0020	0,40	1,50	1,60				6,7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			14,2	13,1	109%	suficiente
	T4-E				T	Concreto	0,018	1	0,0020	0,40	1,50	2,20				11,6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,1	11,5	167%	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0,018	1	0,0011	0,40	2,30	2,70				18,1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0,018	1	0.0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			23,7	10,8	219%	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0,018	1	0,0011	0,40	2,30	2,50				16,1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0,018	1	0.0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			21,7	8,0	272%	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,40	2,30	2,50				26,9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0,018	1	0.0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			36,3	6,0	608%	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,40	1,50	1,80				10,2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0,018	1	0.0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,6	4,5	431%	suficiente

Fls. 721 FCTH
Proc. 1784916

3.5.4 Prognóstico do Sistema 2035

O prognóstico dos canais da bacia da Faixa Oceânica foi elaborado a partir do levantamento das características geométricas das seções transversais e das travessias presentes no canal.

Da mesma forma como realizado para o diagnóstico hidráulico, calcularam-se as capacidades de descarga atuais dos diversos trechos, seções e travessias dos canais, levantados nos projetos fornecidos pela Prefeitura do Município de Praia Grande, e verifica se a seção é capaz de transportar a s vazões máximas de horizonte de projeto, para o ano de 2035.

Em relação às condições de capacidade verificadas no diagnóstico, pode-se constatar que, todos os canais citados anteriormente, apresentaram os mesmos problemas de insuficiência hidráulica, com o acréscimo do trecho T4P do canal São Paulo, que estava com situação de atendimento de 102% e passou para 92%.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o horizonte de projeto de 2035 são apresentados nas Tabelas 27 a 30 e as localizações dos trechos estudados estão representadas no Mapa de Prognóstico da Bacia da Faixa Oceânica (Desenho 1122-2708/15-R0) no Anexo 2.

Tabela 27 - Faixa Oceânica – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0020		3,00	1,50				9,1	17,7	52%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		2,00	1,50				5,3	10,5	50%	insuficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		1,50	1,50				3,5	5,0	69%	insuficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0015		2,20	2,20				7,3	11,1	52%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0,018	1	0,0006		2,00	1,40				7,3	8,8	66%	insuficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0,018	1	0,0137		1,50	1,50				6,4	4,6	130%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0,018	1	0,0024		1,50	1,50				2,7	4,0	62%	insuficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0,018	1	0,0023		1,50	1,50				2,7	0,7	233%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0014		2,50	1,40				5,4	10,1	53%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0,018	1	0,0014		2,00	1,40				4,0	8,5	47%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0,018	1	0,0014		1,20	1,40				1,9	6,0	32%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0,018	1	0,0014		1,20	1,40				1,9	5,0	38%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0,018	2	0,0014		0,80	0,80				0,8	2,8	29%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0,018	1	0,0014		0,80	0,80				0,4	1,9	20%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0020		1,50	1,00				2,1	6,4	33%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0,018	1	0,0018		1,00	1,00				0,8	3,2	24%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0003		3,50	2,00				4,7	12,2	39%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0,018	1	0,0037	0,30	3,50	2,00				11,6	11,0	105%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0,018	1	0,0009	0,30	3,50	2,00				9,5	7,2	133%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0,018	1	0,0028		2,50	1,50				8,4	6,8	124%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0,018	1	0,0031		2,50	1,40				8,2	6,0	137%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0,018	1	0,0018		2,00	1,50				5,0	4,6	108%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0,018	1	0,0081		1,50	1,50				5,0	3,1	162%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0,018	1	0,0152		1,00	1,00				2,3	1,2	190%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0010		3,50	1,80				10,1	28,7	35%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010		3,20	1,80				9,0	27,4	33%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0,018	1	0,0020	0,40	1,50	1,60				6,7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			14,2	24,1	14,2	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0,018	1	0,0020	0,40	1,50	2,20				11,6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,1	20,7	19,1	insuficiente
	T5-E				T	Concreto	0,018	1	0,0011	0,40	2,30	2,70				18,1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0,018	1	0,0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			23,7	15,3	23,7	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0,018	1	0,0011	0,40	2,30	2,50				16,1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0,018	1	0,0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			21,7	11,5	21,7	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,40	2,30	2,50				26,9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0,018	1	0,0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			36,3	8,7	36,3	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,40	1,50	1,80				10,2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0,018	1	0,0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,6	6,6	19,6	suficiente

Fls. 722
Proc. 17849/16

Tabela 28 - Faixa Oceânica – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m³/s)	Q (m³/s) 2035 TR 50	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		3.00	1.50				9.1	15.8	58%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	1.50				5.3	6.9	76%	insuficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.50				3.5	4.6	76%	insuficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0015		2.20	2.20				7.3	10.1	72%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0.018	1	0.0006		2.00	1.40				7.3	7.7	94%	insuficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0.018	1	0.0137		1.50	1.50				6.4	4.0	163%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0.018	1	0.0024		1.50	1.50				2.7	3.6	76%	insuficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0.018	1	0.0023		1.50	1.50				2.7	0.7	404%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.50	1.40				5.4	9.2	59%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.00	1.40				4.0	7.7	52%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	5.3	36%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	4.4	42%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0.018	2	0.0014		0.80	0.80				0.8	2.3	34%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0.018	1	0.0014		0.80	0.80				0.4	1.5	26%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.00				2.1	5.8	36%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0.018	1	0.0018		1.00	1.00				0.8	2.9	27%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0003		3.50	2.00				4.7	11.1	42%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0.018	1	0.0037	0.30	3.50	2.00				11.6	10.0	116%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0.018	1	0.0009	0.30	3.50	2.00				9.5	6.7	143%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0.018	1	0.0028		2.50	1.50				8.4	6.3	133%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0.018	1	0.0031		2.50	1.40				8.2	5.6	146%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0.018	1	0.0018		2.00	1.50				5.0	4.4	113%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0.018	1	0.0081		1.50	1.50				5.0	3.0	164%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1.00	1.00				2.3	1.1	215%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.50	1.80				10.1	26.2	39%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.20	1.80				9.0	24.2	37%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	1.60				6.7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			14.2	19.1	14.2	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	2.20				11.6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			19.1	16.8	19.1	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.70				18.1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			23.7	15.8	23.7	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.50				16.1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			21.7	11.7	21.7	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	2.30	2.50				26.9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			36.3	8.7	36.3	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	1.50	1.80				10.2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs.: Capacidade de E+P			19.6	6.6	19.6	suficiente

Tabela 29 - Faixa Oceânica – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Declv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 25	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		3,00	1,50				9,1	13,9	66%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2,00	1,50				5,3	6,1	86%	insuficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		1,50	1,50				3,5	4,0	86%	insuficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0015		2,20	2,20				7,3	9,1	80%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0.018	1	0.0006		2,00	1,40				7,3	7,0	105%	suficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0.018	1	0.0137		1,50	1,50				6,4	3,6	177%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0.018	1	0.0024		1,50	1,50				2,7	3,2	84%	insuficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0.018	1	0.0023		1,50	1,50				2,7	0,6	453%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0014		2,50	1,40				5,4	8,3	65%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0.018	1	0.0014		2,00	1,40				4,0	6,9	58%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1,20	1,40				1,9	4,8	40%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1,20	1,40				1,9	4,0	48%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0.018	2	0.0014		0,80	0,80				0,8	2,1	37%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0.018	1	0.0014		0,80	0,80				0,4	1,3	29%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		1,50	1,00				2,1	5,3	40%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0.018	1	0.0018		1,00	1,00				0,8	2,6	30%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0003		3,50	2,00				4,7	10,0	47%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0.018	1	0.0037	0,30	3,50	2,00				11,6	9,0	128%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0.018	1	0.0009	0,30	3,50	2,00				9,5	6,0	159%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0.018	1	0.0028		2,50	1,50				8,4	5,7	147%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0.018	1	0.0031		2,50	1,40				8,2	5,1	162%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0.018	1	0.0018		2,00	1,50				5,0	4,0	125%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0.018	1	0.0081		1,50	1,50				5,0	2,7	182%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1,00	1,00				2,3	1,0	229%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0010		3,50	1,80				10,1	23,7	43%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0.018	1	0.0010		3,20	1,80				9,0	21,9	41%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1,50	1,60				6,7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			14,2	17,3	14,2	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1,50	2,20				11,6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,1	15,2	19,1	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0,40	2,30	2,70				18,1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			23,7	14,3	23,7	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2,30	2,50				16,1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			21,7	10,6	21,7	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	2,30	2,50				26,9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			36,3	7,9	36,3	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	1,50	1,80				10,2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2,00	2,00	Obs.: Capacidade de E+P			19,6	6,0	19,6	suficiente

Fls. 723
Proc. 17849/16

Tabela 30 - Faixa Oceânica – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m³/s)	Q (m³/s) 2035 TR 10	% de Atendimento	Situação
OCIAN	T1	360.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		3.00	1.50				9.1	11.5	56%	insuficiente
	T2	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	1.50				5.3	5.0	104%	suficiente
	T3	280.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.50				3.5	3.3	104%	suficiente
GILBERTO FOUAD BECK	T1	262.50	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0015		2.20	2.20				7.3	7.8	93%	insuficiente
	T2	468.66			R	Concreto	0.018	1	0.0006		2.00	1.40				7.3	6.0	122%	suficiente
	T3	38.21			C	Concreto	0.018	1	0.0137		1.50	1.50				6.4	3.1	207%	suficiente
	T4	233.13			C	Concreto	0.018	1	0.0024		1.50	1.50				2.7	2.7	99%	suficiente
	T5	52.27			C	Concreto	0.018	1	0.0023		1.50	1.50				2.7	0.5	522%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	110.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.50	1.40				5.4	7.1	76%	insuficiente
	T2	171.47			R	Concreto	0.018	1	0.0014		2.00	1.40				4.0	5.9	68%	insuficiente
	T3	64.53			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	4.1	47%	insuficiente
	T4	154.00			R	Concreto	0.018	1	0.0014		1.20	1.40				1.9	3.4	56%	insuficiente
	T5	58.46			C	Concreto	0.018	2	0.0014		0.80	0.80				0.8	1.8	45%	insuficiente
	T6	107.57			C	Concreto	0.018	1	0.0014		0.80	0.80				0.4	1.1	34%	insuficiente
AVIAÇÃO	T1	386.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0020		1.50	1.00				2.1	4.5	47%	insuficiente
	T2	383.58			C	Concreto	0.018	1	0.0018		1.00	1.00				0.8	2.2	35%	insuficiente
SÃO SALVADOR	T1	68.06	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0003		3.50	2.00				4.7	8.6	55%	insuficiente
	T2	214.09			T	Concreto	0.018	1	0.0037	0.30	3.50	2.00				11.6	7.8	149%	suficiente
	T3	21.85			T	Concreto	0.018	1	0.0009	0.30	3.50	2.00				9.5	5.2	185%	suficiente
	T4	42.52			R	Concreto	0.018	1	0.0028		2.50	1.50				8.4	4.9	171%	suficiente
	T5	80.12			T	Concreto	0.018	1	0.0031		2.50	1.40				8.2	4.4	186%	suficiente
	T6	87.17			R	Concreto	0.018	1	0.0018		2.00	1.50				5.0	3.4	146%	suficiente
	T7	123.93			C	Concreto	0.018	1	0.0081		1.50	1.50				5.0	2.3	212%	suficiente
	T8	67.82			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1.00	1.00				2.3	0.8	274%	suficiente
SÃO PAULO	T1	100.00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.50	1.80				10.1	20.3	50%	insuficiente
	T2	260.00			R	Concreto	0.018	1	0.0010		3.20	1.80				9.0	18.8	48%	insuficiente
	T3-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	1.60				6.7			
	T3-P	130.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs: Capacidade de E+P			14.2	14.8	96%	insuficiente
	T4-E				T	Concreto	0.018	1	0.0020	0.40	1.50	2.20				11.6			
	T4-P	210.00			R	Concreto	0.018	1	0.0020		2.00	2.00	Obs: Capacidade de E+P			19.1	13.0	147%	suficiente
	T5-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.70				18.1			
	T5-P	150.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs: Capacidade de E+P			23.7	12.2	195%	suficiente
	T6-E				T	Concreto	0.018	1	0.0011	0.40	2.30	2.50				16.1			
	T6-P	107.00			R	Concreto	0.018	1	0.0011		2.00	2.00	Obs: Capacidade de E+P			21.7	9.1	240%	suficiente
	T7-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	2.30	2.50				26.9			
	T7-P	83.00			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs: Capacidade de E+P			36.3	6.8	534%	suficiente
	T8-E				T	Concreto	0.018	1	0.0031	0.40	1.50	1.80				10.2			
	T8-P	255.72			R	Concreto	0.018	1	0.0031		2.00	2.00	Obs: Capacidade de E+P			19.6	5.1	383%	suficiente

3.6 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA GUARAMAR

3.6.1 Caracterização do sistema de drenagem

A bacia do Guaramar tem cerca de 6 km^2 de área e possui exutório no rio Piaçabuçu, pode ser segregada em duas porções, leste e oeste, pela presença de um dique na região localizado no canal Guaramar. Esta obra hidráulica tem por objetivo proteger a porção leste da bacia da influência do nível da maré, sendo o controle do fluxo entre os dois lados realizado através de uma comporta, que possui 4 tubos de 0,8 m de diâmetro, para a passagem da água. Atualmente a comporta encontra-se totalmente aberta, isto é, sem função de controle de vazões.

Na porção leste da bacia encontram-se os canais Guaramar, Barroso, Japoneses e parte do Praião.

Na porção oeste, em relação ao dique, já na parte final da bacia, há uma extensa área de mangue, constantemente inundada. Nesta mesma região, mais ao sul, encontram-se também os canais Marginais MAR2 A, MAR2 B, MAR3 e MAR4, Vila Sônia e do DER. A Figura 12 apresenta o desenho esquemática da bacia do Guaramar.

O diagnóstico e o prognóstico da bacia do Guaramar fazem parte do *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*.

Fls. 724
Proc. 17849/16



Figura 52 - Bacia do Guaramar e seus contribuintes

Nesta bacia o canal Guaramar não possui projeto. Excetuando-se os canais Marginais e Praião, todos os demais tiveram suas seções determinadas por meio de levantamento topográfico.

3.6.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Guaramar

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções, indicadas entre os nós da bacia hidrográfica conforme ilustrada na Figura 103, são apresentadas na Tabela 31 para o ano base de 2010 e na Tabela 32 para o horizonte de projeto de 2035.

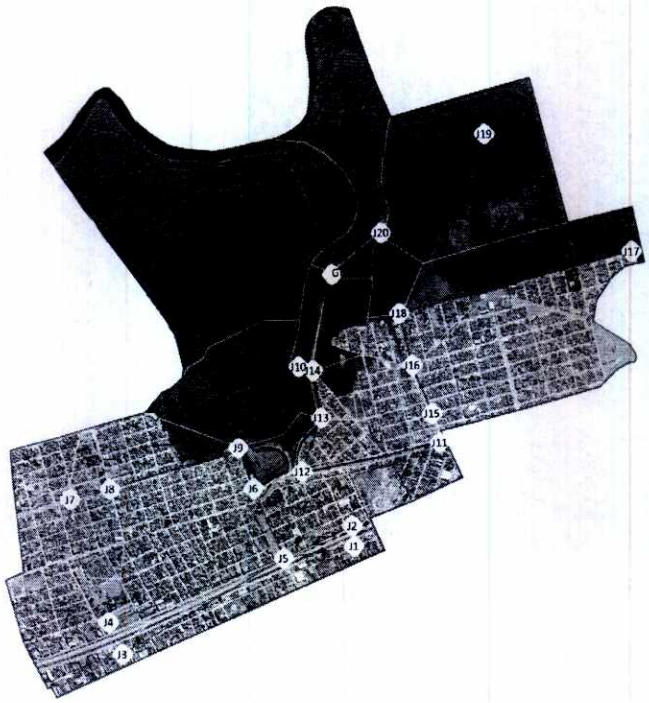


Figura 63 - Bacia do Guaramar

Fls. 725
Proc. 17849/16

FCTH

Tabela 31 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Guaramar

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J4	J5	0,0	5,1	0,0	6,1	0,0	6,8	0,0	7,5
J3	J5	0,0	3,5	0,0	4,1	0,0	4,6	0,0	5,1
J1	J5	0,0	1,8	0,0	2,1	0,0	2,4	0,0	2,6
J2	J5	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,3
J5	J6	10,6	16,9	12,6	20,0	14,0	22,3	15,5	24,6
J6	J9	16,9	18,9	20,0	22,4	22,3	25,2	24,6	27,9
J7	J8	0,0	11,6	0,0	13,7	0,0	15,3	0,0	16,9
J8	J9	11,6	18,3	13,7	21,7	15,3	24,2	16,9	26,8
J9	J10	36,4	33,9	43,2	40,8	48,4	45,9	53,6	51,2
J10	Guaramar_Fim	33,9	32,0	40,8	38,4	45,9	43,3	51,2	48,3
J17	J18	0,0	5,1	0,0	6,3	0,0	7,3	0,0	8,2
J15	J16	9,5	9,5	11,3	11,3	12,6	12,6	13,9	13,9
J16	J18	9,5	13,3	11,3	15,7	12,6	17,6	13,9	19,3
J18	J20	16,6	16,8	19,8	20,2	22,2	22,8	24,6	25,4
J19	J20	0,0	3,3	0,0	4,7	0,0	5,8	0,0	6,9
J20	Guaramar_Fim	19,4	19,0	24,1	23,8	27,8	27,4	31,5	31,3
J11	J12	0,0	8,4	0,0	9,9	0,0	11,1	0,0	12,3
J12	J13	8,4	9,1	9,9	10,8	11,1	12,0	12,3	13,3
J13	J14	9,1	10,2	10,8	12,0	12,0	13,4	13,3	14,9
J14	Guaramar_Fim	10,2	9,5	12,0	11,4	13,4	12,7	14,9	14,2

FCTH

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
Guaramar_Fim		59,6		72,4		82,2		92,2	

Fls. 726
Proc. 17849116

Tabela 32 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Guaramar

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**
J4	J5	0,0	5,6	0,0	6,6	0,0	7,3	0,0	8,0
J3	J5	0,0	3,8	0,0	4,5	0,0	5,0	0,0	5,5
J1	J5	0,0	2,0	0,0	2,3	0,0	2,6	0,0	2,8
J2	J5	0,0	0,9	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3
J5	J6	11,6	18,5	13,6	21,7	15,1	24,1	16,7	26,5
J6	J9	18,5	20,5	21,7	24,3	24,1	27,1	26,5	29,9
J7	J8	0,0	12,7	0,0	14,9	0,0	16,6	0,0	18,2
J8	J9	12,7	20,0	14,9	23,6	16,6	26,2	18,2	28,9
J9	J10	39,9	36,8	46,9	43,9	52,3	49,3	57,6	54,7
J10	Guaramar_Fim	36,8	34,7	43,9	41,3	49,3	46,4	54,7	51,5
J17	J18	0,0	5,9	0,0	7,2	0,0	8,2	0,0	9,2
J15	J16	10,4	10,4	12,2	12,2	13,6	13,6	15,0	15,0
J16	J18	10,4	14,5	12,2	17,1	13,6	19,0	15,0	20,9
J18	J20	18,5	18,6	21,8	22,2	24,4	24,9	26,9	27,7
J19	J20	0,0	3,5	0,0	4,9	0,0	6,0	0,0	7,2
J20	Guaramar_Fim	21,5	21,0	26,4	25,9	30,2	29,7	34,0	33,6
J11	J12	0,0	9,2	0,0	10,8	0,0	12,0	0,0	13,2
J12	J13	9,2	10,0	10,8	11,7	12,0	13,0	13,2	14,3
J13	J14	10,0	11,1	11,7	13,1	13,0	14,5	14,3	16,0
J14	Guaramar_Fim	11,1	10,4	13,1	12,2	14,5	13,7	16,0	15,2

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
Guaramar_Fim		65,0		78,3		88,4		98,6	

Fls. 727
Proc. 17849/16
FCTH

3.7 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO ITINGA

3.7.1 Caracterização do sistema de drenagem

A bacia do canal Itinga localiza-se na extremidade sudoeste do município de Praia Grande, faz divisa com o município de Mongaguá. Tem aproximadamente 4,3 km^2 e é cortada pelo canal Itinga que recebe a contribuição do canal MAR20 na região limítrofe entre a área urbanizada e a área de mata e do canal MAR21 que desagua na altura da rodovia Padre Manoel da Nóbrega entre a rua Graça Aranha e a rua Coelho Neto.

A bacia do canal Itinga está representada na Figura 14 e na Figura 85 é apresentada a vista de montante do canal Itinga.

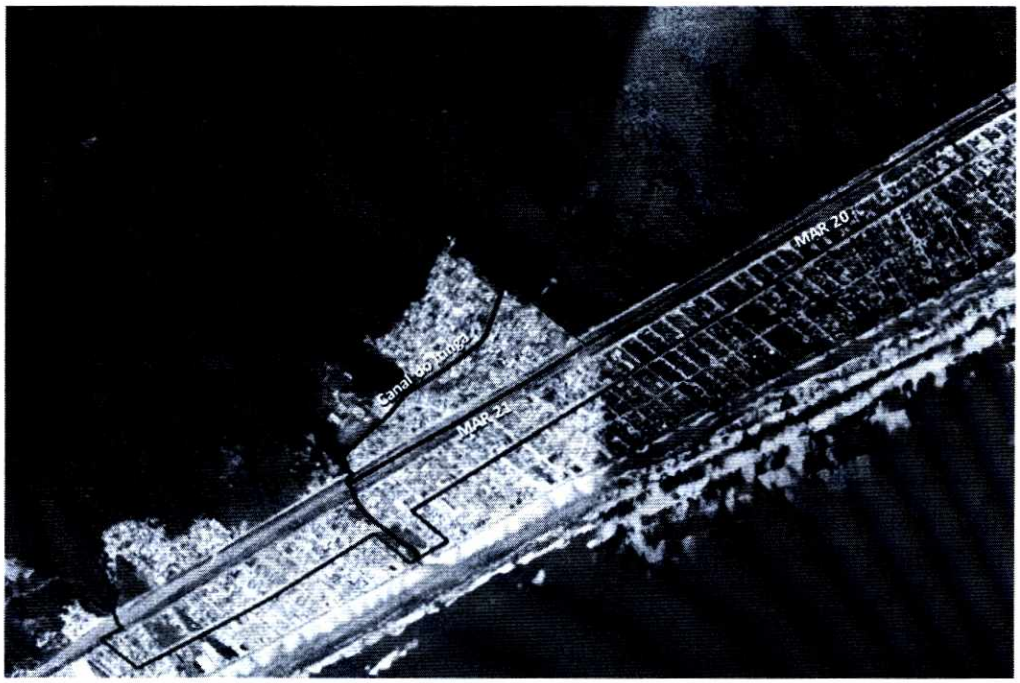


Figura 74 - Bacia do canal Itinga e seus contribuintes



Figura 85 - Canal Itinga vista para montante

A parte urbanizada do canal Itinga começa próximo a rua Safira e segue até o desemboque na praia. Este canal apresenta locais onde fica evidente a falta de manutenção, com trechos obstruídos com vegetação e sedimentos o que causam seu estrangulamento em diversos pontos.

A Figura 96 apresenta a margem esquerda do canal Itinga próximo à Rodovia Padre Manoel da Nóbrega com vista para a montante do canal, a região apresenta vegetação no leito do rio evidenciando a falta de limpeza.



Figura 96 - Canal Itinga nas proximidades da Rodovia Padre Manoel da Nóbrega

Fls. 728
Proc. 17849/16 FCTH

3.7.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Itinga

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções, indicadas entre os nós da bacia hidrográfica conforme ilustrada na Figura 107, são apresentados na 30 para o ano base de 2010 e na Tabela 31 para o horizonte de projeto de 2035.

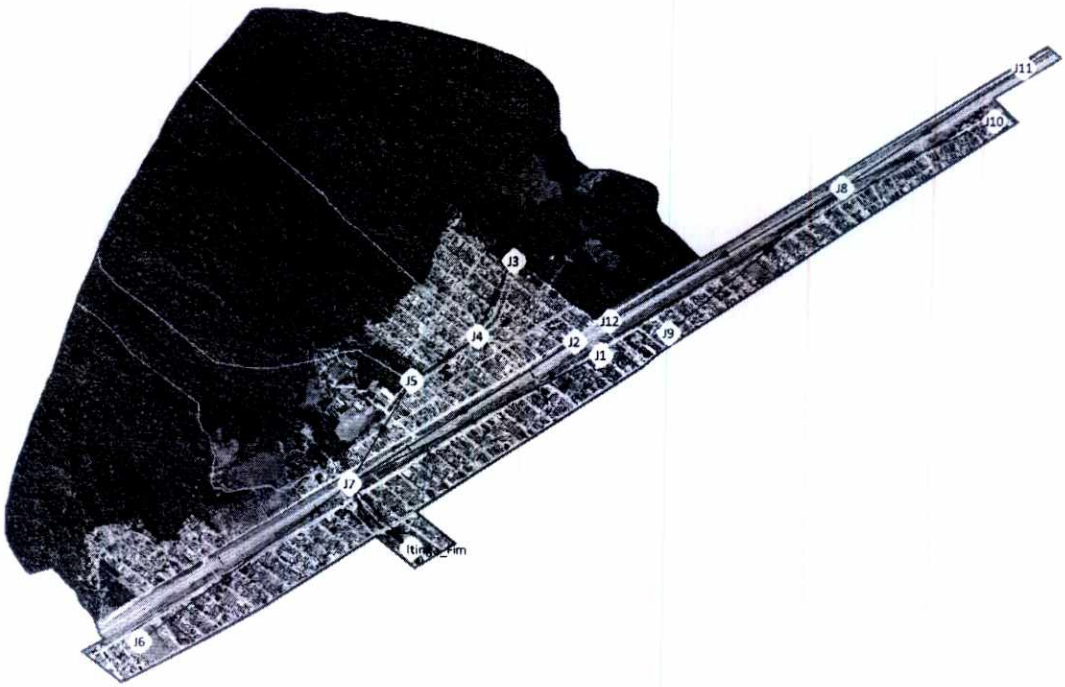


Figura 107 - Bacia do Itinga

Fls. 729
Proc. 17849/16

Tabela 30 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Itinga

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**
J9	J8	0,0	2,0	0,0	2,4	0,0	2,7	0,0	2,9
J10	J8	0,0	1,9	0,0	2,3	0,0	2,6	0,0	2,9
J11	J8	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J8	J12	4,0	4,6	4,7	5,4	5,3	6,1	5,8	6,7
J12	J3	4,6	4,6	5,4	5,4	6,1	6,1	6,7	6,7
J3	J4	4,6	8,6	5,4	11,2	6,1	13,3	6,7	15,5
J4	J5	8,6	11,8	11,2	15,5	13,3	18,4	15,5	21,6
J5	J7	11,8	13,4	15,5	17,7	18,4	21,2	21,6	24,8
J6	J7	0,0	4,3	0,0	5,2	0,0	5,8	0,0	6,5
J1	J7	0,0	3,6	0,0	4,3	0,0	4,9	0,0	5,5
J2	J7	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,3
J7	Itinga Fim	20,6	21,0	26,7	27,1	31,6	32,1	36,8	37,3

Tabela 31 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Itinga

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**
J9	J8	0,0	2,5	0,0	2,9	0,0	3,3	0,0	3,6
J10	J8	0,0	2,5	0,0	2,9	0,0	3,2	0,0	3,5
J11	J8	0,0	0,9	0,0	1,0	0,0	1,2	0,0	1,3
J8	J12	5,0	5,7	5,8	6,7	6,5	7,4	7,1	8,1
J12	J3	5,7	5,7	6,7	6,7	7,4	7,4	8,1	8,1
J3	J4	5,7	10,5	6,7	13,3	7,4	15,4	8,1	17,7
J4	J5	10,5	14,0	13,3	17,9	15,4	21,1	17,7	24,4
J5	J7	14,0	15,9	17,9	20,5	21,1	24,1	24,4	27,9
J6	J7	0,0	5,3	0,0	6,2	0,0	7,0	0,0	7,7
J1	J7	0,0	4,4	0,0	5,2	0,0	5,8	0,0	6,4
J2	J7	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4
J7	Itinga Fim	24,5	25,0	31,0	31,5	36,1	36,6	41,5	42,1

Fls. 730
Proc. 17849/16
FCTH

3.7.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Itinga

O diagnóstico hidráulico dos canais da bacia do Itinga foi elaborado com base na vistoria técnica realizada em junho de 2014 e no levantamento das características geométricas das seções e travessias do canal, calculando-se as capacidades de descarga e comparando com as vazões máximas previstas, , assim verifica-se a seção é suficiente para a veiculação da vazão requerida.

. Os canais verificados foram seccionados de acordo com o especificado nos projetos recebidos da Prefeitura do Município de Praia Grande e com o levantamento topográfico. A Tabela 32 apresenta a situação dos canais estudados para o ano de 2010, na qual se observa que diversos trechos de canais não apresentam capacidade de descarga suficiente para veicular a vazão correspondente à chuva de TR = 100 anos.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela , pode-se constatar:

- O canal Itinga atendimento é suficiente em toda sua extensão;
- O canal MAR20 e apresenta capacidade suficiente para veicular a vazão requerida para os trechos T1, T2 e T4;
- O canal MAR21 apresentam deficiência de capacidade hidráulica ao longo de sua extensão

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o ano de 2010 são apresentados nas Tabela 32 a 35 e as localizações dos trechos diagnosticados estão representadas no Mapa de Diagnóstico da Bacia do Itinga (Desenho 1122-2703/15-R0) no Anexo 1.

Tabela 32 - Itinga – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
ITINGA	T1	160.00			T	Grama	0,030	1	0,0034	5,54	0,64	2,66				96,1	37,3	258%	suficiente
	T2	220.00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0024	2,02	4,53	2,82				66,5	31,5	211%	suficiente
	T3	50.00			T	Grama	0,030	1	0,0043	2,36	3,97	3,95				192,6	23,4	822%	suficiente
	T4	140.00			T	Grama	0,030	1	0,0030	0,69	3,33	4,60				87,8	24,8	354%	suficiente
	T5	150.00	J5	J7	T	Grama	0,030	1	0,0017	1,34	4,75	2,32				31,8	12,8	248%	suficiente
	T6	230.00			T	Grama	0,030	1	0,0013	2,89	4,66	1,78				22,8	21,6	105%	suficiente
	T7	230.00	J3	J4	T	Grama	0,030	1	0,0015	1,45	2,08	2,14				15,7	15,5	101%	suficiente
	T8	260.00			T	Grama	0,030	1	0,0012	1,28	2,02	2,33				15,6	8,2	189%	suficiente
MAR 20	T1	188.00			M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	2,9	65%	insuficiente
	T2	19.00	J10	J8	C	Concreto	0,018	1	0,0023		0,60	0,60				0,2	1,5	14%	insuficiente
	T3	188.00			M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	1,4	137%	suficiente
	T4	1140.00	J9	J8	M	Concreto/Grama	0,024	1	0,0003		1,50	0,60	1,00	0,50	0,60	1,3	2,9	44%	insuficiente
MAR21	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0020		1,50	0,60	1,00	0,40	0,40	2,2	5,5	40%	insuficiente

Tabela 33 - Itinga – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 50	% de Atendimento	Situação
ITINGA	T1	160.00			T	Grama	0,030	1	0,0034	5,54	0,64	2,66				96,1	32,1	299%	suficiente
	T2	220.00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0024	2,02	4,53	2,82				66,5	28,0	238%	suficiente
	T3	50.00			T	Grama	0,030	1	0,0043	2,36	3,97	3,95				192,6	22,5	856%	suficiente
	T4	140.00			T	Grama	0,030	1	0,0030	0,69	3,33	4,60				87,8	21,2	414%	suficiente
	T5	150.00	J5	J7	T	Grama	0,030	1	0,0017	1,34	4,75	2,32				31,8	15,9	200%	suficiente
	T6	230.00			T	Grama	0,030	1	0,0013	2,89	4,66	1,78				22,8	9,0	253%	suficiente
	T7	230.00	J3	J4	T	Grama	0,030	1	0,0015	1,45	2,08	2,14				15,7	18,4	85%	insuficiente
	T8	260.00			T	Grama	0,030	1	0,0012	1,28	2,02	2,33				15,6	13,3	117%	suficiente
MAR 20	T1	188.00			M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	6,7	29%	insuficiente
	T2	19.00	J10	J8	C	Concreto	0,018	1	0,0023		0,60	0,60				0,2	1,2	17%	insuficiente
	T3	188.00			M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	1,4	139%	suficiente
	T4	1140.00	J9	J8	M	Concreto/Grama	0,024	1	0,0003		1,50	0,60	1,00	0,50	0,60	1,3	2,6	49%	insuficiente
MAR21	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0020		1,50	0,60	1,00	0,40	0,40	2,2	2,7	81%	insuficiente

Fls. 731
Proc. 17849/16

Tabela 34 - Itinga – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 25 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 25	% de Atendimento	Situação
ITINGA	T1	160.00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0034	5,54	0,64	2,66				96,1	27,1	355,1	suficiente
	T2	220.00			T	Grama	0,030	1	0,0024	2,02	4,53	2,82				66,5	23,6	281,7	suficiente
	T3	50.00			T	Grama	0,030	1	0,0043	2,36	3,97	3,95				192,6	19,0	1013,9	suficiente
	T4	140.00	J5	J7	T	Grama	0,030	1	0,0030	0,69	3,33	4,60				87,8	17,7	496,1	suficiente
	T5	150.00			T	Grama	0,030	1	0,0017	1,34	4,75	2,32				31,8	13,3	240,0	suficiente
	T6	230.00			T	Grama	0,030	1	0,0013	2,89	4,66	1,78				22,8	7,5	302,8	suficiente
	T7	230.00	J3	J4	T	Grama	0,030	1	0,0015	1,45	2,08	2,14				15,7	15,5	101,1	suficiente
	T8	260.00			T	Grama	0,030	1	0,0012	1,28	2,02	2,33				15,6	11,2	139,1	suficiente
MAR 20	T1	188.00	J10	J8	M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	5,6	34,1	insuficiente
	T2	19.00			C	Concreto	0,018	1	0,0023		0,60	0,60				0,2	1,1	19,1	insuficiente
	T3	188.00			M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	1,2	157,7	suficiente
	T4	1140.00	J9	J8	M	Concreto/Grama	0,024	1	0,0003		1,50	0,60	1,00	0,50	0,60	1,3	2,3	55,9	insuficiente
MAR21	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0020		1,50	0,60	1,00	0,40	0,40	2,2	2,4	91,4	insuficiente

Tabela 35 - Itinga – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 10 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 10	% de Atendimento	Situação
ITINGA	T1	160.00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0034	5,54	0,64	2,66				96,1	21,0	458,1	suficiente
	T2	220.00			T	Grama	0,030	1	0,0024	2,02	4,53	2,82				66,5	18,3	364,1	suficiente
	T3	50.00			T	Grama	0,030	1	0,0043	2,36	3,97	3,95				192,6	14,5	1324,6	suficiente
	T4	140.00	J5	J7	T	Grama	0,030	1	0,0030	0,69	3,33	4,60				87,8	13,4	655,0	suficiente
	T5	150.00			T	Grama	0,030	1	0,0017	1,34	4,75	2,32				31,8	10,1	317,7	suficiente
	T6	230.00			T	Grama	0,030	1	0,0013	2,89	4,66	1,78				22,8	5,7	399,6	suficiente
	T7	230.00	J3	J4	T	Grama	0,030	1	0,0015	1,45	2,08	2,14				15,7	11,8	133,1	suficiente
	T8	260.00			T	Grama	0,030	1	0,0012	1,28	2,02	2,33				15,6	8,6	181,5	suficiente
MAR 20	T1	188.00	J10	J8	M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	4,3	44,1	insuficiente
	T2	19.00			C	Concreto	0,018	1	0,0023		0,60	0,60				0,2	0,9	24,1	insuficiente
	T3	188.00			M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0023		1,50	0,60	1,00	0,40	0,30	1,9	1,0	190,1	suficiente
	T4	1140.00	J9	J8	M	Concreto/Grama	0,024	1	0,0003		1,50	0,60	1,00	0,50	0,60	1,3	1,9	67,1	insuficiente
MAR21	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0,023	1	0,0020		1,50	0,60	1,00	0,40	0,40	2,2	2,0	109,1	suficiente

3.7.4 Prognóstico do Sistema 2035

O prognóstico dos canais da bacia do Itinga foi elaborado a partir do levantamento das características geométricas das seções transversais e das travessias presentes no canal.

Da mesma forma como realizado para o diagnóstico hidráulico, calcularam-se as capacidades de descarga atuais dos diversos trechos, seções e travessias do canal cadastrado pelo levantamento topográfico e confrontadas com as vazões máximas de horizonte de projeto para o ano de 2035, assim verifica-se a seção é suficiente para a veiculação da vazão requerida.

Em relação às condições de capacidade verificadas no diagnóstico, pode-se constatar que, todos os canais citados anteriormente, apresentaram os mesmos problemas de insuficiência, com o acréscimo dos trechos T6 e T7 do canal Itinga, que estavam com situação de atendimento de 105% e 101% e passaram para 93% e 89% respectivamente.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o horizonte de projeto de 2035 são apresentados nas Tabela 36 a 39 e as localizações dos trechos estudados estão representadas no Mapa de Prognóstico da Bacia do Itinga (Desenho 1122-2710/15-R0) no Anexo 2.

Fls. 732
Proc. 17849116

Tabela 36 - Itinga – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m³/s)	Q (m³/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
ITINGA	T1	160.00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0.030	1	0.0034	5.54	0.64	2.66				96.1	42.1	229%	suficiente
	T2	220.00			T	Grama	0.030	1	0.0024	2.02	4.53	2.82				66.5	34.5	193%	suficiente
	T3	50.00			T	Grama	0.030	1	0.0043	2.36	3.97	3.95				192.6	24.0	803%	suficiente
	T4	140.00	J5	J7	T	Grama	0.030	1	0.0030	0.69	3.33	4.60				87.8	27.9	315%	suficiente
	T5	150.00			T	Grama	0.030	1	0.0017	1.34	4.75	2.32				31.8	26.2	122%	suficiente
	T6	230.00			T	Grama	0.030	1	0.0013	2.89	4.66	1.78				22.8	24.4	93%	insuficiente
	T7	230.00	J3	J4	T	Grama	0.030	1	0.0015	1.45	2.08	2.14				15.7	17.7	89%	insuficiente
	T8	260.00			T	Grama	0.030	1	0.0012	1.28	2.02	2.33				15.6	9.4	166%	suficiente
MAR 20	T1	188.00	J10	J8	M	Concreto/Grama	0.023	1	0.0023		1.50	0.60	1.00	0.40	0.30	1.9	3.5	54%	insuficiente
	T2	19.00			C	Concreto	0,018	1	0.0023		0.60	0.60				0.2	1.8	12%	insuficiente
	T3	188.00			M	Concreto/Grama	0.023	1	0.0023		1.50	0.60	1.00	0.40	0.30	1.9	1.7	114%	suficiente
MAR21	T1	1140.00	J9	J8	M	Concreto/Grama	0.024	1	0.0003		1.50	0.60	1.00	0.50	0.60	1.3	3.6	35%	insuficiente
	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0.023	1	0.0020		1.50	0.60	1.00	0.40	0.40	2.2	6.4	34%	insuficiente

Tabela 37 - Itinga – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 50 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m³/s)	Q (m³/s) 2035 TR 50	% de Atendimento	Situação
ITINGA	T1	160.00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0.030	1	0.0034	5.54	0.64	2.66				96.1	32.100	162%	suficiente
	T2	220.00			T	Grama	0.030	1	0.0024	2.02	4.53	2.82				66.5	28.006	152%	suficiente
	T3	50.00			T	Grama	0.030	1	0.0043	2.36	3.97	3.95				192.6	22.494	411%	suficiente
	T4	140.00	J5	J7	T	Grama	0.030	1	0.0030	0.69	3.33	4.60				87.8	21.200	241%	suficiente
	T5	150.00			T	Grama	0.030	1	0.0017	1.34	4.75	2.32				31.8	15.900	155%	suficiente
	T6	230.00			T	Grama	0.030	1	0.0013	2.89	4.66	1.78				22.8	9.010	202%	insuficiente
	T7	230.00	J3	J4	T	Grama	0.030	1	0.0015	1.45	2.08	2.14				15.7	18.400	108%	insuficiente
	T8	260.00			T	Grama	0.030	1	0.0012	1.28	2.02	2.33				15.6	13.300	97%	suficiente
MAR 20	T1	188.00	J10	J8	M	Concreto/Grama	0.023	1	0.0023		1.50	0.60	1.00	0.40	0.30	1.9	6,650	211%	suficiente
	T2	19.00			C	Concreto	0.018	1	0.0023		0.60	0.60				0.2	1.237	16%	insuficiente
	T3	188.00			M	Concreto/Grama	0.023	1	0.0023		1.50	0.60	1.00	0.40	0.30	1.9	1.363	16%	suficiente
MAR21	T1	1140.00	J9	J8	M	Concreto/Grama	0.024	1	0.0003		1.50	0.60	1.00	0.50	0.60	1.3	2.600	73%	insuficiente
	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0.023	1	0.0020		1.50	0.60	1.00	0.40	0.40	2.2	2.700	47%	insuficiente

3.8 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO RIO BRANCO

3.8.1 Caracterização do sistema de drenagem

A bacia hidrográfica do Rio Branco com aproximadamente 23 km² é a que possui maior área delimitada para o estudo, ocupa toda a porção oeste do município e está localizada ao norte da avenida Presidente Kennedy, recebe as contribuições dos canais marginais: MAR15, MAR16, MAR17, MAR18 e MAR19, que desaguam nos canais Pau-Brasil, Imperador II e Princesa, ainda possui como seus contribuintes os canais Industrial III, Industrial II, Industrial Yolanda, Cruzeiro do Sul, Américas, Miami Paulista, Imperador I, Imperador III, Imperador IV, Real, Flórida, Paizinho e Solemar. A **Figura 11** apresenta a figura esquemática da bacia do Rio Branco.

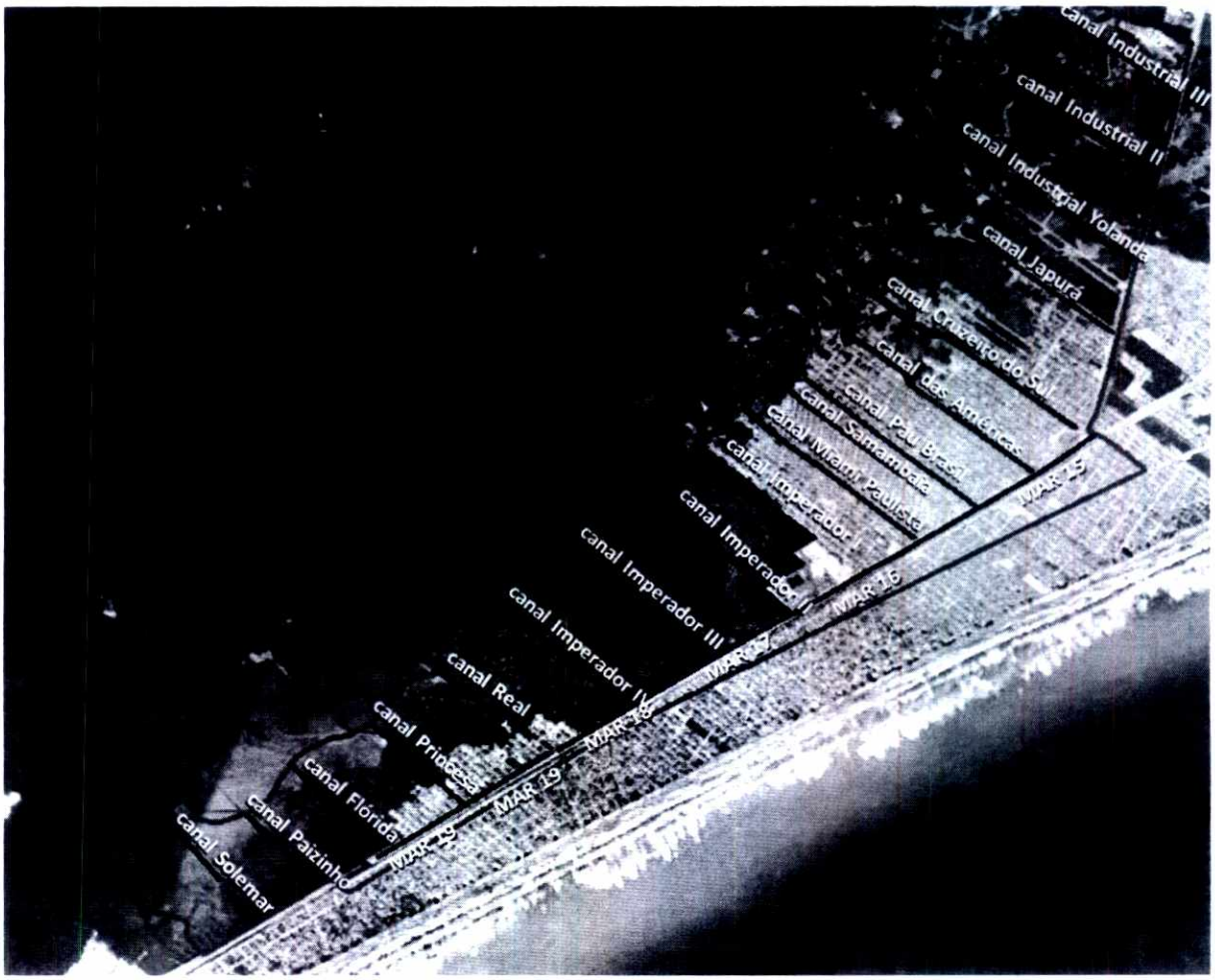


Figura 11 - Bacia do Rio Branco e seus contribuintes

O canal Pau-Brasil recebe as contribuições oriundas do canal marginal MAR 5, está sob a avenida Estados Unidos, que após o cruzamento com a rua Benedita Custódio passa a ser chamada rua Pau-Brasil, a partir deste ponto o canal passar a ser a céu aberto com seção trapezoidal com taludes revestidos de concreto e grama. A **Figura 12** apresenta o canal Pau-*Brasil à jusante* da travessia da rua Alberto Nepomuceno.

Fls. 733
Proc. 17849/16



Figura 12 - Canal Pau-Brasil vista para jusante da travessia da rua Alberto Nepomuceno

Já o canal Imperador II recebe as contribuições dos canais marginais MAR17 e MAR18 e o canal Princesa a contribuição do canal marginal MAR19.

3.8.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Rio Branco

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções, indicadas entre os nós da bacia hidrográfica conforme ilustrada na Figura 13, são apresentadas na Tabela 8 para o ano base de 2010 e na Tabela 9 para o horizonte de projeto de 2035.

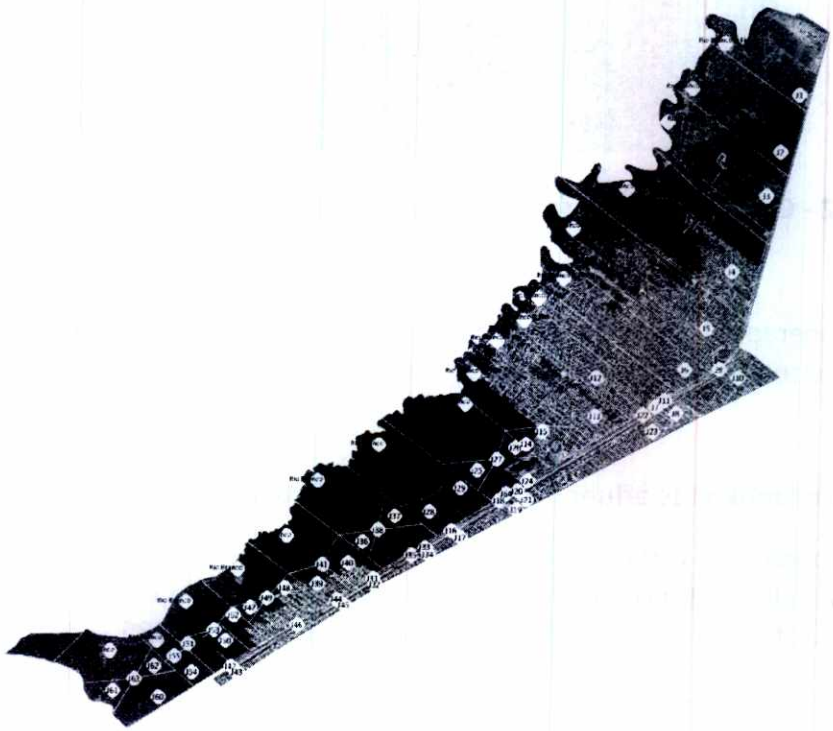


Figura 13 - Bacia do Rio Branco

Fls. 734
Proc. 17849/16

FCTH

Tabela 8 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Rio Branco

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**
J23	J24	0	7,8	0,0	9,0	0,0	10,0	0,0	10,9
J31	J35	0	1,2	0,0	1,4	0,0	1,6	0,0	1,7
J32	J35	0	1	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,4
J34	J35	0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J35	J64	2,7	2,7	3,1	3,1	3,4	3,4	3,7	3,7
J17	J64	0	1,8	0,0	2,1	0,0	2,4	0,0	2,6
J19	J64	0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,5
J18	J64	0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2
J64	J24	4,5	4,5	5,2	5,2	5,7	5,7	6,3	6,3
J22	J24	0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,8	0,0	0,9
J21	J24	0	1,5	0,0	1,7	0,0	1,8	0,0	2,0
J20	J24	0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,6	0,0	0,7
J24	J27	14,2	13,4	16,5	15,6	18,2	17,2	19,9	18,9
J25	J27	0	0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3
J26	J27	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J27	Rio Branco 11_Fim	15,2	12,2	17,7	14,7	19,8	16,8	21,9	19,0
J5	Rio Branco 5_Fim	0	16,3	0,0	19,0	0,0	21,2	0,0	23,4
J4	Rio Branco 4_Fim	0	8,7	0,0	10,3	0,0	11,7	0,0	13,3
J3	Rio Branco 3_Fim	0	1,3	0,0	1,9	0,0	2,6	0,0	3,4
J28	J30	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,5

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J29	J30	0	0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,4
J30	Rio Branco 12_Fim	0,1	0,2	0,3	0,7	0,6	1,1	0,8	1,7
J43	J46	0	1,5	0,0	1,8	0,0	1,9	0,0	2,1
J45	J46	0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3	0,0	1,5
J42	J46	0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J44	J46	0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,4
J46	J49	3,7	3,5	4,3	4,1	4,7	4,5	5,2	4,9
J48	J49	0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,7
J47	J49	0	0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1
J49	Rio Branco 15_Fim	8	7,6	9,2	9,1	10,2	10,3	11,2	11,6
J10	J11	0	0,7	0,0	0,9	0,0	0,9	0,0	1,0
J8	J11	0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J11	Rio Branco 7_Fim	1,9	10,9	2,2	12,6	2,4	13,9	2,6	15,3
J2	Rio Branco 2_Fim	0	0,4	0,0	0,8	0,0	1,3	0,0	1,8
J13	Rio Branco 9_Fim	0	17	0,0	19,6	0,0	21,6	0,0	23,7
J60	J63	0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,8	0,0	1,1
J61	J63	0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3
J62	J63	0	0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2
J63	Rio Branco 18_Fim	0,5	0,7	0,9	1,3	1,2	1,9	1,6	2,6
J65	J38	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,4	0,0	0,6
J37	J38	0	0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3
J36	J38	0	0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1
J38	Rio Branco 13_Fim	0,1	0,3	0,4	0,8	0,7	1,3	1,0	2,0
J6	Rio Branco 6_Fim	0	12,5	0,0	14,5	0,0	16,0	0,0	17,6

Fls. 735
Proc. 17849/16

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J1	Rio Branco 1_Fim	0	1,6	0,0	2,1	0,0	2,5	0,0	3,1
J14	J15	0	5,6	0,0	6,4	0,0	7,0	0,0	7,7
J15	Rio Branco 10_Fim	5,6	9,3	6,4	10,8	7,0	12,0	7,7	13,3
J40	J41	0	1,8	0,0	2,1	0,0	2,3	0,0	2,6
J39	J41	0	2,1	0,0	2,5	0,0	2,7	0,0	3,0
J41	Rio Branco 14_Fim	3,8	3,4	4,4	4,1	4,9	4,7	5,5	5,5
J52	J53	0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9
J51	J53	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J50	J53	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J53	Rio Branco 16_Fim	0,7	0,7	0,9	1,2	1,1	1,6	1,3	2,1
J12	Rio Branco 8_Fim	0	7,9	0,0	9,1	0,0	10,1	0,0	11,1
J54	J55	0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4
J55	Rio Branco 17_Fim	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3	0,5	0,4	0,7

Tabela 9 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Rio Branco

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**	**Qmáx Inicial (m^3/s)**	**Qmáx Final (m^3/s)**
J23	J24	0,0	10,2	0,0	11,8	0,0	12,9	0,0	14,1
J31	J35	0,0	1,6	0,0	1,9	0,0	2,1	0,0	2,2
J32	J35	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,6	0,0	1,8
J34	J35	0,0	0,9	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3
J35	J64	3,5	3,5	4,1	4,1	4,5	4,5	4,9	4,9
J17	J64	0,0	2,4	0,0	2,8	0,0	3,1	0,0	3,3
J19	J64	0,0	0,5	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,7
J18	J64	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,2
J64	J24	5,9	5,9	6,8	6,8	7,5	7,5	8,1	8,1
J22	J24	0,0	0,8	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,2
J21	J24	0,0	1,9	0,0	2,2	0,0	2,4	0,0	2,6
J20	J24	0,0	0,6	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9
J24	J27	18,6	17,5	21,4	20,3	23,6	22,3	25,7	24,4
J25	J27	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5
J26	J27	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5
J27	Rio Branco 11_Fim	20,4	17,1	23,7	20,3	26,2	22,8	28,8	25,5
J5	Rio Branco 5_Fim	0,0	21,1	0,0	24,5	0,0	27,2	0,0	29,8
J4	Rio Branco 4_Fim	0,0	11,9	0,0	13,9	0,0	15,6	0,0	17,4
J3	Rio Branco 3_Fim	0,0	3,3	0,0	4,1	0,0	4,8	0,0	5,7
J28	J30	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,8

Fls. 736
Proc. 17849/16

FCTH

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J29	J30	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,7
J30	Rio Branco 12_Fim	0,7	1,4	0,9	1,9	1,1	2,5	1,5	3,2
J43	J46	0,0	2,0	0,0	2,3	0,0	2,5	0,0	2,8
J45	J46	0,0	1,4	0,0	1,6	0,0	1,8	0,0	1,9
J42	J46	0,0	1,7	0,0	1,9	0,0	2,1	0,0	2,3
J44	J46	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,5	0,0	0,6
J46	J49	4,8	4,6	5,6	5,3	6,2	5,8	6,7	6,4
J48	J49	0,0	0,7	0,0	0,8	0,0	0,9	0,0	1,0
J47	J49	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,2
J49	Rio Branco 15_Fim	10,6	10,6	12,2	12,5	13,5	14,0	14,7	15,6
J10	J11	0,0	1,0	0,0	1,1	0,0	1,2	0,0	1,3
J8	J11	0,0	1,7	0,0	2,0	0,0	2,2	0,0	2,3
J11	Rio Branco 7_Fim	2,5	14,1	2,9	16,3	3,2	18,0	3,4	19,6
J2	Rio Branco 2_Fim	0,0	1,5	0,0	2,0	0,0	2,6	0,0	3,2
J13	Rio Branco 9_Fim	0,0	22,3	0,0	25,7	0,0	28,2	0,0	30,8
J60	J63	0,0	1,0	0,0	1,3	0,0	1,5	0,0	1,7
J61	J63	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5
J62	J63	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	0,4
J63	Rio Branco 18_Fim	1,3	1,5	1,7	2,2	2,1	2,8	2,5	3,6
J65	J38	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,8	0,0	1,0
J37	J38	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,5
J36	J38	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3
J38	Rio Branco 13_Fim	0,8	1,6	1,0	2,2	1,3	2,8	1,7	3,6
J6	Rio Branco 6_Fim	0,0	16,3	0,0	18,9	0,0	20,8	0,0	22,7

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J1	Rio Branco 1_Fim	0,0	2,8	0,0	3,4	0,0	3,9	0,0	4,6
J14	J15	0,0	7,4	0,0	8,5	0,0	9,3	0,0	10,2
J15	Rio Branco 10_Fim	7,4	12,5	8,5	14,5	9,3	16,0	10,2	17,6
J40	J41	0,0	2,6	0,0	3,0	0,0	3,4	0,0	3,7
J39	J41	0,0	2,9	0,0	3,3	0,0	3,7	0,0	4,0
J41	Rio Branco 14_Fim	5,3	5,4	6,1	6,3	6,8	7,2	7,5	8,1
J52	J53	0,0	1,0	0,0	1,2	0,0	1,3	0,0	1,5
J51	J53	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5
J50	J53	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4	0,0	0,5
J53	Rio Branco 16_Fim	1,5	1,9	1,8	2,4	2,0	2,9	2,3	3,5
J12	Rio Branco 8_Fim	0,0	10,2	0,0	11,8	0,0	12,9	0,0	14,2
J54	J55	0,0	0,4	0,0	0,5	0,0	0,6	0,0	0,7
J55	Rio Branco 17_Fim	0,4	0,6	0,5	0,7	0,6	0,9	0,7	1,1

Fls. 737
Proc. 17349/16
FCTH

3.8.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Rio Branco

O diagnóstico hidráulico dos canais da bacia do Rio Branco foi elaborado com base na vistoria técnica realizada em junho de 2014 e no levantamento das características geométricas das seções e travessias do canal, calculando-se as capacidades de descarga e comparando com as vazões máximas previstas.

Os canais verificados foram seccionados de acordo com o especificado nos projetos recebidos da Prefeitura do Município de Praia Grande e com o levantamento topográfico. A Tabela 10 apresenta a situação dos canais estudados para o ano de 2010, na qual se observa que diversos trechos de canais não apresentam capacidade de descara suficiente para veicular a vazão correspondente à chuva de TR = 100 anos.

O diagnóstico dos canais marginais MAR15, MAR16, MAR17, MAR18 e MAR19, bem como do canal Pau-Brasil será apresentado no *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 10, pode-se verificar:

- O primeiro trecho (T11) de 819,00 m em galeria do canal Américas não possui capacidade para transportar a vazão de projeto;
- O canal Cruzeiro do Sul apresenta insuficiências relativamente baixas no trecho T1, o que não deve comprometer seriamente o funcionamento do canal;
- O canal Miami apresenta insuficiência no treho T4, com atendimento da ordem de 80%.;No caso do canal Imperador I, o trecho (T2) em galeria não possui condições suficientes para atender a vazão de projeto.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o ano de 2010 são apresentados na Tabela 10 e as localizações dos pontos diagnosticados estão representadas no Mapa de Diagnóstico da Bacia do Rio Branco (Desenho 1122-2704/15-R0) no Anexo 1.

Tabela 10 - Rio Branco – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
AMÉRICAS	T1	95.00	J6	Rio Branco 6_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0010	1,00	3,50	3,00				28,4	17,6	162%	suficiente
	T2	121.00			R	Concreto	0,018	1	0,0024	0,00	3,50	3,20				32,7	16,7	196%	suficiente
	T3	151.00			T	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	27,1	15,6	174%	suficiente
	T4	7.00			R	Concreto	0,018	2	0,0029	0,00	2,00	3,50				35,0	14,1	248%	suficiente
	T5	142.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	1,00	3,50	3,00				20,1	14,1	143%	suficiente
	T6	15.00			R	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	2,00	3,50				23,9	12,7	188%	suficiente
	T7	127.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	1,00	3,50	3,00				20,1	12,6	160%	suficiente
	T8	15.00			R	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	2,00	3,50				23,9	11,4	210%	suficiente
	T9	100.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	1,00	3,50	3,00				20,1	11,2	179%	suficiente
	T10	268.00			R	Concreto	0,018	1	0,001	0,00	3,50	2,50				14,8	10,3	144%	suficiente
	T11	819.00			R	Concreto	0,018	1	0,002	0,00	2,00	2,00				7,2	7,7	92%	insuficiente
IMPERADOR I	T1	813.00	J15	Rio Branco 10_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0014	2,00	3,00	2,00				19,4	13,3	146%	suficiente
	T2	660.00			R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	2,00	1,50				4,3	6,0	72%	insuficiente
MIAMI	T1	274.20	J13	Rio Branco 9_Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	4,20	3,00				25,2	23,7	106%	suficiente
	T2	600.00			R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	4,20	3,00				29,3	20,9	140%	suficiente
	T3	200.00			R	Concreto	0,018	1	0,0014	0,00	4,20	2,50				23,3	14,7	158%	suficiente
	T4	300.00			R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	3,00	2,50				10,1	12,6	80%	insuficiente
	T5	250.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	2,50	2,50				13,7	9,5	145%	suficiente
	T6	170.00			R	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	2,50	2,00				13,7	7,0	197%	suficiente
	T7	100.00			R	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	2,00	2,00				10,0	5,2	191%	suficiente
	T8	257.20			C	Concreto	0,018	2	0,0034	0,00	1,50	1,50				6,4	4,2	153%	suficiente
	T9	150.00			C	Concreto	0,018	2	0,0024	0,00	1,50	1,50				5,4	1,5	348%	suficiente
SAMAMBAIA	T1	25.00	J12	Rio Branco 8_Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0019	0,00	3,00	2,50				17,3	11,1	156%	suficiente
	T2	304.80			T	Grama	0,030	1	0,0017	2,00	3,00	2,00				21,4	10,6	201%	suficiente
	T3	26.00			R	Concreto	0,018	1	0,0075	0,00	2,00	2,00				14,6	4,9	300%	suficiente
	T4	231.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	2,00	2,00	1,80				7,5	4,4	172%	suficiente
CRUZEIRO DO SUL	T1	724.00	J5	Rio Branco 5_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	4,50	2,50				18,8	23,4	80%	insuficiente
	T2	20.00			R	Concreto	0,018	1	0,0006	0,00	4,50	2,50				17,0	16,1	106%	suficiente
	T3	675.00			T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	4,50	2,50				18,8	15,9	119%	suficiente
	T4	65.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	3,00	2,30				11,3	9,1	124%	suficiente
	T5	335.00			T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	2,50	2,50				12,2	8,4	144%	suficiente
	T6	85.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,00	2,20				6,0	5,1	116%	suficiente
	T7	230.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,00	2,00				5,3	4,2	127%	suficiente
	T8	188.00			C	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	1,50	1,50				1,9	1,9	100%	suficiente
REAL	T1	690.00	J41	Rio Branco 14_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0009	2,00	4,00	1,30				7,7	5,5	140%	suficiente

Fls. 738
Proc. 17849/16 FCTH

3.8.4 Prognóstico do Sistema 2035

O prognóstico dos canais da bacia do Rio Branco foi elaborado a partir do levantamento das características geométricas das seções transversais e das travessias presentes no canal.

Da mesma forma como realizado para o diagnóstico hidráulico, calcularam-se as capacidades de descarga atuais dos diversos trechos, seções e travessias do canal cadastrados pelo levantamento topográfico e comparadas com as vazões máximas de horizonte de projeto para o ano de 2035.

O prognóstico dos canais marginais MAR15, MAR16, MAR17, MAR18 e MAR19, bem como do canal Pau-Brasil está apresentado no *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*.

Em relação às condições de capacidade examinadas no diagnóstico, pode-se verificar que, todos os canais citados anteriormente apresentaram os mesmos problemas de insuficiência, com o acréscimo do canal Real, além de outros trechos:

- O canal Miami passou a apresentar insuficiência no trecho T1.
- O canal Real passou a ser insuficiente em toda a sua extensão.
- No canal Cruzeiro do Sul, a insuficiência ocorre para praticamente toda a sua extensão (trechos T1 a T4, T6 a T8):
  - Trecho T1 já era insuficiente no diagnóstico;
  - Trecho T2 de106% de atendimento para 83%;
  - Trecho T3 de 118% de atendimento para 93%;
  - Trecho T4 de 124% de atendimento para 98%;
  - Trecho T6 de 118% de atendimento para 93%;
  - Trecho T7 de 127% de atendimento para 99%;
  - Trecho T8de 100% de atendimento para 79%.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o horizonte de projeto de 2035 são apresentados na Tabela 11 e as localizações dos pontos estudados estão representadas no Mapa de Prognóstico da Bacia do Rio Branco (Desenho 1122-2711/15-R0) no Anexo 2.

Tabela 11 - Rio Branco – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
AMÉRICAS	T1	95.00	J6	Rio Branco 6_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0010	1,00	3,50	3,00				28,4	22,7	125%	suficiente
	T2	121.00			R	Concreto	0,018	1	0,0024	0,00	3,50	3,20				32,7	21,5	152%	suficiente
	T3	151.00			T	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	27,1	20,1	135%	suficiente
	T4	7.00			R	Concreto	0,018	2	0,0029	0,00	2,00	3,50				35,0	18,2	192%	suficiente
	T5	142.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	1,00	3,50	3,00				20,1	18,1	111%	suficiente
	T6	15.00			R	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	2,00	3,50				23,9	16,4	146%	suficiente
	T7	127.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	1,00	3,50	3,00				20,1	16,2	124%	suficiente
	T8	15.00			R	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	2,00	3,50				23,9	14,7	163%	suficiente
	T9	100.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	1,00	3,50	3,00				20,1	14,5	139%	suficiente
	T10	268.00			R	Concreto	0,018	1	0,001	0,00	3,50	2,50				14,8	13,3	112%	suficiente
	T11	819.00			R	Concreto	0,018	1	0,002	0,00	2,00	2,00				7,2	10,0	72%	insuficiente
IMPERADOR I	T1	813.00	J15	Rio Branco 10_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0014	2,00	3,00	2,00				19,4	17,6	110%	suficiente
	T2	660.00			R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	2,00	1,50				4,3	7,9	54%	insuficiente
MIAMI	T1	274.20	J13	Rio Branco 9_Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	4,20	3,00				25,2	30,8	82%	insuficiente
	T2	600.00			R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	4,20	3,00				29,3	27,1	108%	suficiente
	T3	200.00			R	Concreto	0,018	1	0,0014	0,00	4,20	2,50				23,3	19,1	122%	suficiente
	T4	300.00			R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	3,00	2,50				10,1	16,4	62%	insuficiente
	T5	250.00			R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	2,50	2,50				13,7	12,4	110%	suficiente
	T6	170.00			R	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	2,50	2,00				13,7	9,1	151%	suficiente
	T7	100.00			R	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	2,00	2,00				10,0	6,8	147%	suficiente
	T8	257.20			C	Concreto	0,018	2	0,0034	0,00	1,50	1,50				6,4	5,4	119%	suficiente
	T9	150.00			C	Concreto	0,018	2	0,0024	0,00	1,50	1,50				5,4	2,0	268%	suficiente
SAMAMBAIA	T1	25.00	J12	Rio Branco 8_Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0019	0,00	3,00	2,50				17,3	14,2	122%	suficiente
	T2	304.80			T	Grama	0,030	1	0,0017	2,00	3,00	2,00				21,4	13,6	157%	suficiente
	T3	26.00			R	Concreto	0,018	1	0,0075	0,00	2,00	2,00				14,6	6,2	235%	suficiente
	T4	231.00			T	Grama	0,030	1	0,0005	2,00	2,00	1,80				7,5	5,6	135%	suficiente
CRUZEIRO DO SUL	T1	724.00	J5	Rio Branco 5_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	4,50	2,50				18,8	29,8	63%	insuficiente
	T2	20.00			R	Concreto	0,018	1	0,0006	0,00	4,50	2,50				17,0	20,5	83%	insuficiente
	T3	675.00			T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	4,50	2,50				18,8	20,3	93%	insuficiente
	T4	65.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	3,00	2,30				11,3	11,6	98%	insuficiente
	T5	335.00			T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	2,50	2,50				12,2	10,8	113%	suficiente
	T6	85.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,00	2,20				6,0	6,5	93%	insuficiente
	T7	230.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,00	2,00				5,3	5,4	99%	insuficiente
	T8	188.00			C	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	1,50	1,50				1,9	2,4	79%	insuficiente
REAL	T1	690.00	J41	Rio Branco 14_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0009	2,00	4,00	1,30				7,7	8,1	95%	insuficiente

Fls. 739
Proc. 17849/16

3.9 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO TUPI

3.9.1 Caracterização do sistema de drenagem

A bacia do Tupi tem área de aproximadamente 2 km^2, compreende um complexo de canais que drenam suas águas para o canal Tupi, é composto por parte do canal Negro Velho e pelos canais marginais MAR5 e MAR6, que desaguam no canal Tupi, e este por sua vez desagua no canal Indaiatuba.



Figura 14 – Bacia do canal Tupi

O canal Tupi recebe a contribuição dos canais MAR5, MAR6 e Negro Velho. No seu trecho inicial de aproximadamente 200 m o canal é em galeria e de acordo com as informações levantadas. O canal segue por mais 650 m a céu aberto e desagua no canal Indaiatuba, afluente do rio Piaçabuçu.

Ainda segundo informações de projeto, o canal Negro Velho contribui para o canal marginal MAR6 em galeria circular de concreto.

Grande parte do canal Tupi está em área não urbanizada com mata ciliar e preservada por praticamente toda sua extensão.

3.9.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Tupi

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções são indicadas entre os nós da bacia hidrográfica conforme ilustrada na Figura 15 e apresentadas na Tabela 12 para o ano base de 2010 e na Tabela 13 para o horizonte de projeto de 2035.

Fls. 740
Proc. 17849/16

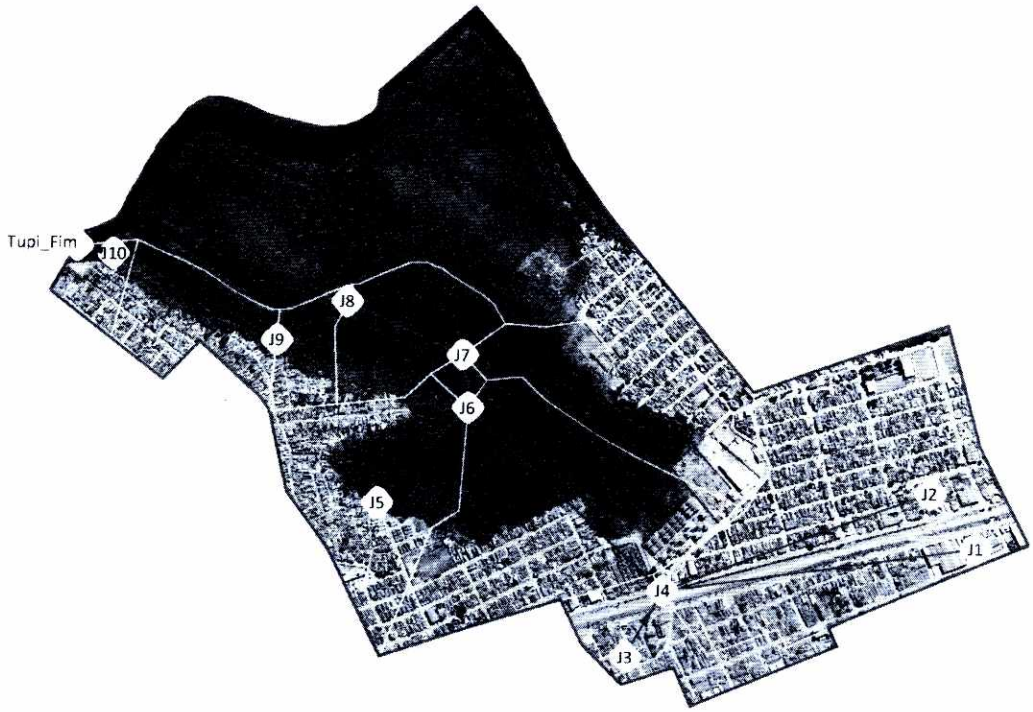


Figura 15 – Bacia do Tupi

Tabela 12 – Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Tupi

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J2	J4	0,0	8,0	0,0	9,4	0,0	10,4	0,0	11,4
J1	J4	0,0	3,2	0,0	3,8	0,0	4,2	0,0	4,6
J3	J4	0,0	4,2	0,0	4,9	0,0	5,4	0,0	6,0
J4	J6	14,6	21,9	17,0	26,1	18,9	29,2	20,7	32,3
J5	J6	0,0	5,5	0,0	6,6	0,0	7,4	0,0	8,2
J6	J7	27,0	28,5	32,2	34,0	36,0	38,1	39,9	42,2
J7	J8	28,5	28,6	34,0	34,1	38,1	38,3	42,2	42,6
J8	J9	28,6	28,9	34,1	34,6	38,3	38,9	42,6	43,2
J9	J10	28,9	29,8	34,6	35,7	38,9	40,1	43,2	44,6
J10	Tupi_Fim	29,8	30,2	35,7	36,2	40,1	40,6	44,6	45,2

Fls. 741
Proc. 17849/16

2035

Tabela 13 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Tupi

		TR 10 anos		*TR 25 anos*		*TR 50 anos*		*TR 100 anos*	
Nó Inicial	**Nó Final**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**	**Qmáx Inicial (m³/s)**	**Qmáx Final (m³/s)**
J2	J4	0,0	8,5	0,0	9,9	0,0	11,0	0,0	12,0
J1	J4	0,0	3,4	0,0	4,0	0,0	4,4	0,0	4,8
J3	J4	0,0	4,5	0,0	5,2	0,0	5,7	0,0	6,3
J4	J6	15,5	23,6	18,0	27,7	19,9	30,9	21,8	34,1
J5	J6	0,0	5,8	0,0	6,9	0,0	7,8	0,0	8,6
J6	J7	28,9	30,4	34,1	36,0	38,1	40,2	42,0	44,4
J7	J8	30,4	30,4	36,0	36,1	40,2	40,4	44,4	44,7
J8	J9	30,4	30,8	36,1	36,6	40,4	40,9	44,7	45,3
J9	J10	30,8	31,7	36,6	37,7	40,9	42,2	45,3	46,8
J10	Tupi_Fim	31,7	32,1	37,7	38,2	42,2	42,8	46,8	47,4

3.9.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Tupi

O diagnóstico hidráulico dos canais da bacia do Tupi foi elaborado com base na vistoria técnica realizada em junho de 2014 e no levantamento das características geométricas das seções e travessias do canal, calculando-se as capacidades de descarga e comparando com as vazões máximas previstas, assim verifica-se a seção é suficiente para a veiculação da vazão requerida.

Os canais verificados foram seccionados de acordo com o especificado nos projetos recebidos da Prefeitura do Município de Praia Grande e com o levantamento topográfico. A Tabela 14 apresenta a situação dos canais estudados para o ano de 2010, na qual se observa que diversos trechos de canais não apresentam capacidade de descarga suficiente para veicular a vazão correspondente à chuva de TR = 100 anos.

De acordo com os resultados obtidos, pode-se constatar que:

- Os trechos em galeria circular do canal marginal MAR6 (T1, T2, T4, T6, T7) apresentaram deficiência de capacidade hidráulica, estes trechos apresentam declividades baixas (0,01%);
- Já para os canais marginal MAR5 e Negro Velho não houve o atendimento à vazão de projeto ao longo de toda a extensão destes dois canais.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o ano de 2010 são apresentados na Tabela 14 e as localizações dos trechos diagnosticados estão representadas no Mapa de Diagnóstico da Bacia da Faixa Oceânica (Desenho 1122-2701/15-R0) no Anexo 1.

Fls. 7412
Proc. 17849/16

Tabela 14 - Tupi – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
MAR5	T1	446.50	J2	J4	M	Concreto/Grama	0,018	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.05	2.8	12.4	23%	insuficiente
	T2	99.50			C	Concreto	0,018	1	0.0015		1.50	1.50				2.1	6.1	34%	insuficiente
	T3	201.50			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.80	4.6	4.6	99%	insuficiente
	T4	64.00			C	Concreto	0,018	1	0.0030		0.80	0.80				0.6	1.8	32%	insuficiente
	T5	61.50			C	Concreto	0,018	1	0.0030		0.60	0.60				0.3	0.9	30%	insuficiente
MAR6	T1	245.00	J1	J4	M	Concreto/Grama	0,020	1	0.0001	0,63	1.50	2.00	0.63		0.40	3.7	4.0	93%	insuficiente
	T2	25.00			C	Concreto	0,018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	2.9	15%	insuficiente
	T3	140.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.60	4.2	2.7	154%	suficiente
	T4	97.00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1.50	1.50				0.5	2.1	24%	insuficiente
	T5	167.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.60	4.2	1.6	259%	suficiente
	T6	100.00			C	Concreto	0,018	1	0.0030		0.80	0.80				0.6	0.8	67%	insuficiente
	T7	79.00			C	Concreto	0,018	1	0.0030		0.60	0.60				0.3	0.4	71%	insuficiente
TUPI	T1	655.00	J4	J6	T	Terra	0.030	1	0.0009	3,00	12.00	2.30				43.2	27.6	156%	suficiente
	T2	200.00			R	Concreto	0,018	2	0.0020		2.50	1.50				10.7	6.5	165%	suficiente
NEGRO VELHO	T1	138.30	J3	J4	C	Concreto	0,018	1	0.0060		1.000	1.000				1.4	5.4	27%	insuficiente
	T2	108.48			C	Concreto	0,018	1	0.0050		0.60	0.60				0.3	2.9	12%	insuficiente
	T3	48.13			C	Concreto	0,018	1	0.0050		0.600	0.600				0.3	0.9	36%	insuficiente

3.9.4 Prognóstico do Sistema 2035

O prognóstico dos canais da bacia do Tupi foi elaborado a partir do levantamento das características geométricas das seções transversais e das travessias presentes no canal.

Da mesma forma como realizado para o diagnóstico hidráulico, calcularam-se as capacidades de descarga atuais dos diversos trechos, seções e travessias do canal cadastrados pelo levantamento topográfico e comparadas com as vazões máximas de horizonte de projeto para o ano de 2035.

Em relação às condições de capacidade verificadas no diagnóstico, pode-se verificar que, todos os canais citados anteriormente apresentaram os mesmos problemas de insuficiência.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o horizonte de projeto de 2035 são apresentados na Tabela 15 e as localizações dos trechos estudados estão representadas no Mapa de Prognóstico da Bacia da Faixa Oceânica (Desenho 1122-2712/15-R0) no Anexo 2.

Fls. 743
Proc. 17849/16

Tabela 15 - Tupi – Prognóstico horizonte de projeto – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
MAR5	T1	446.50	J2	J4	M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.05	2.8	13.1	[illegible]	[illegible]
	T2	99.50			C	Concreto	0.018	1	0.0015		1.50	1.50				2.1	6.4	[illegible]	[illegible]
	T3	201.50			M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63		0.80	4.6	4.9	[illegible]	[illegible]
	T4	64.00			C	Concreto	0,018	1	0.0030		0.80	0.80				0.6	1.9	[illegible]	[illegible]
	T5	61.50			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.3	0.9	[illegible]	[illegible]
MAR6	T1	245.00	J1	J4	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0.00	0.40	3.7	4.2	[illegible]	[illegible]
	T2	25.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1,50	1.50				0.5	3.0	[illegible]	[illegible]
	T3	140.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1.50	2.00	0.63	0,00	0.60	4.2	2.9	[illegible]	[illegible]
	T4	97.00			C	Concreto	0.018	1	0.0001		1.50	1.50				0.5	2.2	[illegible]	[illegible]
	T5	167.00			M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0001	0.63	1,50	2.00	0.63	0.00	0.60	4.2	1.7	[illegible]	[illegible]
	T6	100.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.6	0.9	[illegible]	[illegible]
	T7	79.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.3	0.4	[illegible]	[illegible]
TUPI	T1	655.00	J4	J6	T	Terra	0.030	1	0.0009	3.00	12.00	2.30				43.2	29.1	[illegible]	[illegible]
	T2	200.00			R	Concreto	0.018	2	0.0020		2.50	1.50				10.7	6.8	[illegible]	[illegible]
NEGRO VELHO	T1	138.30	J3	J4	C	Concreto	0.018	1	0.0060		1.000	1.000				1.4	5.7	[illegible]	[illegible]
	T2	108.48			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.60	0.60				0.3	3.0	[illegible]	[illegible]
	T3	48.13			C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.600	0.600				0.3	0.9	[illegible]	[illegible]

3.10 CARACTERIZAÇÃO, DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO DA BACIA DO XIXOVÁ E PRAIÃO

3.10.1 Caracterização do sistema de drenagem

A bacia do canal Xixová e a bacia do canal Praião foram agrupadas num único sistema de macrodrenagem para a obtenção das vazões máximas afluentes, devido ao fato de confluírem para um ponto em comum, localizado próximo a Praça Adhemir Fogasa, e a partir desse ponto segue o canal Praião que desagua no Mar Pequeno. Para a realização do diagnóstico e do prognóstico foram feitas planilhas distintas para cada uma das bacias.

A área do sistema que contribui para o canal Praião, sem contabilizar aquela contribuinte para o canal Xixová, tem aproximadamente 2 km^2, compreende um complexo de canais que drenam suas águas até a confluência com o canal Xixová, é composta pelos canais marginais, MAR1A e MAR1B, parte do canal São Salvador e o canal Praião.

De acordo com os projetos analisados, o canal Praião contribui para a bacia homônima a partir do cruzamento da Avenida Martim Francisco e a Avenida Alexandre Gusmão, percorre por cerca de 1.300 m no sentido leste até a confluência com o canal Xixová próximo ao Trevo do "Y", seguindo por aproximadamente mais 1.400 m até desaguar no Mar Pequeno.

A porção da bacia que contribui para o canal Xixová é menos complexa que a bacia do canal Praião, compreende uma área de drenagem de aproximadamente 2 km^2. Esta porção da bacia drena parte da área dos bairros Canto do Forte e Xixová. O canal Xixová segue por toda a Av. Yolanda da Trentine Giuffrida do sentido sudeste para noroeste desaguando no canal Praião a cerca de 1.400 m da confluência deste canal com o Mar Pequeno. A Figura 16 representa a bacia hidrográfica do Xixová-Praião e a Figura 17 apresenta o desemboque do canal Xixová no canal Praião.

Fls. 744
Proc. 17849/16

FCTH



Figura 16 - Bacia do Xixová-Praião



Figura 17 - Desemboque do canal Xixová no canal Praião

3.10.2 Vazões máximas afluentes na bacia do Xixová e Praião

As vazões obtidas nos estudos hidrológicos referentes às principais seções, indicadas entre os nós da bacia hidrográfica conforme ilustrada na Figura 18, são apresentadas na Tabela 16 para o ano base de 2010 e na Tabela 17 para o horizonte de projeto de 2035.

Fls. 745
Proc. 17849/16

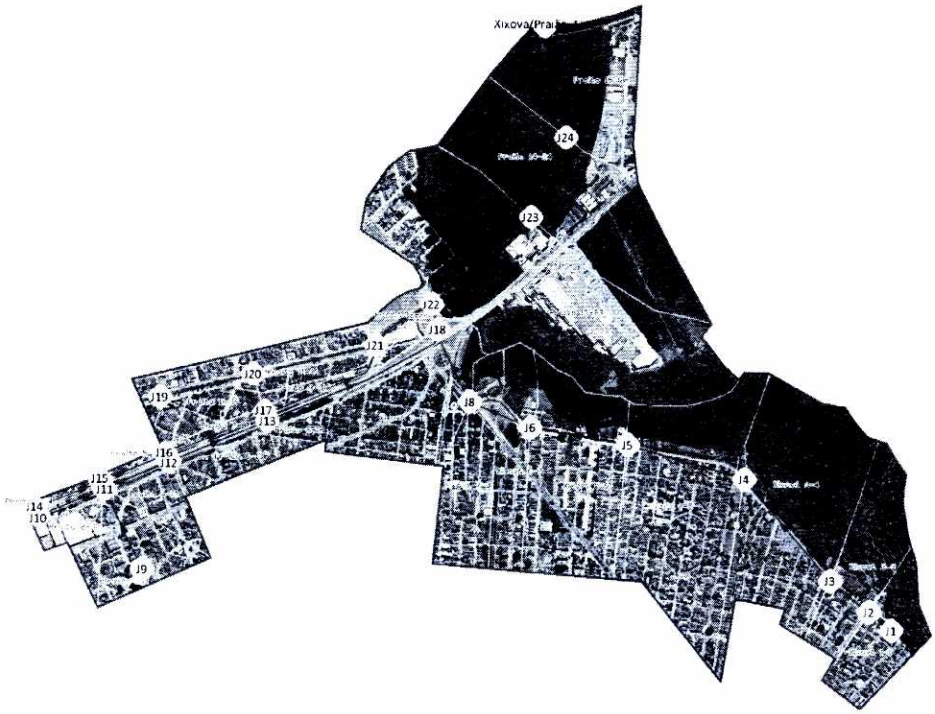


Figura 18 - Bacia do Xixová e Praião

Tabela 16 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano base (2010) – Xixová e Praião

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J1	J2	0,0	3,0	0,0	3,6	0,0	4,1	0,0	4,6
J2	J3	3,0	6,2	3,6	7,7	4,1	8,8	4,6	10,0
J3	J4	6,2	12,6	7,7	15,6	8,8	17,9	10,0	20,3
J4	J5	12,6	20,1	15,6	24,6	17,9	28,0	20,3	31,5
J5	J6	20,1	25,5	24,6	30,9	28,0	35,1	31,5	39,4
J6	J7	25,5	27,8	30,9	33,8	35,1	38,3	39,4	43,0
J7	J8	27,8	30,9	33,8	37,4	38,3	42,3	43,0	47,4
J8	J18	30,9	36,5	37,4	44,1	42,3	49,8	47,4	55,6
J9	J11	0,0	2,8	0,0	3,2	0,0	3,5	0,0	3,9
J10	J11	0,0	1,9	0,0	2,2	0,0	2,4	0,0	2,6
J11	J12	4,7	6,0	5,4	7,0	5,9	7,7	6,5	8,4
J12	J13	6,0	7,4	7,0	8,5	7,7	9,4	8,4	10,3
J13	J18	7,4	8,5	8,5	9,8	9,4	10,8	10,3	11,9
J14	J15	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4
J15	J16	0,3	0,5	0,3	0,6	0,4	0,7	0,4	0,7
J16	J17	0,5	1,1	0,6	1,2	0,7	1,4	0,7	1,5
J17	J18	1,1	2,2	1,2	2,6	1,4	2,9	1,5	3,1
J18	J22	43,1	43,1	51,6	51,6	58,1	58,1	64,7	64,7
J19	J20	0,0	2,8	0,0	3,3	0,0	3,6	0,0	4,0
J20	J21	2,8	4,7	3,3	5,5	3,6	6,0	4,0	6,6
J21	J22	4,7	5,8	5,5	6,8	6,0	7,5	6,6	8,2

Fls. 746
Proc. 17849/16

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J22	J23	50,0	54,0	59,5	64,4	66,8	72,4	74,3	80,6
J23	J24	54,0	54,9	64,4	65,6	72,4	73,9	80,6	82,5
J24	Xixová/Praião_Fim	54,9	54,0	65,6	64,8	73,9	73,2	82,5	81,8

Tabela 17 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o horizonte de projeto (2035) – Xixová e Praião

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J1	J2	0,0	3,4	0,0	4,0	0,0	4,5	0,0	5,0
J2	J3	3,4	6,9	4,0	8,4	4,5	9,5	5,0	10,7
J3	J4	6,9	13,7	8,4	16,8	9,5	19,2	10,7	21,6
J4	J5	13,7	22,1	16,8	26,7	19,2	30,2	21,6	33,8
J5	J6	22,1	28,0	26,7	33,6	30,2	38,0	33,8	42,4
J6	J7	28,0	30,6	33,6	36,7	38,0	41,4	42,4	46,2
J7	J8	30,6	34,0	36,7	40,7	41,4	45,8	46,2	51,0
J8	J18	34,0	40,3	40,7	48,1	45,8	54,0	51,0	60,0
J9	J11	0,0	2,9	0,0	3,4	0,0	3,7	0,0	4,1
J10	J11	0,0	2,0	0,0	2,3	0,0	2,5	0,0	2,7
J11	J12	4,9	6,4	5,7	7,4	6,2	8,1	6,8	8,8
J12	J13	6,4	7,8	7,4	9,0	8,1	9,9	8,8	10,8
J13	J18	7,8	9,0	9,0	10,3	9,9	11,4	10,8	12,5
J14	J15	0,0	0,3	0,0	0,3	0,0	0,4	0,0	0,4
J15	J16	0,3	0,6	0,3	0,7	0,4	0,7	0,4	0,8
J16	J17	0,6	1,1	0,7	1,3	0,7	1,4	0,8	1,6
J17	J18	1,1	2,4	1,3	2,7	1,4	3,1	1,6	3,3
J18	J22	47,1	47,1	55,9	55,9	62,6	62,6	69,4	69,4
J19	J20	0,0	3,0	0,0	3,5	0,0	3,8	0,0	4,2
J20	J21	3,0	5,0	3,5	5,8	3,8	6,3	4,2	6,9
J21	J22	5,0	6,2	5,8	7,2	6,3	7,9	6,9	8,6

Fls. 747
Proc. 17849/16

		TR 10 anos		TR 25 anos		TR 50 anos		TR 100 anos	
Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J22	J23	54,4	58,9	64,3	69,7	71,9	78,0	79,6	86,5
J23	J24	58,9	60,1	69,7	71,3	78,0	79,9	86,5	88,7
J24	Xixová/Praião_Fim	60,1	59,2	71,3	70,4	79,9	79,1	88,7	88,0

3.10.3 Diagnóstico Hidráulico da Situação Existente – canais da bacia do Xixová e Praião

O diagnóstico hidráulico dos canais das bacias Praião e Xixová foi elaborado com base na vistoria técnica realizada em junho de 2014 e no levantamento das características geométricas das seções e travessias do canal, calculando-se as capacidades de descarga e comparando com as vazões máximas previstas.

Os canais verificados foram seccionados de acordo com o especificado nos projetos recebidos da Prefeitura do Município de Praia Grande e com o levantamento topográfico. A Tabela 18 apresenta a situação dos canais estudados para o ano de 2010, na qual se observa que diversos trechos de canais não apresentam capacidade de descarga suficiente para veicular a vazão correspondente à chuva de TR = 100 anos.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 18 e Tabela 19 pode-se constatar as seguintes condições:

- O projeto do canal São Salvador não possui capacidade hidráulica para a sua extensão final (trechos T1, T2 e T3);
- Os trechos em galeria circular (T1 a T3) do canal marginal MAR1 da margem esquerda (MAR1 A) apresentam insuficiência de descarga, bem como boa parte da extensão do canal da margem direita (MAR1 B), sendo os trechos T1,T3, T5 e T7 a T9,
- O canal Praião atendeu as vazões de projeto de 2010 em toda a sua extensão;
- O canal Xixová está com capacidade hidráulica abaixo do exigido para TR=100 anos em 60% de sua extensão (trechos T1 a T20, T22, T25, T30 e T31).

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o ano de 2010 são apresentados na Tabela 18 e Tabela 19. As localizações dos trechos diagnosticados estão representadas no Mapa de Diagnóstico das Bacias do Xixová e Praião (Desenho 1122-2706/15-R0) no Anexo 1.

Fls. 748
Proc. 17849/16

Tabela 18 - Praião – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
SÃO SALVADOR	T1	210.00	J9	J11	C	Concreto	0.018	1	0.0015		1.20	1.20				1.2	3.9	30%	insuficiente
	T2	143.00			C	Concreto	0.018	1	0.0011		1.00	1.00				0.6	2.4	25%	insuficiente
	T3	74.00			C	Concreto	0.018	1	0.0007		1.00	1.00				0.5	1.4	34%	insuficiente
	T4	18.00			C	Concreto	0.018	1	0.0114		1.00	1.00				2.0	0.9	221%	suficiente
	T5	110.00			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1.00	1.00				2.3	0.8	287%	suficiente
MAR1 A	T1	55.00	J17	J18	C	Concreto	0.018	1	0.0050		0.40	0.40				0.1	0.1	97%	insuficiente
	T2	300.00			C	Concreto	0.018	1	0.0016		1.50	1.50				2.2	2.9	77%	insuficiente
	T3	375.00	J16	J17	C	Concreto	0.018	1	0.0016		1.20	1.20				1.2	1.5	81%	insuficiente
	T4	230.00	J15	J16	C	Concreto	0.018	1	0.0030		1.00	1.00				1.0	0.7	146%	suficiente
	T5	157.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.80	0.80				0.6	0.4	161%	suficiente
	T6	107.00	J14	J15	C	Concreto	0.018	1	0.0040		0.60	0.60				0.3	0.2	131%	suficiente
	T7	107.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.60	0.60				0.3	0.1	259%	suficiente
MAR1 B	T1	275.00	J13	J18	C	Concreto	0.018	1	0.0013		1.50	1.50				2.0	11.9	17%	insuficiente
	T2	100.00			M	Concreto/Grama	0.018	1	0.0013	0.63	1.50	2.00	0.63		0.10	10.9	11.0	99%	suficiente
	T3	94.00			C	Concreto	0.018	1	0.0017		1.50	1.50				2.3	10.6	21%	insuficiente
	T4	186.00	J12	J13	M	Concreto/Grama	0.020	1	0.0017	0.63	1.50	2.00	0.63		0.60	17.4	10.3	169%	suficiente
	T5	212.00			C	Concreto	0.018	1	0.0017		1.50	1.50				2.3	9.4	24%	insuficiente
	T6	163.00	J11	J12	M	Concreto/Grama	0.022	1	0.0017	0.63	1.50	2.00	0.63		1.20	24.6	8.4	293%	suficiente
	T7	165.00			C	Concreto	0.018	1	0.0025		1.00	1.00				0.9	7.5	12%	insuficiente
	T8	106.00	J10	J11	C	Concreto	0.018	1	0.0020		0.80	0.80				0.5	2.6	19%	insuficiente
	T9	154.00			C	Concreto	0.018	1	0.0030		0.50	0.50				0.2	1.5	16%	insuficiente
PRAIÃO	T1a	460.00	J24	Xixová Praião _Fim	T	Grama	0.030	1	0.0010	3.00	25.00	3.00				183.6	81.8	224%	suficiente
	T1b	355.00	J23	J24	T	Grama	0.030	1	0.0010	3.00	25.00	3.00				183.6	82.5	223%	suficiente
	T1c	540.00	J22	J23	T	Grama	0.030	1	0.0010	3.00	25.00	3.00				183.6	80.6	228%	suficiente
	T2	240.00	J21	J22	T	Grama	0.030	1	0.0010	3.00	10.00	2.00				41.4	8.2	504%	suficiente
	T3	82.00	J20opçip	J21	R	Concreto	0.018	2	0.0025		4.50	2.00				51.1	6.6	771%	suficiente
	T4	154.00			T	Concreto	0.018	1	0.0002	2.00	6.00	2.00				19.1	6.1	312%	suficiente
	T5	10.00			R	Concreto	0.018	1	0.0002		8.00	2.00				15.1	5.2	292%	suficiente
	T6	175.00			T	Concreto	0.018	1	0.0002	2.00	6.00	2.00				19.1	5.1	376%	suficiente
	T7	10.00			R	Concreto	0.018	1	0.0002		8.00	2.00				15.1	4.1	372%	suficiente
	T8	178.00	J19	J20	T	Concreto	0.018	1	0.0002	2.00	6.00	2.00				19.1	4.0	477%	suficiente
	T9	30.00			R	Concreto	0.018	1	0.0002		6.00	2.00				10.6	2.9	365%	suficiente
	T10	456.00			T	Concreto	0.018	1	0.0002	2.00	4.00	2.00				14.5	2.7	527%	suficiente

Tabela 19 - Xixová – Diagnóstico da Situação Existente – Ano 2010 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	IV:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	IV:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
XIXOVÁ	T1	210.00	J6	J8	T	Concreto	0,018	1	0.0010	1.00	5.00	2.20				35.0	47.4	74%	insuficiente
	T2	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		6.00	2.50				20.9	39.7	53%	insuficiente
	T3	100.00	J5	J6	T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	5.00	2.20				22.7	39.4	58%	insuficiente
	T4	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		5.00	2.50				16.4	37.4	44%	insuficiente
	T5	55.00			T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	5.00	2.20				22.7	37.3	61%	insuficiente
	T6	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		5.00	2.50				16.4	36.2	45%	insuficiente
	T7	80.00			T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.8	36.0	52%	insuficiente
	T8	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		4.00	2.50				12.2	34.4	35%	insuficiente
	T9	130.00			T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.8	34.2	55%	insuficiente
	T10	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	31.7	30%	insuficiente
	T11	95.00	J4	J5	T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.7	31.5	59%	insuficiente
	T12	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	29.5	32%	insuficiente
	T13	15.00			T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.7	29.3	64%	insuficiente
	T14	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	29.0	33%	insuficiente
	T15	25.00			T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.7	28.8	65%	insuficiente
	T16	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		4.00	2.50				12.2	28.3	43%	insuficiente
	T17	32.00			T	Concreto	0,018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				17.4	28.1	62%	insuficiente
	T18	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	27.4	35%	insuficiente
	T19	210.00			T	Concreto	0,018	1	0.0007	1.00	4.00	2.20				24.3	27.3	89%	insuficiente
	T20	8.00			R	Concreto	0,018	1	0.0070		4.00	2.50				12.3	22.8	54%	insuficiente
	T21	90.00			T	Concreto	0,018	1	0.0007	1.00	4.00	2.20				24.3	22.6	107%	suficiente
	T22	20.00			R	Concreto	0,018	1	0.0007		4.00	2.50				12.3	20.7	60%	insuficiente
	T23	272.00	J3	J4	T	Concreto	0,018	1	0.0007	1.00	4.00	2.20				24.3	20.3	120%	suficiente
	T24	286.00			T	Concreto	0,018	1	0.0007	1.00	3.00	2.20				19.4	15.4	126%	suficiente
	T25	18.00			R	Concreto	0,018	1	0.0007		3.00	2.50				8.5	10.3	83%	insuficiente
	T26	115.00	J2	J3	T	Concreto	0,018	1	0.0007	1.00	3.00	2.20				19.4	10.0	194%	suficiente
	T27	15.00			R	Concreto	0,018	1	0.0007		3.00	2.50				8.5	6.6	129%	suficiente
	T28	65.00			T	Concreto	0,018	1	0.0007	1.00	3.00	2.20				19.4	6.2	313%	suficiente
	T29	15.00	J1	J2	R	Concreto	0,018	1	0.0007		3.00	2.50				8.5	4.6	186%	suficiente
	T30	90.00			R	Concreto	0,018	1	0.0015		2.00	1.50				3.7	4.3	85%	insuficiente
	T31	140.00			C	Concreto	0,018	1	0.0015		1.50	1.50				2.0	2.6	78%	insuficiente

Fls. 749
Proc. 17849/16
FCTH

3.10.4 Prognóstico do Sistema 2035

O prognóstico dos canais da bacia do Xixová e Praião foi elaborado a partir do levantamento das características geométricas das seções transversais e das travessias presentes nos canais.

Da mesma forma como realizado para o diagnóstico hidráulico, calcularam-se as capacidades de descarga atuais dos diversos trechos, seções e travessias e comparadas com as vazões máximas de horizonte de projeto para o ano de 2035.

Em relação às condições de capacidade verificadas no diagnóstico, pode-se verificar que, todos os canais citados anteriormente, apresentaram os mesmos problemas de insuficiência, sendo que para o horizonte de projeto, verificou-se o aumento da vazão necessária, sem alteração da capacidade hidráulica. Ocorreu também de o trecho T2 do canal MAR 1B passou da capacidade de suficiente para insuficiência de 2%.

Os resultados obtidos das descargas máximas admissíveis para o horizonte de projeto de 2035 são apresentados na Tabela 20 e Tabela 21. As localizações dos trechos estudados estão representadas no Mapa de Prognóstico das Bacias do Xixová e Praião (Desenho 1122-2713/15-R0) no Anexo 2.

Tabela 20 - Praião – Prognóstico da Situação Existente – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2010 TR 100	% de Atendimento	Situação
SÃO SALVADOR	T1	210,00	J9	J11	C	Concreto	0,018	1	0,0015		1,20	1,20				1,2	4,1	29%	insuficiente
	T2	143,00			C	Concreto	0,018	1	0,0011		1,00	1,00				0,6	2,5	24%	insuficiente
	T3	74,00			C	Concreto	0,018	1	0,0007		1,00	1,00				0,5	1,5	32%	insuficiente
	T4	18,00			C	Concreto	0,018	1	0,0114		1,00	1,00				2,0	0,9	216%	suficiente
	T5	110,00			C	Concreto	0,018	1	0,0152		1,00	1,00				2,3	0,8	282%	suficiente
MAR1 A	T1	55,00	J17	J18	C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,40	0,40				0,1	0,1	92%	insuficiente
	T2	300,00			C	Concreto	0,018	1	0,0016		1,50	1,50				2,2	3,0	73%	insuficiente
	T3	375,00	J16	J17	C	Concreto	0,018	1	0,0016		1,20	1,20				1,2	1,6	76%	insuficiente
	T4	230,00	J15	J16	C	Concreto	0,018	1	0,0030		1,00	1,00				1,0	0,8	126%	suficiente
	T5	157,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,6	0,4	141%	suficiente
	T6	107,00	J14	J15	C	Concreto	0,018	1	0,0040		0,60	0,60				0,3	0,2	131%	suficiente
	T7	107,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,3	0,1	226%	suficiente
MAR1 B	T1	275,00	J13	J18	C	Concreto	0,018	1	0,0013		1,50	1,50				2,0	12,5	15%	insuficiente
	T2	100,00			M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0013	0,63	1,50	2,00	0,63		0,10	10,9	11,2	98%	insuficiente
	T3	94,00			C	Concreto	0,018	1	0,0017		1,50	1,50				2,3	10,7	21%	insuficiente
	T4	186,00	J12	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63		0,60	17,4	10,8	161%	suficiente
	T5	212,00			C	Concreto	0,018	1	0,0017		1,50	1,50				2,3	9,7	23%	insuficiente
	T6	163,00	J11	J12	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63		1,20	24,6	8,8	280%	suficiente
	T7	165,00			C	Concreto	0,018	1	0,0025		1,00	1,00				0,9	7,7	12%	insuficiente
	T8	106,00	J10	J11	C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,80	0,80				0,5	2,7	17%	insuficiente
	T9	154,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,50	0,50				0,2	1,6	10%	insuficiente
PRAIÃO	T1a	460,00	J24	Xixová/Praião _Fim	T	Grama	0,030	1	0,0010	3,00	25,00	3,00				183,6	88,0	209%	suficiente
	T1b	355,00	J23	J24	T	Grama	0,030	1	0,0010	3,00	25,00	3,00				183,6	88,7	207%	suficiente
	T1c	540,00	J22	J23	T	Grama	0,030	1	0,0010	3,00	25,00	3,00				183,6	86,5	212%	suficiente
	T2	240,00	J21	J22	T	Grama	0,030	1	0,0010	3,00	10,00	2,00				41,4	8,6	481%	suficiente
	T3	82,00	J20	J21	R	Concreto	0,018	2	0,0025		4,50	2,00				51,1	6,9	740%	suficiente
	T4	154,00			T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	6,00	2,00				19,1	6,3	301%	suficiente
	T5	10,00			R	Concreto	0,018	1	0,0002		8,00	2,00				15,1	5,3	285%	suficiente
	T6	175,00			T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	6,00	2,00				19,1	5,2	364%	suficiente
	T7	10,00			R	Concreto	0,018	1	0,0002		8,00	2,00				15,1	4,1	372%	suficiente
	T8	178,00	J19	J20	T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	6,00	2,00				19,1	4,2	464%	suficiente
	T9	30,00			R	Concreto	0,018	1	0,0002		6,00	2,00				10,6	3,1	344%	suficiente
	T10	456,00			T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	4,00	2,00				14,5	2,9	502%	suficiente

Fls. 750
Proc. 17849/16

Tabela 21 - Xixová – Prognóstico da Situação Existente – Ano 2035 – TR 100 anos

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m³/s)	Q (m³/s) 2035 TR 100	% de Atendimento	Situação
XIXOVÁ	T1	210.00	J6	J8	T	Concreto	0.018	1	0.0010	1.00	5.00	2.20				35.0	47.4	69%	insuficiente
	T2	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		6.00	2.50				20.9	39.7	53%	insuficiente
	T3	100.00	J5	J6	T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	5.00	2.20				22.7	39.4	58%	insuficiente
	T4	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		5.00	2.50				16.4	37.4	44%	insuficiente
	T5	55.00			T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	5.00	2.20				22.7	37.3	61%	insuficiente
	T6	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		5.00	2.50				16.4	36.2	45%	insuficiente
	T7	80.00			T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.8	36.0	52%	insuficiente
	T8	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		4.00	2.50				12.2	34.4	35%	insuficiente
	T9	130.00			T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.8	34.2	55%	insuficiente
	T10	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	31.7	30%	insuficiente
	T11	95.00	J4	J5	T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.7	31.5	59%	insuficiente
	T12	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	29.5	33%	insuficiente
	T13	15.00			T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.7	29.3	64%	insuficiente
	T14	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	29.0	33%	insuficiente
	T15	25.00			T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				18.7	28.8	65%	insuficiente
	T16	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		4.00	2.50				12.2	28.3	43%	insuficiente
	T17	32.00			T	Concreto	0.018	1	0.0004	1.00	4.00	2.20				17.4	28.1	62%	insuficiente
	T18	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0004		4.00	2.50				9.6	27.4	35%	insuficiente
	T19	210.00			T	Concreto	0.018	1	0.0007	1.00	4.00	2.20				24.3	27.3	89%	insuficiente
	T20	8.00			R	Concreto	0.018	1	0.0070		4.00	2.50				12.3	22.8	54%	insuficiente
	T21	90.00			T	Concreto	0.018	1	0.0007	1.00	4.00	2.20				24.3	22.6	108%	suficiente
	T22	20.00			R	Concreto	0.018	1	0.0007		4.00	2.50				12.3	20.7	59%	insuficiente
	T23	272.00	J3	J4	T	Concreto	0.018	1	0.0007	1.00	4.00	2.20				24.3	20.3	119%	suficiente
	T24	286.00			T	Concreto	0.018	1	0.0007	1.00	3.00	2.20				19.4	15.4	126%	suficiente
	T25	18.00			R	Concreto	0.018	1	0.0007		3.00	2.50				8.5	10.3	83%	insuficiente
	T26	115.00	J2	J3	T	Concreto	0.018	1	0.0007	1.00	3.00	2.20				19.4	10.0	193%	suficiente
	T27	15.00			R	Concreto	0.018	1	0.0007		3.00	2.50				8.5	6.6	129%	suficiente
	T28	65.00			T	Concreto	0.018	1	0.0007	1.00	3.00	2.20				19.4	6.2	312%	suficiente
	T29	15.00	J1	J2	R	Concreto	0.018	1	0.0007		3.00	2.50				8.5	4.6	171%	suficiente
	T30	90.00			R	Concreto	0.018	1	0.0015		2.00	1.50				3.7	4.3	75%	insuficiente
	T31	140.00			C	Concreto	0.018	1	0.0015		1.50	1.50				2.0	2.6	65%	insuficiente

4. CONCLUSÃO

Este volume apresentou de acordo com o Plano de Trabalho a atividade 03 - Diagnóstico e Prognóstico do Sistema de Drenagem Existente, no qual foram determinadas as capacidades hidráulicas do sistema de drenagem do município e o grau de atendimento frente às vazões obtidas através das simulações hidrológicas que levaram em conta, para a simulação do prognóstico, as mudanças na ocupação do município ao longo do horizonte de projeto.

Essa atividade foi executada com as informações oriundas das vistorias *in loco* e dos levantamentos topográficos na área urbana de Praia Grande para os seguintes canais: Itinga, Marginais na extensão da rodovia Padre Manoel da Nóbrega (SP-055), Vila Sônia, DER, dos Japoneses, Barroso. A partir das informações obtidas e juntamente com outras advindas dos projetos dos canais, fornecidos pela Prefeitura de Praia Grande, foi possível detalhar as principais características das seções, necessárias tanto para as simulações hidrológicas como para as análises de capacidade hidráulica dos principais macrodrenos existentes na área urbana do município.

Pode-se perceber ao final dos estudos realizados que os resultados obtidos, quando analisadas as estruturas existentes, para o cenário atual em comparação aos resultados para o horizonte de projeto (2035), que houve alteração da capacidade hidráulica de suficiente para insuficiente dos trechos de canais das seguintes bacias:

- Bacia do Acaraú-Quietude:
  - MAR 14B em toda sua extensão;
  - T6 e T7 do canal Acaraú;
  - T4 e T5 do canal Quietude.
- Bacia da Faixa Oceânica: trecho T4P do canal São SPaulo;
- Bacia do Itinga :

  canal Itinga nos trechos T6 e T7.
- Bacia do Rio Branco:
  - T1 do canal Miami;
  - T2 à T4 e T6 à T8 do canal Cruzeiro do Sul
  - Trecho único do canal Real.

As bacias do município de Praia Grande apresentam na sua maioria condições de capacidade hidráulica insuficiente, toma-se como exemplo a bacia do Rio Branco, pois foi a que apresentou o maior número de estruturas com incapacidade de veicular as vazões exigidas. Isto pode ser explicado, porque esta bacia está localizada em área pouco urbanizada, desta forma, em um cenário de aumento populacional, há incremento das áreas impermeáveis e por consequência o aumento do escoamento superficial, provocando, desta maneira, acréscimo da vazão a ser veiculada no sistema de drenagem projetado para esta região.

Fls. 751
Proc. 17849/16
FCTH

Nas bacias onde a ocupação está consolidada e ainda apresentam tendência de crescimento, o aumento da taxa de impermeabilização também é um fator decisivo para o incremento das vazões afluentes, como ocorreu com o trecho T2A do canal São Salvador na bacia da Faixa Oceânica, pois a lei de zoneamento, na qual é definido o tamanho do lote padrão, é utilizado para a obtenção do número domicílios na saturação e por conseguinte há o aumento das áreas impermeáveis.

Medidas estruturais são necessárias para melhorar o funcionamento dos macrodrenos do município em que foram registrados falta de capacidade hidráulica.

Os resultados obtidos neste documento subsidiarão a próxima etapa deste estudo que contempla a elaboração do elenco de proposições de medidas a serem implantadas, as quais garantirão o melhor desempenho dos macrodrenos, a redução de áreas de alagamentos e inundações e a possibilidade de convívio com elas, nos locais onde não for possível sua eliminação.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAMPANA, N.; TUCCI, C. E. M. **Estimativa de áreas impermeáveis de macrobacias urbanas**. In: Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, v. 12, n. 2, p.79-94, 1994.

CARMO, S. C. B. **Câmara e Agenda 21 Regional Para Uma Rede de Cidades Sustentáveis: A Região Metropolitana da Baixada Santista**. 2004. 335 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlo, 2004. Disponível em < http://www.bdtd.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado/tde_arquivos/11/TDE-2004-11-24T14:46:38Z-248/Publico/DissSCBC.pdf > Acesso em julho de 2014.

GODINHO, R. E. **Nova Metodologia de Projeção da População Flutuante**. Anais do VI Encontro Nacional de Estudos Populacionais. ABEP. Olinda, 1988.

MARQUES, J. A. A. S.; SOUSA, J. J. O. **Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais**. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra, 2008. Disponível em: <http://books.google.com.br/books>. Acesso em: 10 dez. 2009.

MARTINS, J. R. S. **Gestão da drenagem urbana: só tecnologia será suficiente?** Artigo Científico, Escola Politécnica, São Paulo, p 1-11, julho 2012. Disponível: <http://www.daee.sp.gov.br/outorgatreinamento/Obras_Hidráulic/gestaodrenagem.pdf>. Acesso em: 28 nov. 2014.

PRAIA GRANDE. **Lei Complementar nº 153, de 26 de Dezembro de 1996**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

PORTO, R. M.; **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, 2004. 540p.

_____. **Lei Complementar nº 473, de 27 de Dezembro de 2006**. Aprova a Revisão do Plano Diretor da Estância Balneária de Praia Grande para o período de 2007 a 2016.

_____. **Lei Complementar nº 499, de 26 de Dezembro de 2007**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

_____. **Lei Complementar nº 615, de 19 de Dezembro de 2011**. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências.

_____. **Lei Complementar nº 665, de 07 de Novembro de 2013**. Aprova o Plano de Macro e Microdrenagem da Estância Balneária de Praia Grande, previsto no artigo 86 da Lei Complementar nº 473 de 27/12/2006.

_____. **Lei Complementar nº 647, de 07 de Junho de 2013**. Altera dispositivos da Lei Complementar nº 615, de 09 de dezembro de 2011.

Fls. 252
Proc. 17849/16
FCTH

_____. **Lei nº 1697, de 02 de Dezembro de 2013**. Dispõe sobre a Política Municipal de Saneamento Básico, estabelece o Plano Municipal de Saneamento Básico e criando o Conselho Municipal de Saneamento Básico e dá outras providências.

_____. **Monografia dos Vértices da Rede de Referencia Cadastral ano 2005**. Praia Grande: BASE – Aerofotogrametria e Projetos S.A., 2005.

_____. Município da Estância Balneária de Praia Grande. **Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos do Município de Praia Grande**. São Paulo: F2G Energia Ltda, 2014. 299 p.

_____. Prefeitura Municipal de Praia Grande. Programa de Fortalecimento dos Instrumentos de Planejamento do Setor de Saneamento. **Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico** – Relatório R4 (Proposta do Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico – Revisão 2). Praia Grande: PMPG/SSE/Concremat Engenharia e Tecnologia S/A, 2010. 199 p.

_____. **Plano de Macrodrenagem**. Praia Grande: Figueiredo Ferraz, 1999.

_____. **Plano Municipal de Saneamento Básico 2014 – 2043.** (Apresentação). Disponível em <http://www.praiagrande.sp.gov.br/PMSB_PRAIA_GRANDE.pdf> Acessado em julho de 2014.

SÃO PAULO. Agência Metropolitana da Baixada Santista. **Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas Críticas de Inundações, Erosões e Deslizamentos (Região Metropolitana da Baixada Santista – RMBS)**. São Paulo: HagaPlan/FEHIDRO/AGEM, 2002.

_____. _____. **Programa Regional de Identificação e Monitoramento de Áreas de Habitação Desconforme da RMBS**. São Paulo: Terrarte Engenharia Ltda./FEHIDRO/AGEM, 2005. 46 p.

_____. _____. Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. **Plano de Bacia Hidrográfica para o Quadriênio 2008-2011 do Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista**. São Paulo: SMA/FEHIDRO/CBH-BS/AGEM, 2009.

_____. Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Relatório de Situação dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista**. São Paulo: SHS/CBH-BS/DAEE/FEHIDRO, 2007. 3 v.

SÃO PAULO. Secretaria de Obras e do Meio Ambiente. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Projeto de Recuperação de Áreas Alodiais no Município de Cubatão**: estudos complementares de maregrafia, hidrologia, hidráulica e geotecnia. São Paulo: SMO/DAEE/HIDROCONSULT, 1979. 3 v. (Volume 1 – Texto e Ilustrações).

_____. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Secretaria de Estado de Saneamento e Energia. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização. **Instrução DPO Nº 002, de 30/07/2007**. São Paulo: DAEE/DPO, 2007. 6 p.

SETZER, J; PORTO, R. L. L. **Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo**. São Paulo, 1979. Boletim Técnico DAEE. v.2, n.2, p. 81-104.

Site Oficial da Agência Nacional das Águas. (www.ana.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial da Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados - SEADE. (www.seade.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (www.ibge.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site Oficial da Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande. (www.ibge.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site Oficial do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. (www.dnit.gov.br). Acessado em junho de 2014.

Site Oficial do Sistema Integrado de Gerenciamento dos Recursos Hídricos do Estado de São Paulo. (www.sirg.gov.br/). Acessado em julho de 2014.

Site do World Maps of Köppen-Geiger Climate Classification. (http://koeppen-geiger.vu-wien.ac.at/) Acessado em julho de 2014.

SOUZA, T. A.; CUNHA, C.M.L. **A Cartografia Geomorfológica em Áreas Litorâneas como Subsídio à Análise Ambiental e ao Planejamento: O caso do Município de Praia Grande, Estado de São Paulo, Brasil**. VI Seminário Latino Americano de Geografia Física; II Seminário Ibero Americano de Geografia Física. Universidade de Coimbra. Coimbra, 2010. Disponível em < http://www.uc.pt/fluc/cegot/VISLAGF/actas/tema3/tissiana > Acesso em 25/07/2014.

_____. **Análise dos Atributos Físico-Ambientais do Município de Praia Grande-SP**. Uberlândia: Sociedade &Natureza, 2012. Disponível em < http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1982-45132012000200010&script=sci_arttext> Acesso em 24/07/2014.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. L. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH/ Editora da Universidade/UFRGS, 1995. v. 5. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

TUCCI, C.E.M. (Org). **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 2ª ed. Porto Alegre: Editora da Universicade, 1997.

UNDESA – United Nations, Department of Economic and Social Affair. **Population Division, Population Estimates and Projections Section**. Disponível em: <http://esa.un.org/unpd/wup/unup/index_panel1.html>. Acesso em: 03 de maio 2014.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual**. USA: Hidrologic Engineering Center.2000.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Use's Manual**. USA: Hidrologic Engineering Center.2013. Versão 4.0

USDA – United States Departament of Agriculture. **Urban Hydrology for Small Watersheds** – *Technical Release 55*. Washington, D.C.: United States Departament Agriculture/Natural Resources Conservation Service/Conservation Engineering Division, 1986.

6. EQUIPE TÉCNICA

Fls. 753
Proc. 12849/16

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

ANEXO 1 – MAPAS DE DIAGNÓSTICO

Fls. 754 FCTH
Proc. 17849/16

ÍNDICE DOS MAPAS DE DIAGNÓSTICO

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE 118

BACIA FAIXA OCEÂNICA 120

BACIA DO ITINGA 122

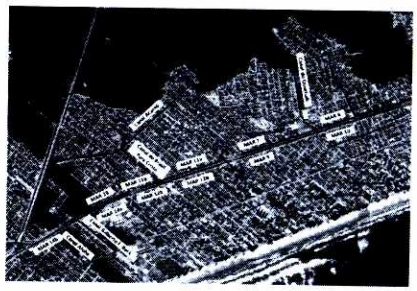
BACIA RIO BRANCO 124

BACIA DO TUPI 126

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO 128

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE

Fls. 755
Proc. 17849/16





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

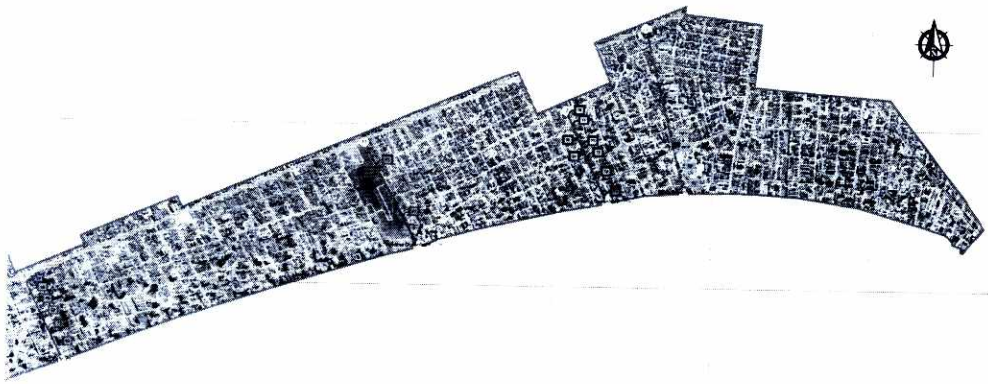
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

DE ÁGUAS PLUVIAIS

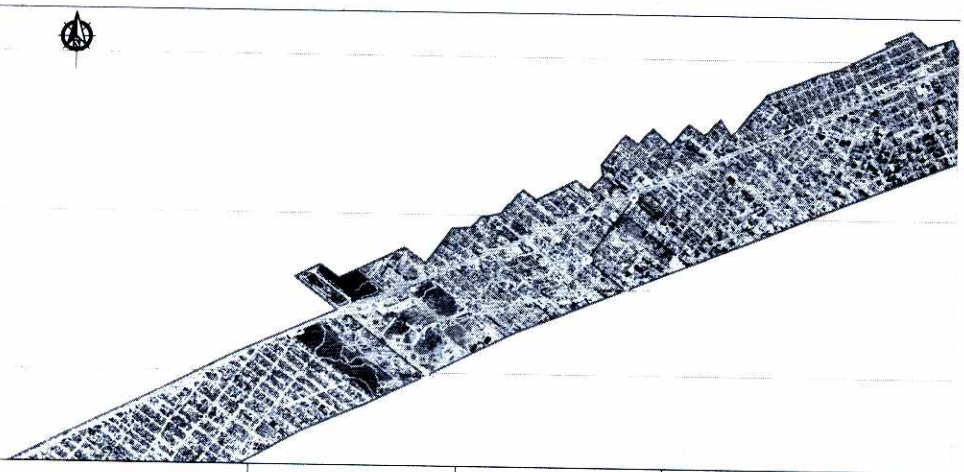
MAPA DE DIAGNÓSTICO
DAS BACIAS DO CARAVELA E QUIETUDE

BACIA FAIXA OCEÂNICA

Fls. 756
Proc. 17849116







LEGENDA

TRECHOS

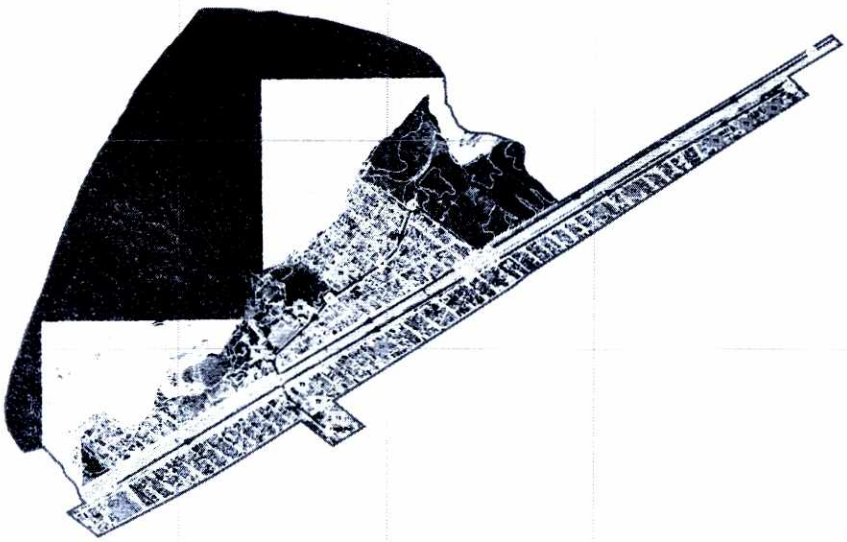
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

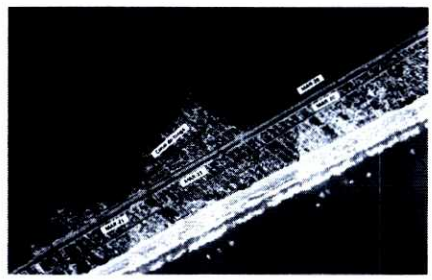
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

BACIA DO ITINGA

Fls. 757
Proc. 17849/16





LEGENDA:

- NOS
- REDE
- BACIA DO ITINGA
- CURVA DE NÍVEL
- HIDROGRAFIA

Notas
- Projeção: Universal Transversa de Mercator - UTM
- Meridiano Central: MC 045° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba / SC
- Unidade: metro
- Zona: 23

TRECHOS

- T7 - CANAL ITINGA
- T7 - CANAL MARGINAL 01
- T7 - CANAL MARGINAL 02
- CANAL SUFICIENTE
- CANAL INSUFICIENTE

Fontes
- 1 - Levantamento Aerofotogramétrico - BASE 2009, escala 1:1000
- Imagens: ORBVIEW-3 MULTISPECTRAL de 2010

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEARIA DE PRAIA GRANDE

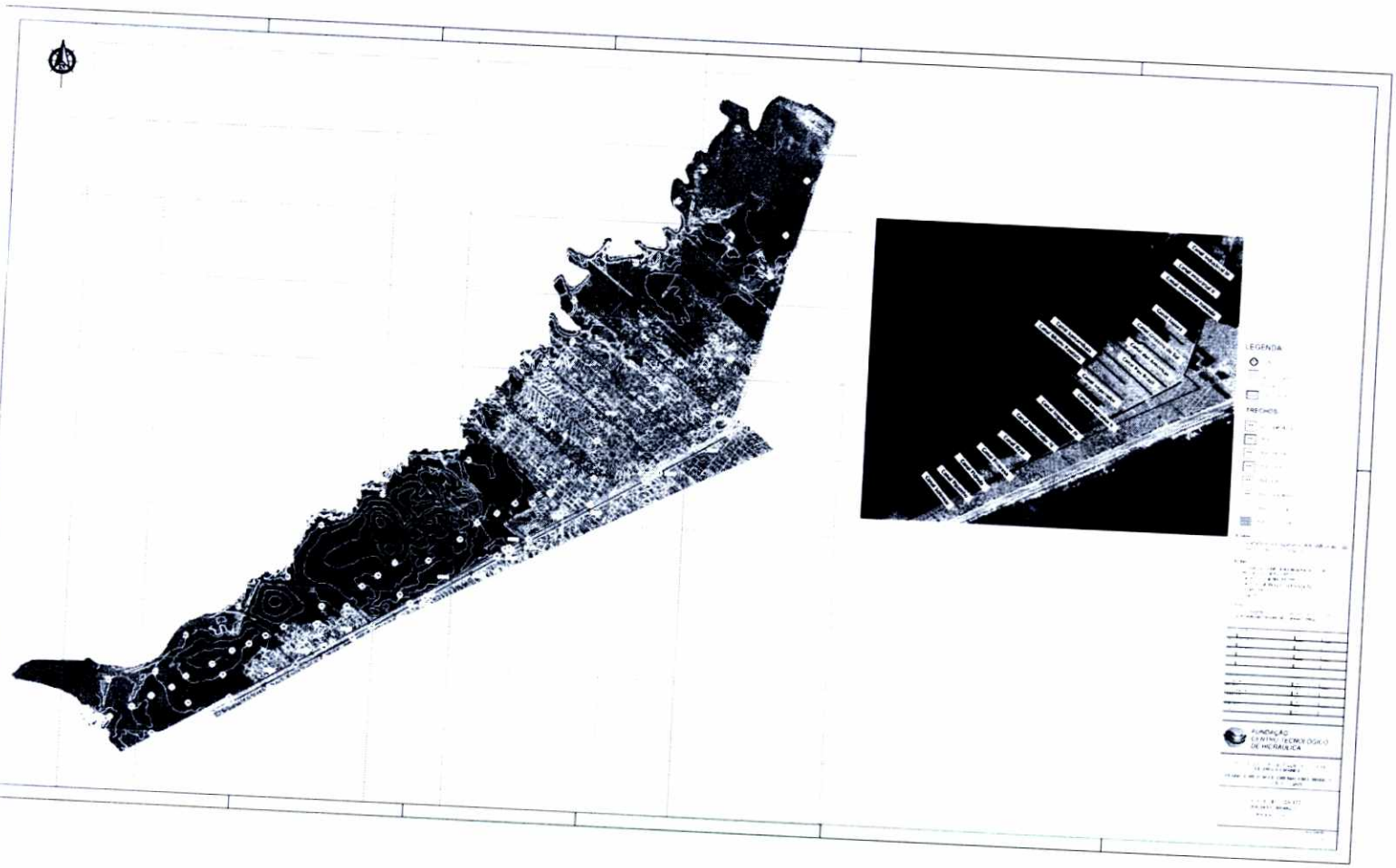
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE DIAGNÓSTICO
BACIA DO ITINGA
Escala 1:12.500

1122.270.15.RI 06/11/2014

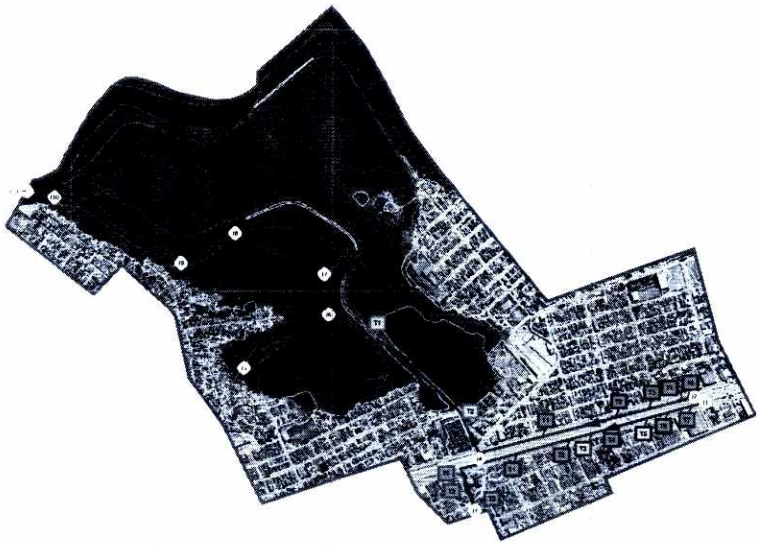
BACIA RIO BRANCO

Fls. 758
Proc. 17849/16



BACIA DO TUPI

Fls. 759
Proc. 12849/16





LEGENDA:

- NOS
- REDE
- BACIA DO TUPI
- CURVA DE NÍVEL
- HIDROGRAFIA

Notas
- Projeção: Universal Transversa de Mercator (UTM)
- Meridiano Central: MC 345° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)
- Unidade: metro
- Zona: 22

TRECHOS:

- T7 CANAL MARGINAL S
- T7 CANAL MARGINAL N
- T7 CANAL NEGRO VELHO
- T7 CANAL TUPI
- CANAL SUFICIENTE
- CANAL INSUFICIENTE

Fontes
- Levantamento Aerofotogramétrico - BASE 2001, escala 1:1000

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEARIA DE PRAIA GRANDE

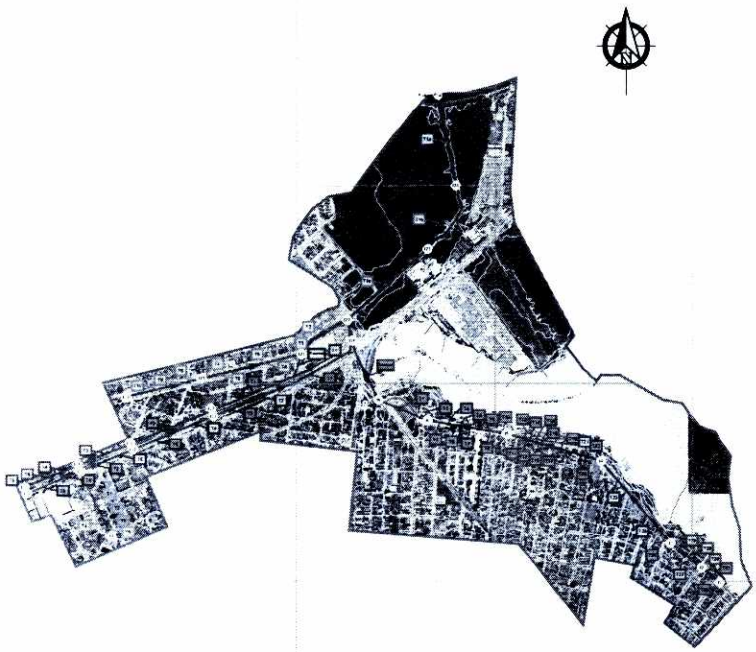
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE DIAGNÓSTICO
BACIA DO TUPI
Escala 1:10.000

1122.2705.15.R0 08.11.2014

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO

Fls. 760
Proc. 17849/16





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE DIAGNÓSTICO
BACIAS DO PRAIÃO E XIBOVA
Escala 1:10.000

ANEXO 2 – MAPAS DE PROGNÓSTICO

Fls. FCTH 761
Proc. 17849/16

ÍNDICE DOS MAPAS DE PROGNÓSTICO

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE **132**

BACIA FAIXA OCEÂNICA **134**

BACIA DO ITINGA **136**

BACIA RIO BRANCO **138**

BACIA DO TUPI **140**

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO **142**

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE

Fls. 762
Proc. 17849/16





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

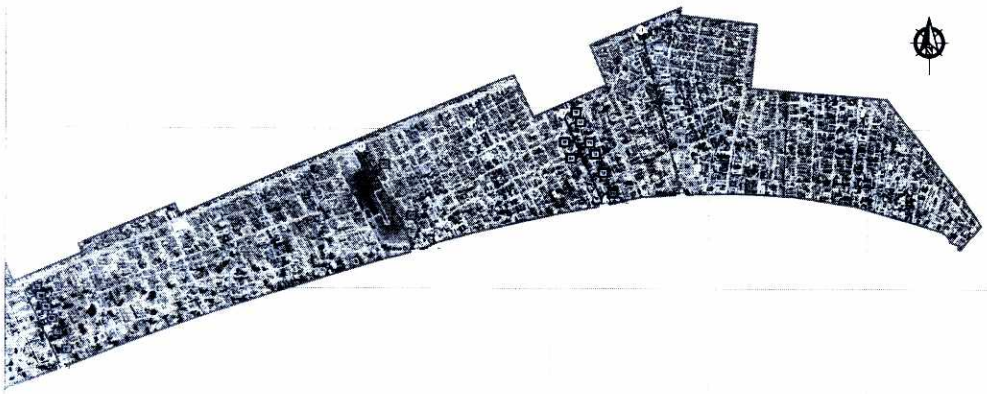
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

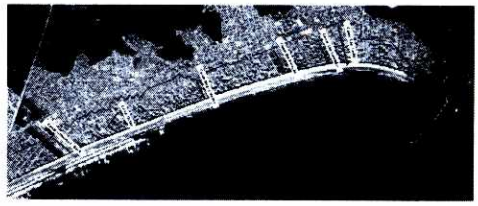
DE ÁGUAS PLUVIAIS

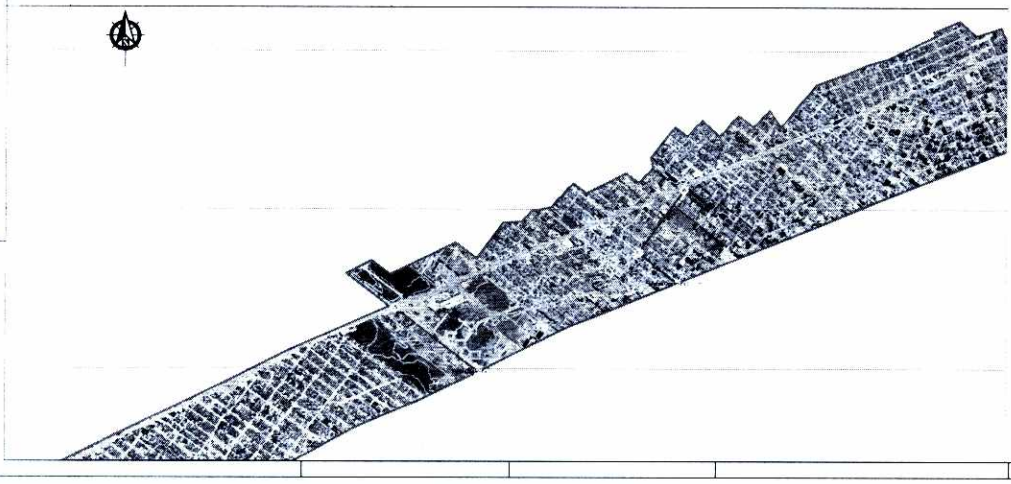
MAPA DE PROGNÓSTICO
DAS BACIAS DO CAÇARAU E QUIETUDE

BACIA FAIXA OCEÂNICA

Fls. 763
Proc. 17849/16







LEGENDA

TRECHOS

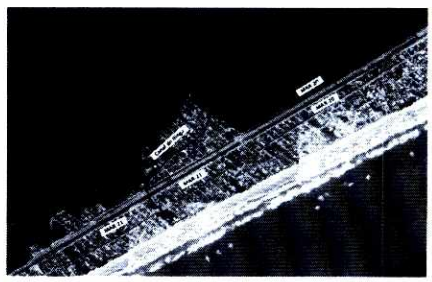
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

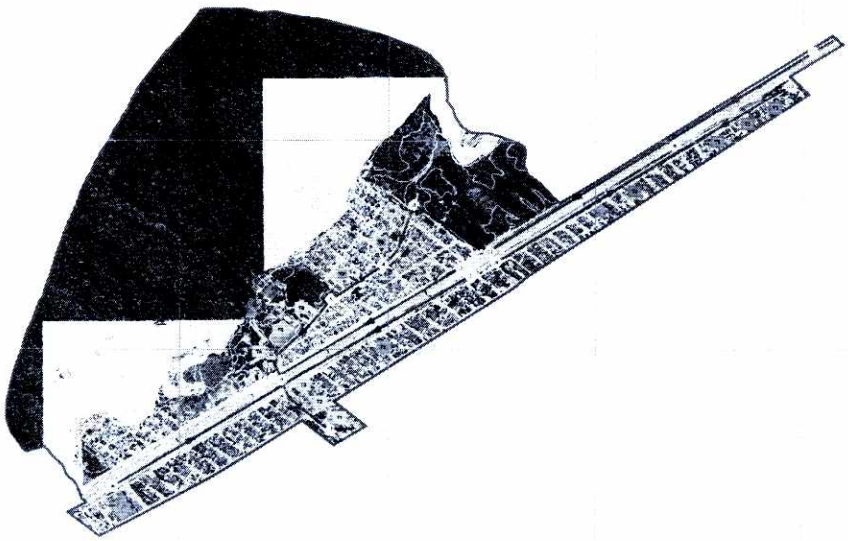
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

BACIA DO ITINGA

Fls. 764
Proc. 17849/16





LEGENDA:

- NOS
- REDE
- BACIA DO ITINGA
- CURVA DE NIVEL
- HIDROGRAFIA

Notas

- Projeção: Universal Transversa de Mercator (UTM)
- Meridiano Central: WC 045° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba - SC
- Unidade: metro
- Zona: 23

TRECHOS

- T7 CANAL ITINGA
- T7 CANAL MARGINAL 26
- T7 CANAL MARGINAL 27
- CANAL SUFICIENTE
- CANAL INSUFICIENTE

Fontes

1 - Levantamento Aerofotogramétrico - BASE, 2005, escala 1:1000

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEARIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROGNÓSTICO

BACIA DO ITINGA

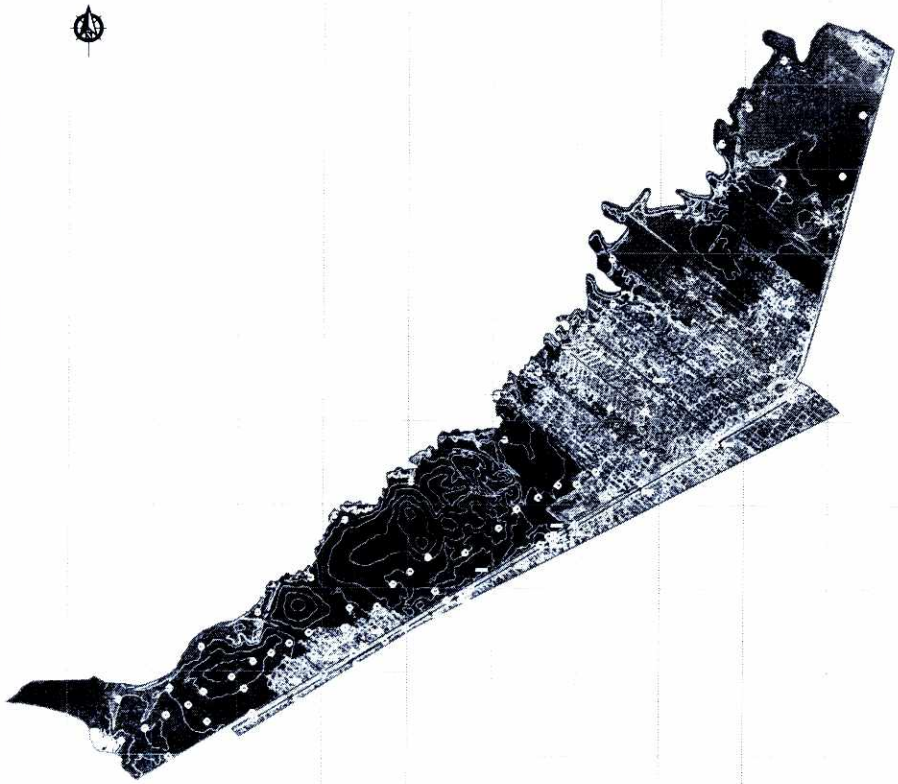
Escala 1:12.500

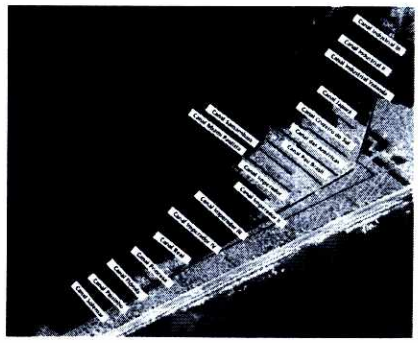
1122-2710-14-R0

18.11.2014

BACIA RIO BRANCO

Fls. 765
Proc. 17849/16





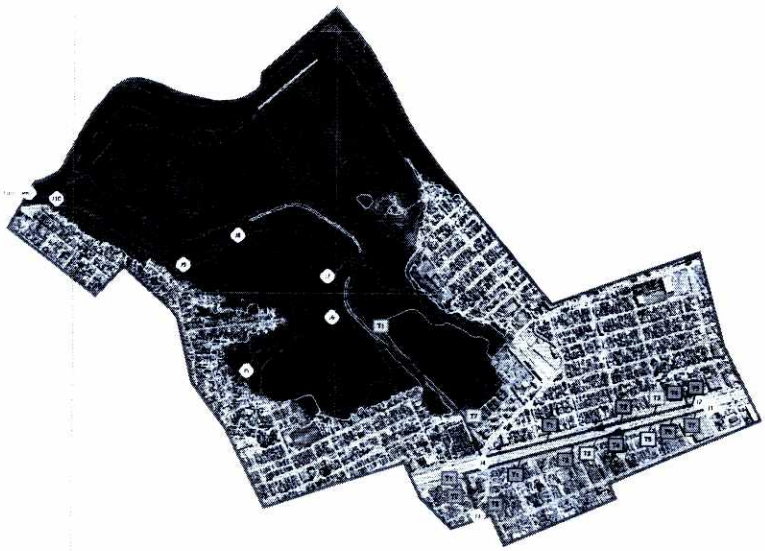
LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

BACIA DO TUPI

Fls. 766
Proc. 17849/16



LEGENDA:

NÓS
REDE
BACIA DO TUPI
CURVA DE NÍVEL
HIDROGRAFIA

TRECHOS:

T7 CANAL MARGINAL S
T7 CANAL MARGINAL S
T7 CANAL NEGRO VELHO
T7 CANAL TUPI
CANAL SUFICIENTE
CANAL INSUFICIENTE

Fontes

Notas

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

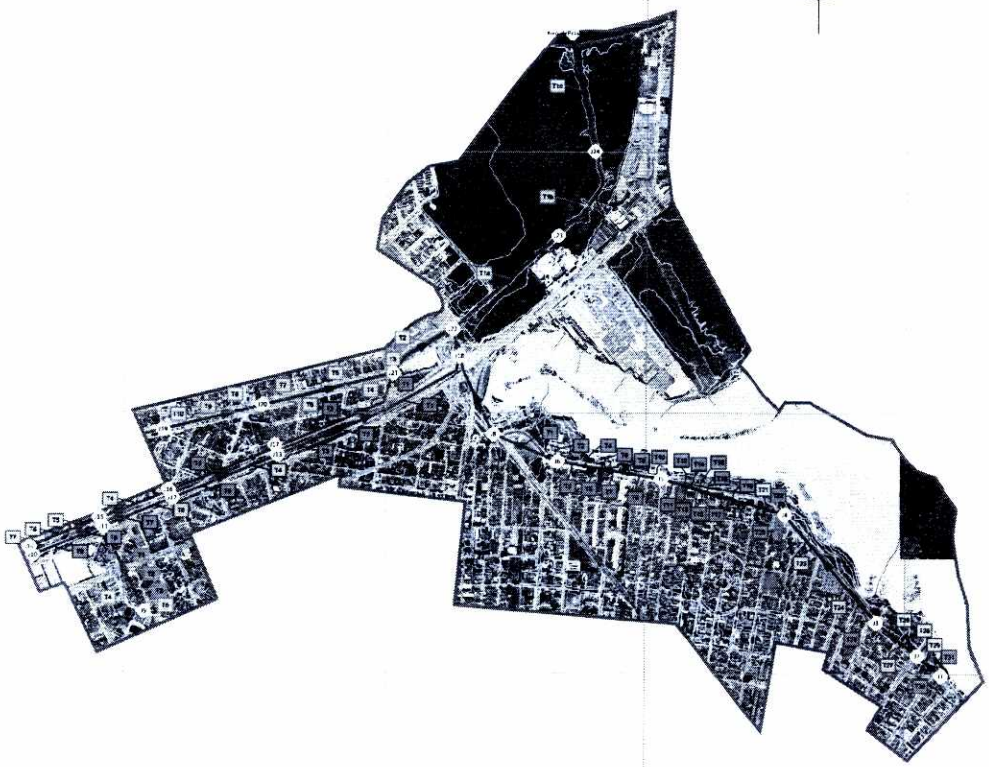
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEARIA DE PRAIA GRANDE
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROGNÓSTICO
BACIA DO TUPI
Escala 1:10.000

1122-2712-15-R0 08.11.2011

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO

Fls. 767
Proc. 17849/16



LEGENDA:

- NÓS
- REDE
- BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO
- CURVA DE NÍVEL
- HIDROGRAFIA

TRECHOS:

- CANAL PRAIÃO
- CANAL MARGINAL TA
- CANAL MARGINAL TB
- CANAL SÃO SALVADOR
- CANAL XIXOVÁ
- CANAL SUFICIENTE
- CANAL INSUFICIENTE

Fontes:

1 - Levantamento Aerofotogramétrico - BASE 2005, escala 1:1000
Imagens - Ortofoto EMPLASA de 2010

Notas:

- Projeção Universal Transversa de Mercator (UTM)
- Meridiano Central MI 045° W
- Datum horizontal: SIRGAS 2000
- Datum vertical: Marégrafo de Imbituba (SC)
- Unidade: metro
- Zona: 23

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROGNÓSTICO
BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO
Escala 1:10.000

1122-2713-1448 11/11/2014

Fls. 768
Proc. 17849/16

ANEXO IV

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 769
Proc. 17849/16

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 4 - Proposições de Medidas Estruturais de Controle

Revisão 1
Agosto de 2015
RP04-1122-15 R1

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data 04/12/2014	Relatório Nº RP04-1122-14 R0	
Elaborado RML/ON/CAA/MCSP/LYS/FFN	Verificado RML	Aprovado LFOY
Revisão RP04-1122-15 R1		Data 08/08/2015
Natureza Inclusão item "Quantitativo de Materiais e Serviços", complementação das proposições das outras bacias do município, confecção dos mapas e elaboração dos custos.		
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ

Fls. 770
Proc. 17849116
FCTH

ÍNDICE

1. APRESENTAÇÃO 6

1.1 INTRODUÇÃO 6
1.2 OBJETIVO DAS PROPOSIÇÕES DE MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE 6
1.3 ESTRUTURA DOS ESTUDOS DESENVOLVIDOS 6
1.4 ESTE DOCUMENTO 7

2. PROPOSIÇÕES DE MEDIDAS DE CONTROLE 8

2.1 MEDIDAS CONVENCIONAIS EM DRENAGEM URBANA 9
2.2 MEDIDAS NÃO CONVENCIONAIS EM DRENAGEM URBANA 10
2.2.1 Bacias de Detenção/ Reservatórios de Detenção ou de Retenção 11
2.2.2 Faixas gramadas 15
2.2.3 Pavimentos Permeáveis 16
2.2.4 Telhados Verdes 19
2.2.5 Jardim de Chuva 21
2.2.6 Microrreservatórios 23
2.3 MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS EM DRENAGEM URBANA 24

3. CRITÉRIOS PARA O CÁLCULO DOS CUSTOS DAS INTERVENÇÕES 26

4. QUANTITATIVOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS 27

4.1 CANAL RETANGULAR DE GABIÃO TIPO CAIXA 27
4.2 GALERIA RETANGULAR MOLDADA *IN-LOCO* 28
4.3 PREENCHIMENTO DO FUNDO COM CONCRETO 29
4.4 CANAL TRAPEZOIDAL COM REVESTIMENTO EM GRAMA 29
4.5 CANAL TRAPEZOIDAL COM REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO 31
4.6 CANAL RETANGULAR DE CONCRETO MOLDADO *IN-LOCO* COM PERFIL "I" METÁLICO 30
4.7 GALERIA RETANGULAR MOLDADA *IN-LOCO* COM PERFIL "I" METÁLICO 31
4.8 TUBOS DE CONCRETO 33
4.9 TUNNEL LINER COM REVESTIMENTO DE CONCRETO 34
4.10 RESERVATÓRIOS 35

5. ELABORAÇÃO DO CENÁRIO DAS ALTERNATIVAS DE PLANEJAMENTO 37

5.1 VAZÕES UTILIZADAS NOS DIMENSIONAMENTOS 37
5.1.1 Bacia do Acaraú-Quietude 37
5.1.2 Bacia da Faixa Oceânica 38
5.1.3 Bacia do Guaramar 39
5.1.4 Bacia do Itinga 40
5.1.5 Bacia do Rio Branco 40
5.1.6 Bacia do Tupi 42
5.1.7 Bacia do Xixová-Praião 42

6. SELEÇÃO DO TIPO DE INTERVENÇÃO PARA O CENÁRIO PROPOSTO 44

6.1 CATEGORIA DAS INTERVENÇÕES 44
6.2 ESTRUTURAS EXISTENTES QUE NECESSITAM DE AMPLIAÇÃO E REFORÇO 44
6.2.1 Bacia do Acaraú-Quietude 44
6.2.1.1 Canal Aloha 45

6.2.1.2 Canal Marginal 11 47
6.2.1.3 Canal Marginal 12 49
6.2.1.4 Canal Marginal 13 51
6.2.1.5 Canal Marginal 14 53
6.2.1.6 Canal Quietude 55
6.2.1.7 Canal Marginal 7 57
6.2.1.8 Canal Marginal 9 59
6.2.1.9 Canal Marginal 8 61
6.2.1.10 Canal Marginal 10 63
6.2.2 Bacia da Faixa Oceânica 65
6.2.2.1 Canal Ocian 65
6.2.2.2 Canal Gilberto Fouad Beck 68
6.2.2.3 Canal Negro Velho 70
6.2.2.4 Canal Aviação 72
6.2.2.5 Canal São Salvador 74
6.2.2.6 Canal São Paulo 76
6.2.3 Bacia do Guaramar 78
6.2.4 Bacia do Itinga 79
6.2.4.1 Canal Itinga 79
6.2.4.2 Canal Marginal 21 81
6.2.5 Bacia do Rio Branco 83
6.2.5.1 Canal Américas 83
6.2.5.2 Canal Imperador I 86
6.2.5.3 Canal Cruzeiro do Sul 88
6.2.5.4 Canal Real 90
6.2.5.5 Canal Imperador II 92
6.2.6 Bacia do Tupi 94
6.2.6.1 Canal Marginal 5 95
6.2.6.2 Canal Marginal 6 97
6.2.6.3 Canal Negro Velho 99
6.2.7 Bacia do Xixová-Praião 101
6.2.7.1 Canal Xixová 101
6.2.7.2 Canal São Salvador 105
6.2.7.1 Marginal 1A 107
6.2.7.2 Marginal 1B 109

7. CUSTOS TOTAIS DAS INTERVENÇÕES 112

7.1 Acaraú-Quietude 113
7.2 Faixa oceânica 118
7.3 Itinga 120
7.4 Rio Branco 121
7.5 Tupi 123
7.6 Xixová-Praião 124

8. RESUMO DOS CUSTOS POR COMPOSIÇÃO 128

8.1 Acaraú-Quietude 128
8.2 Faixa Oceânica 129
8.3 Itinga 130
8.4 Rio Branco 130
8.5 Tupi 131

Fls. 771
Proc. 17849116

8.6 XIXOVÁ-PRAIÃO 131

9. RESUMO DOS CUSTOS POR INDICADORES 133

9.1 ACARAÚ-QUIETUDE 133
9.2 FAIXA OCEÂNICA 135
9.3 ITINGA 136
9.4 RIO BRANCO 137
9.5 TUPI 138
9.6 XIVOVÁ-PRAIÃO 138

10. REFERÊNCIAS 140

11. EQUIPE TÉCNICA 143

ANEXO – MAPAS DE PROPOSIÇÃO 144

1. APRESENTAÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

Na sequência das atividades propostas para o plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande, após a etapa de diagnóstico sobrevém a etapa de proposição de medidas estruturais de controle.

Neste volume também são apresentadas e orçadas em nível de planejamento as propostas para a adequação do sistema de drenagem de Praia Grande.

Assim sendo, apresenta-se a quarta etapa dos trabalhos, correspondente a elaboração de proposições das intervenções estruturais previstas neste estudo, bem como a quantificação e elaboração do orçamento das intervenções propostas em cada trecho de canal das bacias hidrográficas existentes no município com vistas à priorização das intervenções para a etapa seguinte o *Programa Municipal de Drenagem*.

1.2 OBJETIVO DAS PROPOSIÇÕES DE MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE

A partir dos mapas de prognósticos, apresentados no *Volume 3 - Diagnóstico e Prognóstico do Sistema de Drenagem Existente*, o sistema de macrodrenagem do município foi dividido em diversas sub-bacias para a verificação das capacidades de condução de vazão nos pontos de interesse para a macrodrenagem.

As estruturas de macrodrenagem presentes nas diversas sub-bacias tiveram suas capacidades de condução de vazão confrontadas com as vazões do horizonte de projeto veiculadas em cada trecho. Procurou-se avaliar as dimensões, declividades e seções transversais das canalizações naturais, estruturas e travessias face às vazões de projeto. Com estes dados, foram determinadas proposições que fossem suficientes para a condução da vazão de projeto nos pontos de interesse para as seguintes bacias de drenagem:

- Acaraú-Quietude;
- Faixa Oceânica;
- Guaramar;
- Itinga;
- Rio Branco;
- Tupi;
- Xixová-Praião.

1.3 ESTRUTURA DOS ESTUDOS DESENVOLVIDOS

Os estudos desenvolvidos seguiram a estrutura apresentada a seguir:

- Proposições de Medidas Estruturais de Controle

- Elaboração do cenário das alternativas de planejamento;
- Pré-dimensionamento das estruturas necessárias.
  - Quantificação e orçamento das intervenções propostas.

Fls. 772
Proc. 12849/16

1.4 ESTE DOCUMENTO

Este documento apresenta a elaboração do cenário das alternativas de planejamento, o pré-dimensionamento das estruturas, a seleção das proposições para o cenário proposto para cada bacia de drenagem e o custo estimado para a implantação para a priorização na próxima etapa dos estudos.

2. PROPOSIÇÕES DE MEDIDAS DE CONTROLE

As medidas para controle de inundações em áreas urbanas devem abranger ações a serem tomadas antes, durante e após as cheias. Sendo assim, a fase de planejamento deve prever ações a serem tomadas ao longo de todo o processo, bem como avaliar a melhor proposição a ser adotada.

As medidas para o controle das cheias e das inundações podem ser estruturais ou não estruturais. As medidas estruturais são aquelas que interferem diretamente no sistema hídrico, modificando-o por ação de implementação de obras. As medidas não estruturais são aquelas que procuram disciplinar a ocupação territorial, a conscientização da população pela educação ambiental, o controle da poluição difusa e a implantação de sistemas de alerta à população. As medidas não estruturais com ou sem as medidas estruturais minimizam os prejuízos com menores custos.

Parkison et al. (2003) traz o conceito de desenvolvimento sustentável na drenagem urbana como sendo aquele que busca imitar o ciclo hidrológico natural e, para tal, as estratégias de drenagem urbana sustentável são as ações que adotam medidas estruturais e medidas não estruturais.

A seguir, são apresentadas classificações e terminologias das medidas utilizadas no controle do escoamento superficial na drenagem urbana, foco deste trabalho.

A) *MEDIDAS ESTRUTURAIS*

As medidas estruturais para mitigação e controle das cheias e inundações urbanas são aquelas caracterizadas pela implantação de obras de engenharia para reduzir os riscos de inundações e enchentes. São classificadas como medidas extensivas ou intensivas.

As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia de drenagem, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo na modificação da relação chuva e deflúvio. A cobertura vegetal do solo, a priori, serve como redutor do escoamento superficial (gerador de pico de enchente) e para o controle de erosão na bacia.

Já as medidas intensivas, são aquelas que agem diretamente nos rios, segundo Simons et al. (1997), podem ser de três tipos:

a) aceleram o escoamento: construção de diques e polders, aumenta a capacidade de descarga dos rios por meio do corte de meandros;

b) retardam o escoamento: reservatórios e bacias de amortecimento;

c) desviam o escoamento: obras como canais e desvios.

As medidas estruturais têm o caráter preventivo quando são observados os critérios e os princípios que norteiam a ocupação de áreas e a execução de obras de drenagem como parte da infraestrutura do planejamento urbano de ocupação. Quando necessárias em decorrência da ocupação desordenada de áreas ribeirinhas, as ações assumem caráter corretivo e podem

Fls. 773
Proc. 17849/16
FCTH

necessitar de desapropriações de terras, de relocação de habitações e de execução de obras com restrições de dimensões ou mesmo de método construtivo.

As medidas estruturais podem ainda ser classificadas em: medidas convencionais e medidas não convencionais.

2.1 MEDIDAS CONVENCIONAIS EM DRENAGEM URBANA

As medidas convencionais de drenagem urbana são utilizadas nos sistemas denominados clássicos, que foram desenvolvidos através de preceitos higienistas, que recomendavam a evacuação rápida das águas urbanas por meio de utilização de condutos, preferencialmente subterrâneos, funcionando por gravidade (BAPTISTA et al. 2005).

Em Canholi (2005), as medidas clássicas são representadas pela sua principal obra, a canalização que busca a remoção rápida dos escoamentos. Em concordância com os princípios higienistas, é composta por canais abertos e galerias. A instalação inicial ocorre em obras novas e muitas vezes a ampliação da capacidade pode se tornar difícil nos centros urbanos. Tais sistemas aumentam significativamente os picos de enchentes em relação à condição anterior, solicitando maiores obras nos sistemas de jusante, transportando para o corpo receptor toda a carga poluente afluente.

Segundo Moura (2004), as medidas clássicas ainda podem ser classificadas em: redes tubulares, galerias e canais. De acordo com as técnicas mais utilizadas, segue a descrição de cada uma dessas técnicas:

- Redes tubulares: são redes em tubos de concreto, implantadas no subsolo, destinadas a conduzir as águas pluviais coletadas das vias de circulação. O sistema de redes tubulares conta com diversos dispositivos auxiliares, como bocas de lobo, sarjetas, poços de visita e caixas de passagem. As redes tubulares possuem diâmetros variando de 400 a 1500 milímetros.
- Galerias: são dispositivos de macrodrenagem, correspondentes a canalizações subterrâneas de cursos d'água. Tais canalizações ampliam a capacidade de escoamento dos rios, por meio do aumento da seção de escoamento, diminuição da rugosidade ou aumento da declividade da linha d'água. As galerias possuem dispositivos auxiliares distribuídos ao longo das mesmas para acesso ao seu interior e captação de águas pluviais.
- Canais: são estruturas hidráulicas de macrodrenagem, correspondentes a canalizações de cursos d'água. A seguir são descritas as tipologias de canais mais utilizadas em drenagem urbana:

  - Canais revestidos em concreto são implantados onde a faixa disponível para a implantação é reduzida. O revestimento em concreto possibilita o funcionamento do canal com velocidades mais altas e maior capacidade de vazão;

- Canais com revestimento vegetal são construídos por meio de escavação e possuem os taludes e o fundo protegido por revestimento vegetal. São bastante interessantes do ponto de vista ambiental, devido ao seu aspecto estético. Possuem, em geral, baixo custo de implantação, quando comparado com a implantação de canais com outros tipos de revestimento;
- Canais em enrocamento consistem em canais cujos taludes são revestidos com pedras lançadas ou arrumadas. Tais canais podem vir a ter boa inserção ambiental, adquirindo um aspecto de canal natural;
- Canais em gabião tipo caixa são estruturas em grades metálicas preenchidas com pedras, utilizadas para proteção das paredes e fundo dos canais. Os canais revestidos em gabião podem possuir boa inserção ambiental e social, pois tendem a adquirir um aspecto de canal natural;
- Canais em gabião tipo colchão possuem as mesmas vantagens dos canais em gabião tipo caixa, porém, admitem escoamentos com menores velocidades.

2.2 MEDIDAS NÃO CONVENCIONAIS EM DRENAGEM URBANA

Canholi (2005) caracteriza as medidas não convencionais em drenagem urbana, as soluções que diferem do conceito tradicional que envolve as medidas clássicas, mas podem estar associadas a elas.

Sendo assim, as medidas desenvolvidas nas últimas décadas, que procuram reter, armazenar e ainda infiltrar parte do escoamento superficial, enquadram-se na definição de medidas não convencionais.

Canholi (2005) ainda destaca dentre as medidas estruturais não convencionais mais adotadas aquelas que visam a incrementar o processo da infiltração, reter os escoamentos em reservatórios ou retardar o fluxo nas calhas dos córregos e rios. Também são adotadas as medidas destinadas a proteger as áreas baixas com sistemas de diques do tipo polder e derivar os escoamentos, promovendo *by pass* em áreas afetadas.

Técnicas compensatórias ou alternativas em drenagem urbana são os termos usados no Brasil para as medidas não convencionais ou técnicas alternativas em drenagem urbana. Para Baptista et al. (2005), são aquelas que se norteiam no princípio da retenção e infiltração das águas precipitadas, objetivando dessa forma o rearranjo temporal das vazões. E ainda podem eventualmente contribuir na diminuição do volume escoado, reduzindo a probabilidade de inundações e possibilitando ganhos na qualidade das águas pluviais.

Cruz et al. (2001) define as técnicas compensatórias de soluções alternativas ou de novas tecnologias, como sendo as técnicas em que seu desenvolvimento é feito através da observação do comportamento natural da bacia, procurando recuperar funções perdidas durante a urbanização ou compensar os efeitos da urbanização sobre os processos componentes do ciclo hidrológico, ou seja, precipitação, interceptação, infiltração, evapotranspiração e geração do escoamento superficial.

Fls. 774
Proc. 17849116
FCTH

Na Tabela 1 são apresentadas as técnicas compensatórias segundo a divisão de Baptista et al. (2005).

Tabela 1 – Técnicas compensatórias

Bacias	Obras lineares	Obras pontuais
Detenção e retenção Infiltração	Trincheiras Valas e valetas	Poços de infiltração Telhados
Detenção/Retenção e Infiltração	Pavimentos (revestimento permeável / pavimento reservatório)	Técnicas adaptadas à parcela

Fonte: (BAPTISTA et al., 2005)

A seguir, é apresentada uma relação com as diversas técnicas compensatórias em drenagem urbana passíveis de serem adotadas no município de Praia Grande.

2.2.1 Bacias de Detenção/ Reservatórios de Detenção ou de Retenção

Os reservatórios de controle de cheias, também denominados bacias ou reservatórios de detenção, são estruturas de acumulação temporária e/ou de infiltração de águas pluviais. Contribuem para o controle do escoamento pluvial através da redução, minimizando os impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos de bacias urbanas.

Os reservatórios de detenção não reduzem significativamente o volume de escoamento superficial, mas atuam sobre a vazão de pico reduzindo-a e estendendo os períodos de recessão dos hidrogramas de cheia (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

São utilizados para atender três funções principais, diretamente relacionadas com a drenagem urbana de águas pluviais (FCTH, 2012):

- Amortecimento de cheias;
- Eventual redução de volumes de escoamento superficial (bacias de infiltração);
- Redução da poluição difusa.

Raimundo (2007) enfatiza que, para a aplicação dessa medida, faz-se necessário ter em mente a necessidade de disponibilidade de área para sua implantação. Há ainda a desvantagem de a utilização dessa prática estar associada aos custos de manutenção e à ocorrência de proliferação de vetores transmissores de doenças.

Existe o problema de rejeição desse tipo de solução por parte da população urbana circunvizinha, em função dos problemas de acúmulo de lixo pela falta de manutenção.

Quanto à estrutura, podem ser a céu aberto, como no exemplo da Figura 1, ou enterrado ou coberto, como apresentado na Figura 2.

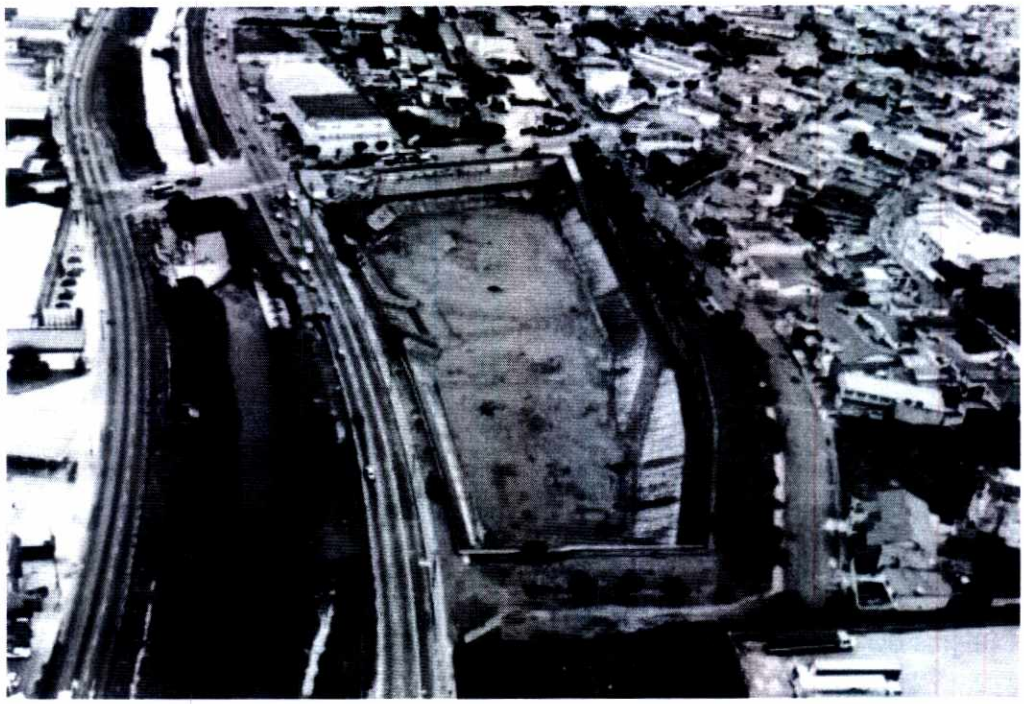


Figura 1 - Bacia de detenção a céu aberto Piscinão Aricanduva V
Foto: Luciano Piva

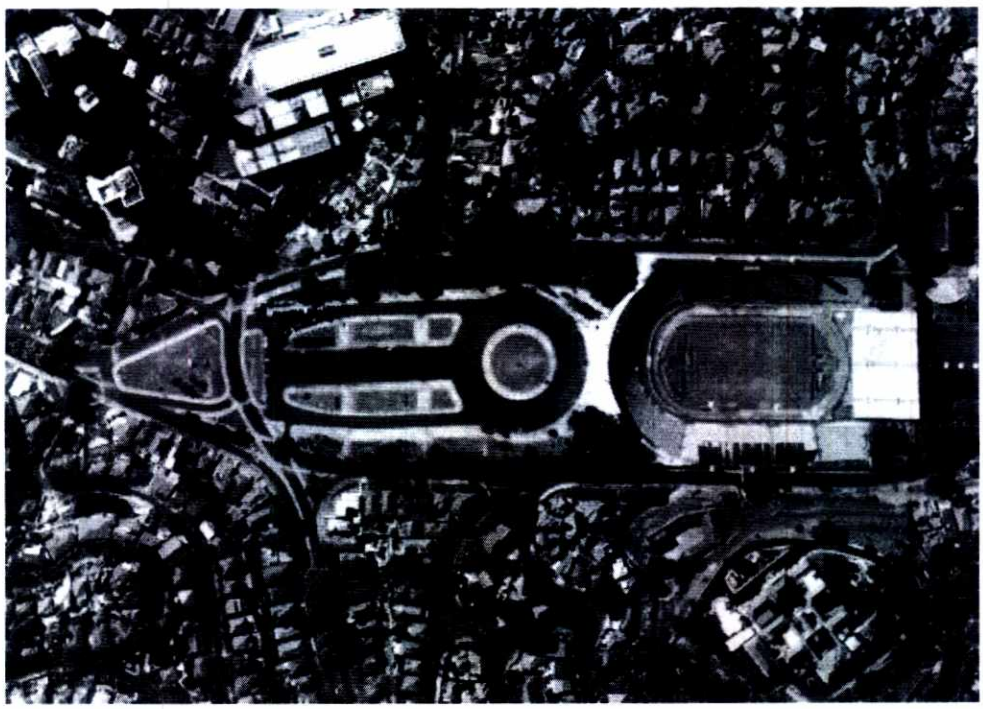


Figura 2 - Bacia de detenção subterrânea ou coberta. Piscinão do Pacaembu
Fonte: Google Earth (2012)

Fls. 775
Proc. 17849/16

Já as bacias de retenção, são reservatórios de superfície que sempre contêm um volume substancial de água permanente para servir a finalidades recreacionais, paisagísticas, para abastecimento de água e outras funções (CANHOLI, 2005). Segundo Baptista et al. (2005), as bacias de retenção mantêm a água de escoamento estocada por longo período, com o fim principal de decantação de partículas sólidas. A Figura 3 é um exemplo de bacia de retenção.

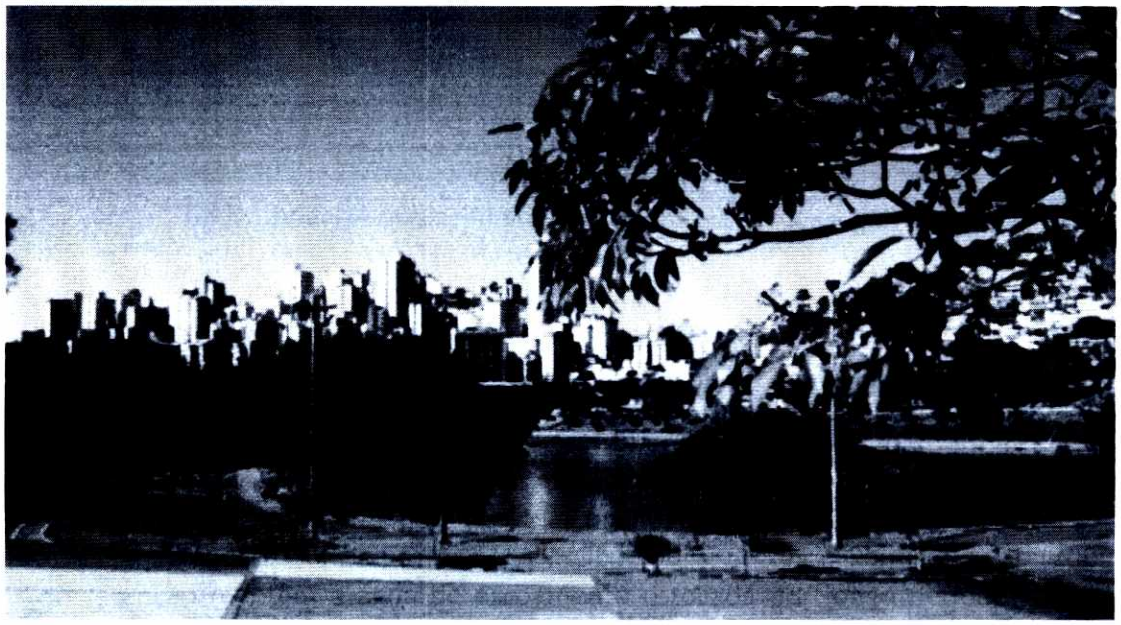


Figura 3 - Reservatório com espelho d'água permanente
Fonte: FCTH (2012)

Quanto à localização no sistema de drenagem, os reservatórios de retenção e detenção podem ser:

- Em série (*on-line*): são os reservatórios que se localizam na linha principal do sistema de drenagem, como apresentado na Figura 4.

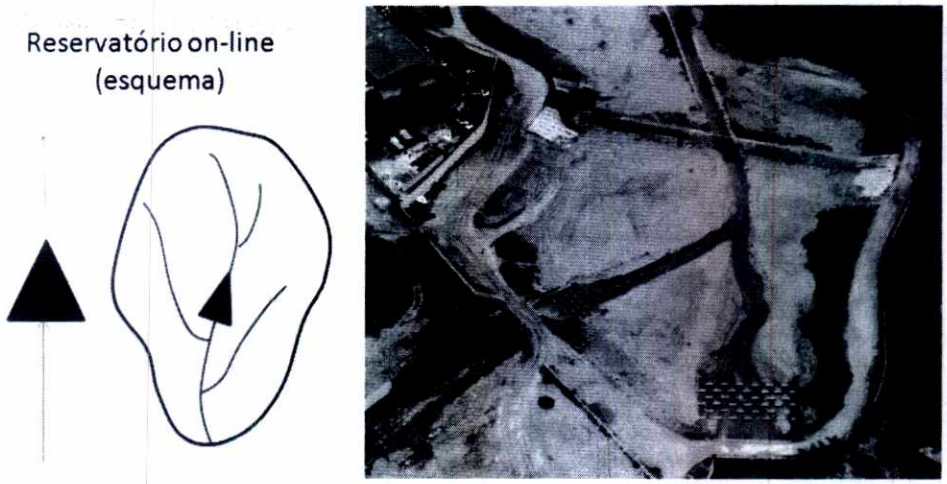


Figura 4 - Reservatório *on-line* (Piscinão Aricanduva III)
Foto: PMSP (2011)

- Paralelo (off-line): são os reservatórios que não estão conectados na linha principal do sistema de drenagem, ou seja, o escoamento é desviado da linha principal para o armazenamento temporário. Segue exemplo na Figura 5.

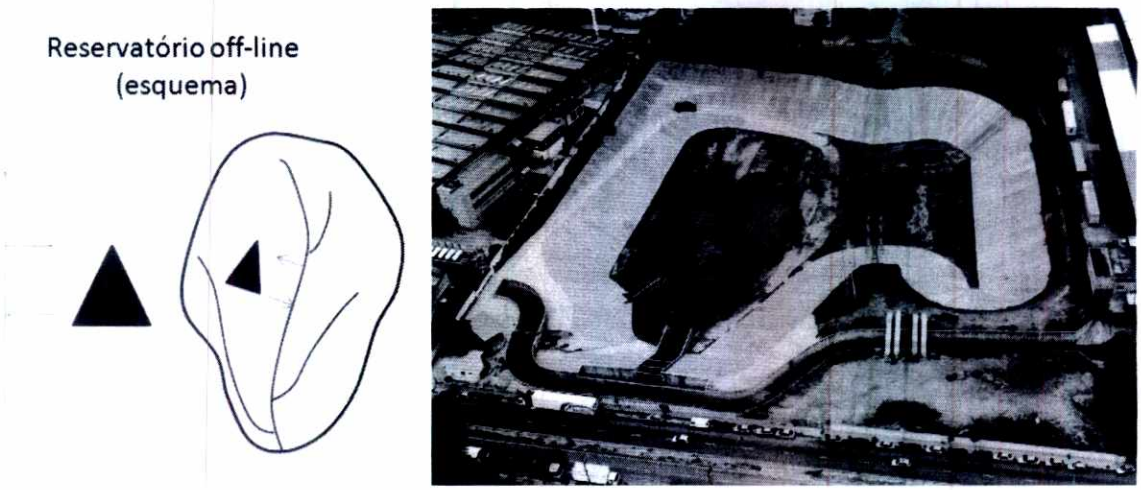


Figura 5 - Reservatório *off-line* (Piscinão Anhanguera)
Foto: PMSP (2011)

O esvaziamento desses reservatórios pode ser feito através do sistema de bombeamento, por gravidade, ou por sistema misto. No entanto, em todos os casos, devem ser previstas estruturas de extravasamento de emergência (ROS, 2012).

Alguns benefícios adicionais podem ser incorporados a partir da implantação dos reservatórios de controle de cheias, como: áreas de lazer, recarga de aquíferos, melhoria da qualidade da

Fls. 776
Proc. 17849/16
FCTH

água e contribuição para o aspecto recreativo e paisagístico da região. No caso de melhoria da qualidade da água nos corpos hídricos mediante o armazenamento temporário nos reservatórios, estudos devem ser realizados para melhor conhecimento.

2.2.2 Faixas gramadas

Essas faixas são projetadas para receber o escoamento superficial de áreas impermeáveis e aumentarem a oportunidade de infiltração antes que o escoamento atinja a rede de drenagem (Figura 3.8). Ajudam no aspecto paisagístico do local e podem ser úteis também em regiões ribeirinhas.

As faixas de solo gramadas ou arborizadas têm a finalidade de desacelerar e infiltrar parcialmente escoamentos laminares provenientes das superfícies impermeáveis urbanas e podem ser associadas a outras medidas de controle, como por exemplo, o pavimento poroso. Na macrodrenagem assumem o papel de zona de escape para enchentes. É um dispositivo que diminui significativamente a velocidade de escoamento superficial, tendo como principal benefício a remoção de partículas poluentes como sedimentos finos, matéria orgânica e traços de metais. Em escala maior podem assumir a função adicional de área de lazer para a população.

A sua utilização depende da topografia local e das condições de infiltração. A remoção de poluentes dependerá do comprimento percorrido pelo escoamento até a rede de drenagem. São próprias para regiões não muito secas, quando seria necessária a irrigação. Necessitam de manutenção, que pode ser feita como a manutenção geral das áreas verdes do local.

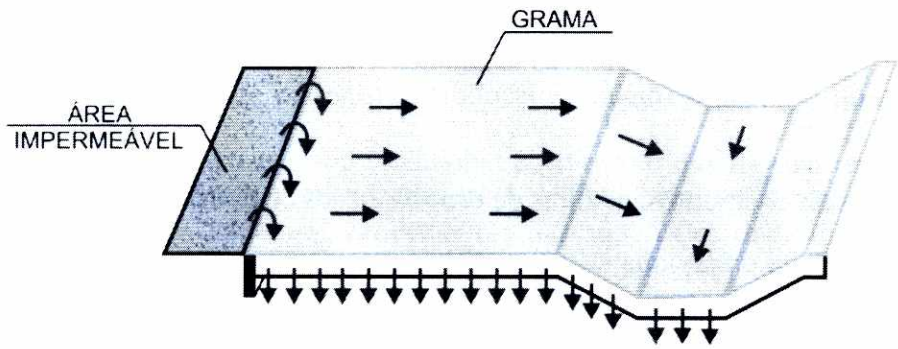


Figura 6 - Faixa gramada
Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992)

Vantagens

- Filtração de poluentes;
- Recarga do lençol freático;
- Melhoria da qualidade das águas infiltradas ou mesmo das encaminhadas para o sistema de drenagem;

- Redução da velocidade de escoamento superficial;
- Aumento dos tempos de pico dos hidrogramas;
- Valorização paisagística;
- Eficiência na retirada de poluentes do escoamento superficial;
- Baixo custo de construção e manutenção;
- Redução da poluição das águas superficiais;
- Boa integração no meio urbano, criando áreas verdes e podendo ser usadas como área de lazer;
- A vida útil de uma faixa de filtro gramada varia de 10 anos a 20 anos (FHWA, 2000 apud TOMAZ, 2010).

Desvantagens

- Há restrições em função da topografia;
- Risco de poluição do lençol freático;
- Manutenção periódica;
- Remoção limitada de sedimentos finos ou solúveis;
- A eficiência da faixa de filtro gramada depende da dificuldade de se manter a vazão laminar sobre a vegetação ou a grama (TOMAZ, 2010);
- Deve ser feito monitoramento anualmente ou após uma chuva forte;
- Não deve ser usada na ocorrência de vazão concentrada e com altura de escoamento grande, pois diminui a sua eficiência.

2.2.3 Pavimentos Permeáveis

Pavimentos permeáveis são dispositivos hidráulicos que permitem a redução do escoamento em passeios, estacionamentos, quadras de esporte e ruas de pouco tráfego (MARQUES, 2006).

Baptista et al. (2005) e Sobrinha (2012) apresentam a classificação dos pavimentos permeáveis e porosos em níveis diferentes no controle do escoamento superficial, sendo:

- Pavimentos com revestimentos superficiais permeáveis: possibilita a redução da velocidade do escoamento superficial, a retenção temporária de pequenos volumes na própria superfície do pavimento e a infiltração de parte das águas pluviais;
- Pavimentos com estrutura porosa: onde é efetuada a detenção temporária das águas pluviais, provocando o amortecimento de vazões e a alteração no desenvolvimento temporal dos hidrogramas;
- Pavimentos com estrutura porosa e dispositivos de facilitação da infiltração: em que ocorre tanto a detenção temporária das águas pluviais quanto a infiltração de parte delas. Obtém-

Fls. 727
Proc. 17849/16
FCTH

se, assim, o amortecimento de vazões, a alteração temporal dos hidrogramas e a redução dos volumes escoados.

Virgiliis (2009) indica que o pavimento permeável possui a capacidade de reduzir os volumes de escoamento superficial, reduzir os picos de cheia e absorver inteiramente ou parte do escoamento através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de brita de graduação uniforme, construída sobre o perfil do terreno. Define-se, assim, o termo "pavimento reservatório".

Pavimento permeável é uma alternativa para superfícies com revestimento impermeável, pois permite que as águas pluviais sejam drenadas através de uma superfície porosa posicionada sobre um reservatório composto pelos vazios da base de suporte da pavimentação, cuja porosidade varia de 30% a 50%. O reservatório armazena temporariamente o escoamento superficial antes da infiltração no solo (EPA, 2012).

Podem ser constituídos por asfalto poroso, concreto poroso ou blocos de concreto perfurados (URBONAS; STAHRE, 1992). A Figura 7 apresenta exemplo de pavimento permeável com pavimento asfáltico drenante e bloco de concreto poroso.

Segundo Araújo (1999), os pavimentos de asfalto poroso e de concreto poroso são construídos de forma similar aos pavimentos convencionais, tendo como diferença a retirada da fração fina do agregado na mistura. Os pavimentos de blocos de concreto são construídos pela intercomunicação modular e suas células abertas são preenchidas com material granular, como areia e pedregulho, ou vegetação rasteira, como apresentado na Figura 2 e Figura 8.

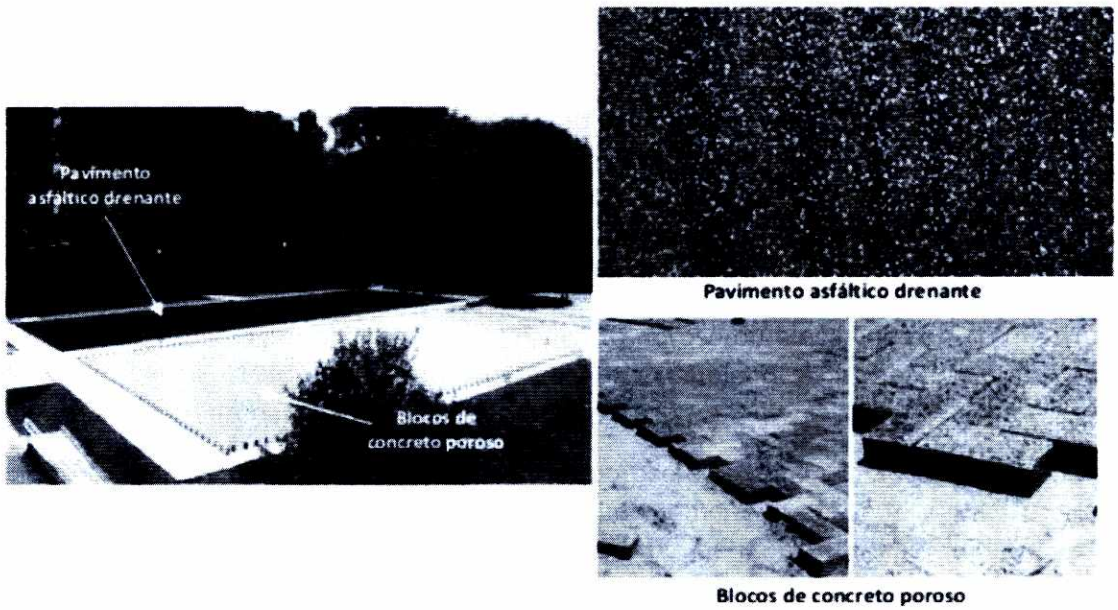


Figura 7 - Exemplo de pavimentos permeáveis em estacionamento
Fonte: Virgiliis (2009)

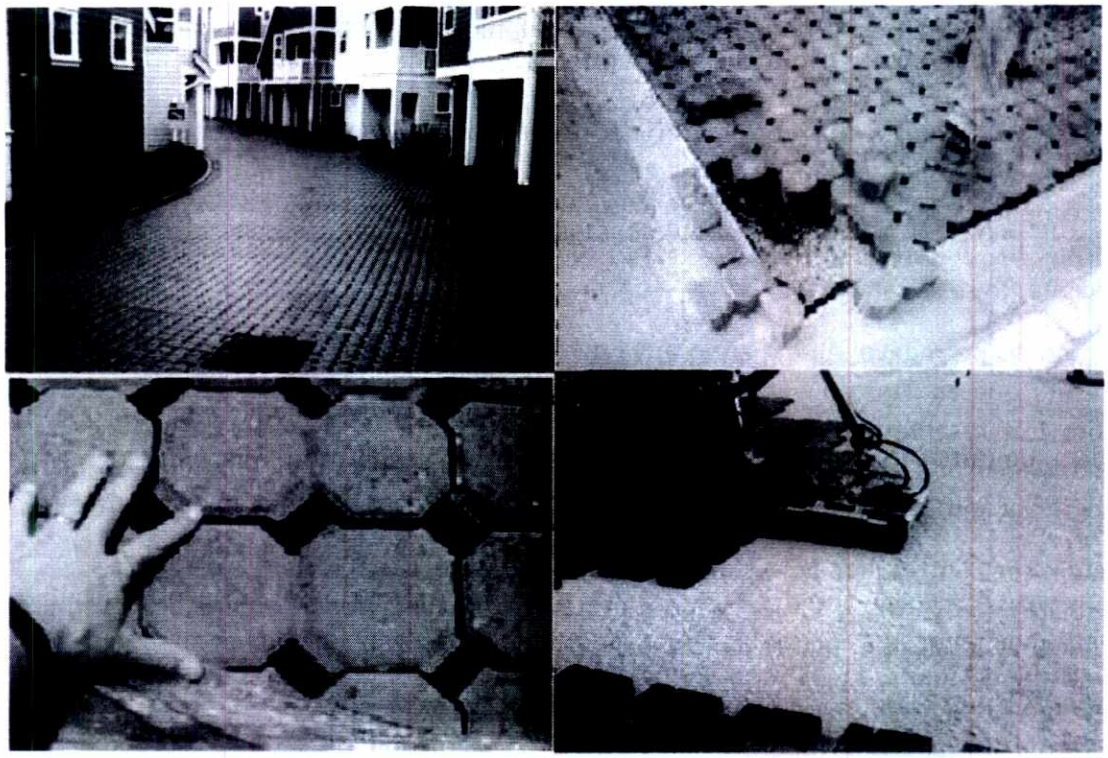


Figura 8 - Exemplo de pavimentos permeáveis com bloco de concreto
Fonte: EPA (2014)

A seguir são descritas algumas vantagens e desvantagens do uso desse tipo de pavimento:

Vantagens

- Amortecimento dos picos de cheia, com aumento do tempo de concentração da bacia e redução significativa do volume do escoamento superficial;
- Ganho financeiro por reduzir as dimensões das tubulações a jusante ou evitar a reconstrução da rede em caso de saturação;
- Filtração de poluentes;
- Recarga do lençol freático;
- Melhoria da qualidade das águas infiltradas ou mesmo das encaminhadas para o sistema de drenagem;
- Redução dos riscos de inundação;
- Controle da erosão do solo;
- Redução dos riscos de aquaplanagem;
- Ausência de poças de água;
- Diminuição do ruído.

Fls. 778
Proc. 17849/16
FCTH

Desvantagens

- Possibilidade de colmatação, exigindo manutenção periódica;
- Risco de poluição do lençol freático;
- Necessidade de mão de obra qualificada com a finalidade de prevenir a obstrução prematura do pavimento;
- Não existem muitos estudos ou aplicações em áreas de grande tráfego de veículos.

2.2.4 Telhados Verdes

Essa técnica consiste em utilizar uma cobertura vegetal nos topos de casas e edifícios para retardar e reter o escoamento superficial. No Brasil, é também conhecida como Cobertura Verde Leve (CVL) e telhado verde.

Os telhados verdes favorecem a evapotranspiração e a infiltração e agem como limitante da impermeabilização no ambiente urbano, reduzindo parte do escoamento superficial (PAOLETTI, 2012).

Nas coberturas tradicionais, a maior parte das águas pluviais dirige-se para o sistema de drenagem, contribuindo na geração de vazões altas, que muitas vezes promovem o aumento das cheias e das inundações.

No telhado vegetalizado, parte da água precipitada é infiltrada na superfície e a outra retorna por meio da evaporação. Capuccini (2010) ressalta que os telhados verdes podem reter até 60% da água precipitada e ainda podem dar ao edifício uma proteção térmica, contribuindo para o isolamento da edificação. A Figura 9 ilustra a diferença de escoamento entre um telhado verde e um telhado tradicional.

Fls. 779
Proc. 17849/16

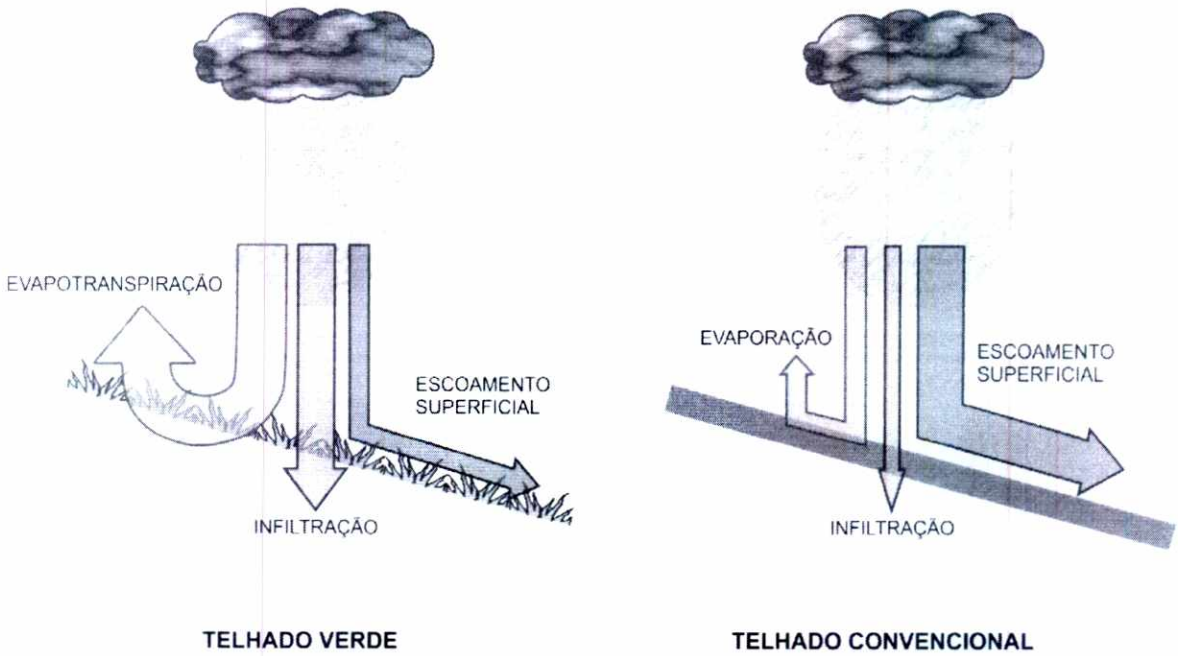


Figura 9 - Comparação de escoamentos em um telhado verde e em um telhado tradicional
Fonte: adaptado de Ohnuma Júnior (2008)

Essa técnica pode ser implantada isoladamente ou se estender ao planejamento de uma área. Podem ser utilizados telhados planos ou dotados de ligeira declividade, inferior a 5%.

A Figura 10 apresenta um esquema das camadas que compõem o telhado verde.



Figura 10 - Esquema e exemplo de uma cobertura vegetalizada
Fonte: Oliveira (2007)

Fls. 780
Proc. 17849116
FCTH

Vantagens

- Área vegetada que permite volume significativo de armazenamento;
- Redução das vazões e retardo de pico de escoamento a jusante;
- Ganho financeiro por reduzir as dimensões das tubulações a jusante ou evitar a reconstrução da rede em caso de saturação;
- Boa integração no meio urbano;
- Redução dos riscos de inundação;
- Promove a evapotranspiração;
- Pode ser implantado em novos empreendimentos ou em construções existentes, desde que seja realizada a verificação estrutural e de impermeabilização (BAPTISTA, NACIMENTO, BARRAUD, 2005);
- Auxilia no desempenho térmico das edificações.

Desvantagens

- Necessidade de verificação da estabilidade estrutural ao se implantar essa técnica em um telhado já existente;
- Dificuldade de utilização em telhados de elevada declividade;
- Grande dificuldade e custo para manutenção da estrutura impermeável e da vegetação desenvolvida;
- Baixa eficiência para chuvas intensas e prolongadas;
- Não deve ser adotado em telhados que suportam instalações como aquecedores, condicionadores de ar e sala de máquinas.

2.2.5 Jardim de Chuva

Os jardins de chuva, também conhecidos por biorretenção, é uma técnica que usa as características do paisagismo para promover a retenção e/ou tratamento da água pluvial. São formados por uma área com depressão constituída de material poroso, sob uma superfície vegetada. Essas áreas têm frequentemente um dreno subterrâneo para favorecer a infiltração, principalmente em solos argilosos. Os jardins de chuva propiciam a recarga de águas subterrâneas, a remoção de poluentes e a detenção de escoamento. É uma solução eficaz em estacionamentos ou áreas urbanas, onde o espaço verde é limitado (EPA, 2013).

Segundo Capuccini (2010), a água da chuva captada pelo jardim de chuva entra no sistema e é temporariamente armazenada num tanque raso interno. Deste tanque, a água é filtrada lentamente através do solo e uma parte é absorvida pelas plantas. Na Figura 11 é apresentado um exemplo de jardim de chuva.

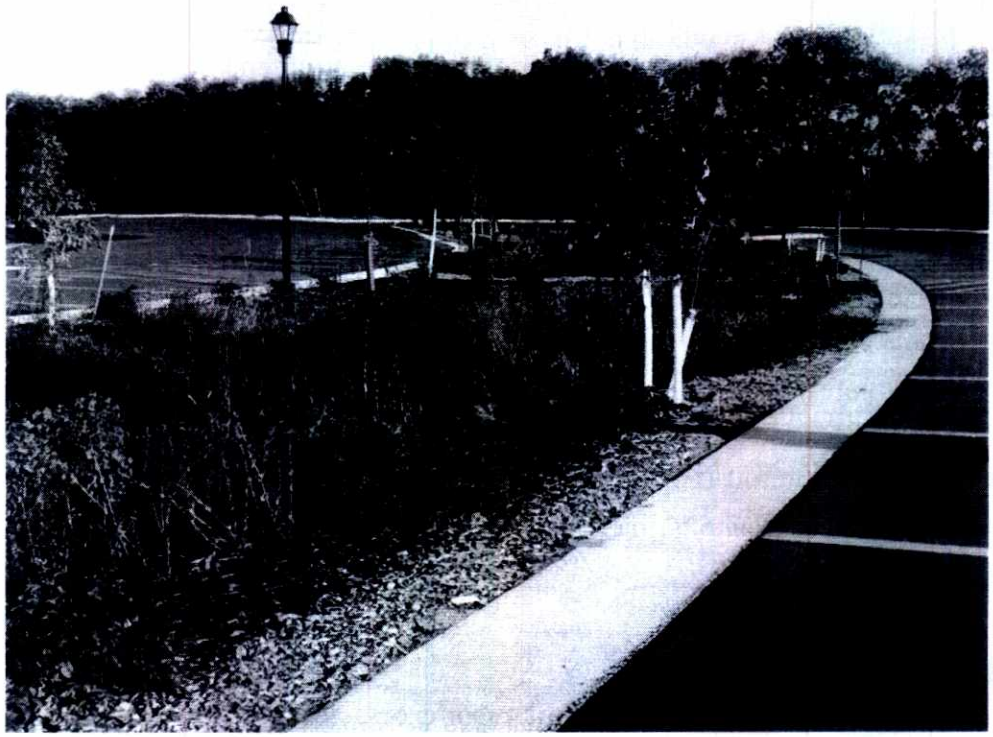


Figura 11 - Exemplo de jardim de chuva
Fonte: (NRCS, 2013)

Vantagens

- Valorização do espaço pela incorporação de plantas ao ambiente urbano;
- Detenção temporária das águas, propiciando rearranjo temporal dos hidrogramas;
- Melhoria da qualidade das águas pluviais pela retenção de sedimentos finos, contaminantes e poluentes associados;
- Atenuação dos efeitos erosivos ocasionados pelo escoamento superficial;
- Possibilidade de recarga das águas subterrâneas e restabelecimento do fluxo de base;
- Bem aceito pela população, pelos benefícios estéticos, paisagísticos e ambientais.

Desvantagens

- Impossibilidade de utilização para grandes áreas de contribuição;
- Necessidade de um espaço para implantação, geralmente, 5% da área de contribuição;
- Suscetível a colmatação, necessitando de pré-tratamento em casos onde o aporte de sedimentos é grande;
- O custo de construção é comumente maior que outras medidas de controle.

Fls. 181
Proc. 178491/16
FCTH

2.2.6 Microrreservatórios

Os microrreservatórios têm a função de colher a água da chuva para reutilização. Podem ser tanto os chamados barris de chuva quanto as chamadas cisternas. Barris de chuva são estruturas colocadas fora da edificação, próximas à descarga de calhas do telhado, para armazenar o escoamento da cobertura para uso posterior na rega do gramado e jardim. As cisternas permitem o armazenamento da água da chuva em volumes significativamente maiores em tanques fabricados ou em áreas de armazenamento subterrâneo. Na Figura 12, segue exemplo de barril de chuva e cisterna.

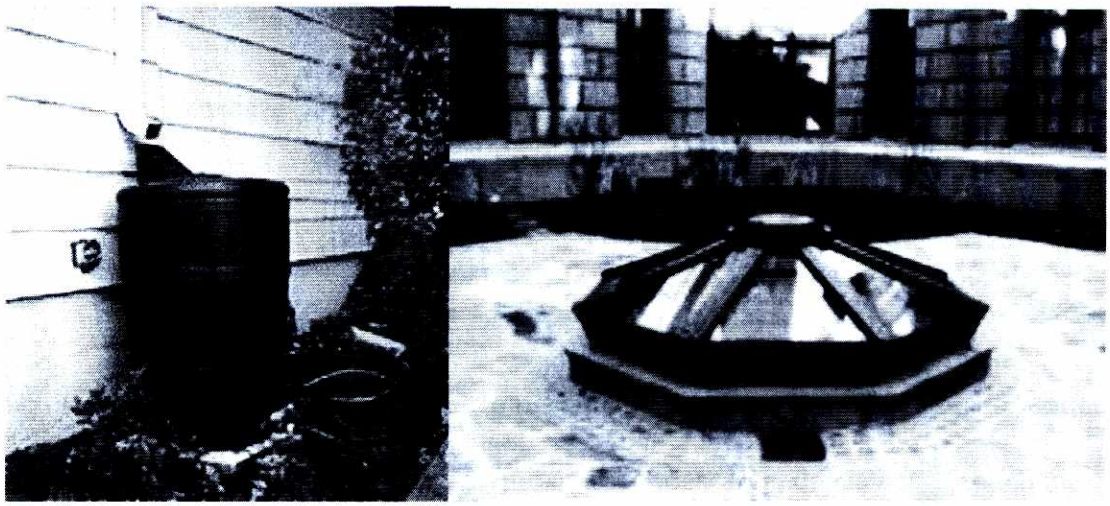


Figura 12 - Barril de chuva e Cisterna
Fonte: EPA, (2013)

Segundo O'Loughlin (1995) apud Martins (2004), os microrreservatórios simulam o armazenamento natural. Além disso, representam uma forma justa de resolver o problema do escoamento superficial produzido no lote, visto que o proprietário ou modificador do lote é o responsável pelo incremento da vazão e deve arcar com os custos de manter as condições pré-existentes.

Tanto as cisternas quanto os barris de chuva podem ser implementados sem a utilização de dispositivos de bombeamento, servindo-se o fluxo da gravidade.

Os barris de chuva e as cisternas são dispositivos de baixo custo de implantação para a reservação de água e, além de reduzirem o volume do escoamento superficial, retardam e diminuem o pico de vazão.

Para uma boa eficiência desta solução é importante que se faça uma caracterização metódica e criteriosa da bacia, analisando inclusive a disposição da população para adotar essa medida (COSTA JUNIOR e BARBASSA, 2006).

A Figura 13 mostra um esquema de uma possível configuração deste tipo de sistema.

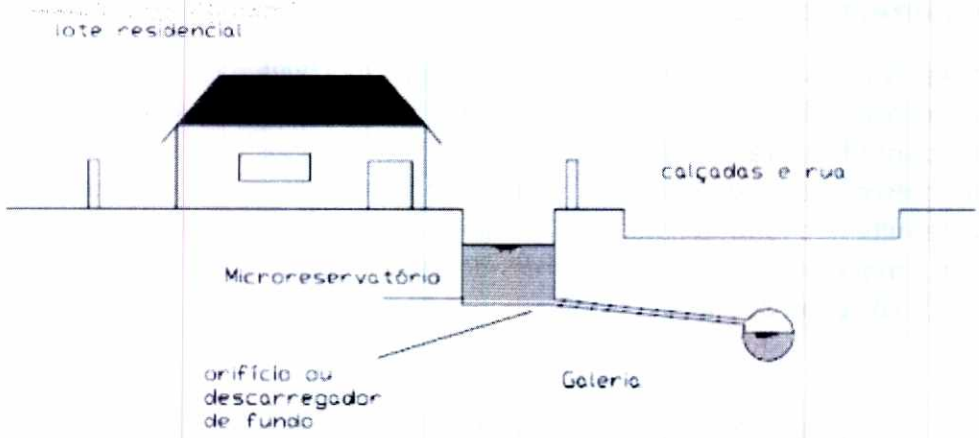


Figura 13 - Esquema da configuração de um microrreservatório
Fonte: adaptado de Martins (2004)

Vantagens

- Redução das vazões de pico de escoamento a jusante;
- Ganho financeiro por reduzir as dimensões das tubulações a jusante ou evitar a reconstrução da rede em caso de saturação;
- Baixo custo de implementação e manutenção.

Desvantagens

- A adoção da medida depende da disposição da população, sendo necessários programas de educação;
- Necessidade de manutenção regular, que é responsabilidade do proprietário do lote;
- Falta de critérios de projeto;
- Qualidade da água captada pode ser inadequada para alguns usos.

2.3 MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS EM DRENAGEM URBANA

As medidas não estruturais "*são aquelas de caráter extensivo, com ações abrangendo toda a bacia e de natureza institucional, administrativa ou financeira, adotadas individualmente ou em grupo, espontaneamente ou por força de legislação, destinadas a atenuar os deflúvios ou adaptar os ocupantes das áreas potencialmente inundáveis a conviverem com a ocorrência periódica do fenômeno*".

São, portanto, medidas que não utilizam estruturas que alteram o regime de escoamento das águas da chuva. Destinam-se ao controle do uso e ocupação do solo e à diminuição da vulnerabilidade da população habitante nas áreas de risco aos efeitos das inundações,

Fls. 782
Proc. 17849/16
FCTH

buscando alternativas para que a população passe a conviver melhor com o fenômeno natural das cheias e fique mais bem preparada para absorver os impactos causados pelas inundações.

Apesar de a ideia ser antiga, as medidas não estruturais não têm tradição em nosso meio, sendo ainda pouco usuais. Não obstante, são aquelas que, por seu caráter preventivo, dispensam a alocação de enormes somas de recursos exigidas para a execução de grandes obras de contenção de cheias e inundações, como no caso geral das medidas estruturais. São ações que envolvem regras de disciplinamento, alcançadas pelo gerenciamento da bacia hidrográfica e da planície de inundação e pelo planejamento urbano e regional.

A inexistência do suporte de medidas não estruturais é apontada, atualmente, como uma das maiores causas de problemas de drenagem nos centros mais desenvolvidos. A utilização balanceada de investimentos, tanto em medidas estruturais quanto não estruturais, pode minimizar significativamente os prejuízos causados pelas inundações.

Algumas ações não estruturais, como a aquisição de terrenos para preservação, regulamentos, manual de práticas, seguro contra inundações, reassentamentos, alertas a população durante os eventos críticos, programas de prevenção e controle de erosão nos locais em construção, varrição de ruas e disposição adequada do lixo, programas de inspeção e manutenção, programas de contingências e programas de educação pública são capazes de melhorar de forma significativa o funcionamento e o desempenho do sistema de macrodrenagem.

As medidas não estruturais envolvem, muitas vezes, aspectos de natureza cultural, o que pode dificultar sua implantação em curto prazo. Assim, a conscientização e o envolvimento da população são indispensáveis para o sucesso de sua implantação.

3. CRITÉRIOS PARA O CÁLCULO DOS CUSTOS DAS INTERVENÇÕES

As propostas foram orçadas pelos seus custos globais, estabelecidos a partir de critérios e procedimentos de quantificação dos insumos e serviços necessários às respectivas, e tendo sido adotados índices e custos unitários correntes disponíveis no meio técnico.

Os custos das obras de melhoria ou implantação dos canais foram obtidos a partir do levantamento de quantidades dos diferentes insumos, resumidos em planilhas diferenciadas para os diferentes tipos de obra. Estas planilhas incluem as estimativas de quantitativos dos serviços básicos de canalização incluindo: locação, movimentos de terra e revestimento, determinadas a partir do cômputo de quantidades com base nas dimensões definidas nos estudos hidráulicos para os canais e travessias.

As composições e os custos unitários dos diferentes itens foram quantificados a partir de parâmetros unitários do SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, com data base maio de 2015.

Para os insumos que não constavam no SINAPI, para possibilitar a complementação dos custos das propostas do presente estudo, os mesmos foram também atualizados com as Tabelas de Preços Unitários do DER – Departamento de Estradas de Rodagem (data base junho de 2015) e pelas Tabelas de Custos da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras da Prefeitura Municipal de São Paulo com data base julho de 2015.

Não foram considerados custos relativos à administração e fiscalização de obras, do canteiro de obras, readequação da microdrenagem, manutenção das estruturas hidráulicas, paisagismo e urbanização, desapropriações e relocação de moradias, transporte e descarga de terra.

Estes custos são estimativas para fins de orientação do planejamento municipal e deverão ser confirmados quando do desenvolvimento dos projetos básico e executivo das respectivas obras de intervenções.

A seguir são apresentados os quantitativos de materiais e serviços para cada estrutura de drenagem proposta.

Fls. 783 ECTH
Proc. 17849/16

4. QUANTITATIVOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS

Os critérios aplicados no cálculo dos materiais e serviços das obras foram estabelecidos de acordo com o tipo de intervenção, sendo listados nas tabelas a seguir.

4.1 CANAL RETANGULAR DE GABIÃO TIPO CAIXA

Fixação de leito natural escavado em solo com proteção do talude com gabião tipo caixa e fundo com gabião tipo colchão.

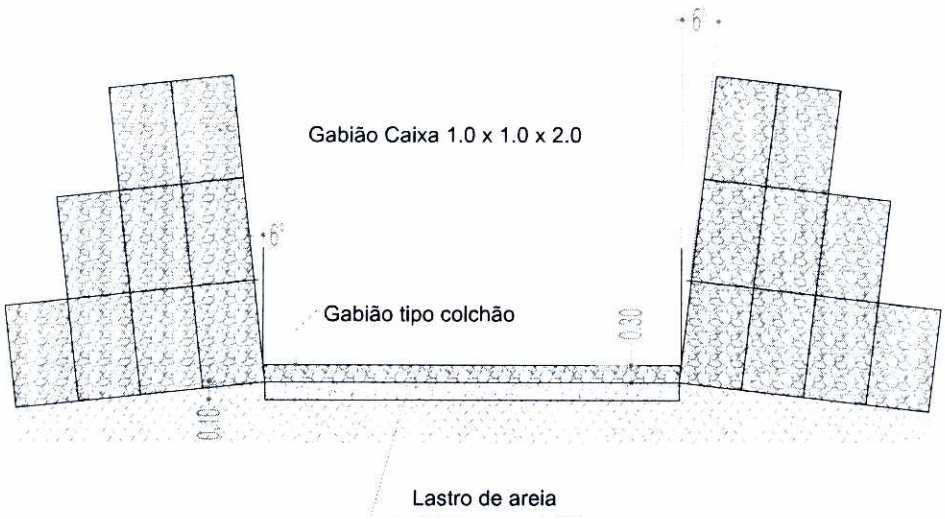


Figura 3 - Corte: canal retangular de gabião tipo caixa e no fundo tipo colchão

Tabela 2 - Quantificação - canal retangular de gabião

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Lastro de areia (e=10cm)	m^3	critério de filtro
Reaterro compactado	m^3	Preenchimento das laterais
Plantio de Grama	m^2	Recobrimento dos taludes com grama tipo São Carlos
Geotêxtil	m^2	Densidade 300g/m^2
Gabião tipo caixa	m^3	Dimensões 1 x 1 x 2 m
Gabião tipo colchão	m^2	Espessura de 0,30m

4.2 GALERIA RETANGULAR MOLDADA *IN-LOCO*

Galeria de concreto estrutural fck=15 MPa, moldado *in-loco* com espessura das paredes 0,20m e recobrimento de 1,0m.

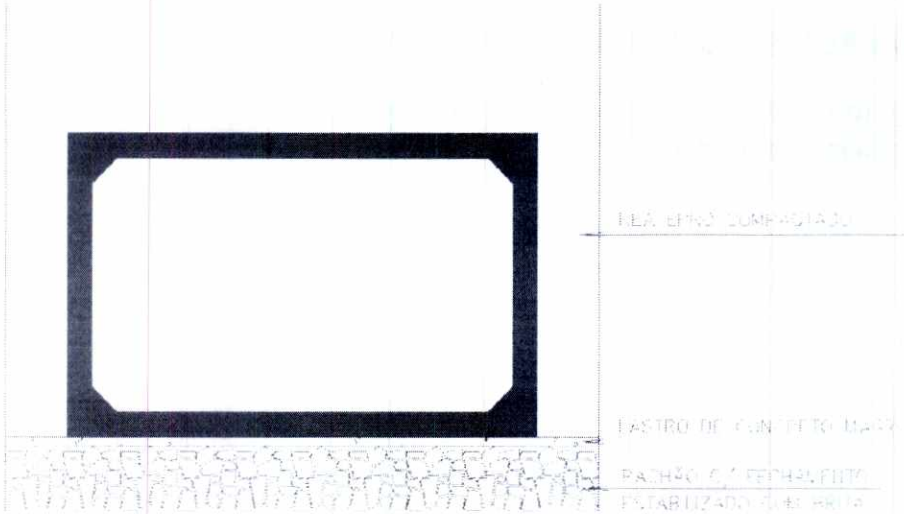


Figura 3 - Corte: Galeria retangular moldada in-loco

Tabela 3 - Quantificação: galeria de concreto moldada in loco

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Reaterro compactado	m^3	Preenchimento das laterais
Escoramento de vala	m^2	Aplicável para alturas de vala>1,30m
Concreto fck=10MPa	m^3	Largura das paredes = 0,20m
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	Bitola=20mm
Formas de compensado resinado e=12mm	m^2	Reutilização 3 vezes
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	Espessura = 0,40m
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	Regularização da base, espessura = 0,05m
Pavimentação em concreto asfáltico	m^3	CBUQ (5 cm), base (0,40 m) e sub-base (0,40 m)

Fls. 784
Proc. 17849/16

4.3 PREENCHIMENTO DO FUNDO COM CONCRETO

Canal retangular em gabião com o fundo revestido em concreto.

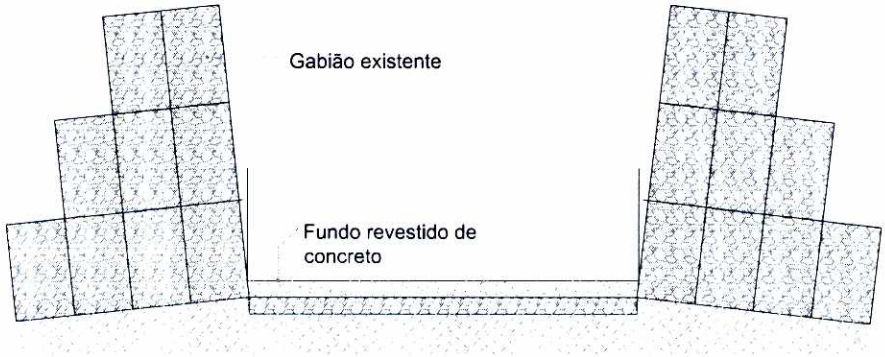


Figura 4 - Preenchimento do fundo com concreto

Tabela 4 - Quantificação – Preenchimento do fundo em concreto

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Armadura CA50 100kg/m³ concreto	Kg	Bitola=20mm
Concreto fck=15MPa	m³	Adequação da declividade

4.4 CANAL TRAPEZOIDAL COM REVESTIMENTO EM GRAMA

Fixação de Leito Natural escavado em solo com proteção do talude com grama.

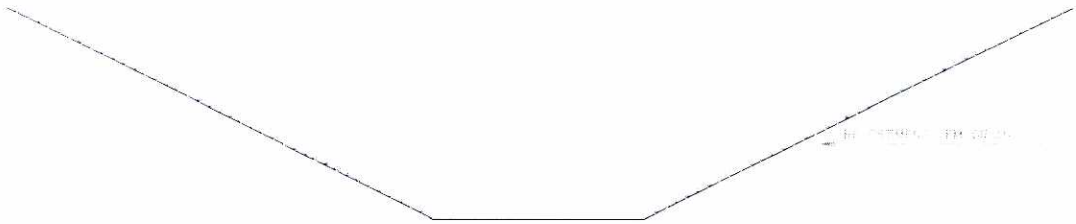


Figura 14 - Corte: canal trapezoidal revestido em grama

Tabela 5 - Quantificação - canal trapezoidal revestido em grama

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Plantio de Grama	m^2	Recobrimento dos taludes com grama tipo batatais

4.5 CANAL RETANGULAR DE CONCRETO MOLDADO *IN-LOCO* COM PERFIL "I" METÁLICO

Canal retangular de concreto estrutural fck=20 MPa, moldado *in-loco* com espessura das paredes 0,25 m e perfil metálico "I" de 10".

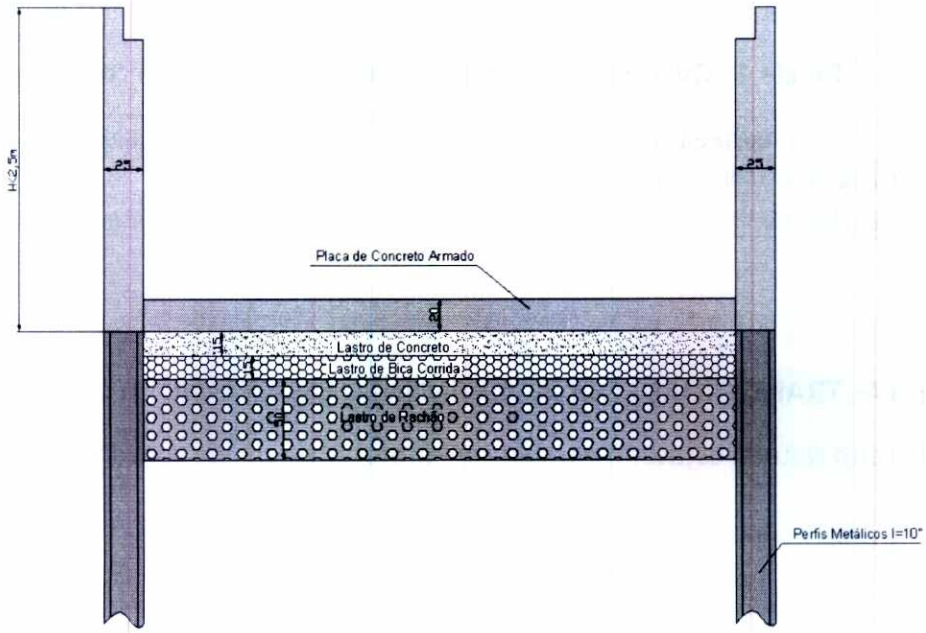


Figura 15 - Corte: Canal retangular de concreto moldado in-loco com perfil "I" metálico

Fls. 785 FCTH
Proc. 17849/16
Perfis Metálicos I=10"



Figura 16 - Detalhe: Parede lateral com perfil metálico "I" de 10"

Tabela 6 - Quantificação: Canal retangular moldado *in loco* com perfil "i" metálico

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Cravação de estaca metálica	m	Perfil "I" 10"
Concreto fck=20MPa	m^3	Largura das paredes = 0,25m
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	Bitola=10mm
Placas de concreto	m^2	Espessura da placa = 0,20m - Laje de fundo
Forma metálica	m^2	
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	Espessura = 0,50m
Lastro em bica corrida	m^3	Espessura = 0,15m
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	Regularização da base, espessura = 0,15m

4.6 CANAL TRAPEZOIDAL COM REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO

Fixação de Leito Natural escavado em solo com proteção do talude com concreto projetado.

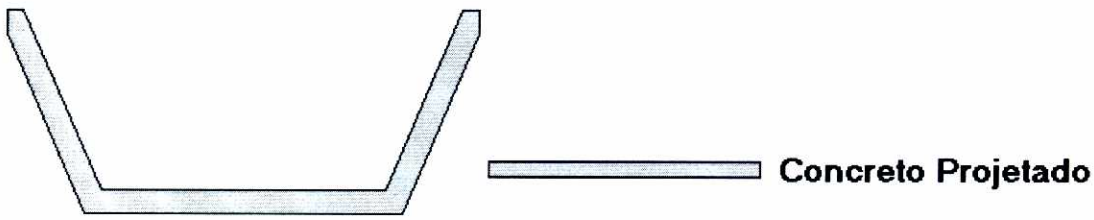


Figura 17 - Corte: canal trapezoidal com revestimento de concreto projetado

Tabela 7 - Quantificação - canal trapezoidal com revestimento de concreto projetado

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Tela metálica	kg	
Concreto projetado fck=20MPa	m^3	Largura das paredes = 0,10m

4.7 GALERIA RETANGULAR MOLDADA *IN-LOCO* COM PERFIL "I" METÁLICO

Galeria de concreto estrutural fck=20 MPa, moldado *in-loco* com espessura das paredes 0,20 m e recobrimento de 1,0 m.

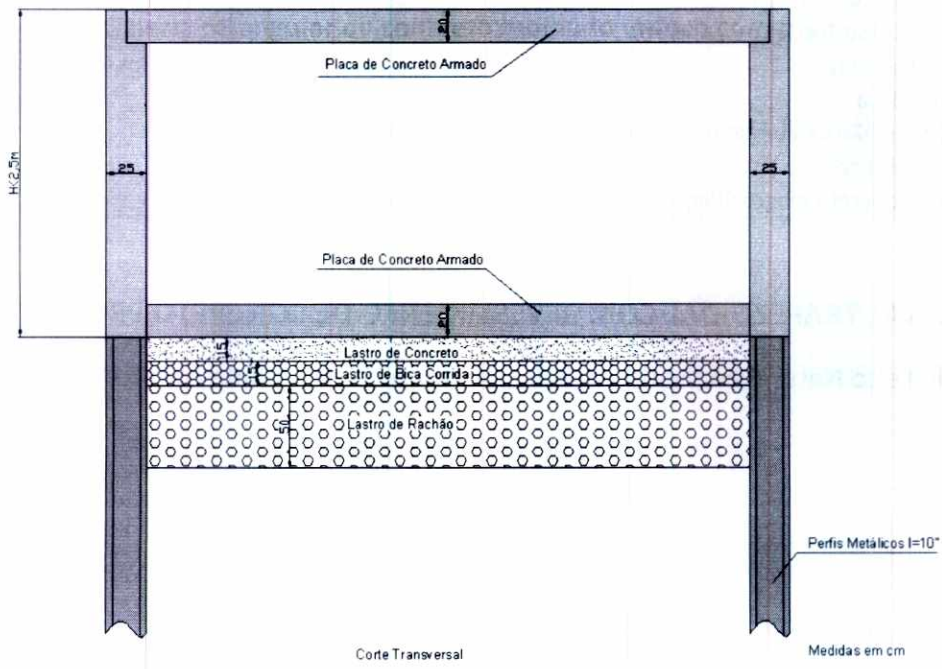


Figura 18 - Corte: Galeria retangular de concreto moldado in-loco com perfil metálico "I" de 10"

Fls. 786
Proc. 17849116
FCTH



Figura 19 - Detalhe: Parede lateral com perfil metálico "I" de 10"

Tabela 8 - Quantificação: galeria retangular moldada *in-loco* com perfil "i" metálico

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Cravação de estaca metálica	m	Perfil "I" 10"
Concreto fck=20MPa	m^3	Largura das paredes = 0,25m
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	Bitola=10mm
Placas de concreto	m^2	Espessura da placa = 0,20m - Laje de fundo e laje superior
Forma metálica	m^2	
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	Espessura = 0,50m
Lastro em bica corrida	m^3	Espessura = 0,15m
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	Regularização da base, espessura = 0,15m

4.8 TUBOS DE CONCRETO

Canalização utilizando tubos de concreto estrutural classe CA-2.

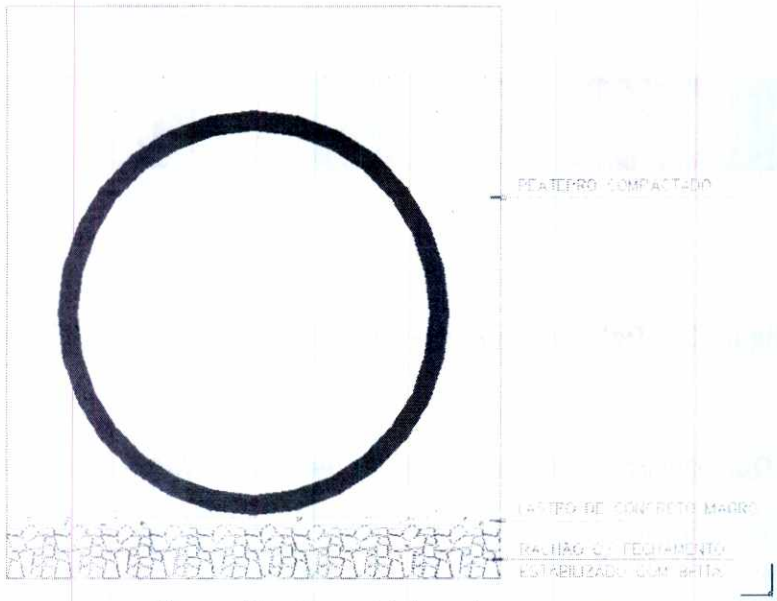


Figura 20 - Corte: Tubos de concreto

Tabela 9 - Quantificação: Tubos de concreto

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Preparo e Limpeza	m^2	Faixa do canal
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canal
Escavação	m^3	Escavação mecanizada
Escoramento de vala	m^2	Aplicável para alturas de vala>1,30m
Reaterro compactado	m^3	Preenchimento das laterais da galeria e recobrimento de 1m
Fornecimento de tubos	m	CA-2
Geotêxtil	m^2	Junções: largura 0,40m
Lastro de brita	m^3	Espessura = 0,20m

4.9 TUNNEL LINER COM REVESTIMENTO DE CONCRETO

Canalização com tubos metálicos executados com metodologia não destrutiva e revestidos com concreto.

Fls. 287
Proc. 12849/16

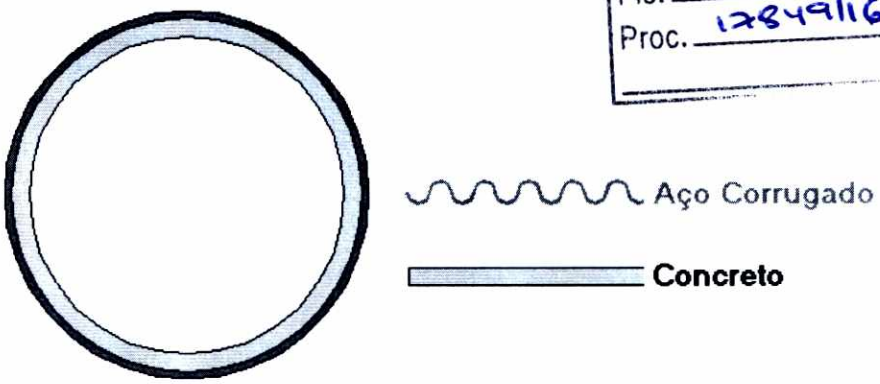


Figura 21 - Corte: Tubo metálico com revestimento de concreto.

Tabela 10 - Quantificação: Tunnel Liner com revestimento de concreto

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Locação e nivelamento	m	Comprimento do trecho
Sondagens	m	Profundidade 5m a cada 250m de canalização
Escavação de tunnel liner	m^3	Escavação mecanizada
Iluminação		Iluminação para execução de tunnel liner
Concreto fck=20MPa	m^3	Largura das paredes = 0,10m
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	Bitola=10mm
Formas metálicas	m^2	Fornecimento dos materiais e fabricação da forma
Fornecimento e execução do tunnel liner	m	Manuseio e montagem das chapas de aço galvanizado, corrugado, tipo tunnel liner (e=2,7mm), preparo e execução da injeção de solo-cimento

4.10 RESERVATÓRIOS

Os reservatórios serão escavados revestidos com concreto projetado e a inclinação dos taludes (H:V) 2:1.

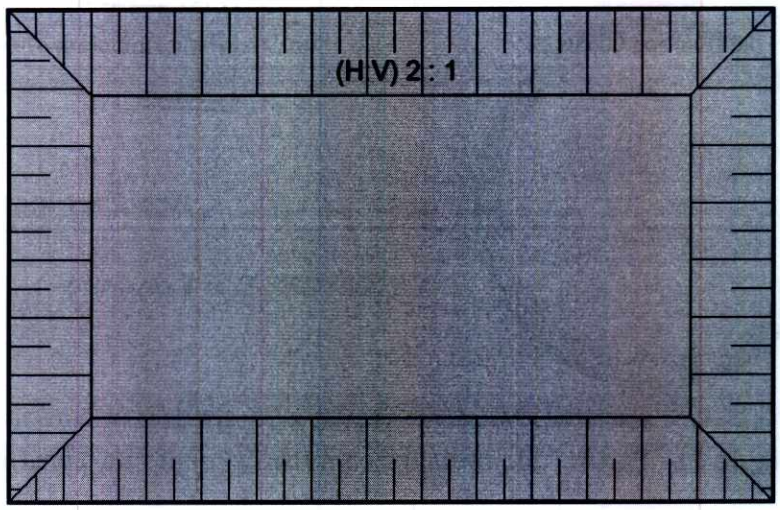


Figura 22 – Reservatório Padrão

Tabela 11 - Quantificação – Reservatórios

Serviço/Insumo	Unidade	Observação
Reservatório de concreto projetado	m^3	R$185,00 por m^3 (PEREIRA, 2014)

Fls. 138
Proc. 12849116
FCTH

5. ELABORAÇÃO DO CENÁRIO DAS ALTERNATIVAS DE PLANEJAMENTO

Em função das deficiências constatadas por meio do diagnóstico e prognóstico das principais estruturas de drenagem de Praia Grande, procedeu-se ao pré-dimensionamento hidráulico das seções necessárias ao escoamento das vazões de projeto considerando-se o horizonte de ocupação futura o ano de 2035 e atendendo as premissas impostas pelo DAEE para obtenção da outorga.

Isso permitiu, então, a elaboração do cenário de alternativas de planejamento com a proposição de seções típicas a serem implantadas nos macrodrenos existentes. Os critérios e parâmetros de dimensionamento têm como principais componentes, além das vazões de projeto, a declividade média, a geometria da seção e o tipo de revestimento a ser empregado no canal projetado.

O critério de dimensionamento para as estruturas propostas é o de atendimento das vazões correspondentes ao horizonte de abrangência do Plano, isto é, situação projetada para 2035. A determinação destas vazões nos diferentes pontos de interesse foi efetuada com o emprego de um modelo matemático de simulação chuva-vazão, tomando-se a precipitação com período de retorno de 100 anos (equivalente à probabilidade excedente de 1%) e duração de 2 h para o evento de chuva.

Portanto, as proposições para cada um dos macrodrenos, tanto no que se refere às estruturas (travessias, galerias e canais), foram dimensionadas considerando-se a pior situação, ou seja, a maior vazão, definida através das simulações.

5.1 VAZÕES UTILIZADAS NOS DIMENSIONAMENTOS

5.1.1 Bacia do Acaraú-Quietude

A Tabela 12 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, o período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 12 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2035 e TR=100 anos – Acaraú - Quietude

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J1	J6	0,0	7,8
J5	J6	0,0	5,4
J4	J6	0,0	1,6
J3	J6	0,0	2,1
J2	J6	0,0	1,8
J6	J7	18,0	21,5

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J7	J8	21,3	27,4
J8	J15	27,6	47,1
J9	J13	0,0	7,4
J10	J13	0,0	2,4
J11	J13	0,0	3,7
J12	J13	0,0	0,8
J13	J14	12,8	15,6
J14	J15	14,6	18,6
J15	J16	60,2	63,6
J16	J17	63,6	74,9
J17	J18	74,9	78,8
J18	J28	78,8	104,7
J19	J23	0,0	5,6
J21	J23	0,0	4,6
J22	J23	0,0	4,2
J20	J23	0,0	1,2
J23	J24	15,5	17,7
J24	J25	17,7	24,2
J25	J26	24,2	30,0
J26	J27	30,0	31,3
J27	J28	31,3	32,5
J28	Acaraú-Fim	123,6	123,9

5.1.2 Bacia da Faixa Oceânica

A Tabela 13 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 13 – Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2010 e TR=100 anos – Faixa Oceânica

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	0,0	28,7
J6	J7	0,0	17,7
J7	Faixa Oceânica 6 - Fim	17,7	17,7
J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	0,0	12,2

Fls. 789
Proc. 17849/16

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	0,0	11,1
J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	0,0	10,1
J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	0,0	6,4

5.1.3 Bacia do Guaramar

A Tabela 14 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 14 – Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2010 e TR=100 anos – Guaramar

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m³/s)	Qmáx Final (m³/s)
J4	J5	0,0	8,0
J3	J5	0,0	5,5
J1	J5	0,0	2,8
J2	J5	0,0	1,3
J5	J6	16,7	26,5
J6	J9	26,5	29,9
J7	J8	0,0	18,2
J8	J9	18,2	28,9
J9	J10	57,6	54,7
J10	Guaramar_Fim	54,7	51,5
J17	J18	0,0	9,2
J15	J16	15,0	15,0
J16	J18	15,0	20,9
J18	J20	26,9	27,7
J19	J20	0,0	7,2
J20	Guaramar_Fim	34,0	33,6
J11	J12	0,0	13,2
J12	J13	13,2	14,3
J13	J14	14,3	16,0
J14	Guaramar_Fim	16,0	15,2
Guaramar_Fim		98,6	

5.1.4 Bacia do Itinga

A Tabela 15 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 15 – Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2010 e TR=100 anos – Itinga

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J9	J8	0,0	3,6
J10	J8	0,0	3,5
J11	J8	0,0	1,3
J8	J12	7,1	8,1
J12	J3	8,1	8,1
J3	J4	8,1	17,7
J4	J5	17,7	24,4
J5	J7	24,4	27,9
J6	J7	0,0	7,7
J1	J7	0,0	6,4
J2	J7	0,0	0,4
J7	Itinga Fim	41,5	42,1

5.1.5 Bacia do Rio Branco

A Tabela 16 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 16 – Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2010 e TR=100 anos – Rio Branco

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J31	J35	0,0	2,2
J32	J35	0,0	1,8
J34	J35	0,0	1,3
J35	J64	4,9	4,9
J17	J64	0,0	3,3
J19	J64	0,0	0,7
J18	J64	0,0	0,2

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J64	J24	8,1	8,1
J22	J24	0,0	1,2
J23	J24	0,0	14,1
J21	J24	0,0	2,6
J20	J24	0,0	0,9
J24	J27	25,7	24,4
J25	J27	0,0	0,5
J26	J27	0,0	0,5
J27	Rio Branco 11_Fim	28,8	25,5
J5	Rio Branco 5_Fim	0,0	29,8
J4	Rio Branco 4_Fim	0,0	17,4
J3	Rio Branco 3_Fim	0,0	5,7
J28	J30	0,0	0,8
J29	J30	0,0	0,7
J30	Rio Branco 12_Fim	1,5	3,2
J43	J46	0,0	2,8
J45	J46	0,0	1,9
J42	J46	0,0	2,3
J44	J46	0,0	0,6
J46	J49	6,7	6,4
J48	J49	0,0	1,0
J47	J49	0,0	0,2
J49	Rio Branco 15_Fim	14,7	15,6
J10	J11	0,0	1,3
J8	J11	0,0	2,3
J11	Rio Branco 7_Fim	3,4	19,6
J2	Rio Branco 2_Fim	0,0	3,2
J13	Rio Branco 9_Fim	0,0	30,8
J60	J63	0,0	1,7
J61	J63	0,0	0,5
J62	J63	0,0	0,4
J63	Rio Branco 18_Fim	2,5	3,6
J65	J38	0,0	1,0
J37	J38	0,0	0,5
J36	J38	0,0	0,3
J38	Rio Branco 13_Fim	1,7	3,6
J6	Rio Branco 6_Fim	0,0	22,7
J1	Rio Branco 1_Fim	0,0	4,6
J14	J15	0,0	10,2
J15	Rio Branco 10_Fim	10,2	17,6

Fls. 290
Proc. 12849116

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J40	J41	0,0	3,7
J39	J41	0,0	4,0
J41	Rio Branco 14_Fim	7,5	8,1
J52	J53	0,0	1,5
J51	J53	0,0	0,5
J50	J53	0,0	0,5
J53	Rio Branco 16_Fim	2,3	3,5
J12	Rio Branco 8_Fim	0,0	14,2
J54	J55	0,0	0,7
J55	Rio Branco 17_Fim	0,7	1,1

5.1.6 Bacia do Tupi

A Tabela 17 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 17 – Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2010 e TR=100 anos – Tupi

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J2	J4	0,0	13,1
J1	J4	0,0	4,2
J3	J4	0,0	5,7
J4	J6	21,8	29,1
J5	J6	0,0	6,9
J6	J7	35,4	41,7
J7	J8	41,7	42,0
J8	J9	42,0	42,5
J9	J10	42,5	43,2
J10	Tupi_Fim	43,2	43,7

5.1.7 Bacia do Xixová-Praião

A Tabela 18 a seguir ilustra os resultados obtidos das simulações hidrológicas com as vazões consideradas nos dimensionamentos, ou seja, período de retorno 100 anos e horizonte de projeto de 2035.

Tabela 18 - Vazões obtidas por meio da simulação hidrológica para o ano de 2035 e TR=100 anos – Xixová-Praião

Nó Inicial	Nó Final	Qmáx Inicial (m^3/s)	Qmáx Final (m^3/s)
J1	J2	0,0	5,0
J2	J3	5,0	10,7
J3	J4	10,7	21,6
J4	J5	21,6	33,8
J5	J6	33,8	42,4
J6	J7	42,4	46,2
J7	J8	46,2	51,0
J8	J18	51,0	60,0
J9	J11	0,0	4,1
J10	J11	0,0	2,7
J11	J12	6,8	8,8
J12	J13	8,8	10,8
J13	J18	10,8	12,5
J14	J15	0,0	0,4
J15	J16	0,4	0,8
J16	J17	0,8	1,6
J17	J18	1,6	3,3
J18	J22	71,7	71,7
J19	J20	0,0	4,2
J20	J21	4,2	6,9
J21	J22	6,9	8,6
J22	J23	79,6	86,5
J23	J24	86,5	88,7
J24	Xixová/Praião_Fim	88,7	88,0

Fls. 791
Proc. 17849116

6. SELEÇÃO DO TIPO DE INTERVENÇÃO PARA O CENÁRIO PROPOSTO

6.1 CATEGORIA DAS INTERVENÇÕES

De acordo com o apresentado neste volume, estabeleceram-se duas categorias para a classificação das estruturas de macrodrenagem necessárias para oferecer condições de escoamento às sub-bacias identificadas.

Estas categorias dizem respeito às condições detectadas no diagnóstico e no prognóstico de acordo com os critérios de avaliação, sendo descritas a seguir:

Categoria 1: Estruturas existentes que necessitam ampliação ou reforço;

Categoria 2: Estruturas propostas no presente estudo

Galerias enterradas foram analisadas de modo diferente do apresentado no Volume 3, considerando sua operação como bueiro trabalhando em carga. Para tal, foi utilizada a metodologia disponibilizada pelo DNIT em seu manual de drenagem de rodovias (2006). Foi considerada como carga de montante a profundidade normal obtida para o trecho logo a montante da galeria, limitada pela altura máxima do canal de montante.

6.2 ESTRUTURAS EXISTENTES QUE NECESSITAM DE AMPLIAÇÃO E REFORÇO

6.2.1 Bacia do Acaraú-Quietude

A bacia do canal do Acaraú-Quietude possui uma grande área urbana consolidada, de acordo com estudos realizados, 70% da área total da bacia está impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana, considerando um cenário de saturação, representaria seguramente, uma impermeabilização de aproximadamente 90% de sua área total, conservando apenas uma pequena parcela de área natural. É uma bacia crítica, pois desfavorece a adoção de proposições direcionadas ao simples manejo de áreas naturais e exige, em contrapartida, a implantação de soluções mitigadoras estruturais conservadoras nos trechos considerados na bacia.

A proposta de intervenção nos canais na bacia do canal Acaraú-Quietude é de ampliação da canalização. Foram concebidas proposições que têm como orientação à garantia da sustentabilidade ao longo do tempo e que permitirão a execução gradativa, sem a necessidade de um aporte inicial muito elevado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o **desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem**, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. **O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja trabalhos efetivos de conservação**, com adequada frequência de limpeza e de manutenção.

As intervenções propostas para a bacia do Acaraú-Quietude são as seguintes:

Fls. 792 FCTH
Proc. 17849/16

6.2.1.1 Canal Aloha

O canal Aloha foi subdividido em cinco trechos, de acordo com o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas neste canal estão concentradas entre a Avenida Ministro Marcos Freire e o rio Acaraú e consistem no alargamento das seções. A Tabela 19 mostra a nova configuração do canal Aloha para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções:

- mudança na altura da seção do trecho T1a de 1,5 m para 2,0 m, essa intervenção aumenta a capacidade de descarga de 17,7 m^3/s para 26,7 m^3/s;
- alargamento da base da seção do trecho T1b de 6,5 m para 5,0 m, essa intervenção faz com que a capacidade de descarga passa de 17,7 m^3/s para 12,8 m^3/s, a qual não compromete o atendimento a vazão de projeto de 12,3 m^3/s.

Tabela 19 - Canal Aloha – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
ALOHA	T1a	150,00	J6	J7	B	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	6,50	**2,00**	0,00	0,00	0,00	**26,7**	**21,5**	124%
	T1b	200,00			B	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	**5,00**	1,50	0,00	0,00	0,00	**12,8**	**12,3**	104%
	T2	60,00			B	Concreto	0,018	3	0,0024	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	**11,5**	**1,6**	716%
	T3	25,00	J4	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0008	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	**1,5**	**1,4**	103%
	T4	540,00			T	Grama	0,030	1	0,0001	0,50	5,00	2,00	0,00	0,00	0,00	**4,4**	**1,4**	321%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 793
Proc. 17849/16

6.2.1.2 Canal Marginal 11

O canal Marginal 11 foi subdividido em quatro trechos, de acordo com o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas consistem nas mudanças das dimensões das seções. A Tabela 20 mostra a nova configuração do canal Marginal 11 para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções:

- mudança na altura da seção dos trechos T1b e T2 do canal Marginal 11B de 0,6 m para 1,5 m e de 0,5 m para 1,5 m respectivamente, essas intervenções alteram a capacidade de descarga de 0,2 m^3/s para 0,8 m^3/s e de 0,1m^3/s para 0,8 m^3/s respectivamente;
- alargamento da base da seção dos seguintes trechos, também no canal Marginal 11B:
  - trecho T1b de 0,6 m para 1,0 m;
  - trecho T2 de 0,5 m para 1,0m.

Tabela 20 – Canal Marginal 11 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR11 A	T1a	225,00	J10	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	2,4	155%
	T1b	90,00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				5,7	1,8	318%
	T1c	470,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,5	242%
	T2	85,00			C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,60	0,60				0,3	0,2	134%
MAR11 B	T1a	25,00	J12	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	0,8	464%
	T1b	20,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		***1,00***	***1,00***				0,8	0,7	118%
	T2	95,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		***1,00***	***1,00***				0,8	0,5	143%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 794
Proc. 17849/16
FCTH

6.2.1.3 Canal Marginal 12

O canal Marginal 12 foi subdividido em nove trechos, de acordo com o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas consistem nas mudanças das dimensões das seções. A Tabela 21 apresenta a nova configuração do canal Marginal 12 para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções:

- Para o canal Marginal 12A:
  - trecho T1a: mudança na base da seção de 1,5 m para 2,0 m, ocasionando um aumento na capacidade de descarga de 6,4 m³/s para 7,8 m³/s;
  - trecho T1b: implantação de um bueiro de diâmetro 2,0 m, o qual trabalhará com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com a sua entrada submersa ou "afogada";
  - trecho T1c: mudança na base da seção de 1,5 m para 2,0 m, permitindo um aumento na capacidade de descarga de 4,5 m³/s para 5,5 m³/s;
  - trecho T2: mudanças na base e na altura da seção de 1,0 m para 1,5 m, mudando a capacidade de descarga de 0,9 m³/s para 2,8 m³/s;
  - trecho T3: mudanças na base e na altura da seção de 0,6 m para 1,5 m, mudando a capacidade de descarga de 0,2 m³/s para 0,9 m³/s.

- Para o canal Marginal 12B:
  - trecho T1b: mudanças na base e na altura da seção de 0,8 m para 1,2 m, mudando a capacidade de descarga de 0,4 m³/s para 1,3 m³/s, neste trecho o bueiro existente trabalhará com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com a sua entrada submersa ou "afogada";
  - trecho T2: mudanças na base e na altura da seção de 0,6 m para 1,5 m, mudando a capacidade de descarga de 0,2 m³/s para 2,3 m³/s;
  - trecho T3: mudanças na base e na altura da seção de 0,5 m para 1,2 m, mudando a capacidade de descarga de 0,1 m³/s para 1,3 m³/s.

Tabela 21 – Canal Marginal 12 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR12 A	T1a	190,00	J9	J13	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	***2,00***	2,50	0,63		0,700	7,8	7,4	105%
	T1b	85,00			**C**	**Concreto**	**0,018**	**1**	**0,0001**		***2,00***	***2,00***				**13,8**	**5,7**	**243%**
	T1c	375,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	***2,00***	2,00	0,63		0,700	5,5	4,9	112%
	T2	85,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		***1,50***	***1,50***				2,8	1,6	178%
	T3	90,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		***1,00***	***1,00***				0,9	0,8	117%
MAR12 B	T1a	30,00	J11	J13	M	Concreto	0,018	1	0,0020		1,50	1,50	0,63		0,700	6,3	3,7	170%
	T1b	80,00			**C**	**Concreto**	**0,018**	**1**	**0,0020**		***1,20***	***1,20***				**3,5**	**3,3**	**107%**
	T2	85,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		***1,50***	***1,50***				2,3	2,2	104%
	T3	75,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		***1,20***	***1,20***				1,3	1,0	123%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular
R Seção Retangular fechada
B Seção retangular aBerta
M Seção Mista
T Seção Trapezoidal

Fls. 795 FCTH
Proc. 17849116

6.2.1.4 Canal Marginal 13

O canal Marginal 13 foi subdividido em seis trechos, de acordo com o especificado no projeto fornecido pela PMPG. A intervenção proposta consiste na mudança do tipo de seção de um trecho deste canal. A Tabela 22 apresenta a nova configuração do canal Marginal 13 para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções:

- trecho T3: mudança no tipo de seção, de circular para uma seção trapezoidal mista revestida em concreto (talude inferior) e grama (talude superior), essa intervenção acarreta no aumento na capacidade de descarga de 0,5 m^3/s para 4,5 m^3/s.

Tabela 22 - Canal Marginal 13 – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Dim. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR13 A	T1	20,00	J2	J6	C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				6,7	1,8	374%
	T2	220,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,70	4,7	1,8	266%
	T3	75,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,021***	1	0,0001	***0,63***	1,50	***2,00***	***0,63***		***0,70***	4,5	1,4	328%
	T4a	115,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,60	4,2	1,2	342%
	T4b	15,00			T	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00				2,8	1,0	277%
	T4c	125,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,60	4,2	1,0	423%
	T4d	15,00			T	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00				2,8	0,8	368%
	T4e	245,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,60	4,2	0,7	568%
	T5	85,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,80	0,80				0,4	0,3	143%
	T6	80,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020		0,60	0,60				0,2	0,1	137%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 1096
Proc. 17849/18

6.2.1.5 Canal Marginal 14

O canal Marginal 14 foi subdividido em doze trechos, de acordo com o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas consistem nas mudanças das dimensões das seções. A Tabela 23 apresenta a nova configuração do canal Marginal 14 para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas intervenções que possibilitaram o aumento da capacidade de descarga nos seguintes trechos:

- No canal Marginal 14A:
  - trecho T1a: alargamento da base da seção de 1,5 m para 6,5 m e por conseguinte um aumento na capacidade de descarga de 1,1 m^3/s para 8,0 m^3/s;
  - trecho T1b: alargamento da base da seção de 1,5 m para 6,0 m e por conseguinte um aumento na capacidade de descarga de 1,1 m^3/s para 7,2 m^3/s;
  - trecho T3a: alargamento da base da seção de 1,5 m para 4,5 m e por conseguinte um aumento na capacidade de descarga de 1,2 m^3/s para 5,6 m^3/s;
  - trecho T3b: alargamento da base da seção de 1,5 m para 4,0 m e por conseguinte um aumento na capacidade de descarga de 1,1 m^3/s para 4,6 m^3/s;
  - trecho T3c: alargamento da base da seção de 1,5 m para 4,0 m e por conseguinte um aumento na capacidade de descarga de 1,2 m^3/s para 4,8 m^3/s;
  - trecho T3d: alargamento da base da seção de 1,5 m para 4,0 m e por conseguinte um aumento na capacidade de descarga de 1,1 m^3/s para 4,2 m^3/s;
  - trecho T4: implantação de um bueiro de diâmetro 0,8 m, o qual trabalhará com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com a sua entrada submersa ou "afogada";
  - trecho T5: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m

Tabela 23 – Canal Marginal 14 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	2V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR14 A	T1a	120,00	J1	J6	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001		***6,50***	2,00	0,63		0,10	**8,0**	**7,8**	**103%**
	T1b	100,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001		***6,00***	2,00	0,63		0,10	**7,2**	**6,9**	**106%**
	T2	75,00			C	Concreto	**0,018**	**1**	**0,0001**		1,50	**1,50**				**6,8**	**6,1**	**111%**
	T3a	150,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001		***4,50***	2,00	0,63		0,20	**5,6**	**5,5**	**101%**
	T3b	15,00			T	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001		***4,00***	2,00				**4,6**	**4,3**	**106%**
	T3c	125,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001		***4,00***	2,00	0,63		0,20	**4,8**	**4,2**	**113%**
	T3d	10,00			T	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001		***4,00***	2,00				**4,2**	**3,2**	**131%**
	T3e	230,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,20	**3,2**	**3,1**	**102%**
	T4	70,00			C	Concreto	**0,018**	**1**	**0,0050**		***0,80***	***0,80***				**1,7**	**1,3**	**129%**
	T5	100,00			M	Concreto	0,018	1	0,0027	**0,63**	***1,50***	**2,00**	**0,63**		**0,10**	**16,2**	**0,8**	**2062%**
MAR14 B	T1	190,00	J5	J6	C	Concreto	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				**6,6**	**5,4**	**122%**
	T2	310,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		1,00	**5,3**	**3,3**	**160%**

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 797
Proc. 17849/16
FCTH

6.2.1.6 Canal Quietude

O canal Quietude foi subdividido em seis trechos, de acordo com o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas consistem nas mudanças das dimensões das seções. A Tabela 24 apresenta a nova configuração do canal Quietude para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas intervenções que possibilitaram o aumento da capacidade de descarga nos seguintes trechos:

- trecho T1: alargamento da base da seção de 9,0 m para 14,0 m, aumento da capacidade hidráulica de 21,1 m^3/s para 33,6 m^3/s;
- trecho T2: alargamento da base da seção de 9,0 m para 13,0 m, aumento da capacidade hidráulica de 21,1 m^3/s para 31,1 m^3/s;
- trecho T6: alargamento da base da seção de 3,0 m para 3,5 m, aumento da capacidade hidráulica de 11,9 m^3/s para 18,9 m^3/s.

Tabela 24 – Canal Quietude – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q(m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
QUIETUDE	T1	405,00	J26	J28	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	***14,00***	1,50				**33,6**	**32,5**	**103%**
	T2	210,00	J25	J26	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	***13,00***	1,50				**31,1**	**30,0**	**104%**
	T3	130,00			B	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	9,00	1,50				**31,4**	**26,4**	**119%**
	T4	210,00	J24	J25	B	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	9,00	1,50				**31,4**	**24,2**	**130%**
	T5	285,00			B	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	8,00	1,50				**27,4**	**21,4**	**128%**
	T6	170,00	J23	J24	R	Concreto	0,018	1	0,0057	0,00	***3,50***	1,50				**18,9**	**17,7**	**107%**

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 798
Proc. 17849/16

6.2.1.7 Canal Marginal 7

O canal Marginal 7 foi subdividido em treze trechos, dos quais seis deles foram definidos de acordo com o que existe implantado, pois não se tem dados de projeto, os restantes obedecem o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas consistem nas mudanças das dimensões das seções, bem como a introdução de seções nos trechos sem projeto. A Tabela 25 apresenta a nova configuração do canal Marginal 7 para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas as seguintes intervenções:

- trecho T1a: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T1b: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T1c: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T1d: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T1e: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T1f: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T2a: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T2b: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T2d: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga".

Tabela 25 – Canal Marginal 7 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Declv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
	T1a	***80,00***			***C***	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				4,7	4,2	**112%**
	T1b	***70,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,9	3,9	100%
	T1c	***70,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	3,6	103%
	T1d	***40,00***			***C***	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				6,1	3,3	**183%**
	T1e	***55,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	3,2	118%
	T1f	***80,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	2,9	126%
MAR7	T2a	70,00	J22	J23	***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	2,6	142%
	T2b	70,00			***C***	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				3,7	2,3	**161%**
	T2c	110,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	2,0	181%
	T2d	10,00			***C***	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				5,9	1,6	**368%**
	T2e	260,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,6	237%
	T3	90,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,6	0,5	108%
	T4	40,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,60	0,60				0,3	0,2	163%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 799
Proc. 17849/16

6.2.1.8 Canal Marginal 9

O canal Marginal 9 foi subdividido em treze trechos, dos quais seis deles foram definidos de acordo com o que existe implantado, pois não se tem dados de projeto, os restantes obedecem o especificado no projeto fornecido pela PMPG. As intervenções propostas consistem nas mudanças das dimensões das seções, bem como a introdução de seções nos trechos sem projeto. A Tabela 25 apresenta a nova configuração do canal Marginal 9 para que o mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas as seguintes intervenções:

- trecho T1a: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T1b: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T1c: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T1d: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T1e: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T2b: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T2c: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T2e: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T3: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T4a: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m;
- trecho T4b: implantação de um bueiro de diâmetro 1,5 m, o qual para atender à vazão exigida, o mesmo trabalhará "em carga";
- trecho T4c: implantação de uma seção trapezoidal mista em concreto e grama de base 1,5 m e altura 2,0 m.

Tabela 26 – Canal Marginal 9 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Declív. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
	T1a	***80,00***			**C**	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				4,7	4,6	**102%**
	T1b	***75,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,018***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	4,3	4,2	**101%**
	T1c	***40,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,018***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	4,0	3,8	**106%**
	T1d	***20,00***			**C**	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				7,9	3,6	**220%**
	T1e	***40,00***			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	3,5	**105%**
	T2a	50,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	3,3	**112%**
	T2b	60,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	3,1	**121%**
MAR9	***T2c***	***70,00***	J19	J23	**C**	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				4,1	2,8	**148%**
	T2d	100,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	2,4	**154%**
	T2e	70,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	1,9	**194%**
	T3	***10,00***			**C**	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				5,8	1,6	**372%**
	T4a	80,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	1,5	**246%**
	T4b	***50,00***			**C**	***Concreto***	***0,018***	***1***	***0,0001***		***1,50***	***1,50***				2,7	1,1	**247%**
	T4c	130,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,020***	***1***	***0,0001***	***0,63***	***1,50***	***2,00***	***0,63***		***0,40***	3,7	0,9	**434%**
	T5	40,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,6	0,2	**280%**

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 800 FCTH
Proc. 17849/16

6.2.1.9 Canal Marginal 8

O canal Marginal 8 foi subdividido em nove trechos, baseados na subdivisão espelhada do canal Marginal 7, com os comprimentos medidos pela imagem de satélite. Isso foi necessário porque não existem dados de projeto.

As intervenções propostas consistem em implantações de seções. A Tabela 27 apresenta a nova configuração do canal Marginal 8.

Tabela 27 – Canal Marginal 8 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR8	T1	155,00	J20	J23	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,2	308%
	T2	10,00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				4,7	1,0	454%
	T3	175,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	1,0	370%
	T4	245,00			C	Concreto	0,018	1	0,0001		1,50	1,50				2,2	0,8	267%
	T5	250,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	0,6	617%
	T6	75,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,6	0,3	200%
	T7	30,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63		0,40	3,7	0,2	1850%
	T8	150,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,6	0,2	300%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 801
Proc. 17849/16

6.2.1.10 Canal Marginal 10

O canal Marginal 10 foi subdividido em oito trechos, baseados na subdivisão espelhada do canal Marginal 9, com os comprimentos medidos pela imagem de satélite. Isso foi necessário porque não existem dados de projeto.

As intervenções propostas consistem em implantações de seções. A Tabela 28 apresenta a nova configuração do canal Marginal 10.

Tabela 28 – Canal Marginal 10 - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR10	*T1*	*165,00*			*M*	*Concreto/Grama*	*0,020*	*1*	*0,0001*	*0,00*	*4,00*	*2,00*	*0,63*		*0,50*	5,6	5,6	100%
	T2	*10,00*			*R*	*Concreto*	*0,018*	*1*			*4,00*	*2,00*				4,8	4,8	100%
	T3	*175,00*			*M*	*Concreto/Grama*	*0,020*	*1*	*0,0001*	*0,00*	*4,00*	*2,00*	*0,63*		*0,50*	5,6	4,7	119%
	T4	*250,00*			*C*	*Concreto*	*0,018*	*2*	*0,0001*		*1,50*	*1,50*				4,3	3,8	114%
	T5	*175,00*			*M*	*Concreto/Grama*	*0,020*	*1*	*0,0001*	*0,63*	*1,50*	*2,00*	*0,63*		*0,40*	3,7	2,5	148%
	T6	*80,00*			*C*	*Concreto*	*0,018*	*1*	*0,0001*		*1,50*	*1,50*				2,6	1,6	162%
	T7	*115,00*			*M*	*Concreto/Grama*	*0,020*	*1*	*0,0001*	*0,63*	*1,50*	*2,00*	*0,63*		*0,40*	3,7	1,2	308%
	T8	*120,00*			*C*	*Concreto*	*0,018*	*1*	*0,0030*		*1,00*	*1,00*				1,0	0,6	167%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 302
Proc. 17849116

6.2.2 Bacia da Faixa Oceânica

A bacia da Faixa Oceânica possui área urbana consolidada, de acordo com estudos realizados, 70% da área total da bacia está impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana, considerando um cenário de saturação representaria, seguramente, uma impermeabilização de aproximadamente 80% de sua área total, conservando apenas uma pequena parcela de área natural. É uma bacia crítica, pois desfavorece a adoção de proposições direcionadas ao simples manejo de áreas naturais e exige, em contrapartida, a implantação de soluções mitigadoras estruturais conservadoras nos trechos considerados na bacia.

A proposta de intervenção nos canais da bacia da Faixa Oceânica é de ampliação da canalização. Foram concebidas proposições que têm como orientação à garantia da sustentabilidade ao longo do tempo e que permitirão a execução gradativa, sem a necessidade de um aporte inicial muito elevado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o **desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem**, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. **O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja trabalhos efetivos de conservação**, com adequada frequência de limpeza e de manutenção.

As intervenções propostas para a bacia da Faixa Oceânica são as seguintes:

6.2.2.1 Canal Ocian

O canal Ocian foi dividido em seis trechos com características físicas similares, é um canal coberto que corre sob a rua Carlos Vanderlinde e a rua Santana de Ipanema. As seções analisadas são as seções de projeto, uma vez que, a PMPG informou que a seção implantada deve ser desativada por não ter acesso para a manutenção. A Tabela 29 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga atenda a vazão de projeto.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções:

- alargamento da base dos trechos projetados T1 e T2:
  - para o trecho T1a a base da seção foi alterada de 3,00 m para 5,00 m essa mudança altera a capacidade de descarga que passa de 9,2 m^3/s para 17,9 m^3/s;
  - para o trecho T1b a base da seção foi alterada de 3,00 m para 4,50 m essa mudança altera a capacidade de descarga que passa de 9,2 m^3/s para 15,6 m^3/s;
  - para o trecho T2a a base da seção foi alterada de 2,00 m para 3,50 m essa mudança altera a capacidade de descarga de 5,3 m^3/s para 11,2 m^3/s;
  - para o trecho T2b a base da seção foi alterada de 2,00 m para 3,00 m essa mudança altera a capacidade de descarga de 5,3 m^3/s para 9,1 m^3/s;
- para o trecho T3 a informação que consta no projeto é que há uma seção retangular existente sem indicação de suas dimensões. Os estudos indicam que neste trecho para que a vazão de projeto seja atendida é necessária a seguinte intervenção:

- para o trecho T3a a base da seção foi alterada de 1,50 m para 2,20 m essa mudança altera a capacidade de descarga de 3,5 m^3/s para 6,0 m^3/s;

Fls. 803
Proc. 17849/16

Tabela 29 - Canal Ocian – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
OCIAN	T1a	175.00	J6	Faixa Oceânica 6 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0020		***5,00***	1.50				17,9	17,7	101%
	T1b	200.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		***4,50***	1.50				15,6	14,3	109%
	T2a	150.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		***3,50***	1.50				11,2	10,5	107%
	T2b	135.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		***3,00***	1.50				9,1	7,6	120%
	T3a	100.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		***2,20***	1.50				6,0	5,0	119%
	T3b	160.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		1.50	1.50				3,5	3,1	113%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.2.2 Canal Gilberto Fouad Beck

O canal Gilberto Fouad Beck foi dividido em seis trechos de acordo com as características físicas similares, o canal apresenta-se coberto apenas nos cento e sessenta metros mais próximos da praia, no restante corre a céu aberto paralelo a rua Gilberto Fouad Beck. As seções analisadas são as do projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 30 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para o horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas intervenções de alargamento da base e alteração da geometria nas seções do canal projetado:

- mudança de geometria do trecho T3 de circular para retangular com base de 2,00 m e altura de 1,50 m, aumento de capacidade de 2,9 m^3/s passou para 6,3 m^3/s ;
- mudança de geometria do trecho T4 de circular para retangular com base de 1,50 m e altura de 1,50 m, aumento de capacidade de 2,9 m^3/s passou para 4,2 m^3/s ;
- alargamento de canal nos seguintes trechos:
  - trecho T1a de largura 2,50 m foi redimensionada para 3,50 m, aumento de capacidade de 7,3 m^3/s para 11,5 m^3/s;
  - trecho T1b de largura 2,50 m foi redimensionada para 3,00 m, aumento de capacidade de 7,3 m^3/s para 9,4 m^3/s;
  - trecho T2 de base 1,50 m passou para 2,00 m, aumento de capacidade de 4,9 m^3/s para 7,4 m^3/s.

Fls. 804
Proc. 17849/16

Tabela 30 – Canal Gilberto Fouad Beck - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
GILBERTO FOUAD BECK	T1a	170,00	J5	Faixa Oceânica 5 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0,0015		***3,50***	1,70				11,5	11,1	104%
	T1b	100,00			R	Concreto	0,018	1	0,0015		***3,00***	1,70				9,4	8,7	108%
	T2	90,00			R	Concreto	0,018	1	0,0029		***2,00***	1,70				7,4	7,3	102%
	T3	140,00			***R***	Concreto	0,018	1	0,0029		***2,00***	1,50				6,3	6,0	105%
	T4	105,00			***R***	Concreto	0,018	1	0,0029		***1,50***	1,50				4,2	4,0	104%
	T5	180,00			C	Concreto	0,018	1	0,0024		1,50	1,50				2,7	2,5	106%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.2.3 Canal Negro Velho

O canal Negro Velho foi dividido em seis trechos com características físicas similares, é um canal coberto, com aproximadamente 700 m de extensão, o qual para a bacia da Faixa Oceânica este desagua para o sentido do oceano. O canal Negro Velho está localizado entre as ruas Tamoios e Potiguares.

As seções analisadas são as seções de projeto fornecidas pela PMPG no formato digital. A Tabela 31 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja atendida para o horizonte de projeto.

Para esse canal foi proposto um novo traçado, no qual o canal Negro Velho estará localizado sob a rua Tamoios, seguindo em direção a Av. Presidente Castelo Branco, onde desagua. Considerando as dimensões anteriores do canal projetado, além da mudança de traçado foram recomendadas intervenções de alargamento da base e alteração da geometria das seções:

- alargamento de canal do trecho T1 de 2,50 m para 3,20 m de largura, aumentando a capacidade de 7,8 m^3/s para 10,8 m^3/s;
- alargamento de canal do trecho T2 de 2,00 m para 2,50 m de largura, aumentando a capacidade de 5,7 m^3/s para 7,8 m^3/s;
- alargamento de canal do trecho T3 de 1,20 m para 2,20 m de largura, aumentando a capacidade de 2,8 m^3/s para 6,5 m^3/s;
- alargamento de canal do trecho T4 de 1,20 m para 2,00 m de largura, aumentando a capacidade de 2,8 m^3/s para 5,7 m^3/s;
- alteração da geometria da seção do trecho T5 de circular para retangular com base de 1,80 m e altura de 1,00 m, aumentando sua capacidade de 0,7 m^3/s para 3,2 m^3/s;
- alteração da geometria da seção do trecho T6 de circular para retangular com base de 1,50 m e altura de 1,00 m, aumentando sua capacidade de 0,4 m^3/s para 2,5 m^3/s.

O novo traçado deste canal é necessário, pois o mesmo atualmente localiza-se sob as edificações e a alteração possibilitará a manutenção do mesmo, garantindo assim a eficiência hidráulica do canal.

Fls. 805
Proc. 17849/16

Tabela 31 – Canal Negro Velho – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
NEGRO VELHO	T1	160.00	J4	Faixa Oceânica 4 - Fim	R	Concreto	0.018	1	0.0028		***3,20***	1.40				10,8	10,1	107%
	T2	120.00			R	Concreto	0.018	1	0.0028		***2,50***	1.40				7,8	7,8	100%
	T3	50.00			R	Concreto	0.018	1	0.0028		***2,20***	1.40				6,5	6,0	109%
	T4	170.00			R	Concreto	0.018	1	0.0028		***2,00***	1.40				5,7	5,3	109%
	T5	60.00			***R***	Concreto	0.018	1	0.0028		***1,80***	***1,00***				3,2	2,8	115%
	T6	130.00			***R***	Concreto	0.018	1	0.0028		***1,50***	***1,00***				2,5	1,9	131%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.2.4 Canal Aviação

O canal Aviação dividido em quatro trechos de acordo com as características físicas similares, o canal é coberto em toda sua extensão e está sob a rua Alberto Santos Dumont. As seções analisadas foram as disponibilizadas em projeto pela PMPG no formato digital. A Tabela 32 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para veicular a vazão de projeto.

Para esse canal foram consideradas intervenções de alargamento da base e alteração da geometria de uma das seções do canal projetado:

- alargamento de canal do trecho T1a de 1,50 m para 3,50 m de largura, aumentando a capacidade de 1,7 m^3/s para 6,4 m^3/s.
- alargamento de canal do trecho T1b de 1,50 m para 3,00 m de largura, aumentando a capacidade de 1,7 m^3/s para 5,3 m^3/s.
- alteração da geometria da seção do trecho T2a de circular para retangular com base de 2,20 m e altura de 1,00 m, aumentando sua capacidade de 1,1 m^3/s para 3,3 m^3/s.

Fls. 806
Proc. 17849/16

Tabela 32 - Canal Aviação – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
AVIAÇÃO	T1a	135.00	J3	Faixa Oceânica 3 - Fim	R	Concreto	0,018	1	0.0020		***3,50***	1,00				6,4	6,4	100%
	T1b	250.00			R	Concreto	0,018	1	0.0020		***3,00***	1,00				5,3	5,2	101%
	T2a	275.00			***R***	Concreto	0,018	1	0.0018		***2,20***	1,00				3,3	3,1	106%
	T2b	90.00			C	Concreto	0,018	1	0.0018		1,00	1,00				0,8	0,8	102%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.2.5 Canal São Salvador

O canal São Salvador que contribui para a bacia da Faixa Oceânica foi dividido em oito trechos ao longo de sua extensão de acordo com as características físicas similares presentes. O canal é coberto em toda sua extensão e está sob a rua São Salvador. As seções analisadas foram as fornecidas pela PMPG em formato digital e estão de acordo com projeto disponibilizado. A Tabela 33 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para veicular a vazão de projeto para TR=100 anos.

Para esse canal foi proposta a mudança de declividade do trecho T1 de 0,0003 m/m para 0,0037 m/m, essa intervenção acarretará no aumento de capacidade de descarga deste trecho de 5,1 m³/s para 18,2 m³/s.

Fls. 802
Proc. 17849/16

Tabela 33 – Canal São Salvador – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
SÃO SALVADOR	T1	70.00	J2	Faixa Oceânica 2 - Fim	R	Concreto	0.018	1	**0,0037**		3,50	1,70				**18,2**	**12,2**	**149%**
	T2	215.00			T	Concreto	0.018	1	0.0037	0,30	3,50	1,10				**11,6**	**11,0**	**106%**
	T3	20.00			T	Concreto	0.018	1	0.0008	0,30	3,50	1,60				**9,5**	**7,2**	**133%**
	T4	45.00			R	Concreto	0.018	1	0.0028		2,50	1,50				**8,4**	**6,8**	**123%**
	T5	80.00			T	Concreto	0.018	1	0.0031		2,50	1,40				**8,2**	**6,0**	**137%**
	T6	85.00			R	Concreto	0.018	1	0.0018		2,00	1,50				**5,0**	**4,6**	**108%**
	T7	105.00			C	Concreto	0.018	1	0.0081		1,50	1,50				**5,0**	**3,1**	**160%**
	T8	70.00			C	Concreto	0.018	1	0.0152		1,00	1,00				**2,3**	**1,2**	**185%**

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.2.6 Canal São Paulo

O canal São Paulo foi dividido em oito trechos com características físicas similares, o canal é coberto em toda sua extensão e está sob a Av. São Paulo. As seções analisadas foram as disponibilizadas em projeto pela PMPG no formato digital. A Tabela 34 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para o horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções com os respectivos aumentos de capacidade:

- alteração da declividade e das dimensões do trecho T1 de 0,0010 m/m para 0,0022 m/m e largura de 3,50 m para 6,00, capacidade aumentada de 10,1 m^3/s passou a ser de 30,5 m^3/s;
- alteração da declividade e das dimensões do trecho T2 de 0,0010 m/m para 0,0022 m/m e largura de 3,20 m para 5,50, capacidade aumentada de 9,0 m^3/s passou a ser de 27,3 m^3/s;
- alteração do tipo de seção do trecho T3A-E de trapezoidal para retangular de base igual a 5,00 m e altura 1,60 m e da declividade de 0,0020 m/m para 0,0022 m/m, capacidade aumentada de 6,7 m^3/s passou a ser de 20,7 m^3/s;
- alteração do tipo de seção do trecho T3B-E de trapezoidal para retangular de base igual a 4,50 m e altura 1,60 m e da declividade de 0,0020 m/m para 0,0022 m/m, capacidade aumentada de 11,6 m^3/s passou a ser de 18,0 m^3/s;
- alteração do tipo de seção do trecho T4A-E de trapezoidal para retangular de base igual a 4,00 m e altura 1,60 m e da declividade de 0,0011 m/m para 0,0022 m/m, capacidade de 18,1 m^3/s passa a ser de 15,4 m^3/s, não comprometendo o atendimento à vazão de projeto;
- alteração do tipo de seção do trecho T4B-E de trapezoidal para retangular de base igual a 3,00 m e altura 1,60 m e da declividade de 0,0011 m/m para 0,0022 m/m, capacidade de 16,1 m^3/s passou a ser de 10,6 m^3/s, não comprometendo o atendimento à vazão de projeto;
- alteração do tipo de seção do trecho T4C-E de trapezoidal para retangular de base igual a 2,50 m e altura 1,60 m e da declividade de 0,0031 m/m para 0,0022 m/m, capacidade de 26,7 m^3/s passou a ser de 8,2 m^3/s, não comprometendo o atendimento à vazão de projeto;
- alteração do tipo de seção do trecho T5A-E de trapezoidal para retangular de base igual a 2,00 m e altura 1,60 m e da declividade de 0,0031 m/m para 0,0022 m/m, capacidade de 9,4 m^3/s passou a ser de 6,0 m^3/s, não comprometendo o atendimento à vazão de projeto.

Fls. 808
Proc. 17849116

Tabela 34 - Canal São Paulo – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
SÃO PAULO	T1	100,00	J1	Faixa Oceânica 1 - Fim	R	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***6,00***	1,80				30,5	28,7	106%
	T2	260,00			R	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***5,50***	1,80				27,3	26,5	103%
	T3A-E	120,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***5,00***	1,60				20,7	20,7	100%
	T3B-E	210,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***4,50***	***1,60***				18,0	18,0	100%
	T4A-E	150,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***4,00***	***1,60***				15,4	13,3	116%
	T4B-E	110,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***3,00***	***1,60***				10,6	10,0	105%
	T4C-E	85,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0022***		***2,50***	***1,60***				8,2	7,6	109%
	T5A-E	255,00			R	Concreto	0,018	1	***0,0022***		2,00	***1,60***				6,0	5,7	106%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.3 Bacia do Guaramar

A bacia do Guaramar possui área urbana consolidada, de acordo com estudos realizados, 65% da área total da bacia está impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana considerando um cenário de saturação representaria, seguramente, uma impermeabilização de aproximadamente 73% de sua área total, conservando apenas uma pequena parcela de área natural. É uma bacia crítica, pois desfavorece a adoção de proposições direcionadas ao simples manejo de áreas naturais e exige, em contrapartida, a implantação de soluções mitigadoras estruturais conservadoras nos trechos considerados na bacia.

A proposta de intervenção nos canais na bacia do Guaramar será contemplada no Relatório da Atividade 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle.

Fls. 809
Proc. 17849/16

6.2.4 Bacia do Itinga

A bacia do Itinga pode ser considerada de porte médio e possui uma área urbana consolidada, de acordo com estudos realizados, 49% da área total da bacia está impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana, considerando um cenário de saturação, representaria seguramente, uma impermeabilização de aproximadamente 86% de sua área total. É uma bacia que dada a situação atual de urbanização, se forem observadas as questões de uso e ocupação ordenada do solo pode-se evitar transtornos futuros com inundações. Nesse contexto as alternativas não estruturas de controle de cheias e inundações devem ser cogitadas.

A proposta de intervenção nos canais da bacia do Itinga é de ampliação da canalização, foram concebidas proposições que têm como orientação à garantia da sustentabilidade ao longo do tempo e que permitirão a execução gradativa, sem a necessidade de um aporte inicial muito elevado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o **desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem**, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. **O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja trabalhos efetivos de conservação**, com adequada frequência de limpeza e de manutenção.

6.2.4.1 Canal Itinga

O canal Itinga foi dividido em oito trechos com características físicas similares, é um canal aberto que corre paralelo à Rua Rubi e após cruzar a BR 101 segue paralelo à Rua Graça Aranha. As seções analisadas foram aquelas obtidas do levantamento topográfico. A Tabela 35 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para veicular a vazão de projeto com TR=100 anos.

Para esse canal foram consideradas as seguintes intervenções:

- no trecho T5 o tipo de seção antes trapezoidal em gram,a propõe-se seção mista em grama com o talude inferior em seção trapezoidal e no talude superior seção retangular, com essa mudança a capacidade de descarga aumenta de 18,2 m^3/s para 30,6 m^3/s;
- no trecho T6 propõe-se mudar as todas dimensões da seção trapezoidal (declividade, talude, base e altura), com essas mudanças a capacidade de descarga aumenta de 19,9 m^3/s para 31,0 m^3/s;
- no trecho T7 o tipo de seção antes trapezoidal em grama, propõe-se seção mista em grama com o talude inferior em seção trapezoidal e no talude superior seção retangular, com essa mudança a capacidade de descarga aumenta de 12,8 m^3/s para 18,6 m^3/s.

Tabela 35 – Canal Itinga – Proposições

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
ITINGA	T1	160,00			T	Grama	0,030	1	0,0029	2,02	4,53	2,82				73,2	42,1	174%
	T2	220,00	J7	Itinga_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0034	2,38	3,97	3,94				169,5	37,8	448%
	T3	50,00			T	Grama	0,030	1	0,0036	0,21	4,08	4,89				73,2	34,1	215%
	T4	140,00	J5	J7	T	Grama	0,030	1	0,0023	1,31	4,87	2,36				39,2	30,3	129%
	T5	150,00			***M***	Grama	0,030	1	***0,0015***	***2,00***	***1,00***	***1,70***	***0,00***		***1,30***	30,6	27,2	127%
	T6	230,00	J4	J5	T	Grama	0,030	1	***0,0014***	***3,00***	***1,00***	***2,50***				31,0	24,4	127%
	T7	230,00	J3	J4	***M***	Grama	0,030	1	***0,0014***	***2,00***	***4,00***	***0,90***	***0,00***		***1,00***	18,6	17,7	105%
	T8	260,00			T	Grama	0,030	1	0,0012	1,75	2,13	1,94				13,1	12,1	108%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 810
Proc. 17849/16

6.2.4.2 Canal Marginal 21

O canal Marginal 21 é uma estrutura aberta que percorre paralelamente a BR 101 e deságua no canal próximo à rua Graça Aranha. As seções analisadas foram as fornecidas pela PMPG em formato digital. A Tabela 36 apresenta a nova dimensão do trecho do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para a veiculação da vazão de projeto de TR=100 anos.

Para esse canal foi considerada a intervenção de alargamento da base do canal de 1,50 m para 4,00 m, essa nova configuração altera a capacidade de descarga que passa de 2,2 m^3/s para 6,9 m^3/s.

Tabela 36 - Canal Marginal 21 – Proposição

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR21	T1	700.00	J1	J7	M	Concreto/Grama	0.021	1	0.0020	0.00	***4,00***	0.60	1.00	0.40	0.40	6,9	6,4	108%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 811
Proc. 17849/16
FCTH

6.2.5 Bacia do Rio Branco

A bacia do Rio Branco pode ser considerada de pequeno porte e possui área urbana consolidada, de acordo com estudos realizados, 28% da área total da bacia está impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana considerando um cenário de saturação, representaria uma impermeabilização de 39% de sua área total. É uma bacia que dada a situação atual de urbanização se forem observadas as questões de uso e ocupação ordenada do solo pode-se evitar transtornos futuros com inundações. Nesse contexto as alternativas não estruturas de controle de cheias e inundações devem ser pensadas.

A proposta de intervenção nos canais da bacia do Rio Branco é de ampliação da canalização, Foram concebidas proposições que têm como orientação à garantia da sustentabilidade ao longo do tempo e que permitirão a execução gradativa, sem a necessidade de um aporte inicial muito elevado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o **desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem**, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. **O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja trabalhos efetivos de conservação**, com adequada frequência de limpeza e de manutenção.

6.2.5.1 Canal Américas

O canal Itinga foi dividido em onze trechos de acordo com as características físicas similares existentes, é um canal fechado (em galeria) sob a rua Ana Pereira França, segue como aberto paralelo à rua Hugo de Carvalho Ramos, continua sob uma escola municipal e passa a ser novamente a céu aberto paralelo à rua Zélia Giglioli Gaves. As seções analisadas foram as do projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 37 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para veicular a vazão de projeto com TR=100 anos.

Para esse canal foram propostas mudanças no tipo de seção, no revestimento e na declividade, ocasionando desta maneira o aumento de capacidade de descarga dos seguintes trechos:

- trecho T1 de trapezoidal em grama para seção mista em concreto e grama, declividade 0,001 m/m para 0,0005 m/m e capacidade de descarga de 20,0 m^3/s para 27,1 m^3/s;
- trecho T3 de trapezoidal em grama para seção mista em concreto e grama, capacidade de descarga de 19,0 m^3/s para 27,1 m^3/s;
- trecho T5 de trapezoidal em grama para seção mista em concreto e grama, capacidade de descarga de 14,1 m^3/s para 27,1 m^3/s;
- trecho T7 de trapezoidal em grama para seção mista em concreto e grama, capacidade de descarga de 14,1 m^3/s para 27,1 m^3/s;
- trecho T9 de trapezoidal em grama para seção mista em concreto e grama, capacidade de descarga de 14,1 m^3/s para 27,1 m^3/s;

- trecho T11a largura da seção de 2,00 m para 2,50 m, capacidade de descarga de 7,4 m^3/s para 10,1 m^3/s.

Fls. 812
Proc. 17849116

Tabela 37 – Canal Américas – Proposições

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
AMÉRICAS	T1	105,00	J6	Rio Branco 6_Fim	*M*	*Concreto/Grama*	*0,022*	1	*0,0005*	*1,00*	*3,50*	*1,50*	*1,00*		*1,50*	27,1	22,7	119%
	T2	15,00			R	Concreto	0,018	2	0,0013		2,00	3,50				23,9	21,4	112%
	T3	125,00			*M*	*Concreto/Grama*	*0,022*	1	0,0005	*1,00*	*3,50*	*1,50*	*1,00*		*1,50*	27,1	21,2	128%
	T4	15,00			R	Concreto	0,018	2	0,0013		2,00	3,50				23,9	19,7	121%
	T5	140,00			*M*	*Concreto/Grama*	*0,022*	1	0,0005	*1,00*	*3,50*	*1,50*	*1,00*		*1,50*	27,1	19,6	139%
	T6	20,00			R	Concreto	0,018	2	0,0010		2,00	3,00				17,9	17,9	100%
	T7	150,00			*M*	*Concreto/Grama*	*0,022*	1	0,0005	*1,00*	*3,50*	*1,50*	*1,00*		*1,50*	27,1	17,6	154%
	T8	120,00			R	Concreto	0,018	1	0,0013		3,50	3,20				24,6	15,8	156%
	T9	95,00			*M*	*Concreto/Grama*	*0,022*	1	0,0005	*1,00*	*3,50*	*1,50*	*1,00*		*1,50*	27,1	14,3	189%
	T10	270,00			R	Concreto	0,018	1	0,0009		3,50	2,50				14,8	13,2	112%
	T11a	250,00			R	Concreto	0,018	1	0,0018		*2,50*	2,00				10,1	9,9	102%
	T11b	570,00			R	Concreto	0,018	1	0,0018		2,00	2,00				7,2	6,9	104%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.5.2 Canal Imperador I

O canal Imperador I foi dividido em dois trechos, é um canal que parte está fechado sob a Av. Milton de Oliveira e também aberto paralelo a mesma avenida. As seções analisadas foram as contidas no projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 36 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para atender às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foi proposto o alargamento de seção do trecho T2a de base 2,00 m para 3,20 m, com o aumento de capacidade de descarga de 4,3 m^3/s para 8,1 m^3/s.

Fls. 813
Proc. 17849/16

Tabela 38 - Canal Imperador I – Proposição

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
IMPERADOR I	T1	815.00		Rio Branco 10_Fim	T	Grama	0.030	1	0.0014	2.00	3.00	2.00				19,4	17,6	110%
	T2a	300.00	J15		R	Concreto	0.018	1	0.0013	0.00	***3,20***	1.50				8,1	7,9	103%
	T2b	360.00			R	Concreto	0.018	1	0.0013	0.00	2.00	1.50				4,3	4,3	100%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.5.3 Canal Cruzeiro do Sul

O canal Cruzeiro do Sul foi dividido em oito trechos, é um canal aberto paralelo à Av. Ilda Rosa da Cunha. As seções analisadas foram as existentes no projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 39 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para atender às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas intervenções que ocasionam o aumento de capacidade de descarga dos seguintes trechos:

- no trecho T1: mudança do tipo de seção, de trapezoidal em grama para uma seção mista também trapezoidal em concreto e grama, aumento na capacidade de descarga de 18,8 m^3/s para 33,9 m^3/s;
- no trecho T2: alargamento da base de 4,50 m foi para 5,50 m e a capacidade de descarga de 17,0 m^3/s foi para 22,3 m^3/s;
- no trecho T3a: mudança do tipo de seção, de trapezoidal em grama para uma seção mista também trapezoidal em concreto e grama, aumento na capacidade de descarga de 18,8 m^3/s para 21,6 m^3/s;
- no trecho T4: alargamento da base de 3,00 m foi para 3,20 m e a capacidade de descarga de 11,3 m^3/s foi para 12,4 m^3/s;
- no trecho T6: alargamento da base de 2,00 m foi para 2,50 m e a capacidade de descarga de 6,0 m^3/s foi para 8,3 m^3/s;
- no trecho T7a: alargamento da base de 2,00 m foi para 2,50 m e a capacidade de descarga de 5,3 m^3/s foi para 7,3 m^3/s;
- no trecho T8a: mudança do tipo de seção, de circular para retangular, aumento na capacidade de descarga de 1,9 m^3/s para 2,7 m^3/s;

Fls. 814
Proc. 17849/16

Tabela 39 - Canal Cruzeiro do Sul – Proposição

Canal	Trecho	Est. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
CRUZEIRO DO SUL	T1	725.00	J5	Rio Branco 5_Fim	***M***	***Concreto/Grama***	***0,019***	1	0,0006		***8,00***	***2,00***	***1,00***		***0,50***	33,9	29,8	114%
	T2	20.00			R	Concreto	0,018	1	0,0006		***5,50***	2,50				22,3	20,5	108%
	T3a	275.00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,022***	1	0,0006		***5,50***	***1,00***	***1,00***		***1,50***	21,6	20,3	106%
	T3b	400.00			T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	4,50	2,50				18,8	16,8	112%
	T4	65.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010		***3,20***	2,30				12,4	11,7	106%
	T5	335.00			T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	2,50	2,50				12,2	10,8	112%
	T6	85.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010		***2,50***	2,20				8,3	6,6	126%
	T7a	40.00			R	Concreto	0,018	1	0,0010		***2,50***	2,00				7,3	5,5	134%
	T7b	190,00			R	Concreto	0,018	1	0,0010		2,00	2,00				5,3	5,0	107%
	T8a	60.00			***R***	Concreto	0,018	1	0,0012		1,50	1,50				2,7	2,6	106%
	T8b	140.00			C	Concreto	0,018	1	0,0012		1,50	1,50				1,9	1,8	106%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular
R Seção Retangular fechada
B Seção retangular aBerta
M Seção Mista
T Seção Trapezoidal

6.2.5.4 Canal Real

O canal Real é a céu aberto e está localizado em área de mata nativa. A seção analisada foi a do projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 40 apresenta a nova dimensão do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para veicular a vazão de horizonte de projeto.

Para esse canal foi considerada intervenção de mudança do talude horizontal da seção de 2,00 para 2,50, acarretando na alteração da capacidade de descarga que passa de 7,7 m^3/s para 8,4 m^3/s.

Fls. 815
Proc. 17849/16

Tabela 40 - Canal Real – Proposição

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
REAL	T1	690,00	J41	Rio Branco 14_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0009	**2,50**	4,00	1,30				8,4	8,1	103%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.5.5 Canal Imperador II

O canal Imperador II foi dividido em quatro trechos, é um canal que se encontra somente em projeto. As seções analisadas foram as existentes no projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 41 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para atender às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostos alargamentos e a mudança no talude horizontal das seções, essas intervenções ocasionam o aumento de capacidade de descarga dos seguintes trechos:

- no trecho T1a a base da seção foi alterada de 6,00 m para 12,00 m e o talude de 2,00 para 1,00, aumentando a capacidade de descarga que passa de 18,1 m^3/s para 29,5 m^3/s;
- no trecho T1b a base da seção foi alterada de 6,00 m para 9,00 m e o talude de 2,00 para 1,00, aumentando a capacidade de descarga que passa de 18,1 m^3/s para 22,3 m^3/s;
- no trecho T1c o talude da seção foi alterado de 2,00 para 1,00, diminuindo a capacidade de descarga que passa de 18,1 m^3/s para 15,1 m^3/s, o qual ainda atende a vazão de horizonte de projeto de 12,8 m^3/s;
- no trecho T1d a base da seção foi alterada de 6,00 m para 3,00 m e o talude de 2,00 para 1,0, diminuindo a capacidade de descarga que passa de 18,1 m^3/s para 8,2 m^3/s, o qual ainda atende a vazão de horizonte de projeto de 6,4 m^3/s.

Fls. 816
Proc. 17849/16

Tabela 41 – Canal Imperador II - Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
IMPERADOR II	T1a	300,00	J24	Rio Branco 11_Fim	T	Grama	0,030	1	0,0010	***1,00***	***12,00***	2,00				29,5	25,5	**116%**
	T1b	300,00			T	Grama	0,030	1	0,0010	***1,00***	***9,00***	2,00				22,3	19,1	**116%**
	T1c	300,00			T	Grama	0,030	1	0,0010	***1,00***	6,00	2,00				15,1	12,8	**119%**
	T1d	300,00			T	Grama	0,030	1	0,0010	***1,00***	***3,00***	2,00				8,2	6,4	**129%**

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

6.2.6 Bacia do Tupi

A bacia do Tupi possui área urbana consolidada com 56% da área total da bacia impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana, considerando um cenário de saturação, representaria seguramente, uma impermeabilização de aproximadamente 61% de sua área total. É uma bacia que dada a situação atual de urbanização, pouco urbanizada, se forem observadas as questões de uso e ocupação ordenada do solo pode-se evitar transtornos futuros com inundações. Nesse contexto as alternativas não estruturas de controle de cheias e inundações devem ser pensadas.

As propostas de intervenções nos canais da bacia do Tupi são: mudanças nas dimensões das seções (base e altura), aumento do número de seções, alterações do tipo de seção e do revestimento do canal. Foram concebidas proposições que têm como orientação à garantia da sustentabilidade ao longo do tempo e que permitirão a execução gradativa, sem a necessidade de um aporte inicial muito elevado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o **desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem**, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. **O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja trabalhos efetivos de conservação**, com adequada frequência de limpeza e de manutenção.

Fls. 817
Proc. 17849/16

6.2.6.1 Canal Marginal 5

O canal Marginal 5 foi dividido em cinco trechos com características físicas similares, é um canal aberto com trechos em galeria que inicia-se próximo à rua C e é paralelo à SP 160, desagua no canal Tupi próximo à rua Caminho do Guaramar. As seções analisadas foram as existentes no projeto fornecido pela PMPG em papel. A Tabela 42 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para atender às vazões de horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas várias intervenções nas seções ao longo de sua extensão: no talude horizontal, na base, no diâmetro e no tipo de seção. Essas intervenções ocasionam em alguns destes trechos o aumento da capacidade de descarga:

- trecho T1a: base de 10,00 m para 7,50 m, taludes horizontais de 0,60 para 0,00 (talude inferior) e 0,50 (talude superior), bem como a altura do talude superior de 0,05 m para 0,5 m, neste caso a capacidade de descarga passou de 17,1 m^3/s para 13,0 m^3/s, a qual não compromete o atendimento a vazão de horizonte de projeto de 12,0 m^3/s;
- trecho T1b: base de 10,00 m para 5,50 m, taludes horizontais de 0,60 para 0,00 (talude inferior) e 0,50 (talude superior), bem como a altura do talude superior de 0,05 m para 0,5 m, neste caso a capacidade de descarga aumenta de 17,1 m^3/s para 8,7 m^3/s, a qual não compromete o atendimento a vazão de horizonte de projeto de 8,6 m^3/s;
- trecho T3a: mudança do tipo de seção circular para seção mista em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 4,6 m^3/s para 4,9 m^3/s;
- trecho T4: diâmetro de 0,80 m para 1,50 m, a capacidade de descarga aumenta de 0,6 m^3/s para 3,0 m^3/s;
- trecho T5: diâmetro de 0,60 m para 1,00 m, a capacidade de descarga aumenta de 0,3 m^3/s para 1,0 m^3/s.

Tabela 42 – Canal Marginal 5 – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR5	T1a	245,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0001	*0,00*	*7,50*	2,00	*0,50*		*0,50*	13,0	12,0	108%
	T1b	200,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0001	*0,00*	*5,50*	2,00	*0,50*		*0,50*	8,7	8,6	100%
	T2	75,00			C	Concreto	0,018	1	0,0015		1,50	1,50				10,6	5,9	166%
	T3a	25,00	J2	J4	*M*	*Concreto/Grama*	*0,021*	1	0,0001	*0,63*	*1,50*	*2,00*	*0,63*		*0,80*	4,9	4,8	101%
	T3b	200,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	*0,63*	1,50	2,00	*0,63*		0,80	4,9	4,5	109%
	T4	65,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		*1,50*	1,50				3,0	1,7	174%
	T5	60,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		*1,00*	1,00				1,0	0,8	123%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 818
Proc. 17849/16

6.2.6.2 Canal Marginal 6

O canal Marginal 6 foi dividido em sete trechos com características físicas similares, é um canal aberto com trechos em galeria que inicia-se próximo à rua C e é paralelo à SP 160, desagua no canal Tupi próximo à rua Caminho do Guaramar. As seções analisadas foram as existentes no projeto fornecido pela PMPG em papel. A Tabela 43 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga seja suficiente para veicular as vazões de horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas várias intervenções nas seções ao longo de sua extensão: na base, na altura, número de seções, tipo de seção e do revestimento. Essas intervenções ocasionam o aumento da capacidade de descarga dos seguintes trechos:

- trecho T1a: base de 1,50 m para 2,50 m, talude da porção superior de 0,60 para 0,63 e capacidade de descarga de 3,7 m^3/s para 5,5 m^3/s;
- trecho T1b: talude da porção superior de 0,60 para 0,63 e capacidade de descarga de 3,7 m^3/s para 4,1 m^3/s;
- trecho T3: talude da porção superior de 0,60 para 0,63 e capacidade de descarga manteve-se a mesma de 4,2 m^3/s, a qual atende a vazão de horizonte de projeto de 3,3 m^3/s;
- trecho T5: talude da porção superior de 0,60 para 0,63 e capacidade de descarga manteve-se a mesma de 4,2 m^3/s, a qual atende a vazão de horizonte de projeto de 2,0 m^3/s;
- trecho T6: diâmetro da seção de 0,80 m para 1,00 m e capacidade de descarga de 0,6 m^3/s para 1,0 m^3/s;
- trecho T7: diâmetro da seção de 0,60 m para 0,80 m e capacidade de descarga de 0,3 m^3/s para 0,6 m^3/s.

Tabela 43 – Canal Marginal 6 – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR6	T1a	145,00	J1	J4	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0001	0,63	***2,50***	2,00	***0,63***	0,00	0,40	**5,5**	**4,8**	**102%**
	T1b	100,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	***0,63***	0,00	0,40	**4,1**	**4,0**	**215%**
	T2	25,00			**C**	**Concreto**	**0,018**	**1**	**0,0001**		**1,50**					**4,3**	**3,4**	**128%**
	T3	140,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	***0,63***	0,00	0,60	**4,2**	**3,3**	**126%**
	T4	95,00			**C**	**Concreto**	**0,018**	**1**	**0,0001**		**1,50**					**5,3**	**2,5**	**214%**
	T5	170,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	***0,63***	0,00	0,60	**4,2**	**2,0**	**101%**
	T6	100,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		***1,00***					**1,0**	**1,0**	**125%**
	T7	80,00			C	Concreto	0,018	1	0,0030		***0,80***					**0,6**	**0,4**	**102%**

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 819
Proc. 17849/16

6.2.6.3 Canal Negro Velho

O canal Negro Velho foi dividido em três trechos com características físicas similares, para a bacia do Tupi, este canal possui cerca de 400 m desaguando no sentido do continente. O canal Negro Velho está localizado entre as ruas Tamoios e Potiguares.

As seções analisadas são as seções de projeto fornecidas pela PMPG no formato digital. A Tabela 44 apresenta as novas dimensões dos trechos do canal para que a capacidade de descarga seja atendida para o horizonte de projeto.

Para esse canal foi proposto um novo traçado, no qual o canal Negro Velho estará localizado sob a rua Tamoios, seguindo pela rua Antônio Renato Gambini em direção a Av. Dr. Roberto de Almeida Vinhas, onde desagua. Considerando as dimensões anteriores do canal projetado, além da mudança de traçado foram recomendadas intervenções de alteração da geometria das seções:

- alteração da geometria da seção do trecho T1 de circular para retangular com base de 2,00 m e altura de 1,50 m, aumentando sua capacidade de 1,4 m^3/s para 7,3 m^3/s;
- alteração da geometria da seção do trecho T2 de circular para retangular com base de 2,00 m e altura de 1,20 m, aumentando sua capacidade de 0,3 m^3/s para 4,9 m^3/s;
- alteração da geometria da seção do trecho T3 de circular para retangular com base de 1,50 m e altura de 1,00 m, aumentando sua capacidade de 0,3 m^3/s para 2,6 m^3/s.

O novo traçado deste canal é necessário, pois o mesmo atualmente localiza-se sob as edificações e a alteração possibilitará a manutenção do mesmo, garantindo assim a eficiência hidráulica do canal.

Tabela 44 – Canal Negro Velho – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
NEGRO VELHO	T1	120.00			*R*	Concreto	0,018	1	0,0060	0,00	***2,00***	***1,50***				7,3	6,3	116%
	T2	110.00	J3	J4	*R*	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	***2,00***	***1,20***				4,9	4,1	120%
	T3	110.00			*R*	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	***1,50***	***1,00***				2,6	2,0	130%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

E Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 820
Proc. 17849/16

6.2.7 Bacia do Xixová-Praião

As bacias do Xixová e do Praião foram unidas para a realização da simulação hidrológica, porém o levantamento dos dados de entrada do modelo foi realizado separadamente.

A bacia do Xixová possui área urbana consolidada com 56% de área impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana considerando um cenário de saturação, representaria uma impermeabilização de aproximadamente 61% de sua área total.

A bacia do Praião por sua vez possui área urbana consolidada com 72% de área impermeabilizada, sendo que a previsão de expansão urbana considerando um cenário de saturação, representaria uma impermeabilização de aproximadamente 75% de sua área total.

A proposta de intervenção nos canais nestas bacias é de ampliação da canalização e mudança no tipo de seção. Foram concebidas proposições que têm como orientação à garantia da sustentabilidade ao longo do tempo e que permitirão a execução gradativa, sem a necessidade de um aporte inicial muito elevado.

Entretanto, o bom funcionamento das seções propostas está intimamente relacionado com o **desenvolvimento de ações de manutenção, limpeza e conservação do sistema de drenagem**, atendendo a uma programação e a critérios bem determinados. **O comprometimento das calhas é inevitável caso não haja trabalhos efetivos de conservação**, com adequada frequência de limpeza e de manutenção.

6.2.7.1 Canal Xixová

O canal Xixová foi dividido em trinta e um trechos com características físicas similares, é um canal que no início é fechado, da Rua General Góes Monteiro até à Av. Costa Machado, a partir deste ponto o canal passa a ser aberto até a região da galeria sob a praça dos Emancipadores que desemboca no canal Praião. As seções analisadas foram as existentes no projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 45 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para atender às vazões de horizonte de projeto. Para este canal foi proposto o uso de barreira New Jersey para garantir a veiculação das vazões de projeto, também funcionando como proteção para ciclistas e pedestres que trafegam nas proximidades do canal.

Para esse canal foram consideradas intervenções que ocasionam o aumento da capacidade de descarga para os seguintes trechos:

- trecho T1: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 60,5 m^3/s para 71,7 m^3/s;
- trecho T3: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 39,2 m^3/s para 46,4 m^3/s;

- trecho T5: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 39,2 m^3/s para 46,4 m^3/s;
- trecho T7: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 33,2 m^3/s para 40,2 m^3/s;
- trecho T9: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 33,2 m^3/s para 40,2 m^3/s;
- trecho T11: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 33,2 m^3/s para 40,2 m^3/s;
- trecho T13: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 33,2 m^3/s para 40,2 m^3/s;
- trecho T15: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 33,2 m^3/s para 40,2 m^3/s;
- trecho T17: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 33,2 m^3/s para 40,2 m^3/s;
- trecho T19: alteração do tipo de seção, de trapezoidal de concreto para uma seção trapezoidal mista de concreto e grama com uso de barreira New Jersey de 1,10 m e capacidade de descarga de 43,0 m^3/s para 51,9 m^3/s;
- trecho T21: implantação de um talude superior de base 5,00 m e altura 0,3 m com uso de barreira New Jersey de 1,10 m, a capacidade de descarga aumenta de 43,0 m^3/s para 58,4 m^3/s;
- trecho T23: implantação de um talude superior de base 5,00 m e altura 0,3 m com uso de barreira New Jersey de 1,10 m, a capacidade de descarga aumenta de 43,0 m^3/s para 58,4 m^3/s;
- trecho T24: implantação de um talude superior de base 5,00 m e altura 0,3 m com uso de barreira New Jersey de 1,10 m, a capacidade de descarga aumenta de 43,0 m^3/s para 58,4 m^3/s;
- trecho T26: Implantação da barreira New Jersey de 1,10 m, a capacidade de descarga aumenta de 19,4 m^3/s para 35,5 m^3/s
- trecho T28: Implantação da barreira New Jersey de 1,10 m, a capacidade de descarga aumenta de 19,4 m^3/s para 35,5 m^3/s

Fls. 821
Proc. 17849/16

- trecho T30: alteração da base da seção de 2,00 m para 3,00 modifica a capacidade de descarga de 3,5 m^3/s para 5,9 m^3/s;
- trecho T31: alteração da base da seção de 1,50 m para 2,00 modifica a capacidade de descarga de 2,0 m^3/s para 3,4 m^3/s;
- implantação de um reservatório de detenção com volume de aproximadamente 97.500 m^3 nas proximdades da Av. Marechal Mallet e Rua Yolanda da Trentine Giuffrida. Sua vazão máxima de saída será de 20 m^3/s, para que, quando somada aos 12,5 m^3/s oriundos do canal MAR1B, não ultrapassem a capacidade da galeria que leva ao canal Praião, que é de 33,7m^3/s.

Tabela 45 – Canal Xixová – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	New Jersey (m)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
	Galeria	500,00	J8	J22	R	Concreto	0,018	1	0,0018		5,00	2,50					33,7	32,5	104%
									Reservatório – Volume 97.500 m³ e Qmáxsaída = 20 m³/s										
XIXOVÁ	T1	210,00	J6	J8	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0010	1,00	5,00	2,20	5,00		0,30	1,10	71,7	51,0	141%
	T2	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		6,00	2,50					101,6	42,7	238%
	T3	100,00	J5	J6	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	5,00	2,20	5,00		0,30	1,10	46,4	42,4	108%
	T4	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		5,00	2,50					81,2	40,2	202%
	T5	55,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	5,00	2,20	5,00		0,30	1,10	46,4	40,1	114%
	T6	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		5,00	2,50					87,1	38,9	224%
	T7	80,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	40,2	38,7	101%
	T8	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		4,00	2,50					67,7	37,0	183%
	T9	130,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	40,2	36,8	107%
	T10	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		4,00	2,50					64,9	34,0	191%
	T11	95,00	J4	J5	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	40,2	33,8	116%
	T12	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		4,00	2,50					62,2	31,6	197%
	T13	15,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	40,2	31,4	125%
	T14	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		4,00	2,50					61,9	31,1	199%
	T15	25,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	40,2	30,9	127%
	T16	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		4,00	2,50					61,0	30,3	201%
	T17	32,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	40,2	30,1	130%
	T18	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0004		4,00	2,50					52,6	29,4	179%
	T19	210,00			M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0007	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	51,9	29,2	173%
	T20	8,00			R	Concreto	0,018	1	0,0007		4,00	2,50					43,9	24,3	181%
	T21	90,00			T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	58,4	24,1	242%
	T22	20,00			R	Concreto	0,018	1	0,0007		4,00	2,50					39,3	22,1	178%
	T23	272,00	J3	J4	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	4,00	2,20	5,00		0,30	1,10	58,4	21,6	270%
	T24	286,00			T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	3,00	2,20				1,10	35,5	16,5	216%
	T25	18,00			R	Concreto	0,018	1	0,0007		3,00	2,50					22,8	11,0	205%
	T26	115,00	J2	J3	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	3,00	2,20				1,10	35,5	10,7	332%
	T27	15,00			R	Concreto	0,018	1	0,0007		3,00	2,50					8,0	7,2	111%
	T28	55,00			T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	3,00	2,20				1,10	35,5	6,7	530%
	T29	15,00	J1	J2	R	Concreto	0,018	1	0,0007		3,00	2,50					8,0	5,0	159%
	T30	90,00			R	Concreto	0,018	1	0,0015		3,00	1,50					5,9	4,7	126%
	T31	140,00			R	Concreto	0,018	1	0,0015		2,00	1,50					3,4	2,9	121%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular
R Seção Retangular fechada
B Seção retangular aBerta
M Seção Mista
T Seção Trapezoidal

Fls. 822
Proc. 17849116
FCTH

6.2.7.2 Canal São Salvador

O canal São Salvador foi dividido em quatro trechos, na extensão que contribui para a bacia do Xixová-Praião o canal é coberto e está sob a Rua São Salvador. As seções analisadas foram as do projeto fornecido pela PMPG no formato digital. A Tabela 46 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo seja suficiente para veicular a vazão do horizonte de projeto.

Para esse canal foi proposto um novo traçado, no qual o canal São Salvador iniciará sob a rua Gávea, seguindo pela rua Flamengo, cruzando a Av. Presidente Kennedy e continuando pela rua Enseada até desaguar na Av. Dr. Roberto de Almeida Vinhas. Considerando as dimensões anteriores do canal projetado, além da mudança de traçado foram recomendadas intervenções de alteração de mudança no tipo de seção, nas dimensões e na declividade, as quais resultaram no aumento de capacidade de descarga dos seguintes trechos:

- para o trecho T1: alterar a seção de circular para retangular de base de 1,2 m para 2,0 m e a declividade de 0,0015 m/m para 0,0023 m/m, essas mudanças alteram a capacidade de descarga de 1,1 m^3/s para 4,2 m^3/s;
- para o trecho T2: alterar o tipo de seção de circular para retangular de base 1,00 m para 1,50 m e a altura de 1,00 m para 1,20 m, essas mudanças alteram a capacidade de descarga de 0,5 m^3/s para 2,8 m^3/s;
- para o trecho T3: alterar o tipo de seção de circular para retangular, essa mudança altera a capacidade de descarga de 0,5 m^3/s para 1,3 m^3/s;
- para o trecho T4: alterar o tipo de seção de circular para retangular, essa mudança altera a capacidade de descarga de 0,5 m^3/s para 1,3 m^3/s.

O novo traçado deste canal é necessário, pois o mesmo atualmente localiza-se sob as edificações e a alteração possibilitará a manutenção do mesmo, garantindo assim a eficiência hidráulica do canal.

Tabela 46 – Canal São Salvador – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
SÃO SALVADOR	T1	215,00	J9	J11	***R***	Concreto	0,018	1	***0,0023***		***2,00***	1,20				4,2	4,1	103%
	T2	150,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0023***		***1,50***	***1,20***				2,8	2,4	117%
	T3	40,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0023***		1,00	1,00				1,3	1,2	101%
	T4	120,00			***R***	Concreto	0,018	1	***0,0023***		1,00	1,00				1,3	0,9	135%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 823
Proc. 17849116
FCTH

6.2.7.1 Marginal 1A

O canal Marginal 1A foi dividido em sete trechos com características físicas similares, o canal é coberto em toda sua extensão e está em paralelo à Av. Ministro Marcos Freire. As seções analisadas são as do projeto fornecido pela PMPG em papel. A Tabela 47 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade do mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram consideradas intervenções com alteração do tipo e quantidade de seções, ocasionando o aumento da capacidade de descarga nos seguintes trechos:

- para o trecho T1a: alterar o tipo de seção de circular de concreto para trapezoidal com revestimento em concreto e grama, ocorre o aumento da capacidade de descarga de 2,2 m^3/s para 13,4 m^3/s;
- para o trecho T1b: dobrar a quantidade de seções para duas unidades, ocorre o aumento da capacidade de descarga de 2,2 m^3/s para 4,4 m^3/s;
- para o trecho T1c: alterar o tipo de seção de circular de concreto para trapezoidal com revestimento em concreto e grama, ocorre o aumento da capacidade de descarga de 2,2 m^3/s para 7,6 m^3/s;
- para o trecho T2a: alterar o tipo de seção de circular de concreto para trapezoidal com revestimento em concreto e grama, ocorre o aumento da capacidade de descarga de 1,2 m^3/s para 7,6 m^3/s.

Tabela 47 – Canal Marginal 1A – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m^3/s)	Q (m^3/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR1 A	T1'	55,00	J17	J18	C	Concreto	0,018	1	0,0050		0,40	0,40				0,1	0,1	104%
	Travessia*	130,00			C	Concreto	0,018	1	0,0040		1,50	1,50				3,5	3,3	105%
	T1a	90,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,019***	1	0,0016	***0,66***	1,50	***2,00***	***0,66***		***0,20***	13,4	3,3	406%
	T1b	70,00			C	Concreto	0,018	***2***	0,0016		1,50	1,50				4,4	2,8	157%
	T1c	140,00			***M***	***Concreto/Grama***	***0,026***	1	0,0016	***0,66***	***1,00***	***0,50***	***0,66***		***1,70***	7,6	2,4	316%
	T2a	230,00	J16	J17	***M***	***Concreto/Grama***	***0,026***	1	0,0016	***0,66***	***1,00***	***0,50***	***0,66***		***1,70***	7,6	1,6	473%
	T2b	145,00			C	Concreto	0,018	1	0,0016		1,20	1,20				1,2	1,1	109%
	T3	230,00	J15	J16	C	Concreto	0,018	1	0,0030		1,00	1,00				1,0	0,8	128%
	T4	157,00	J14	J15	C	Concreto	0,018	1	0,0030		0,80	0,80				0,6	0,4	141%
	T5	215,00			C	Concreto	0,018	1	0,0040		0,60	0,60				0,3	0,2	131%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 824
Proc. 17849/16
FCTH

6.2.7.2 Marginal 1B

O canal Marginal 1B foi subdividido em vinte e um trechos com características físicas similares, o canal é coberto em toda sua extensão e é paralelo à Av. Doutor Roberto Almeida Vinhas. As seções analisadas foram as existentes no projeto fornecido pela PMPG em papel. A Tabela 48 apresenta a nova configuração do canal para que a capacidade de descarga do mesmo atenda às vazões do horizonte de projeto.

Para esse canal foram propostas intervenções de alteração do tipo, nas dimensões e quantidade de seções, essas intervenções acarretaram na mudança da capacidade de descarga dos seguintes trechos:

- para os trecho T1a e T1c: implantação de mais um bueiro, totalizando dois, de diâmetro 1,5 m, os quais trabalharão com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com as suas entradas submersas ou "afogadas";
- para os trechos T1b e T1d: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8 m^3/s para 12,7 m^3/s e 13,1 m^3/s respectivamente;
- para o trecho T2a: implantação de dois bueiros de diâmetro 1,5 m, os quais trabalharão com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com as suas entradas submersas ou "afogadas";
- para o trecho T2b: mudança na altura do segundo talude de 0,1 m para 0,5 m, a capacidade de descarga aumenta de 7,6 m^3/s para 14,0 m^3/s;
- para o trecho T3a: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8m^3/s para 13,4 m^3/s;
- para o trecho T3b: implantação de mais um bueiro, totalizando dois, de diâmetro 1,5 m, os quais trabalharão com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com as suas entradas submersas ou "afogadas";
- para o trecho T3c: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8m^3/s para 13,4 m^3/s;
- para os trechos T5a, T5c e T5d: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8m^3/s para 13,4 m^3/s;
- para o trecho T5b: implantação de mais um bueiro, totalizando dois, de diâmetro 1,5 m, os quais trabalharão com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com as suas entradas submersas ou "afogadas";
- para o trecho T6b: implantação de dois bueiros de diâmetro 1,5 m, os quais trabalharão com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com as suas entradas submersas ou "afogadas";
- para o trecho T7: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8m^3/s para 12,4 m^3/s;

- para o trecho T8a: mudança no diâmetro do bueiro de 0,8 m para 1,5 m, no qual trabalhará com carga hidráulica ("em carga"), isto é, com a sua entrada submersa ou "afogada";
- para o trecho T8b: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8m³/s para 11,1 m³/s;
- para o trecho T9: mudança no tipo de seção, de circular para mista com revestimento em concreto e grama, a capacidade de descarga aumenta de 1,8m³/s para 13,6 m³/s.

Fls. 825
Proc. 17849116

Tabela 48 – Canal Marginal 1B – Proposições

Canal	Trecho	Ext. (m)	Nó de montante	Nó de jusante	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Cap. Descarga (m³/s)	Q (m³/s) 2035 TR 100	% de Atendimento
MAR1 B	T1a	30,00	J13	J18	C	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	3,6	12,5	104%
	T1b	150,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0013	0,50	2,00	2,00	0,63	0,00	0,20	12,7	12,4	102%
	T1c	45,00			C	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	3,6	11,8	102%
	T1d	55,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0013	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	13,1	11,7	113%
	T2a	20,00			C	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	3,6	11,4	117%
	T2b	75,00			M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0013	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,50	14,0	11,4	123%
	T3a	30,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	13,4	11,1	121%
	T3b	45,00			C	Concreto	0,018	2	0,0017	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	4,2	11,0	102%
	T3c	20,00	J12	J13	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	17,4	10,8	162%
	T4	185,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	13,4	10,7	125%
	T5a	120,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	13,4	9,8	137%
	T5b	30,00			C	Concreto	0,018	2	0,0017	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	4,2	9,2	116%
	T5c	30,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	13,4	9,1	147%
	T5d	30,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	13,4	8,9	150%
	T6a	50,00	J11	J12	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,6	17,4	8,8	197%
	T6b	75,00			C	Concreto	0,018	2	0,0017	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	4,2	8,6	102%
	T6c	40,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,6	17,4	8,2	211%
	T7	165,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0025	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	12,4	8,0	155%
	T8a	20,00			C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	2,3	7,3	102%
	T8b	80,00			M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0020	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	11,1	7,2	155%
	T9	150,00	J10	J11	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0030	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	13,6	2,7	504%

Intervenção proposta

Bueiro trabalhando em carga

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

7. CUSTOS TOTAIS DAS INTERVENÇÕES

As tabelas nos itens a seguir, apresentam os custos estimados para a implantação de todas as intervenções propostas para as bacias de drenagem de Praia Grande, conforme apresentadas neste volume e no *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*.

Lembrando que não foram considerados custos relativos à administração e fiscalização de obras, do canteiro de obras, readequação da microdrenagem, manutenção das estruturas hidráulicas, paisagismo e urbanização, desapropriações e relocação de moradias, transporte e descarga de terra.

Ressalta-se também que os valores obtidos correspondem aos custos diretos não incluindo os custos indiretos: BDI (Benefício e Despesas Indiretas), eventuais e custos de projeto.

Estes custos, embora detalhados, são estimativas para fins de orientação do planejamento municipal e deverão ser confirmados quando do desenvolvimento dos anteprojetos, projetos básico e executivo.

A Tabela 49 a seguir apresenta o resumo dos custos totais das intervenções apresentadas neste volume, excluindo as proposições nos canais estudados no Volume 5.

Tabela 49 - Custos Totais das Implantações Previstas

BACIA HIDROGRÁFICA	CUSTO TOTAL (R$)*
Acaraú - Quietude	58.992.204,67
Faixa Oceânica	20.777.392,75
Itinga	7.254.882,03
Rio Branco	39.308.941,97
Tupi	7.628.941,06
Xixová - Praião	31.148.082,21
TOTAL	***165.110.444,69***

* Nos valores calculados não estão considerados os custos indiretos como o BDI e a elaboração de projeto executivo.

As tabelas a seguir apresentam os custos de implantação ou ampliação presentes nas bacias analisadas e obtidos pela aplicação do procedimento de cálculo descrito.

Fls. 826
Proc. 17849/16

7.1 ACARAÚ-QUIETUDE

Tabela 50 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Acaraú

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
Aloha	T1a	150,00	B	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	6,50	2,00	0,00	0,00	0,00	2.032.159,11
	T1b	200,00	B	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	5,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2	60,00	B	Concreto	0,018	3	0,0024	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	25,00	C	Concreto	0,018	1	0,0008	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T4	540,00	T	Grama	0,030	1	0,0001	0,50	5,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
Acaraú	T1	220,00	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	4,00	0,00	0,00	0,00	19.910.454,02
	T2	280,00	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	300,00	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50	0,00	0,00	0,00	
	T4	250,00	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	390,00	T	Colchão gabião e concreto	0,022	1	0,0008	0,50	25,00	3,20	0,00	0,00	0,00	
	T6	660,00	B	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	12,00	3,20	0,00	0,00	0,00	
	T7	800,00	B	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	10,00	3,40	0,00	0,00	0,00	
	T8	690,00	B	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	8,00	3,20	0,00	0,00	0,00	
	T9	610,00	B	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	7,00	2,80	0,00	0,00	0,00	
MAR11A	T1a	470,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	0,00
	T1b	90,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T1c	225,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2	85,00	C	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	
MAR11B	T1a	25,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	445.818,12
	T1b	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T2	95,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
MAR12A	T1a	190,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	2,00	2,50	0,63	0,00	0,70	3.715.656,78
	T1b	85,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T1c	375,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	2,00	2,00	0,63	0,00	0,70	





FCTH

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
	T2	85,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	90,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
MAR12B	T1a	30,00	M	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,50	1,50	0,63	0,00	0,70	1.021.789,73
	T1b	80,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	
	T2	85,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	75,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	
Brasil para Cristo	T1	200,00	R	Concreto	0,018	1	0,0025	0,00	3,50	2,50	0,00	0,00	0,00	3.712.301,76
	T2	200,00	R	Concreto	0,018	1	0,0025	0,00	3,20	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	200,00	R	Concreto	0,018	1	0,0025	0,00	2,60	2,50	0,00	0,00	0,00	
MAR13A	T1	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	887.475,70
	T2	220,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	
	T3	75,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	
	T4a	115,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	
	T4b	15,00	T	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T4c	125,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	
	T4d	15,00	T	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T4e	245,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	
	T5	85,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
	T6	80,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	
MAR13B	Trecho desconsiderado (gasoduto Petrobras)													0,00
MAR14A	T1a	120,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,00	6,50	2,00	0,63	0,00	0,10	3.743.681,71
	T1b	100,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,00	6,00	2,00	0,63	0,00	0,10	
	T2	75,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3a	150,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,00	4,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T3b	15,00	T	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T3c	125,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,00	4,00	2,00	0,63	0,00	0,20	

Fls. 827
Proc. 17849/16

FCTH

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
	T3d	10,00	T	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T3e	230,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T4	70,00	C	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
	T5	100,00	M	Concreto	0,018	1	0,0027	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,10	
MAR14B	T1	190,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	857.654,86
	T2	310,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	
GFB	T1	265,00	C	Concreto	0,018	1	0,0008	0,00	3,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1.164.260,04
													Total	37.491.151,84

Trechos existentes que não precisam de ampliação

Proposição FCTH

Proposição Anteprojeto PMPG

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Secão Mista

T Seção Trapezoidal





Tabela 51 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Quietude

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
Quietude	T1	405,00	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	14,00	1,50	0,00	0,00	0,00	5.973.342,76
	T2	210,00	T	Grama	0,030	1	0,0015	0,50	13,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	130,00	B	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	10,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T4	210,00	B	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	10,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	285,00	B	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	9,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T6	170,00	R	Concreto	0,018	1	0,0057	0,00	3,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
MAR7	T1a	80,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	2.246.612,08
	T1b	70,00	M	Concreto/Grama	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T1c	70,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T1d	40,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T1e	55,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T1f	80,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2a	70,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2b	70,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2c	110,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2d	10,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2e	260,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T3	90,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
	T4	40,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	
MAR9	T1a	80,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	2.976.205,86
	T1b	75,00	M	Concreto	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T1c	40,00	M	Concreto	0,018	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T1d	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T1e	40,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2a	50,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2b	60,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2c	70,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	

Fls. 828
Proc. 17849116

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Deciiv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
	T2d	100,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2e	70,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T3	10,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T4a	80,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T4b	50,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T4c	130,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T5	40,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
MAR8	T1	155,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	4.346.860,75
	T2	10,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	175,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T4	245,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	250,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T6	75,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
	T7	30,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T8	150,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
MAR10	T1	165,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,00	4,00	2,00	0,63	0,00	0,50	5.958.031,37
	T2	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	175,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,00	4,00	2,00	0,63	0,00	0,50	
	T4	250,00	C	Concreto	0,018	2	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	175,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T6	80,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T7	115,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T8	120,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
													Total	**21.501.052,82**

Trechos existentes que não precisam de ampliação
Proposição FCTH
Proposição Anteprojeto PMPG

C Seção Circular
R Seção Retangular fechada
B Seção retangular aBerta
M Seção Mista
T Seção Trapezoidal

7.2 FAIXA OCEÂNICA

Tabela 52 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Faixa Oceânica

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
Ocian	T1a	175,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	5,00	1,50	0,00	0,00	0,00	4.314.080,17
	T1b	200,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	4,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2a	150,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	3,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2b	135,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3a	100,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	2,20	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3b	160,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
G. F. Beck	T1a	170,00	R	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	3,50	1,70	0,00	0,00	0,00	2.780.182,09
	T1b	100,00	R	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	3,00	1,70	0,00	0,00	0,00	
	T2	90,00	R	Concreto	0,018	1	0,0029	0,00	2,00	1,70	0,00	0,00	0,00	
	T3	140,00	R	Concreto	0,018	1	0,0029	0,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T4	105,00	R	Concreto	0,018	1	0,0029	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	180,00	C	Concreto	0,018	1	0,0024	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Negro Velho	T1a	160,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	3,20	1,40	0,00	0,00	0,00	2.776.224,83
	T1b	120,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	2,50	1,40	0,00	0,00	0,00	
	T1c	50,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	2,20	1,40	0,00	0,00	0,00	
	T2a	170,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	2,00	1,40	0,00	0,00	0,00	
	T2b	60,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	1,80	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T2c	130,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	1,50	1,00	0,00	0,00	0,00	
Aviação	T1a	135,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	3,50	1,00	0,00	0,00	0,00	2.726.514,46
	T1b	250,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	3,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T2a	275,00	R	Concreto	0,018	1	0,0018	0,00	2,20	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T2b	90,00	C	Concreto	0,018	1	0,0018	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
São Salvador	T1a	70,00	R	Concreto	0,018	1	0,0037	0,00	3,50	1,70	0,00	0,00	0,00	393.156,29
	T1b	215,00	T	Concreto	0,018	1	0,0037	0,30	3,50	1,10	0,00	0,00	0,00	

Fls. 829
Proc. 17849116

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
	T1c	20,00	T	Concreto	0,018	1	0,0008	0,30	3,50	1,60	0,00	0,00	0,00	
	T2a	45,00	R	Concreto	0,018	1	0,0028	0,00	2,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2b	80,00	T	Concreto	0,018	1	0,0031	0,00	2,50	1,40	0,00	0,00	0,00	
	T2c	85,00	R	Concreto	0,018	1	0,0018	0,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2d	105,00	C	Concreto	0,018	1	0,0081	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2e	70,00	C	Concreto	0,018	1	0,0152	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
São Paulo	T1	100,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	6,00	1,80	0,00	0,00	0,00	7.787.234,90
	T2	260,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	5,50	1,80	0,00	0,00	0,00	
	T3a	120,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	5,00	1,60	0,00	0,00	0,00	
	T3b	210,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	4,50	1,60	0,00	0,00	0,00	
	T4a	150,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	4,00	1,60	0,00	0,00	0,00	
	T4b	110,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	3,00	1,60	0,00	0,00	0,00	
	T4c	85,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	2,50	1,80	0,00	0,00	0,00	
	T5	255,00	R	Concreto	0,018	1	0,0022	0,00	2,00	1,60	0,00	0,00	0,00	
													Total	***20.777.392,75***

Trechos existentes que não precisam de ampliação

Proposição FCTH

Proposição Anteprojeto PMPG

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

7.3 ITINGA

Tabela 53 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Itinga

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	New Jersey (m)	Custo por Canal (R$)
Itinga	T1	160,00	T	Grama	0,030	1	0,0029	2,02	4,53	2,82	0,00	0,00	0,00	0,00	108.963,48
	T2	220,00	T	Grama	0,030	1	0,0034	2,38	3,97	3,94	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	50,00	T	Grama	0,030	1	0,0036	0,21	4,08	4,89	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T4	140,00	T	Grama	0,030	1	0,0023	1,31	4,87	2,36	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T5	150,00	M	Grama	0,030	1	0,0015	2,00	1,00	1,70	0,00	0,00	1,30	0,00	
	T6	230,00	T	Grama	0,030	1	0,0014	3,00	1,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T7	230,00	M	Grama	0,030	1	0,0014	2,00	4,00	0,90	0,00	0,00	1,00	0,00	
	T8	260,00	T	Grama	0,030	1	0,0012	1,75	2,13	1,94	0,00	0,00	0,00	0,00	
MAR 20A	T1	190,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização									1,40	791.583,46
	T2	15,00	C	Concreto	0,018	1	0,0023	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	125,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização									0,80	
MAR 20B	T1	1140,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização									0,80	3.107.321,39
ME	MAR20	2230,00		Seção escavada segundo PROJETO AVENIDA MARGINAL MARGEM ESQUERDA R1 24-05-2013											772.194,77
MAR 21	T1	700,00	M	Concreto/Grama	0,02	1,00	0,00	0,00	4,00	0,60	1,00	0,40	0,40	0,00	2.474.818,93
														Total	**7.254.882,03**

	Trechos existentes que não precisam de ampliação	C	Seção Circular
	Proposição FCTH	R	Seção Retangular fechada
	Proposição Anteprojeto PMPG	B	Seção retangular aBerta
ME	Margem Esquerda	M	Seção Mista
		T	Seção Trapezoidal

Fls. 830
Proc. 12849/16

7.4 RIO BRANCO

Tabela 54 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Rio Branco

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
Américas	T1	105,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	3.889.441,81
	T2	15,00	R	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	2,00	3,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	125,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	
	T4	15,00	R	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	2,00	3,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	140,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	
	T6	20,00	R	Concreto	0,018	2	0,0010	0,00	2,00	3,00	0,00	0,00	0,00	
	T7	150,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	
	T8	120,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	3,50	3,20	0,00	0,00	0,00	
	T9	95,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0005	1,00	3,50	1,50	1,00	0,00	1,50	
	T10	270,00	R	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	3,50	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T11a	250,00	R	Concreto	0,018	1	0,0018	0,00	2,50	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T11b	570,00	R	Concreto	0,018	1	0,0018	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
Imperador I	T1	815,00	T	Grama	0,030	1	0,0014	2,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	1.443.669,10
	T2a	300,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	3,20	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2b	360,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,00	
Miami	T1	275,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	4,20	3,50	0,00	0,00	0,00	14.382.601,06
	T2	600,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	4,20	3,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	200,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	4,20	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T4	300,00	R	Concreto	0,018	1	0,0016	0,00	3,00	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	250,00	R	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	2,50	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T6	170,00	R	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	2,50	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T7	100,00	R	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T8	255,00	C	Concreto	0,018	2	0,0035	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T9	150,00	C	Concreto	0,018	2	0,0035	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	



Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
Samambaia	T1	25,00	R	Concreto	0,018	1	0,0019	0,00	3,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00
	T2	304,80	T	Grama	0,030	1	0,0017	2,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	26,00	R	Concreto	0,018	1	0,0075	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T4	231,00	T	Grama	0,030	1	0,0005	2,00	2,00	1,80	0,00	0,00	0,00	
Cruzeiro do Sul	T1	725,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0006	0,00	8,00	2,00	1,00	0,00	0,50	7.735.992,25
	T2	20,00	R	Concreto	0,018	1	0,0006	0,00	5,50	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T3a	275,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0006	0,00	5,50	1,00	1,00	0,00	1,50	
	T3b	400,00	T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	4,50	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T4	65,00	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	3,20	2,30	0,00	0,00	0,00	
	T5	335,00	T	Grama	0,030	1	0,0006	1,00	2,50	2,50	0,00	0,00	0,00	
	T6	85,00	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,50	2,20	0,00	0,00	0,00	
	T7a	40,00	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,50	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T7b	190,00	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T8a	60,00	R	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T8b	140,00	C	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Real	T1	690,00	T	Grama	0,030	1	0,0009	2,50	4,00	1,30	0,00	0,00	0,00	3.036.130,31
Imperador II	T1a	300,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	1,00	12,00	2,00	0,00	0,00	0,00	8.821.107,43
	T1b	300,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	1,00	9,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T1c	300,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	1,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T1d	300,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	1,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
													Total	**39.308.941,97**

Trechos existentes que não precisam de ampliação

Proposição FCTH

Proposição Anteprojeto PMPG

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Fls. 831
Proc. 17849/16

7.5 TUPI

Tabela 55 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Tupi

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
MAR5	T1a	245,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0001	0,00	7,50	2,00	0,50	0,00	0,50	3.704.081,61
	T1b	200,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0001	0,00	6,00	2,00	0,50	0,00	0,50	
	T2	75,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T3a	25,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,80	2,00	0,63	0,00	0,80	
	T3b	200,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,80	
	T4	65,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	60,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
MAR6	T1a	145,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0001	0,63	2,50	2,00	0,63	0,00	0,40	1.318.797,09
	T1b	100,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2	25,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3	140,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	
	T4	95,00	C	Concreto	0,018	1	0,0001	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T5	170,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,60	
	T6	100,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T7	80,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
Tupi	T1	655,00	T	Grama	0,030	1	0,0009	3,00	12,00	2,30	0,00	0,00	0,00	1.389.534,62
	T2	200,00	R	Concreto	0,018	2	0,0020	0,00	2,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Negro Velho	T1	120,00	R	Concreto	0,018	1	0,0060	0,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,00	1.216.527,74
	T2	110,00	R	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	2,00	1,20	0,00	0,00	0,00	
	T3	110,00	R	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	1,50	1,00	0,00	0,00	0,00	
													Total	7.628.941,06

Trechos existentes que não precisam de ampliação — C Seção Circular — M Seção Mista

Proposição FCTH — R Seção Retangular fechada — T Seção Trapezoidal

Proposição Anteprojeto PMPG — B Seção retangular aBerta





FCTH

7.6 XIXOVÁ-PRAIÃO

Tabela 56 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Xixová

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	New Jersey (m)	Custo por Canal (R$)
	Galeria	500,00	R	Concreto	0,018	1	0,0018	0,00	5,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T1	210,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0010	1,00	5,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T2	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	6,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	100,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	5,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T4	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	5,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T5	55,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	5,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T6	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	5,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T7	80,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T8	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T9	130,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T10	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
Xixová	T11	95,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	22.049.283,10
	T12	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T13	15,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T14	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T15	25,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T16	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T17	32,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0004	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T18	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0004	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T19	210,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0007	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T20	8,00	R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T21	90,00	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	
	T22	20,00	R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	4,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T23	272,00	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	4,00	2,20	5,00	0,00	0,30	1,10	

Fls. 832
Proc. 17849/16

FCTH

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	New Jersey (m)	Custo por Canal (R$)
	T24	286,00	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	3,00	2,20	0,00	0,00	0,00	1,10	
	T25	18,00	R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	3,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T26	115,00	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	3,00	2,20	0,00	0,00	0,00	1,10	
	T27	15,00	R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	3,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T28	55,00	T	Concreto	0,018	1	0,0007	1,00	3,00	2,20	0,00	0,00	0,00	1,10	
	T29	15,00	R	Concreto	0,018	1	0,0007	0,00	3,00	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T30	90,00	R	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	T31	140,00	R	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	2,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Reservatório de Detenção – Volume = 97.500 m³								Custo: 185,00 R$/m³ (PEREIRA, 2014)						
														Total	**22.049.283,10**

Trechos existentes que não precisam de ampliação

Proposição FCTH

Proposição Anteprojeto PMPG

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

Tabela 57 - Custos de Implantação ou Ampliação de Estruturas – Praião

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
São Salvador	T1	215,00	R	Concreto	0,018	1	0,0023	0,00	2,00	1,20	0,00	0,00	0,00	908.096,85
	T2	150,00	R	Concreto	0,018	1	0,0023	0,00	1,50	1,20	0,00	0,00	0,00	
	T3	40,00	R	Concreto	0,018	1	0,0023	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T4	120,00	R	Concreto	0,018	1	0,0023	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
MAR1A	T1'	55,00	C	Concreto	0,018	1	0,0050	0,00	0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	2.357.824,76
	Travessia*	130,00	C	Concreto	0,018	1	0,0040	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T1a	90,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0016	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T1b	70,00	C	Concreto	0,018	2	0,0016	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T1c	140,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0016	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T2a	230,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0016	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T2b	145,00	C	Concreto	0,018	1	0,0016	0,00	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	
	T3	230,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	
	T4	157,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	
	T5	215,00	C	Concreto	0,018	1	0,0040	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	
MAR1B	T1a	30,00	C	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	5.832.877,50
	T1b	150,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0013	0,50	2,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T1c	45,00	C	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T1d	55,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0013	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	
	T2a	20,00	C	Concreto	0,018	2	0,0013	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T2b	75,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0013	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,50	
	T3a	30,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T3b	45,00	C	Concreto	0,018	2	0,0017	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T3c	20,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T4	185,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T5a	120,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T5b	30,00	C	Concreto	0,018	2	0,0017	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	

Fls. 833
Proc. 17849/16





FCTH

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo de Seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. (m/m)	1V:_H (talude)	Base/ Diam. (m)	H (m)	1V:_H (talude) (2)	Base/ Diam. (m) (2)	H (m) (2)	Custo por Canal (R$)
	T5c	30,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T5d	30,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T6a	50,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T6b	75,00	C	Concreto	0,018	2	0,0017	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T6c	40,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0017	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T7	165,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0025	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T8a	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
	T8b	80,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0020	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
	T9	150,00	M	Concreto/Grama	0,019	1	0,0030	0,63	1,00	2,00	0,63	0,00	0,20	
Praião	T1	1340,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	3,00	25,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T2	240,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	3,00	10,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T3	82,00	R	Concreto	0,018	2	0,0025	0,00	4,50	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T4	154,00	T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T5	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0002	0,00	8,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T6	175,00	T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T7	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0002	0,00	8,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T8	178,00	T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T9	30,00	R	Concreto	0,018	1	0,0002	0,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
	T10	456,00	T	Concreto	0,018	1	0,0002	2,00	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	
														Total 9.098.799,11

Trechos existentes que não precisam de ampliação

Proposição FCTH

Proposição Anteprojeto PMPG

C Seção Circular

R Seção Retangular fechada

B Seção retangular aBerta

M Seção Mista

T Seção Trapezoidal

8. RESUMO DOS CUSTOS POR COMPOSIÇÃO

A seguir são apresentados os custos resumidos de acordo com os componentes especificados para as estruturas existentes que necessitam ampliação ou reforço.

8.1 ACARAÚ-QUIETUDE

Tabela 58 - Acaraú

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	9.135,84
Locação e nivelamento	m	25.022,75
Sondagens	m	23.923,73
Escavação	m^3	1.087.994,87
Plantio de Grama	m^2	107.313,06
Escoramento de vala	m^2	1.182.867,10
Reaterro compactado	m^3	226.923,54
Concreto fck=20MPa	m^3	2.945.594,12
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	3.213.238,37
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	3.957.515,15
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	961.440,32
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	314.647,73
Lastro de areia	m^3	600.174,13
Geotêxtil	m^2	915.653,05
Gabião colchão revestido de concreto		17.680.090,25
Armadura de tela de aço	m	373.611,10
Tunnel Liner	m	3.762.682,65
Iluminação tunnel liner	m	103.324,09
Preparo e Limpeza	m^2	9.135,84
Locação e nivelamento	m	25.022,75
Sondagens	m	23.923,73
Total		***37.491.151,84***

Fls. 834 FCTH
Proc. 17849116

Tabela 59 – Quietude

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	4.481,19
Locação e nivelamento	m	25.755,00
Sondagens	m	24.623,82
Escavação	m^3	870.852,49
Plantio de Grama	m^2	16.391,21
Escoramento de vala	m^2	1.684.014,46
Reaterro compactado	m^3	82.959,95
Concreto fck=20MPa	m^3	3.363.125,34
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	4.038.761,68
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	4.493.959,95
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	1.274.883,99
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	417.227,52
Armadura tela de aço	kg	434.460,04
Iluminação Tunnel Liner	m	127.472,64
Tunnel liner	m	4.642.083,54
Total		***21.501.052,82***

8.2 FAIXA OCEÂNICA

Tabela 60 – Faixa Oceânica

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	2.353,52
Locação e nivelamento	m	20.578,75
Sondagens	m	19.674,92
Escavação	m^3	60.196,43
Escoramento	m^2	1.231.450,48
Reaterro compactado	m^3	116.836,22
Concreto fck=20MPa	m^3	4.680.465,11
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	4.302.588,39
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	8.133.505,98
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	1.664.881,96
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	544.861,00
Total		***20.777.392,75***

8.3 ITINGA

Tabela 61 - Itinga

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	2.779,91
Locação e nivelamento	m	21.691,77
Sondagens	m	20.739,05
Escavação	m^3	154.144,68
Plantio de Grama	m^2	87.526,74
Escoramento de vala	m^2	561.235,72
Reaterro compactado	m^3	12.757,11
Concreto fck=20MPa	m^3	1.468.545,78
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	906.362,80
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	2.551.974,14
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	1.106.052,69
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	361.071,63
Total		***7.254.882,03***

8.4 RIO BRANCO

Tabela 62 – Rio Branco

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	7.982,77
Locação e nivelamento	m	33.128,00
Sondagens	m	31.672,99
Escavação	m^3	296.936,10
Plantio de Grama	m^2	95.249,50
Escoramento de vala	m^2	3.095.072,25
Reaterro compactado	m^3	133.515,79
Concreto fck=20Mpa	m^3	7.852.463,68
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	9.492.693,28
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	13.645.665,43
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	3.484.274,09
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	1.140.288,09
Total		***39.308.941,97***

Fls. 835
Proc. 17849/16

8.5 TUPI

Tabela 63 - Tupi

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	3.886,15
Locação e nivelamento	m	10.680,75
Sondagens	m	10.211,64
Escavação	m^3	139.896,59
Plantio de Grama	m^2	0,00
Plantio de Grama	m^2	75.710,96
Escoramento de vala	m^2	891.478,46
Reaterro compactado	m^3	36.964,35
Concreto fck=20MPa	m^3	1.266.802,52
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	1.503.082,74
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	2.003.836,61
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	541.924,22
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	177.353,94
Armadura tela de aço	kg	63.562,64
Iluminação Tunnel Liner	m	879.400,94
Tunnel liner	m	24.148,54
Total		***7.628.941,06***

8.6 XIXOVÁ-PRAIÃO

Tabela 64 - Xixová

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	97,31
Locação e nivelamento	m	1.161,50
Sondagens	m	1.110,49
Escavação	m^3	1.389,74
Escoramento de vala	m^2	0,00
Reaterro compactado	m^3	71.710,77
Concreto fck=20MPa	m^3	5.757,80
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	906.761,30
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	1.346.688,79
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	1.575.729,85
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	76.379,17
Total		***4.011.783,10***

Tabela 65 - Praião

Serviço/Insumo	Unidade	Valor (R$)
Preparo e Limpeza	m^2	1.115,15
Locação e nivelamento	m	12.827,00
Sondagens	m	12.263,63
Escavação	m^3	406.516,79
Escoramento de vala	m^2	863.943,10
Reaterro compactado	m^3	51.126,26
Concreto fck=20MPa	m^3	1.280.311,00
Formas de compensado resinado e=10mm	m^2	1.618.977,75
Armadura CA-50 100 kg/m^3 concreto	kg	1.510.335,56
Lastro em rachão estabilizado com brita	m^3	455.559,71
Lastro em concreto magro 50kg/m^3	m^3	149.089,68
Geotêxtil	m^2	24.094,39
Pré-moldados	m	557.145,79
Armadura de tela de aço	m	229.896,08
Tunnel liner	m	1.874.133,12
Iluminação Tunnel Liner	m	51.464,11
Total		***9.098.799,11***

Fls. 836
Proc. 17849/16

9. RESUMO DOS CUSTOS POR INDICADORES

Neste Plano são propostos a implantação de um reservatório de detenção na bacia do Xixová e aproximadamente 49,20 km de intervenções em canais em todo o município. A seguir são apresentados os resumos para cada uma das bacias em termos de indicadores com o intuito de facilitar o entendimento quanto à magnitude de investimentos que norteará a hierarquização das intervenções no *Volume 6 – Programa Municipal de Drenagem* deste Plano.

9.1 ACARAÚ-QUIETUDE

Tabela 66 - Tabela Resumo - Acaraú

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m³/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R$/m³/s)
ACARAÚ	Acaraú	T1	220,00	123,9	13.941,62	118.149,29
		T2	280,00			
		T3	300,00			
		T4	250,00			
		T5	390,00	78,8	13.517	66.900
	Aloha	T1a	150,00	21,5	5.806	94.519
		T1b	200,00			
	MAR11B	T1b	20,00	0,7	4.693	678.419
		T2	95,00			
	MAR12A	T1a	190,00	7,4	4.504	502.116
		T1b	85,00			
		T1c	375,00			
		T2	85,00			
		T3	90,00			
	MAR12B	T1b	80,00	3,3	4.257	310.679
		T2	85,00			
		T3	75,00			
	Brasil para Cristo	T1	200,00	18,6	6.187	199.586
		T2	200,00			
		T3	200,00			
	MAR13A	T3	75,00	1,4	3.698	649.771
		T5	85,00			
		T6	80,00			
	MAR14A	T1a	120,00	7,8	5.425	479.946
		T1b	100,00			
		T3a	150,00			
		T3b	15,00			
		T3c	125,00			
		T3d	10,00			
		T4	70,00			
		T5	100,00			
	MAR14B	T1	190,00	5,4	4.514	158.825
	GFB	T1	265,00	2,1	4.393	554.410

Tabela 67 - Tabela Resumo – Quietude

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R/m^3/s$)
QUIETUDE	Quietude	T1	405,00	32,5	4.236	183.795
		T2	210,00			
		T3	130,00			
		T4	210,00			
		T5	285,00			
		T6	170,00			
	MAR7	T1a	80,00	4,2	4.122	534.908
		T1b	70,00			
		T1c	70,00			
		T1d	40,00			
		T1e	55,00			
		T1f	80,00			
		T2a	70,00			
		T2b	70,00			
		T2d	10,00			
	MAR9	T1a	80,00	4,6	4.105	647.001
		T1b	75,00			
		T1c	40,00			
		T1d	20,00			
		T1e	40,00			
		T2b	60,00			
		T2c	70,00			
		T2e	70,00			
		T3	10,00			
		T4a	80,00			
		T4b	50,00			
		T4c	130,00			
	MAR8	T1	155,00	1,2	3.988	3.622.384
		T2	10,00			
		T3	175,00			
		T4	245,00			
		T5	250,00			
		T6	75,00			
		T7	30,00			
		T8	150,00			
	MAR10	T1	165,00	5,6	5.517	1.063.934
		T3	175,00			
		T4	250,00			
		T5	175,00			
		T6	80,00			
		T7	115,00			
		T8	120,00			

Fls. 837
Proc. 17849/16

9.2 FAIXA OCEÂNICA

Tabela 68 - Tabela Resumo – Faixa Oceânica

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R/m^3/s$)
FAIXA OCEÂNICA	Ocian	T1a	175,00	17,7	5.676	243.733
		T1b	200,00			
		T2a	150,00			
		T2b	135,00			
		T3a	100,00			
	Gilberto Fouad Beck	T1a	170,00	11,1	4.595	250.467
		T1b	100,00			
		T2	90,00			
		T3	140,00			
		T4	105,00			
	Negro Velho	T1a	160,00	10,1	4.024	274.874
		T1b	120,00			
		T1c	50,00			
		T2a	170,00			
		T2b	60,00			
		T2c	130,00			
	Aviação	T1a	135,00	6,4	4.131	426.018
		T1b	250,00			
		T2a	275,00			
	São Salvador	T1a	70,00	12,2	5.617	32.226
	São Paulo	T1	100,00	28,7	6.037	271.332
		T2	260,00			
		T3a	120,00			
		T3b	210,00			
		T4a	150,00			
		T4b	110,00			
		T4c	85,00			
		T5	255,00			

9.3 ITINGA

Tabela 69- Tabela Resumo – Itinga

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R/m^3/s$)
ITINGA	Itinga	T5	150,00	27,2	179	3.999
		T6	230,00			
		T7	230,00			
	MAR20A	T1	190,00	6,7	1.268	697.179
		T3	125,00			
	MAR20B	T1	1140,00			
	MAR20	MARGEM ESQUERDA	2230,00			
	MAR21	T1	700,00	2,7	1.103	285.998

Fls. 838
Proc. 17849/16

9.4 RIO BRANCO

Tabela 70- Tabela Resumo – Rio Branco

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R$/$m^3/s$)
RIO BRANCO	Américas	T1	105,00	22,7	4.496	171.341
		T3	125,00			
		T5	140,00			
		T7	150,00			
		T9	95,00			
		T11a	250,00			
	Imperador I	T2a	300,00	7,9	4.812	183.317
	Miami	T1	275,00	30,8	6.253	466.968
		T2	600,00			
		T3	200,00			
		T4	300,00			
		T5	250,00			
		T6	170,00			
		T7	100,00			
		T8	255,00			
		T9	150,00			
	Cruzeiro do Sul	T1	725,00	29,8	6.420	259.597
		T2	20,00			
		T3a	275,00			
		T6	85,00			
		T7a	40,00			
		T8a	60,00			
	Real	T1	690,00	8,1	4.400	374.831
	Imperador II	T1a	300,00	25,5	7.351	345.926
		T1b	300,00			
		T1c	300,00			
		T1d	300,00			

9.5 TUPI

Tabela 71- Tabela Resumo – Tupi

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R/m^3/s$)
TUPI	MAR5	T1a	245,00	13,1	6.225	282.754
		T1b	200,00			
		T3a	25,00			
		T4	65,00			
		T5	60,00			
	MAR6	T1a	145,00	4,2	4.058	313.999
		T6	100,00			
		T7	80,00			
	Tupi	T1	655,00	29,1	1.625	47.750
		T2	200,00			
	Negro Velho	T1	120,00	5,7	3.578	213.426
		T2	110,00			
		T3	110,00			

9.6 XIVOVÁ-PRAIÃO

Tabela 72- Tabela Resumo – Xixová

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R/m^3/s$)
XIXOVÁ	Xixová	T1	210,00	69,4	12.191	310.931
		T3	100,00			
		T5	55,00			
		T7	80,00			
		T9	130,00			
		T11	95,00			
		T13	15,00			
		T15	25,00			
		T17	32,00			
		T19	210,00			
		T21	90,00			
		T23	272,00			
		T24	286,00			
		T26	115,00			
		T28	55,00			
		T29	15,00			
		T30	90,00			
		T31	140,00			
		Reservatório	97.500 m^3			

Fls. 839
Proc. 12849/16
FCTH

Tabela 73- Tabela Resumo – Praião

Bacia	Canal	Trecho	Extensão (m)	Vazão de Pico (m^3/s)	Custo Unitário (R$/m)	Custo Específico (R/m^3/s$)
PRAIÃO	São Salvador	T1	215,00	4,10	1.730	221.487
		T2	150,00			
		T3	40,00			
		T4	120,00			
	MAR1A	T1a	90,00	3,3	4.449	714.492
		T1b	70,00			
		T1c	140,00			
		T2a	230,00			
	MAR1B	T1a	30,00	12,4	4.037	470.900
		T1b	150,00			
		T1c	45,00			
		T1d	55,00			
		T2a	20,00			
		T2b	75,00			
		T3a	30,00			
		T3b	45,00			
		T3c	20,00			
		T4	185,00			
		T5a	120,00			
		T5b	30,00			
		T5c	30,00			
		T5d	30,00			
		T6a	50,00			
		T6b	75,00			
		T6c	40,00			
		T7	165,00			
		T8a	20,00			
		T8b	80,00			
		T9	150,00			

10. REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Design and construction of urban stormwater management systems** . New York: ASCE, 1992. 724 p.

ARAÚJO, P.R. **Análise experimental da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial.** 1999. 170 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

AZZOUT, Y. et al. **Techniques alternatives en assainissement pluvial**. Paris Technique et Documentation - Lavoisier, 1994.372 p.

BAPTISTA,M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.

BAPTISTA,M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2011. 318 p.

BRITO, D,S. Metodologia para a seleção de alternativas de sistema de drenagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2006. 164 p.

CANHOLI, P.A. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.302 p.

CAPUCCINI, E. **Aplicazione di tecnologie BMP ai sistemi di drenaggio urbano**. 2009. 170 p. Tesi di Laurea (Idrologia Sotteranea) – Università di Bologna, Facolta'di Ingegneria, Corso di Laurea Specialistica in Ingegheria Civile, Bologna, 2010.

COSTA JUNIOR, L.L.; BARBASSA, A. P. **Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimento permeáveis e de previsão de enchentes urbanas**. Eng. Sanit. Ambient., v. 11, n. 1, p. 46-54, jan./mar. 2006.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Greening EPA. Disponível em: <http://www.epa.gov/oaintrnt/index.htm>. Acesso em: 10 de outubro 2014

Estatuto da Cidade, Lei 10.257 da Constituição Brasileira, 2001.

CHOW V. T,; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied Hydrology**. New York: McGraw-Hill Science Engineering, 1988.572 p.

GRIBBIN, J.E. **Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais**. Tradução: Glauco Peres Damas. São Paulo: Cengage Learning, 2009. 494p. Título original: Introduction to Hidraulics and Hidrology with Aplications for Stormwater Managemente.

HOLZ, J.; TASSI, R Usando Estruturas de Drenagem não Convencionais em Grandes Áreas o Caso do Loteamento Monte Bello. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007, São Paulo. Disponível em:< http://www.rhama.net/download/artigos/artigo56.pdf >. Acesso em: 15/10/2014.

Fls. 840
Proc. 17849116
FCTH

MARQUES, C. E. B. **Proposta de método para a formulação de planos diretores de drenagem urbana**. 2006. 168 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2006.

MARTINS, M.J. **Gerenciamento de recursos hídricos e drenagem urbana no município de São João de Meriti: análise espacial do efeito da implementação de microrreservatórios em lotes sobre as inundações**. 2004. 177 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Porto Alegre, 2004.

MARTINS, V. H. R. **Por uma integração de uso e ocupação do solo e drenagem urbana – reservatórios de detenção na bacia do córrego Pirajuçara**. 2005. 107 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MOURA, P.M. **Contribuição para avaliação global de sistemas de drenagem urbana**. 2004. 1164 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

OHNUMA JUNIOR, A.A. **Medidas não-convencionais de reservação d´água e controle da poluição hídrica em lotes domiciliares**. 2008. 331 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

OLIVEIRA, L. H. **Gestão Ambiental de Água e de Energia em Edificações**. In: SEMINÁRIO DE BOAS PRÁTICAS AMBIENTAIS DO PODER LEGISLATIVO, 1., 2007, Brasília. Disponível em: < http://www2.camara.leg.br/responsabilidade-social/ecocamara/areas-tematicas/comunicacao-institucional-1/palestras/Palestra%20Lucia%20Hhe.pdf >. Acesso em 10 de outubro de 2014.

PAOLETTI, A. Strategie per La Gestione Sostenibile Delle Acque Meteoriche Urbane. Giornata di Studio. Gestione Sostenibile Delle Acque Meteoriche Urbane Palazzo Lombardia Auditorium. Milano, 2012. Disponível em: < http://www.territorio.regione.lombardia.it/shared/ccurl/703/500/A.%20Paoletti_CSDU.pdf>. Acesso em 05 de janeiro de 2013.

PARKINSON, J. et al. **Drenagem Urbana Sustentável no Brasil**. Relatório do Workshop em Goiania 2003. Departmente for Internacional Development (DFID), Water Engineering and Development Centre (WEDC), Loughborough University, Reino Unido. Escola de Engenharia Civil – Universidade Federal de Góias – GO.

PEREIRA. M. C. S. **Relação de eficiência e custos dos reservatórios de detenção e pavimento permeável na bacia hidrográfica do rio Pirajuçara**. 2014. 186 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, São Paulo, 2014.

PINTO, L.L.C.A.; MARTINS, J.R.S. **Variabilidadde da taxa de impermeabilização do solo urbano**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 14., 2001, Aracaju. Anais. Aracaju: ABRH. 14 p.

RAIMUNDO, A.P. **Estruturas Hidráulicas Utilizadas em Reservatórios de Controle de Cheias**. 2004. 170 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

ROS, D.A. **Análise de sistemas complexos de drenagem urbana**. 2012. 211 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental, São Paulo, 2012.

SOBRINHA, L. A. **Monitoramento e modelagem de um poço de infiltração de águas pluviais em escala real e com filtro na tampa**. 2012. 147 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

TOMAZ, P. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**. 2010. Disponível em: <http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo56_faixa_filtro.pdf>. Acesso em: 03 dez. 2014.

TUCCI, C. E. M. **Inundações e Drenagem Urb**ana. In: Inundações Urbanas. TUCCI, C.E.M.; BERTONI, J.C. [S.I.]: GWP, WMO, ABRH, 2003.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. L. Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/ Editora da Universidade/UFRGS, 1995. v. 5. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

URBONAS, B.; ROESNER, L. A. **Hydrologic design for urban drainage and flood control**. In: MAIDMENT, D. R. Handbook of hydrology. New York: McGraw-Hill, 1992. Cap.28.

VIRGILIIS, A. L. C. **Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias**. 2009. 191 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2009.

FCTH
Fls. 841
Proc. 17849 116

11. EQUIPE TÉCNICA

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

ANEXO – MAPAS DE PROPOSIÇÃO

Fls. 892
Proc. 17849116
FCTH

ÍNDICE DOS MAPAS DE PROPOSIÇÃO

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE **146**

BACIA FAIXA OCEÂNICA **147**

BACIA DO ITINGA **149**

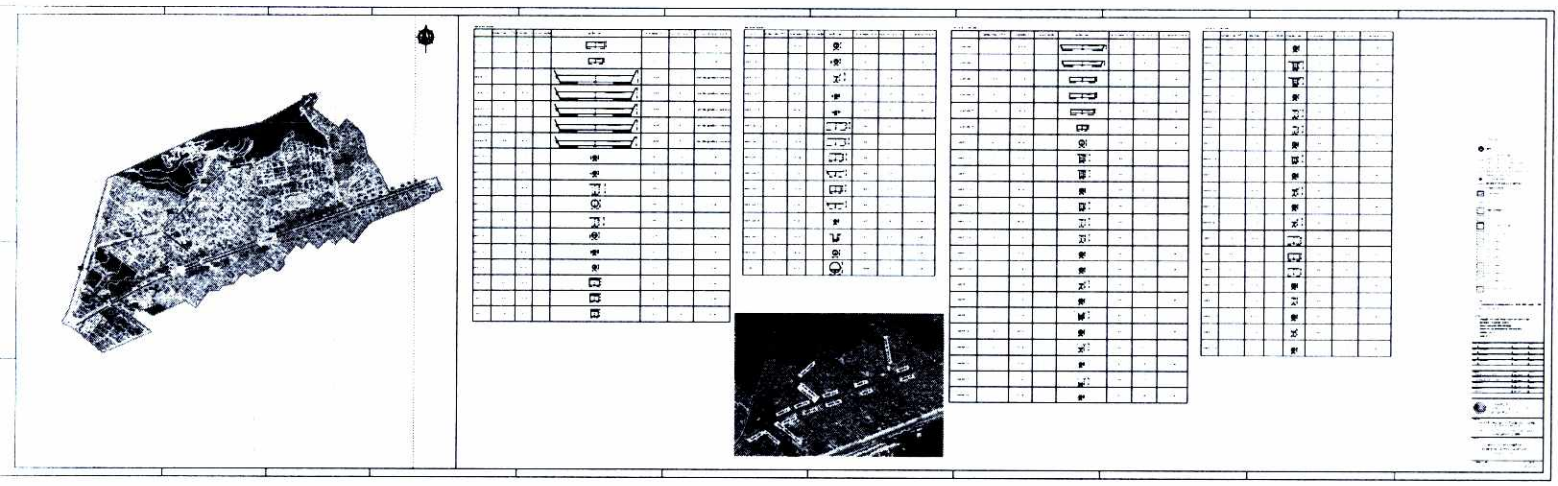
BACIA RIO BRANCO **151**

BACIAS DO TUPI **153**

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO **155**

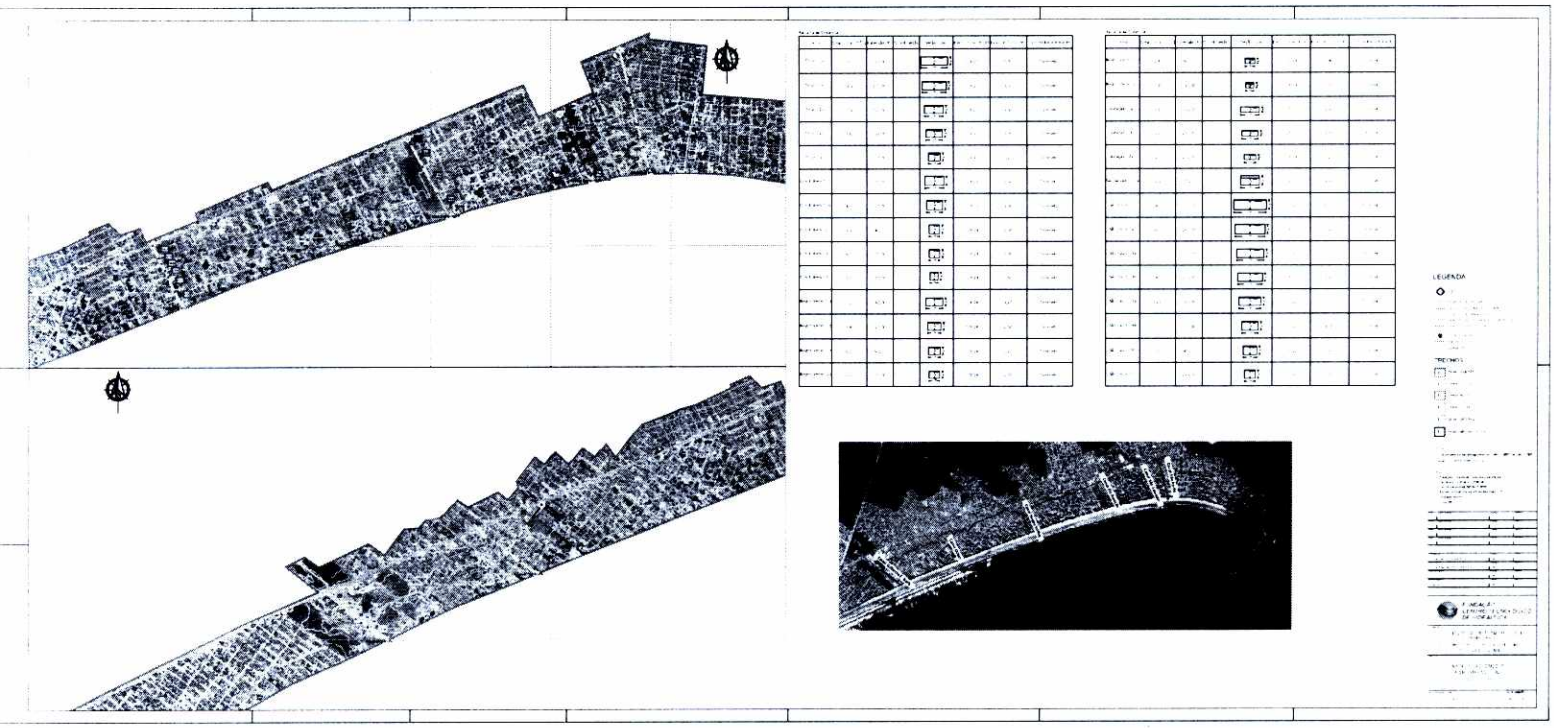
BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE

Fls. 843
Proc. 17849/16



BACIA FAIXA OCEÂNICA

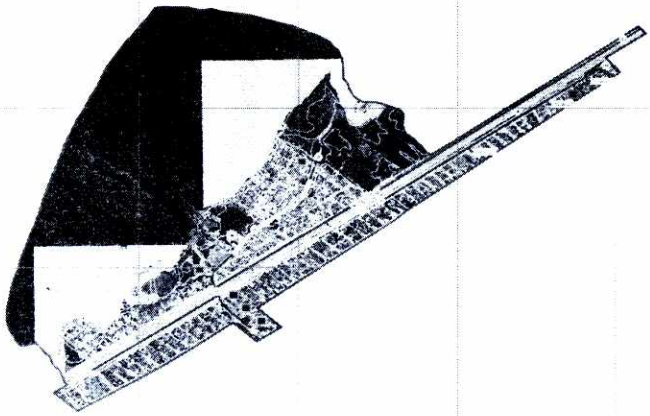
Fls. 844
Proc. 17849/16

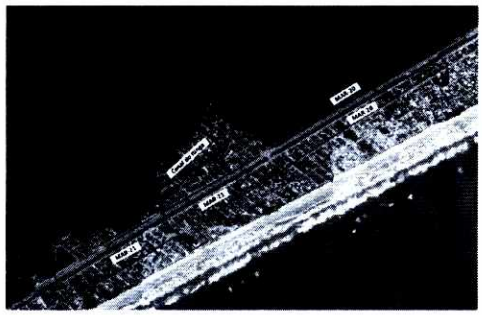


BACIA DO ITINGA

Fls. 845
Proc. 17849/16

Trecho	Comp. Final (m²/s)	Extensão (m)	Quant. Seção	Seção Tipo	Declividade (m/m)	Base de Corte (m)	Tipo de Revestimento
Rua T1	27,2	150,00	1		0,0017	7,80	Grama
Rua T6	28,6	230,00	1		0,0014	11,00	Grama
Rua T7	17,7	240,00	1		0,0018	7,60	Grama
MAR21 T1	6,4	700,00	1		0,0025	5,60	/





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

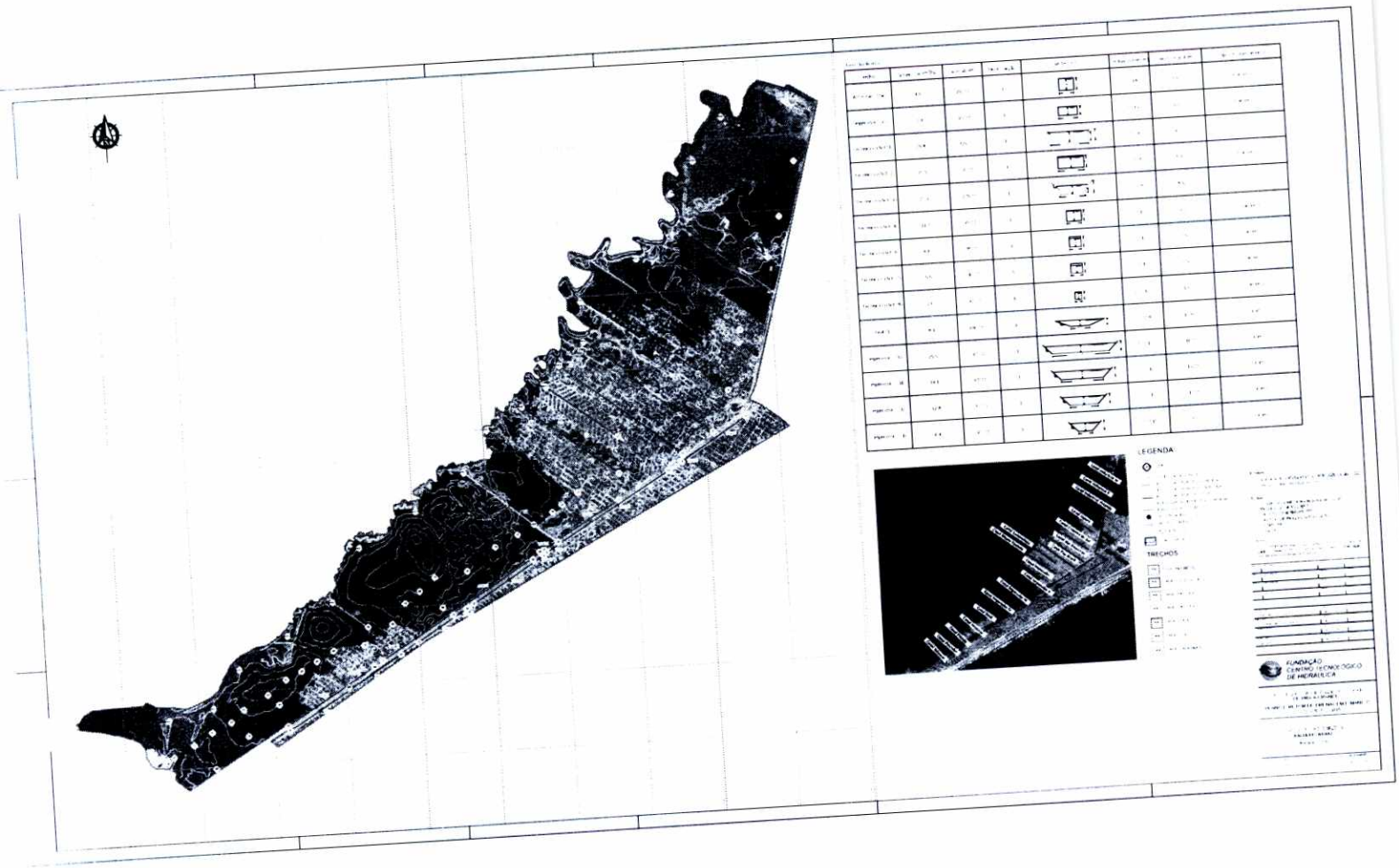
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROPOSIÇÕES
BACIA DO ITINGA
Escala 1:12.500

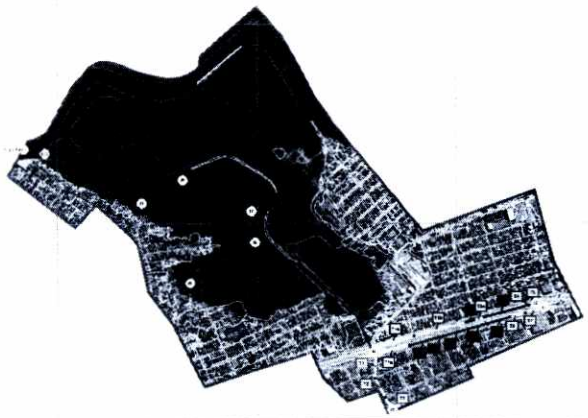
BACIA RIO BRANCO

Fls. 846
Proc. 17849/16



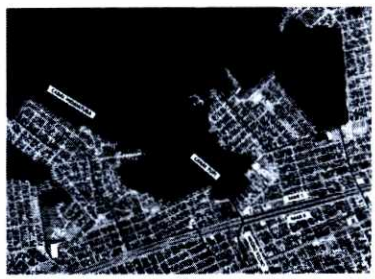
BACIAS DO TUPI

Fls. 847
Proc. 17849/16



Bacia do Tupi

Trechos	Qmax Final (m³/s)	Extensão (m)	Quant. Seção	Seção Tipo	Declividade (m/m)	Faixa de Canal (m)	Tipo de Revestimento
MAR5.T1a	13.1	245.00	1		0.0001	9.00	
MAR5.T1b	9.4	200.00	1		0.0001	6.50	
MAR5.T1c	5.3	25.00	1		0.0001	5.44	
MAR5.T8	1.9	65.00	1		0.0030	1.50	Concreto
MAR5.T5	0.9	60.00	1		0.0030	1.00	Concreto
MAR5.T14	8.2	145.00	1		0.0001	5.52	Concreto
MAR5.T6	0.9	100.00	1		0.0030	1.00	Concreto
MAR5.T7	0.4	80.00	1		0.0030	0.80	Concreto
Negro Velho T1	1.7	120.00	1		0.0060	2.00	Concreto
Negro Velho T2	1.7	110.00	1		0.0050	0.60	Concreto
Negro Velho T3	1.8	110.00	1		0.0050	0.60	Concreto



LEGENDA

TRECHOS

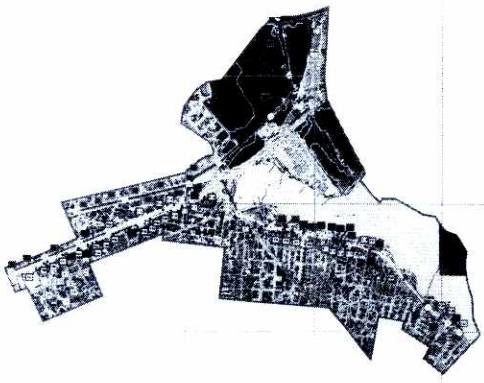
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLOGICO DE HIDRAULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROPOSIÇÕES
BACIA DO TUPI
Escala 1:10.000

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO

Fls. 848
Proc. 17849/16





Fls. 349
Proc. 17849/16

ANEXO V

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 850
Proc. 17849116

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 5 - Otimização das Medidas Estruturais de Controle

Revisão 1
Agosto de 2015
RP05-1122-15 R1

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data	Relatório Nº	
08/05/2015	RP05-1122-15 R0	
Elaborado	Verificado	Aprovado
RML/CAA/MCSP/FFN	RML/JRSM	RCZ
Revisão		Data
RP05-1122-15 R1		08/08/2015
Natureza		
Formatação de texto e mudança na apresentação dos resultados.		
Elaborado	Verificado	Aprovado
RML/FFN	RML/JRSM	RCZ

Fls. 851
Proc. 12849/16

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 4

1.1 APRESENTAÇÃO 4

1.2 ESTE DOCUMENTO 4

2. CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS ESTUDADAS NA OTIMIZAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIS 5

2.1 BACIA GUARAMAR 5

2.2 CANAIS MARGINAIS DA BACIA RIO BRANCO 7

3. ELABORAÇÃO DO MODELO DIGITAL DO TERRENO 10

4. ESTUDOS HIDRÁULICOS 13

4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO PCSWMM 13

4.2 MONTAGEM DA REDE NO MODELO MATEMÁTICO 15

4.3 ESTABELECIMENTO DE CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO 17

5. SIMULAÇÃO DOS CENÁRIOS 20

5.1 CENÁRIOS 1, 2 E 3: BACIA DO GUARAMAR; SISTEMA EXISTENTE; PRECIPITAÇÃO: TR 25, 50 E 100 ANOS; MARÉ 1,05 M. 27

5.2 CENÁRIO 4, 5 E 6: BACIA DO GUARAMAR; SISTEMA PROJETADO; PRECIPITAÇÃO: TR 25, 50 E 100 ANOS; MARÉ 1,05 M 45

5.3 CENÁRIO 7, 8 E 9: CANAIS MARGINAIS DA BACIA RIO BRANCO; SISTEMA PROJETADO; PRECIPITAÇÃO: TR 25, 50 E 100 ANOS; MARÉ 1,40 M (TR 10 ANOS) 66

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS 85

5.4.1 Cenários do Sistema de Drenagem Existente da bacia do Guaramar 85

5.4.2 Cenários do Sistema de Drenagem Projetado da bacia do Guaramar 97

5.4.3 Cenários do Sistema de Drenagem Projetado dos canais marginais da Bacia Rio Branco 109

6. OTIMIZAÇÃO DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE 115

6.1 BACIA GUARAMAR – CENÁRIO PROPOSTO 115

6.2 CANAIS MARGINAIS DA BACIA RIO BRANCO – CENÁRIO PROPOSTO 118

7. CUSTOS DAS INTERVENÇÕES 121

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 126

9. EQUIPE TÉCNICA 127

ANEXO I – CONDIÇÕES DE EXTREMIDADE DE MONTANTE (HIDROGRAMAS) 128

ANEXO II – MAPA DE DIAGNÓSTICO 214

ANEXOIII – MAPAS DE PROGNÓSTICO 216

ANEXO IV – MAPAS DE PROPOSIÇÕES 217

1. INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

Na sequência das atividades propostas para o Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande, após a etapa de proposição de medidas estruturais de controle sobrevém a etapa de otimização de algumas destas estruturas.

Esta etapa de otimização foi realizada para as seguintes áreas:

- bacia 3-Guaramar;
- trechos dos canais marginais à rodovia Padre Manoel da Nóbrega SP-055, MAR15 até o MAR19 na bacia 11-Rio Branco;
- trecho do canal marginal MAR20 na bacia 12-Itinga.

Assim sendo, apresenta-se neste volume a quinta etapa dos trabalhos, correspondente a elaboração da otimização das estruturas de controle, que tem por objetivo a verificação dos projetos existentes e o pré-dimensionamento hidráulico por meio de simulação hidrodinâmica.

Estes tipos de estudos são mais comuns em anteprojetos, projetos básicos e executivos, porém foram aplicados às áreas supracitadas por serem de grande importância, com sistemas de drenagem complexos, contendo diques, comportas de controle de fluxo e travessias em rodovia.

A partir das simulações hidrológicas apresentadas no *Volume 2 – Estudos Básicos* deste Plano, e das características físicas do sistema de macrodrenagem, foram realizadas simulações hidrodinâmicas dos canais para diferentes cenários.

1.2 ESTE DOCUMENTO

Este volume apresenta a elaboração da Otimização das Medidas Estruturais de Controle por meio das simulações hidrodinâmicas com precisão compatível com a escala de pré-dimensionamento hidráulico.

Os estudos desenvolvidos seguiram a estrutura a seguir:

- Caracterização das áreas para a otimização das medidas estruturais de controle;
- Elaboração do Modelo Digital do Terreno;
- Estudos hidráulicos;
  - Descrição do modelo matemático;
  - Montagem da rede no modelo matemático;
  - Estabelecimento de cenários de simulação;
- Otimização das medidas de controle.

Fls. 852
Proc. 17849/16
FCTH

2. CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS ESTUDADAS NA OTIMIZAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIS

A caracterização das áreas estudadas na Otimização das Medidas de Controle Estruturais teve por objetivo descrever os canais que compõem a rede de macrodrenagem das bacias contempladas no presente relatório.

2.1 BACIA GUARAMAR

A bacia Guaramar é marcada pela presença de um dique que divide a rede de drenagem em duas regiões, a leste com os canais Guaramar, Praião, Barroso e Japoneses, e a oeste com os canais DER, Vila Sônia e Marginais. A rede de drenagem da região leste encontra-se em uma área "polderizada" protegida pelo dique, e apenas se comunica com a rede da região oeste através da comporta localizada a jusante da bacia em uma área com a presença de sedimentos de mangue e pântano (areias e argilas) - Holoceno marinho e lagunar (Souza e Cunha 2012).

Atualmente a comporta encontra-se desativada, fazendo apenas a conexão entre o canal interno do dique e o rio Guaramar, não controlando o nível d'água influenciado pela maré.

A Figura 1 apresenta o fluxo da água da comporta em direção ao canal Guaramar (canal interno do dique), a Figura 2 apresenta uma vista do dique na região da comporta, e por fim, a Figura 3 ilustra a localização do dique e da comporta da bacia Guaramar.



Figura 1 - Canal Guaramar – vista sobre a comporta

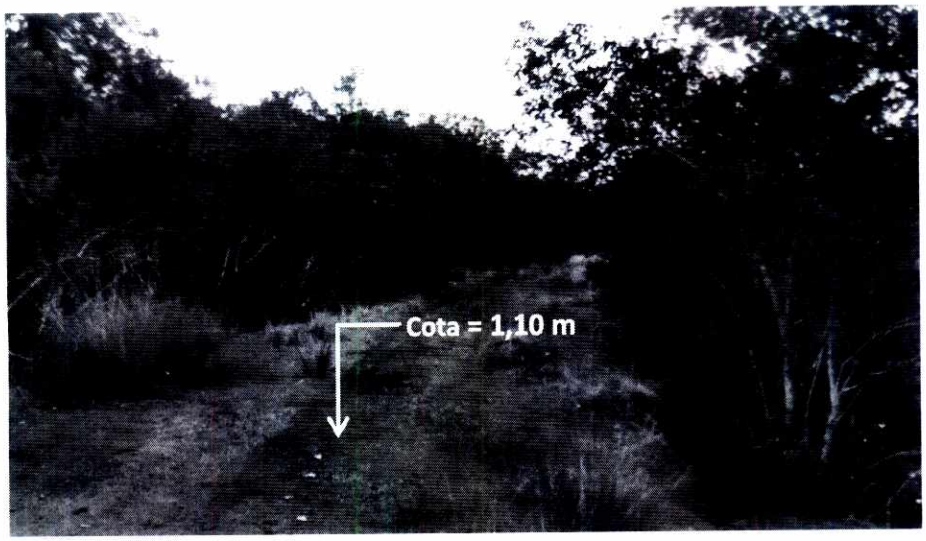


Figura 2 - Dique do Canal Guaramar na região da comporta

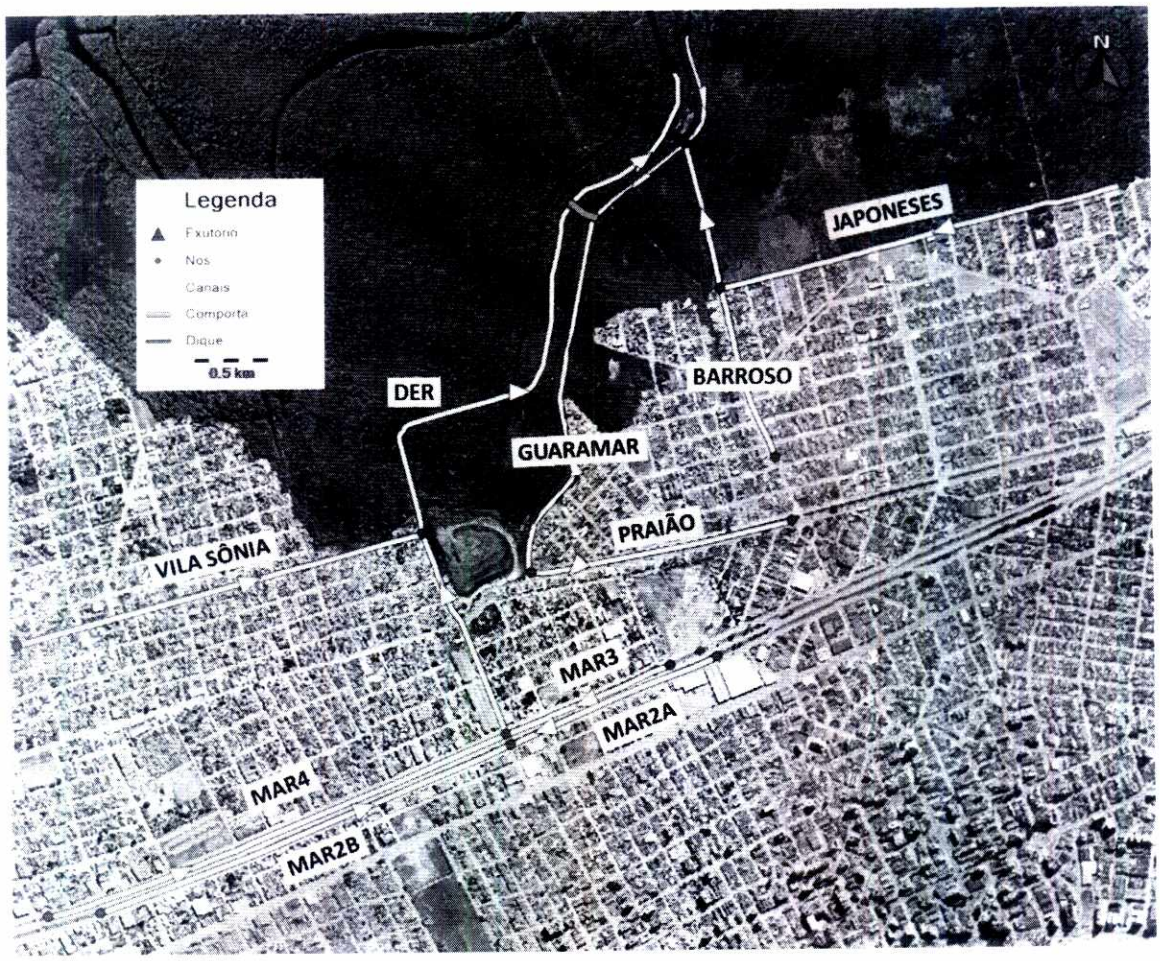


Figura 3 - Rede de drenagem da bacia do Guaramar e localização do dique e da comporta

Fls. 853
Proc. 17849/16

Atualmente nesta bacia, alguns canais encontram-se com seção escavada, porém possuem projetos de readequação, e o restante estão com seção definida e revestida com concreto.

A Tabela 1 apresenta o estado atual dos canais que compõem a rede de macrodrenagem da bacia Guaramar quanto à existência e implantação dos projetos.

Tabela 1 - Estado atual dos canais que compõem a rede de drenagem da bacia Guaramar

Canal	Projetos Considerados (PMPG)	Estado atual
Marginais	X	Seção de projeto implantada
DER	X	Trecho enterrado com seção de projeto implantada e canal aberto com seção escavada
Vila Sônia		Trecho inicial em galeria e canal aberto com seção escavada
Praião	X	Seção de projeto implantada
Guaramar		Seção escavada
Barroso	X	Seção escavada
Japoneses	X	Seção escavada

2.2 CANAIS MARGINAIS DA BACIA RIO BRANCO

Os canais marginais da bacia Rio Branco percorrem paralelamente à rodovia Padre Manoel da Nóbrega desde a "curva do S" até o limite da bacia do rio Itinga. Considerando o sentido da rodovia, do município de Mongaguá ao município de Santos, o canal da margem direita possui uma extensão total de 7 km, e o canal da margem esquerda cerca de 9,5 km.

A rede de drenagem formada por estes canais, além de drenar as águas superficiais da própria rodovia, tem o objetivo de transferir o escoamento superficial direto (ESD) gerado pela faixa de ocupação localizada entre a Avenida Presidente Kennedy e a rodovia Padre Manoel da Nóbrega, para as bacias que drenam para os rios Preto e Branco. Toda água drenada pelos canais destina-se para cinco pontos, quatro na bacia Rio Branco e um na bacia do rio Itinga.

A Figura 4 apresenta imagens das seções dos canais marginais à rodovia Padre Manoel da Nóbrega, em sua margem direita.

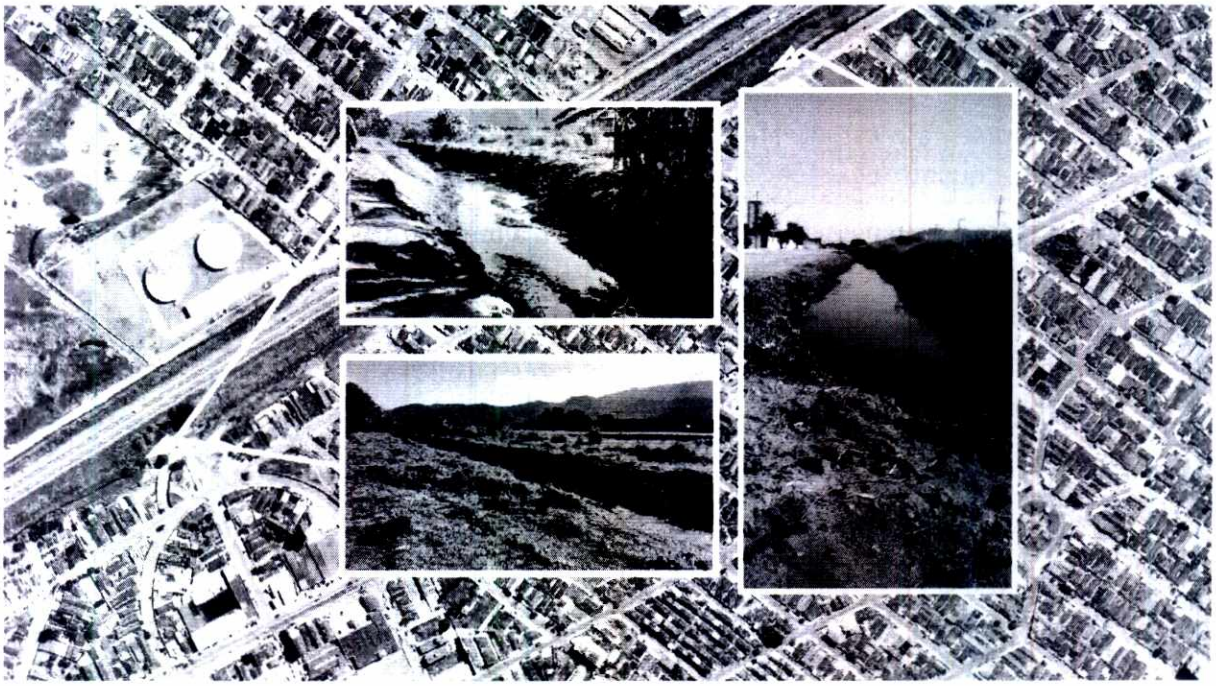


Figura 4 - Seções dos canais marginais: margem esquerda

Tanto os canais da margem direita quando da esquerda encontram-se com seção escavada, porém possuem projeto de readequação.

Atualmente, no sistema formado pelos canais marginais contemplados na "Otimização", existem seis travessias sob a rodovia Padre Manoel da Nóbrega que transferem as águas drenadas pelo canal da margem direita para o da margem esquerda, e cinco exutórios que descarregam nas bacias Rio Branco e do rio Itinga. A Tabela 2 apresenta o fluxo da drenagem dos canais marginais até o corpo d'água receptor.

Tabela 2 - Fluxo da drenagem dos canais marginais

Canal Marginal	Exutório dos Marginais / Canal intermediário	Curso D'água receptor
MAR15	Pau-Brasil	rio Branco
MAR16 / 17 e 18	Imperador II	rio Preto
MAR19	canal Flórida	rio Preto
MAR20	canal de drenagem	rio Itinga

A seguir a Figura 5 apresenta a rede formada pelos canais marginais com a localização das travessias da rodovia Padre Manoel da Nóbrega e dos exutórios.

Fls. 854
Proc. 17849116



Figura 5 - Rede de drenagem dos canais marginais com a localização das travessias da rodovia Padre Manoel da Nóbrega e dos exutórios

3. ELABORAÇÃO DO MODELO DIGITAL DO TERRENO

A modelagem digital de terreno (MDT) consiste na geração de uma grade ou malha de pontos igualmente espaçados a partir das coordenadas (x,y,z) de pontos conhecidos, adquiridos segundo uma distribuição irregular no plano xy, como por exemplo, pontos obtidos em levantamentos topográficos.

Uma vez definido o espaçamento da malha nas direções x e y, as técnicas de MDT permitem representar as características espaciais do terreno de maneira bastante fiel, modelando a cota z de cada ponto pertencente à malha a partir de suas coordenadas (x,y) e das coordenadas (x,y,z) dos pontos amostrados.

O espaçamento da grade, ou seja, a resolução da malha nas direções x e y deve ser menor ou igual à menor distância entre duas amostras com cotas diferentes. Ao se gerar uma malha muito densa, ou seja, com espaçamentos muito pequenos, existirá um maior número de informações sobre a superfície modelada. Ao se considerar espaçamentos muito grandes, será criada uma malha grosseira, podendo acarretar perda de informações ou baixo nível de detalhamento da superfície obtida.

Os modelos digitais de terrenos podem se basear em uma série de métodos de interpolação para calcular o valor aproximado da cota dos pontos da malha. No presente estudo foi utilizado o software *Global Mapper* para interpolar os dados de elevação das curvas de nível e pontos cotados da base cartográfica e do levantamento topobatimétrico, e gerar o Modelo Digital de Terreno com precisão horizontal de 1 por 1 metro para as bacias Guaramar e Rio Branco.

O levantamento topobatimétrico foi utilizado para ajustar o MDT no que diz respeito a representação da calha dos canais de drenagem.

A Figura 6 e a Figura 7 apresentam o resultado do processo de geração do MDT das bacias do Guaramar e Rio Branco respectivamente.

Fls. 855
Proc. 17849116
FCTH

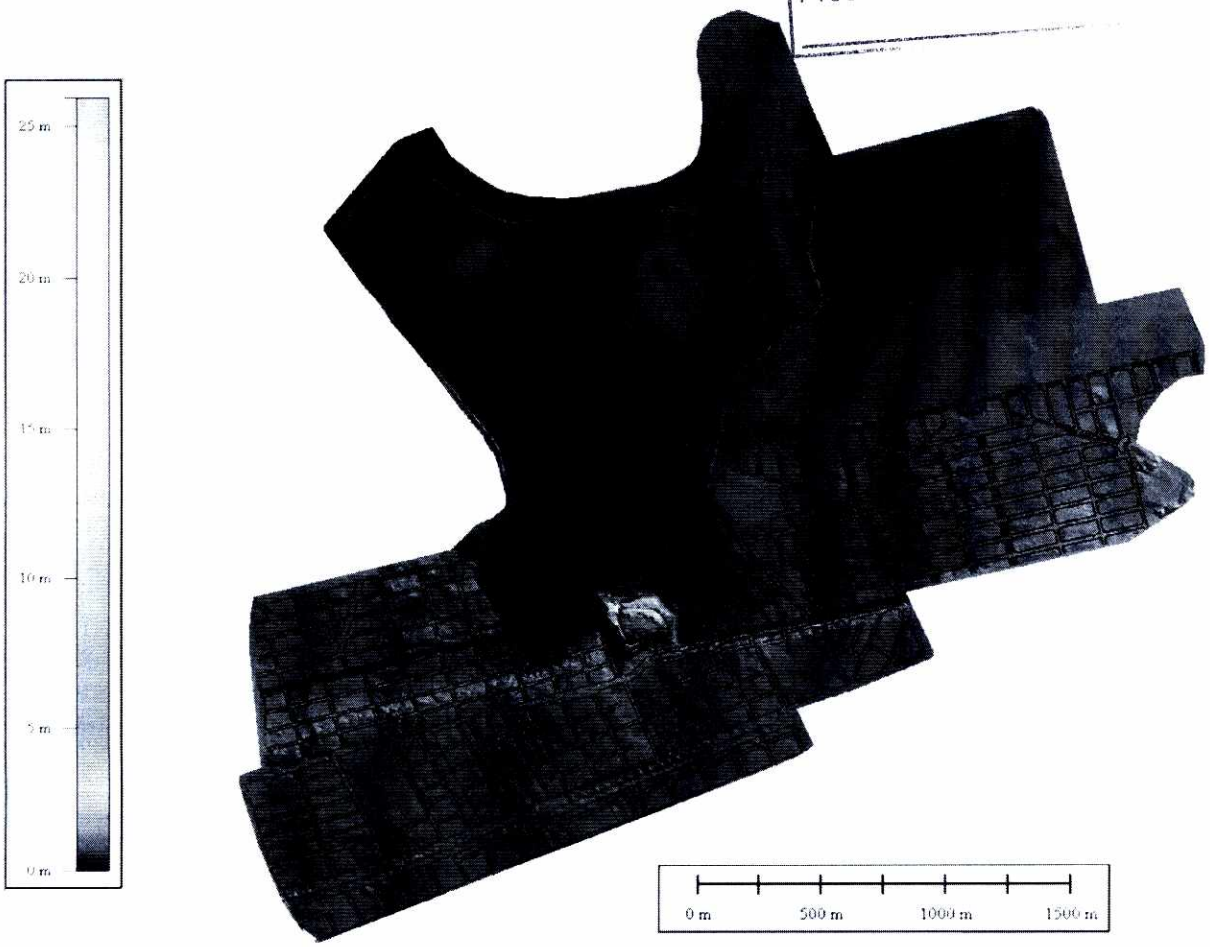


Figura 6 - Modelo Digital do Terreno - Bacia do Guaramar

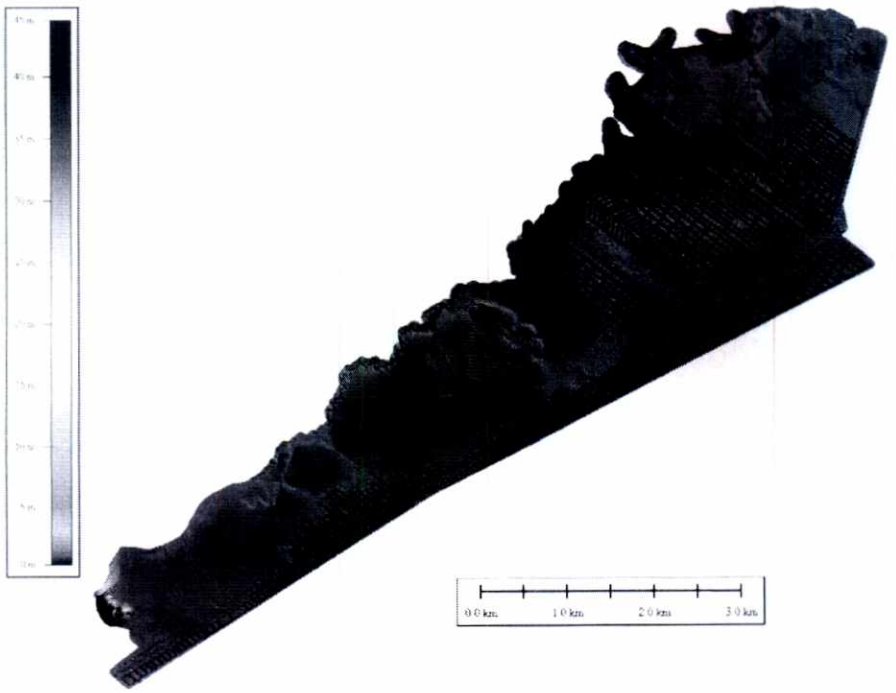


Figura 7 - Modelo Digital do Terreno - Bacia Rio Branco

Fls. 856
Proc. 17849116
FCTH

4. ESTUDOS HIDRÁULICOS

Os estudos hidráulicos compreendem a montagem da rede no modelo matemático, o estabelecimento dos cenários de cheias e as simulações da situação existente e da projetada dos canais de drenagem.

4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO PCSWMM

O modelo utilizado foi o SWMM - Storm Water Management Model, desenvolvido pela EPA – Environmental Protection Agency, na interface gráfica PCSWMM em ambiente Windows.

Os recursos de modelagem do SWMM 5 incluem[1]:

- Chuva variável no tempo;
- Evaporação da água de superfície;
- Interceptação de chuva a partir de armazenamento em depressão;
- Infiltração de chuvas em camadas de solo não saturados;
- Percolação de água infiltrada em camadas subterrâneas;
- Interfluxo entre as águas subterrâneas e o sistema de drenagem;
- Amortecimento não linear em reservatório.

A ferramenta contém um conjunto de capacidades para a modelagem hidráulica incluindo formas de:

- Lidar com redes de tamanho ilimitado;
- Utilizar grande variedade de formas padrão de condutos fechados e abertos, bem como canais naturais;
- Elementos de modelagem especial, tais como: bueiros, unidades de armazenamento e/ou tratamento, divisores de fluxo, bombas, açudes e orifícios;
- Utilizam qualquer método de caminhamento de onda cinemática ou onda dinâmica completa;
- Vários modelos de regime de fluxo, tais como remanso, sobre nível, fluxo reverso e de lagos;
- Aplicar baseado em prioridades as regras de controle dinâmico para simular o funcionamento de bombas, aberturas de orifícios e os níveis de vertedores.

Em resumo dispõe-se das seguintes metodologias para o cálculo de infiltração e escoamento:

a) Infiltração

- Horton

[1] Advanced Modeling of Stormwater , Wastewater and Watershed Systems – CHI (Computational Hydraulics International)

É o método mais conhecido para o cálculo de infiltração. Para que seja bem calibrado deve ser estimado o valor do parâmetro da fórmula de Horton que ajuda a definir a taxa de infiltração.

- Green Ampt

  Um dos métodos ainda bastante utilizados tem a restrição de não calcular de forma exata o volume acumulado pela infiltração.

- Curve Number

  Desenvolvido pelo Soil Conservation Service, utiliza como principal parâmetro das condições de infiltração o CN (Curve Number) que é definido pelas condições de uso e tipo de solo.

b) Escoamento

- Steady Flow (Escoamento Permanente)

  No escoamento permanente, a velocidade e a pressão em um ponto, não variam com o tempo, no entanto sendo variáveis de ponto a ponto do fluxo. Para grandes sistemas de drenagem é altamente impreciso.

- Kinematic Wave (Onda Cinemática)

  É o modelo distribuído mais simples, pois elimina os termos de aceleração local e convectiva assim como os termos de pressão da equação de movimento. Considera os cálculos do escoamento uniforme com restrições quanto ao remanso nas galerias e ao transbordamento nos poços de visita.

- Dynamic Wave (Onda Dinâmica)

  É o mais complexo, resolvendo as equações completas de Saint-Vennant e possibilitando que sejam realizadas as simulações de remanso e de transbordamento de poços de visita.

No presente estudo foi utilizado o método da onda dinâmica, pois além de ser mais preciso, também simula as ocorrências de transbordamento dos condutos.

Como resultados da modelagem, podem ser obtidas seções transversais e perfis longitudinais do escoamento, com as informações de vazão e altura de lâmina d´água para cada seção e as manchas de inundação em cada trecho.

Em função desta simulação mais representativa, as vazões resultantes das simulações hidrodinâmicas são diferentes daquelas calculadas diretamente com o modelo hidrológico de transformação chuva-vazão para o mesmo ponto no terreno. Esta diferença é, geralmente, a menor, pois o modelo chuva-vazão não considera os aspectos de armazenamento que ocorre no trecho dos canais de drenagem e o tempo de propagação da onda de cheia, que ocasiona as diferenças no instante de ocorrência dos picos de vazão. Por ser a modelagem hidrodinâmica considerada como 'mais sofisticada', estes resultados são denominados de 'otimização' ou então 'refinamento', visando a obtenção de dimensões mais realistas e também de menor custos.

Fls. 857
Proc. 17849/16
FCTH

4.2 MONTAGEM DA REDE NO MODELO MATEMÁTICO

A montagem do modelo matemático constituiu na construção da rede de simulação que representou o sistema de macrodrenagem das bacias estudadas neste volume.

Para a estruturação da rede de modelagem no PCSWMM, foram definidos os objetos físicos do sistema: *Nós, Trechos* e *Exutórios.*

O *Nó* representa o ponto de mudança de seção da canalização, seja ela fechada ou aberta, e o *Trecho* caracteriza a seção com dimensões constantes entre dois *Nós*. Os *Exutórios* representam o limite de jusante, onde se insere a condição de extremidade.

A modelagem hidráulica dos canais é feita em 1D, enquanto a mancha de inundação é estimada a partir dos dados do Modelo Digital de Terreno. A Figura 8 ilustra um esquema da estruturação da rede de modelagem de canalização fechada.

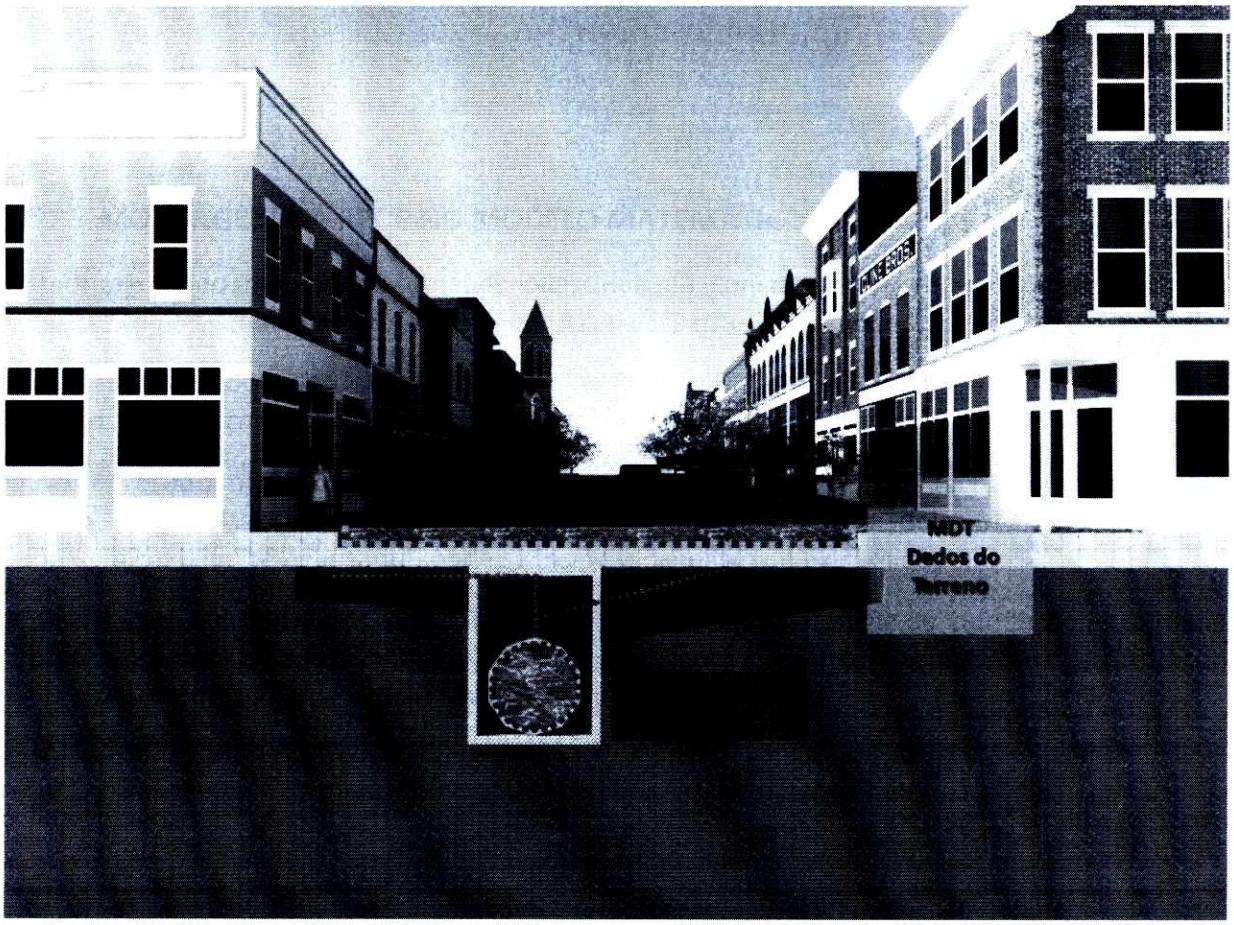


Figura 8 - Esquema de representação da rede dupla – canalização fechada e terreno.

Nos trechos de canal aberto, a seção transversal da calha foi integrada ao perfil do terreno (Modelo Digital do Terreno) na mesma direção, representando assim sua planície lateral.

Nos trechos de canais fechados, a superfície do terreno com seção irregular gerada através do MDT, foi representada através de um conduto ligado aos mesmos nós de entrada e saída do respectivo trecho da galeria.

As seções transversais do sistema de drenagem foram obtidas com os dados levantados pela topografia de campo e com os dados dos projetos da prefeitura. A Figura 9 e Figura 10 apresentam a representação das redes de simulação das bacias do Guaramar e dos canais marginais da bacia Rio Branco respectivamente.

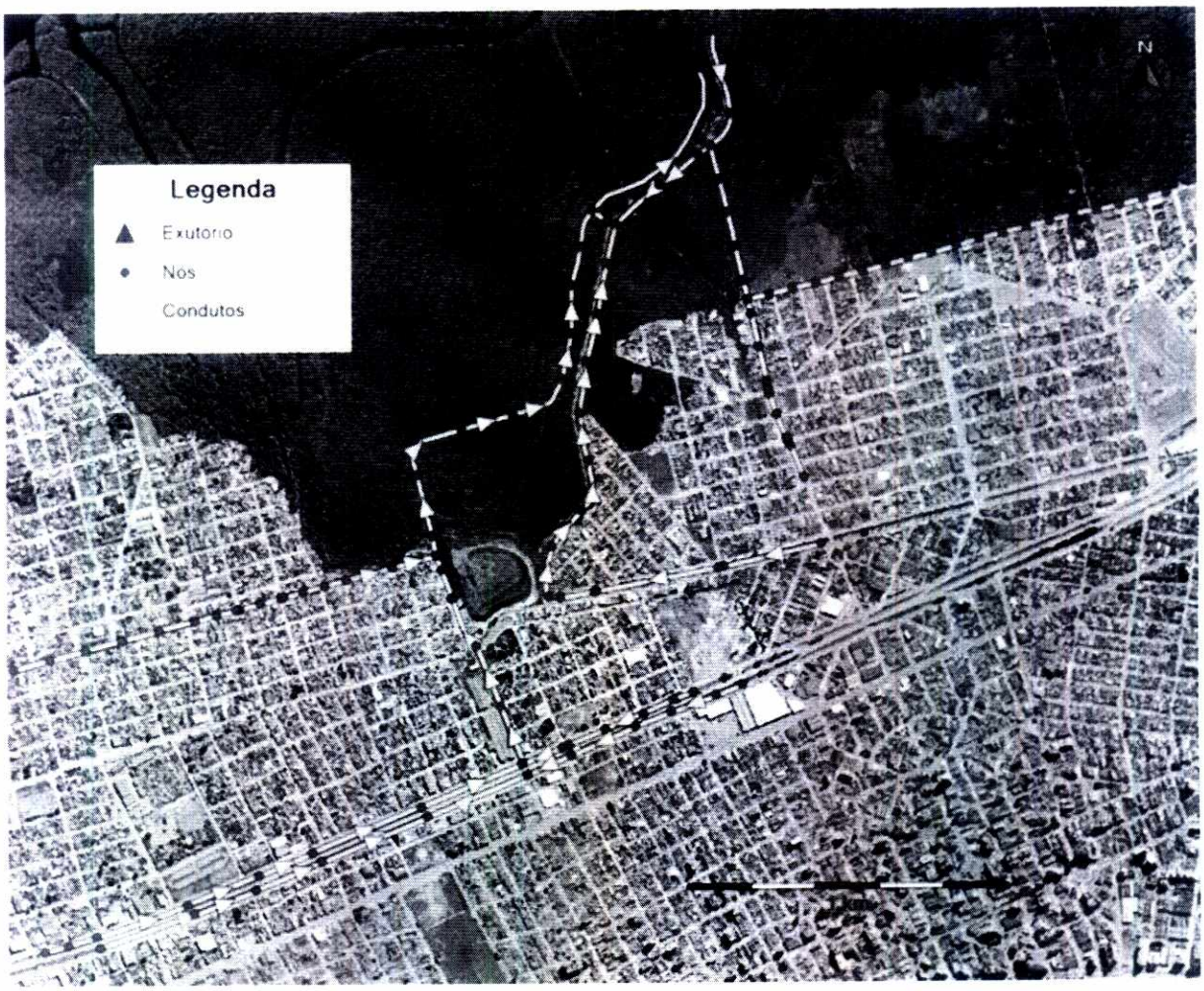


Figura 9 - Representação da rede de simulação da Bacia do Guaramar

Fls. 858
Proc. 17849/16

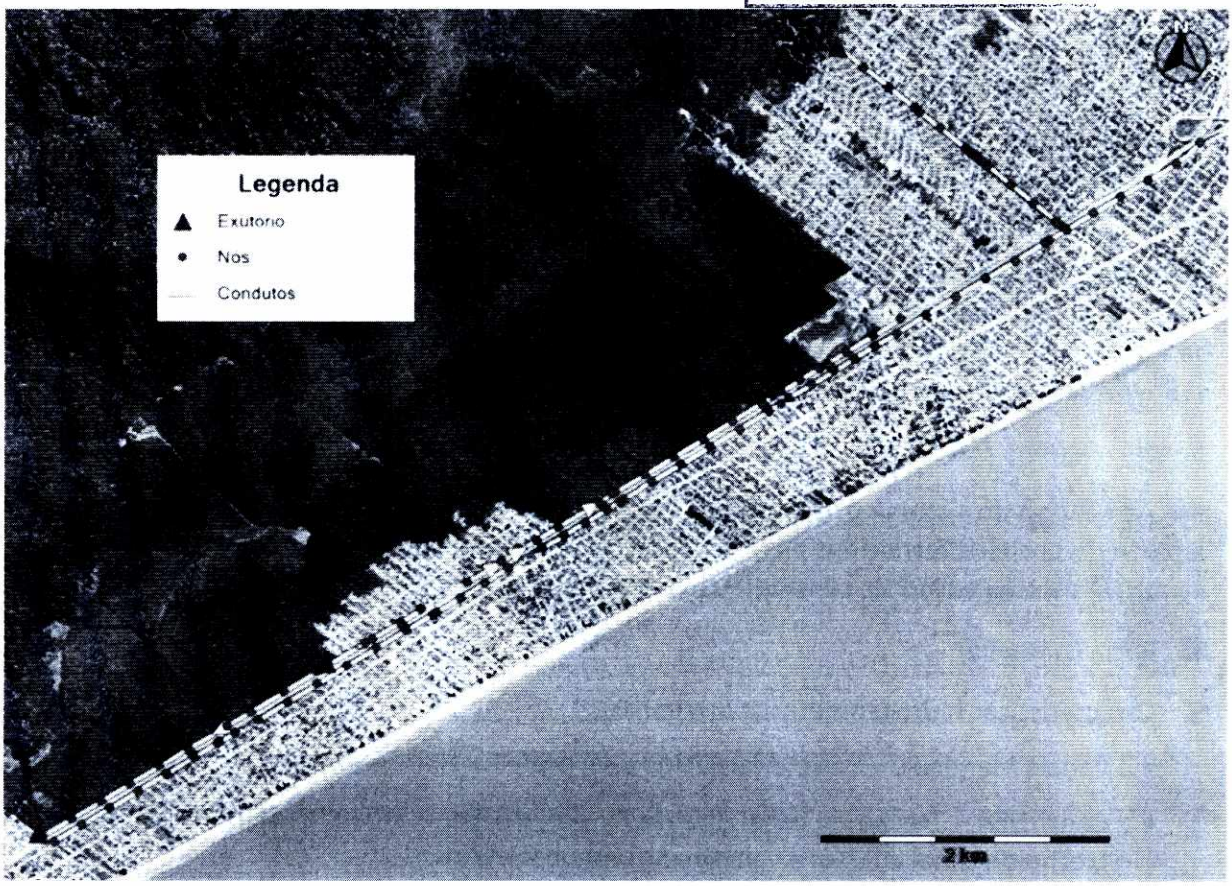


Figura 10 - Representação da rede de simulação dos canais Marginais da bacia Rio Branco

Os dados referentes às condições de extremidade de montante e de jusante inseridas no modelo matemático estão apresentados no Anexo I deste volume.

As vazões afluentes que são referentes à condição de extremidade de montante, foram inseridas em cada nó da rede. Para isso, os hidrogramas obtidos nas simulações hidrológicas foram discretizados proporcionalmente ao comprimento de cada trecho. Esta discretização é necessária para que a contribuição do escoamento superficial seja distribuída ao longo dos canais de forma mais homogênea.

4.3 ESTABELECIMENTO DE CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO

Os cenários de simulação foram estabelecidos a partir das cheias ocasionadas por precipitações críticas de projeto para diversos períodos de retorno. Estas cheias são representadas pelos hidrogramas resultantes das simulações hidrológicas apresentadas no *Volume 2 – Estudos Básicos* deste Plano. Desta forma, as cheias extremas consideradas na modelação hidrodinâmica foram determinadas para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos.

No que diz respeito à configuração do sistema de drenagem, foram considerados os seguintes cenários:

- Cenário Sistema Existente - situação existente dos canais de drenagem;

- Cenário Sistema Projetado - situação existente considerando os projetos da prefeitura;
- Cenário Proposto: Propostas de melhoria do PDDMAP.

Os canais marginais da bacia rio Branco foram simulados apenas para o cenário Sistema Projetado, pois quando da elaboração deste plano, os projetos da prefeitura estavam em início de implantação.

A condição de contorno de jusante para a bacia do Guaramar fixada em 1,05 m foi estabelecida em função da cota mínima do dique (1,10 m). Desta forma, sem o galgamento do dique, pôde-se avaliar o funcionamento da comporta composta por quatro tubos de 0,80 m de diâmetro sem válvulas de controle.

Cenário Sistema Existente

Para o cenário do sistema existente, as características hidráulicas da rede foram determinadas a partir de projetos fornecidos pela prefeitura e levantamentos topobatimétricos de alguns dos canais. O sistema existente considerou as seguintes informações:

a) Bacia Guaramar

- Características hidrogeométricas dos canais:
  - Canais Marginais – Projeto fornecido pela prefeitura (implantado);
  - Canal DER – Trecho de canal enterrado: projeto fornecido pela prefeitura (implantado); trecho de canal aberto: levantamento topobatimétrico;
  - Canal Vila Sônia – Trecho de canal enterrado: informações fornecidas pelos técnicos da prefeitura (implantado); trecho de canal aberto: levantamento topobatimétrico;
  - Canal Praião – Projeto fornecido pela prefeitura (implantado);
  - Canal Guaramar – Levantamento topobatimétrico;
  - Canal Barroso – Levantamento topobatimétrico;
  - Canal dos Japoneses – Levantamento topobatimétrico.
- Condições de extremidade:
  - Montante: hidrogramas de cheias para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos;
  - Jusante: Nível da maré igual a 1,05 metros.

Cenário Sistema Projetado

a) Bacia Guaramar

- Características hidrogeométricas dos canais:
  - Canais Marginais – Projeto fornecido pela prefeitura (implantado);

Fls. 859
Proc. 17849/16
FCTH

- Canal DER – Trecho de canal enterrado: projeto fornecido pela prefeitura (implantado); trecho de canal aberto: projeto fornecido pela prefeitura do início do canal aberto até sua aproximação com o dique, e levantamento topobatimétrico para o restante do canal, até a comporta;
- Canal Vila Sônia – Trecho de canal enterrado: informações fornecidas pelos técnicos da prefeitura (implantado); trecho de canal aberto: levantamento topobatimétrico;
- Canal Praião – Projeto fornecido pela prefeitura (implantado);
- Canal Guaramar – Levantamento topobatimétrico;
- Canal Barroso – Projeto fornecido pela prefeitura;
- Canal dos Japoneses – Levantamento topobatimétrico até a metade do canal e projeto fornecido pela prefeitura da metade até a confluência com o canal Barroso.

○ Condições de extremidade:

- Montante: hidrogramas de cheias para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos;
- Jusante: Nível da maré igual a 1,05 metros.

b) Bacia Rio Branco

○ Características hidrogeométricas dos canais:

- Canais marginais – Projeto fornecido pela prefeitura (não implantado);
- Canal Pau Brasil – Projeto fornecido pela prefeitura (implantado);
- Canal Imperador II – levantamento topobatimétrico (TD2);
- Curso d'água natural – levantamento topobatimétrico (TD3);
- Canal Flórida – Projeto fornecido pela prefeitura (não implantado);
- Canal da rua Marfim – Projeto fornecido pela prefeitura (não implantado);

○ Condições de extremidade:

- Montante: hidrogramas de cheias para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos;
- Jusante – Canal Pau Brasil: Nível da maré igual a 1,40 metros (TR 10 anos);
- Jusante – Canal Imperador II (TD2), Curso d'água natural (TD3): Curva de descarga referente às profundidades normais da seção do levantamento topobatimétrico;
- Jusante – Canal Flórida e Canal da rua Marfim: Curva de descarga referente as profundidades normais da seção do projeto da prefeitura.

5. SIMULAÇÃO DOS CENÁRIOS

A partir dos cenários estabelecidos com as diferentes combinações de eventos hidrológicos, foram realizadas simulações hidrodinâmicas que tiveram como resultados a envoltória máxima das linhas d'água nos canais da bacia do Guaramar e nos canais marginais da bacia Rio Branco. A Tabela 3 apresenta o resumo dos cenários simulados.

Tabela 3 - Cenários de Simulação

Área de Estudo	Sistema de Drenagem	Condição de contorno de Montante	Condição de contorno de jusante		Cenário
		Evento Hidrológico - Precipitação	Nível da Maré / Período de Retorno		
Bacia Guaramar	Existente	TR 25	1,05	< TR2	1
		TR 50	1,05	< TR2	2
		TR 100	1,05	< TR2	3
	Projeto PMPG	TR 25	1,05	< TR2	4
		TR 50	1,05	< TR2	5
		TR 100	1,05	< TR2	6
Canais Marginais da Bacia Rio Branco	Projeto PMPG	TR 25	1,40	TR 10	7
		TR 50	1,40	TR 10	8
		TR 100	1,40	TR 10	9

É importante salientar que os canais marginais da bacia Rio Branco não sofrem influência direta dos níveis de marés.

Os cenários de simulação foram estabelecidos sempre considerando a ocorrência de algum evento crítico de precipitação, porém o sistema de drenagem existente da bacia do Guaramar foi também verificado sem chuva.

Esta verificação é importante para elucidar a influência da maré nas áreas ocupadas da bacia do Guaramar. Para isto, a simulação da situação atual do sistema de drenagem desta bacia foi realizada com o nível da maré na cota 1,40 m, que corresponde a um período de retorno de 10 anos segundo os estudos do trabalho denominado "Diretrizes para Drenagem Urbana" desenvolvido pela FCTH para a Prefeitura da Estância Balneária de Mongaguá.

Na Figura 11 a seguir, pode-se notar que a área inundada referente à ocorrência da maré de TR 10 anos, com cota de 1,4 metros e sem a ocorrência de chuva, atinge uma parcela considerável da área urbanizada da bacia, porém as Escolas Municipais Ronaldo Sérgio Alves Lameira Ramos e Dorivaldo Francisco Lória não são atingidas.

Fls. 860
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 11 - Bacia do Guaramar: Área inundada pela maré de 1,4 metros sem a ocorrência de chuva

É importante ressaltar que para as regiões com grandes áreas planas e com cotas mais baixas que as da rede de macrodrenagem, a mancha de inundação não foi delimitada, pois a área inundada é calculada por meio da comparação entre o nível d'água (NA) e o Modelo Digital de Terreno.

Desta forma, quando o NA é maior que a cota do terreno, a área é "inundada". Assim, o limite da inundação é definido a partir do ponto em que as cotas do terreno não são mais superadas pelo NA.

Portanto, para a região da margem esquerda do canal Vila Sônia, para as áreas próximas aos pontos de descarga dos canais marginais da bacia Rio Branco e para as áreas de mangue por serem naturalmente alagadas, não houve a representação do limite da mancha de inundação.

Na representação das manchas de inundação estas áreas foram identificadas como "*área sem delimitação da mancha de inundação*", vide Figura 11.

Os resultados das simulações dos cenários da bacia do Guaramar são apresentados nas seções transversais indicadas na Figura 12, e os resultados dos cenários dos Canais Marginais da bacia Rio Branco são apresentados nas seções transversais indicadas nas figuras 13, 14 e 15.

Para cada seção transversal dos canais abertos e para cada perfil dos trechos em galeria do sistema de drenagem existente e projetado pela PM, são apresentados os níveis d'água referentes aos cenários simulados. Desta forma, para cada sistema de drenagem e cada seção transversal selecionada pode-se verificar se houve ou não transbordamento nos canais.

A apresentação dos resultados está organizada conforme a sequência dos cenários apresentada na Tabela 3.

Para cada cenário os resultados estão apresentados por canal e na sequência conforme o sentido do fluxo das águas. No caso dos canais com afluentes, são apresentados os resultados por trecho, a montante e a jusante da confluência.

Fls. 861
Proc. 17849/16

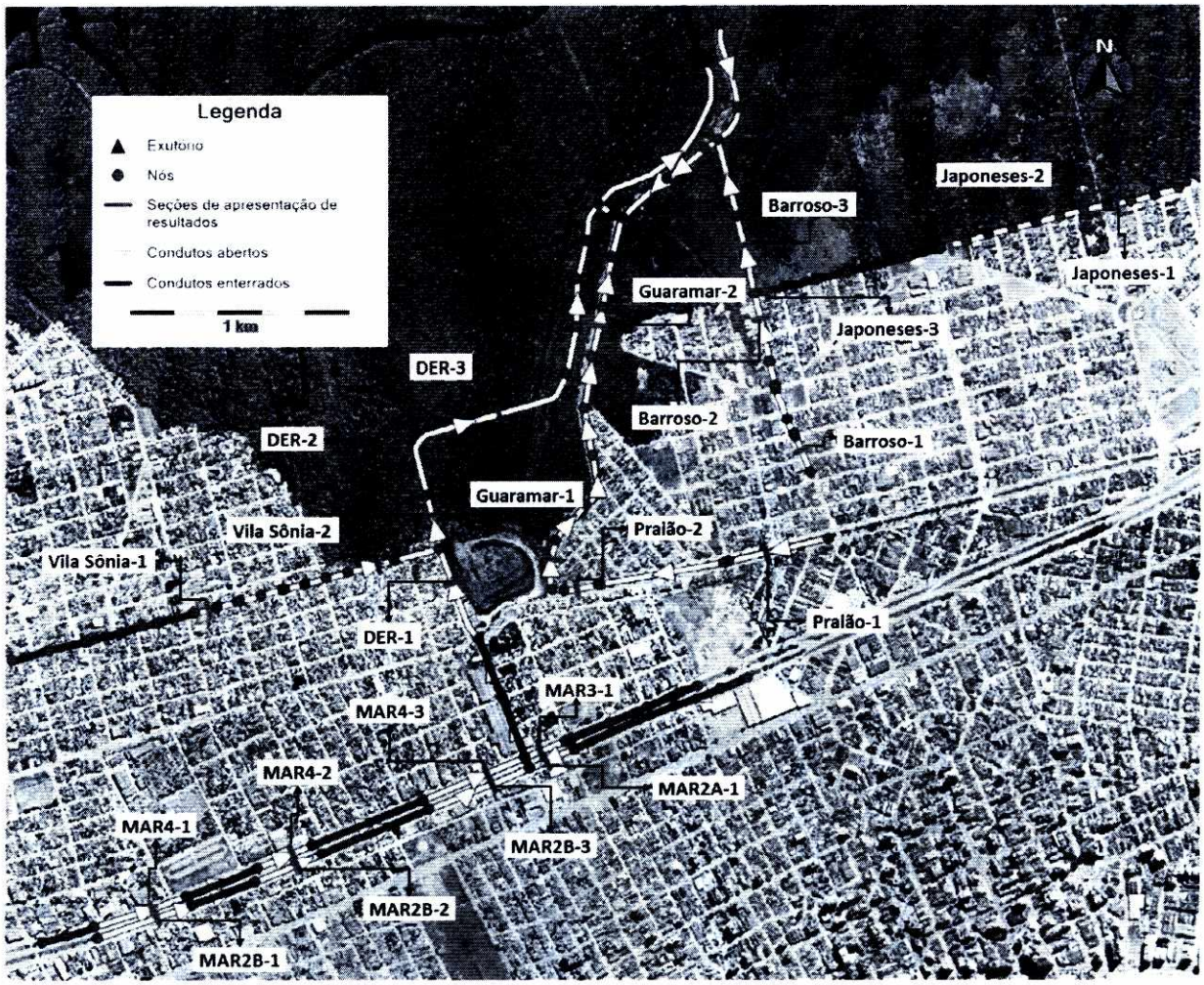


Figura 12 - Seções selecionadas para a apresentação dos resultados – Bacia do Guaramar

O trecho de jusante do canal dos Japoneses possui uma peculiaridade em sua representação no mapa, pois nos cenários da rede existente (1, 2 e 3) este se encontra como canal aberto e na rede projetada (4, 5 e 6) passa a ser um conduto enterrado. Na Figura 12 o canal está representado como conduto enterrado, mas também é apresentada a seção Japoneses-3, na qual serão apresentados resultados dos cenários da rede existente.

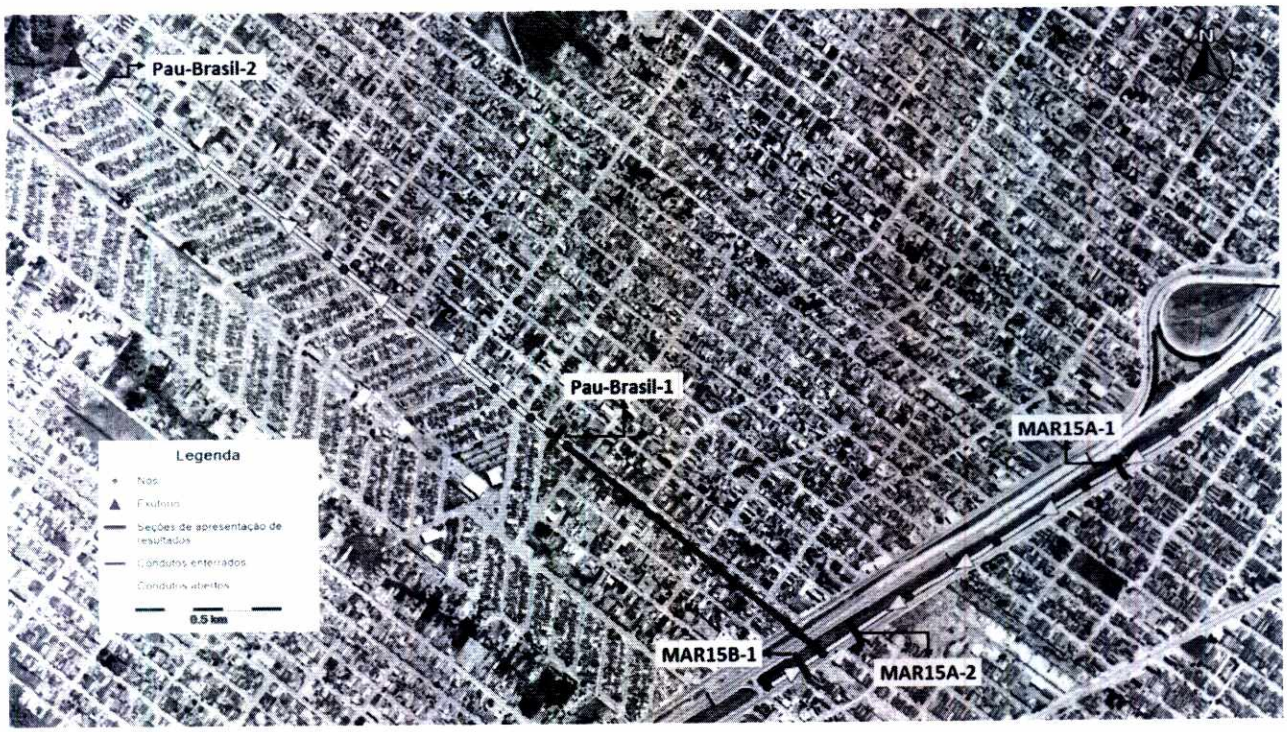


Figura 13 - Seções selecionadas para a apresentação dos resultados – Bacia Rio Branco, MAR15 e Pau-Brasil

Fls. 862
Proc. 17849/16

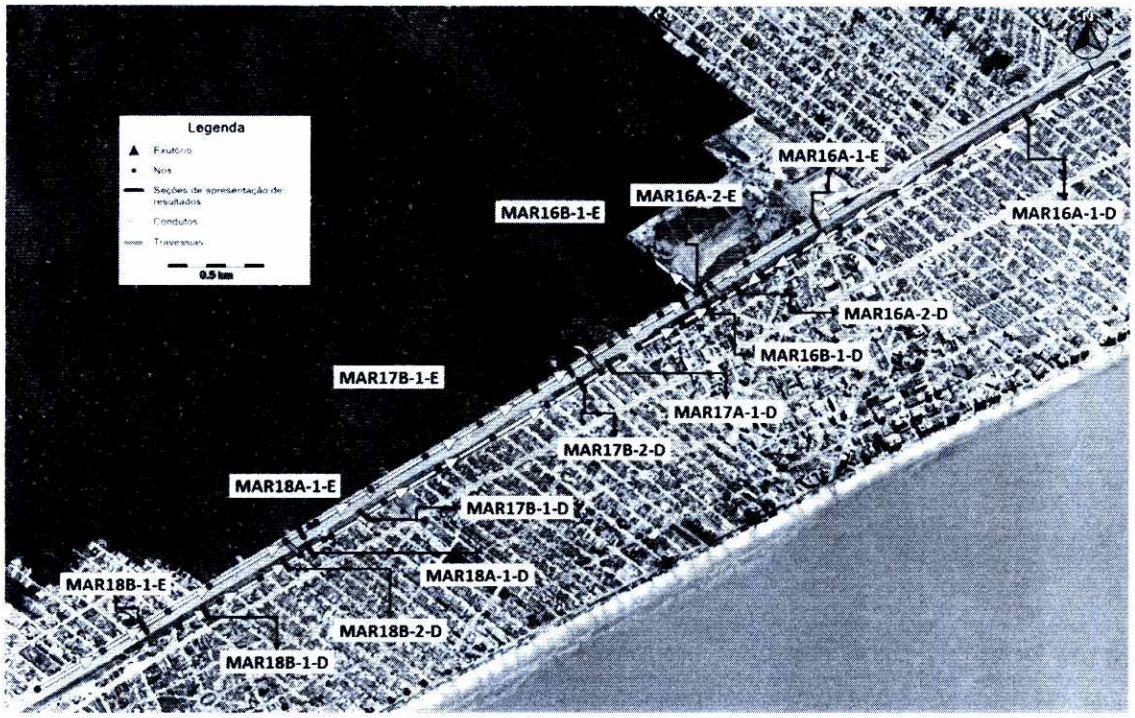


Figura 14 - Seções selecionadas para a apresentação dos resultados – Bacia Rio Branco, MAR16, 17 e 18

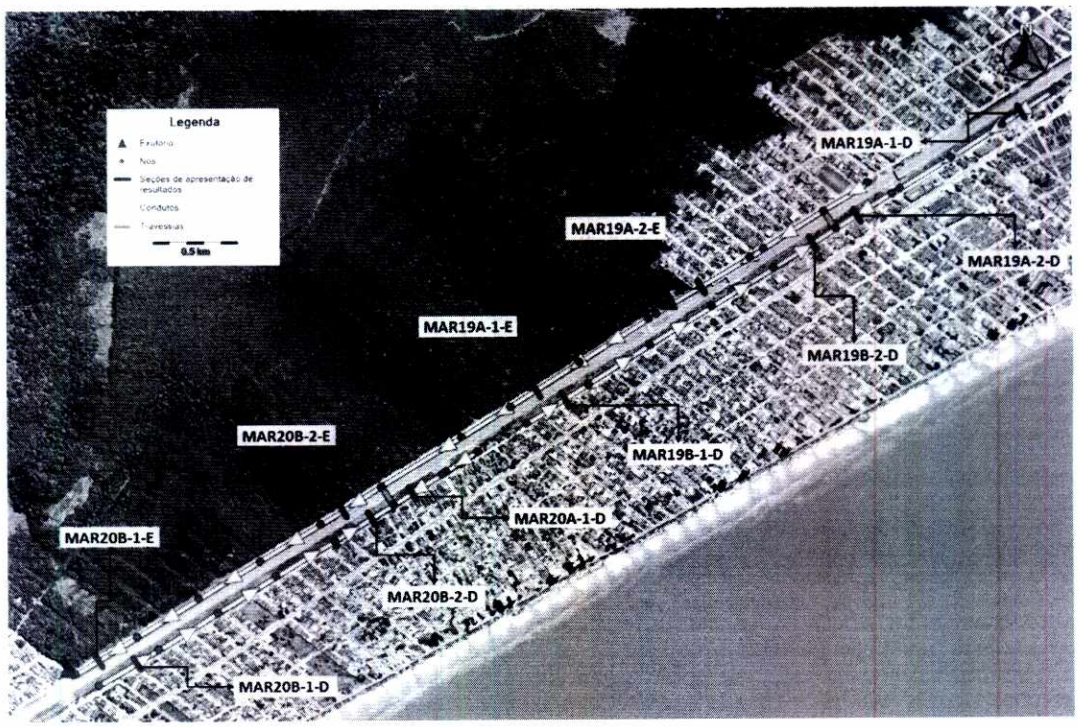


Figura 15 - Seções selecionadas para a apresentação dos resultados – Bacia Rio Branco e Itinga, MAR19 e 20

Fls. 863
Proc. 17849/16
ECTH

5.1 CENÁRIOS 1, 2 E 3: BACIA DO GUARAMAR; SISTEMA EXISTENTE; PRECIPITAÇÃO: TR 25, 50 E 100 ANOS; MARÉ 1,05 M.

a) Canais Marginais da Via Expressa Sul (SP-160)

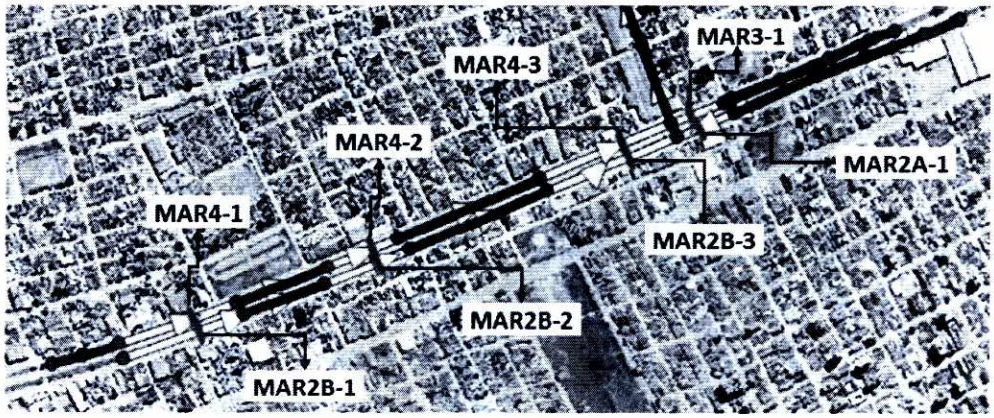


Figura 16 - Localização das seções de apresentação de resultados dos canais marginais

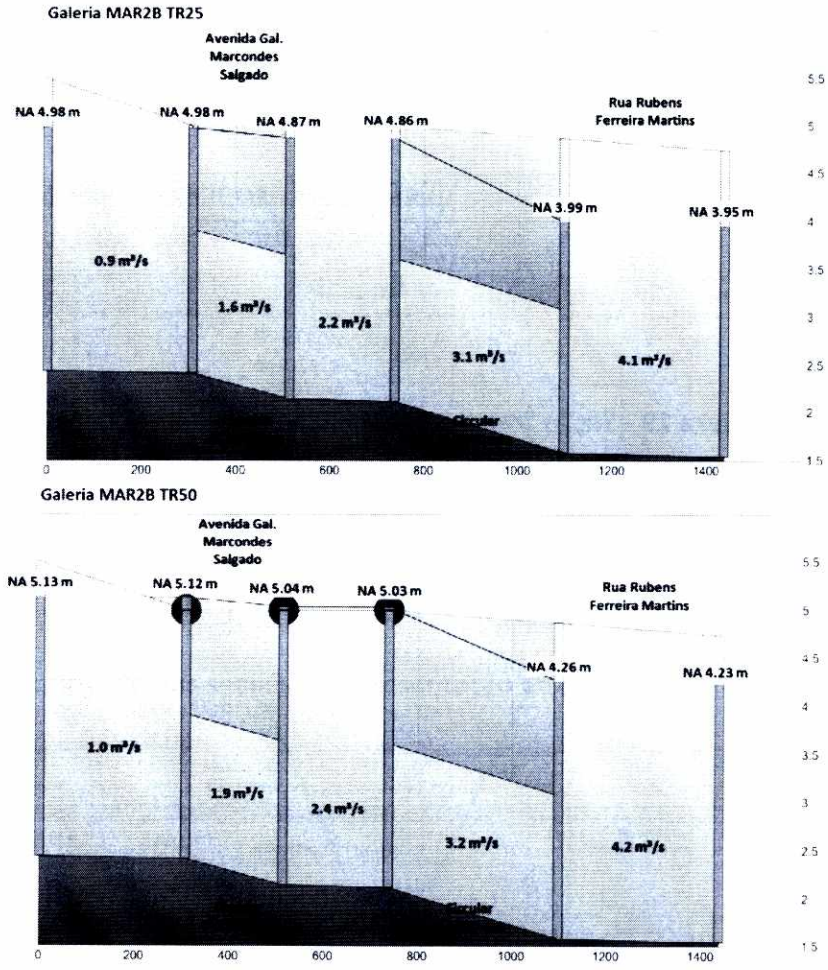


Figura 17 - Perfil do trecho MAR2B – Cenários 1 e 2

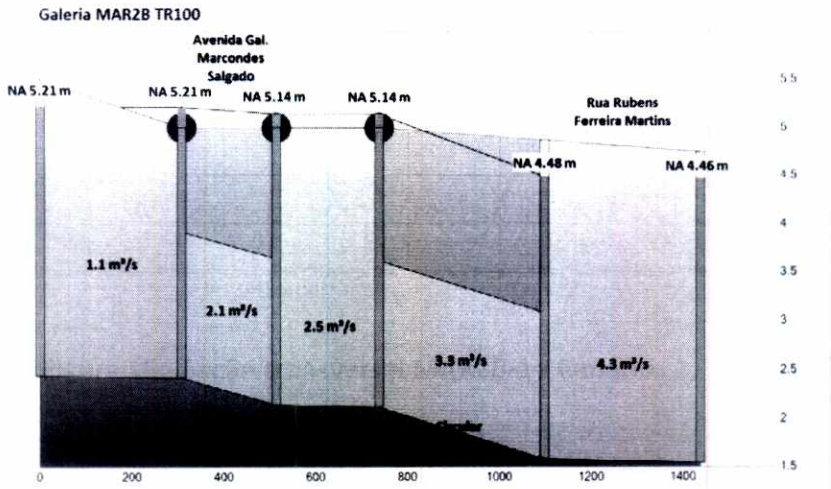


Figura 18 - Perfil do trecho MAR2B – Cenário 3

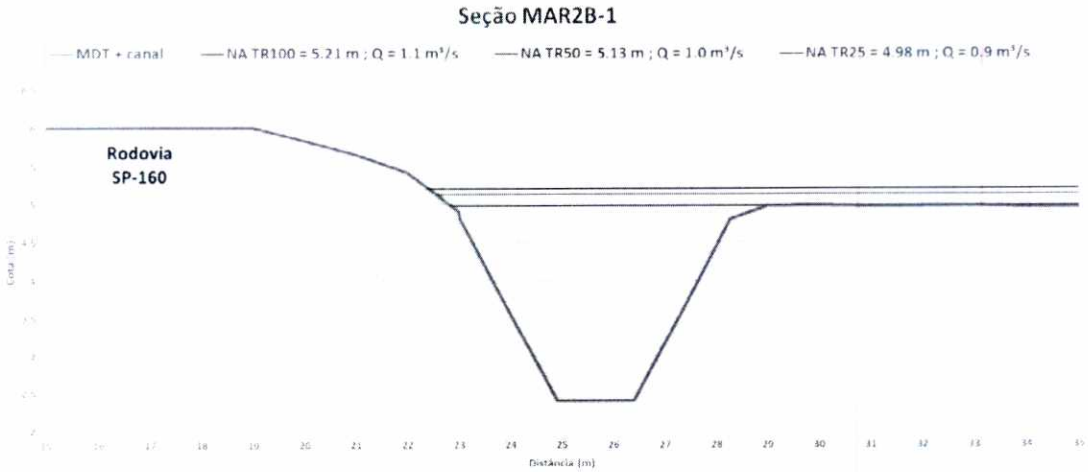


Figura 19 - Seção transversal MAR2B-1 - Cenários 1, 2 e 3

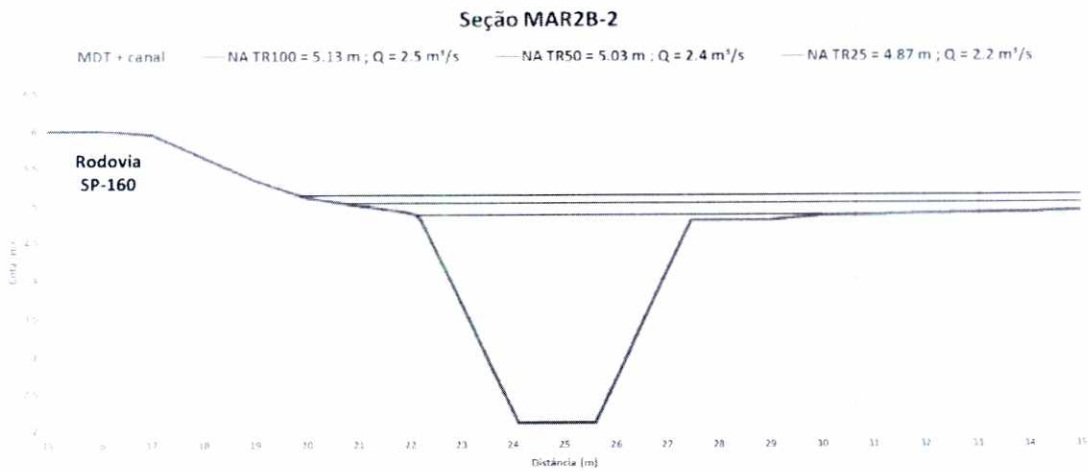


Figura 20 - Seção transversal MAR2B-2 - Cenários 1, 2 e 3

Fls. 864
Proc. 17849/16
FCTH

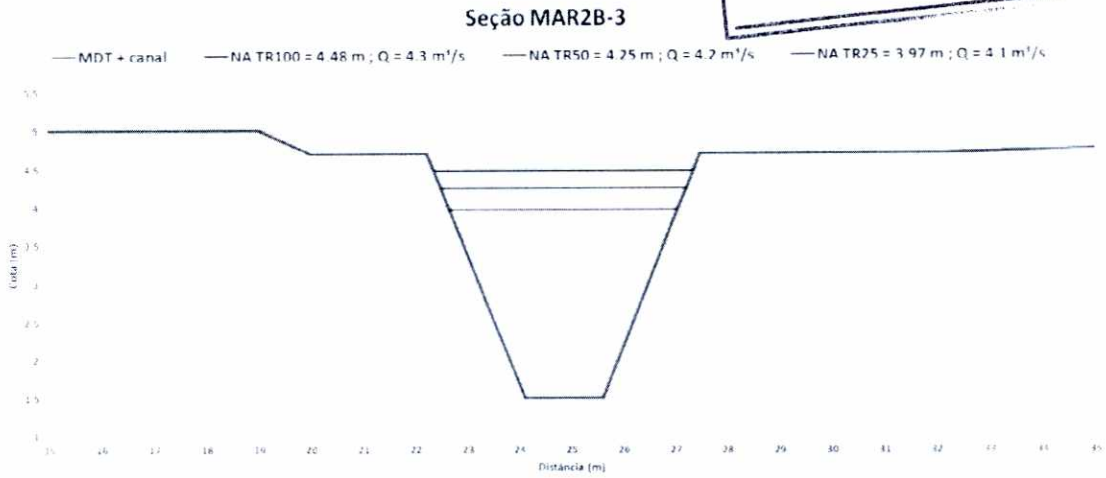


Figura 21 - Seção transversal MAR2B-3 - Cenários 1, 2 e 3

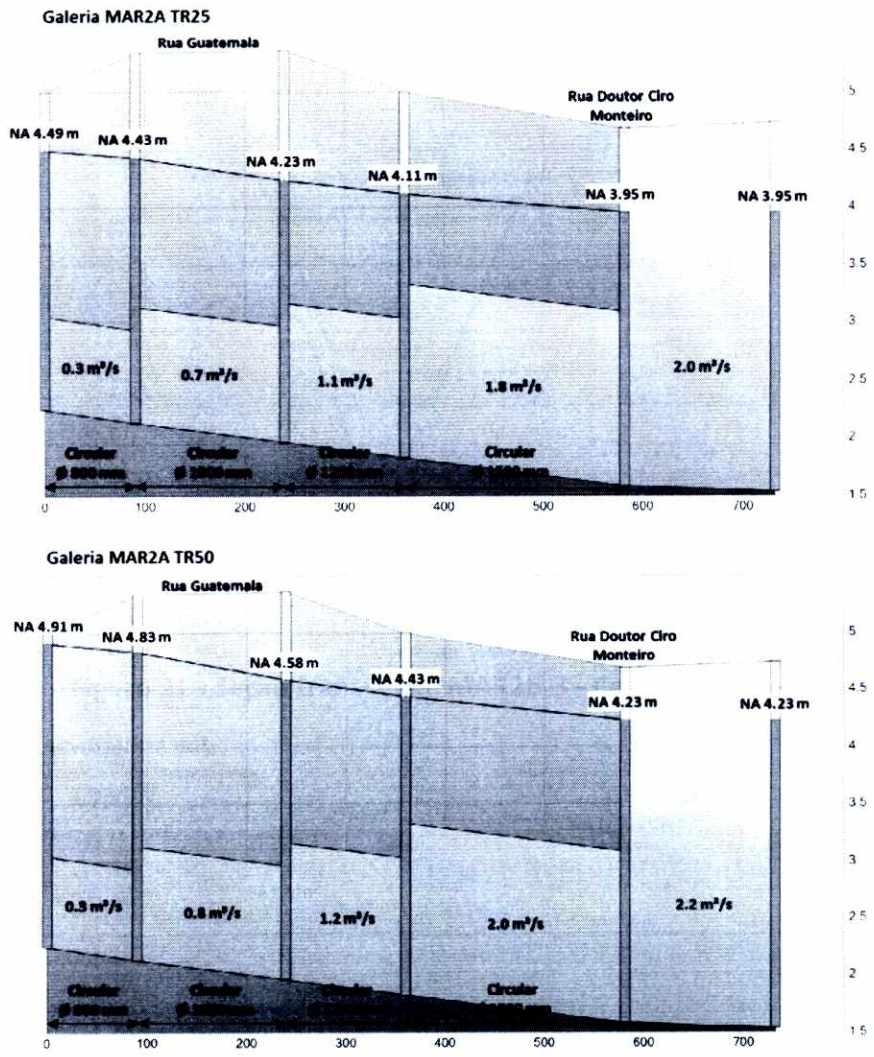


Figura 22 - Perfil do trecho MAR2A – Cenários 1 e 2

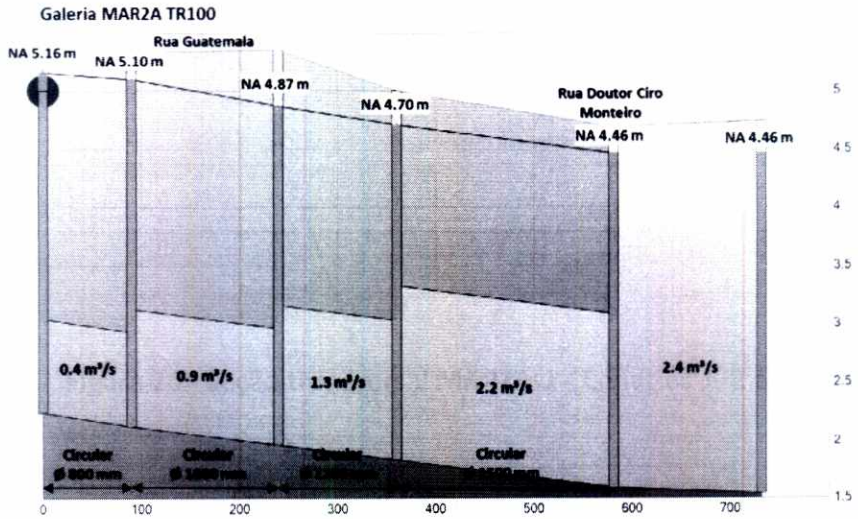


Figura 23 - Perfil do trecho MAR2A – Cenário 3

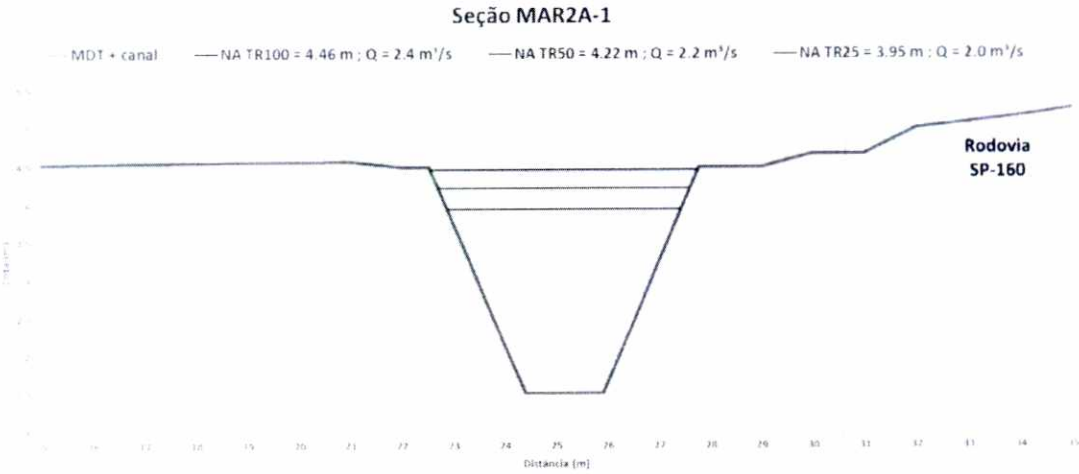


Figura 24 - Seção transversal MAR2A-1 - Cenários 1, 2 e 3

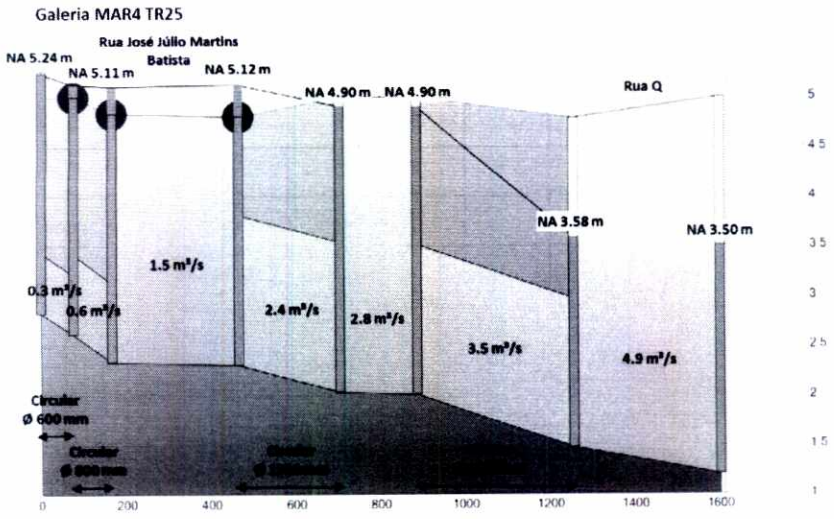


Figura 25 - Perfil do trecho MAR4 – Cenário 1

Fls. 865
Proc. 17849116
FCTH

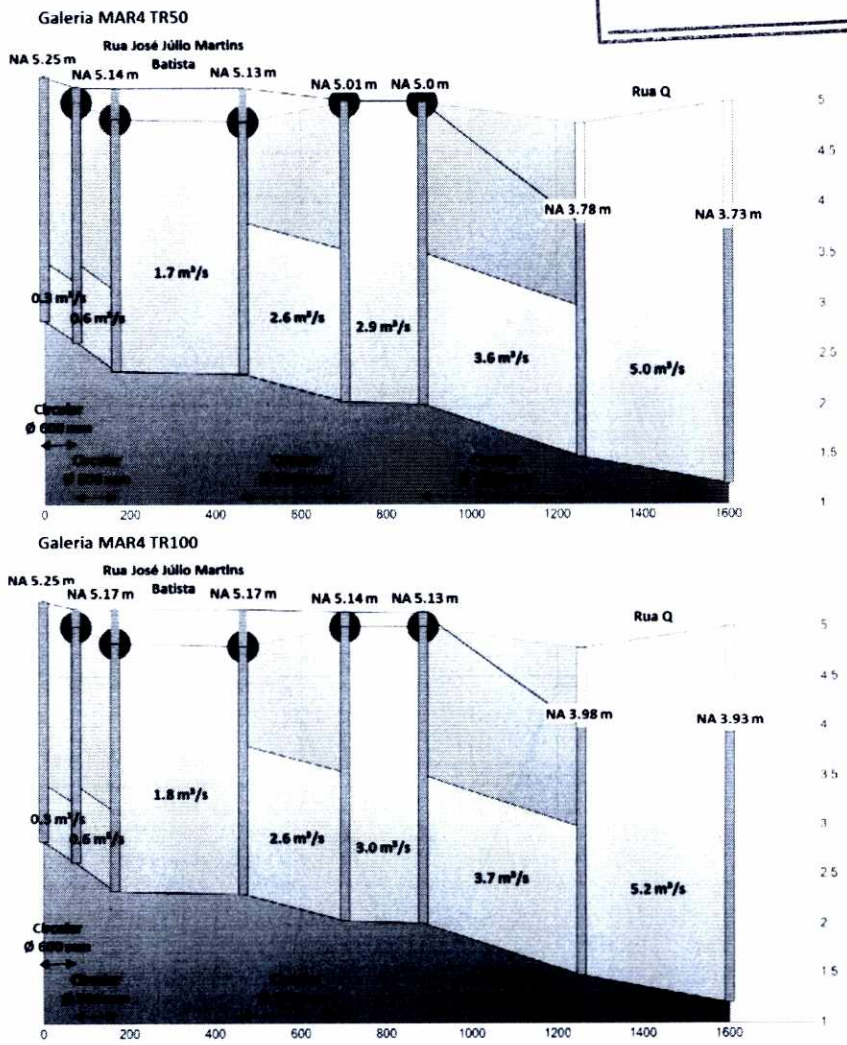


Figura 26 - Perfil do trecho MAR4 – Cenários 2 e 3

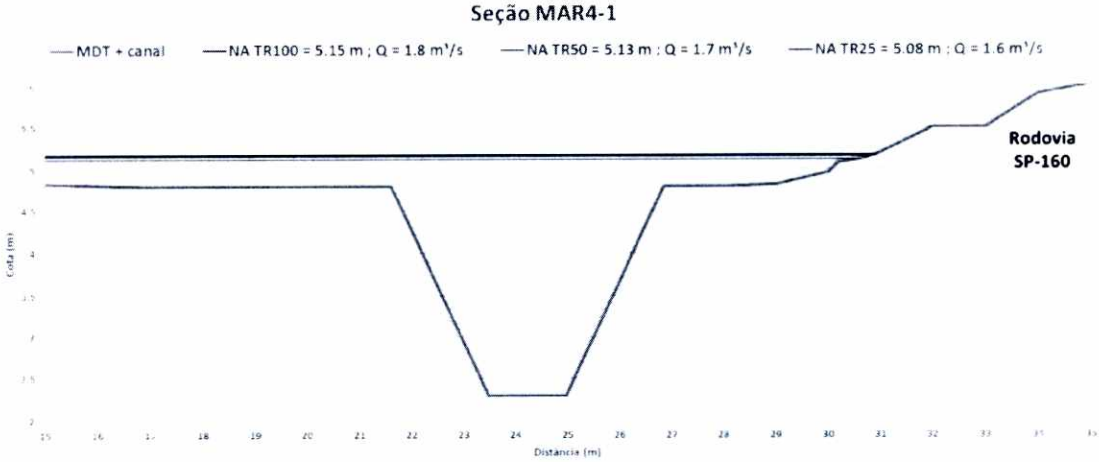


Figura 27 - Seção transversal MAR4-1 - Cenários 1, 2 e 3



Figura 28 - Seções transversais MAR4-2 e 3 - Cenários 1, 2 e 3

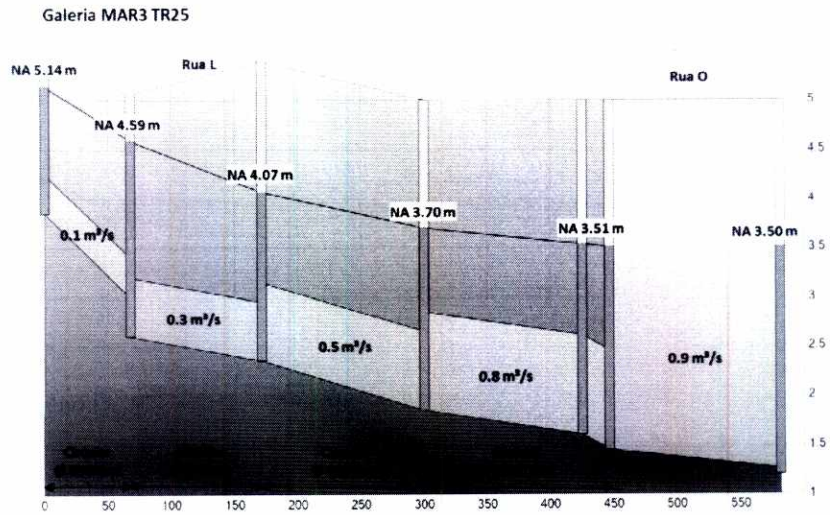


Figura 29 - Perfil do trecho MAR3 – Cenário 1

Fls. 866
Proc. 17849/16
FCTH

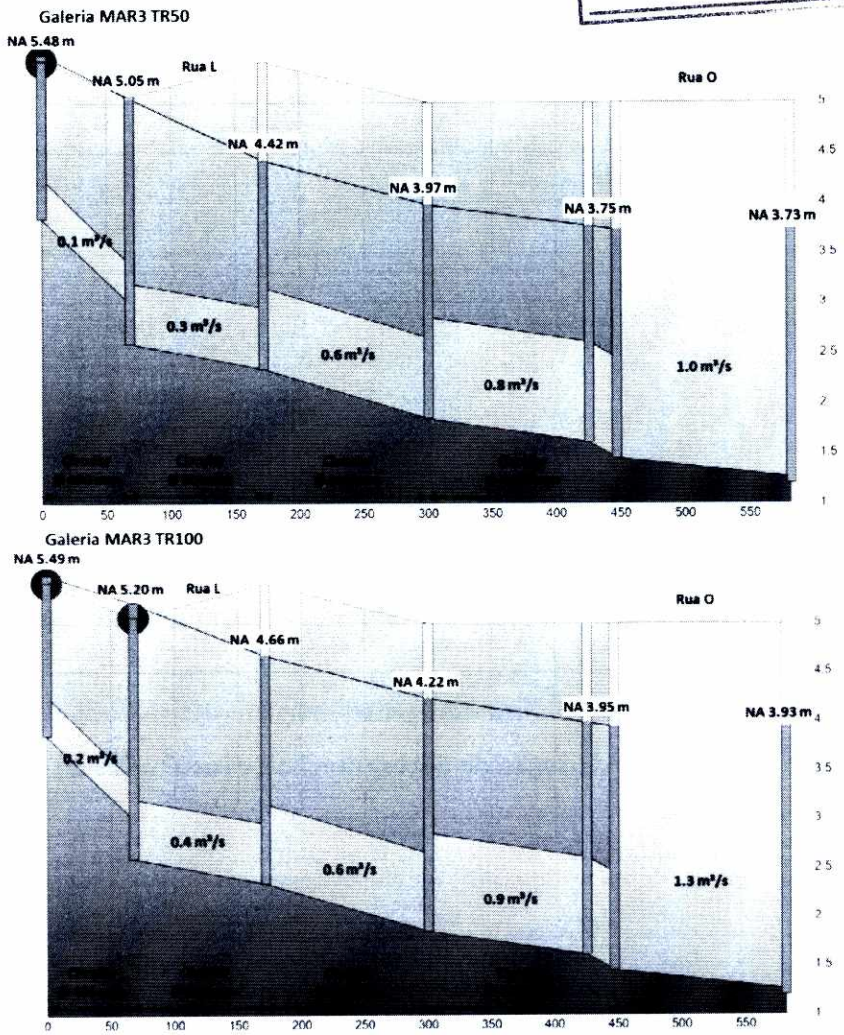


Figura 30 - Perfil do trecho MAR3 – Cenários 2 e 3

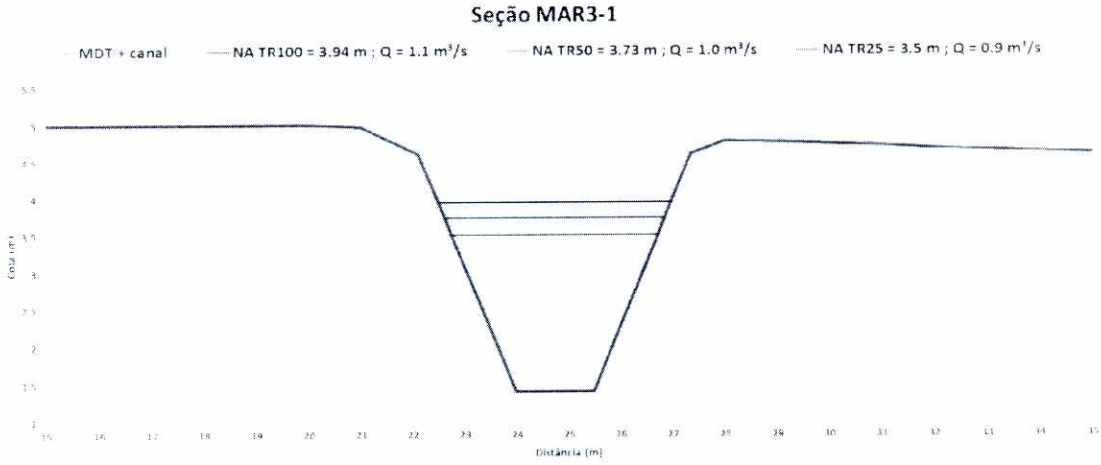


Figura 31 - Seção transversal MAR3-1 - Cenários 1, 2 e 3

b) **Canal DER**

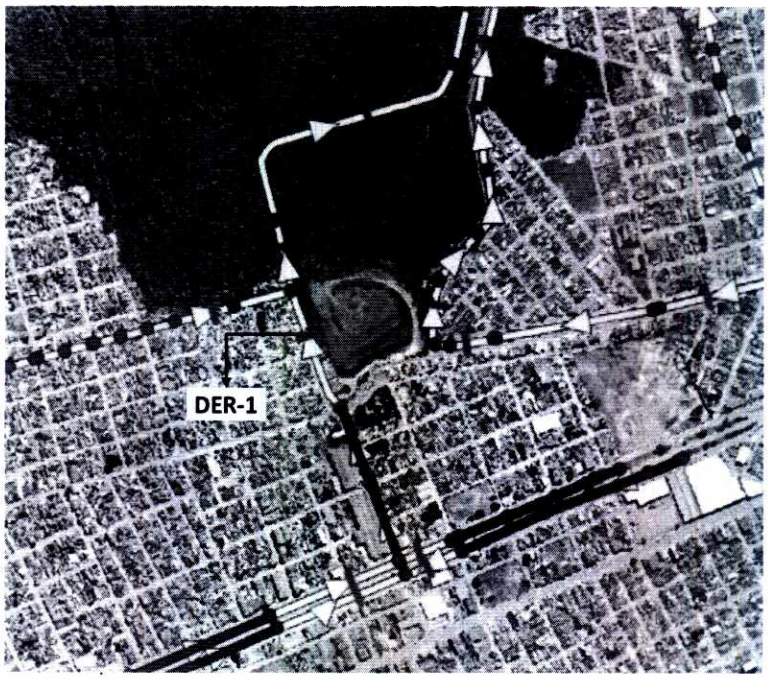


Figura 32 - Localização da seção de apresentação de resultados do canal DER

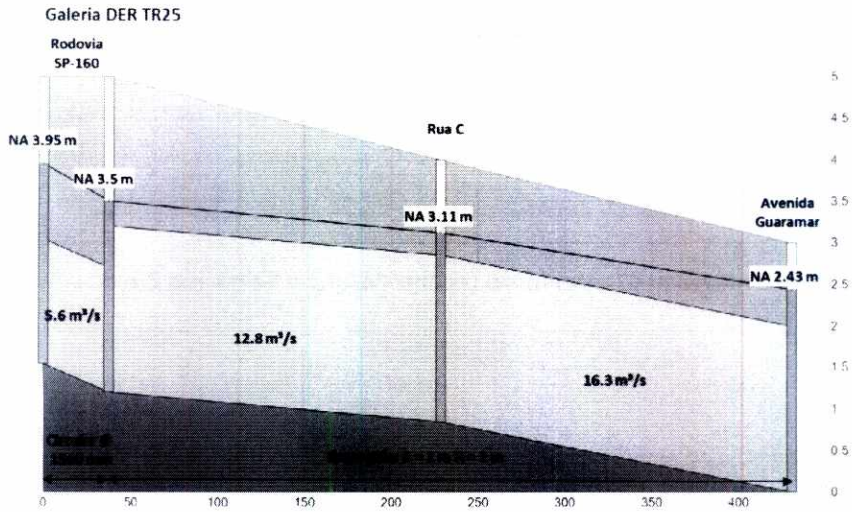


Figura 33 - Perfil do trecho enterrado do canal DER – Cenário 1

Fls. 867
Proc. 17849/16
FCTH

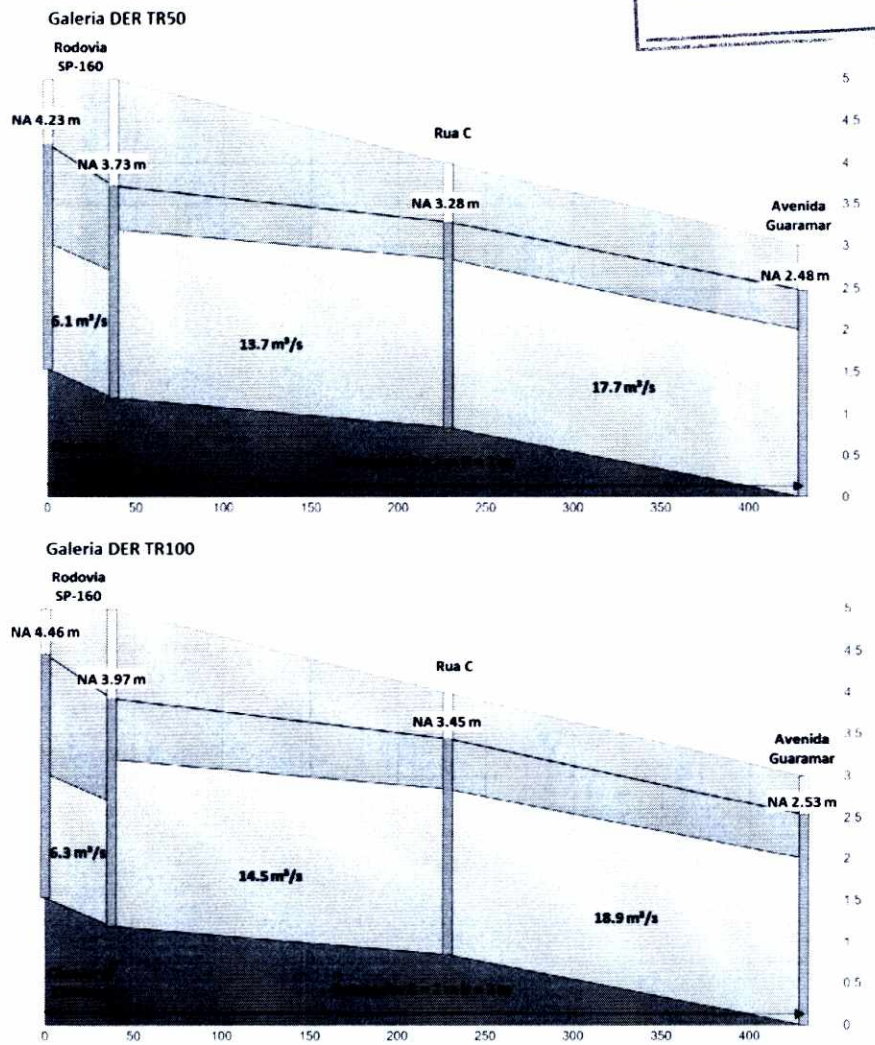


Figura 34 - Perfil do trecho enterrado do canal DER – Cenários 2 e 3

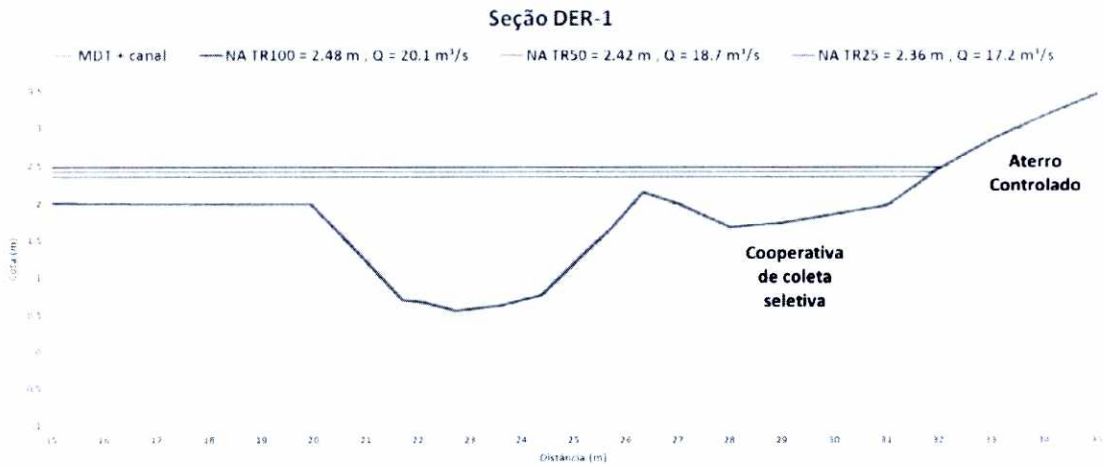


Figura 35 - Seção transversal DER-1 - Cenários 1, 2 e 3

c) Canal Vila Sônia



Figura 36 - Localização das seções de apresentação de resultados do canal Vila Sônia

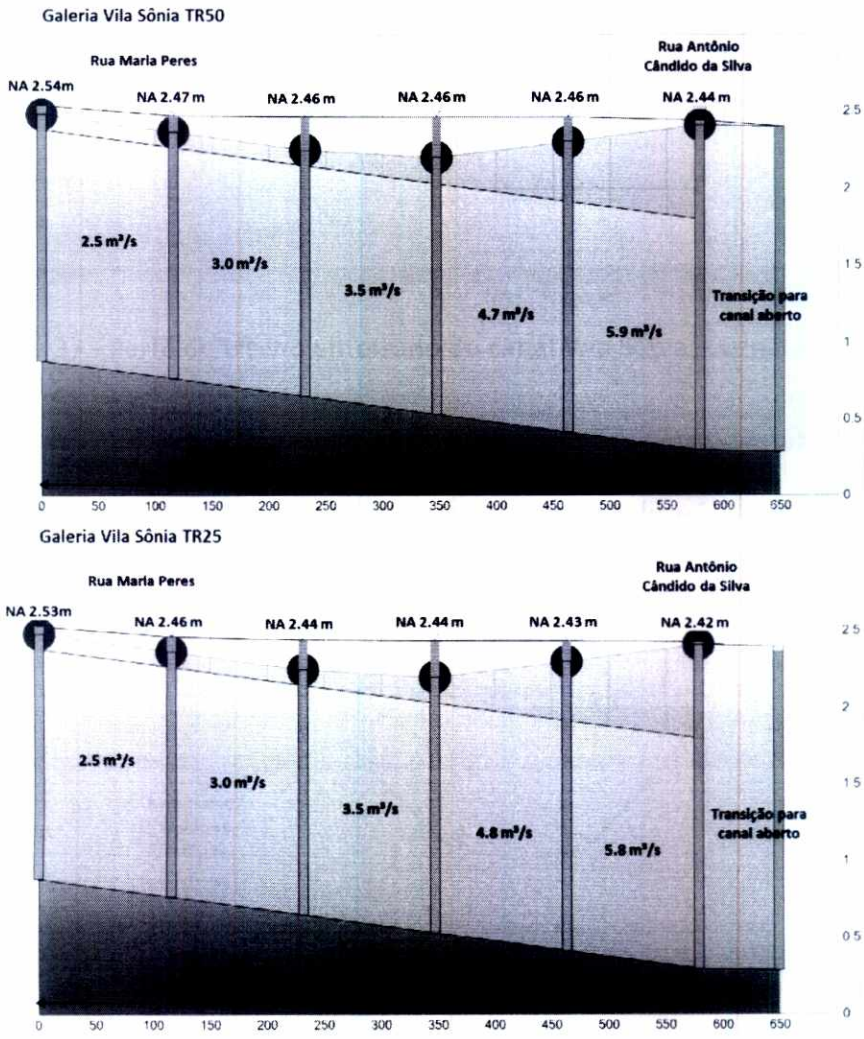


Figura 37 - Perfil do trecho enterrado do canal Vila Sônia – Cenários 1 e 2

Fls. 868
Proc. 17849/16

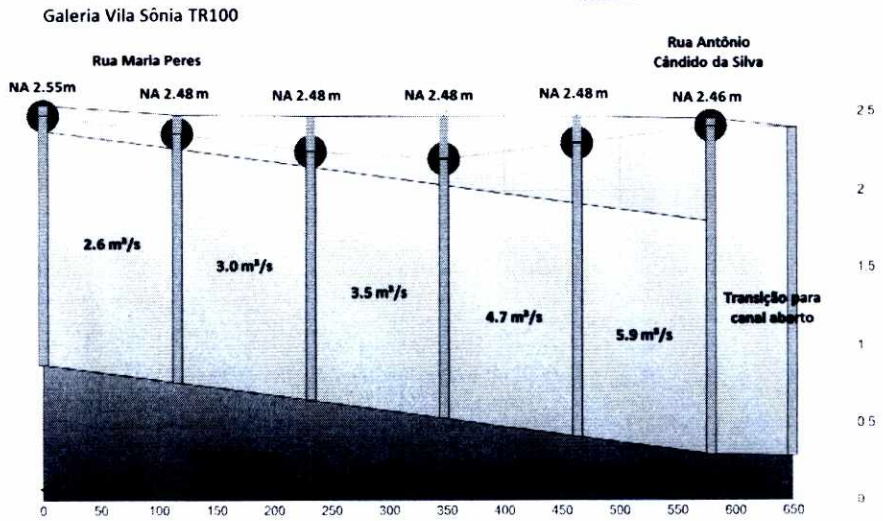


Figura 38 - Perfil do trecho enterrado do canal Vila Sônia – Cenário 3

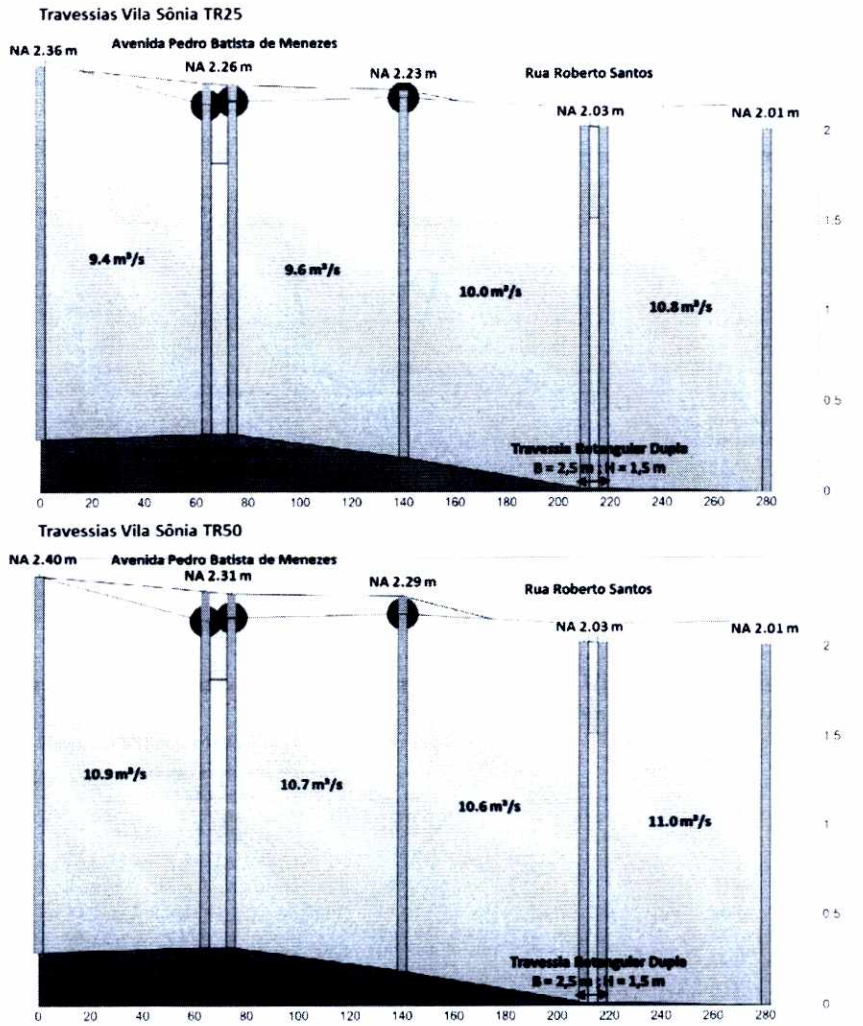


Figura 39 - Perfil das travessias do canal Vila Sônia – Cenários 1 e 2

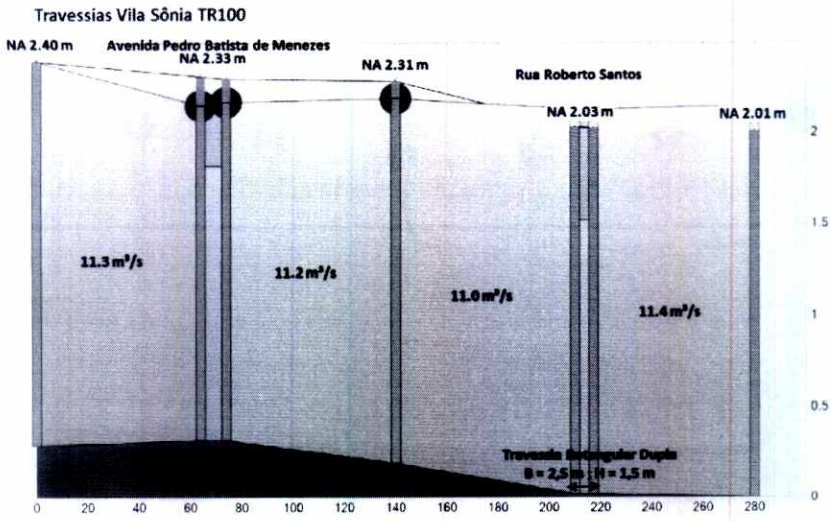


Figura 40 - Perfil das travessias do canal Vila Sônia – Cenário 3

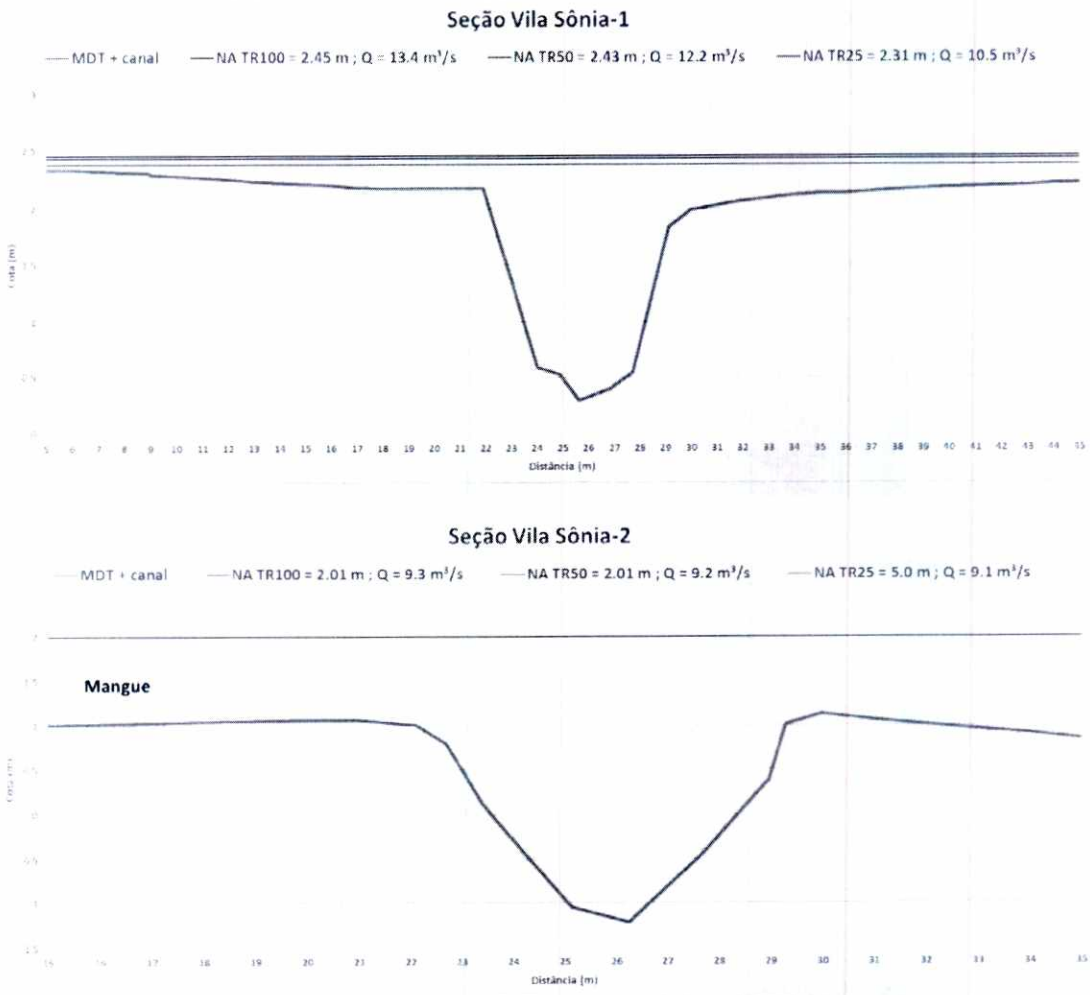


Figura 41 - Seções transversais Vila Sônia-1 e 2 - Cenários 1, 2 e 3

Fls. 869
Proc. 17849116
FCTH

d) Canal Praião



Figura 42 - Localização das seções de apresentação de resultados do canal Praião

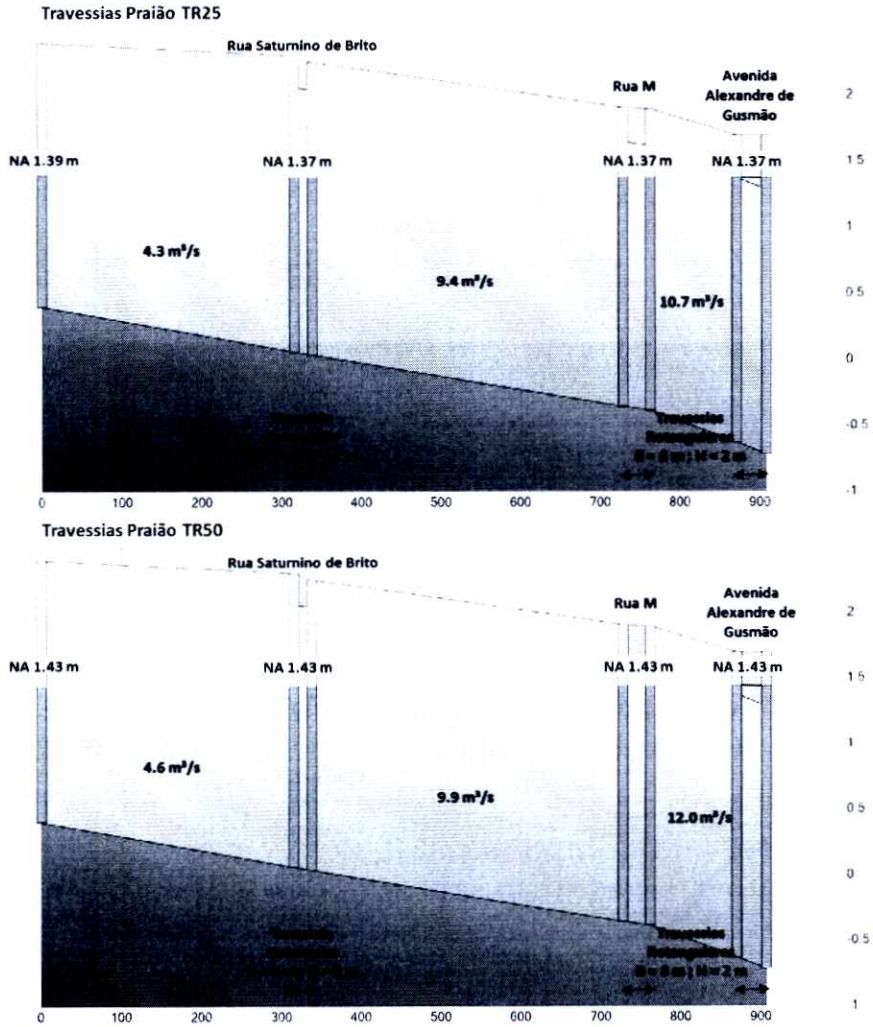


Figura 43 - Perfil das travessias do canal Praião - Cenários 1 e 2

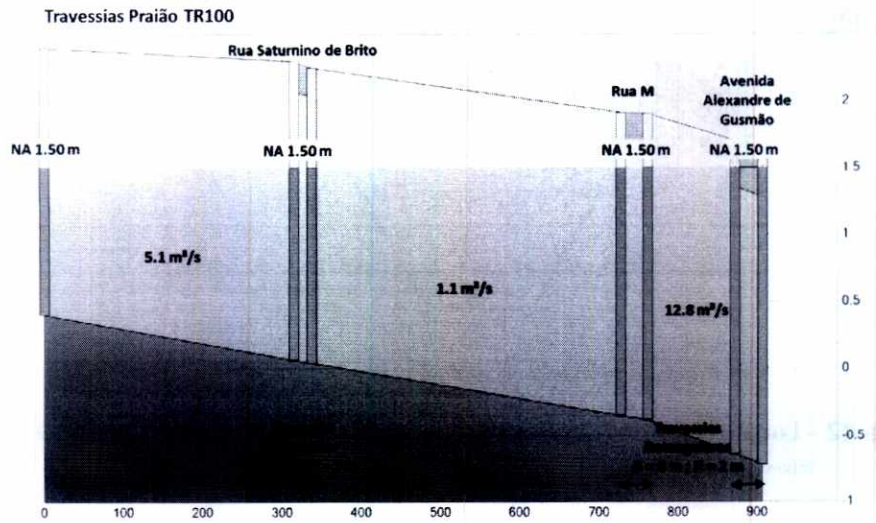


Figura 44 - Perfil das travessias do canal Praião – Cenário 3



Figura 45 - Seções transversais Praião-1 e 2 - Cenários 1, 2 e 3

Fls. 870
Proc. 17849/16
FCTH

e) Canal Guaramar

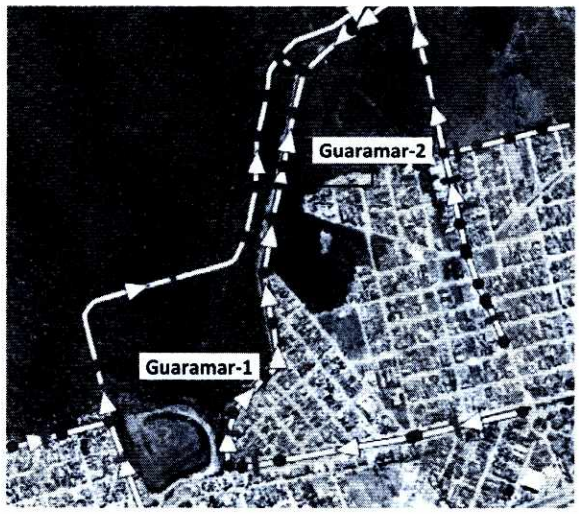


Figura 46 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Guaramar

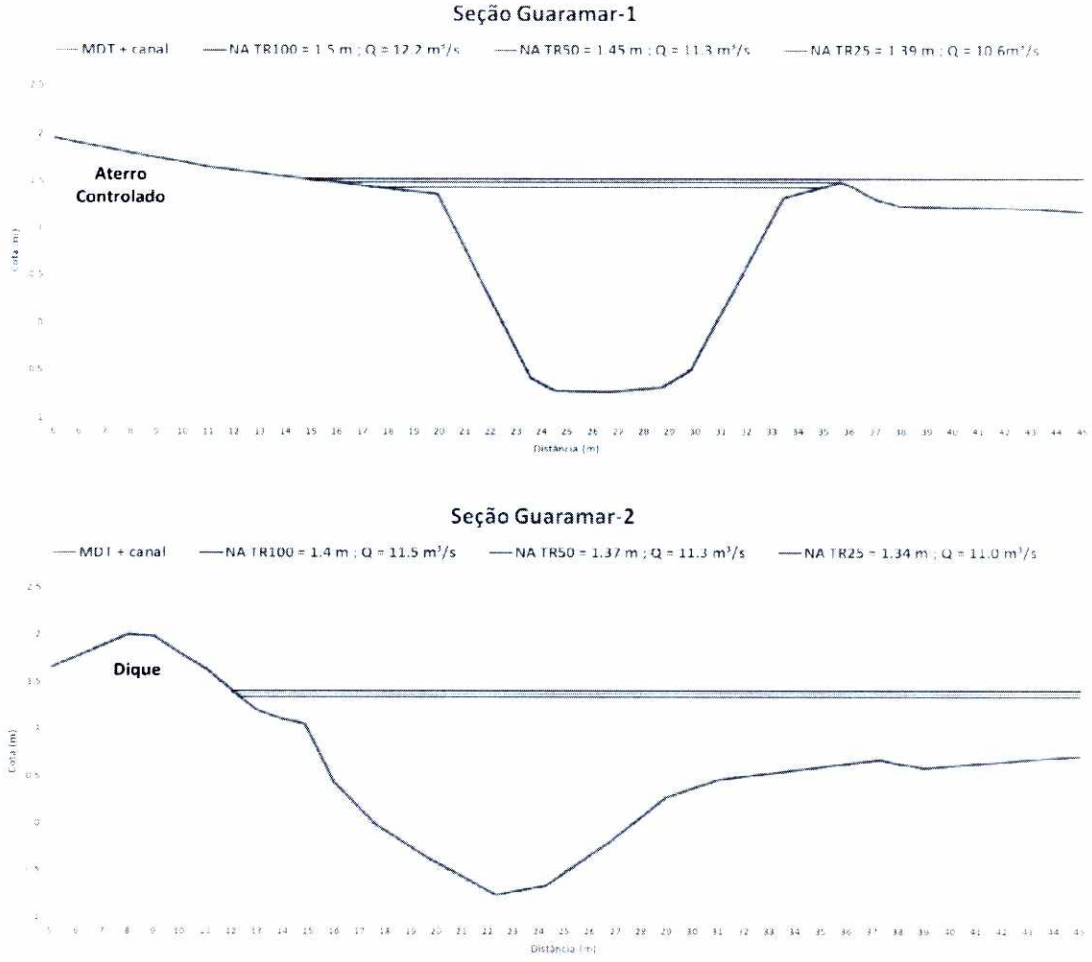


Figura 47 - Seções transversais Guaramar-1 e 2 - Cenários 1, 2 e 3

f) Canal Barroso

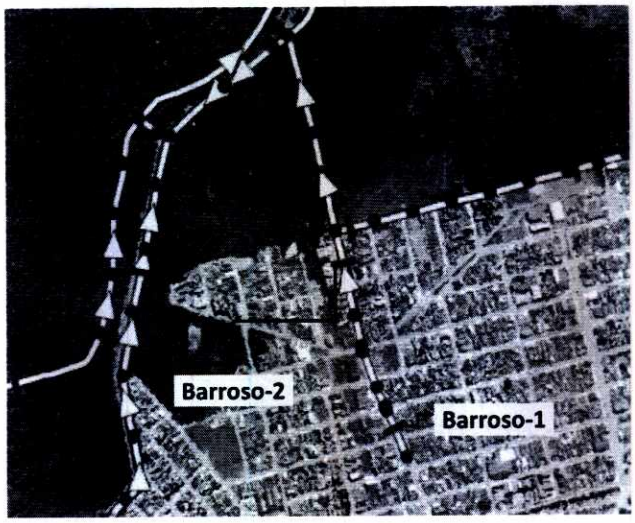


Figura 48 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Barroso

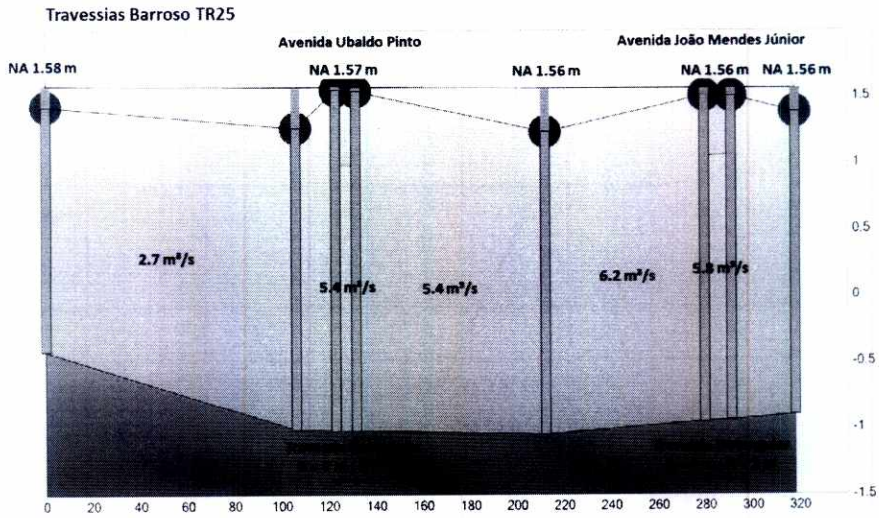


Figura 49 - Perfil das travessias do canal Barroso – Cenário 1

Fls. 871
Proc. 17849/16

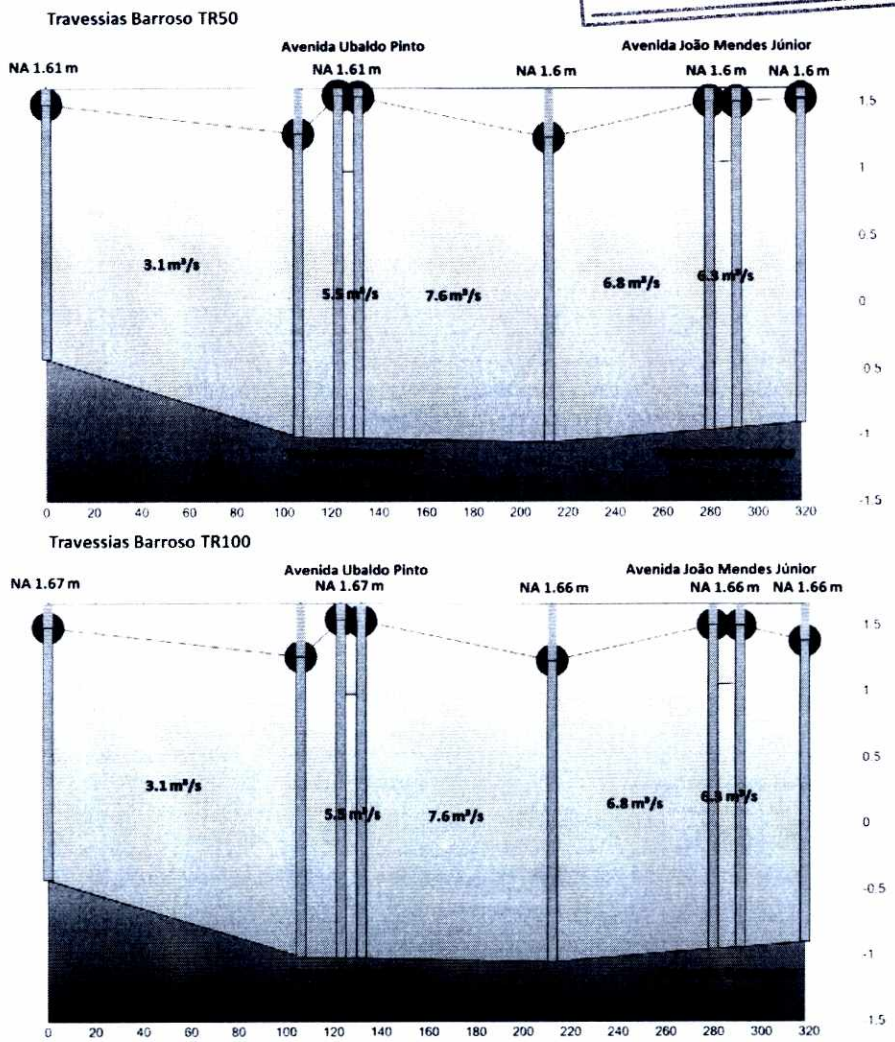


Figura 50 - Perfil das travessias do canal Barroso – Cenário 1, 2 e 3

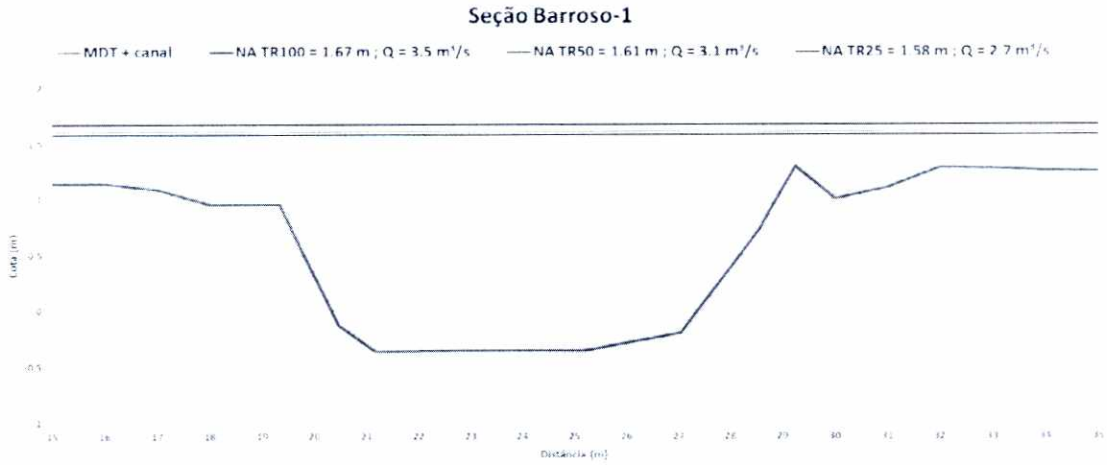


Figura 51 - Seção transversal Barroso-1 – Cenários 1, 2 e 3

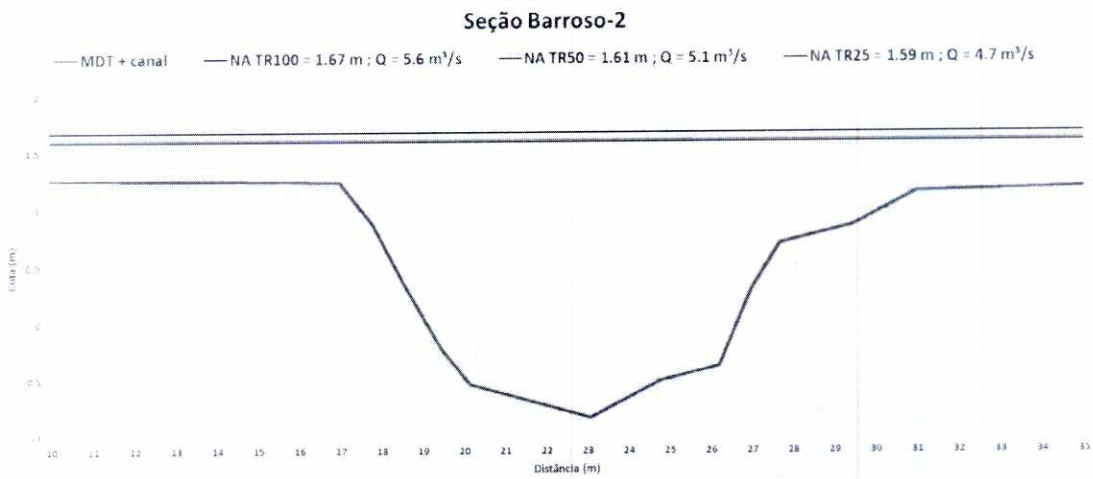


Figura 52 - Seção transversal Barroso-2 - Cenários 1, 2 e 3

g) Canal Japoneses

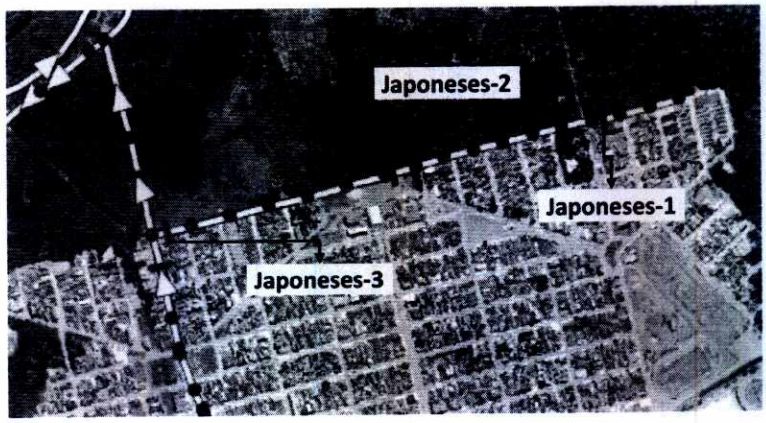


Figura 53 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Japoneses

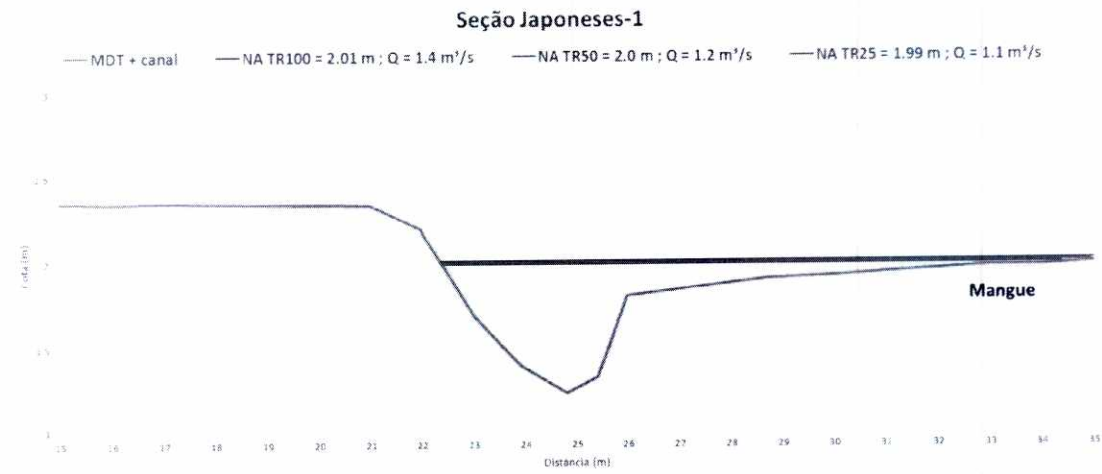


Figura 54 - Seção transversal Japoneses-1 - Cenários 1, 2 e 3

Fls. 872
Proc. 17849/16

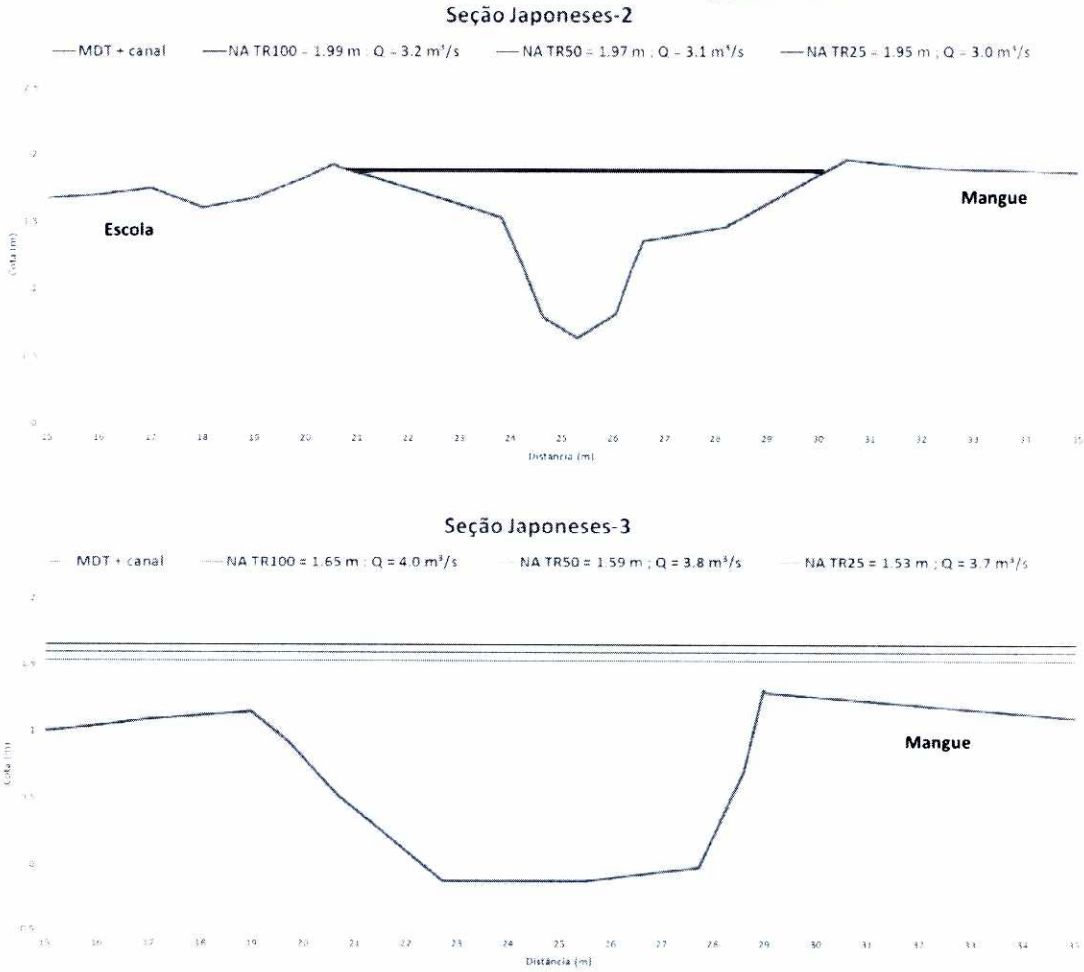


Figura 55 - Seções transversais Japoneses-2 e 3 - Cenários 1, 2 e 3

5.2 CENÁRIO 4, 5 E 6: BACIA DO GUARAMAR; SISTEMA PROJETADO; PRECIPITAÇÃO: TR 25, 50 E 100 ANOS; MARÉ 1,05 M

a) Canais Marginais da Via Expressa Sul (SP-160)

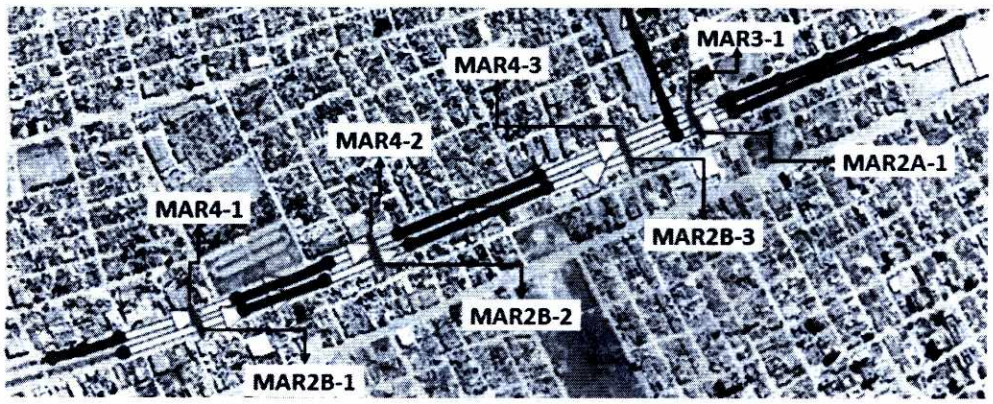


Figura 56 - Localização das seções com apresentação de resultados nos canais marginais

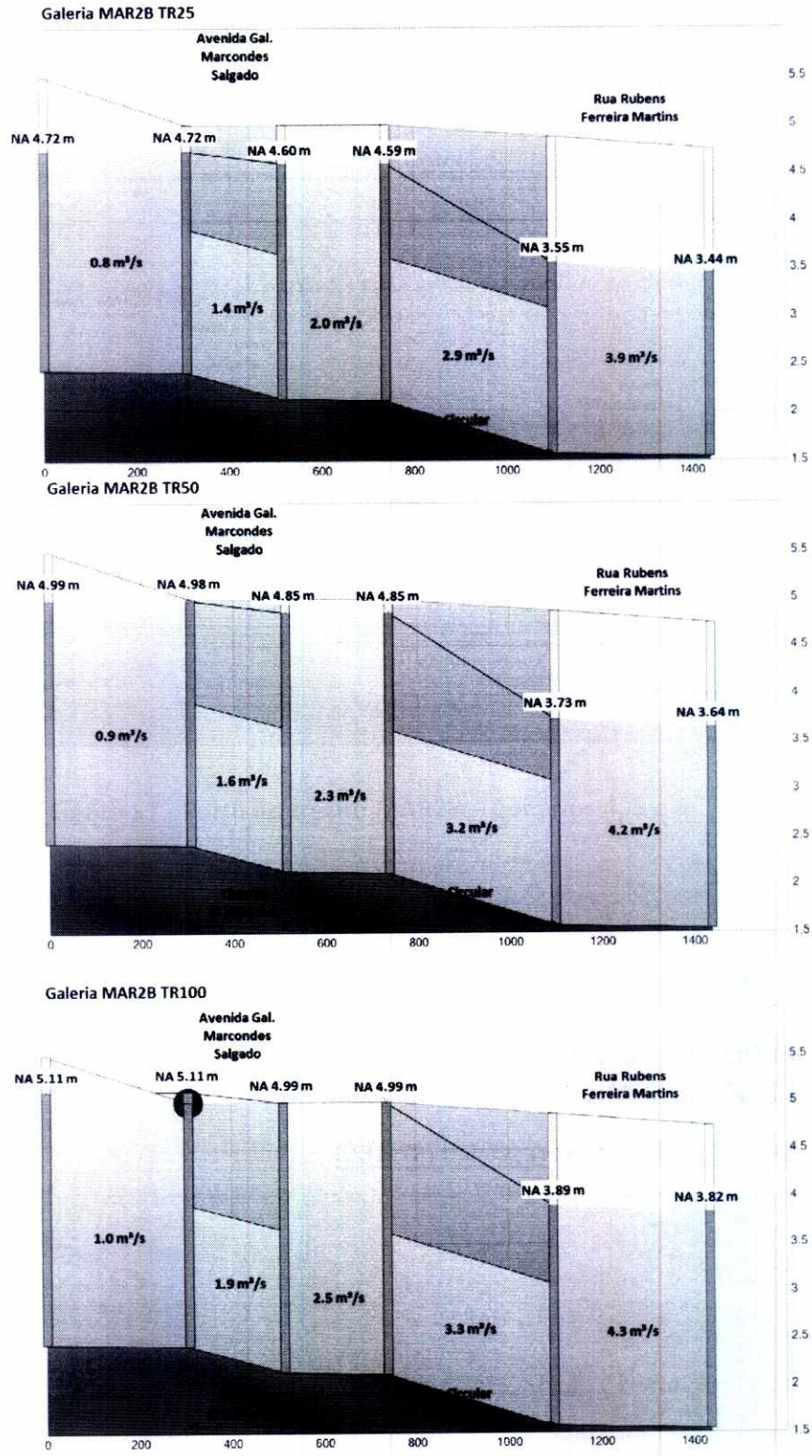


Figura 57 - Perfil do trecho MAR2B – Cenários 4, 5 e 6

Fls. 873
Proc. 17849/16

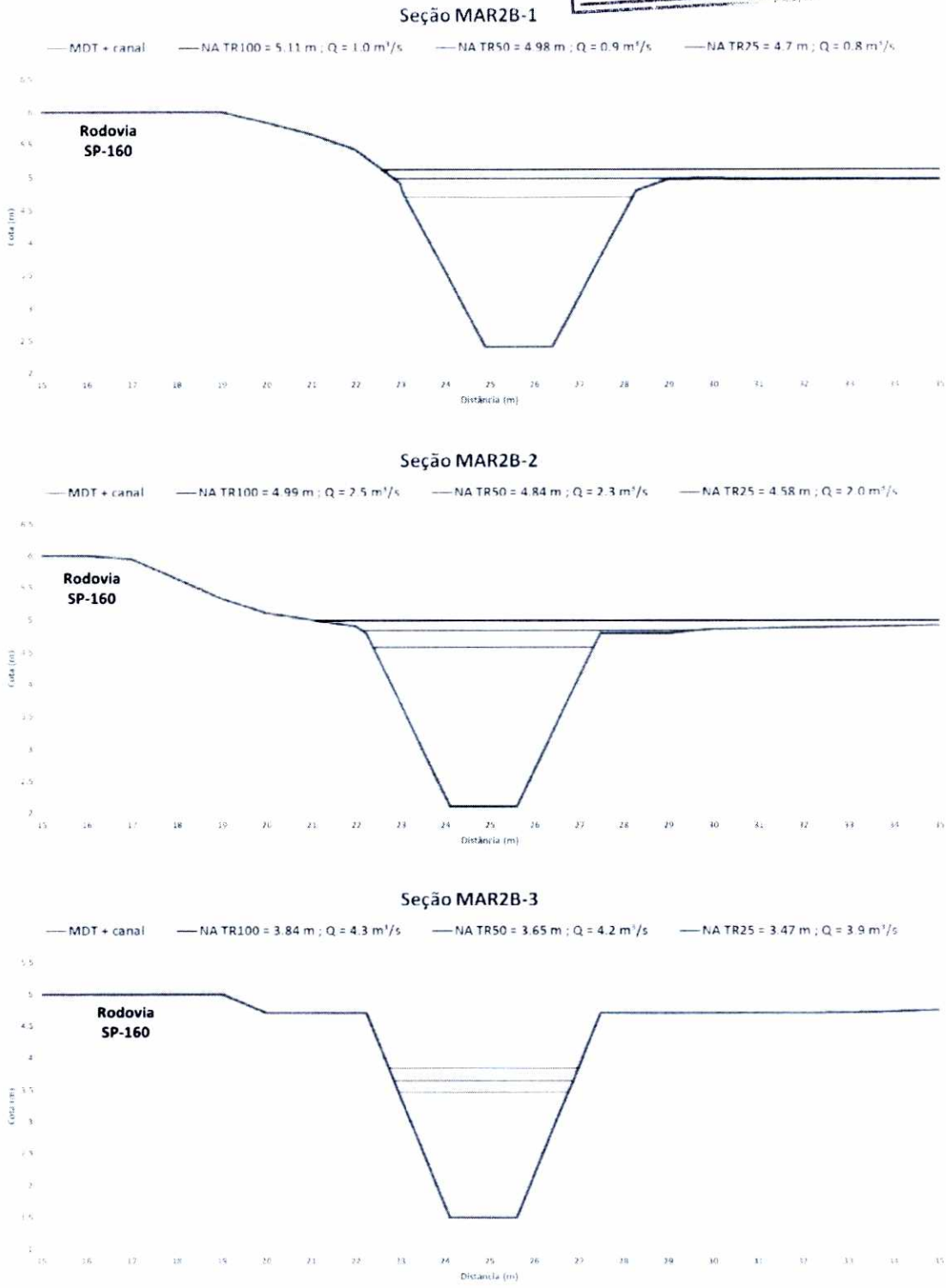


Figura 58 - Seções transversais MAR2B-1, 2 e 3 - Cenários 4, 5, e 6

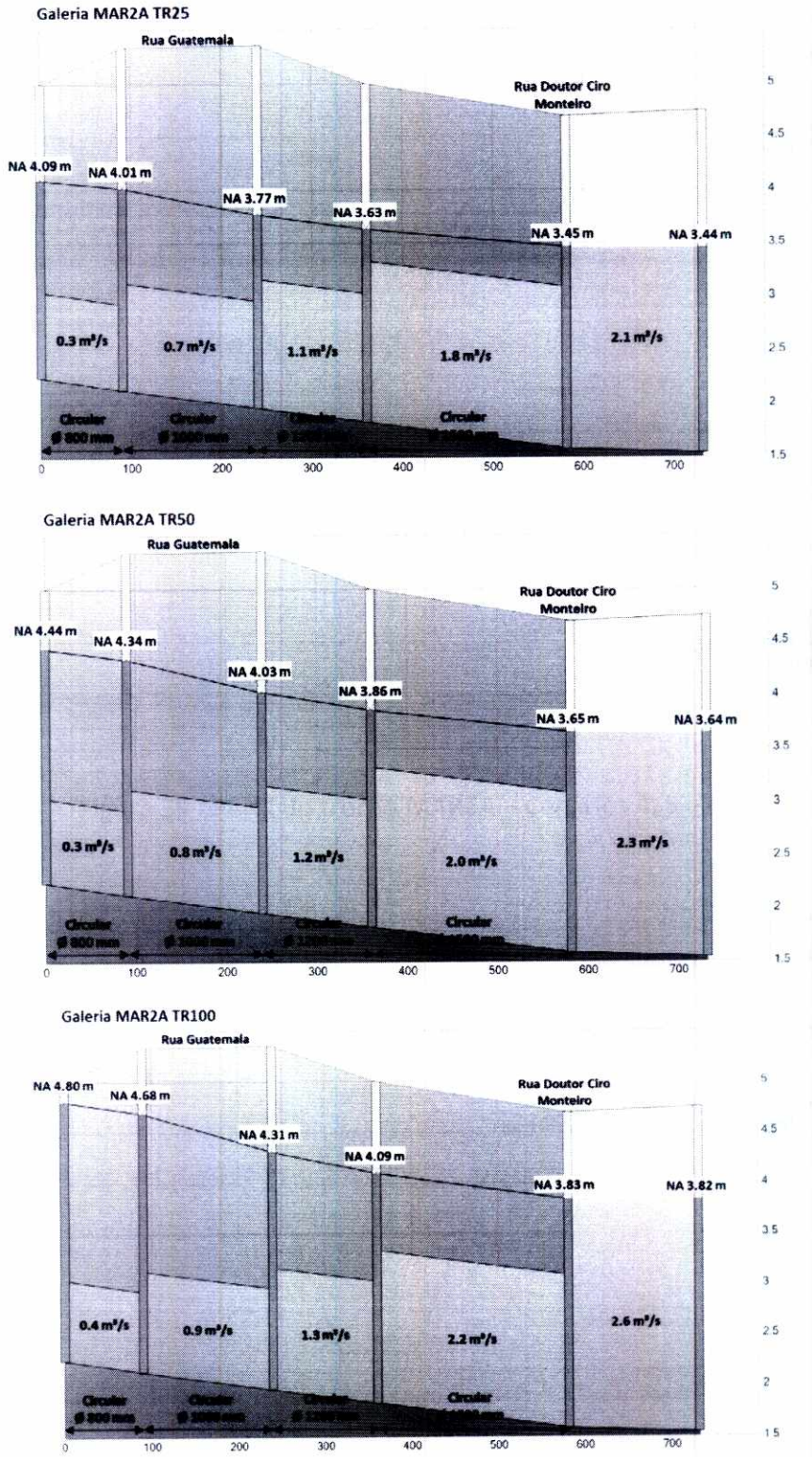


Figura 59 - Perfil do trecho MAR2A – Cenários 4, 5 e 6

Fls. 874
Proc. 17849116

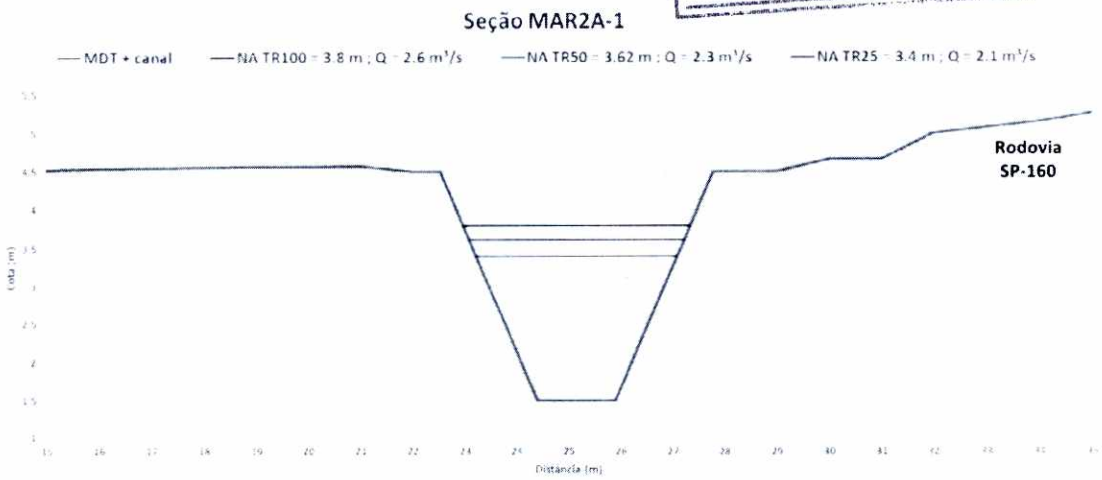


Figura 60 - Seção transversal MAR2A-1 - Cenário 4, 5 e 6

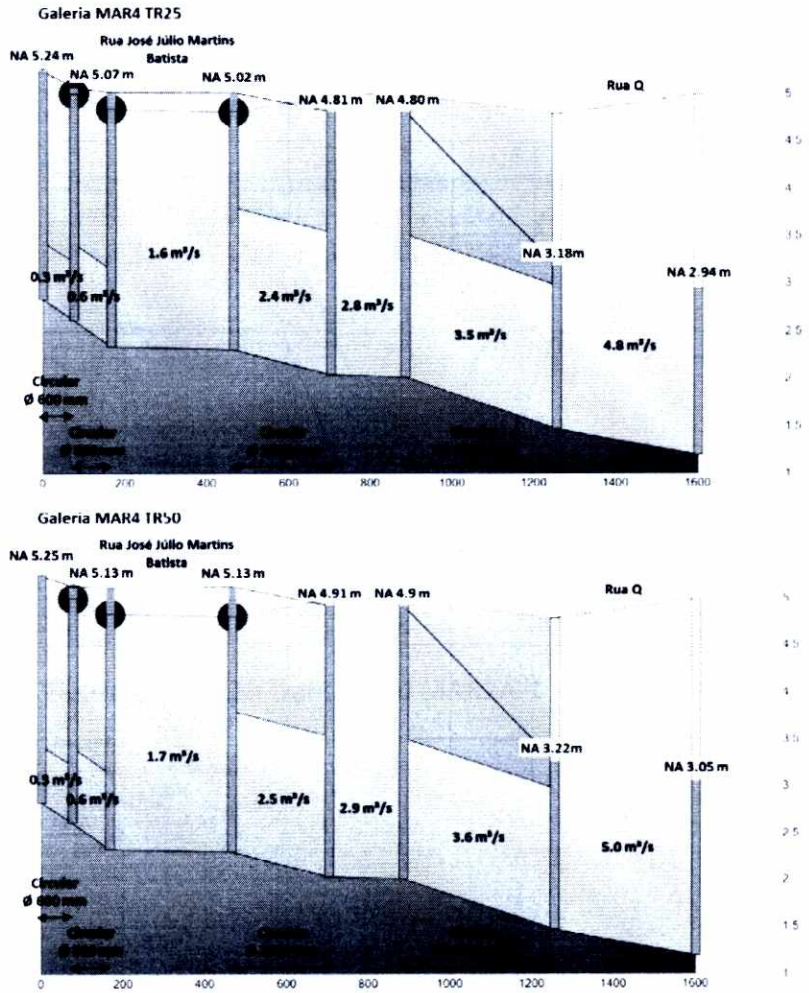


Figura 61 - Perfil do trecho MAR4 - Cenários 4 e 5

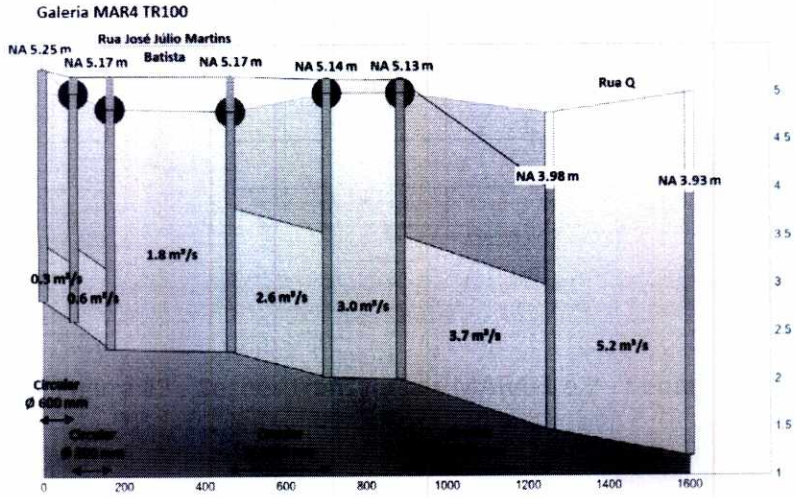


Figura 62 - Perfil do trecho MAR4 – Cenário 6

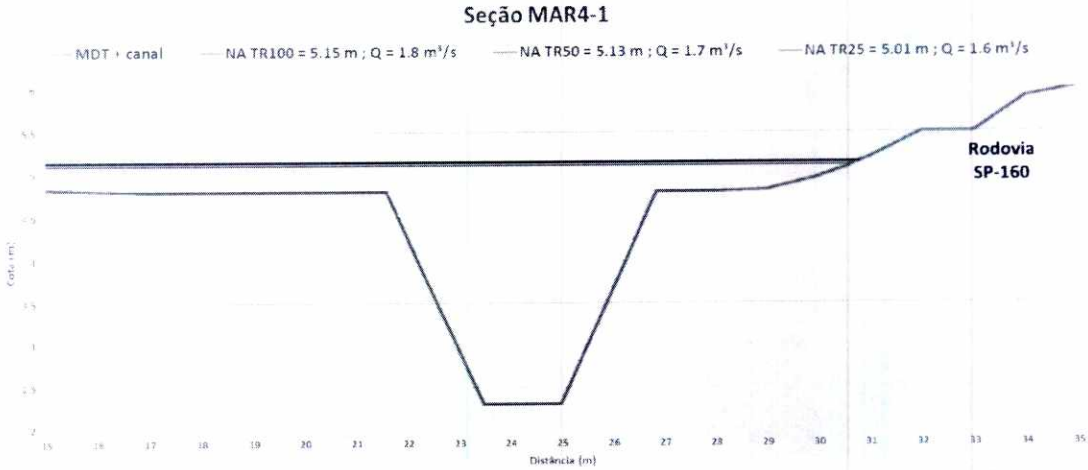


Figura 63 - Seções transversais MAR4-1 e 2 - Cenário 4

Fls. 875
Proc. 17849116

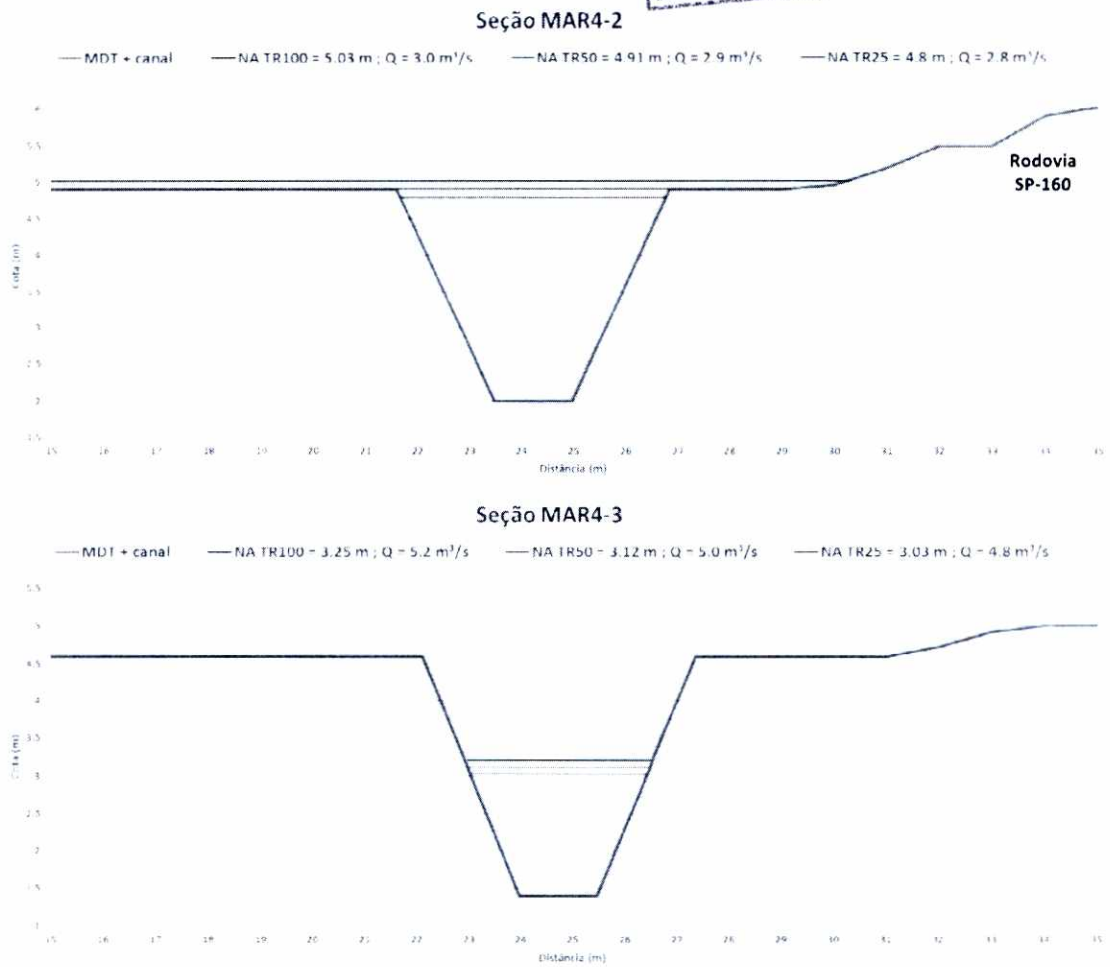


Figura 64 - Seção transversal MAR4-3 - Cenários 5 e 6

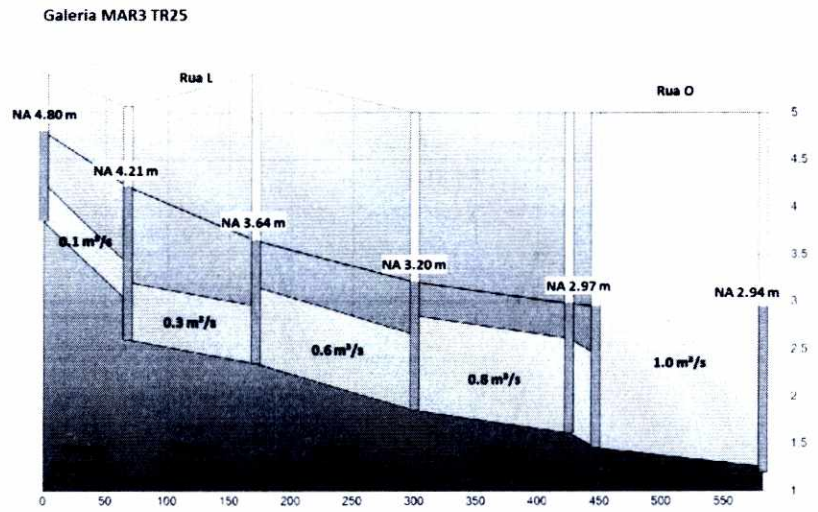


Figura 65 - Perfil do trecho MAR3 - Cenário 4

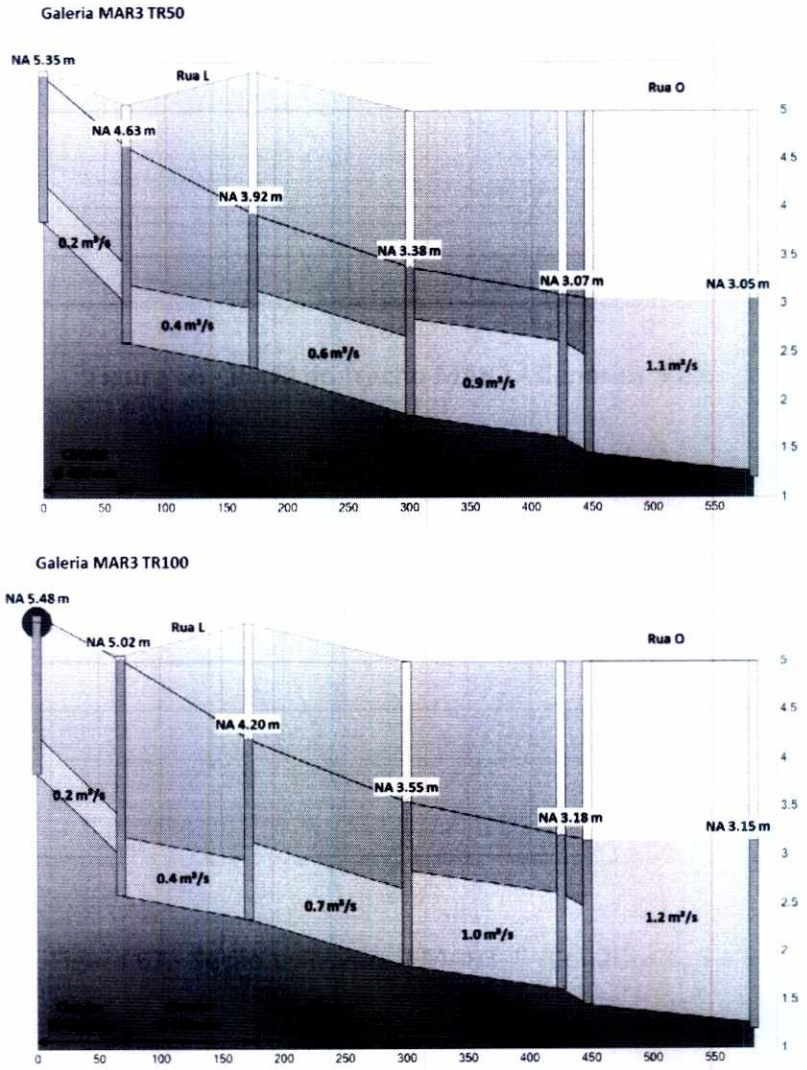


Figura 66 - Perfil do trecho MAR3 - Cenários 5 e 6

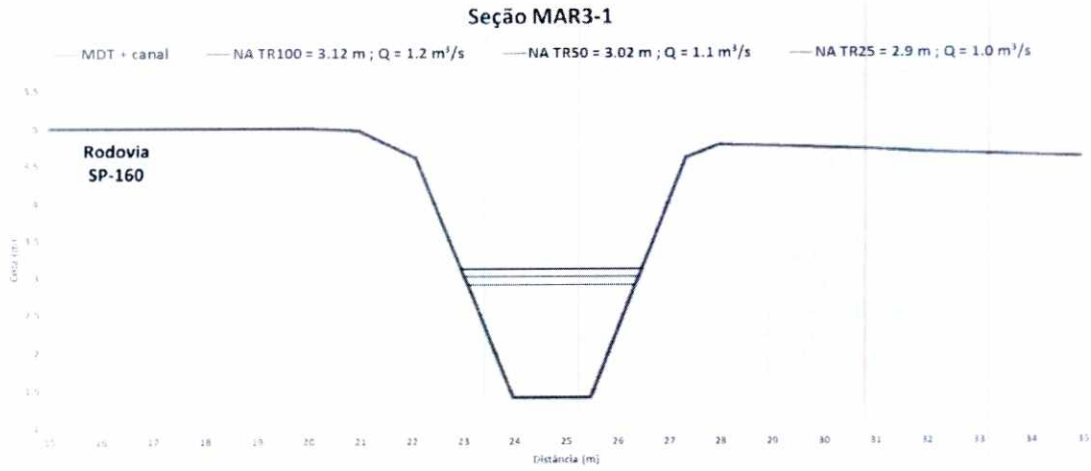


Figura 67 - Seção transversal MAR3-1 - Cenários 4, 5 e 6

Fls. 876
Proc. 17849/16

b) Canal DER

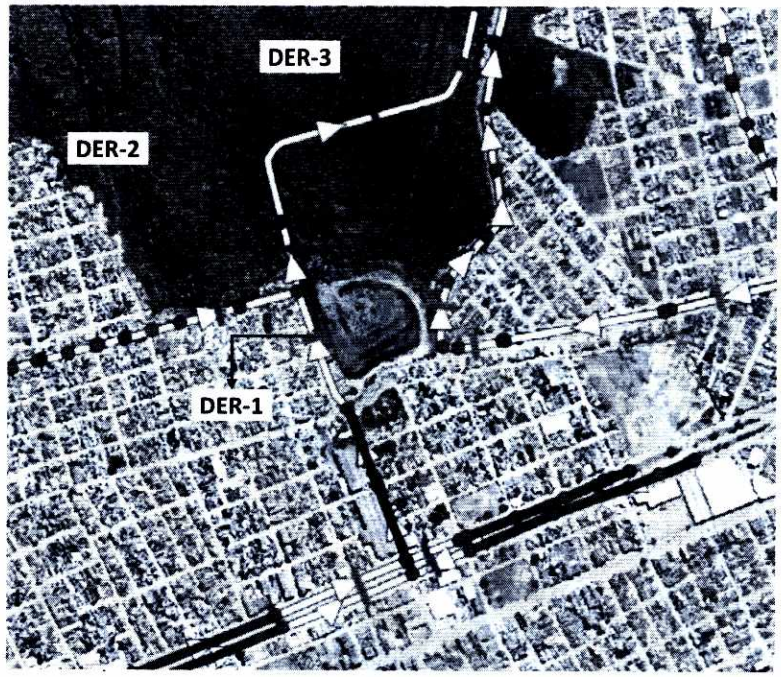


Figura 68 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal DER

Para os cenários da rede projetada constam duas seções a mais com apresentação de resultados do que nos cenários da rede existente. Isso ocorre pelo fato de que na rede existente as seções localizadas na região de mangue ficam totalmente inundadas, com o nível d'água acima das cotas das margens. A rede com o canal projetado possui seções na região de mangue denominadas DER-2 e DER-3, que apresentam o NA dentro da calha, portanto são apresentados resultados para estas seções.

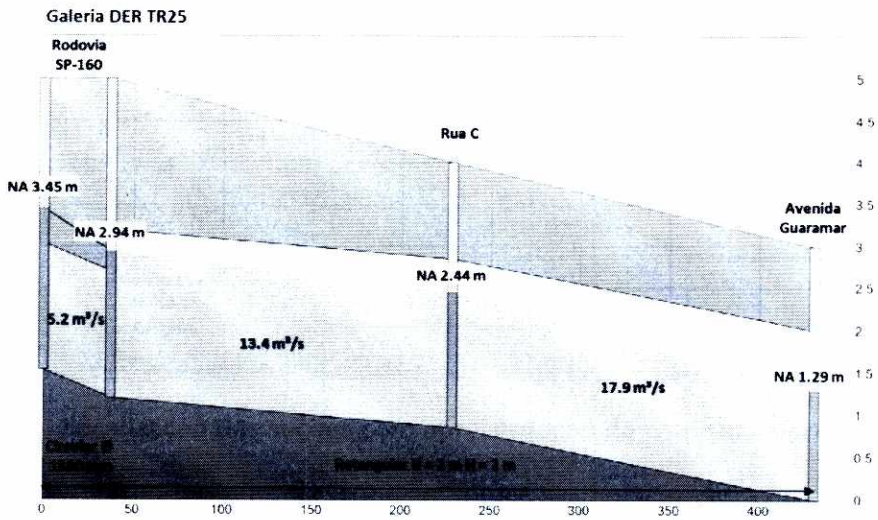


Figura 69 - Perfil do trecho enterrado do DER – Cenário 4

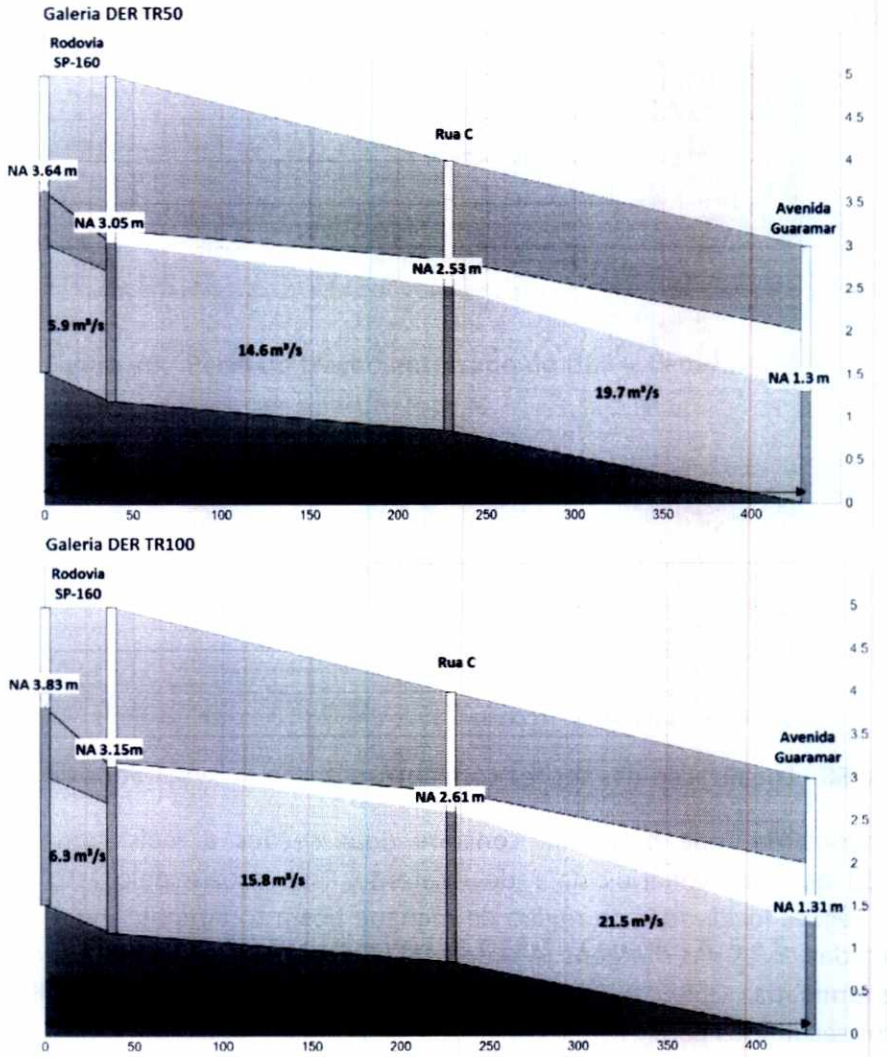


Figura 70 - Perfil do trecho enterrado do DER – Cenários 5 e 6

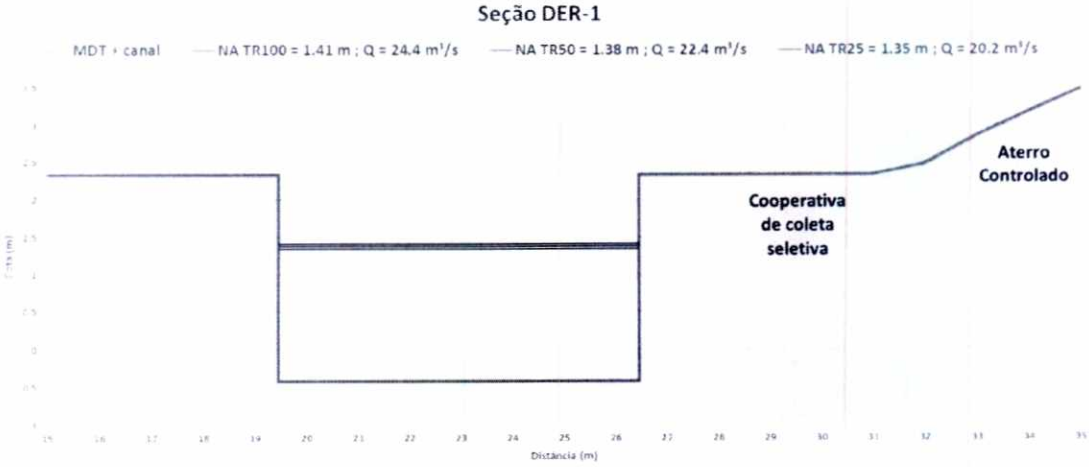


Figura 71 - Seções transversais DER-1 - Cenários 4, 5 e 6

Fls. 877
Proc. 17849116

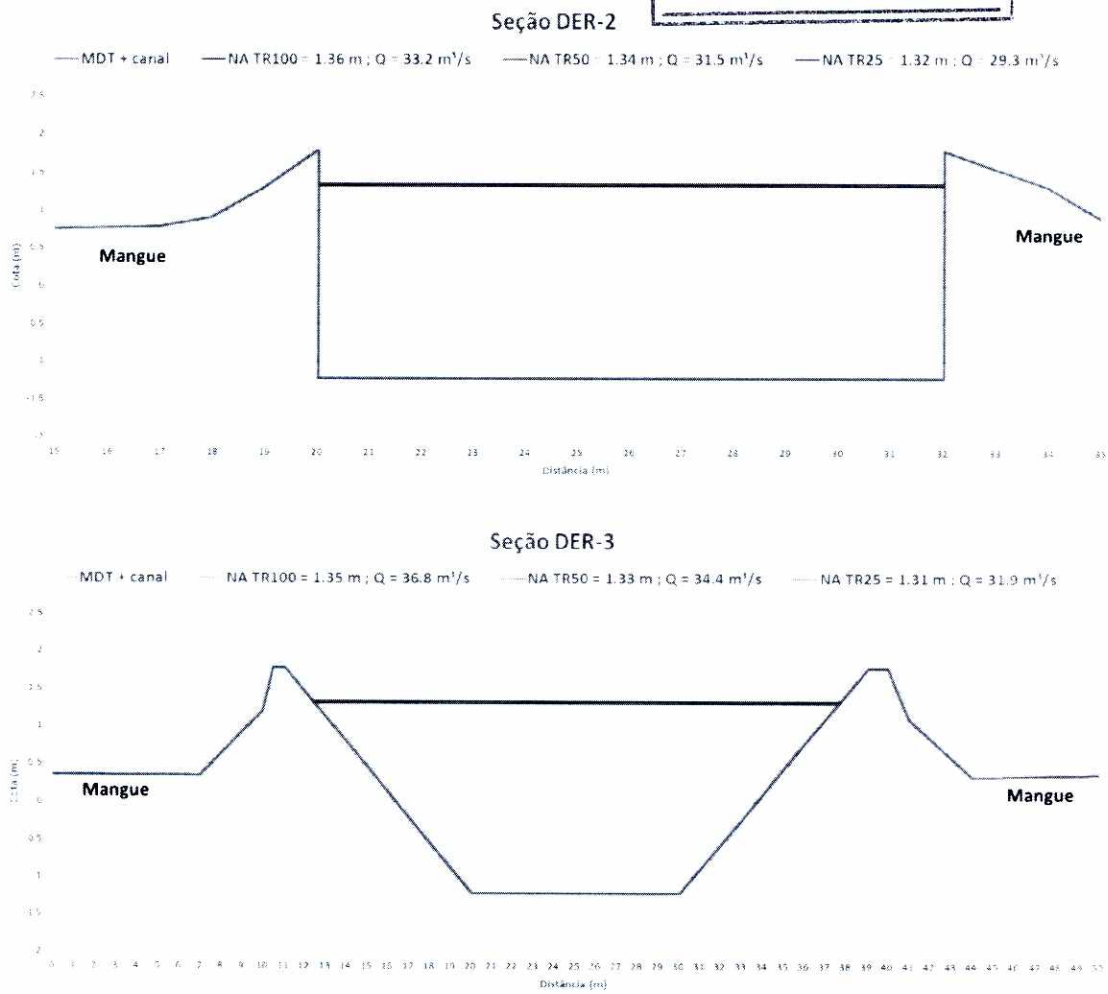


Figura 72 - Seções transversais DER-2 e 3 - Cenários 4, 5 e 6

c) Canal Vila Sônia

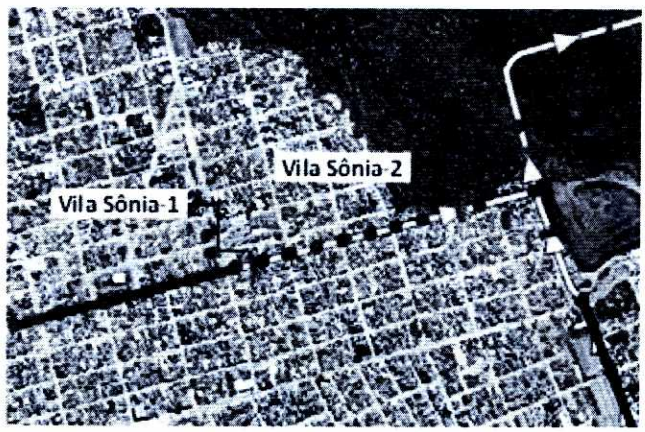


Figura 73 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Vila Sônia

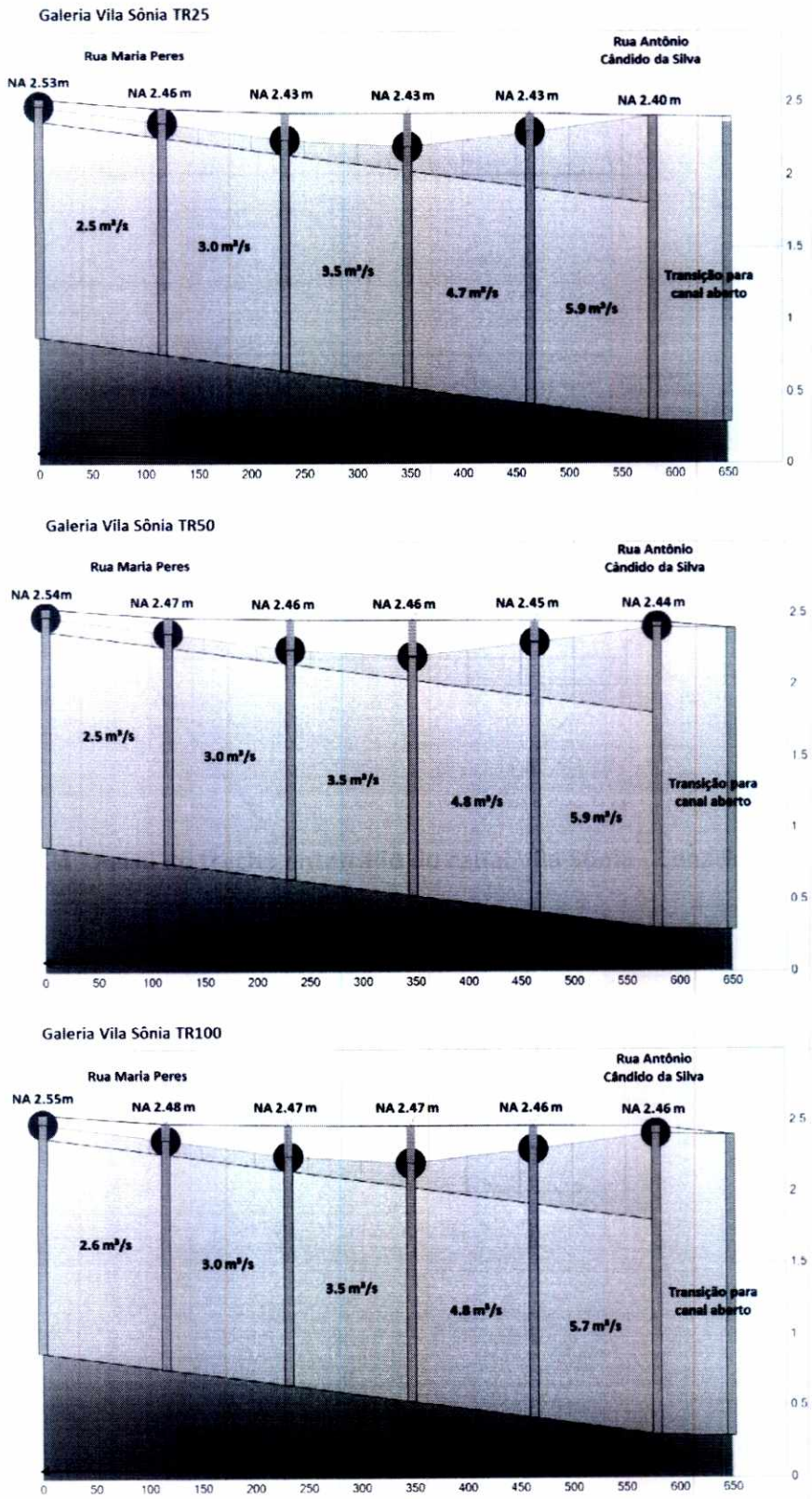


Figura 74 - Perfil do trecho enterrado do canal Vila Sônia - Cenários 4, 5 e 6

Fls. 878
Proc. 17849/16

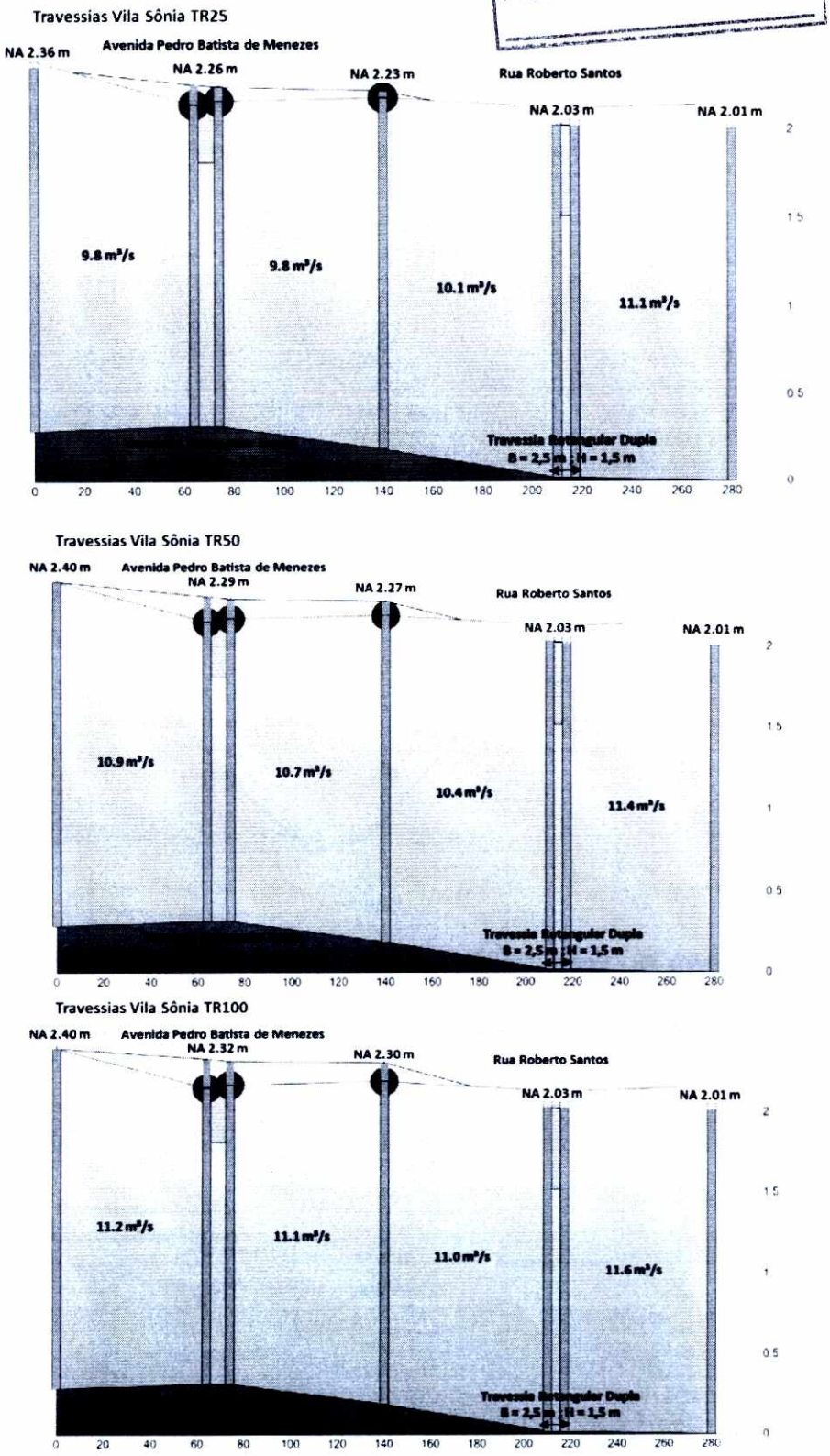


Figura 75 - Perfil das travessias do canal Vila Sônia - Cenários 4, 5 e 6

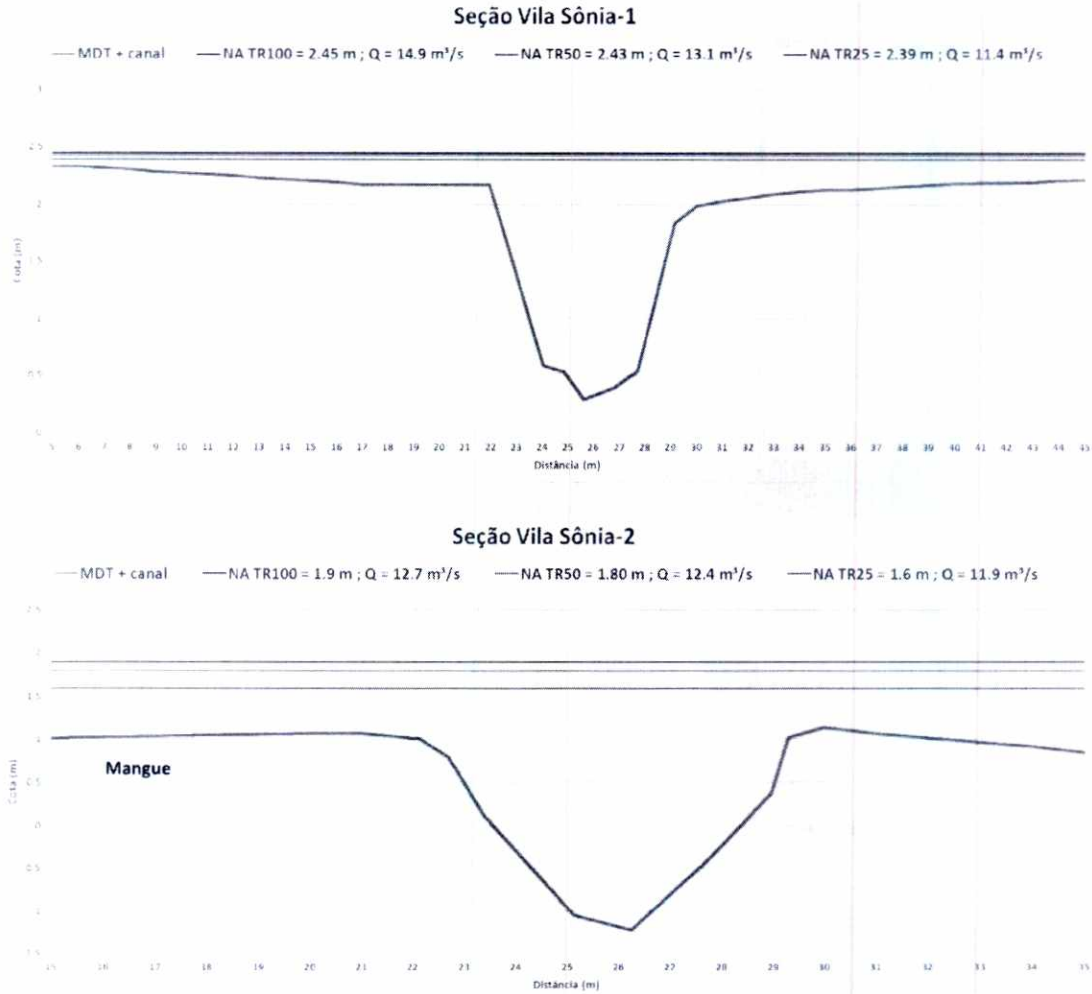


Figura 76 - Seção transversal Vila Sônia-2 - Cenários 4, 5 e 6

Apesar das seções Vila Sônia-1 e 2 permanecerem as mesmas para os cenários da rede existente (1, 2 e 3) e projetada (4, 5 e 6), há uma variação no nível d'água devido à alteração da seção do canal DER, principalmente na seção de jusante Vila Sônia-2.

d) <u>Canal Praião</u>

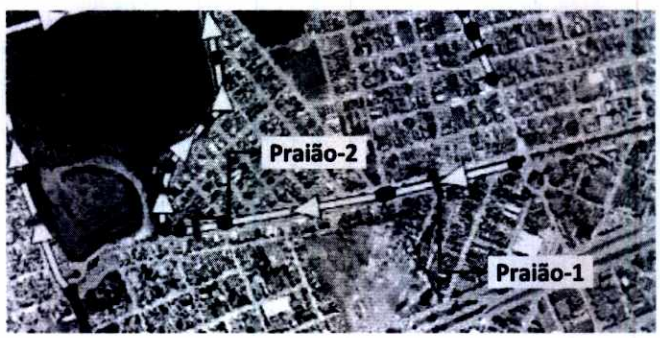
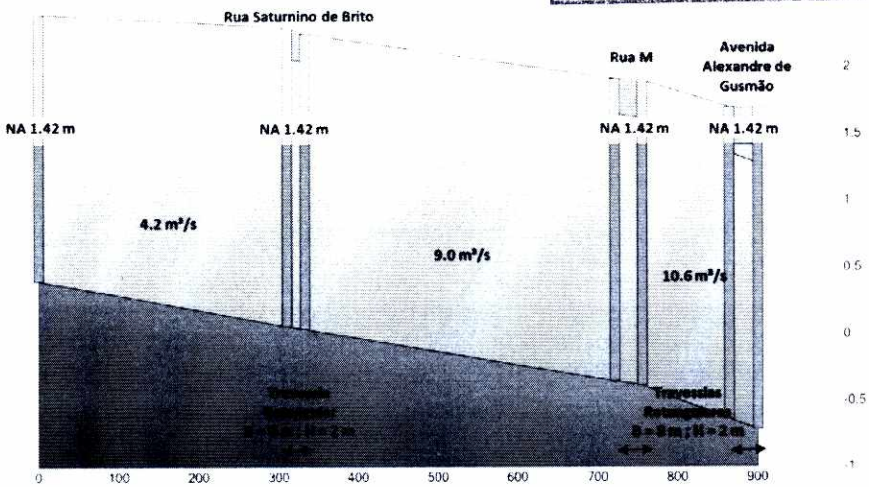


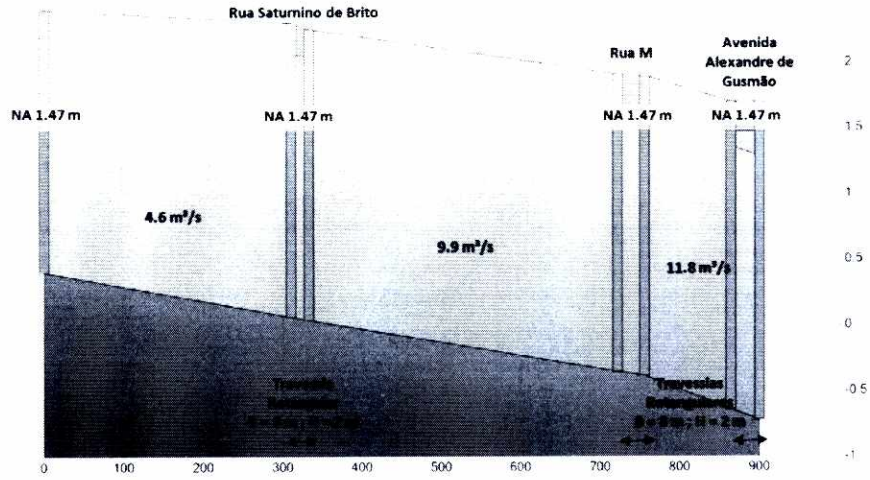
Figura 77 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Praião

Fls. 879
Proc. 17849/16

Travessias Praião TR25



Travessias Praião TR50



Travessias Praião TR100

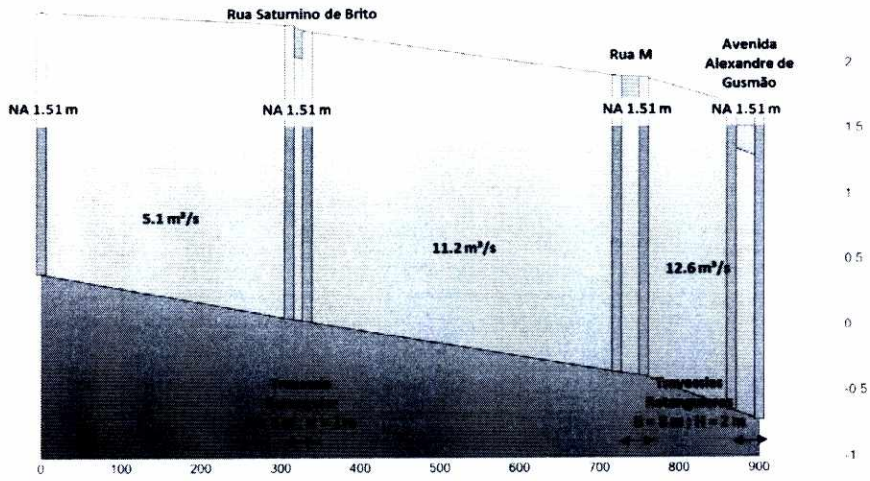


Figura 78 - Perfil das travessias do canal Praião - Cenários 4, 5 e 6

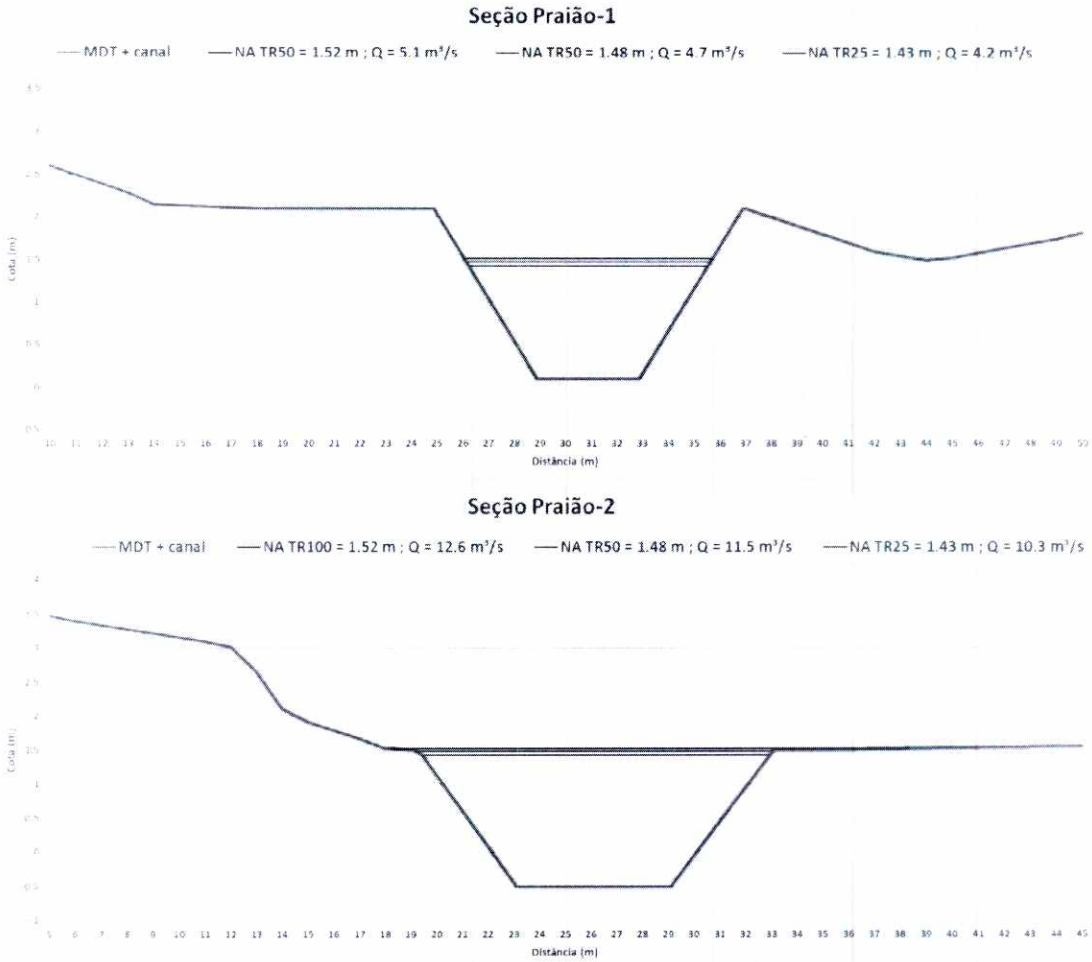


Figura 79 - Seções transversais Praião-1 e 2 - Cenários 4, 5 e 6

e) **Canal Guaramar**

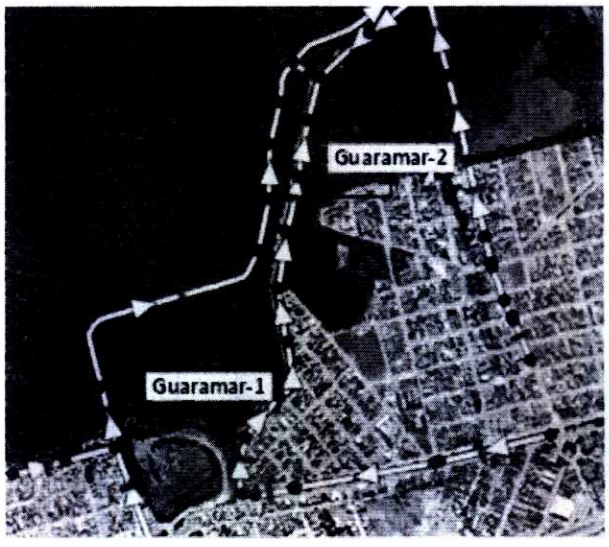


Figura 80 - Localização das seções com apresentação de resultados no canal Guaramar

Fls. 880
Proc. 17849/16

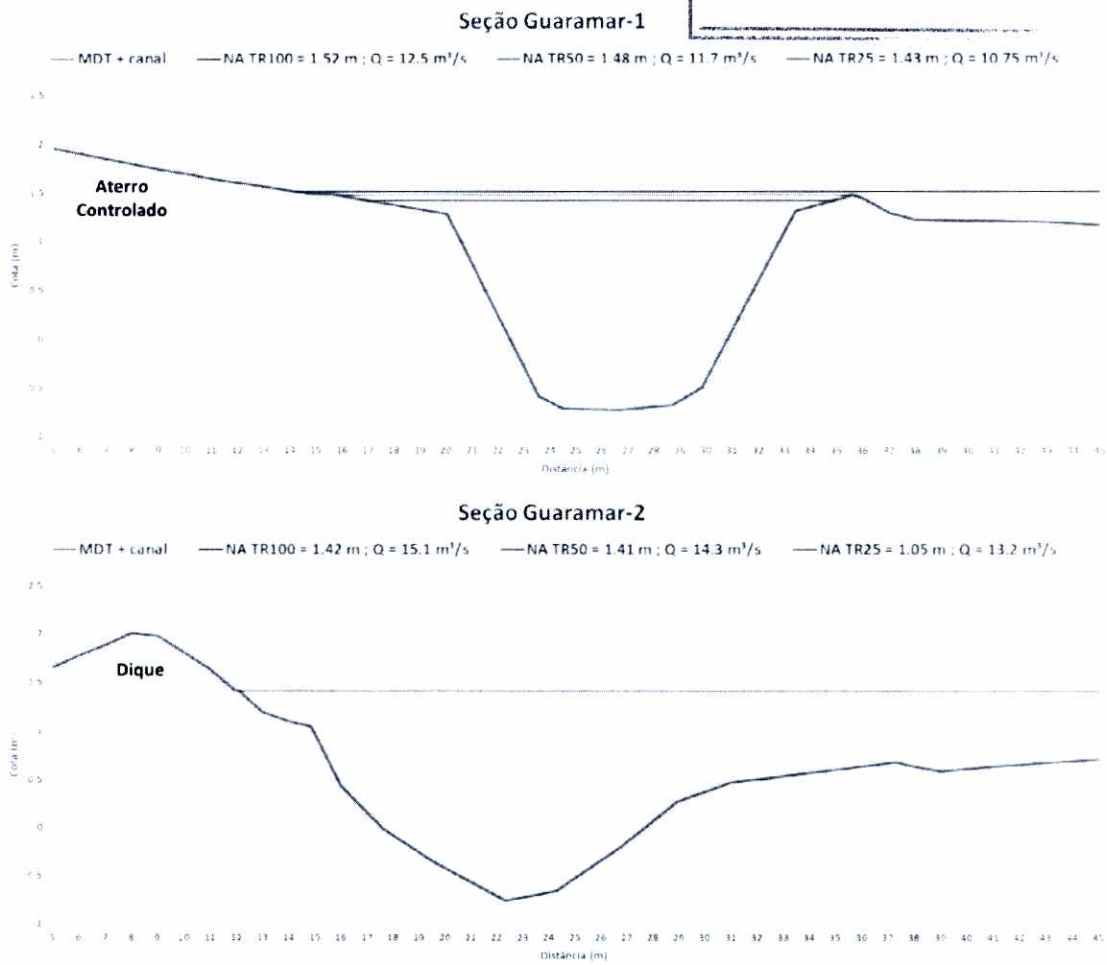


Figura 81 - Seções transversais Guaramar-1 e 2 - Cenários 4, 5 e 6

f) Canal Barroso

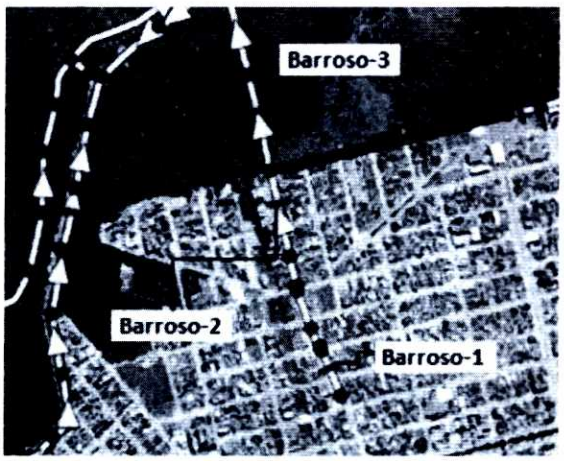


Figura 82 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Barroso

Analogamente ao canal DER, os cenários da rede com os canais projetados possuem a seção Barroso-3 a mais que os da rede existente na apresentação dos resultados.

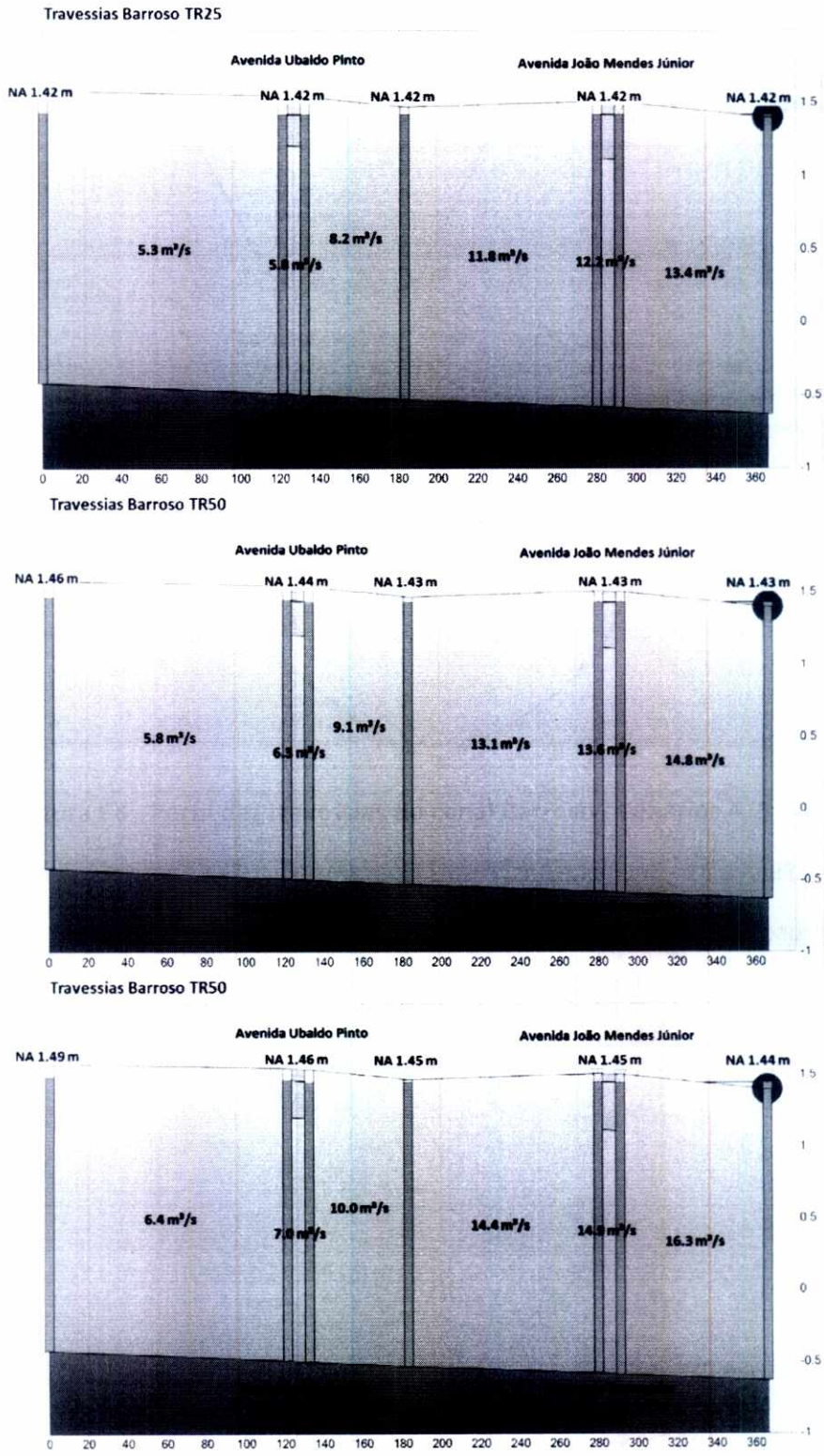


Figura 83 - Perfil das travessias do canal Barroso - Cenários 4, 5 e 6

Fls. 881
Proc. 17849/16

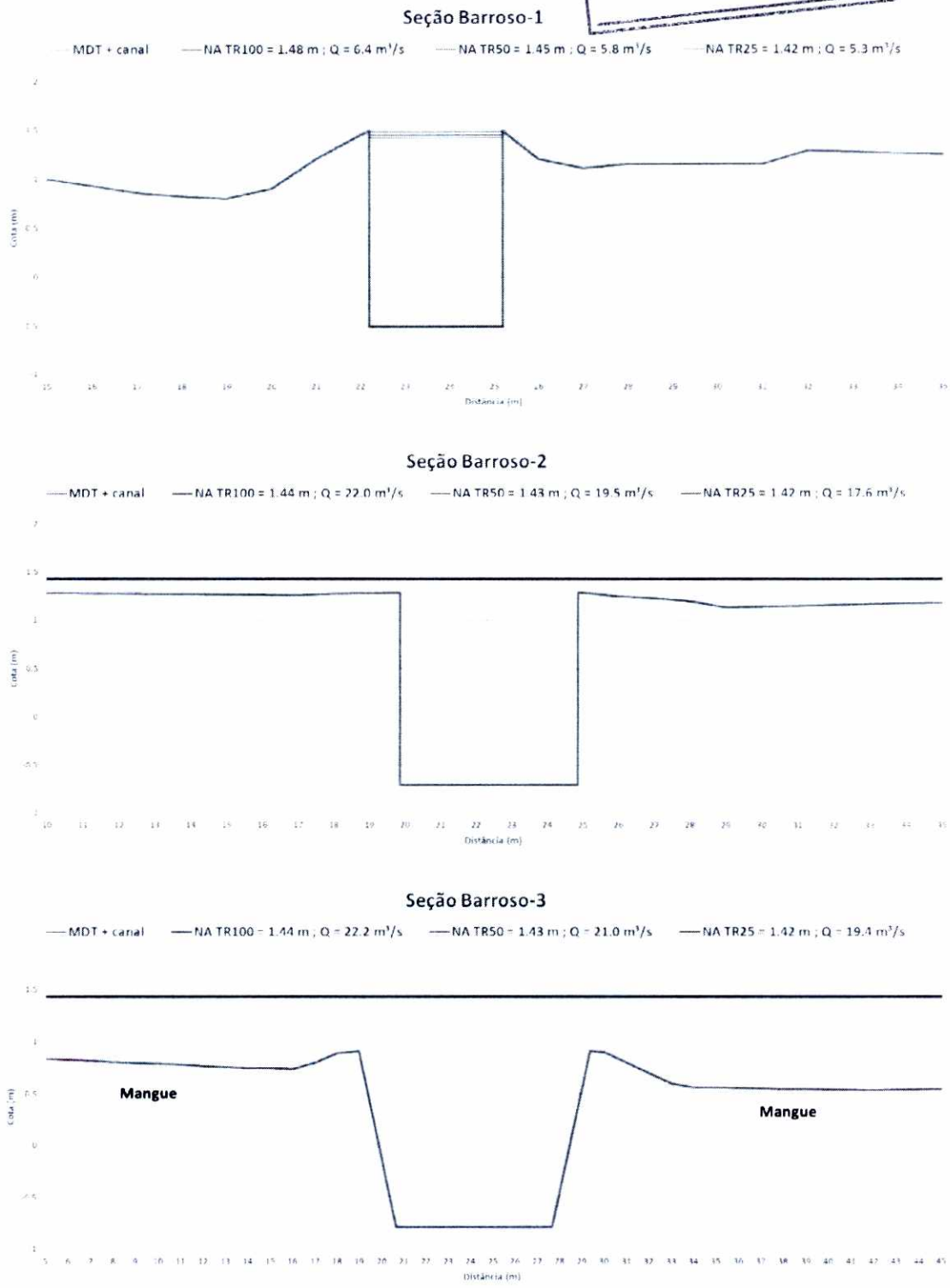


Figura 84 - Seções transversais Barroso-1, 2 e 3 - Cenários 4. 5 e 6

g) Canal Japoneses

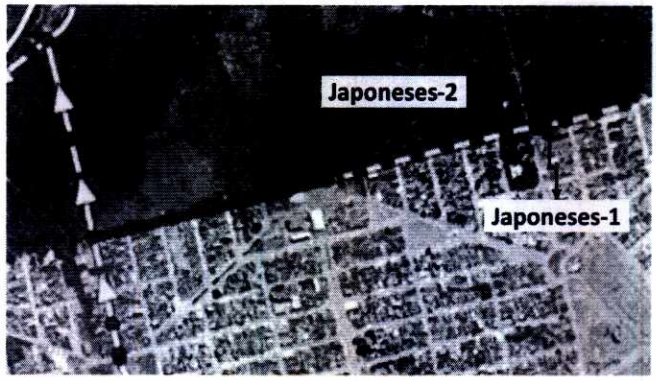


Figura 85 - Localização das seções com apresentação de resultados do canal Japoneses

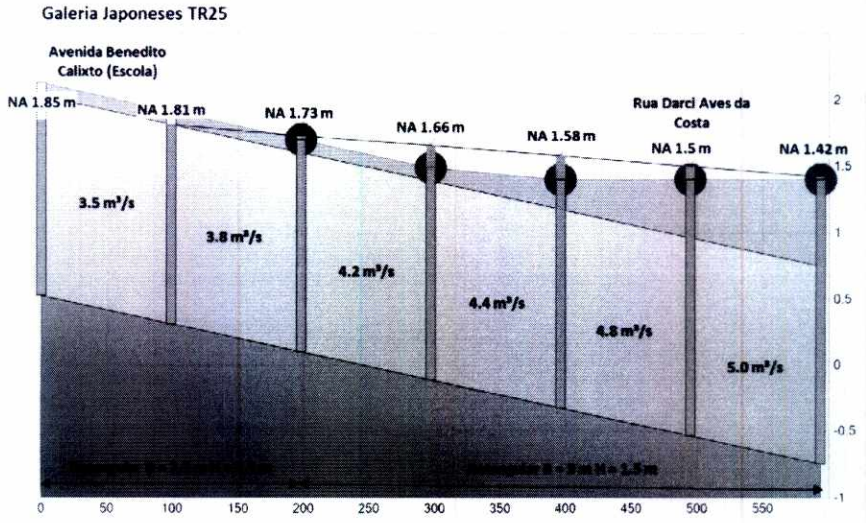


Figura 86 - Perfil do trecho enterrado do canal Japoneses - Cenário 4

Fls. 882
Proc. 17849116

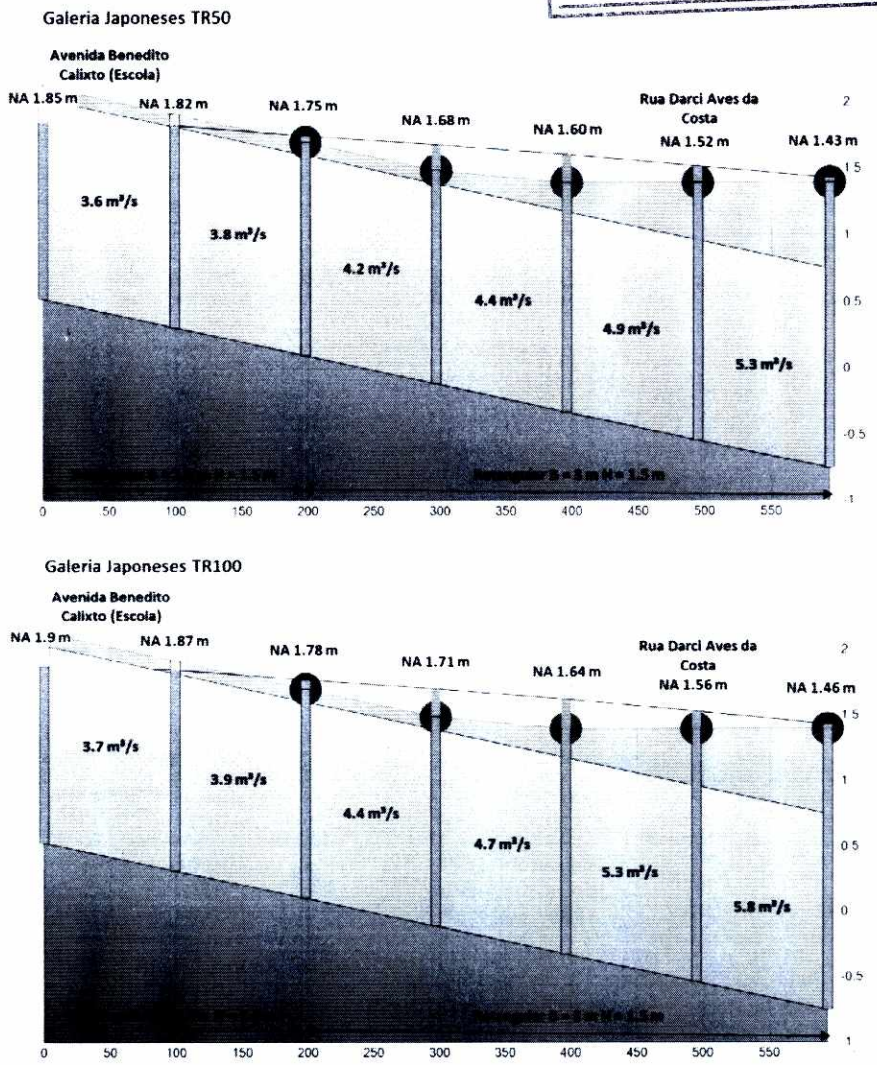


Figura 87 - Perfil do trecho enterrado do canal Japoneses - Cenários 5 e 6

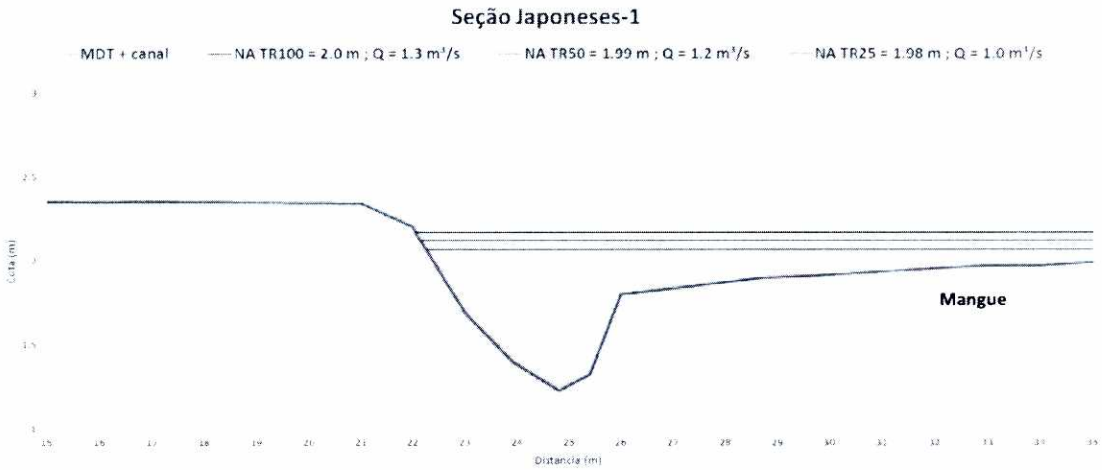


Figura 88 - Seções transversais Japoneses-1 - Cenários 4, 5 e 6

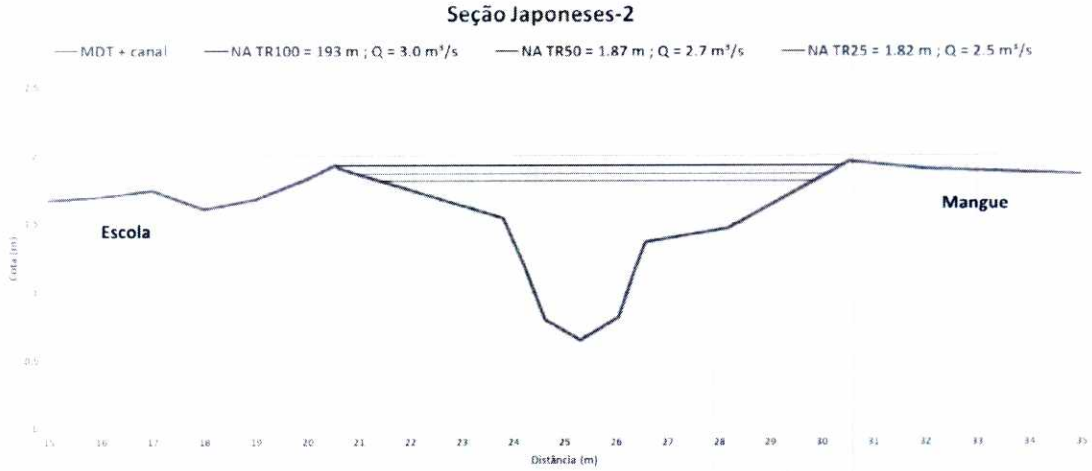


Figura 89 - Seções transversais Japoneses- 2 - Cenários 4, 5 e 6

5.3 CENÁRIO 7, 8 E 9: CANAIS MARGINAIS DA BACIA RIO BRANCO; SISTEMA PROJETADO; PRECIPITAÇÃO: TR 25, 50 E 100 ANOS; MARÉ 1,40 M (TR 10 ANOS)

a) MAR15 e canal Pau-Brasil

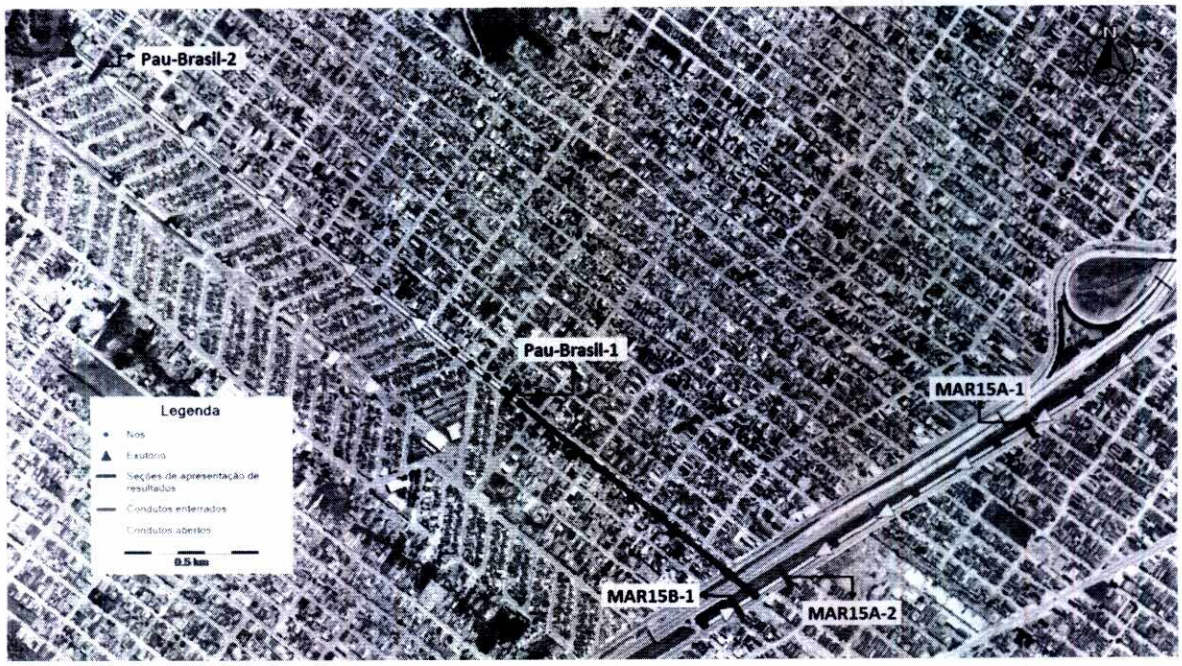


Figura 90 - Localização das seções com apresentação de resultados dos canais MAR15 e Pau-Brasil

Fls. 883
Proc. 17849/16

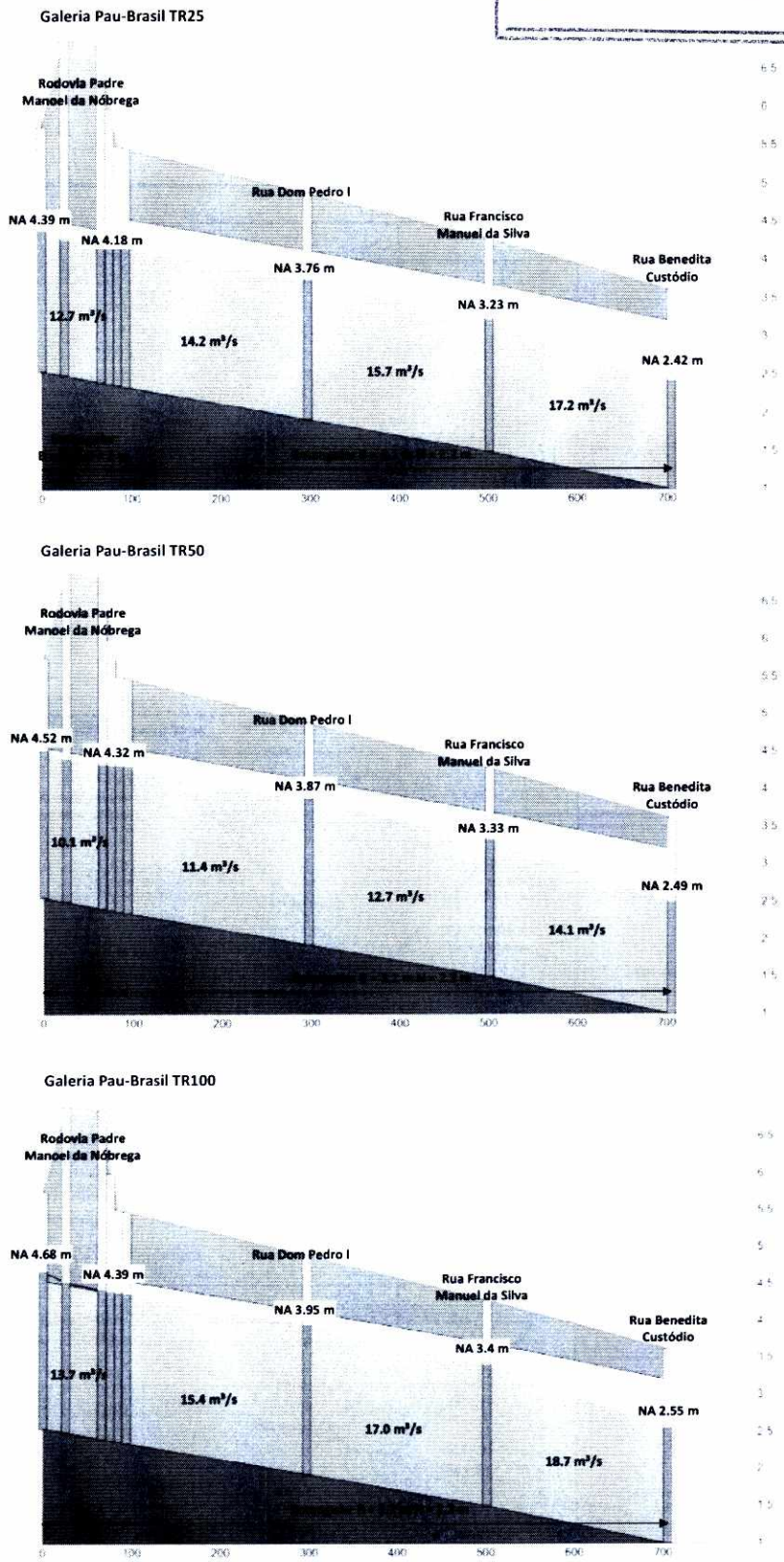


Figura 91 - Perfil da travessia do MAR 15 e galeria do Pau-Brasil - Cenários 7, 8 e 9

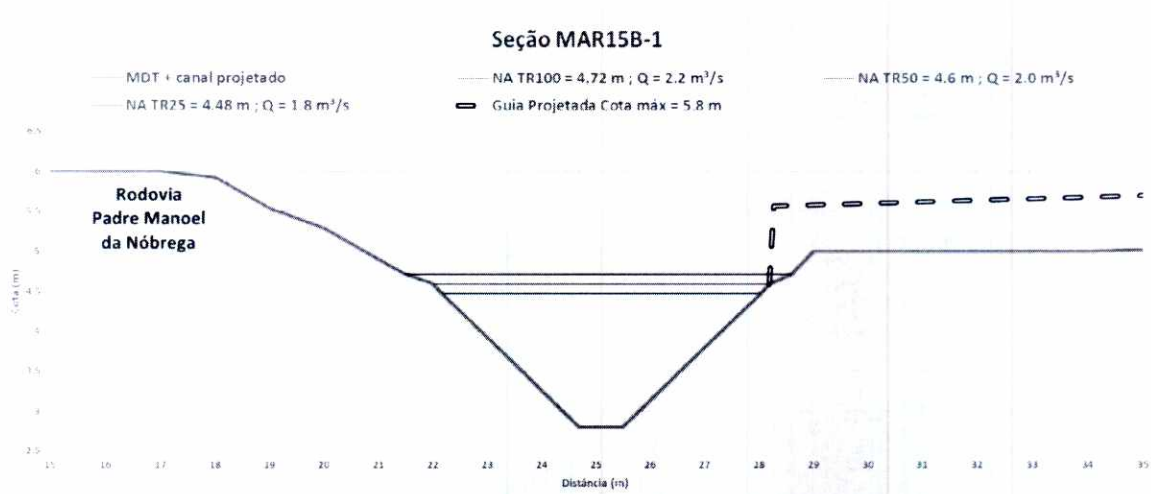


Figura 92 - Seção transversal MAR15B-1 - Cenários 7, 8 e 9

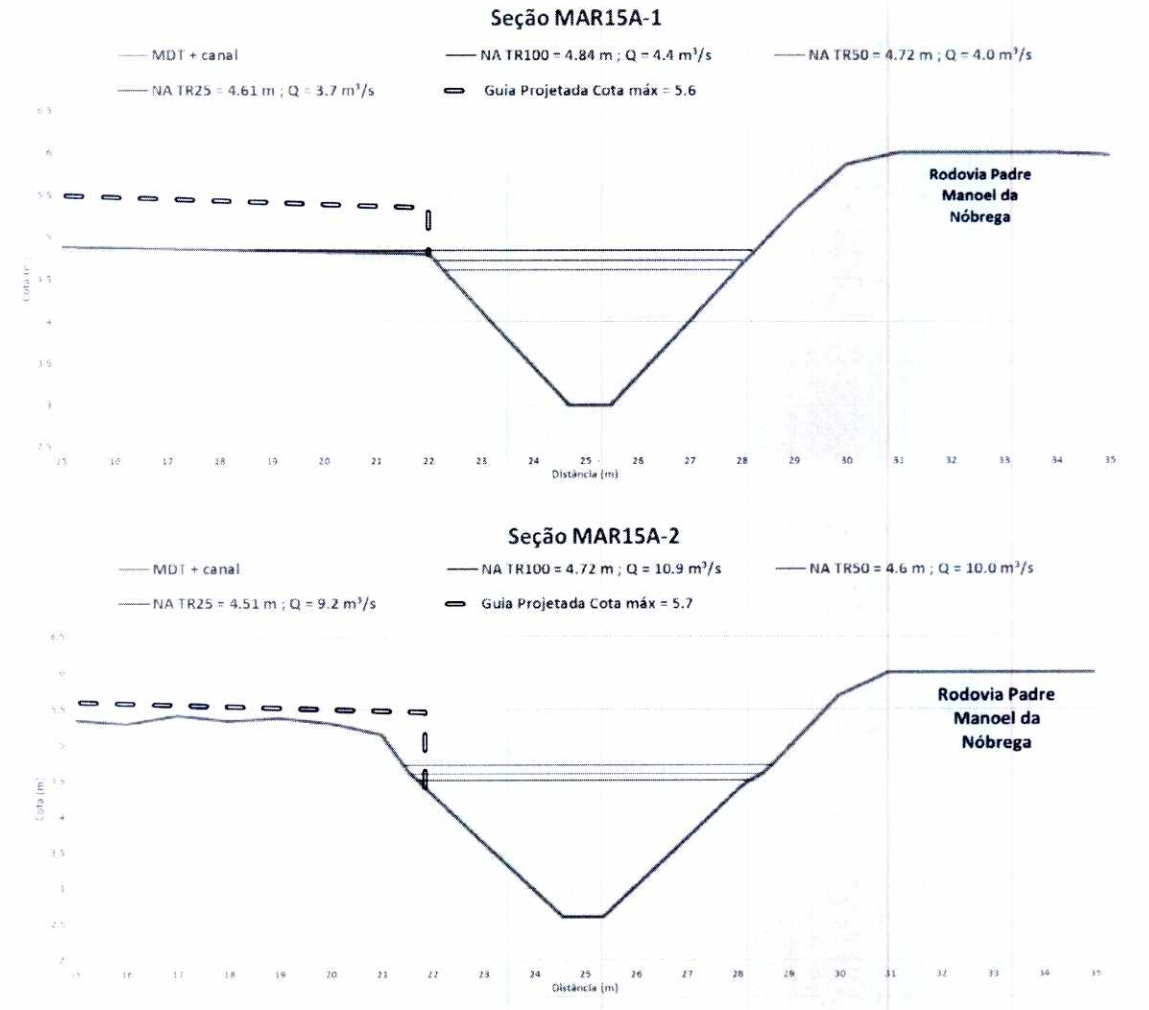


Figura 93 - Seções transversais MAR15A-1 e 2 - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 884
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 94 - Seções transversais Pau-Brasil-1 e 2 - Cenários 7, 8 e 9

b) **MAR16, 17 e 18**

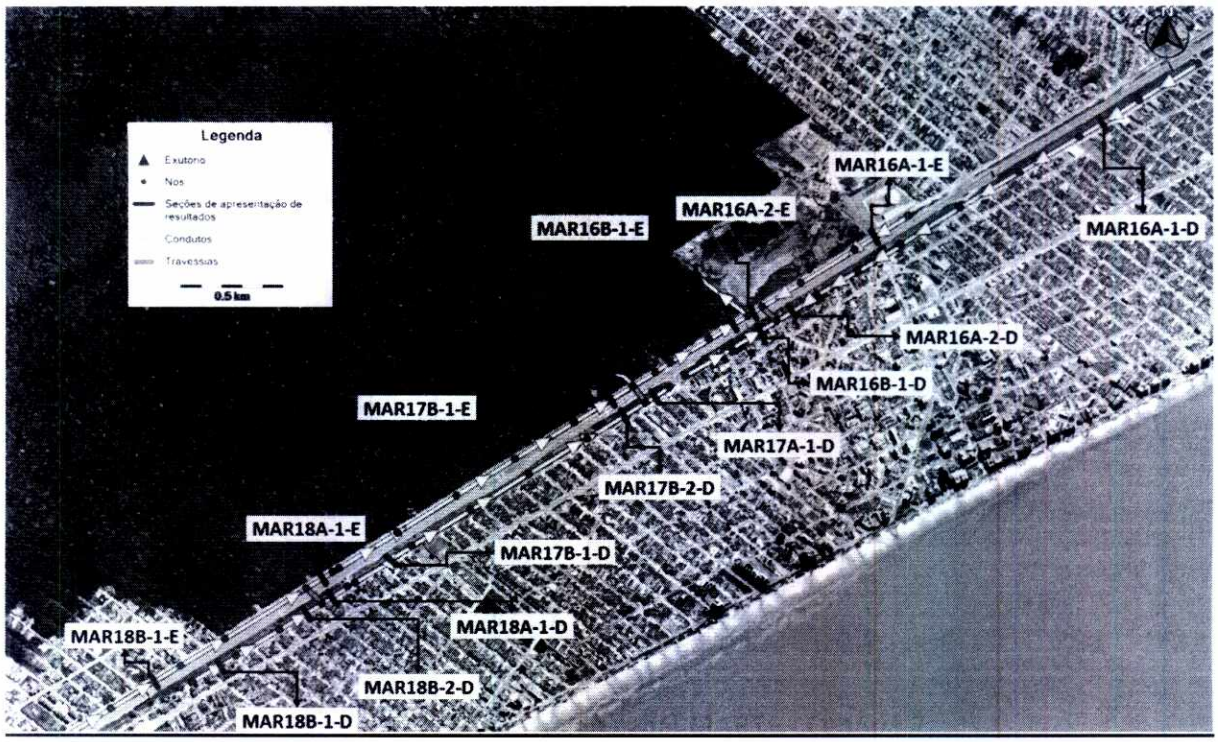


Figura 95 - Localização das seções com apresentação de resultados dos canais MAR16, 17 e 18

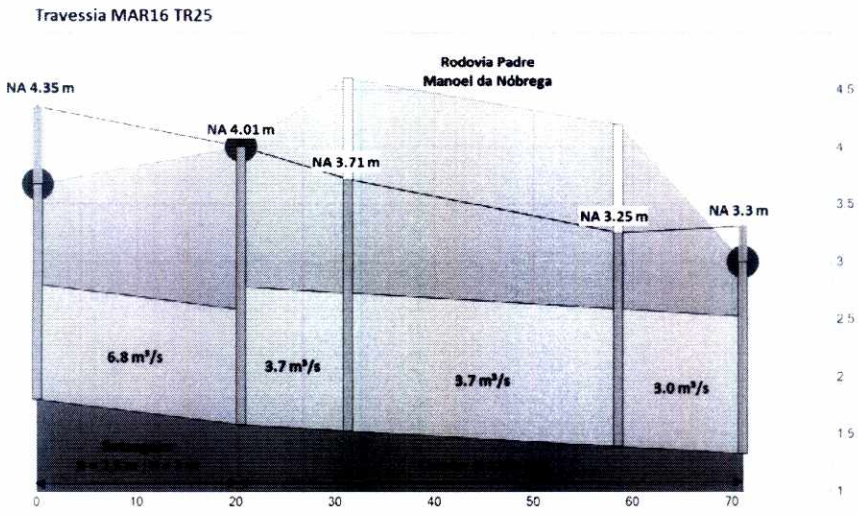


Figura 96 - Perfil da travessia do canal MAR16 - Cenário 7

Fls. 885
Proc. 17849/16

FCTH

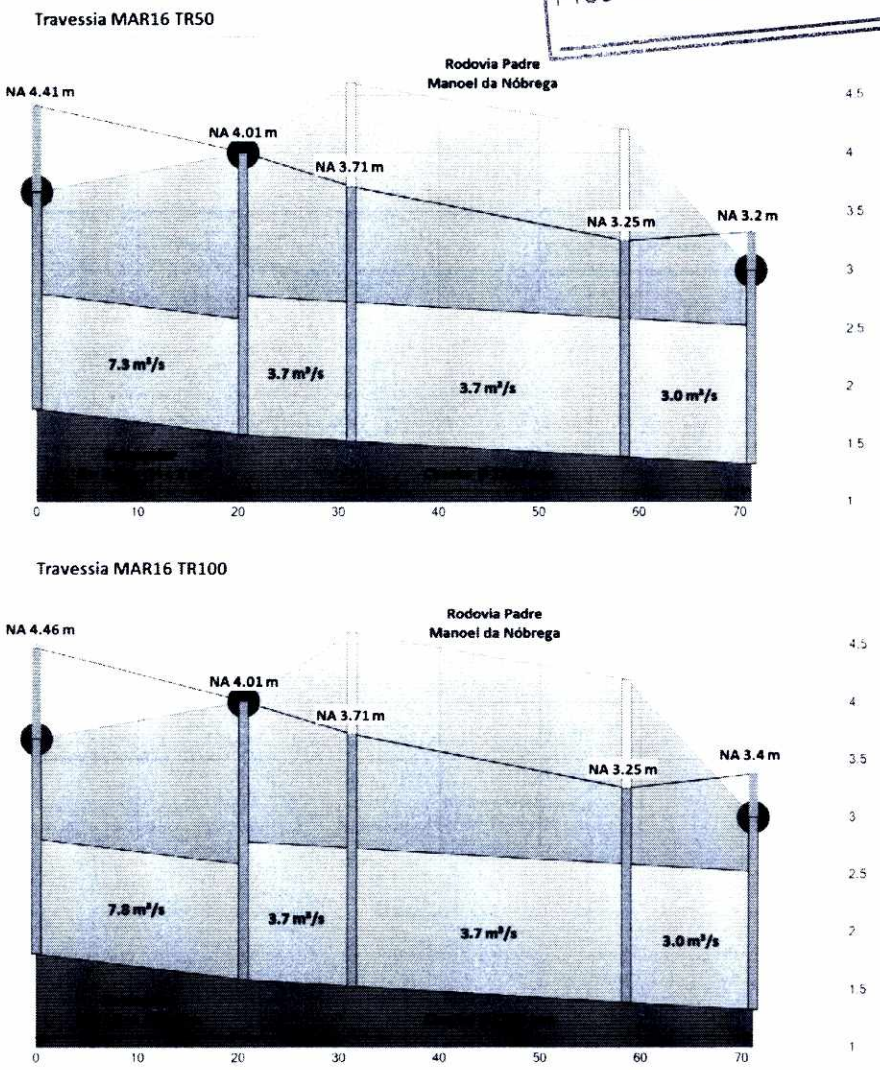


Figura 97 - Perfil da travessia do canal MAR16 - Cenários 8 e 9

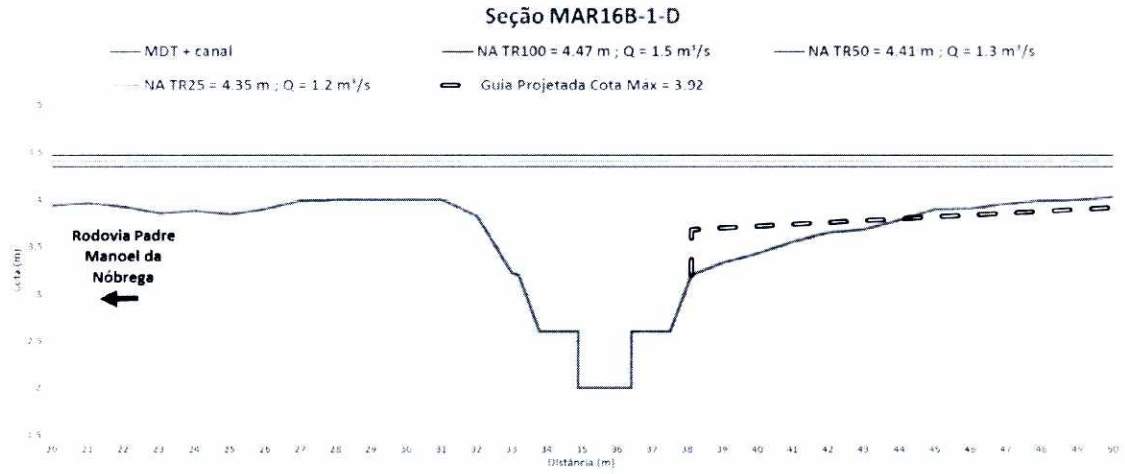


Figura 98 - Seção transversal MAR16B-1-D - Cenários 7, 8 e 9

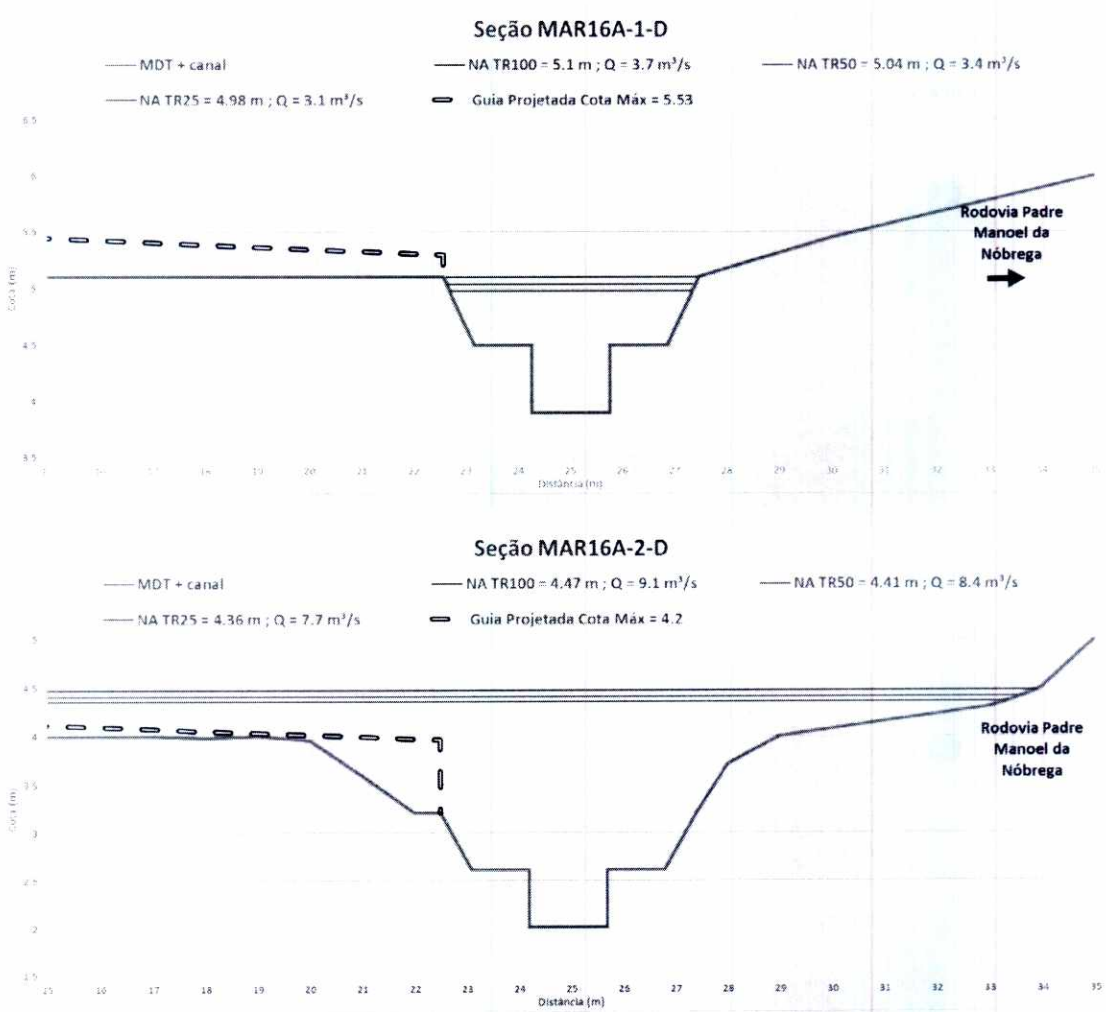


Figura 99 - Seções transversais MAR16A-1-D e 2-D - Cenários 7, 8 e 9

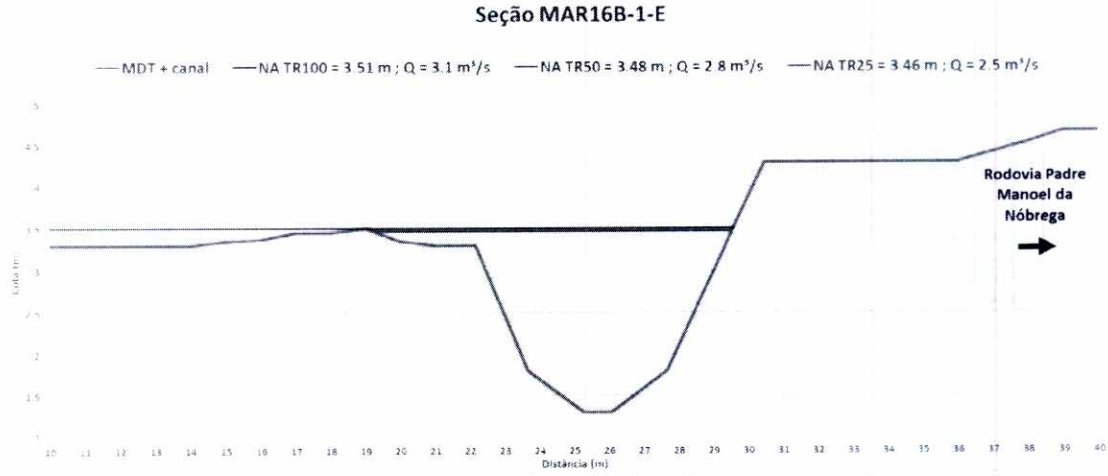
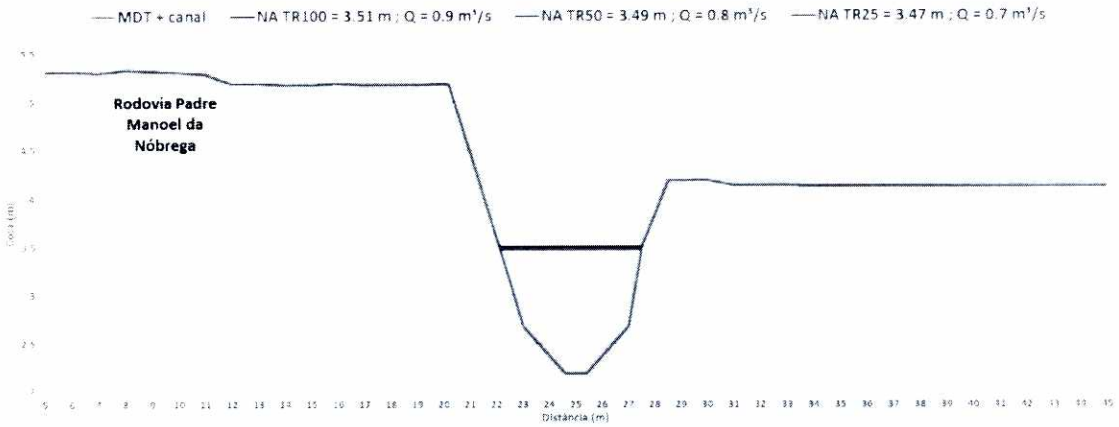


Figura 100 - Seção transversal MAR16B-1-E - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 886
Proc. 17849/16

Seção MAR16A-1-E



Seção MAR16A-2-E

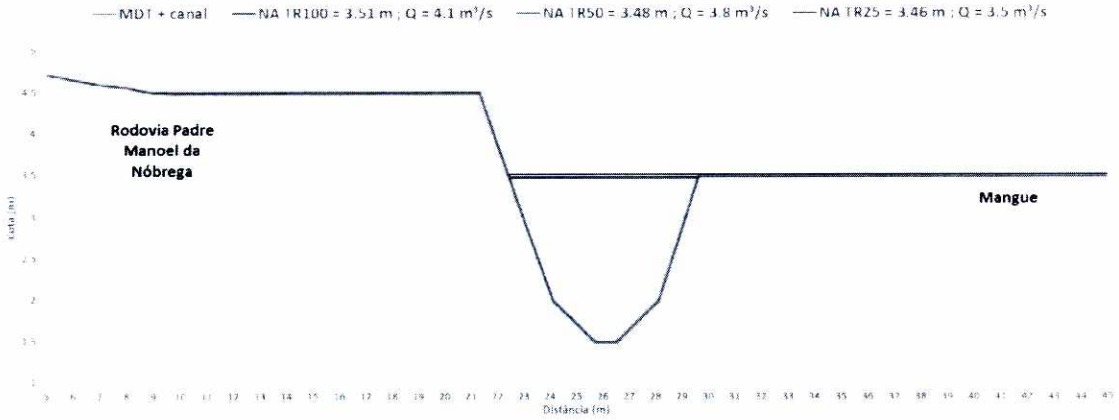


Figura 101 - Seções transversais MAR16A-1-E e 2-E - Cenários 7, 8 e 9

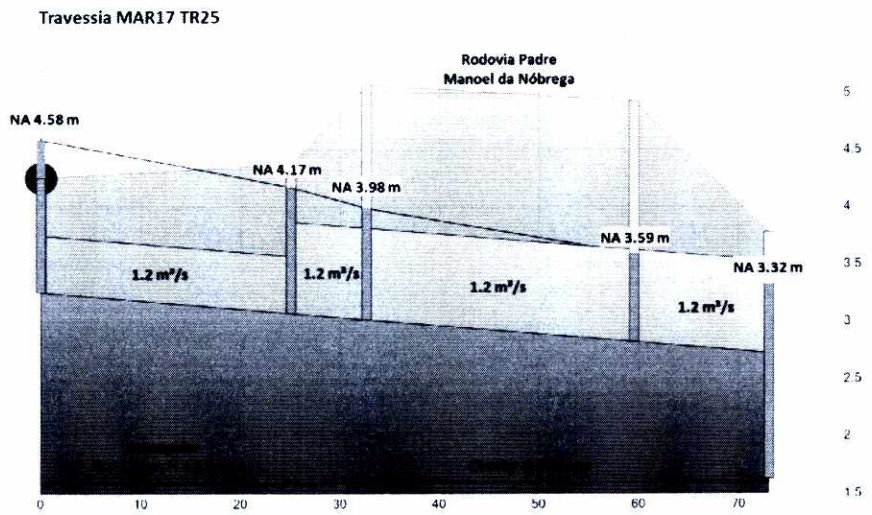


Figura 102 - Perfil da travessia do canal MAR17 – Cenário 7

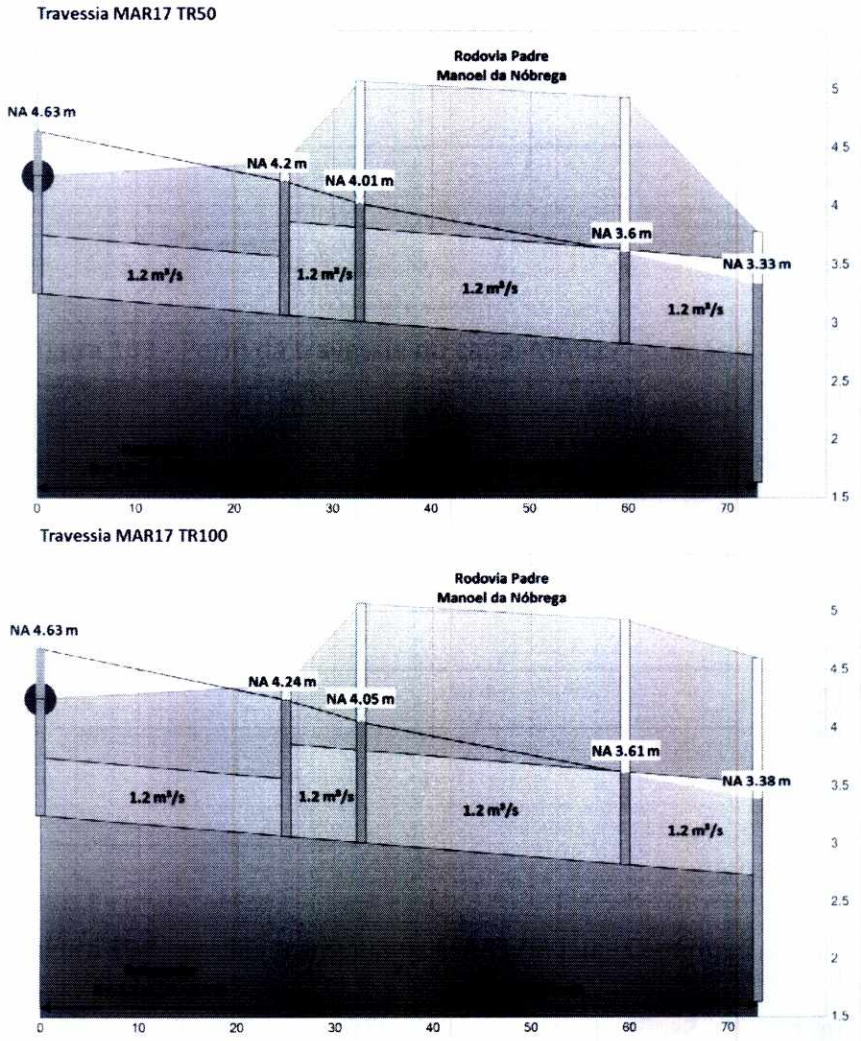


Figura 103 - Perfil da travessia do canal MAR17 – Cenários 8 e 9

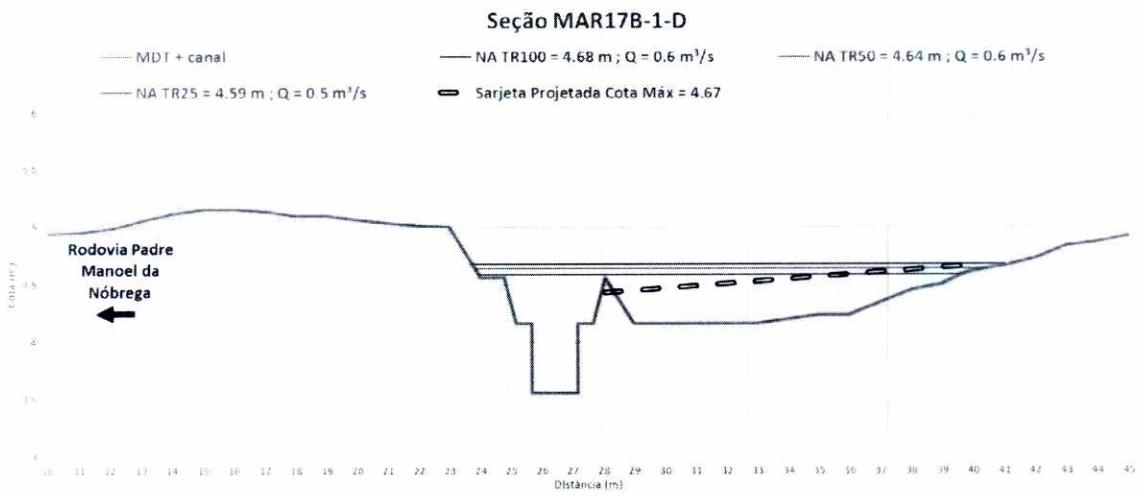


Figura 104 - Seções transversais MAR17B-1-D - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 887
Proc. 17849116

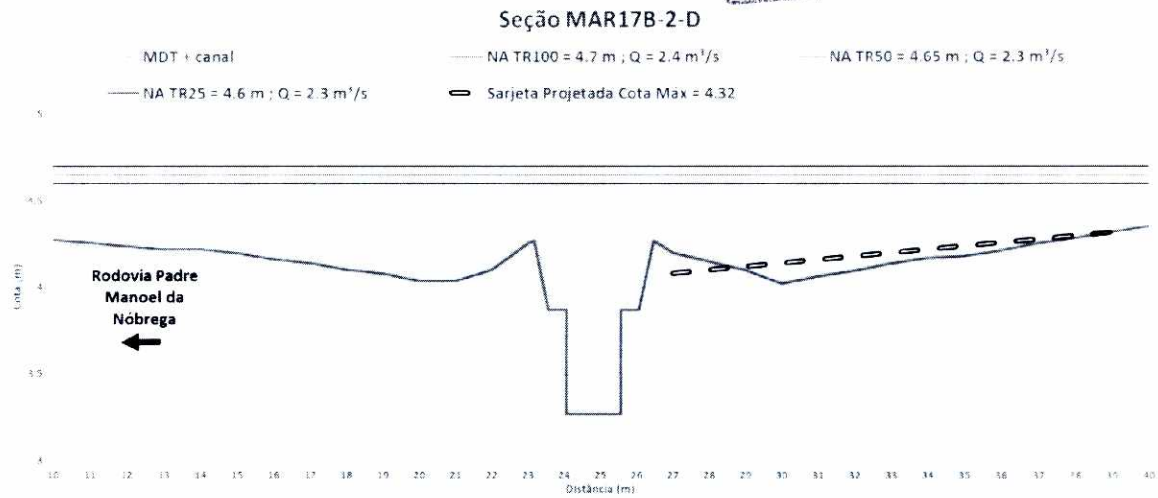


Figura 105 - Seções transversais MAR17B-2-D - Cenários 7, 8 e 9

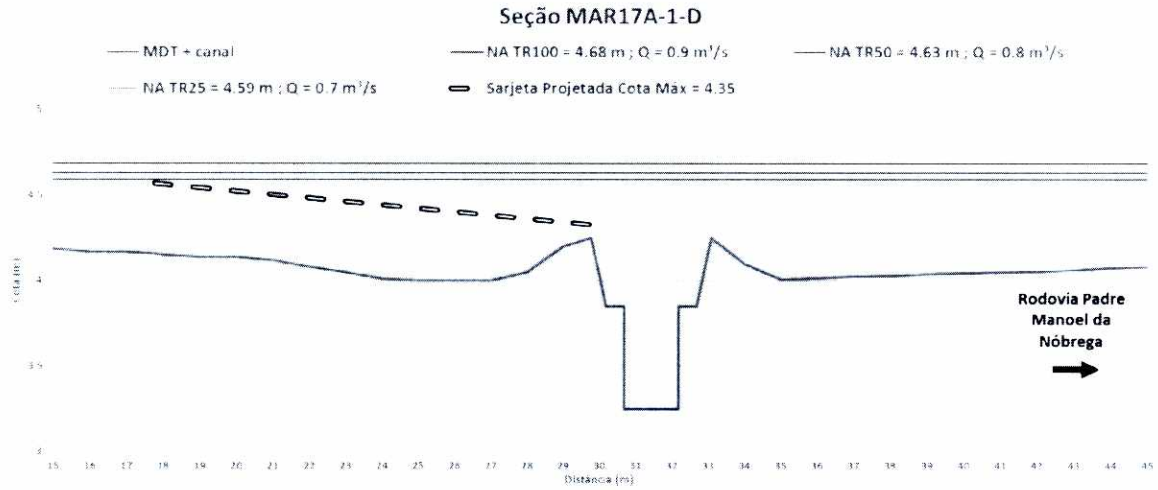


Figura 106 - Seção transversal MAR17A-1-D - Cenários 7, 8 e 9

Travessia MAR18 TR25

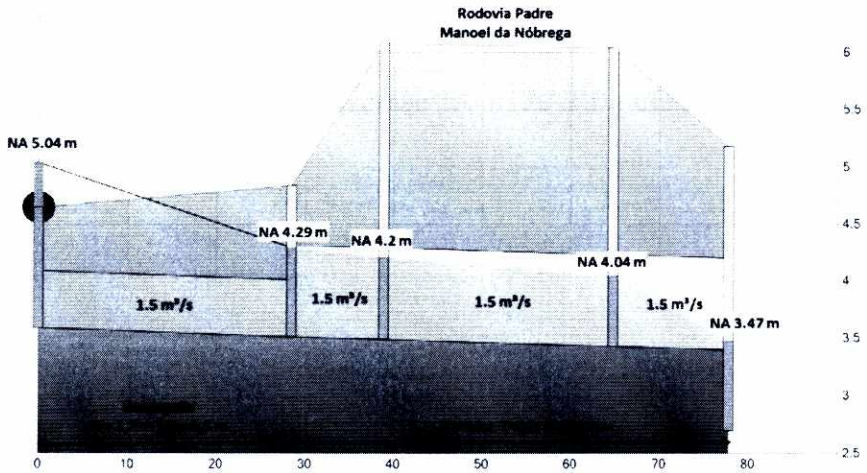


Figura 107 - Perfil da travessia do canal MAR17 - Cenário 7

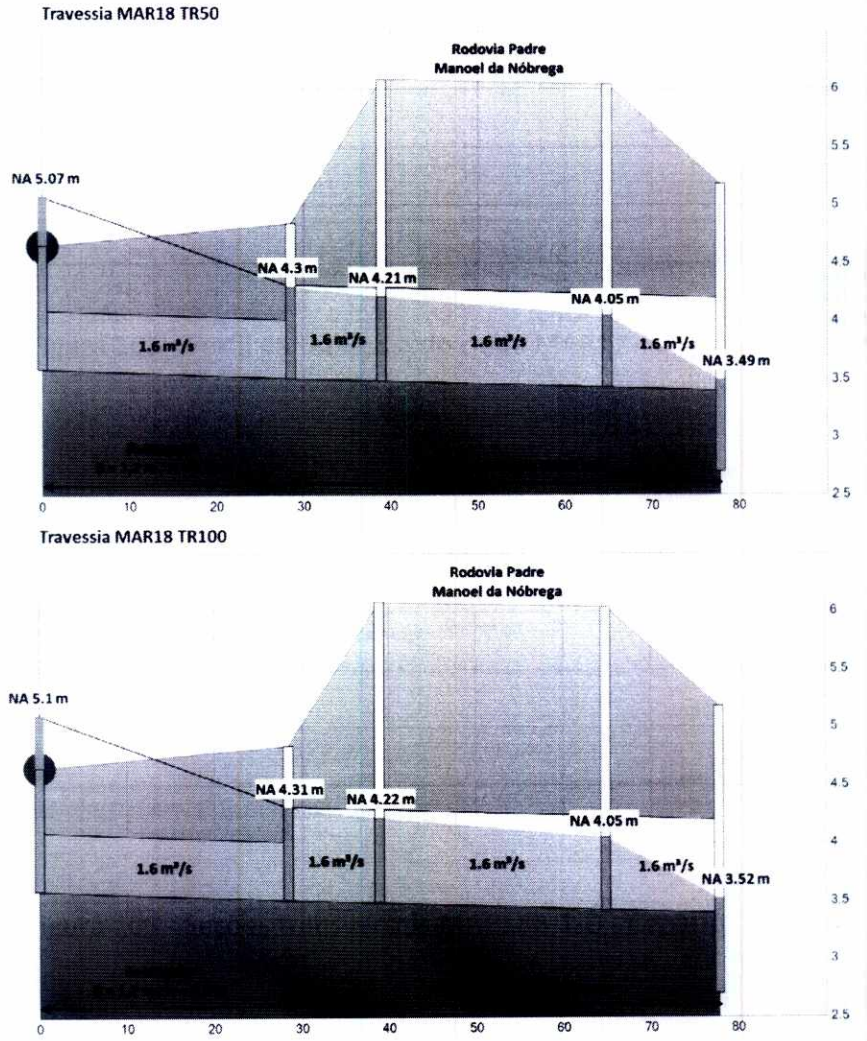


Figura 108 - Perfil da travessia do canal MAR17 - Cenários 8 e 9

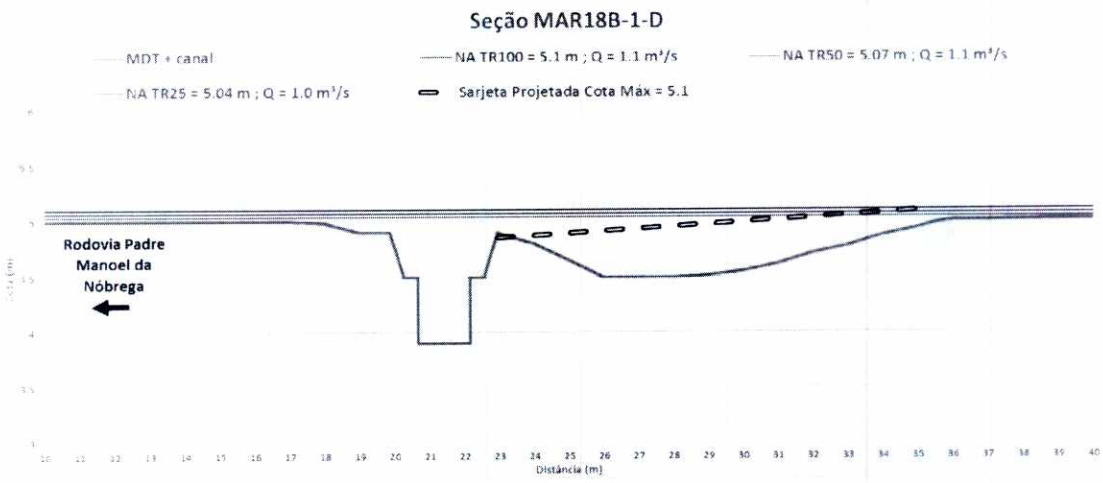


Figura 109 - Seções transversais MAR18B-1-D - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 888
Proc. 17849/16

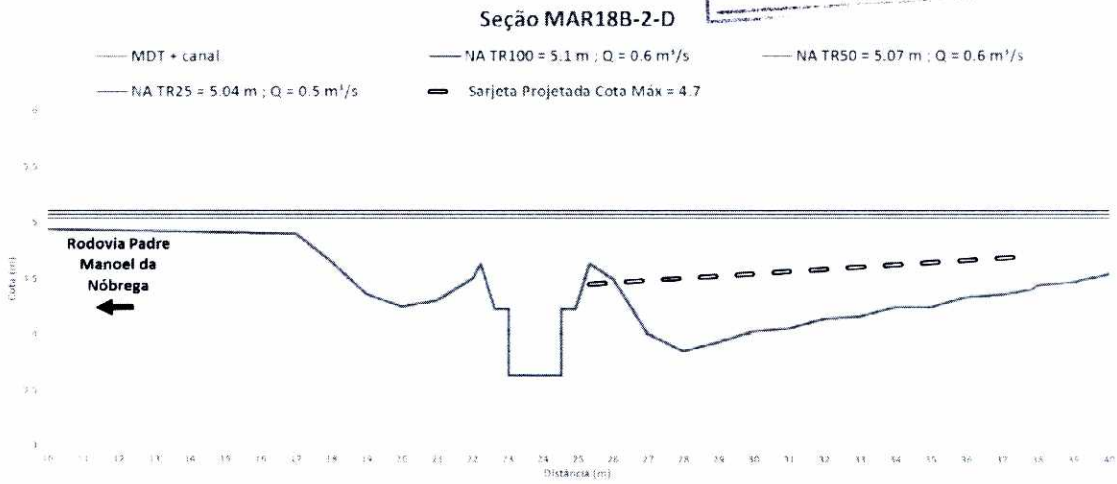


Figura 110 - Seções transversais MAR18B-2-D - Cenários 7, 8 e 9

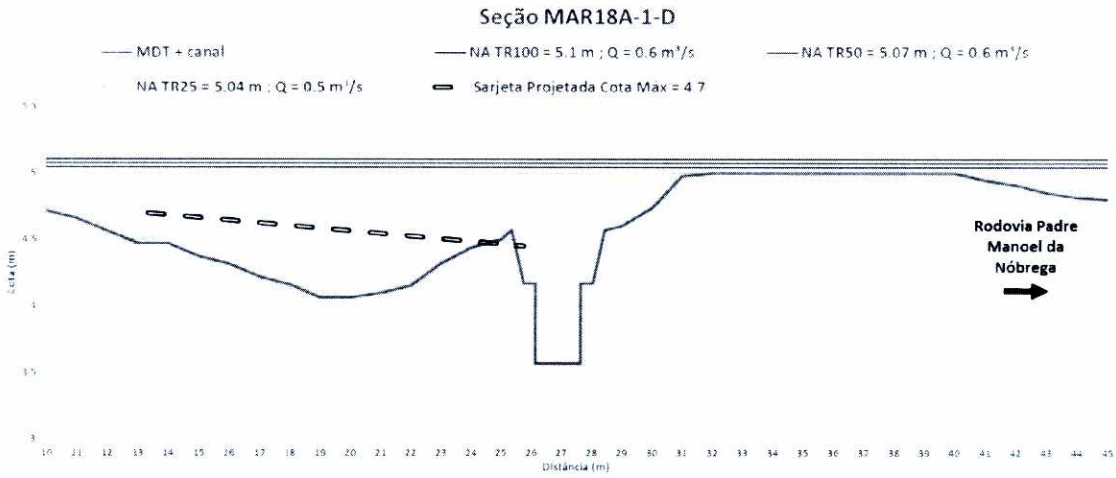


Figura 111 - Seção transversal MAR18A-1-D – Cenários 7, 8 e 9

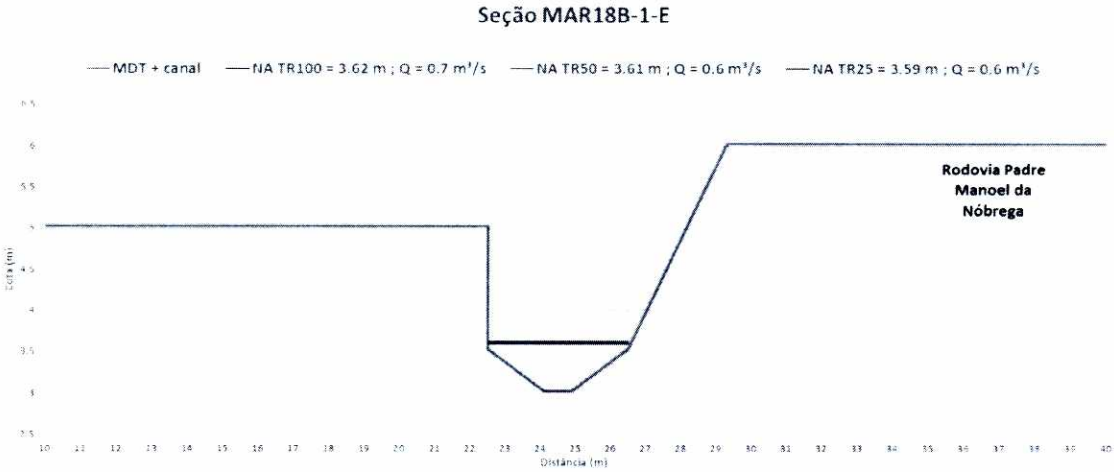


Figura 112 - Seção transversal MAR18B-1-E - Cenários 7, 8 e 9

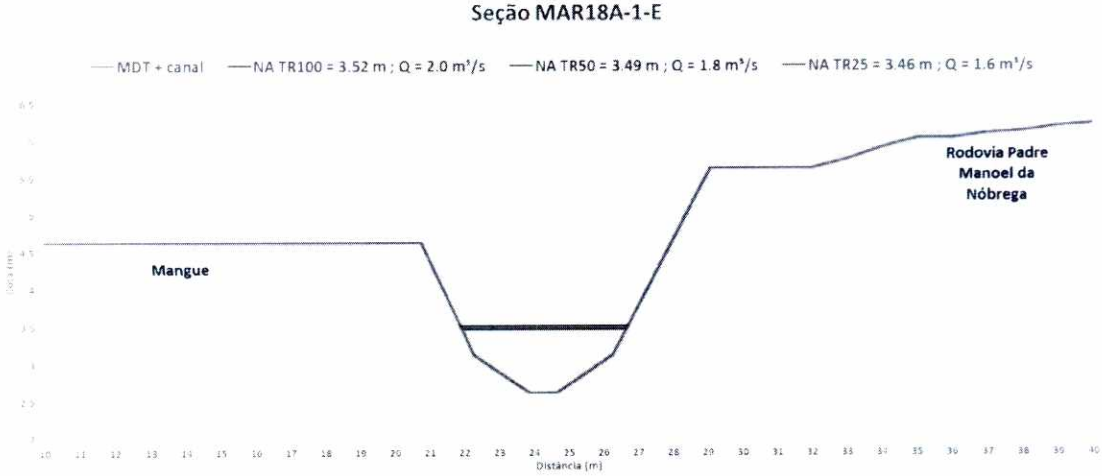


Figura 113 - Seção transversal MAR18A-1-E - Cenários 7, 8 e 9

c) MAR19 e 20

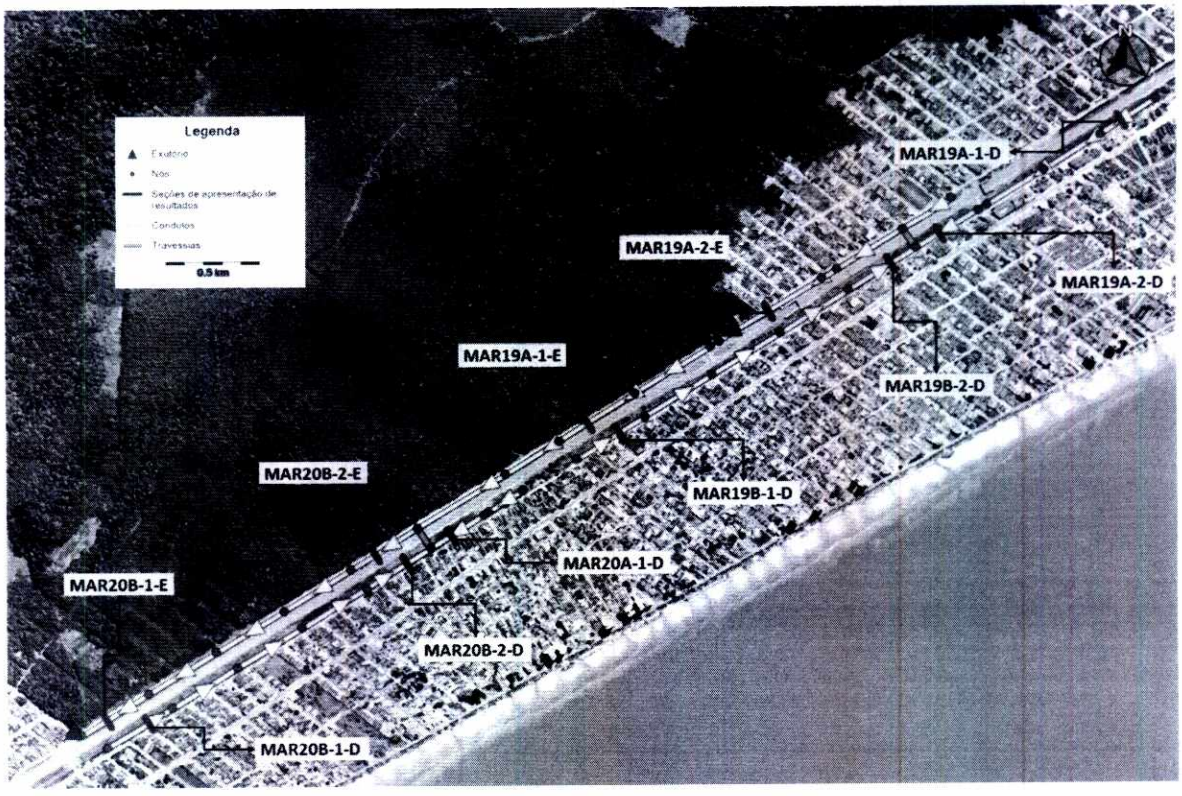
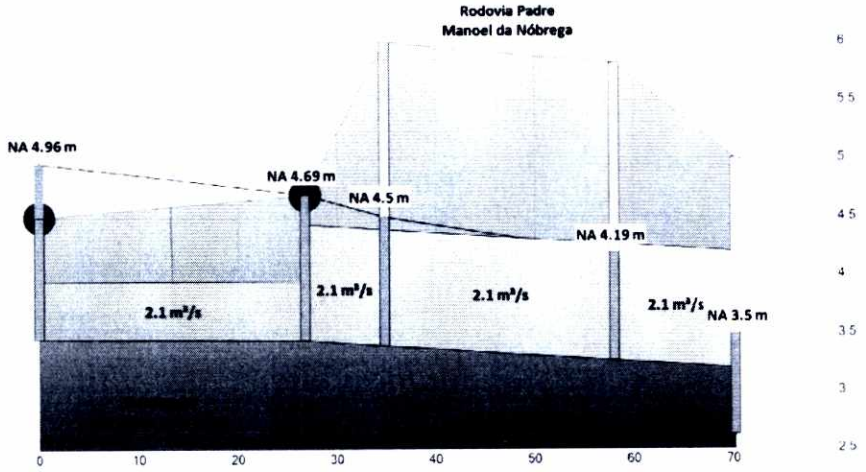


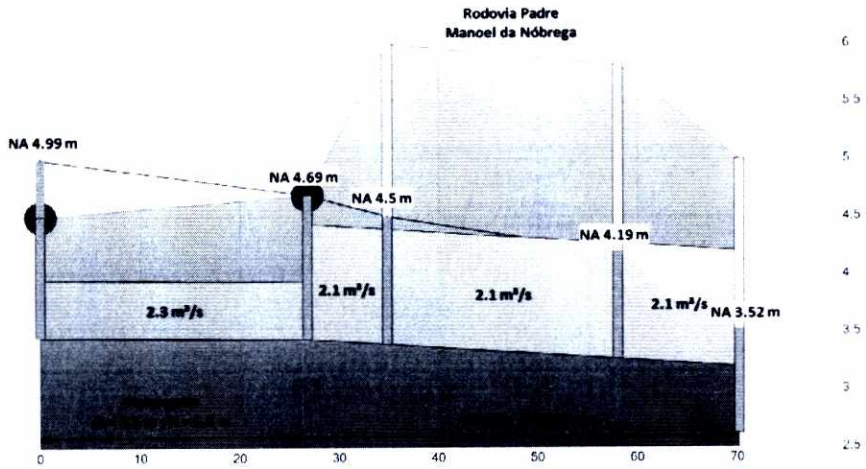
Figura 114 - Localização das seções com apresentação de resultados dos canais MAR19 e MAR20

Fls. 889
Proc. 17849/16
FCTH

Travessia MAR19 TR25



Travessia MAR19 TR50



Travessia MAR19 TR100

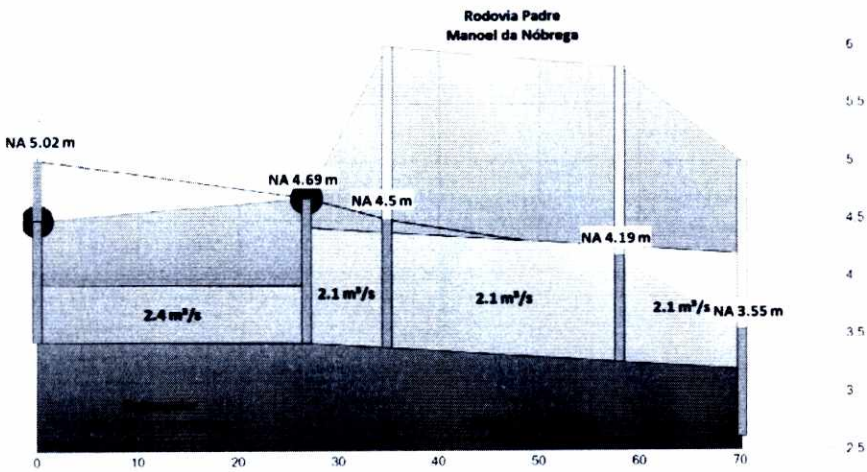
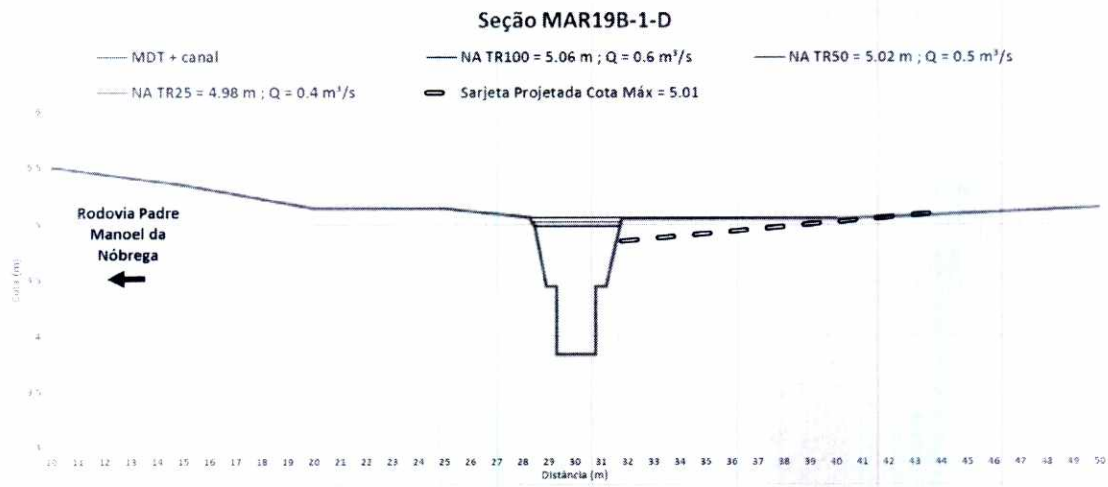


Figura 115 - Perfil da travessia do canal MAR19 - Cenários 7, 8 e 9



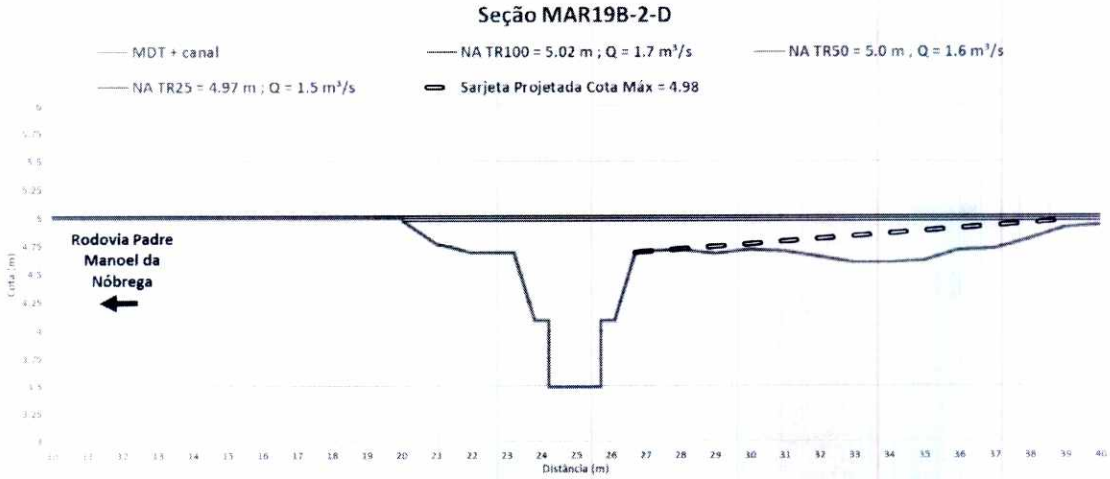


Figura 116 - Seções transversais MAR19B-1-D e 2-D - Cenários 7, 8 e 9

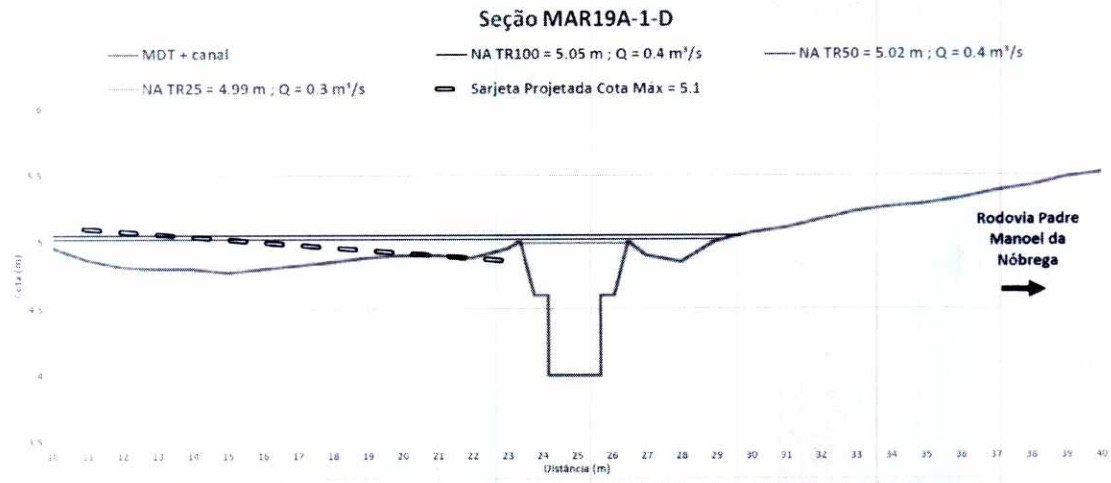


Figura 117 - Seções transversais MAR19A-1-D - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 890
Proc. 17849/16
FCTH

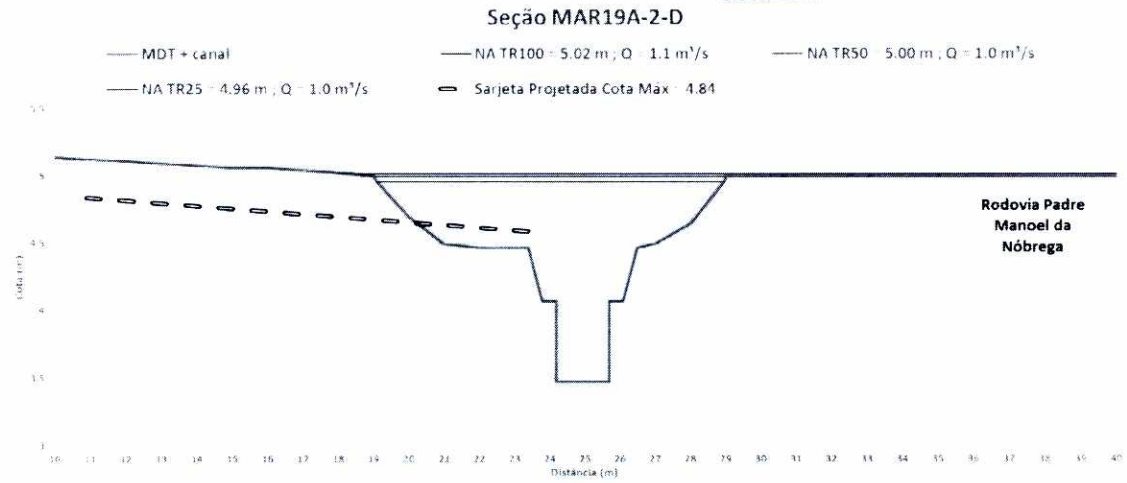


Figura 118 - Seções transversais MAR19A-2-D - Cenários 7, 8 e 9

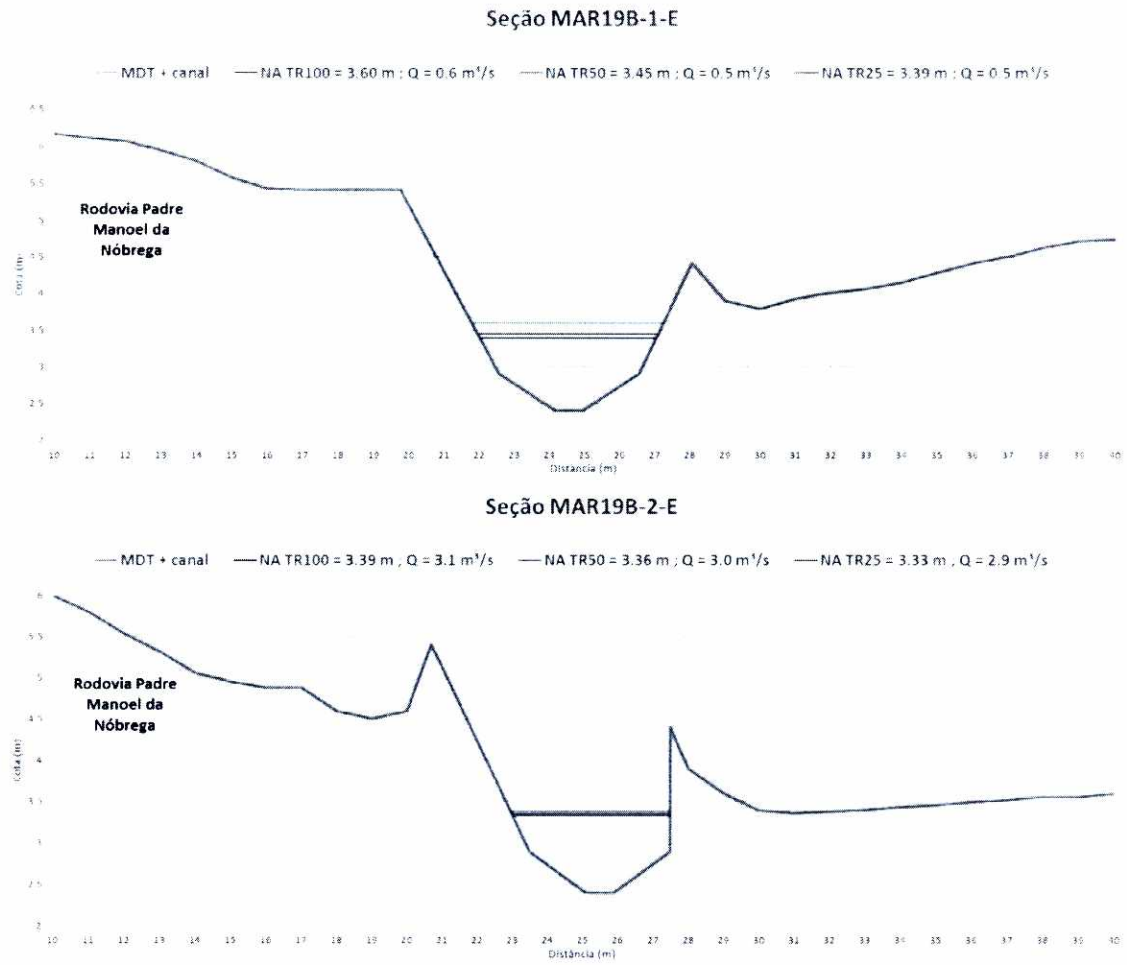


Figura 119 - Seções transversais MAR19B-1-E e 2-E - Cenários 7, 8 e 9

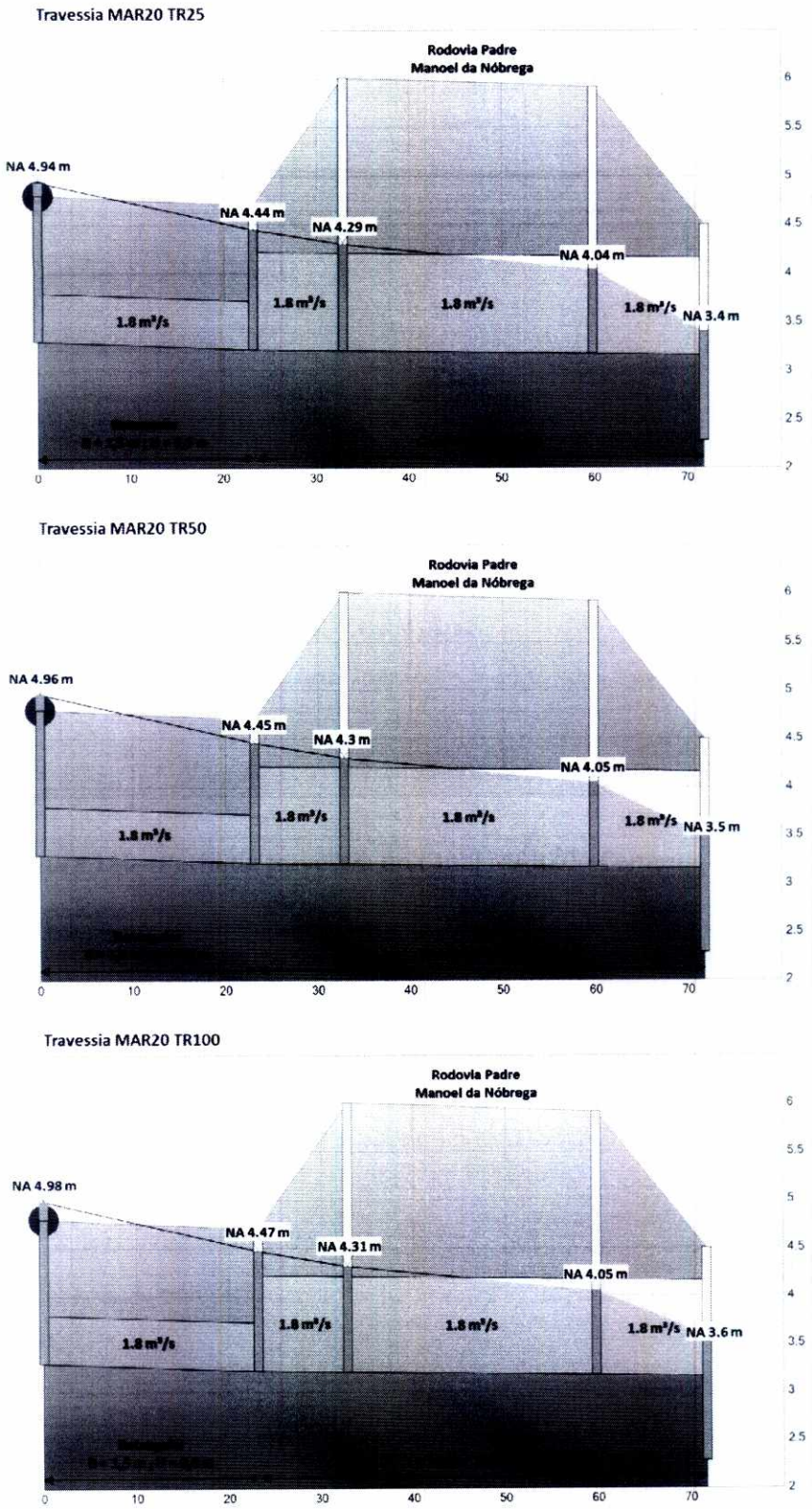


Figura 120 - Perfil da travessia do canal MAR20 - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 891
Proc. 17849116

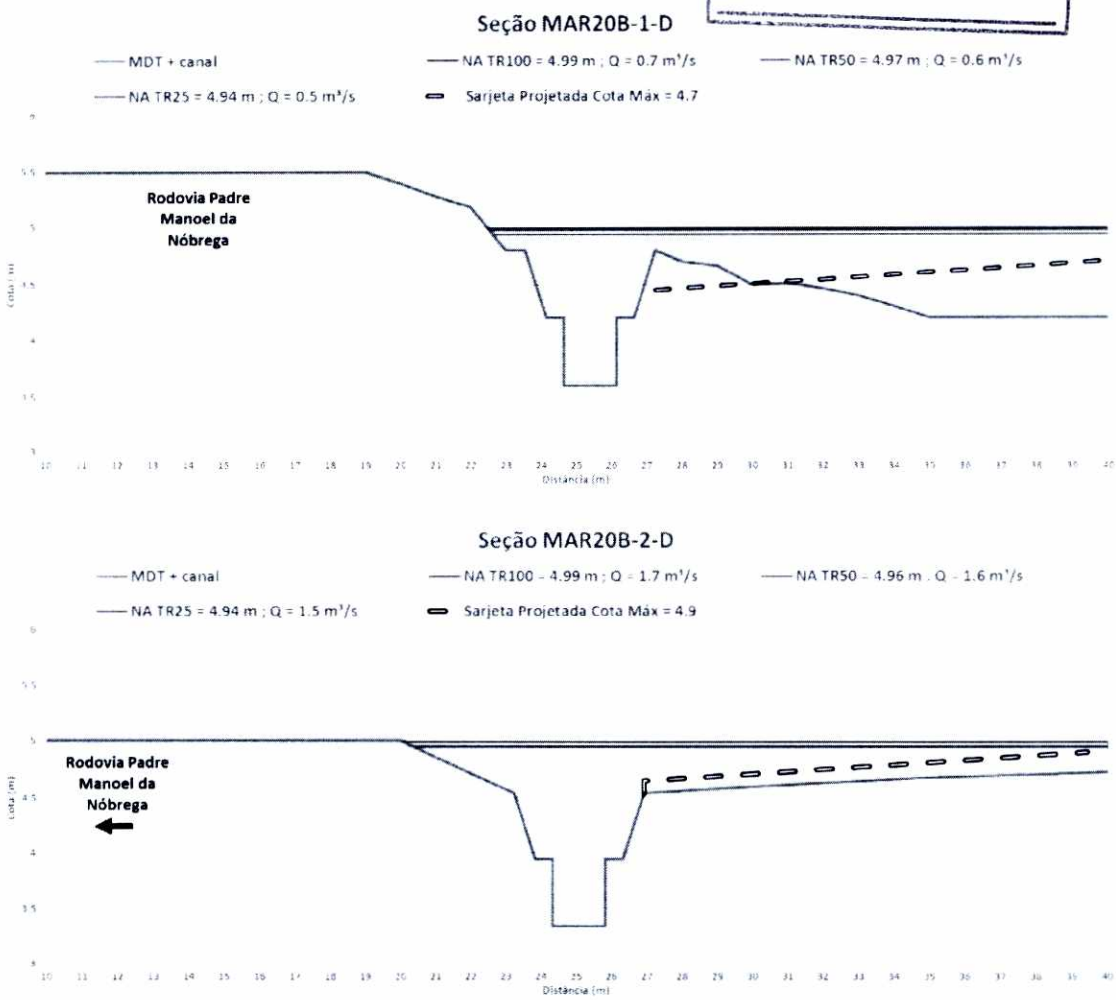


Figura 121 - Seções transversais MARB-1-D e 2-D - Cenários 7, 8 e 9

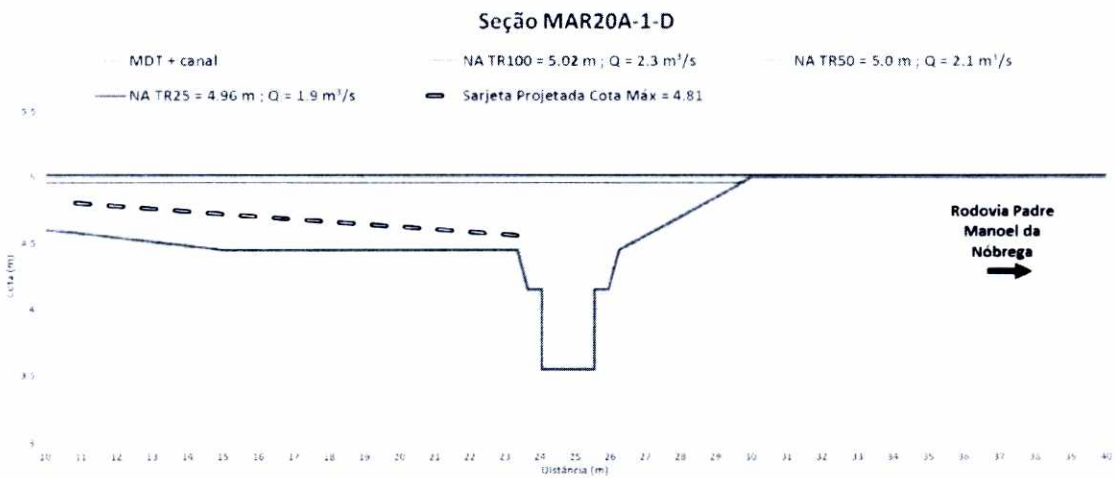


Figura 122 - Seção transversal MAR20A-1-D - Cenários 7, 8 e 9

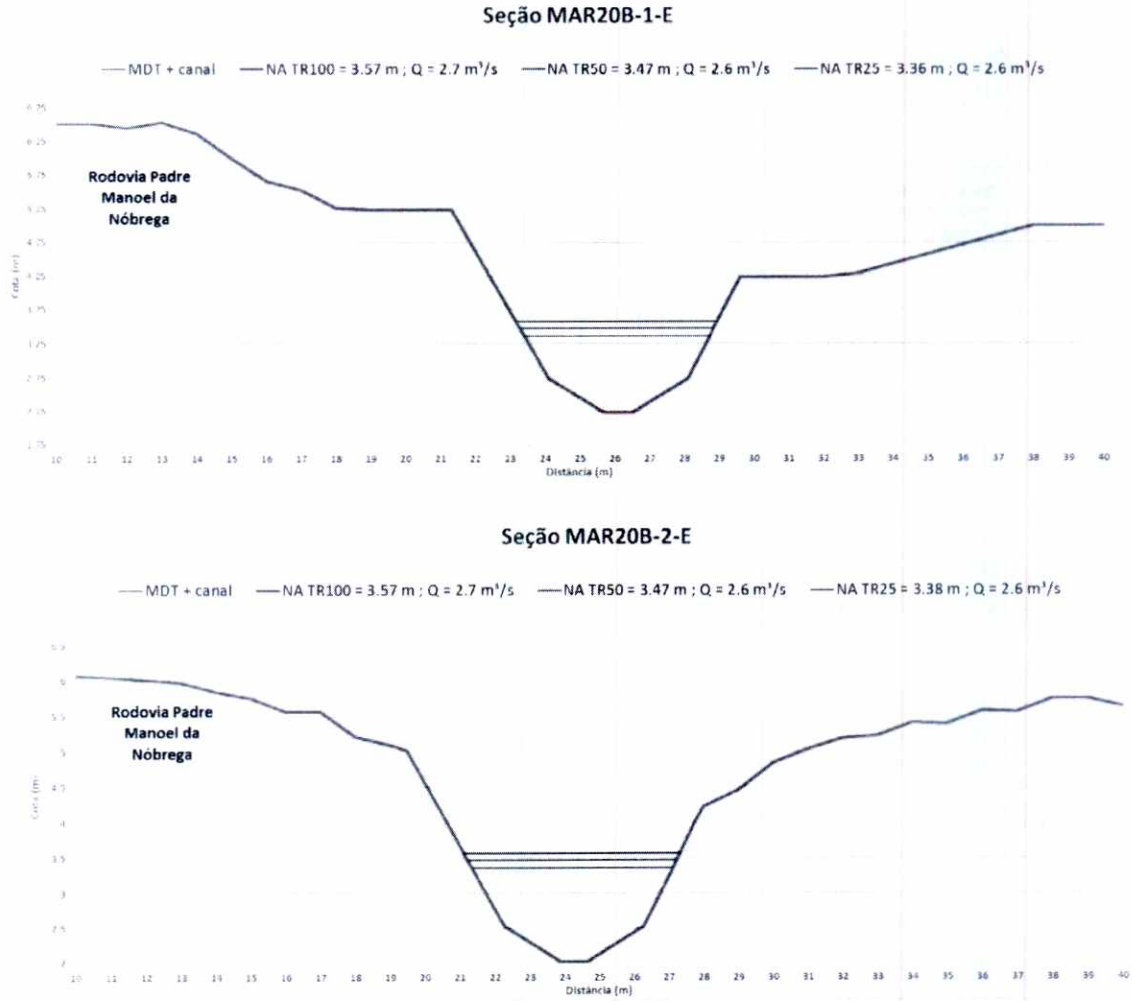


Figura 123 - Seções transversais MAR20B-1-E e 2-E - Cenários 7, 8 e 9

Fls. 892
Proc. 17849/16

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este item consiste na análise dos resultados das simulações hidrodinâmicas com a verificação da capacidade de descarga dos sistemas de drenagem estudados neste volume do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande.

A seguir são apresentadas as análises dos resultados para cada sistema de drenagem estudado, ou seja, o existente e o projetado pela PM de Praia Grande. Os Mapas de Prognóstico encontram-se no Anexo II deste volume.

5.4.1 Cenários do Sistema de Drenagem Existente da bacia do Guaramar

Os cenários 1, 2 e 3, referentes ao sistema de drenagem existente, foram simulados com a condição de contorno de jusante fixa na cota de maré 1,05 metros. Para a condição de contorno de montante foram utilizados respectivamente os hidrogramas correspondentes às chuvas de períodos de retorno de TR 25, 50 e 100 anos.

Os resultados das simulações hidrodinâmicas do sistema de drenagem existente da bacia do Guaramar foram organizados por canal e pelo sentido do fluxo das águas. A análise destes resultados é apresentada a seguir.

- **Canais Marginais da Via Expressa Sul (SP-160)**

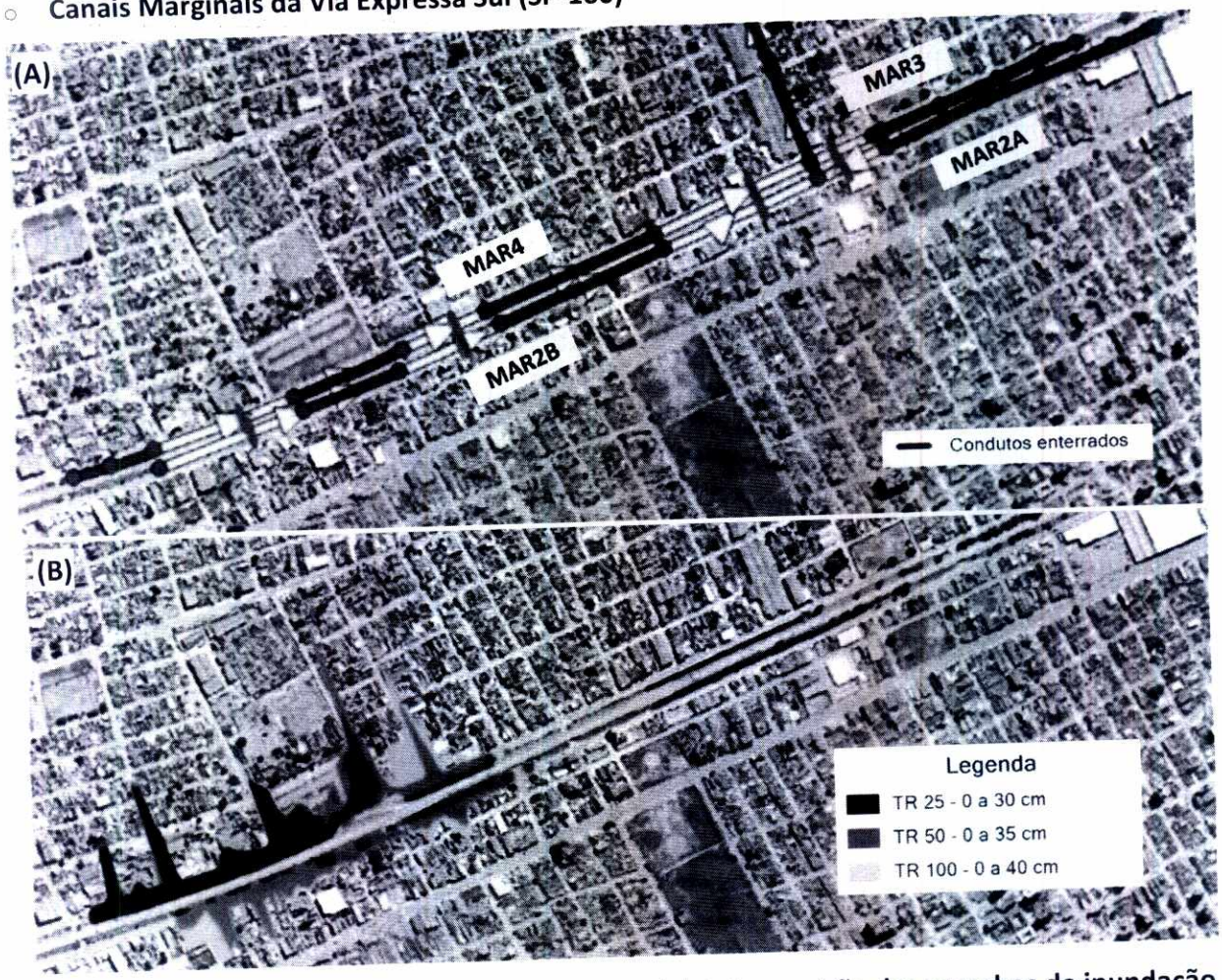


Figura 124 - (A) Localização dos canais marginais; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

- MAR2A: os trechos de galeria trabalham afogadas para os três eventos simulados, mas sem potencial de inundação. Os resultados das simulações apresentaram um extravasamento no início do canal, porém com lâmina d'água insignificativa, menor que 5 cm.
- MAR2B: ocorre extravasamento apenas no trecho de montante para os TRs 50 e 100 anos. A lâmina d'água máxima chega a aproximadamente 25 cm nos pontos mais baixos do terreno.
- MAR3: os trechos de galeria trabalham em carga para as vazões referentes ao TR da chuva de 25 anos. Para as vazões referentes aos TRs de 50 e 100 anos ocorre um extravasamento pontual no início do canal, com lâmina d'água máxima de aproximadamente 10 cm.
- MAR4: ocorre o extravasamento dos primeiros 500 metros com as vazões de TR 25 anos, e em 1 quilômetro para TR 50 e 100 anos. A lâmina d'água máxima varia ao longo

Fls. 893
Proc. 17849/16

do trecho inundado chegando a 40 cm nos pontos mais baixos do terreno. Apenas no último trecho de canal aberto não ocorre o extravasamento para os TRs analisados.

Para os canais MAR4 e MAR2B que apresentam potencial de inundação no primeiro trecho de galeria, a linha d'água aumenta consideravelmente, como pode ser visto na Figura 18 e na Figura 26, devido ao estrangulamento causado pela galeria, cuja capacidade é sensivelmente inferior às dos trechos de canal aberto.

É importante salientar que em função da insuficiência da capacidade de descarga do canal marginal MAR4, e do seu consequente extravasamento, o estacionamento do Cemitério Municipal Morada da Grande Planície é uma área com potencial de inundação para aos eventos de períodos de retorno 25, 50 e 100 anos, podendo atingir uma lâmina d'água máxima de aproximadamente 30 cm. A Figura 125 ilustra as manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3 na região do Cemitério Municipal Morada da Grande Planície.



Figura 125 - Panorâmica da região do cemitério. Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3 (adaptado do Google)

- **Canal DER**

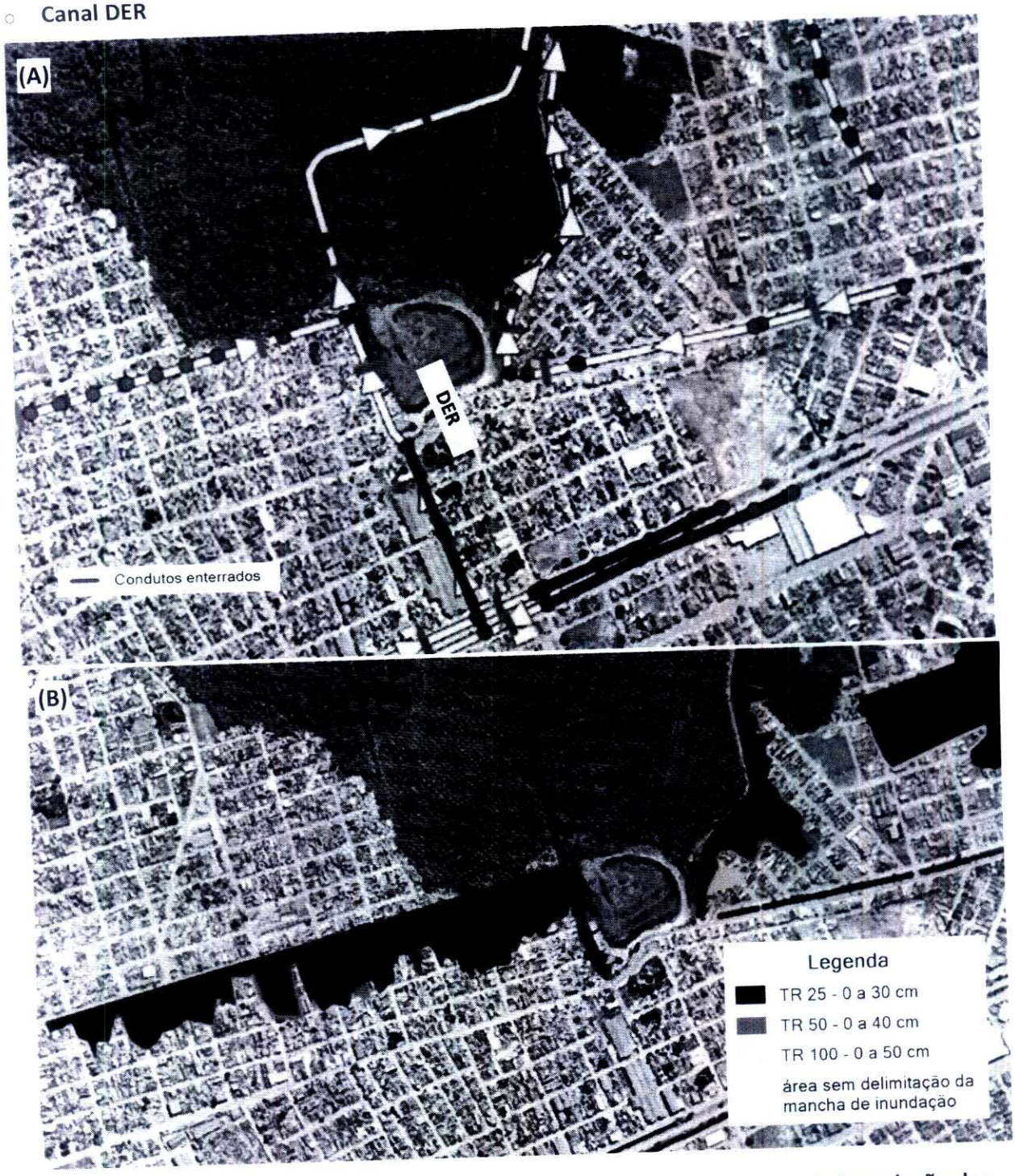


Figura 126 - (A) Localização do canal DER; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

- O trecho de galeria do canal DER trabalha afogado para as vazões referentes aos três cenários (1, 2 e 3), porém não ocorre o extravasamento pelos pontos de captação, e consequentemente esta região não possui potencial de inundação.

Fls. 894
Proc. 17849/16
FCTH

- No trecho de jusante de canal a céu aberto ocorre o extravasamento para os três cenários, que atinge a Cooperativa de Catadores de Materiais Recicláveis localizada na margem direita do canal DER, com lâmina d'água máxima de aproximadamente 50 cm.

A Figura 126 e a Figura 127 ilustram as manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3 no trecho aberto do canal DER onde está localizada a Cooperativa de Catadores de Materiais Recicláveis, e a Figura 128 apresenta a região do canal DER onde se pode verificar que a jusante da ocupação e do Aterro Sanitário ele está inserido em uma área de mangue.

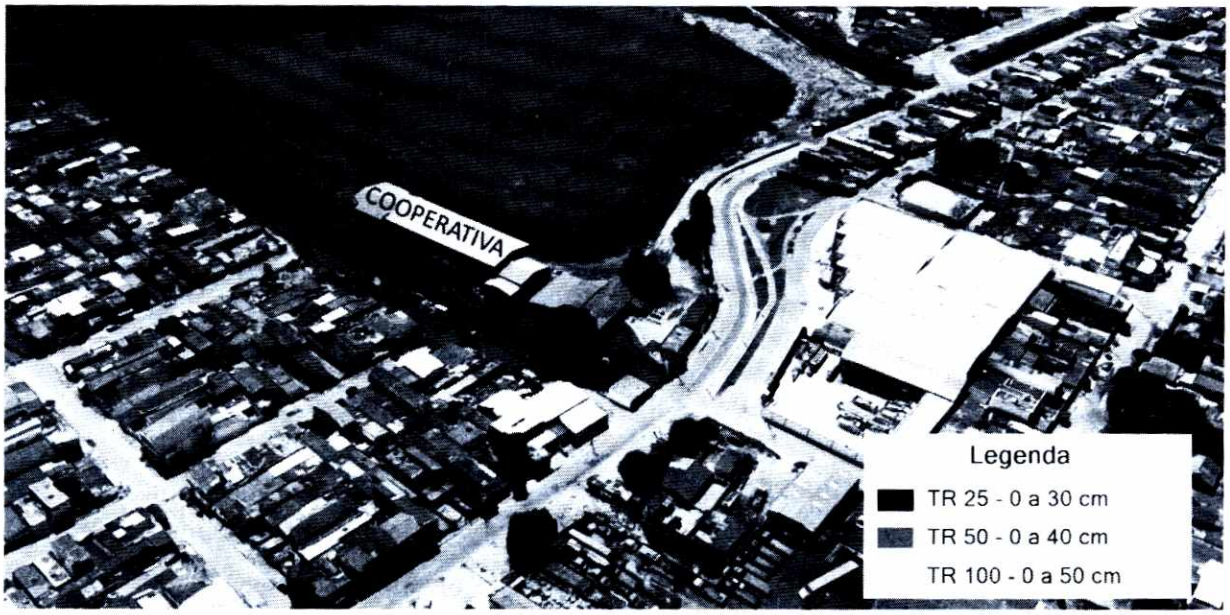


Figura 127 - Panorâmica da região da Cooperativa de Catadores de Materiais Recicláveis. Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3 (adaptado do Google)



Figura 128 - Panorâmica da região do canal DER. (adaptado do Google)

- **Canal Vila Sônia**

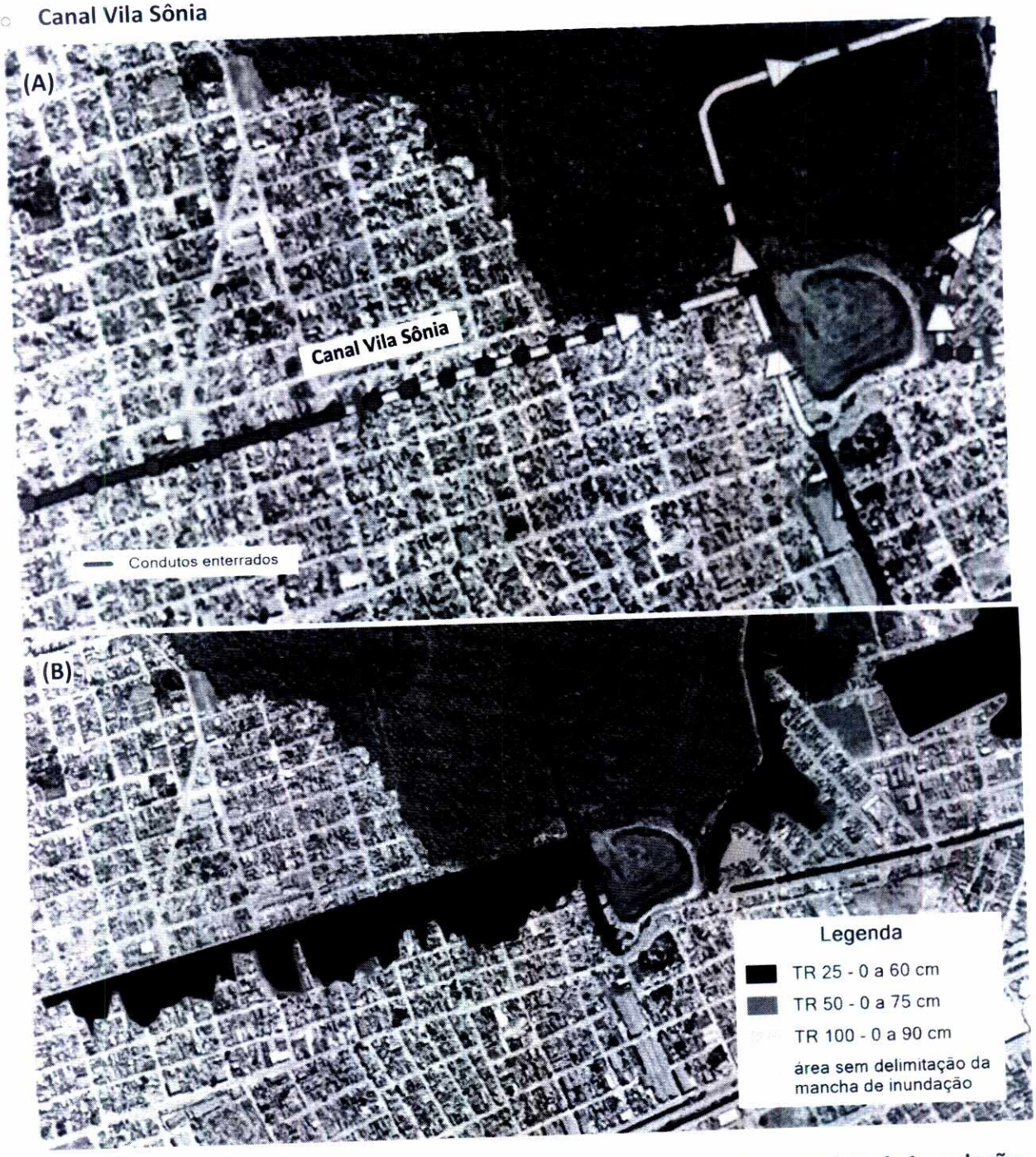


Figura 129 - (A) Localização do canal Vila Sônia; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

- O trecho de galeria do canal Vila Sônia trabalha em carga para as vazões referentes aos três cenários (1, 2 e 3), com potencial de inundação da superfície. A lâmina d'água máxima pode atingir aproximadamente 30 cm nos pontos mais baixos do terreno.

Fls. 895
Proc. 17849/16
FCTH

- No trecho de jusante com seção aberta ocorre extravasamento para os três cenários ao longo de todo seu comprimento. A lâmina d'água máxima atinge aproximadamente 20 cm, no início deste trecho, chegando a aproximadamente 90 cm na região próxima a confluência com o canal DER.

Ressalta-se que a margem esquerda do canal Vila Sônia é uma área com potencial de inundação para os três cenários, no entanto a área inundada não foi delimitada, pois faz parte das *"áreas sem delimitação da mancha de inundação"* conforme apresentado no item 5.

- **Canal Barroso**

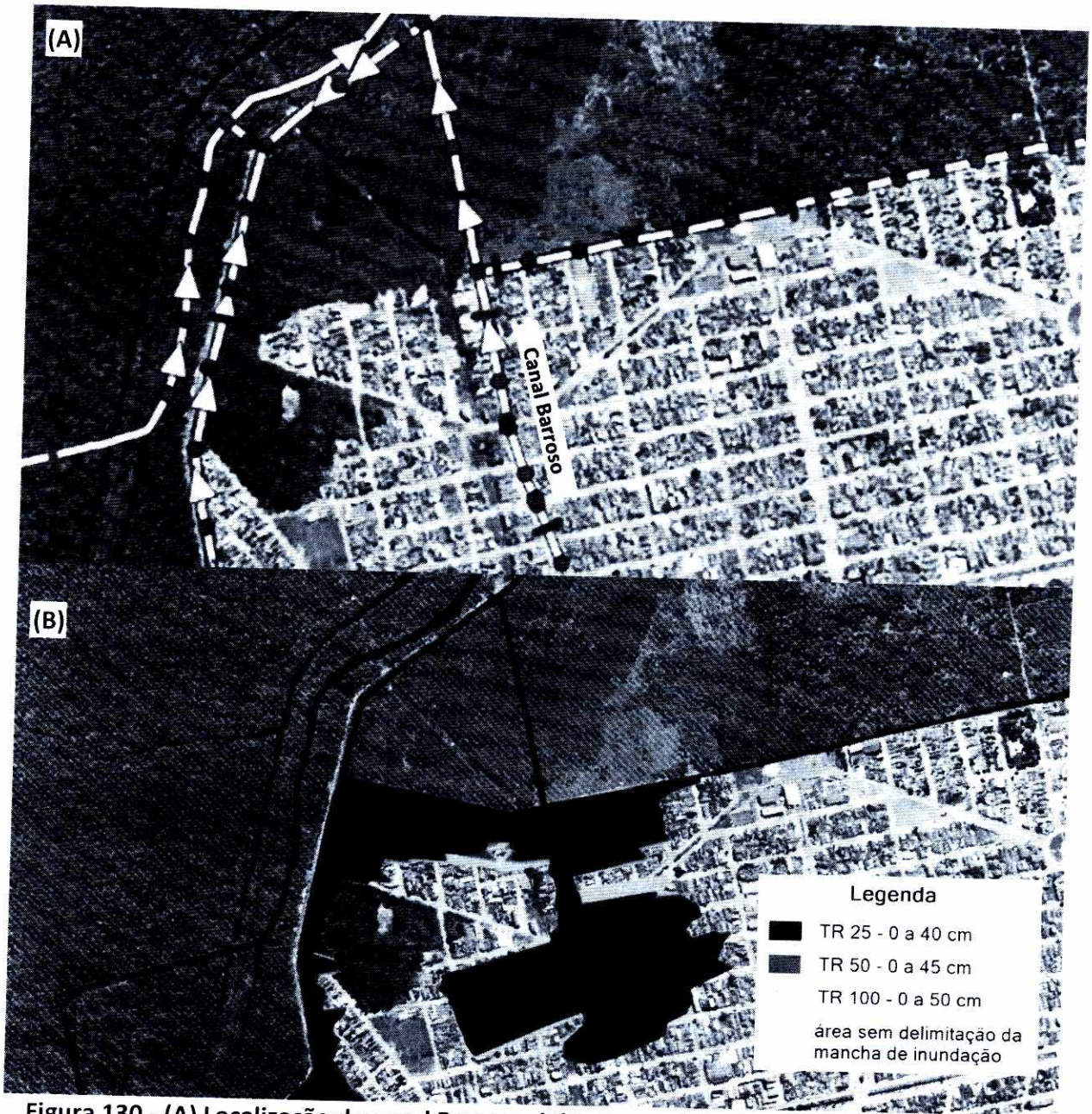


Figura 130 - (A) Localização do canal Barroso; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

- O trecho situado na área urbanizada, à montante da afluência com o canal dos Japoneses, apresenta extravasamento para os três TRs estudados, com lâmina d'água máxima de aproximadamente 50 cm nos pontos baixos da região, principalmente entre as duas travessias do canal.
- O trecho à jusante da afluência com o canal dos Japoneses encontra-se em uma região de mangue com potencial de inundação, porém a mancha não foi delimitada como apresentado no item 5.

Canal dos Japoneses



Figura 131 - (A) Localização do canal dos Japoneses; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

Fls. 896
Proc. 17849116
FCTH

- No trecho de montante não há extravasamento para nenhum cenário. Apenas para TR 100 anos há uma pequena área inundada com lâminas d'água máxima inferiores a 5 cm.
- No trecho de jusante próximo à afluência com o canal Barroso a seção do canal dos Japoneses não comporta as vazões referentes aos três cenários estudados, apresentando transbordamento com lâmina d'água máxima de aproximadamente 40 cm.

A margem direita do canal dos Japoneses é uma área com potencial de inundação para os três cenários, no entanto a área inundada não foi delimitada, pois faz parte das *"áreas sem delimitação da mancha de inundação"* conforme apresentado no item 5.

É importante ressaltar que as Escolas Municipais Ronaldo Sérgio Alves Lameira Ramos e Dorivaldo Francisco Lória não são atingidas pelo extravasamento, que ocorre mais a jusante da sua localização. A Figura 132 a seguir ilustra a região das escolas e as manchas de inundação.

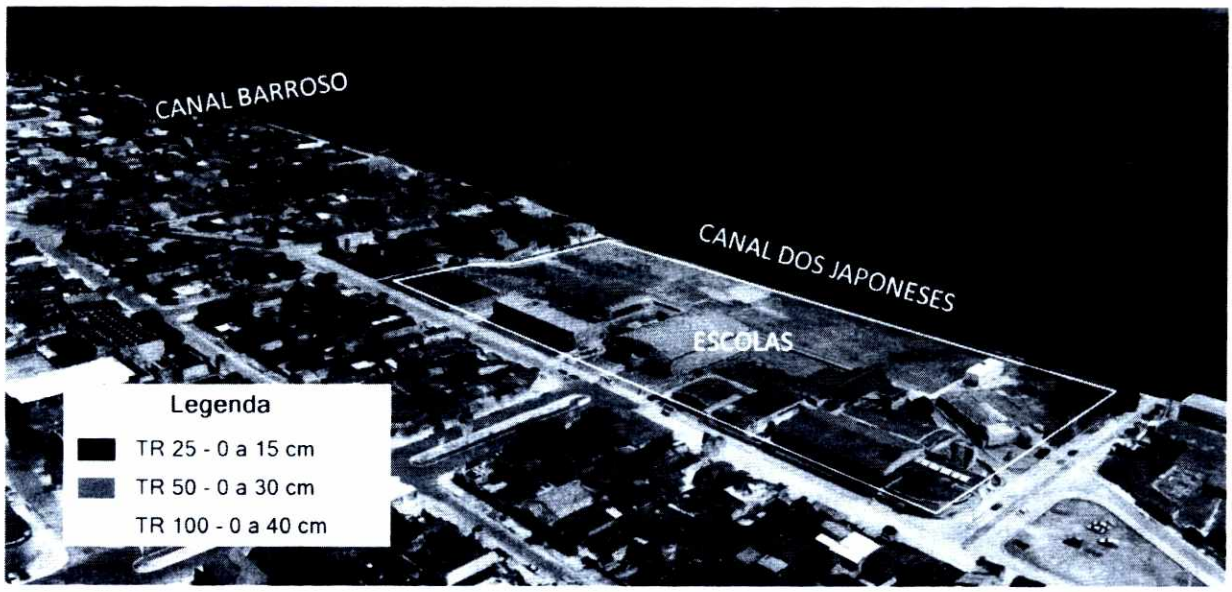


Figura 132 - Panorâmica da região das Escolas Municipais. Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3 (adaptado do Google)

- **Canal Praião**

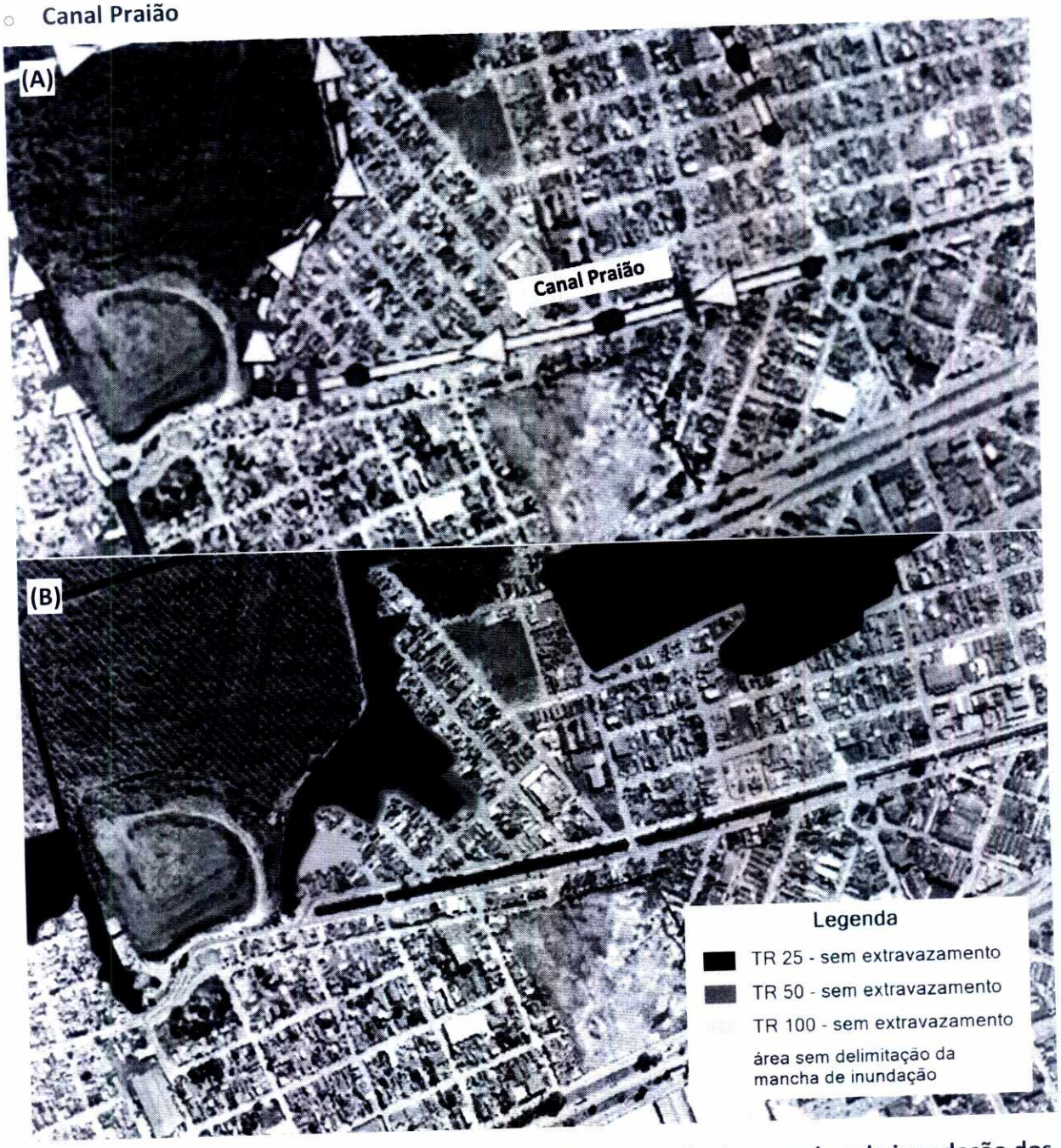


Figura 133 - (A) Localização do canal Praião; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

- O canal Praião atende às vazões dos três cenários simulados (1, 2 e 3), sem ocorrência de extravasamento. Das três travessias existentes sobre o canal, apenas a localizada mais a jusante trabalha em carga, onde o canal passa a ter o nome de Guaramar, mas sem que o nível d'água atinja o terreno.

Fls. 897
Proc. 17849/16
FCTH

- **Canal Guaramar**



Figura 134 - (A) Localização do canal Guaramar; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 1, 2 e 3

SECRETARIA DE VIGILÂNCIA, MEIO AMBIENTE E PROTEÇÃO DA CIDADE

- O canal apresenta extravasamento por toda sua extensão para os três cenários analisados. Nos pontos mais críticos, com maior área inundada, a lâmina d'água máxima atinge aproximadamente 40 cm de profundidade.

A margem esquerda e o trecho de jusante do canal do Guaramar são áreas com potencial de inundação para os três cenários, no entanto a área inundada não foi delimitada, pois faz parte das "*áreas sem delimitação da mancha de inundação*" conforme apresentado no item 5.

Fls. 898
Proc. 17849/16

5.4.2 Cenários do Sistema de Drenagem Projetado da bacia do Guaramar

Os cenários 4, 5 e 6, referentes ao sistema de drenagem projetado, foram simulados com a condição de contorno de jusante fixa na cota 1,05 metros. Para a condição de contorno de montante foram utilizados respectivamente os hidrogramas correspondentes às chuvas de períodos de retorno de TR 25, 50 e 100 anos.

Os resultados das simulações hidrodinâmicas do sistema de drenagem projetado da bacia do Guaramar foram organizados por canal e pelo sentido do fluxo das águas, como no item anterior do sistema de drenagem existente. A análise dos resultados é apresentada a seguir.

- **Canais Marginais da Via Expressa Sul (SP-160)**



Figura 135 - (A) Localização dos canais marginais; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- MAR2A: os trechos de galeria trabalham em carga para nos três TRs simulados, porém não apresentam potencial de inundação da superfície do terreno.
- MAR2B: ocorre extravasamento apenas no trecho de montante para o cenário 6 de TR 100 anos. A lâmina d'água máxima atinge aproximadamente 10 cm nos pontos mais baixos do terreno.

- MAR3: os trechos de galeria trabalham em carga para as vazões referentes às chuvas de TRs 25 e 50 anos. Para as vazões referentes ao evento de TR 100 anos, ocorre um pequeno extravasamento no trecho de montante, porém com lâmina d'água insignificativa, menor que 5 cm.
- MAR4: ocorre o extravasamento dos primeiros 500 metros com as vazões referentes ao TR 25 anos, em 750 metros para TR 50 e em 1000m para TR 100 anos. A lâmina d'água máxima varia ao longo do trecho inundado chegando a 35 cm nos pontos mais baixos do terreno. Apenas no último trecho de canal aberto não ocorre o extravasamento para os cenários analisados.

Bem como para os cenários 1, 2 e 3, os canais MAR4 e MAR2B apresentam potencial de inundação no primeiro trecho de galeria com o aumento significativo da lâmina d'água devido ao estrangulamento causado pela galeria, cuja capacidade é sensivelmente inferior às do trecho de canal aberto. Na Figura 135 pode-se verificar o potencial de inundação causado pelo estrangulamento do canal na transição entre a seção aberta e a galeria.

De forma semelhante ao ocorrido nos cenários 1, 2 e 3, a região do estacionamento do Cemitério Municipal Morada da Grande Planície possui potencial de inundação, principalmente para os cenários 5 e 6, de TRs 50 e 100 anos respectivamente. A lâmina d'água máxima atinge aproximadamente 25 cm nesta área. A Figura 136 ilustra as manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6 na região do Cemitério Municipal Morada da Grande Planície.



Figura 136 - Panorâmica da região do cemitério. Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6 (adaptado de Google)

Ressalta-se que o nível d'água no estacionamento do cemitério referente ao cenário 6 é 5 cm menor que o do cenário 3, pois o trecho de canal aberto do DER com seção projetada (cenário 6) possui maior capacidade de descarga, beneficiando todo o sistema de drenagem a montante.

Fls. 899
Proc. 17849/16

- **Canal DER**

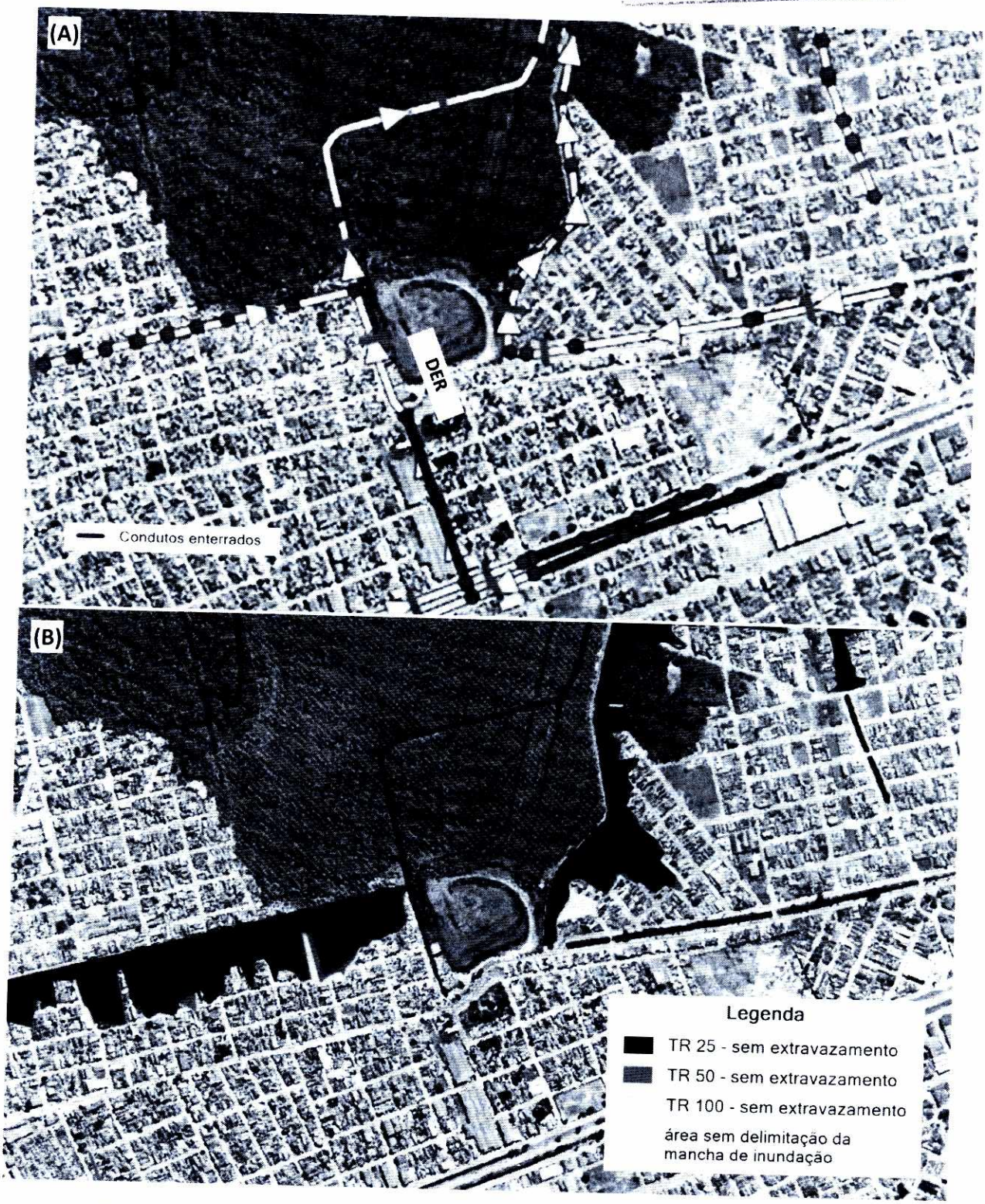


Figura 137 - (A) Localização do canal DER; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- O trecho de galeria do canal DER trabalha em carga para as vazões referentes aos três cenários (4, 5 e 6), porém não ocorre o extravasamento pelos poços de visita, e consequentemente esta região não possui potencial de inundação.
- O trecho aberto do canal DER com a seção projetada atende as vazões simuladas para os cenários 4, 5 e 6, cujos resultados das simulações não apresentaram extravasamento em toda sua extensão.

No entanto, apesar das seções comportarem as vazões simuladas, no trecho a jusante da confluência com o canal Vila Sônia, na região de mangue, as margens estariam inundadas, pois a cota do terreno se encontra abaixo do nível de maré considerado nos cenários 4, 5 e 6, que foi de 1,05 m. Na Figura 72 "Seções transversais DER-2 e 3 - Cenários 4, 5 e 6", pode-se verificar que a cota do topo do canal é superior a do terreno da região de mangue.

A Figura 138 ilustra as manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6 no trecho aberto do canal DER, onde está localizada a Cooperativa de Catadores de Materiais Recicláveis.

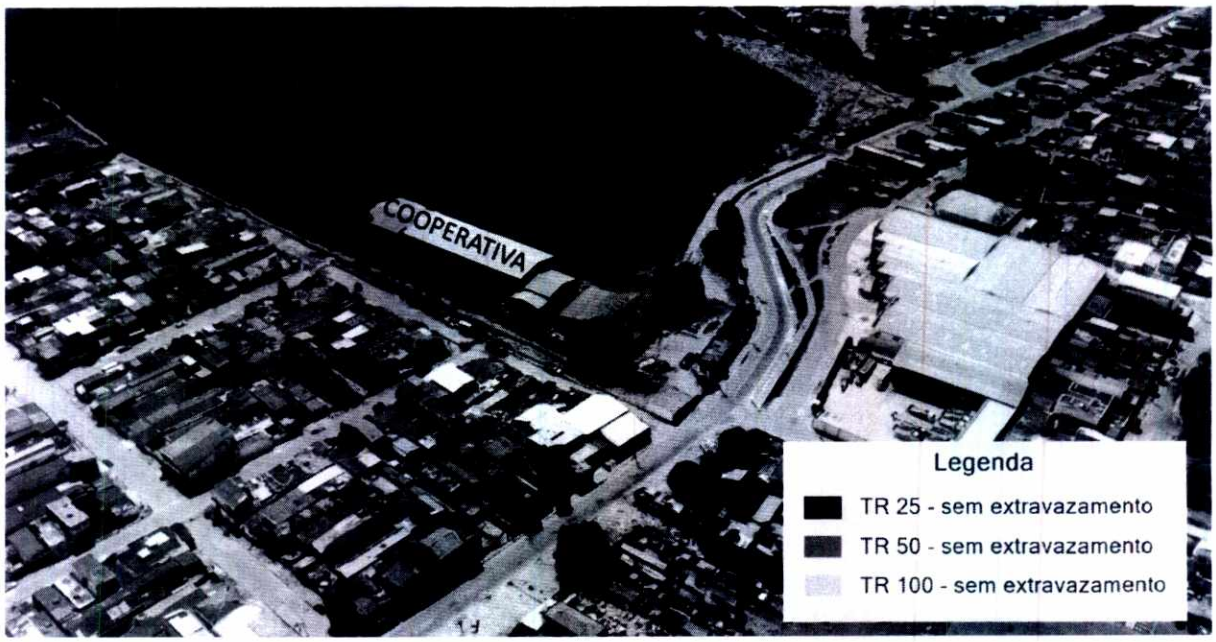


Figura 138 - Panorâmica da região da Cooperativa de Catadores de Materiais Recicláveis. Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6 (adaptado do Google)

Fls. 900
Proc. 17849116
FCTH

- **Canal Vila Sônia**

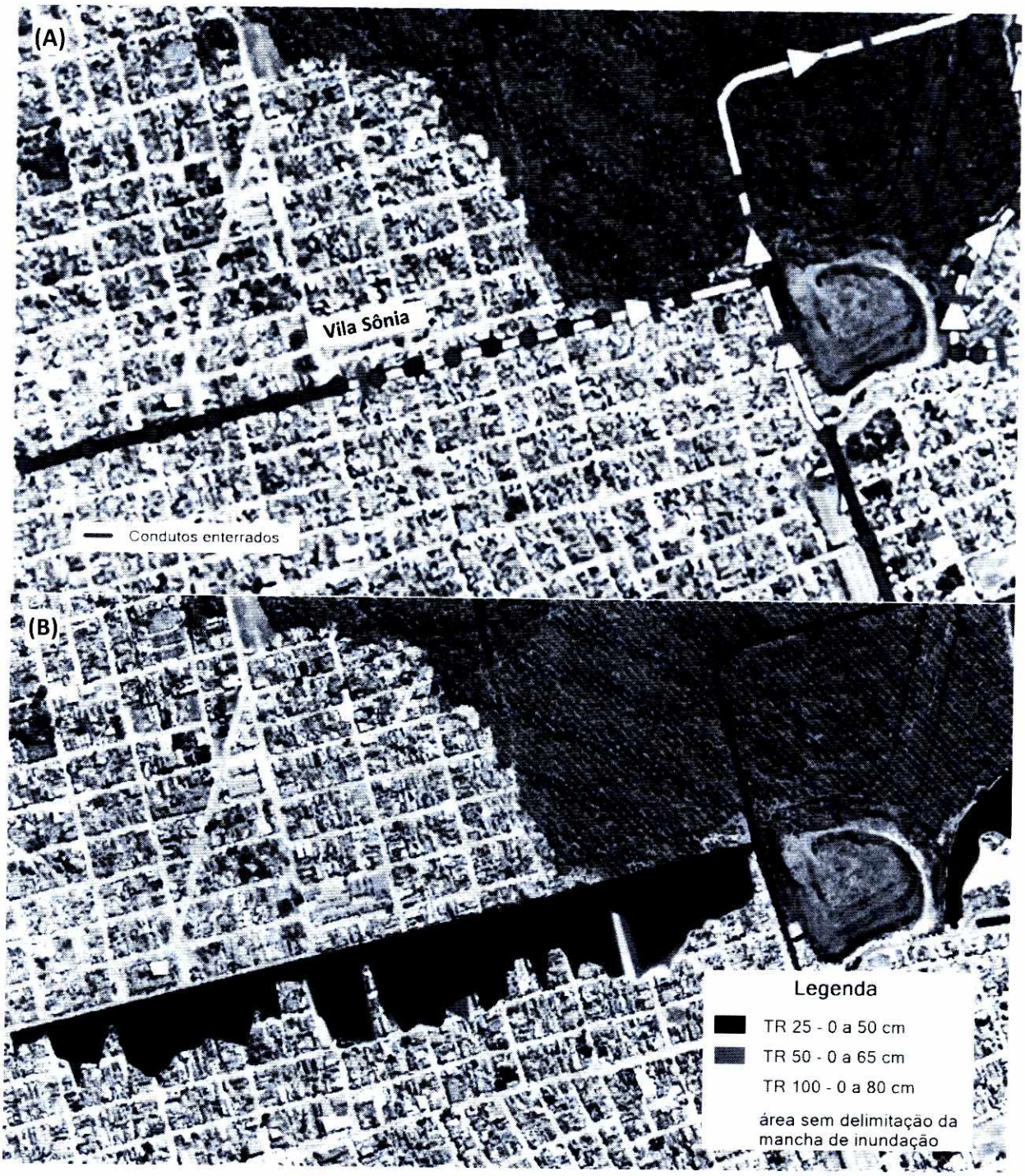


Figura 139 - (A) Localização do canal Vila Sônia; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- O trecho de galeria do canal Vila Sônia trabalha em carga para as vazões referentes aos três cenários (4, 5 e 6), com potencial para o extravasamento da calha e inundação da

área urbanizada. A lâmina d'água máxima nos pontos mais baixos do terreno pode atingir aproximadamente 30 cm.

- No trecho de seção aberta ocorre extravasamento da calha ao longo de todo seu comprimento nos três cenários simulados do sistema projetado. No início deste trecho a lâmina d'água máxima atinge aproximadamente 20 cm de altura, chegando a 80 cm na proximidade da confluência com o canal DER.

Ressalta-se que a margem esquerda do canal Vila Sônia é uma região com potencial de inundação, no entanto a área inundada não foi delimitada, pois faz parte das *"áreas sem delimitação da mancha de inundação"* conforme apresentado no item 5.

Fls. 901
Proc. 17849/16
FCTH

- **Canal Barroso**

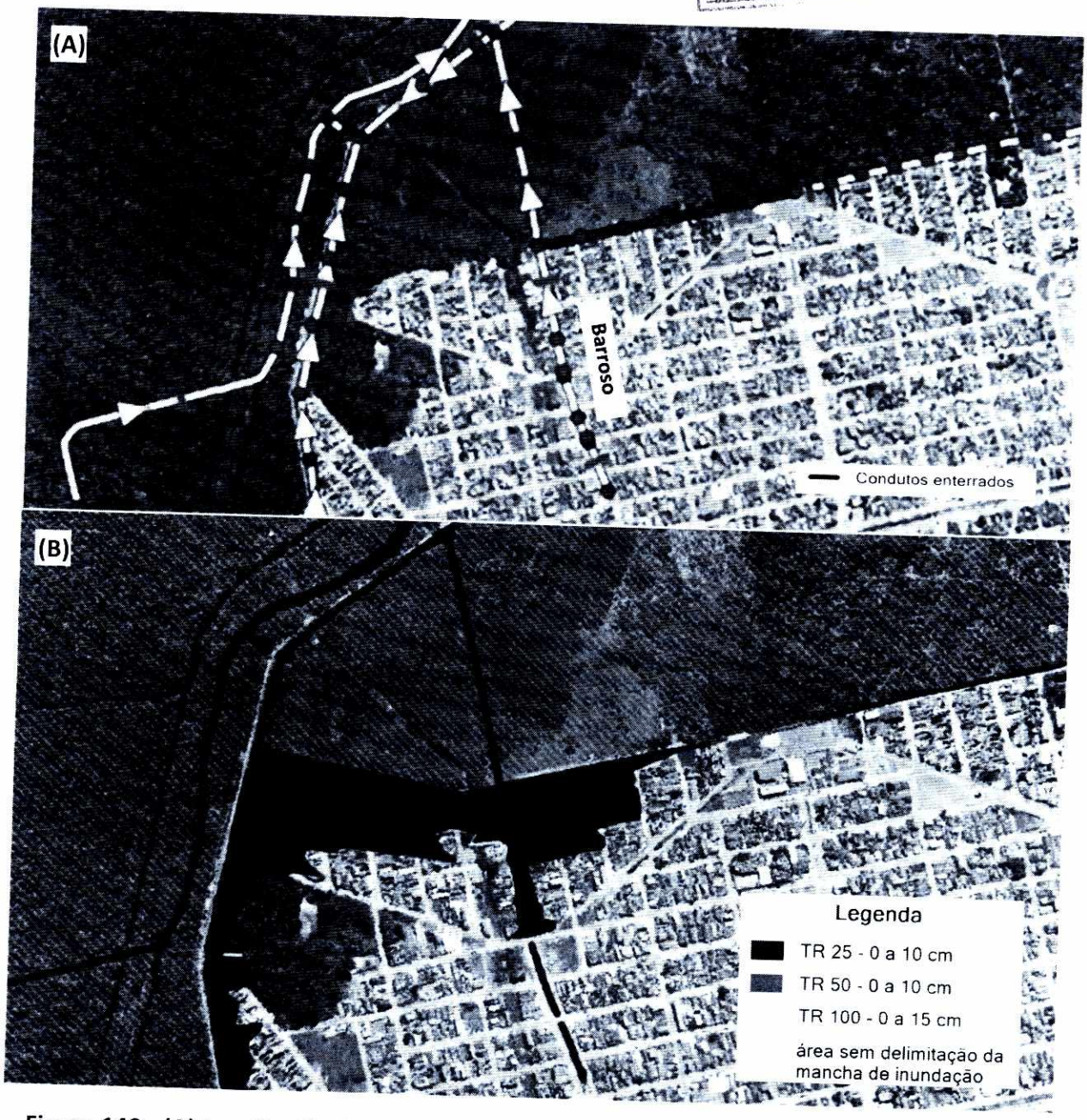


Figura 140 - (A) Localização do canal Barroso; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- O trecho situado na área urbanizada, à montante da confluência com o canal dos Japoneses, apresenta extravasamento à jusante da segunda travessia para os três TRs estudados, principalmente na aproximação da confluência. A lâmina d'água máxima atinge cerca de 15 cm de profundidade.
- O trecho à jusante da confluência com o canal dos Japoneses encontra-se em uma região de mangue com potencial de inundação, porém a área inundada não foi

delimitada, pois faz parte das *"áreas sem delimitação da mancha de inundação"* conforme apresentado no item 5

- **Canal dos Japoneses**



Figura 141 - (A) Localização do canal dos Japoneses; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- Apenas no trecho de jusante à 400 m da confluência do canal dos Japoneses com o canal Barroso o nível d'água atinge a superfície, gerando uma lâmina d'água de aproximadamente 20 cm de profundidade. Neste trecho a galeria trabalha em carga.

Fls. 902
Proc. 17849116
FCTH

Na margem direita do canal dos Japoneses, no mesmo trecho descrito acima, também possui potencial de inundação, no entanto a área inundada não foi delimitada, por fazer parte das *"áreas sem delimitação da mancha de inundação"* conforme apresentado no item 5.

É importante ressaltar que a Escola Dorivaldo Francisco Lória não é atingida pelo extravasamento do canal, que ocorre mais a jusante da sua localização. A Figura 142 a seguir ilustra a região da escola e as manchas de inundação referentes aos três cenários analisados.

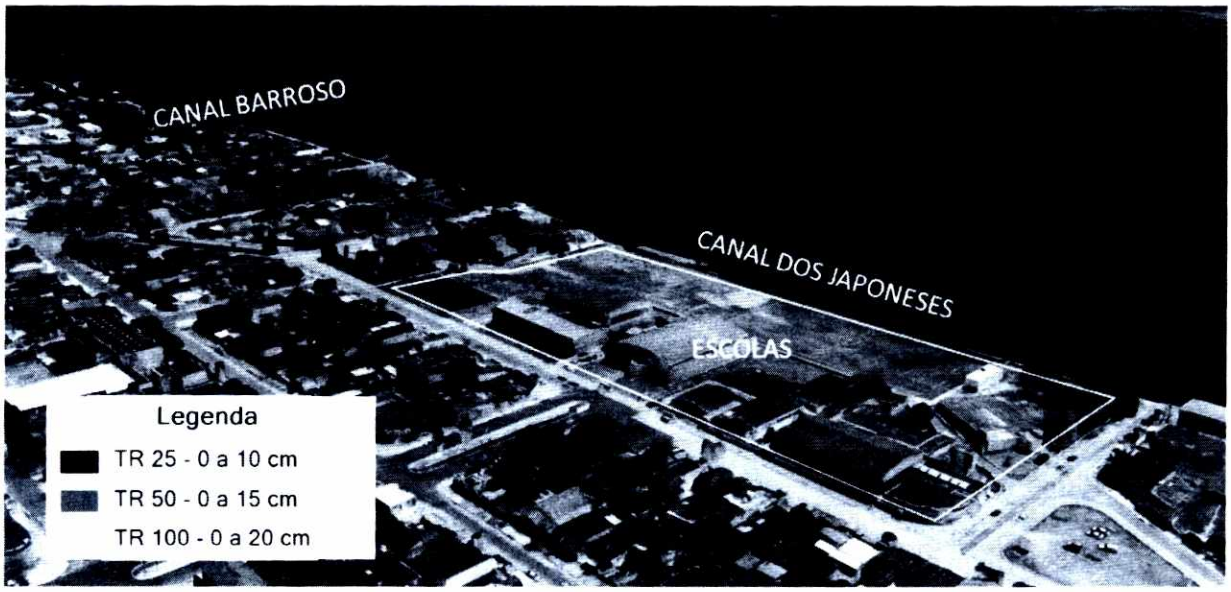


Figura 142 - Panorâmica da região das Escolas Municipais. Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6 (adaptado do Google)

- **Canal Praião**



Figura 143 - (A) Localização do canal Praião; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- O canal Praião atende às vazões dos três cenários simulados (4, 5 e 6), sem ocorrência de extravasamento. Das três travessias existentes sobre o canal, apenas a localizada mais a jusante trabalha em carga, onde o canal passa a ter o nome de Guaramar, mas sem que o nível d'água atinja o terreno.

Fls. 903
Proc. 17849/16

- **Canal Guaramar**

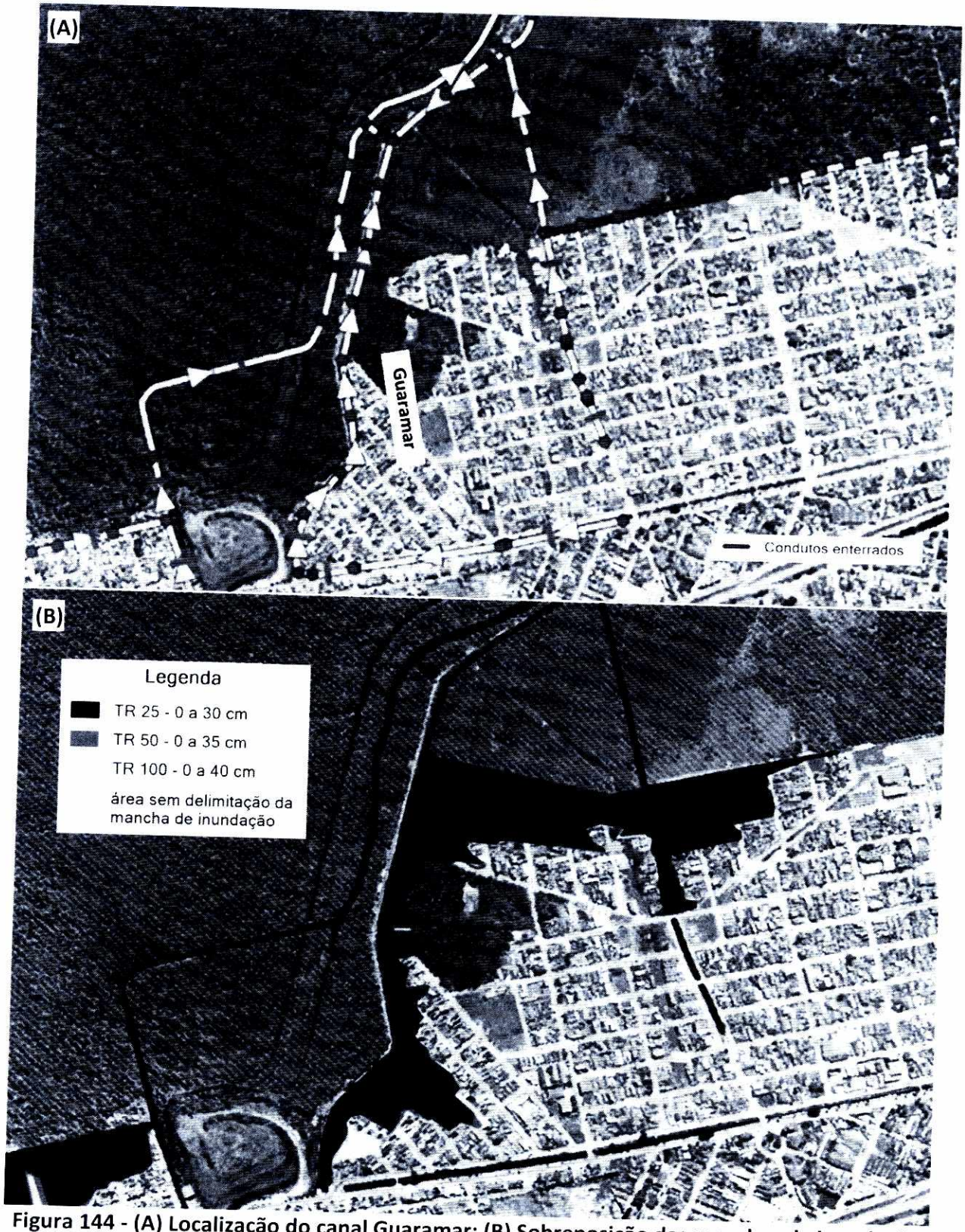


Figura 144 - (A) Localização do canal Guaramar; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 4, 5 e 6

- O canal apresenta extravasamento por toda sua extensão para os três cenários analisados. Nos pontos mais críticos, com maior área inundada, a lâmina d'água máxima atinge aproximadamente 40 cm de profundidade.

A margem esquerda e o trecho de jusante do canal do Guaramar são áreas com potencial de inundação para os três cenários, no entanto a área inundada não foi delimitada, pois faz parte das "*áreas sem delimitação da mancha de inundação*" conforme apresentado no item 5.

Fls. 904
Proc. 17849/16
FCTH

5.4.3 Cenários do Sistema de Drenagem Projetado dos canais marginais da Bacia Rio Branco

Os cenários 7, 8 e 9 foram simulados com a condição de contorno de jusante fixa na cota 1,4 metros no canal Pau-Brasil, pois é o único que sofre influência direta do nível de maré. Os demais exutórios foram regulados pela curva cota-descarga de suas respectivas seções. Para a condição de contorno de montante foram utilizados os hidrogramas correspondentes às chuvas de períodos de retorno de TR 25, 50 e 100 anos.

Os resultados das simulações hidrodinâmicas para estes cenários foram organizados em três conjuntos de canais, que são independentes entre si: canais MAR15 e Pau-Brasil; canais MAR16, 17 e 18; e canais MAR19 e 20. Dentro de cada conjunto os resultados estão apresentados por canal, independente do sentido, pois em um mesmo canal existem fluxos com sentidos opostos, indo na direção das travessias da rodovia Padre Manoel da Nóbrega. A análise destes resultados é apresentada a seguir.

- **Canais MAR15 e Pau-Brasil**



Figura 145 - (A) Localização dos canais MAR15 e Pau-Brasil; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 7, 8 e 9

- Os canais MAR15 e Pau-Brasil atendem às vazões simuladas para os três cenários estudados, sem ocorrência de extravasamento. A travessia sob a rodovia opera em carga, no entanto não causa problemas de extravasamento à montante. O trecho em galeria a jusante da travessia opera com folga para o período de retorno de TR 100 anos.

Fls. 905
Proc. 17849/16

- **Canais MAR16, 17 e 18**

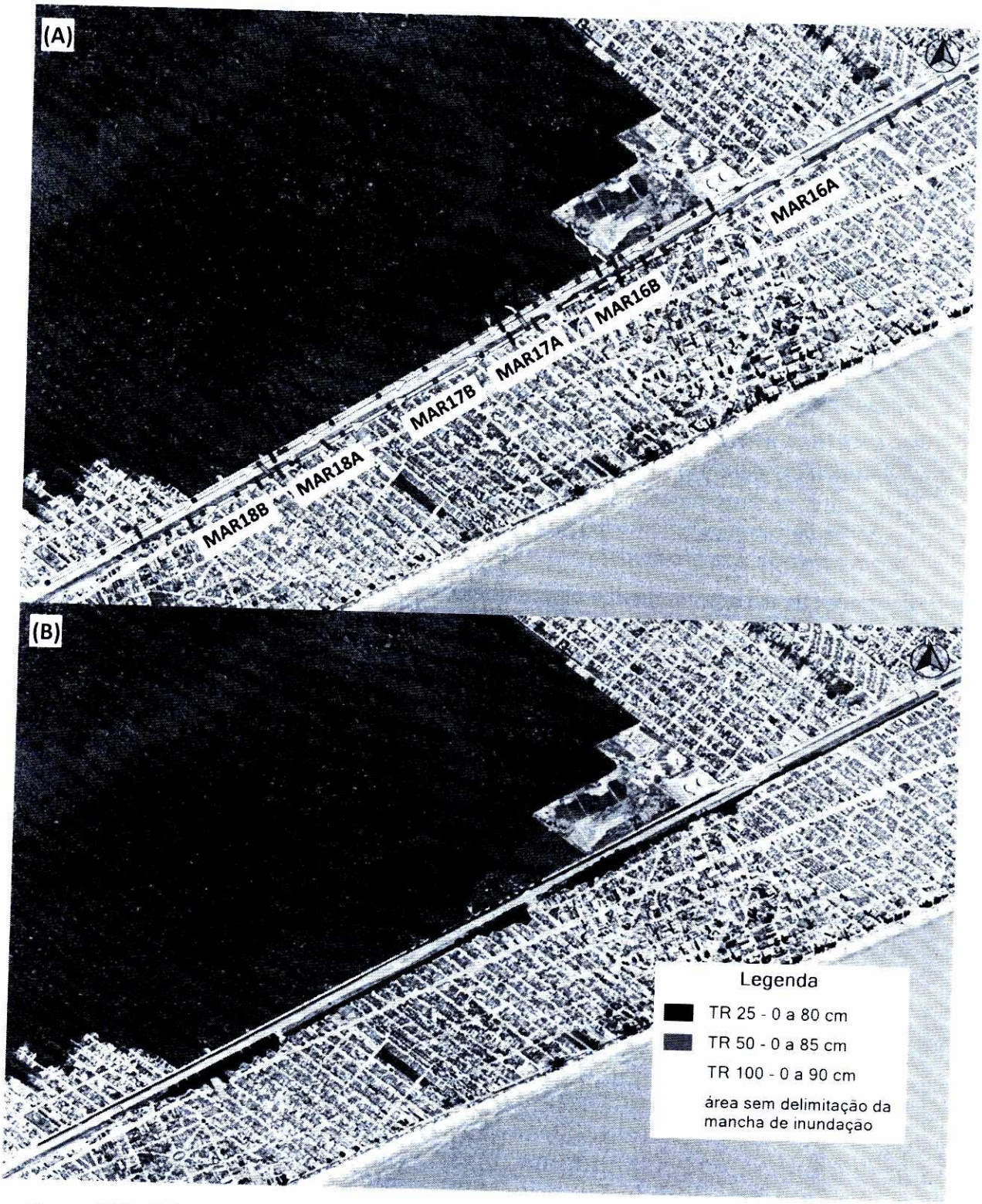


Figura 146 - (A) Localização dos canais MAR16, 17 e 18; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 7, 8 e 9

- MAR16: Nos 1.000 m iniciais do lado "A" o nível d'água não supera a cota da guia projetada, porém a jusante apresenta um potencial de inundação para todos os TRs estudados, sendo os pontos mais críticos a montante da galeria e nas proximidades da travessia, onde a lâmina d'água atinge respectivamente as alturas de 30 e 40 cm acima da guia projetada. O lado "B", na região da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, também é uma área com potencial de inundação. Nesta região, a qual também é o local onde se encontram as menores cotas da guia projetada, a lâmina d'água chega a aproximadamente 90 cm de altura, como pode ser visto na Figura 97. Esta travessia é o ponto de estrangulamento do canal MAR16.
- MAR17: No trecho a montante do lado "B" ocorre extravasamento para os cenários 7, 8 e 9, com lâmina d'água máxima de cerca de 10 cm sobre a guia projetada. Nas proximidades da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, tanto no lado "B" como no "A", os níveis d'água podem atingir aproximadamente 35 cm acima da cota da guia projetada. Esta travessia é o ponto de estrangulamento do canal MAR17.
- MAR18: A montante do lado "B" ocorre extravasamento do canal para os três cenários estudados, porém a lâmina d'água não supera a cota máxima da guia projetada. A jusante, na proximidade da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, que é o ponto de estrangulamento deste canal, a lâmina d'água máxima supera em cerca de 40 cm a cota da guia projetada.
- Canais da margem esquerda: ocorre extravasamento da calha na margem esquerda do canal apenas na região hachurada como área sem delimitação da mancha de inundação, próxima à travessia para o canal Imperador II. Salienta-se que o nível d'água não atinge a rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

Fls. 906
Proc. 17849/16

- **Canais MAR19 e 20**

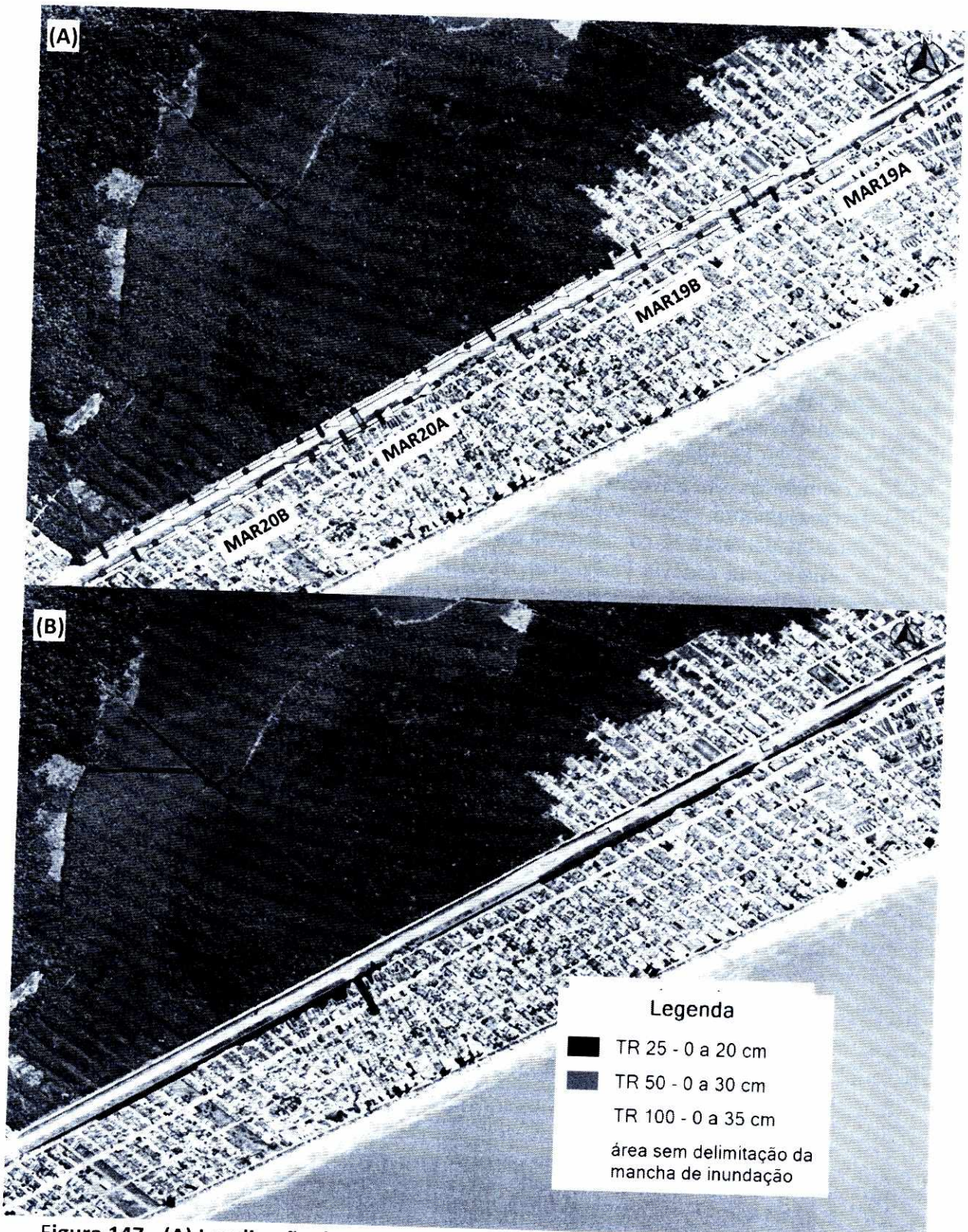


Figura 147 - (A) Localização dos canais MAR19 e 20; (B) Sobreposição das manchas de inundação dos cenários 7, 8 e 9

- MAR19: No trecho de montante do lado "A" ocorre extravasamento nos cenários 8 e 9, sendo que no cenário 8 a lâmina d'água não é significativa, e em nenhum caso o nível supera a cota máxima da guia projetada. No lado "B" apenas para TR 100 anos, cenário 9, ocorre extravasamento, porém com uma lâmina d'água também insignificativa. A jusante, nas proximidades da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, ambos os lados apresentam extravasamento, sendo que o lado "A" apresenta lâmina d'água máxima de aproximadamente 35 cm sobre a cota da guia projetada e o lado "B" 25 cm. Assim como no MAR16, nas proximidades da travessia encontram-se as menores cotas da guia projetada, sendo que neste ponto a lâmina d'água é de 50 cm, como pode ser visto na Figura 115.
- MAR20: O lado "A" apresenta extravasamento para os cenários 7, 8 e 9, com lâmina d'água máxima podendo atingir aproximadamente 30 cm acima da guia projetada. A montante do lado "B" o canal apresenta potencial de inundação para os três cenários, com lâmina d'água máxima semelhante ao lado "A", no entanto parte da mancha de inundação não foi delimitada, pois também faz parte das "áreas sem delimitação da mancha de inundação" conforme apresentado no item 5. A jusante do lado "B", nas proximidades da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, também ocorre extravasamento para todos os cenários, com lâminas d'água máximas de aproximadamente 15 cm acima da guia projetada. Como em todos os canais marginais, a travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega é o ponto de estrangulamento do canal.
- Canais da margem esquerda: não ocorre extravasamento ao longo de toda sua extensão para nenhum dos cenários estudados.

Fls. 907
Proc. 17849/16

6. OTIMIZAÇÃO DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE

A partir das análises dos resultados da modelagem hidrodinâmica dos cenários estudados e em função das deficiências constatadas, foram elaboradas as proposições de melhorias das estruturas de drenagem necessárias ao escoamento das vazões de projeto considerando-se o horizonte de projeto de ocupação futura 2035, da bacia do Guaramar e das marginais da rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

Todas as proposições de pré-dimensionamento hidráulico de canalização de cursos d'água considerados "naturais" devem atender as premissas impostas pelo DAEE para a obtenção de outorga. Dentre os canais estudados neste volume do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande, apenas o canal Vila Sônia é considerado "natural".

Os itens a seguir apresentam a descrição dos cenários propostos para as estruturas de drenagem da bacia do Guaramar e das marginais da rodovia Padre Manoel da Nóbrega. Os Mapas de Proposições para os canais estudados na neste Volume do Plano podem ser vistos no Anexo III.

6.1 BACIA GUARAMAR – CENÁRIO PROPOSTO

Para a elaboração do cenário proposto da bacia Guaramar foram estudadas alternativas que atendessem as combinações de probabilidade de ocorrência de eventos críticos de precipitação e nível de maré. A Tabela 4 apresenta a combinação dos períodos de retorno dos eventos de chuva e maré.

Tabela 4 - Período de retorno combinado de eventos críticos chuva-maré

Período de Retorno (anos)		
TR Chuva	**TR Maré**	**TR Resultante**
100	<2	~100
50	2	100
10	10	100

A combinação crítica está diretamente relacionada com a influência do nível da maré nos canais de drenagem, de forma que, quanto mais alto é o nível maior é o trecho de canal influenciado pela maré.

Os cenários com ocorrências simultâneas dos eventos de chuva e maré foram definidos a partir da premissa da qual o sistema de drenagem deve proporcionar um grau de segurança de 100 anos de período de retorno. Os níveis de marés referentes aos TRs considerados nas combinações apresentadas na Tabela 4 são respectivamente: 1,05 m, 1,29 m e 1,39 m.

O cenário proposto para bacia Guaramar é uma composição da ampliação dos canais e a implantação de barreiras "New Jersey", juntamente com o funcionamento da comporta, que se encontra inativa, e o alteamento do dique em um trecho de 300 metros próximo a ela.

As barreiras tipo "New Jersey" são estruturas de concreto utilizadas como proteção para os veículos, e terão aqui principalmente a função hidráulica de um dique contenção, impedindo extravasamentos da lâmina d'água. É importante salientar que para o funcionamento de sistemas de drenagem protegidas por diques, é necessária a adequação da rede de microdrenagem de forma que os pontos de descargas no canal tenham dispositivos que impeçam a entrada da água na rede.

A comporta é composta por 4 tubos de 800 mm de diâmetro e deve operar com válvula *flap* de modo a proteger os canais Praião, Guaramar, Barroso e Japoneses, localizados na região leste da bacia, da influência do nível de maré. O dique deve ser alteado até a cota de 1,40 m para garantir proteção para níveis de maré de até 10 anos de período de retorno.

Com a comporta em funcionamento, apenas os canais DER e Vila Sônia sofrerão influência da maré por estarem fora da área protegida pelo dique.

Com os resultados das simulações dos eventos combinados apresentados na Tabela 4, foi possível perceber que são os eventos de chuva que tornam os cenários mais, ou menos críticos.

A Figura 148 apresenta os resultados das simulações do canal Vila Sônia, onde o cenário de chuva TR10 com maré de TR10 (NA 1,39) é menos crítico que o cenário de chuva TR50 e maré de TR2 (NA 1,29), que por sua vez é menos crítico nos trechos de montante que o cenário de chuva TR 100 com maré de TR1.

Fls. 908
Proc. 17849/16

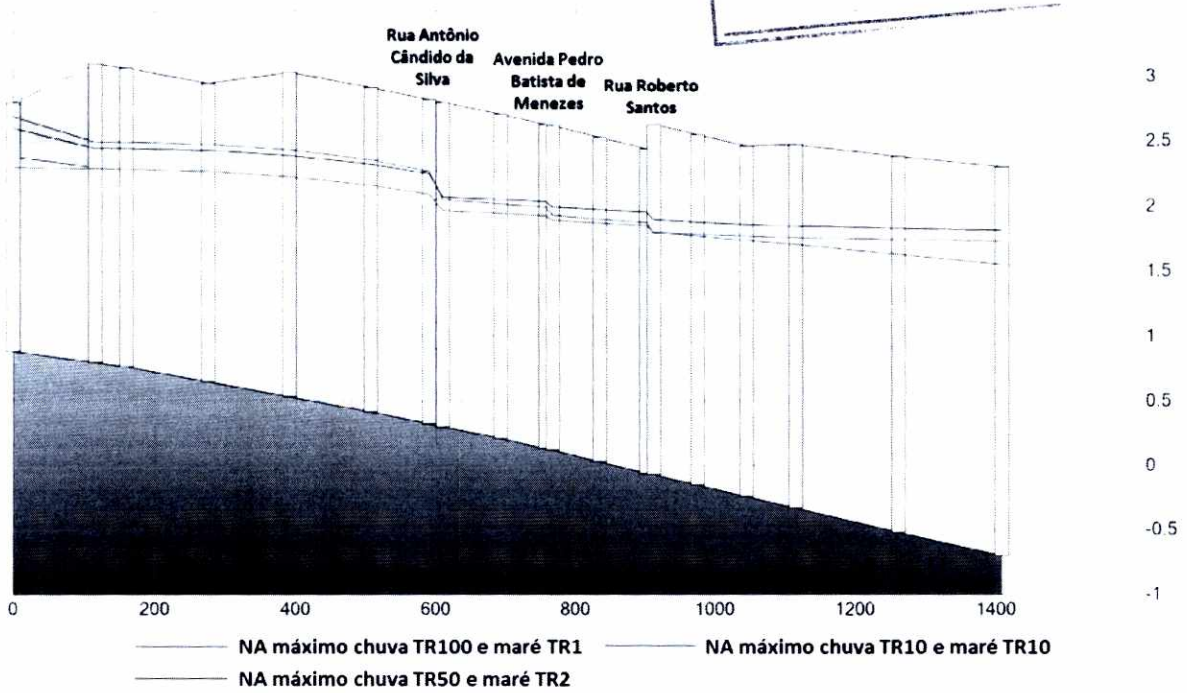


Figura 148 - Nível d'água máximo atingido no canal Vila Sônia para os cenários estudados na otimização

Desta forma, para todos os canais estudados da bacia do Guaramar, o cenário mais crítico foi a combinação TR 100 anos de chuva e TR 1 ano de maré, exceto para o trecho de jusante do canal Vila Sônia, a partir da rua Antônio Cândido da Silva, que apresentou situação mais crítica com a combinação de TR de 50 anos de chuva e 2 anos de maré.

Na sequência é apresentada uma descrição sucinta das proposições dos canais da bacia Guaramar. O Mapa de Proposições pode ser visto no Anexo III.

- Canal Vila Sônia

  A otimização do canal Vila Sônia foi baseada na envoltória máxima da linha d'água resultante da composição dos dois cenários mais críticos, de modo a garantir proteção contra possíveis inundações ao longo de todo o canal.

  A montante, no trecho atualmente enterrado, propõe-se abrir o canal mantendo apenas os 100 m iniciais ainda em galeria para o aproveitamento da área com equipamentos públicos e atividades sociais da comunidade sobre a mesma. O trecho seguinte de 495 metros a ser aberto possui seção retangular com 3 metros de base e 1,5 de altura, revestimento em concreto e barreiras New Jersey com 1,40 m de altura.

  A jusante, nos próximos 555 metros até a confluência com o DER, o canal proposto tem seção retangular com 5 metros de base e 1,5 de altura, revestimento em concreto e barreiras New Jersey com 1,40 m de altura. As dimensões das travessias existentes foram mantidas.

- Canal MAR4

As áreas com potencial de inundação deste canal ocorrem basicamente em seu trecho de montante devido ao estrangulamento causado pela transição entre as seções abertas e as galerias. Portanto, propõem-se a abertura das galerias e o aumento da seção nas travessias que passam sob as ruas e acessos à Via Expressa Sul. As galerias à montante do primeiro trecho aberto serão mantidas, as demais deverão ter as dimensões iguais aos dos trechos de canal aberto existentes.

As travessias existentes com tubos de 1500 mm de diâmetro deverão ser substituídas por tubos de 2000 mm. Ainda assim, estas travessias irão trabalhar em carga, porém o nível d'água não atingirá o terreno em nenhum ponto do canal.

- Canal MAR2B

O canal MAR2B apresenta potencial de inundação em seu trecho de montante pela mesma razão do canal MAR4. Portanto, propõem-se a abertura das galerias e o aumento da seção nas travessias que passam sob as ruas e acessos à Via Sul. As travessias existentes com tubos de 1500 mm de diâmetro deverão ser substituídas por tubos de 2000 mm. Ainda assim, estas travessias irão trabalhar em carga, porém o nível d'água não atingirá o terreno em nenhum ponto do canal.

Apenas o trecho de galeria de cerca de 200 m localizado entre uma travessia sob a Via Sul e um acesso viário a esta, na altura do Cemitério Municipal, deverá ser mantido.

6.2 CANAIS MARGINAIS DA BACIA RIO BRANCO – CENÁRIO PROPOSTO

Para a elaboração do cenário proposto dos canais marginais da bacia Rio Branco foi estudada uma alternativa que atendesse o evento crítico de precipitação de período de retorno de 100 anos. Para estes canais não foi necessária simulação com combinações de eventos de chuva e maré, uma vez que eles não sofrem influência direta do nível do mar.

A proposição para os canais marginais desta bacia baseou-se no ajuste das seções tipo do "Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem – Av. Dr. Roberto Almeida Vinhas" do Departamento de Infraestrutura da Secretaria de Obras Públicas (SEOP) da Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande.

Na sequência é apresentada uma descrição sucinta das proposições dos canais marginais da bacia Rio Branco. O Mapa de Proposições pode ser visto no Anexo III.

- Canal MAR16

O canal MAR16 apresenta potencial de inundação no entorno de quase toda sua extensão, principalmente nas proximidades da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, que é representada pelo nó J24 da simulação hidrológica deste plano. O canal MAR16 está

Fls. 909
Proc. 17849/16
FCTH

inserido entre as estacas 73 e 179 do Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem supracitado.

O trecho com alteração da seção de projeto está localizado entre as estacas 99 na rua Flausina de Oliveira e 179 na rua Jamil Issa. Esta alteração compreende a ampliação da seção transversal e a implantação das barreiras New Jersey com altura de 1,40 m, mantendo-se a travessia existente da av. Nossa Senhora de Fátima.

A travessia que transporta as águas drenadas pelo MAR16 para o canal da margem esquerda[2] da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, será reforçada com a implantação de mais dois tubos de 1200 mm de diâmetro. Esta travessia está localizada entre as ruas Maximina Ventura e Abílio Jesus Moraes.

O projeto da travessia sob a estrada de terra que lança as águas drenadas do canal da margem esquerda no canal proposto Imperador II, localizado no nó J24a do Mapa de Intervenções – Marginais 15 a 18 em anexo, também será reforçada com a implantação de mais dois tubos de 1200 mm de diâmetro. Desta forma, quando da implantação do "Projeto Básico de Pavimentação e Drenagem – Avenida Marginal da Rod. Pe. Manoel da Nóbrega, Avenida Marginal Esquerda, Bairros Imperador, Princesa e Cidade da Criança", o leito carroçável nas proximidades (300 metros de cada lado) dos Nós J64 e J24a, deverá estar acima da cota do NA que é igual a 3,53 metros.

- Canal MAR17

O canal MAR17 apresenta problemas de transbordamento da calha em toda a sua extensão, com os maiores níveis d'água na região da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, que é representada pelo nó J64 da simulação hidrológica, nas proximidades da rua Vicente Francisco Cirino. O canal MAR17 está inserido entre as estacas 182 e 246 do Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem supracitado.

A ampliação da seção de projeto com a implantação das barreiras New Jersey de 0,80 m de altura, são propostas para toda extensão do canal, mantendo-se a travessia existente da rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

- Canal MAR18

O canal MAR18 apresenta problemas de transbordamento da calha em toda a sua extensão, com os maiores níveis d'água na região da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, que é representada pelo nó J35 da simulação hidrológica, nas proximidades da rua Barão de Penedo. O canal MAR18 está inserido entre as estacas 247 e 285 do Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem.

A ampliação da seção de projeto com a implantação das barreiras New Jersey de 0,80 m de altura, são propostas para toda extensão do canal MAR18, mantendo-se a travessia existente da rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

[2] Considerando o sentido do município de Mongaguá ao município de Santos

- Canal MAR19

O canal MAR19 apresenta potencial de inundação no entorno de quase toda sua extensão, principalmente nas proximidades da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, que é representada pelo nó J46 da simulação hidrológica deste plano. O canal MAR19 está inserido entre as estacas 291 e 399 do Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem supracitado.

O trecho com alteração da seção de projeto está localizado entre as estacas 387 na rua dos Girassóis e 291 na rua São Lourenço. Esta alteração compreende a ampliação da seção transversal e a implantação das barreiras New Jersey com altura de 0,80 m, mantendo-se as travessias existentes da rua Flórida e da rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

- Canal MAR20

O canal MAR20 apresenta problemas de transbordamento da calha em toda a sua extensão, com os maiores níveis d'água na região da travessia da rodovia Padre Manoel da Nóbrega, que é representada pelo nó J60 da simulação hidrológica, nas proximidades da rua das Palmas. O canal MAR20 está inserido entre as estacas 405 e 479 do Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem.

A ampliação da seção de projeto com a implantação das barreiras New Jersey de 0,80 m de altura, são propostas para toda extensão do canal, mantendo-se as travessias existentes da rua dos Narcisos e da rodovia Padre Manoel da Nóbrega.

Fls. 910
Proc. 17849/16

7. CUSTOS DAS INTERVENÇÕES

As tabelas a seguir apresentam os custos obtidos pela aplicação do procedimento de cálculo descrito no Volume 4 – Proposições de Medidas Estruturais de Controle e de acordo com os trechos quantificados:

- Bacia do Guaramar:
  - Canais marginais da bacia do Guaramar;
  - Canal Vila Sônia;
  - Canal DER;
  - Canal dos Japoneses;
  - Canal Barroso;
  - Canal Praião (Guaramar);
  - Canal Guaramar
- Canais Marginais da Bacia Rio Branco:
  - MAR15;
  - MAR16;
  - MAR17;
  - MAR18;
  - MAR19;
  - Canal Pau-Brasil.

Não foram considerados custos relativos à administração e fiscalização de obras, do canteiro de obras, readequação da microdrenagem, manutenção das estruturas hidráulicas, paisagismo e urbanização, desapropriações e relocação de moradias, transporte e descarga de terra.

Estes custos, embora detalhados, são estimativas para fins de orientação do planejamento municipal e deverão ser confirmados quando do desenvolvimento dos anteprojetos, projetos básico e executivo.

Tabela 5 - Custos bacia do Guaramar

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. i (m/m)	1V:_H talude	Base/ Diâm. (m)	H (m)	1V:_H talude (2)	Base/ Diâm. (2) (m)	H (2) (m)	Boca (m)	New Jersey (m)	Custo por trecho R$	Custo por canal R$
MAR 3	T1	145,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,20	5,53	0,00	0,00	0,00
	T2	18,00	C	Concreto	0,018	1	0,0087	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	
	T3	135,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	
	T4	145,00	C	Concreto	0,018	1	0,0035	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	
	T5	115,00	C	Concreto	0,018	1	0,0020	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	
	T6	85,00	C	Concreto	0,018	1	0,0100	0,00	0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	
MAR 4	T1	260,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,20	5,53	0,00	0,00	2.487.435,66
	T2	40,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	210.987,25	
	T3	220,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,20	5,53	0,00	877.802,38	
	T4	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	105.493,62	
	T5	165,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,90	5,15	0,00	656.523,52	
	T6	235,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,90	5,15	0,00	0,00	
	T7	40,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
	T8	160,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,90	5,15	0,00	636.628,90	
	T9	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
	T10	300,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,50	4,65	0,00	0,00	
	T11	95,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	
	T12	75,00	C	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	
MAR 2A	T1	145,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,00	5,28	0,00	0,00	0,00
	T2	275,00	C	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
	T3	135,00	C	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00	
	T4	175,00	C	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	
	T5	110,00	C	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	

Fls. 911
Proc. 17849/16

FCTH

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. i (m/m)	1V:_H talude	Base/ Diâm. (m)	H (m)	1V:_H talude (2)	Base/ Diâm. (2) (m)	H (2) (m)	Boca (m)	New Jersey (m)	Custo por trecho R$	Custo por canal R$
MAR 2B	T1	260,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,20	5,53	0,00	0,00	1.533.260,37
	T2	40,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
	T3	225,00	M	Concreto/Grama	0,022	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	1,20	5,53	0,00	897.752,40	
	T4	20,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
	T5	160,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,90	0,00	635.507,97	
	T6	240,00	M	Concreto/Grama	0,021	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,70	4,90	0,00	0,00	
	T7	185,00	C	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
	T8	305,00	M	Concreto/Grama	0,020	1	0,0001	0,63	1,50	2,00	0,63	0,00	0,40	4,52	0,00	0,00	
VILA SÔNIA	T1	495,00	B	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	5,00	1,50	0,00	0,00	0,00	5,00	1,40	3.081.525,46	7.428.956,89
	T2	10,00	R	Concreto	0,018	2	0,0012	0,00	2,50	1,50	0,00	0,00	0,00	5,00	0,00	0,00	
	T3	145,00	B	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	5,00	1,50	0,00	0,00	0,00	5,00	1,40	902.788,78	
	T4	10,00	R	Concreto	0,018	2	0,0012	0,00	2,50	1,50	0,00	0,00	0,00	5,00	0,00	0,00	
	T5	145,00	B	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	5,00	1,50	0,00	0,00	0,00	5,00	1,40	903.613,44	
	T6a	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	
	T6b	195,00	B	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,00	3,00	1,40	1.000.321,28	
	T7a	300,00	B	Concreto	0,018	1	0,0012	0,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,00	3,00	1,40	1.540.707,92	
	T7b	100,00	C	Concreto	0,018	2	0,0012	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	
DER	T1	170,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	Seção natural								0,00	11.178.383,33
	T2	650,00	T	Grama	0,030	1	0,0003	3,00	10,00	3,00	0,00	0,00	0,00	28,00	0,00	6.643.162,19	
	T3	75,00	B	Concreto	0,018	1	0,0003	0,00	12,00	3,00	0,00	0,00	0,00	12,00	0,00	1.166.363,09	
	T4	295,00	B	Concreto	0,018	1	0,0026	0,00	7,00	2,75	0,00	0,00	0,00	7,00	0,00	3.368.858,05	
	T5	200,00	R	Concreto	0,018	2	0,0037	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	
	T6	195,00	R	Concreto	0,018	2	0,0018	0,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	
JAPONESES	T1	425,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	3,00	1,50	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	2.089.947,42	2.917.153,95
	T2	185,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	2,50	1,50	0,00	0,00	0,00	2,50	0,00	827.206,53	
	T3	750,00	T	Grama	0,030	1	0,0010	Seção natural								0,00	

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. i (m/m)	1V:_H talude	Base/ Diâm. (m)	H (m)	1V:_H talude (2)	Base/ Diâm. (2) (m)	H (2) (m)	Boca (m)	New Jersey (m)	Custo por trecho R$	Custo por canal R$
Barroso	T1	480,00	T	Grama	0,030	1	0,0009	2,00	7,00	1,70	0,00	0,00	0,00	13,80	0,00	3.169.583,58	7.948.926,04
	T2	220,00	B	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	5,00	2,00	0,00	0,00	0,00	5,00	0,00	2.023.462,92	
	T3	75,00	B	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	638.805,24	
	T4	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	4,00	1,70	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	
	T5	90,00	B	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	763.738,53	
	T6	60,00	B	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	466.066,25	
	T7	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	3,00	1,70	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	
	T8	115,00	B	Concreto	0,018	1	0,0009	0,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	887.269,52	
Praião	T1	120,00	T	Concreto	0,018	1	0,0010	2,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	14,00	0,00	0,00	0,00
	T2	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	8,00	2,00	0,00	0,00	0,00	8,00	0,00	0,00	
	T3	400,00	T	Concreto	0,018	1	0,0010	2,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	14,00	0,00	0,00	
	T4	10,00	R	Concreto	0,018	1	0,0010	0,00	8,00	2,00	0,00	0,00	0,00	8,00	0,00	0,00	
	T5	340,00	T	Concreto	0,018	1	0,0010	2,00	4,00	2,00	0,00	0,00	0,00	12,00	0,00	0,00	
Guaramar A	T1	380,00	T	Grama	0,030	1	0,0003				Seção natural					0,00	0,00
	T2	390,00	T	Grama	0,030	1	0,0003				Seção natural					0,00	
Guaramar B	T1	430,00	T	Grama	0,030	1	0,0003				Seção natural					0,00	0,00
	T2	310,00	T	Grama	0,030	1	0,0003				Seção natural					0,00	
	T3	470,00	T	Grama	0,030	1	0,0003				Seção natural					0,00	
A	Alteamento do dique até a cota 1,4 m			Largura do dique - 10 m												2.705,15	2.705,15
C	Comporta com válvulas flap de proteção do lado leste da bacia do Guaramar - 4 unidades DN 800 m Valor unitário = 22981,14															91.924,56	91.924,56
															Total	33.588.745,96	

Trechos existentes que não necessitam de intervenção
Proposição - Ante-projeto PMPG
Proposição - FCTH

C - Circular
R - Retangular fechada
B - Retangular aberta

T - Trapezoidal
M - Mista

Fls. 912
Proc. 17849/16

Tabela 6 - Custos canais marginais e Pau-Brasil

Canal	Trecho	Ext. (m)	Tipo seção	Revest.	n Manning	Quant. Seção	Decliv. i (m/m)	1V:_H talude	Base/ Diâm. (m)	H (m)	1V:_H talude (2)	Base/ Diâm. (2) (m)	H (2) (m)	Boca (m)	New Jersey (m)	Custo por trecho R$	Custo por canal R$
MAR15A	T1	1260,00	T	Concreto	0,018	1	0,0005	1,50	0,80	1,80	0,00	0,00	0,00	6,20	0,00	4.156.622,72	4.601.975,15
MAR15B	T1	135,00	T	Concreto	0,018	1	0,0032	1,50	0,80	1,80	0,00	0,00	0,00	6,20	0,00	445.352,43	
MAR16A	T1	330,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										1,40	1.072.944,43	6.420.010,86
	T2	85,00	R	Concreto	0,018	1	0,0015	0,00	1,50	1,80	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	332.739,78	
	T3a	700,00	M	Concreto/Grama	Seção rpoposta pela otimização										1,40	2.275.942,72	
	T3b	480,00	M	Concreto/Grama	0,025	1	0,0015	0,00	1,50	0,60	1,00	1,10	0,60	4,90	0,00	959.075,64	
MAR16B	T1	370,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										1,40	1.202.998,31	
Travessia	Travessia MAR16	70,00	C	Concreto	0,018	2	0,0060	0,00	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	1,20	0,00	576.309,97	
MAR17A	T1	90,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	225.542,73	3.207.718,69
MAR17B	T1	1190,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	2.982.175,96	
MAR18A	T1	80,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	196.891,06	1.796.630,83
MAR18B	T1	650,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	1.599.739,78	
MAR19A	T1	220,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	541.450,41	4.553.065,47
	T2	20,00	C	Concreto	0,018	2	0,0047	0,00	0,80	0,80	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	69.571,30	
	T3	600,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	1.476.682,91	
MAR19B	T1a	920,00	M	Concreto/Grama	Seção proposta pela otimização										0,80	2.465.360,86	
	T1b	300,00	M	Concreto/Grama	0,024	1	0,0004	0,00	1,50	0,60	1,00	0,40	0,60	3,50	0,00	599.316,09	
Pau-Brasil	T1	700,00	T	Concreto/Grama	0,020	1	0,0013	0,50	4,00	1,80	1,00	0,00	0,50	6,80	0,00	0,00	0,00
	T2	660,00	T	Concreto/Grama	0,020	1	0,0013	0,50	3,50	1,80	1,00	0,00	0,50	6,30	0,00	0,00	
	T3	50,00	R	Concreto	0,018	1	0,0013	0,00	3,50	2,20	0,00	0,00	0,00	3,50	0,00	0,00	
	T4	560,00	R	Concreto	0,018	1	0,0023	0,00	3,20	2,20	0,00	0,00	0,00	3,20	0,00	0,00	
	T5	25,00	R	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	3,20	2,20	0,00	0,00	0,00	3,20	0,00	0,00	
	T6	70,00	R	Concreto	0,018	1	0,0030	0,00	3,00	2,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	0,00	
															Total	21.178.717,09	

Trechos existentes que não necessitam de intervenção
Proposição - Ante-projeto PMPG
Proposição - FCTH

C - Circular
R - Retangular fechada
B - Retangular aberta

T - Trapezoidal
M - Mista

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Geral. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Obras Complementares – Segurança no Tráfego Rodoviário – Projeto de Barreiras de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: 2009. 19 p. (Norma DNIT 109/2009-PRO).

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. Prefeitura da Estância Balneária de Mongaguá. **Diretrizes para Drenagem Urbana**. São Paulo: FCTH/PMM/FEHIDRO, 2001.

PRAIA GRANDE. Prefeitura Municipal de Praia Grande, Secretaria de Obras Públicas, Departamento de Infraestrutura. **Projeto Executivo de Pavimentação e Drenagem – Av. Dr. Roberto Almeida Vinhas**. Praia Grande: 2010.

_____. Prefeitura Municipal de Praia Grande, Secretaria de Obras Públicas, Departamento de Infraestrutura. **Projeto Básico de Pavimentação e Drenagem – Avenida Marginal da Rod. Pe. Manoel da Nóbrega, Avenida Marginal Esquerda, Bairros Imperador, Princesa e Cidade da Criança**. Praia Grande: 2013.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Manegment Model User's Manual Version 5.0**. National Risk Management Research Laboratory. USEPA. Cincinnati, Ohio, EUA. Julho. 2010.

SÃO PAULO. SECRETARIA DE ESTADO DE ENERGIA, RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO. DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. **Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas**. São Paulo: 2005. 116 p.

_____. SECRETARIA DE OBRAS E DO MEIO AMBIENTE. DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. **Projeto de Recuperação de Áreas Alodiais no Município de Cubatão**: estudos complementares de maregrafia, hidrologia, hidráulica e geotecnia. São Paulo: SMO/DAEE/HIDROCONSULT, 1979. 3 v. (Volume 1 – Texto e Ilustrações).

Fls. 913
Proc. 17849/16

9. EQUIPE TÉCNICA

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

ANEXO I – CONDIÇÕES DE EXTREMIDADE DE MONTANTE (HIDROGRAMAS)

Fls. 414
Proc. 17849/16

FIGURA 149 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=10 ANOS 139

FIGURA 150 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=10 ANOS 139

FIGURA 151 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=10 ANOS 140

FIGURA 152 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=10 ANOS 140

FIGURA 153 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=10 ANOS 141

FIGURA 154 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=10 ANOS 141

FIGURA 155 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=10 ANOS 142

FIGURA 156 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=10 ANOS 142

FIGURA 157 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=10 ANOS 143

FIGURA 158 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=10 ANOS 143

FIGURA 159 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=10 ANOS 144

FIGURA 160 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=10 ANOS 144

FIGURA 161 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=10 ANOS 145

FIGURA 162 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=10 ANOS 145

FIGURA 163 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=10 ANOS 146

FIGURA 164 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=10 ANOS 146

FIGURA 165 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=10 ANOS 147

FIGURA 166 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=10 ANOS 147

FIGURA 167 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=10 ANOS 148

FIGURA 168 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=10 ANOS 148

FIGURA 169 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=25 ANOS 149

FIGURA 170 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=25 ANOS 149

FIGURA 171 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=25 ANOS 150

FIGURA 172 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=25 ANOS 150

FIGURA 173 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=25 ANOS 151

FIGURA 174 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=25 ANOS 151

FIGURA 175 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=25 ANOS 152

FIGURA 176 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=25 ANOS 152

FIGURA 177 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=25 ANOS 153

FIGURA 178 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=25 ANOS 153

FIGURA 179 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=25 ANOS 154

FIGURA 180 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=25 ANOS 154

FIGURA 181 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=25 ANOS 155
FIGURA 182 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=25 ANOS 155
FIGURA 183 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS 156
FIGURA 184 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS 156
FIGURA 185 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=25 ANOS 157
FIGURA 186 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=25 ANOS 157
FIGURA 187 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS 158
FIGURA 188 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=25 ANOS 158
FIGURA 189 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=50 ANOS 159
FIGURA 190 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=50 ANOS 159
FIGURA 191 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=50 ANOS 160
FIGURA 192 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=50 ANOS 160
FIGURA 193 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=50 ANOS 161
FIGURA 194 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=50 ANOS 161
FIGURA 195 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=50 ANOS 162
FIGURA 196 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=50 ANOS 162
FIGURA 197 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=50 ANOS 163
FIGURA 198 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=50 ANOS 163
FIGURA 199 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=50 ANOS 164
FIGURA 200 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=50 ANOS 164
FIGURA 201 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=50 ANOS 165
FIGURA 202 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=50 ANOS 165
FIGURA 203 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS 166
FIGURA 204 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS 166
FIGURA 205 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=50 ANOS 167
FIGURA 206 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=50 ANOS 167
FIGURA 207 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS 168
FIGURA 208 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=50 ANOS 168
FIGURA 209 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=100 ANOS 169
FIGURA 210 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=100 ANOS 169
FIGURA 211 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=100 ANOS 170
FIGURA 212 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=100 ANOS 170
FIGURA 213 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=100 ANOS 171

Fls. 915
Proc. 17849/16
FCTH

FIGURA 214 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=100 ANOS 171
FIGURA 215 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=100 ANOS 172
FIGURA 216 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=100 ANOS 172
FIGURA 217 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=100 ANOS 173
FIGURA 218 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=100 ANOS 173
FIGURA 219 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=100 ANOS 174
FIGURA 220 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=100 ANOS 174
FIGURA 221 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=100 ANOS 175
FIGURA 222 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=100 ANOS 175
FIGURA 223 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 176
FIGURA 224 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 176
FIGURA 225 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=100 ANOS 177
FIGURA 226 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=100 ANOS 177
FIGURA 227 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 178
FIGURA 228 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=100 ANOS 178
BACIA DO ITINGA *179*
FIGURA 229 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 9 DO NÓ J9 PARA TR=25 ANOS 180
FIGURA 230 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 10 DO NÓ J10 PARA TR=25 ANOS 180
FIGURA 231 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 11 DO NÓ J11 PARA TR=25 ANOS 181
FIGURA 232 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 12 DO NÓ J12 PARA TR=25 ANOS 181
FIGURA 233 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 9 DO NÓ J9 PARA TR=50 ANOS 182
FIGURA 234 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 10 DO NÓ J10 PARA TR=50 ANOS 182
FIGURA 235 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 11 DO NÓ J11 PARA TR=50 ANOS 183
FIGURA 236 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 12 DO NÓ J12 PARA TR=50 ANOS 183
FIGURA 237 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 9 DO NÓ J9 PARA TR=100 ANOS 184
FIGURA 238 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 10 DO NÓ J10 PARA TR=100 ANOS 184
FIGURA 239 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 11 DO NÓ J11 PARA TR=100 ANOS 185
FIGURA 240 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 12 DO NÓ J12 PARA TR=100 ANOS 185
BACIA RIO BRANCO *186*
FIGURA 241 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 7 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS..... 187
FIGURA 242 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 44 DO NÓ J42 PARA TR=25 ANOS 187
FIGURA 243 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 45 DO NÓ J43 PARA TR=25 ANOS 188
FIGURA 244 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 46 DO NÓ J44 PARA TR=25 ANOS 188

FIGURA 245 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 47 DO NÓ J45 PARA TR=25 ANOS 189
FIGURA 246 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 48 DO NÓ J31 PARA TR=25 ANOS 189
FIGURA 247 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 49 DO NÓ J32 PARA TR=25 ANOS 190
FIGURA 248 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 51 DO NÓ J34 PARA TR=25 ANOS 190
FIGURA 249 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 53 DO NÓ J17 PARA TR=25 ANOS 191
FIGURA 250 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 54 DO NÓ J18 PARA TR=25 ANOS 191
FIGURA 251 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 55 DO NÓ J19 PARA TR=25 ANOS 192
FIGURA 252 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 56 DO NÓ J20 PARA TR=25 ANOS 192
FIGURA 253 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 57 DO NÓ J21 PARA TR=25 ANOS 193
FIGURA 254 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 58 DO NÓ J22 PARA TR=25 ANOS 193
FIGURA 255 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 59 DO NÓ J23 PARA TR=25 ANOS 194
FIGURA 256 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 61 DO NÓ J8 PARA TR=25 ANOS 194
FIGURA 257 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 63 DO NÓ J10 PARA TR=25 ANOS 195
FIGURA 258 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 7 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS..... 196
FIGURA 259 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 44 DO NÓ J42 PARA TR=50 ANOS 196
FIGURA 260 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 45 DO NÓ J43 PARA TR=50 ANOS 197
FIGURA 261 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 46 DO NÓ J44 PARA TR=50 ANOS 197
FIGURA 262 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 47 DO NÓ J45 PARA TR=50 ANOS 198
FIGURA 263 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 48 DO NÓ J31 PARA TR=50 ANOS 198
FIGURA 264 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 49 DO NÓ J32 PARA TR=50 ANOS 199
FIGURA 265 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 51 DO NÓ J34 PARA TR=50 ANOS 199
FIGURA 266 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 53 DO NÓ J17 PARA TR=50 ANOS 200
FIGURA 267 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 54 DO NÓ J18 PARA TR=50 ANOS 200
FIGURA 268 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 55 DO NÓ J19 PARA TR=50 ANOS 201
FIGURA 269 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 56 DO NÓ J20 PARA TR=50 ANOS 201
FIGURA 270 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 57 DO NÓ J21 PARA TR=50 ANOS 202
FIGURA 271 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 58 DO NÓ J22 PARA TR=50 ANOS 202
FIGURA 272 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 59 DO NÓ J23 PARA TR=50 ANOS 203
FIGURA 273 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 61 DO NÓ J8 PARA TR=50 ANOS 203
FIGURA 274 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 63 DO NÓ J10 PARA TR=50 ANOS 204
FIGURA 275 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 7 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 205
FIGURA 276 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 44 DO NÓ J42 PARA TR=100 ANOS 205
FIGURA 277 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 45 DO NÓ J43 PARA TR=100 ANOS 206

Fls. 916
Proc. 17849/16

FIGURA 278 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 46 DO NÓ J44 PARA TR=100 ANOS 206
FIGURA 279 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 47 DO NÓ J45 PARA TR=100 ANOS 207
FIGURA 280 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 48 DO NÓ J31 PARA TR=100 ANOS 207
FIGURA 281 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 49 DO NÓ J32 PARA TR=100 ANOS 208
FIGURA 282 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 51 DO NÓ J34 PARA TR=100 ANOS 208
FIGURA 283 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 53 DO NÓ J17 PARA TR=100 ANOS 209
FIGURA 284 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 54 DO NÓ J18 PARA TR=100 ANOS 209
FIGURA 285 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 55 DO NÓ J19 PARA TR=100 ANOS 210
FIGURA 286 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 56 DO NÓ J20 PARA TR=100 ANOS 210
FIGURA 287 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 57 DO NÓ J21 PARA TR=100 ANOS 211
FIGURA 288 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 58 DO NÓ J22 PARA TR=100 ANOS 211
FIGURA 289 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 59 DO NÓ J23 PARA TR=100 ANOS 212
FIGURA 290 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 61 DO NÓ J8 PARA TR=100 ANOS 212
FIGURA 291 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 63 DO NÓ J10 PARA TR=100 ANOS 213

ANEXO I – CONDIÇÕES DE EXTREMIDADE DE MONTANTE (HIDROGRAMAS)..... 128
FIGURA 150 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=10 ANOS..... 139
FIGURA 151 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=10 ANOS..... 139
FIGURA 152 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=10 ANOS..... 140
FIGURA 153 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=10 ANOS..... 140
FIGURA 154 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=10 ANOS..... 141
FIGURA 155 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=10 ANOS..... 141
FIGURA 156 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=10 ANOS..... 142
FIGURA 157 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=10 ANOS..... 142
FIGURA 158 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=10 ANOS..... 143
FIGURA 159 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=10 ANOS..... 143
FIGURA 160 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=10 ANOS..... 144
FIGURA 161 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=10 ANOS..... 144
FIGURA 162 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=10 ANOS..... 145
FIGURA 163 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=10 ANOS..... 145
FIGURA 164 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=10 ANOS 146
FIGURA 165 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=10 ANOS 146
FIGURA 166 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=10 ANOS..... 147

FIGURA 167 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=10 ANOS 147
FIGURA 168 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=10 ANOS 148
FIGURA 169 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=10 ANOS 148
FIGURA 170 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=25 ANOS 149
FIGURA 171 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=25 ANOS 149
FIGURA 172 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=25 ANOS 150
FIGURA 173 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=25 ANOS 150
FIGURA 174 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=25 ANOS 151
FIGURA 175 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=25 ANOS 151
FIGURA 176 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=25 ANOS 152
FIGURA 177 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=25 ANOS 152
FIGURA 178 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=25 ANOS 153
FIGURA 179 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=25 ANOS 153
FIGURA 180 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=25 ANOS 154
FIGURA 181 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=25 ANOS 154
FIGURA 182 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=25 ANOS 155
FIGURA 183 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=25 ANOS 155
FIGURA 184 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS 156
FIGURA 185 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS 156
FIGURA 186 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=25 ANOS 157
FIGURA 187 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=25 ANOS 157
FIGURA 188 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS 158
FIGURA 189 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=25 ANOS 158
FIGURA 190 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=50 ANOS 159
FIGURA 191 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=50 ANOS 159
FIGURA 192 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=50 ANOS 160
FIGURA 193 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=50 ANOS 160
FIGURA 194 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=50 ANOS 161
FIGURA 195 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=50 ANOS 161
FIGURA 196 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=50 ANOS 162
FIGURA 197 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=50 ANOS 162
FIGURA 198 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=50 ANOS 163
FIGURA 199 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=50 ANOS 163

Fls. 917
Proc. 17849/16
FCTH

FIGURA 200 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=50 ANOS 164
FIGURA 201 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=50 ANOS 164
FIGURA 202 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=50 ANOS 165
FIGURA 203 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=50 ANOS 165
FIGURA 204 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS 166
FIGURA 205 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS 166
FIGURA 206 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=50 ANOS 167
FIGURA 207 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=50 ANOS 167
FIGURA 208 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS 168
FIGURA 209 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=50 ANOS 168
FIGURA 210 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 1 DO NÓ J1 PARA TR=100 ANOS 169
FIGURA 211 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 2 DO NÓ J2 PARA TR=100 ANOS 169
FIGURA 212 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 3 DO NÓ J3 PARA TR=100 ANOS 170
FIGURA 213 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 4 DO NÓ J4 PARA TR=100 ANOS 170
FIGURA 214 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 5 DO NÓ J6 PARA TR=100 ANOS 171
FIGURA 215 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 6 DO NÓ J7 PARA TR=100 ANOS 171
FIGURA 216 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 7 DO NÓ J9 PARA TR=100 ANOS 172
FIGURA 217 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 8 DO NÓ J9 PARA TR=100 ANOS 172
FIGURA 218 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 9 DO NÓ J13 PARA TR=100 ANOS 173
FIGURA 219 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 10 DO NÓ J11 PARA TR=100 ANOS 173
FIGURA 220 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 11 DO NÓ J14 PARA TR=100 ANOS 174
FIGURA 221 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 12 DO NÓ J15 PARA TR=100 ANOS 174
FIGURA 222 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 13 DO NÓ J18 PARA TR=100 ANOS 175
FIGURA 223 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 14 DO NÓ J17 PARA TR=100 ANOS 175
FIGURA 224 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 15 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 176
FIGURA 225 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 16 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 176
FIGURA 226 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 17 DO NÓ J10 PARA TR=100 ANOS 177
FIGURA 227 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 18 DO NÓ J20 PARA TR=100 ANOS 177
FIGURA 228 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 19 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 178
FIGURA 229 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA GUARAMAR 20 DO NÓ J19 PARA TR=100 ANOS 178
FIGURA 230 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 9 DO NÓ J9 PARA TR=25 ANOS 180
FIGURA 231 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 10 DO NÓ J10 PARA TR=25 ANOS 180
FIGURA 232 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 11 DO NÓ J11 PARA TR=25 ANOS 181

FIGURA 233 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 12 DO NÓ J12 PARA TR=25 ANOS 181
FIGURA 234 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 9 DO NÓ J9 PARA TR=50 ANOS 182
FIGURA 235 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 10 DO NÓ J10 PARA TR=50 ANOS 182
FIGURA 236 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 11 DO NÓ J11 PARA TR=50 ANOS 183
FIGURA 237 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 12 DO NÓ J12 PARA TR=50 ANOS 183
FIGURA 238 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 9 DO NÓ J9 PARA TR=100 ANOS 184
FIGURA 239 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 10 DO NÓ J10 PARA TR=100 ANOS 184
FIGURA 240 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 11 DO NÓ J11 PARA TR=100 ANOS 185
FIGURA 241 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA ITINGA 12 DO NÓ J12 PARA TR=100 ANOS 185
FIGURA 242 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 7 DO EXUTÓRIO PARA TR=25 ANOS..... 187
FIGURA 243 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 44 DO NÓ J42 PARA TR=25 ANOS 187
FIGURA 244 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 45 DO NÓ J43 PARA TR=25 ANOS 188
FIGURA 245 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 46 DO NÓ J44 PARA TR=25 ANOS 188
FIGURA 246 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 47 DO NÓ J45 PARA TR=25 ANOS 189
FIGURA 247 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 48 DO NÓ J31 PARA TR=25 ANOS 189
FIGURA 248 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 49 DO NÓ J32 PARA TR=25 ANOS 190
FIGURA 249 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 51 DO NÓ J34 PARA TR=25 ANOS 190
FIGURA 250 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 53 DO NÓ J17 PARA TR=25 ANOS 191
FIGURA 251 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 54 DO NÓ J18 PARA TR=25 ANOS 191
FIGURA 252 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 55 DO NÓ J19 PARA TR=25 ANOS 192
FIGURA 253 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 56 DO NÓ J20 PARA TR=25 ANOS 192
FIGURA 254 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 57 DO NÓ J21 PARA TR=25 ANOS 193
FIGURA 255 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 58 DO NÓ J22 PARA TR=25 ANOS 193
FIGURA 256 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 59 DO NÓ J23 PARA TR=25 ANOS 194
FIGURA 257 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 61 DO NÓ J8 PARA TR=25 ANOS 194
FIGURA 258 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 63 DO NÓ J10 PARA TR=25 ANOS 195
FIGURA 259 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 7 DO EXUTÓRIO PARA TR=50 ANOS..... 196
FIGURA 260 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 44 DO NÓ J42 PARA TR=50 ANOS 196
FIGURA 261 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 45 DO NÓ J43 PARA TR=50 ANOS 197
FIGURA 262 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 46 DO NÓ J44 PARA TR=50 ANOS 197
FIGURA 263 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 47 DO NÓ J45 PARA TR=50 ANOS 198
FIGURA 264 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 48 DO NÓ J31 PARA TR=50 ANOS 198
FIGURA 265 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 49 DO NÓ J32 PARA TR=50 ANOS 199

Fls. 918
Proc. 17849/16

FIGURA 266 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 51 DO NÓ J34 PARA TR=50 ANOS 199

FIGURA 267 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 53 DO NÓ J17 PARA TR=50 ANOS 200

FIGURA 268 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 54 DO NÓ J18 PARA TR=50 ANOS 200

FIGURA 269 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 55 DO NÓ J19 PARA TR=50 ANOS 201

FIGURA 270 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 56 DO NÓ J20 PARA TR=50 ANOS 201

FIGURA 271 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 57 DO NÓ J21 PARA TR=50 ANOS 202

FIGURA 272 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 58 DO NÓ J22 PARA TR=50 ANOS 202

FIGURA 273 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 59 DO NÓ J23 PARA TR=50 ANOS 203

FIGURA 274 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 61 DO NÓ J8 PARA TR=50 ANOS 203

FIGURA 275 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 63 DO NÓ J10 PARA TR=50 ANOS 204

FIGURA 276 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 7 DO EXUTÓRIO PARA TR=100 ANOS..... 205

FIGURA 277 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 44 DO NÓ J42 PARA TR=100 ANOS 205

FIGURA 278 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 45 DO NÓ J43 PARA TR=100 ANOS 206

FIGURA 279 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 46 DO NÓ J44 PARA TR=100 ANOS 206

FIGURA 280 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 47 DO NÓ J45 PARA TR=100 ANOS 207

FIGURA 281 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 48 DO NÓ J31 PARA TR=100 ANOS 207

FIGURA 282 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 49 DO NÓ J32 PARA TR=100 ANOS 208

FIGURA 283 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 51 DO NÓ J34 PARA TR=100 ANOS 208

FIGURA 284 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 53 DO NÓ J17 PARA TR=100 ANOS 209

FIGURA 285 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 54 DO NÓ J18 PARA TR=100 ANOS 209

FIGURA 286 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 55 DO NÓ J19 PARA TR=100 ANOS 210

FIGURA 287 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 56 DO NÓ J20 PARA TR=100 ANOS 210

FIGURA 288 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 57 DO NÓ J21 PARA TR=100 ANOS 211

FIGURA 289 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 58 DO NÓ J22 PARA TR=100 ANOS 211

FIGURA 290 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 59 DO NÓ J23 PARA TR=100 ANOS 212

FIGURA 291 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 61 DO NÓ J8 PARA TR=100 ANOS 212

FIGURA 292 – HIDROGRAMA DA SUB-BACIA RIO BRANCO 63 DO NÓ J10 PARA TR=100 ANOS 213

BACIA DO GUARAMAR

Fls. 919
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 149 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 1 do nó J1 para TR=10 anos



Figura 150 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 2 do nó J2 para TR=10 anos



Figura 151 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 3 do nó J3 para TR=10 anos

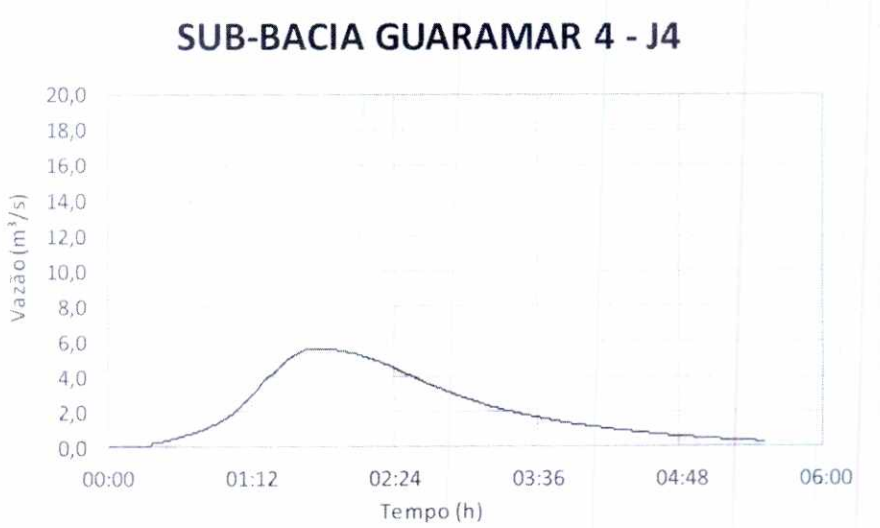


Figura 152 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 4 do nó J4 para TR=10 anos

Fls. 920
Proc. 17849/16



Figura 153 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 5 do nó J6 para TR=10 anos



Figura 154 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 6 do nó J7 para TR=10 anos

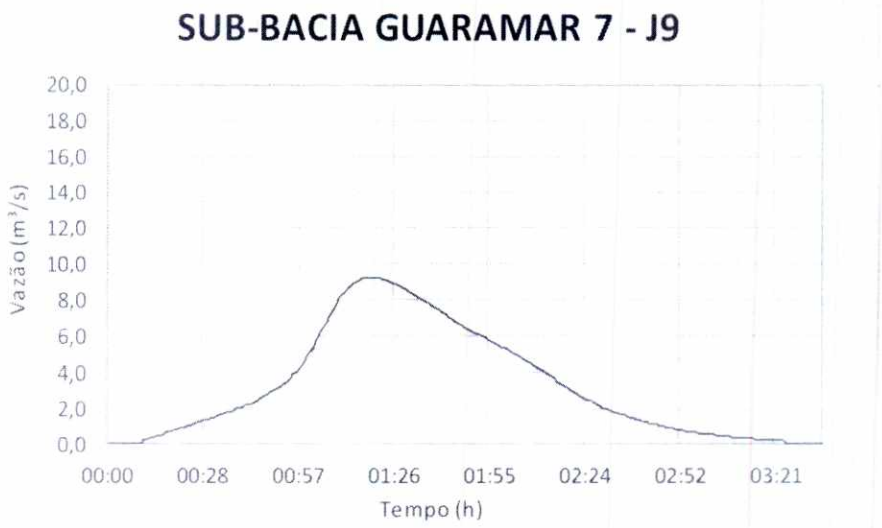


Figura 155 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 7 do nó J9 para TR=10 anos

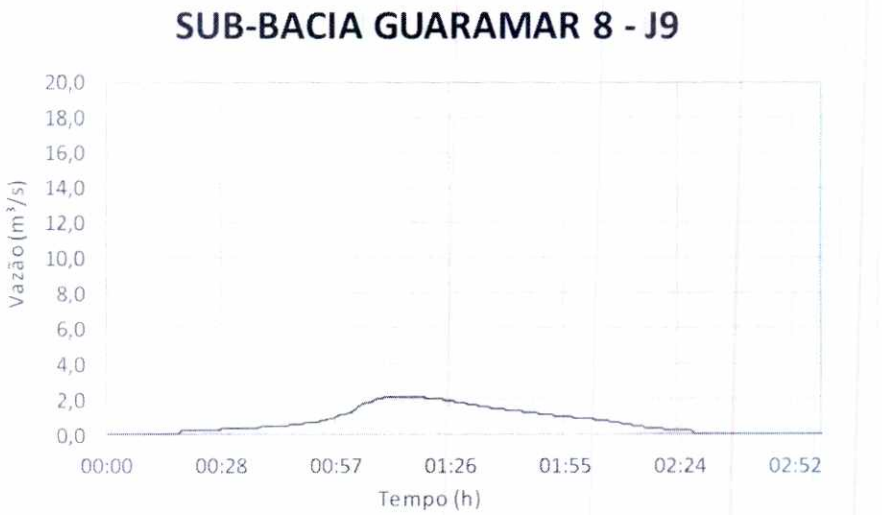


Figura 156 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 8 do nó J9 para TR=10 anos

Fls. 921
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 157 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 9 do nó J13 para TR=10 anos

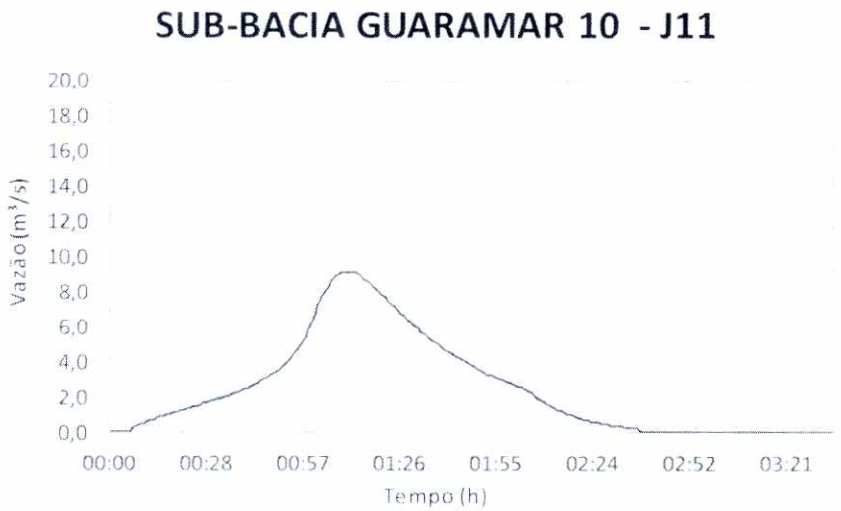


Figura 158 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 10 do nó J11 para TR=10 anos



Figura 159 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 11 do nó J14 para TR=10 anos

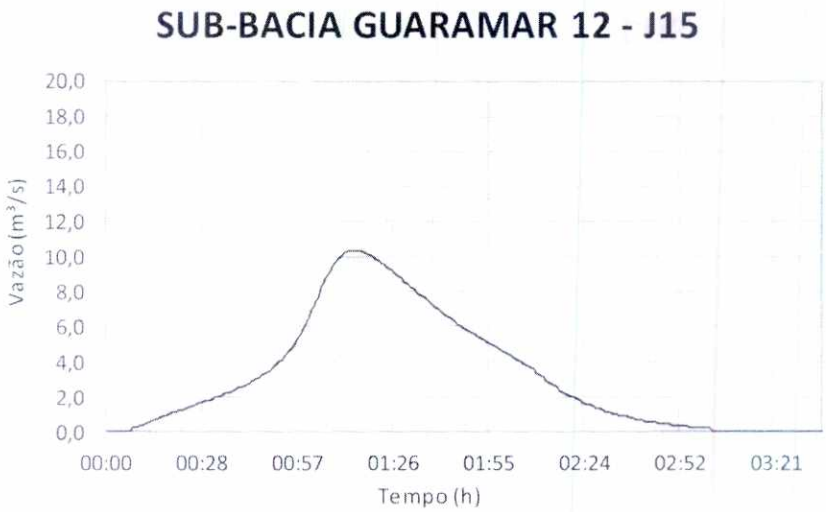


Figura 160 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 12 do nó J15 para TR=10 anos

Fls. 922
Proc. 17849/16



Figura 161 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 13 do nó J18 para TR=10 anos

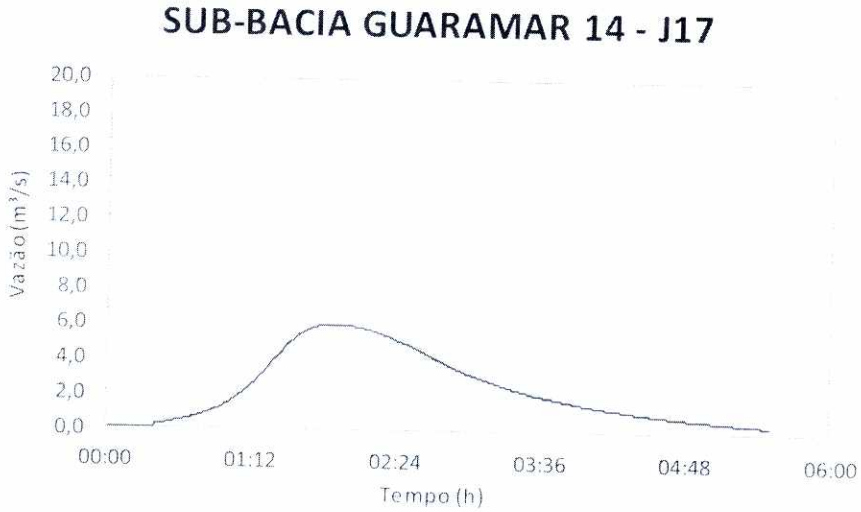


Figura 162 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 14 do nó J17 para TR=10 anos



Figura 163 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 15 do exutório para TR=10 anos

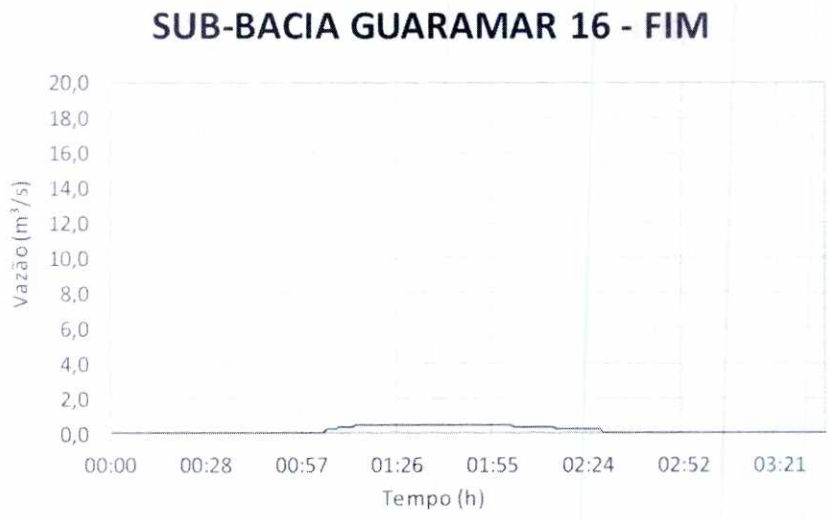


Figura 164 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 16 do exutório para TR=10 anos

Fls. 923
Proc. 17849116

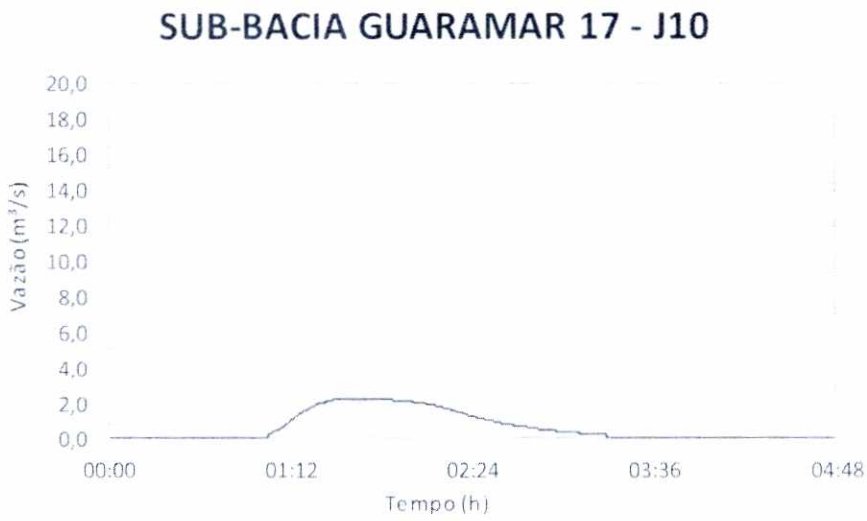


Figura 165 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 17 do nó J10 para TR=10 anos

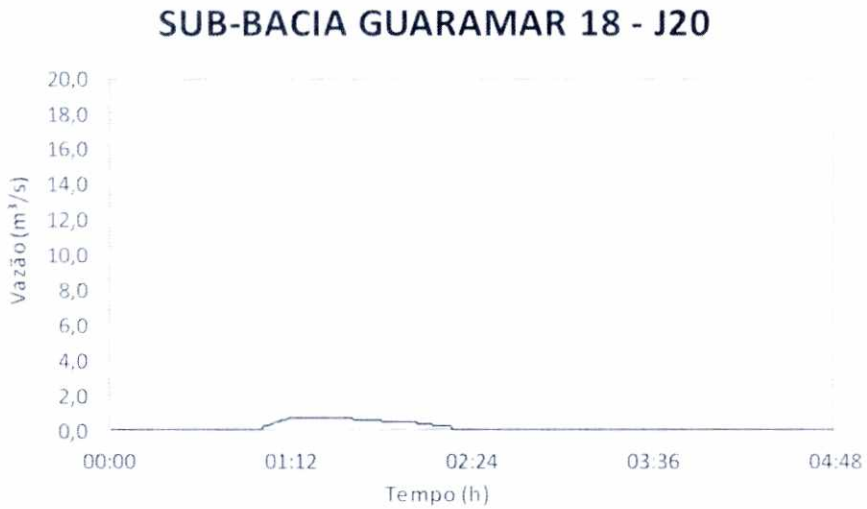


Figura 166 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 18 do nó J20 para TR=10 anos

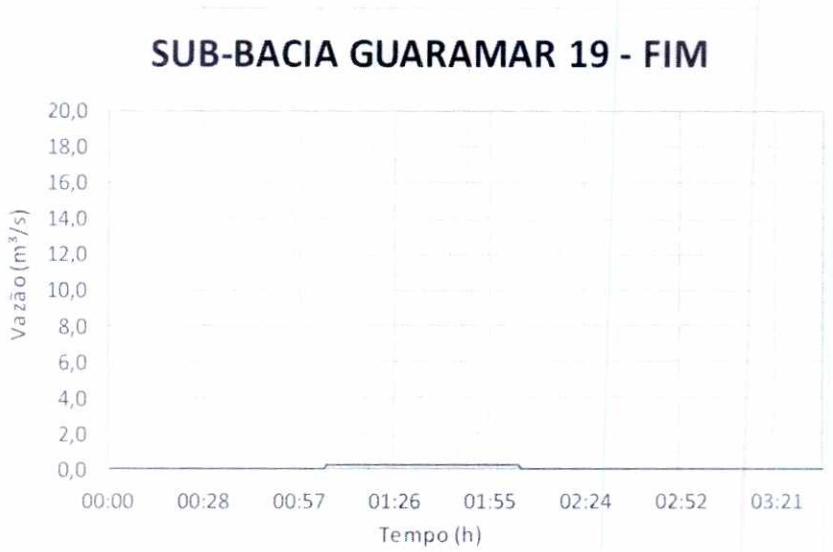


Figura 167 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 19 do exutório para TR=10 anos



Figura 168 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 20 do nó J19 para TR=10 anos

Fls. 924
Proc. 17849/16
PCTH



Figura 169 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 1 do nó J1 para TR=25 anos



Figura 170 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 2 do nó J2 para TR=25 anos



Figura 171 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 3 do nó J3 para TR=25 anos



Figura 172 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 4 do nó J4 para TR=25 anos

Fls. 925
Proc. 17849/16



Figura 173 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 5 do nó J6 para TR=25 anos



Figura 174 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 6 do nó J7 para TR=25 anos



Figura 175 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 7 do nó J9 para TR=25 anos



Figura 176 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 8 do nó J9 para TR=25 anos

Fls. 926
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 177 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 9 do nó J13 para TR=25 anos

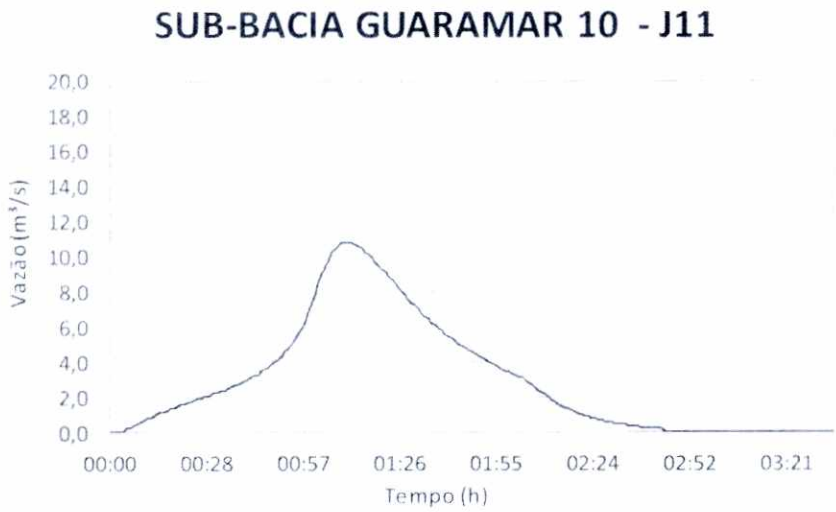


Figura 178 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 10 do nó J11 para TR=25 anos



Figura 179 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 11 do nó J14 para TR=25 anos

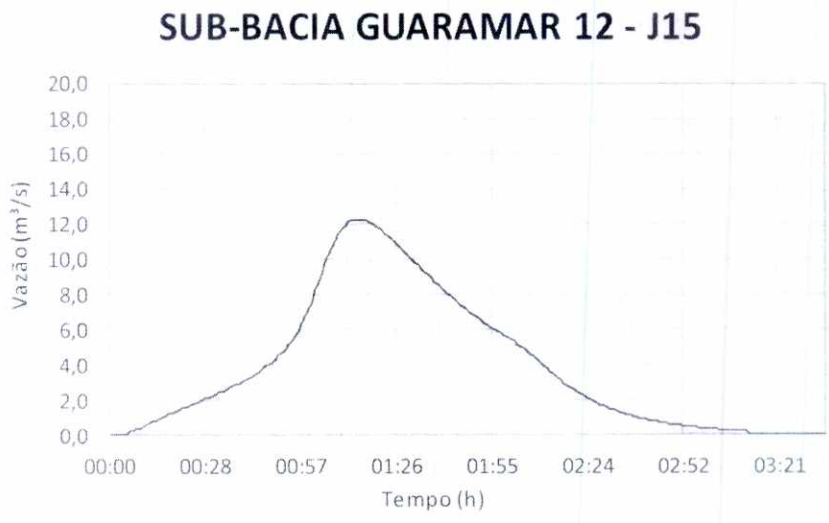


Figura 180 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 12 do nó J15 para TR=25 anos

Fls. 922
Proc. 17849/16 FCTH



Figura 181 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 13 do nó J18 para TR=25 anos

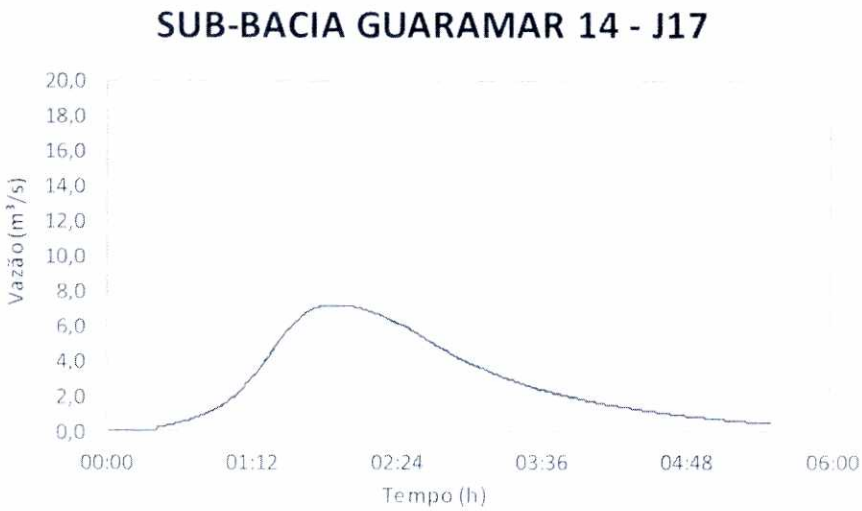


Figura 182 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 14 do nó J17 para TR=25 anos

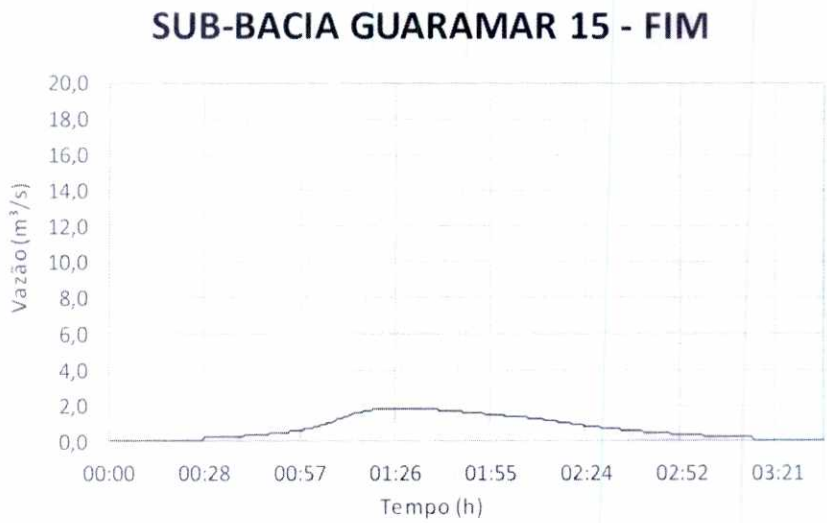


Figura 183 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 15 do exutório para TR=25 anos

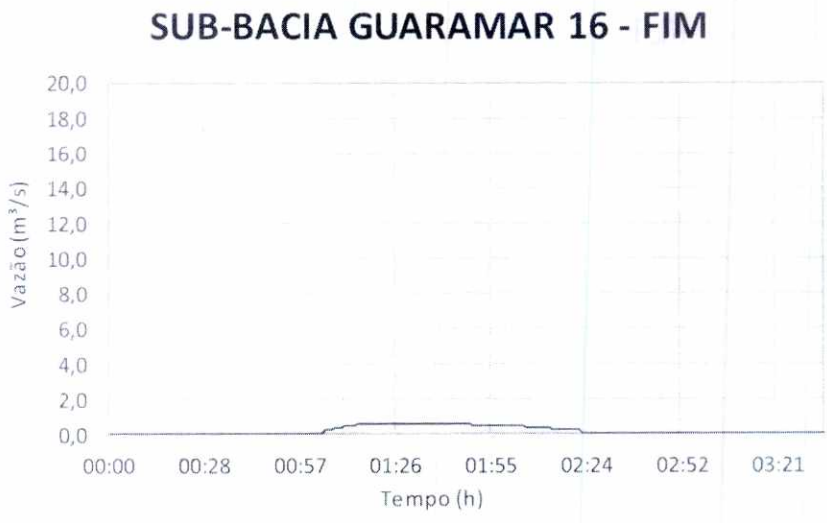


Figura 184 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 16 do exutório para TR=25 anos

Fls. 928
Proc. 17849/16
FCTH

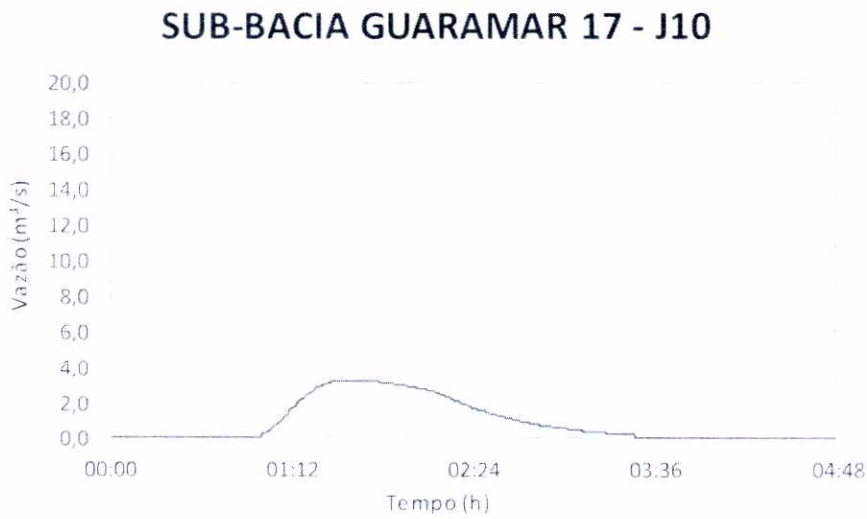


Figura 185 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 17 do nó J10 para TR=25 anos

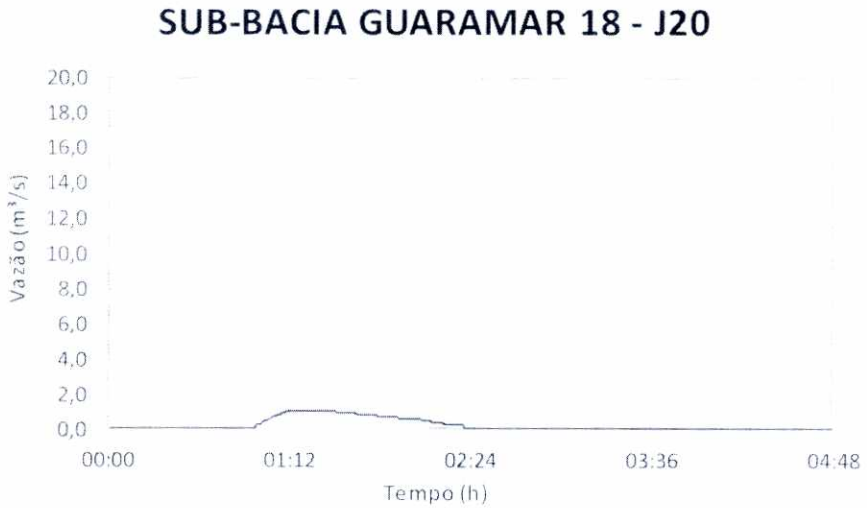


Figura 186 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 18 do nó J20 para TR=25 anos

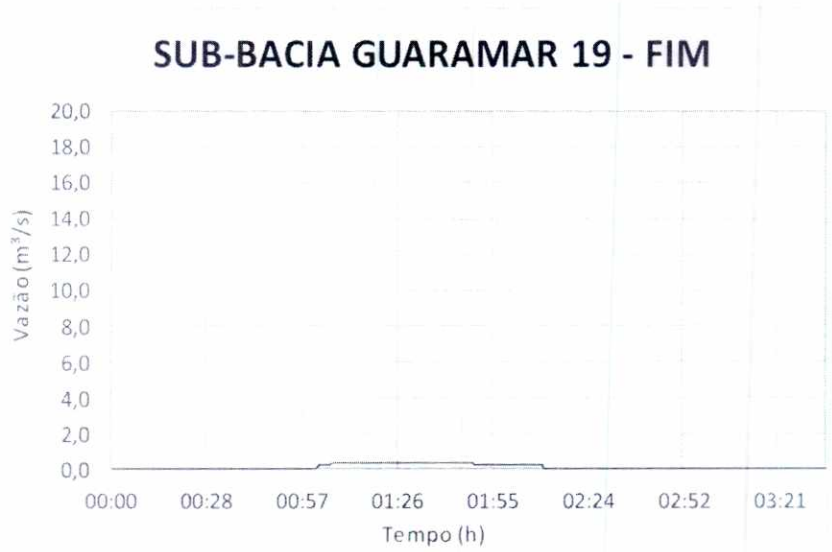


Figura 187 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 19 do exutório para TR=25 anos

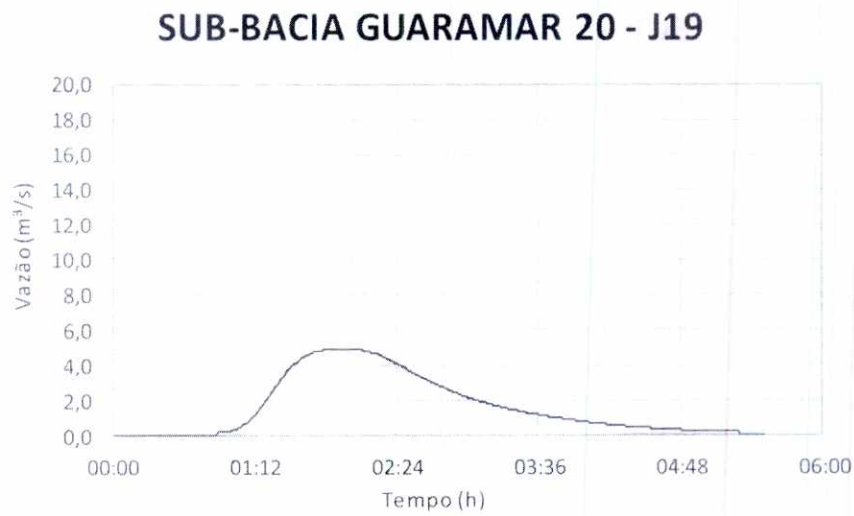


Figura 188 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 20 do nó J19 para TR=25 anos

Fls. 929
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 189 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 1 do nó J1 para TR=50 anos



Figura 190 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 2 do nó J2 para TR=50 anos



Figura 191 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 3 do nó J3 para TR=50 anos



Figura 192 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 4 do nó J4 para TR=50 anos

Fls. 930
Proc. 17849/16

FCTH



Figura 193 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 5 do nó J6 para TR=50 anos



Figura 194 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 6 do nó J7 para TR=50 anos



Figura 195 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 7 do nó J9 para TR=50 anos

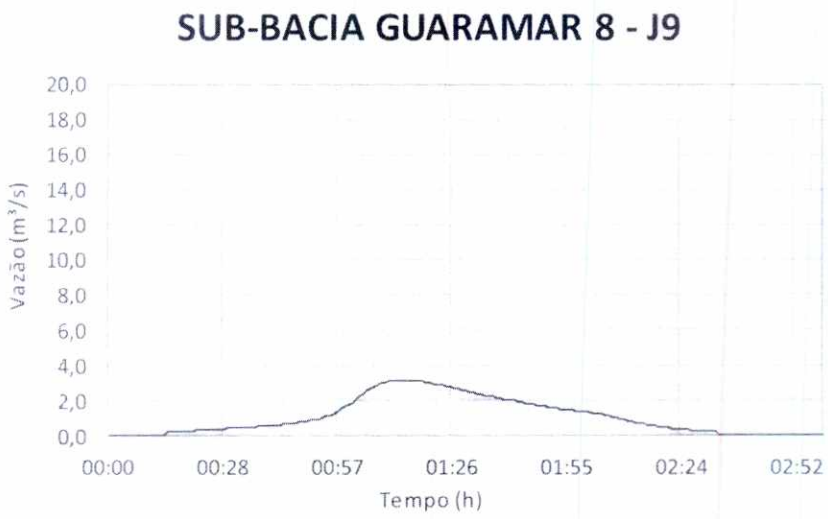


Figura 196 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 8 do nó J9 para TR=50 anos

Fls. 931
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 197 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 9 do nó J13 para TR=50 anos



Figura 198 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 10 do nó J11 para TR=50 anos



Figura 199 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 11 do nó J14 para TR=50 anos

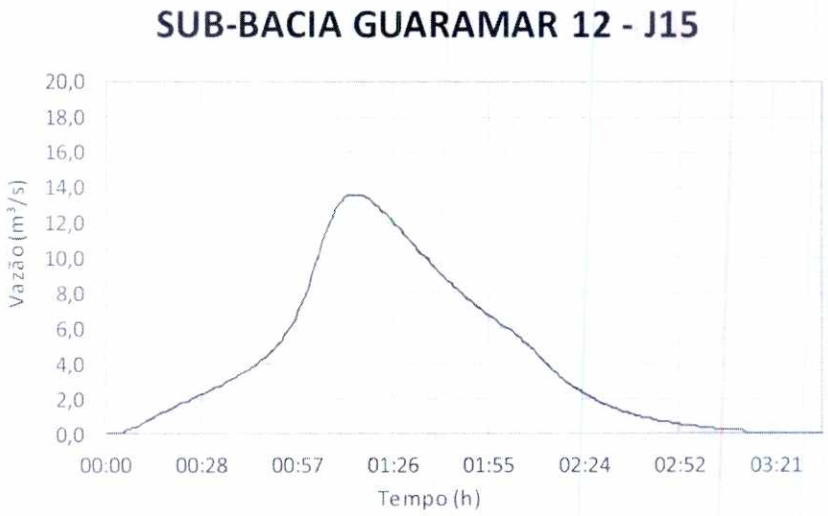


Figura 200 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 12 do nó J15 para TR=50 anos

Fls. 932
Proc. 17849/16



Figura 201 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 13 do nó J18 para TR=50 anos

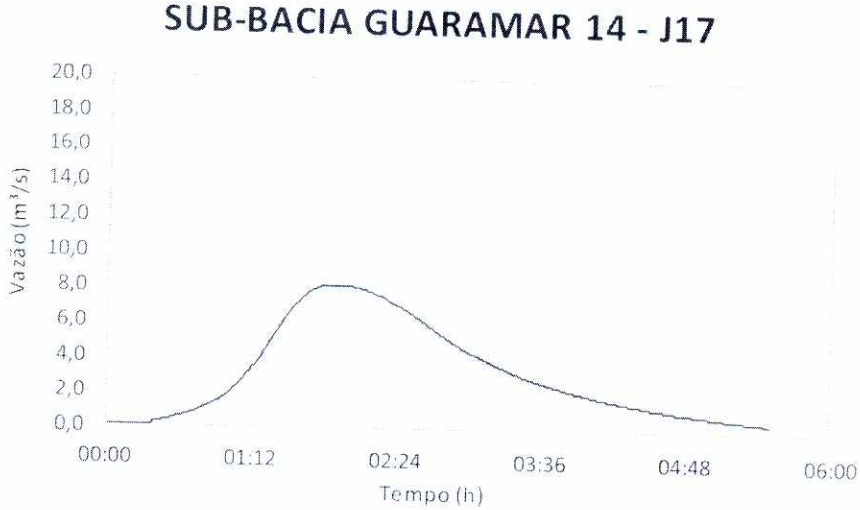


Figura 202 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 14 do nó J17 para TR=50 anos



Figura 203 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 15 do exutório para TR=50 anos

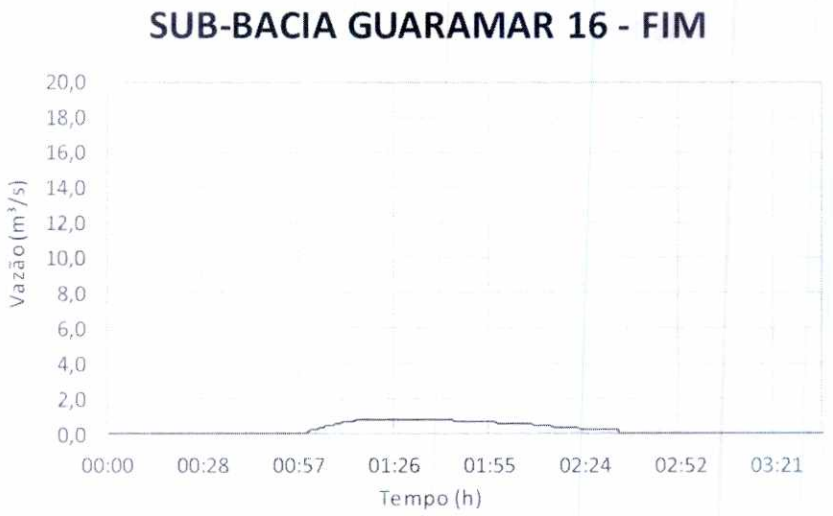


Figura 204 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 16 do exutório para TR=50 anos

Fls. 933
Proc. 17849116

FCTH



Figura 205 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 17 do nó J10 para TR=50 anos

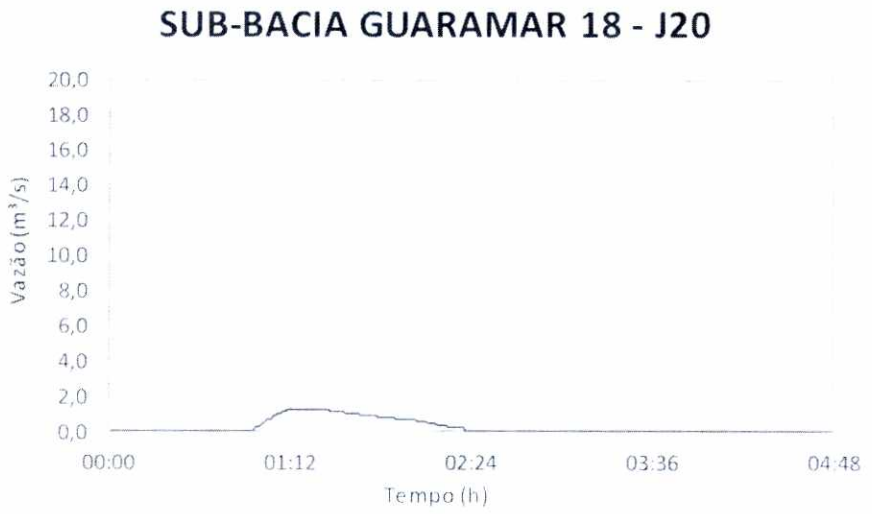


Figura 206 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 18 do nó J20 para TR=50 anos



Figura 207 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 19 do exutório para TR=50 anos



Figura 208 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 20 do nó J19 para TR=50 anos

Fls. 934
Proc. 17849/16

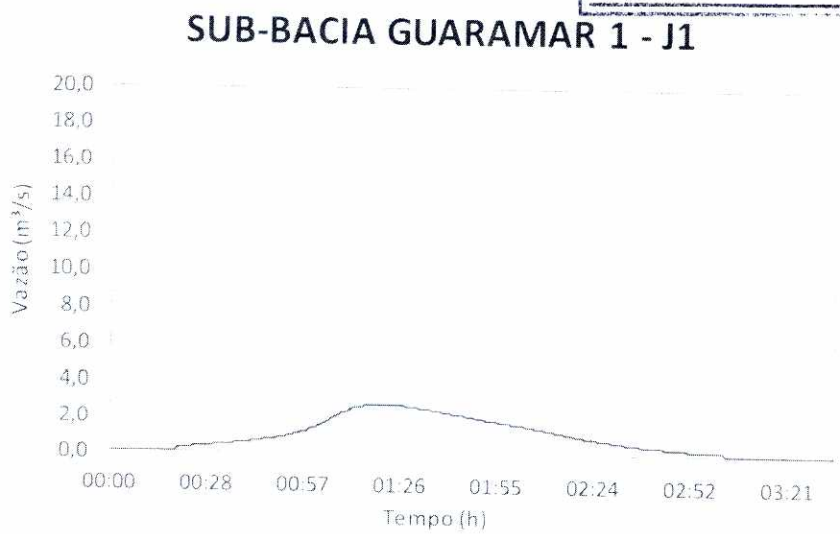


Figura 209 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 1 do nó J1 para TR=100 anos



Figura 210 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 2 do nó J2 para TR=100 anos



Figura 211 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 3 do nó J3 para TR=100 anos



Figura 212 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 4 do nó J4 para TR=100 anos

Fls. 935
Proc. 17849/16

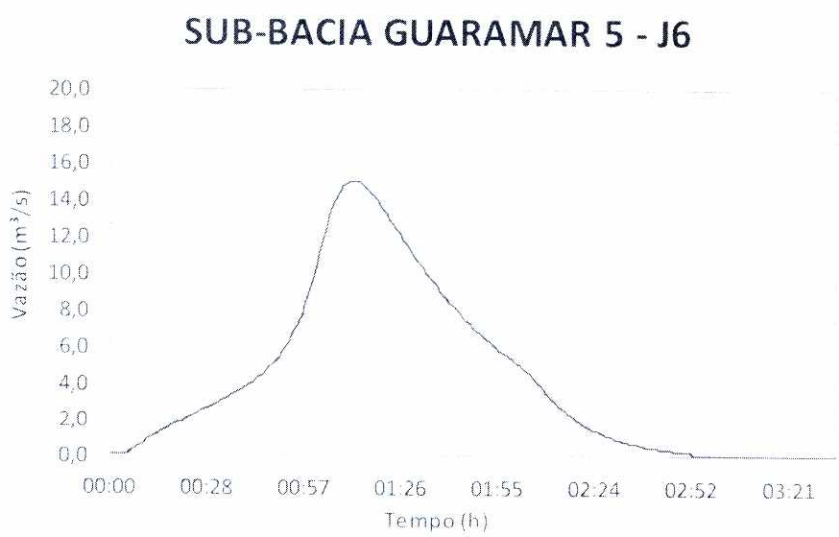


Figura 213 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 5 do nó J6 para TR=100 anos

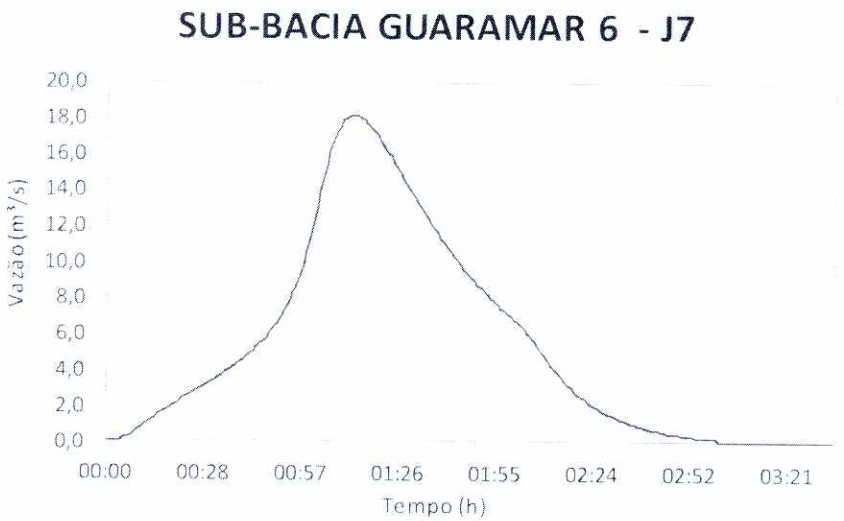


Figura 214 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 6 do nó J7 para TR=100 anos



Figura 215 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 7 do nó J9 para TR=100 anos



Figura 216 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 8 do nó J9 para TR=100 anos

Fls. 936
Proc. 17849/16



Figura 217 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 9 do nó J13 para TR=100 anos

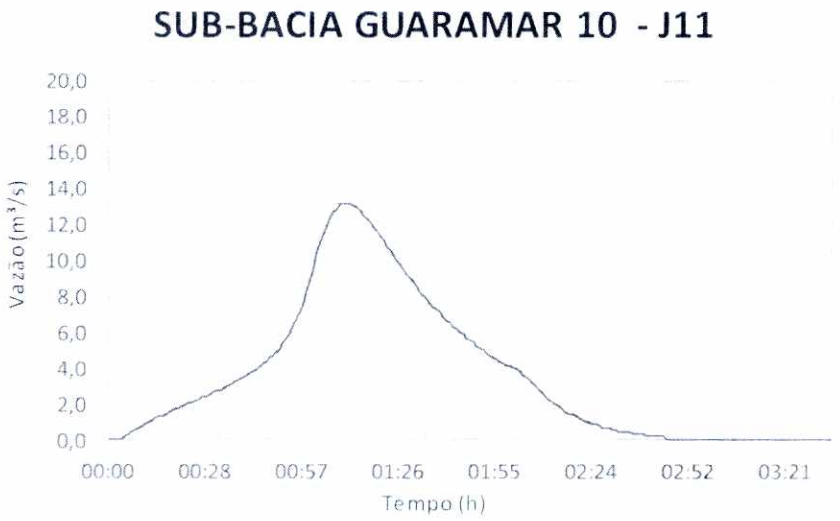


Figura 218 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 10 do nó J11 para TR=100 anos

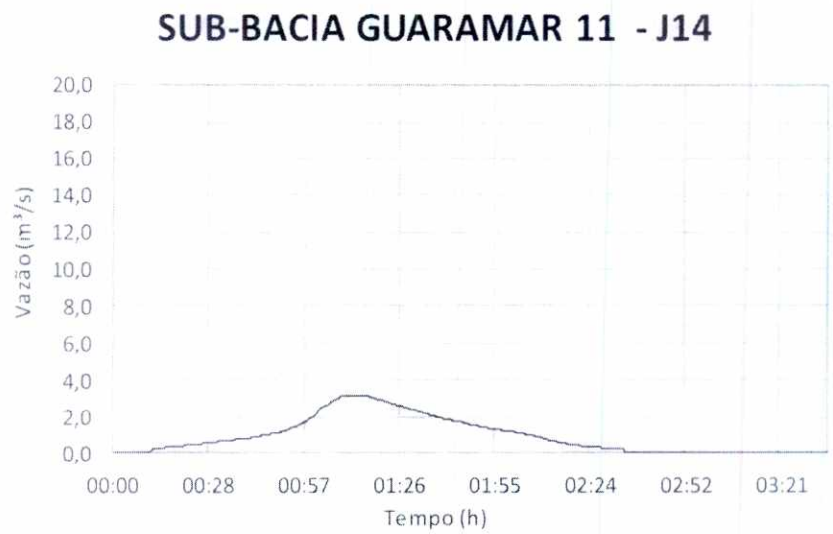


Figura 219 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 11 do nó J14 para TR=100 anos

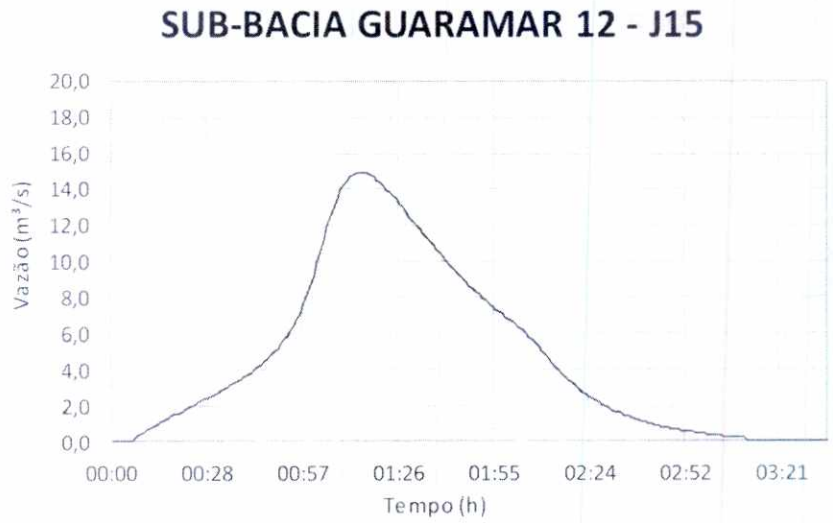


Figura 220 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 12 do nó J15 para TR=100 anos

Fls. 937
Proc. 17849/16

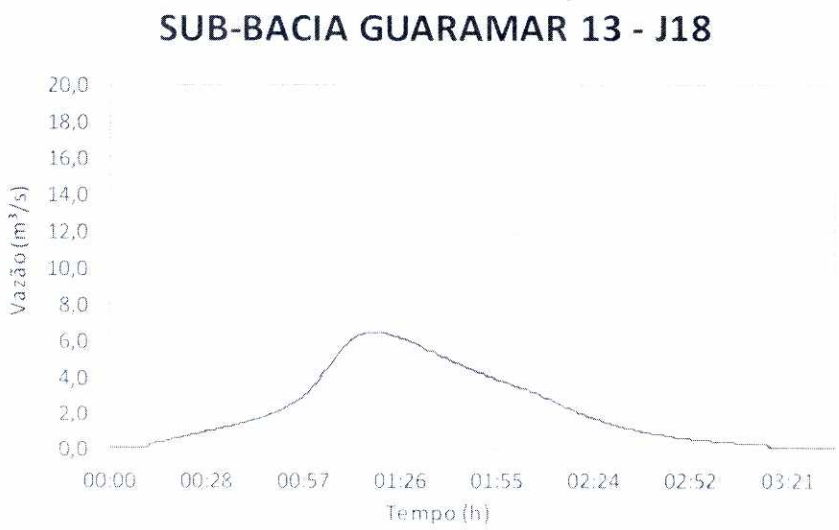


Figura 221 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 13 do nó J18 para TR=100 anos

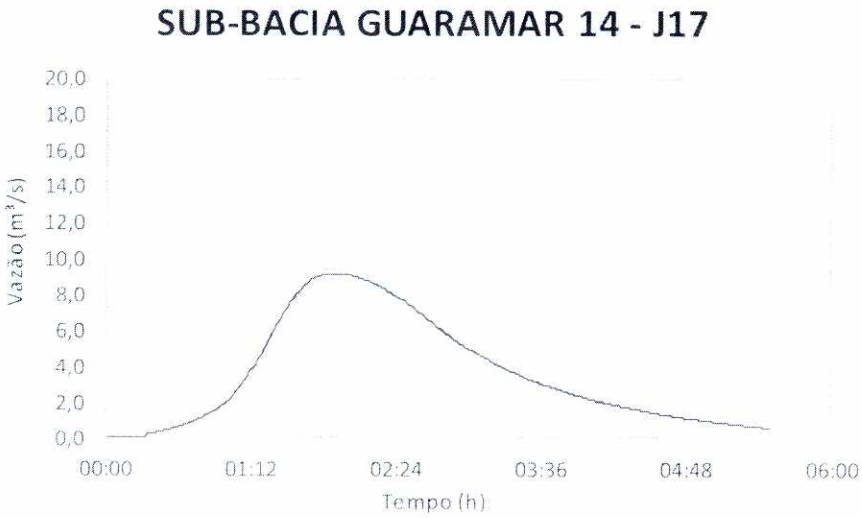


Figura 222 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 14 do nó J17 para TR=100 anos

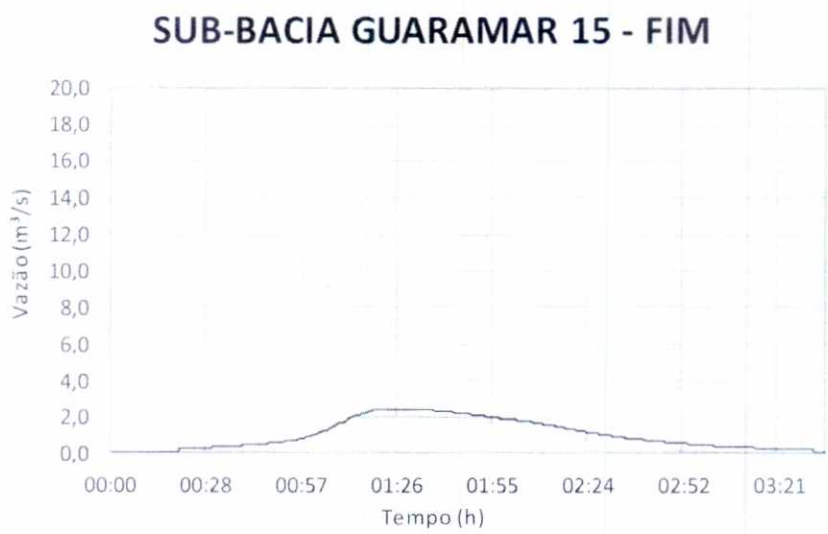


Figura 223 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 15 do exutório para TR=100 anos

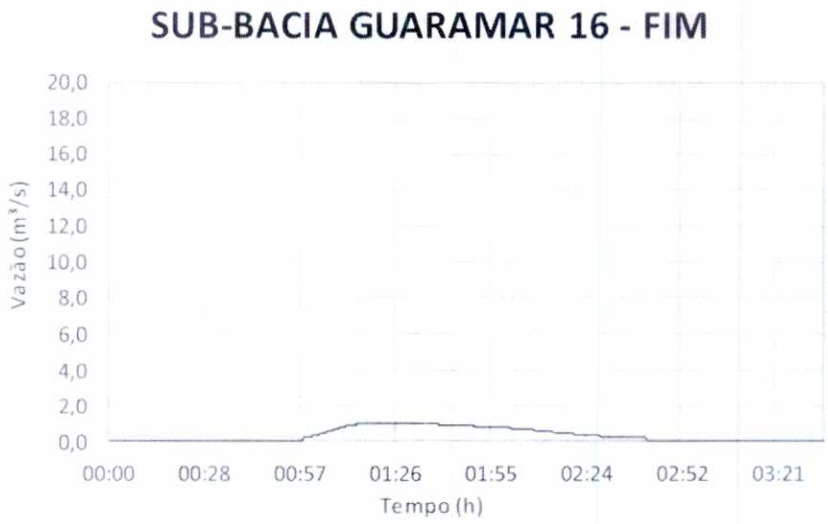


Figura 224 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 16 do exutório para TR=100 anos

Fls. 933
Proc. 17849/16



Figura 225 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 17 do nó J10 para TR=100 anos

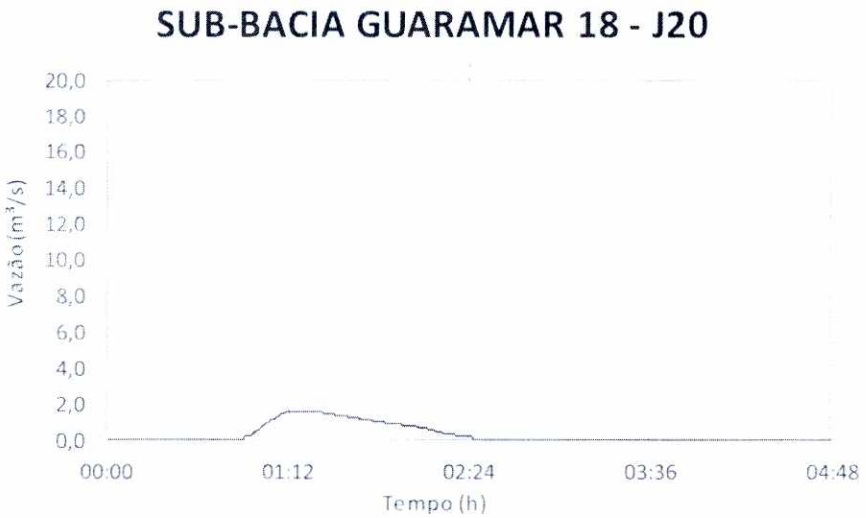


Figura 226 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 18 do nó J20 para TR=100 anos



Figura 227 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 19 do exutório para TR=100 anos



Figura 228 – Hidrograma da sub-bacia Guaramar 20 do nó J19 para TR=100 anos

Fls. 0301
Proc. 17849/16

BACIA DO ITINGA



Figura 229 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 9 do nó J9 para TR=25 anos

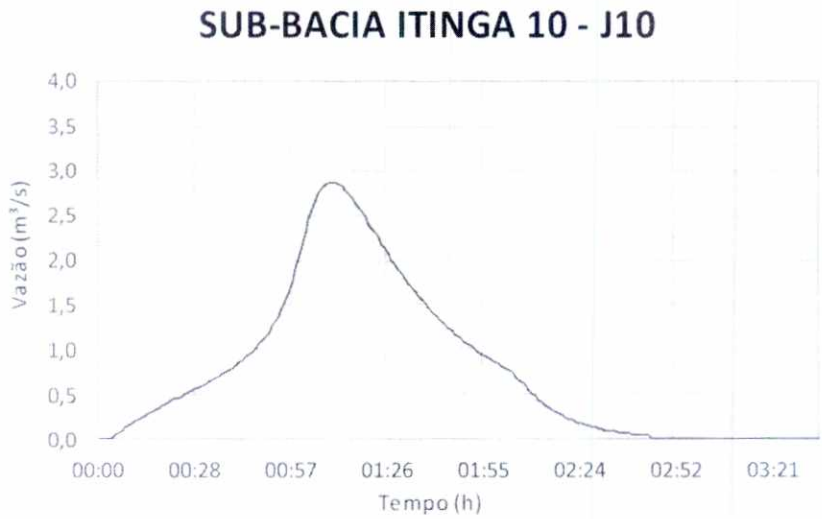


Figura 230 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 10 do nó J10 para TR=25 anos

Fls. 940
Proc. 17849/16

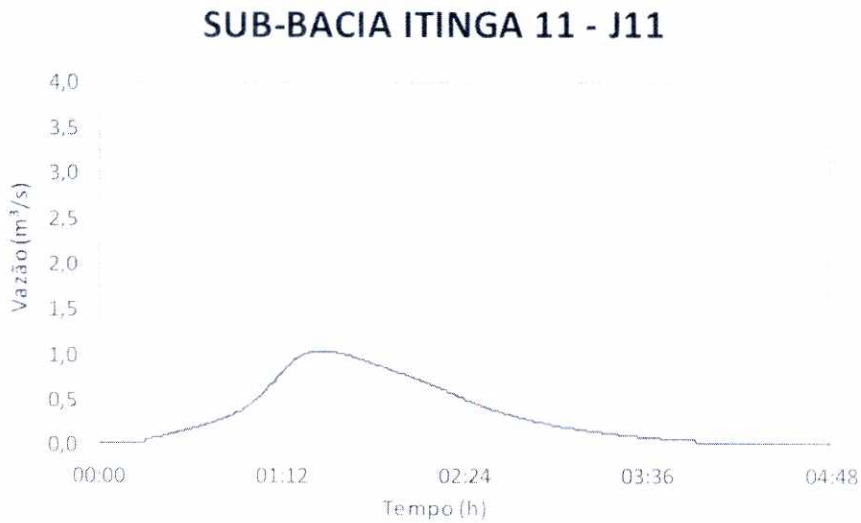


Figura 231 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 11 do nó J11 para TR=25 anos



Figura 232 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 12 do nó J12 para TR=25 anos

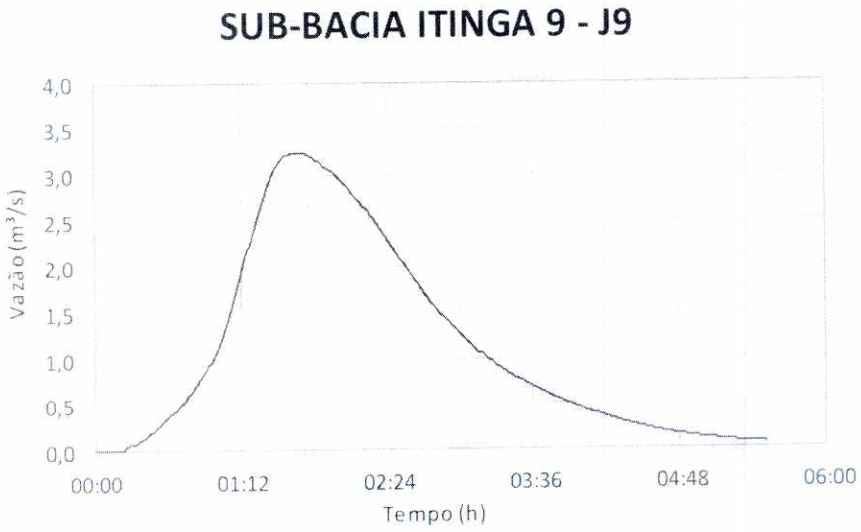


Figura 233 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 9 do nó J9 para TR=50 anos

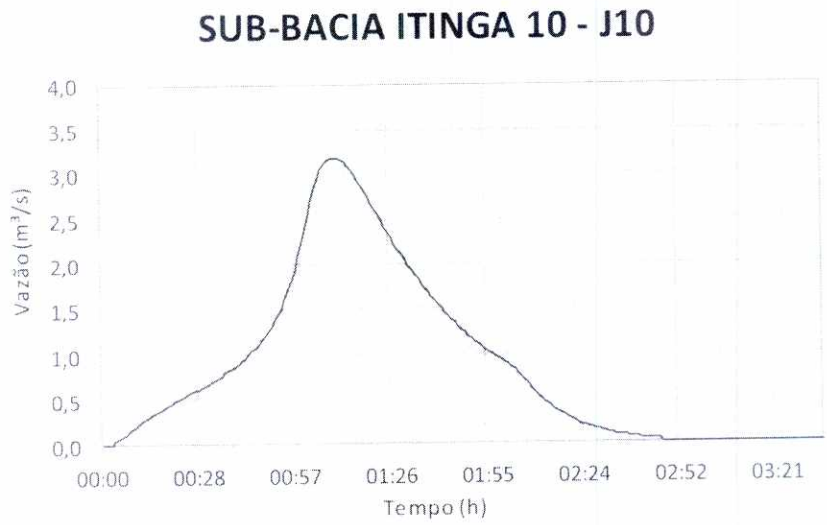


Figura 234 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 10 do nó J10 para TR=50 anos

Fls. 941
Proc. 17849/16



Figura 235 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 11 do nó J11 para TR=50 anos



Figura 236 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 12 do nó J12 para TR=50 anos



Figura 237 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 9 do nó J9 para TR=100 anos

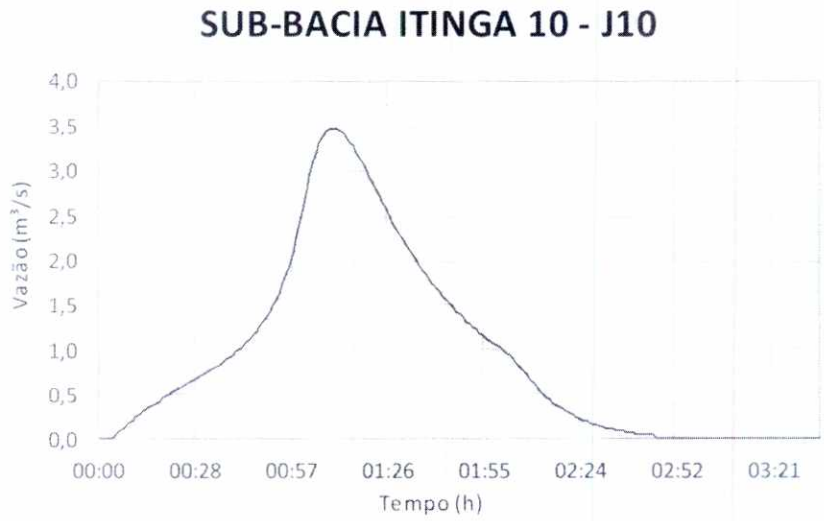


Figura 238 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 10 do nó J10 para TR=100 anos

Fls. 943
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 239 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 11 do nó J11 para TR=100 anos



Figura 240 – Hidrograma da sub-bacia Itinga 12 do nó J12 para TR=100 anos

BACIA RIO BRANCO

Fls. 943
Proc. 17849/16

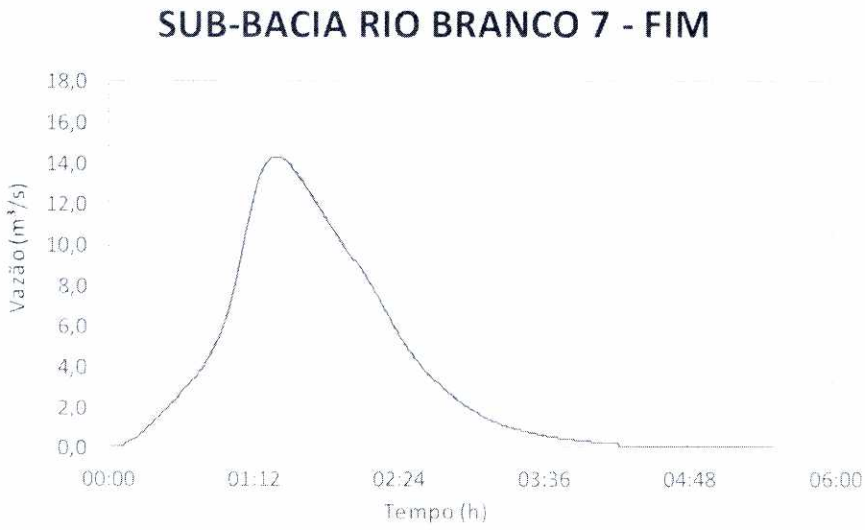


Figura 241 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 7 do exutório para TR=25 anos



Figura 242 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 44 do nó J42 para TR=25 anos

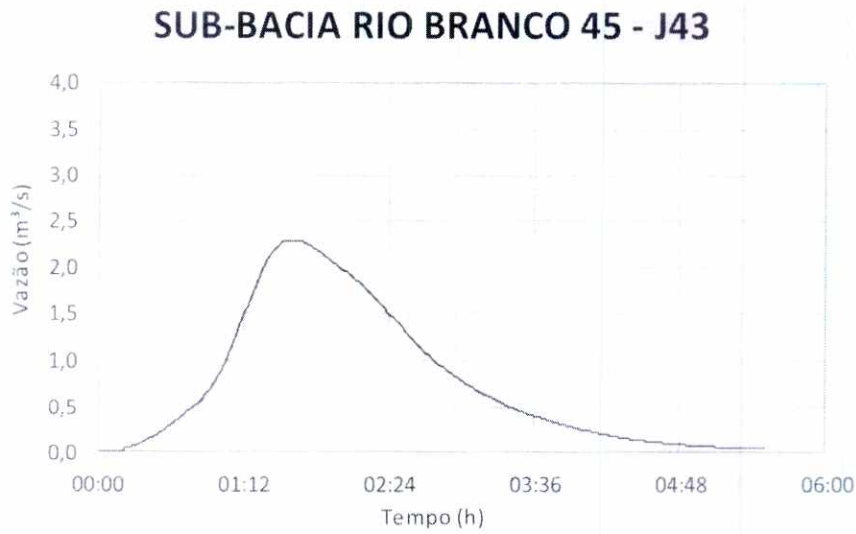


Figura 243 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 45 do nó J43 para TR=25 anos

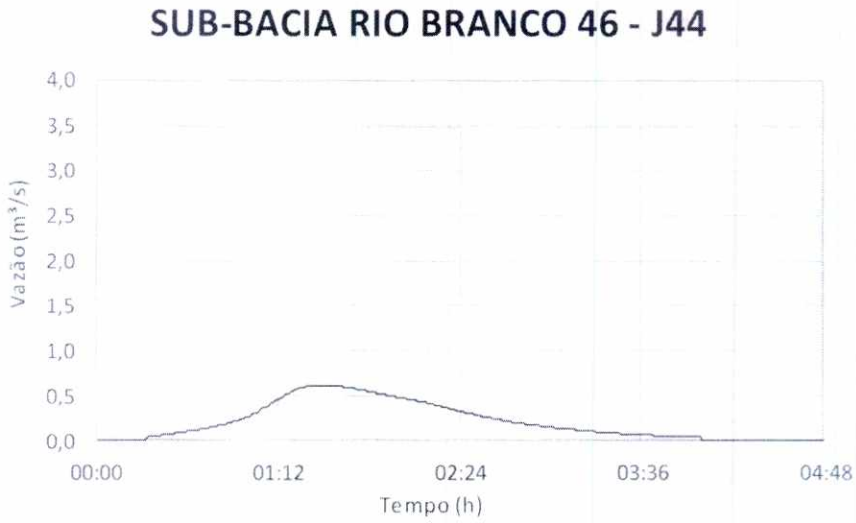


Figura 244 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 46 do nó J44 para TR=25 anos

Fls. 944
Proc. 17849/16

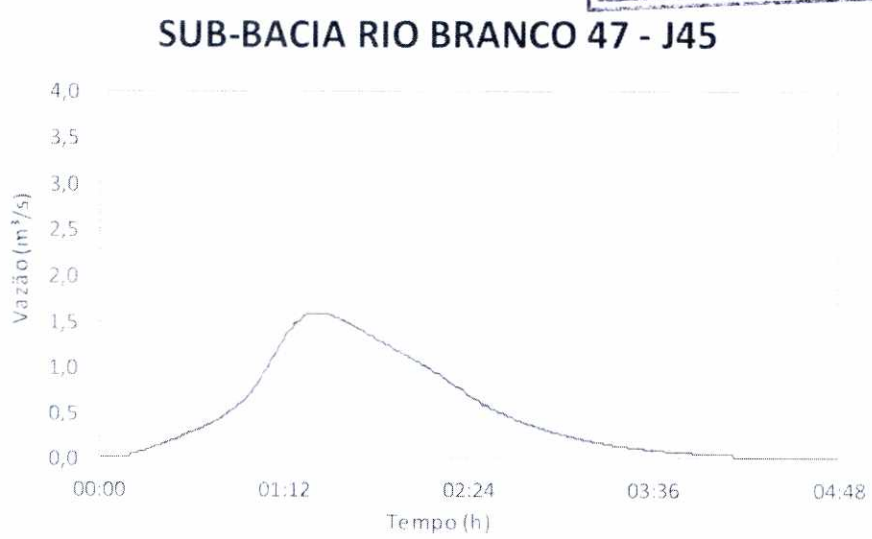


Figura 245 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 47 do nó J45 para TR=25 anos

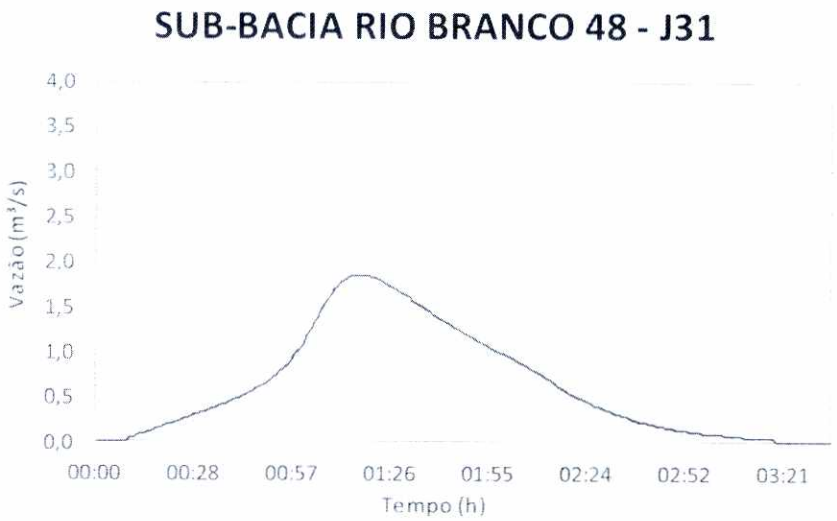


Figura 246 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 48 do nó J31 para TR=25 anos

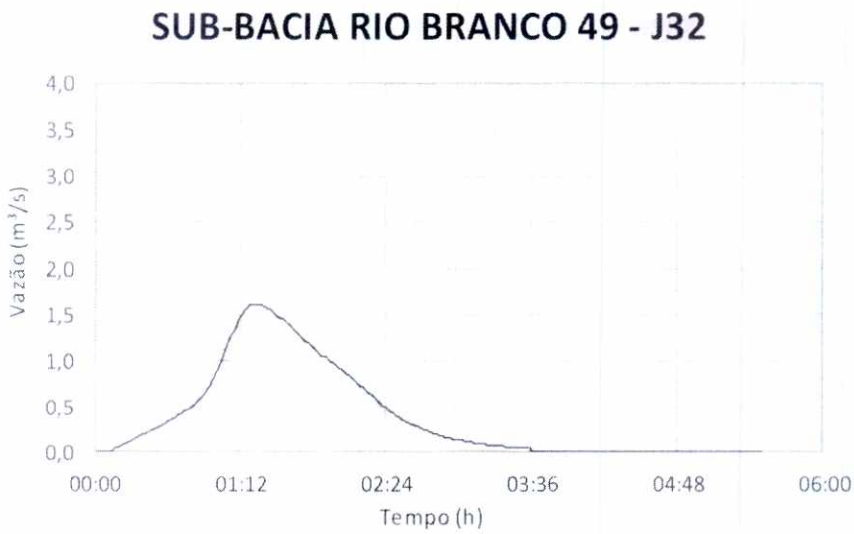


Figura 247 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 49 do nó J32 para TR=25 anos



Figura 248 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 51 do nó J34 para TR=25 anos

Fls. 945
Proc. 17849/16
FCTH

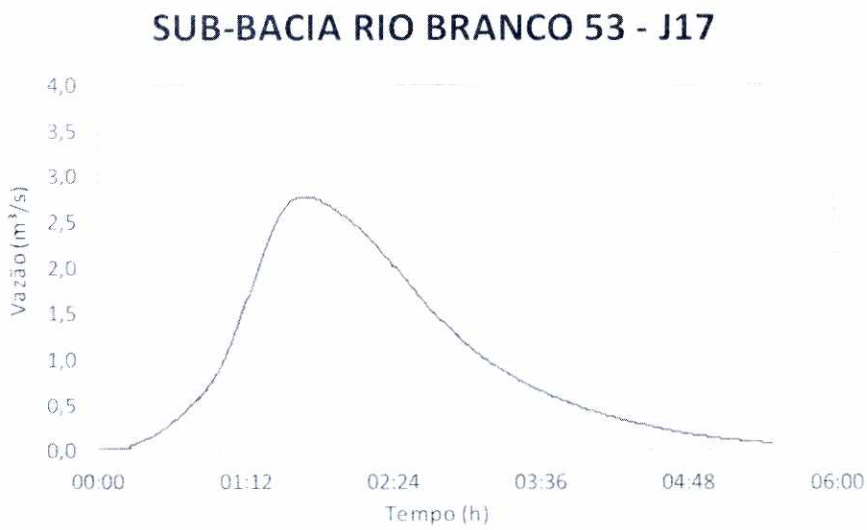


Figura 249 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 53 do nó J17 para TR=25 anos



Figura 250 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 54 do nó J18 para TR=25 anos



Figura 251 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 55 do nó J19 para TR=25 anos

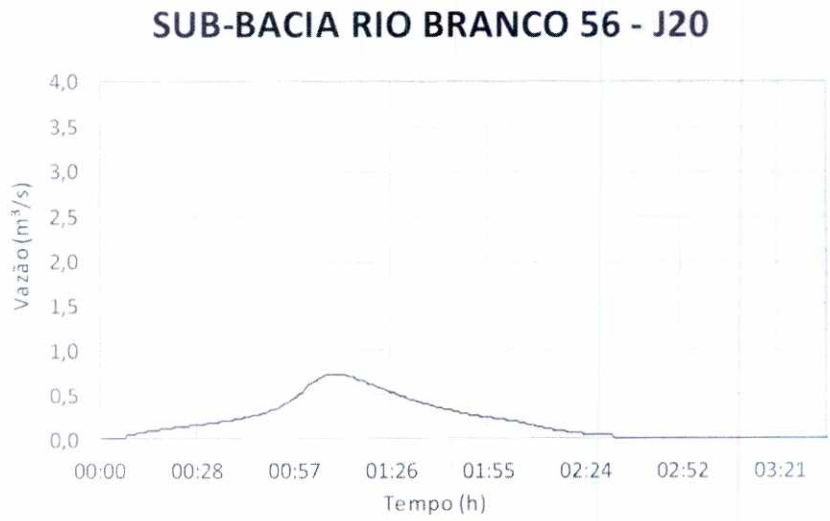


Figura 252 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 56 do nó J20 para TR=25 anos

Fls. 946
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 253 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 57 do nó J21 para TR=25 anos

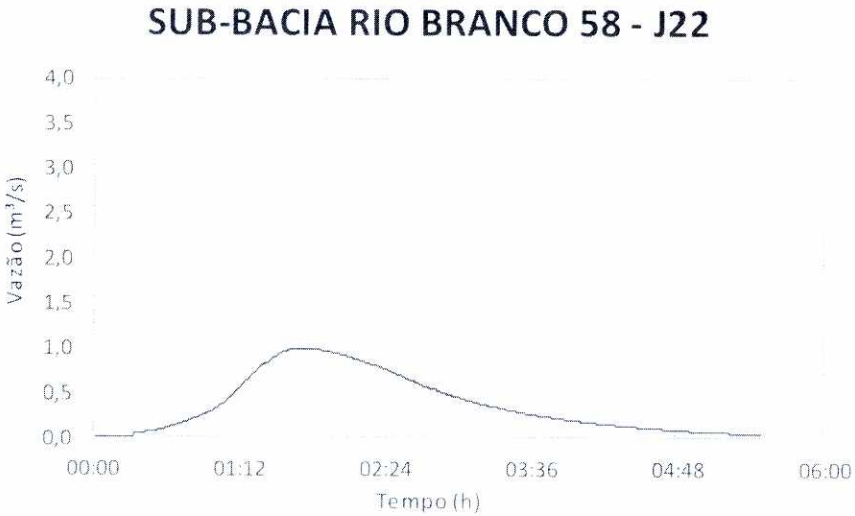


Figura 254 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 58 do nó J22 para TR=25 anos

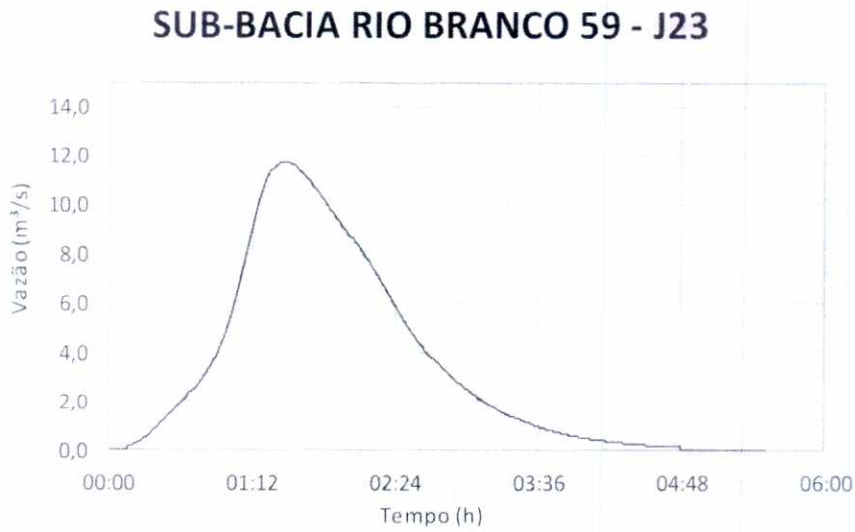


Figura 255 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 59 do nó J23 para TR=25 anos

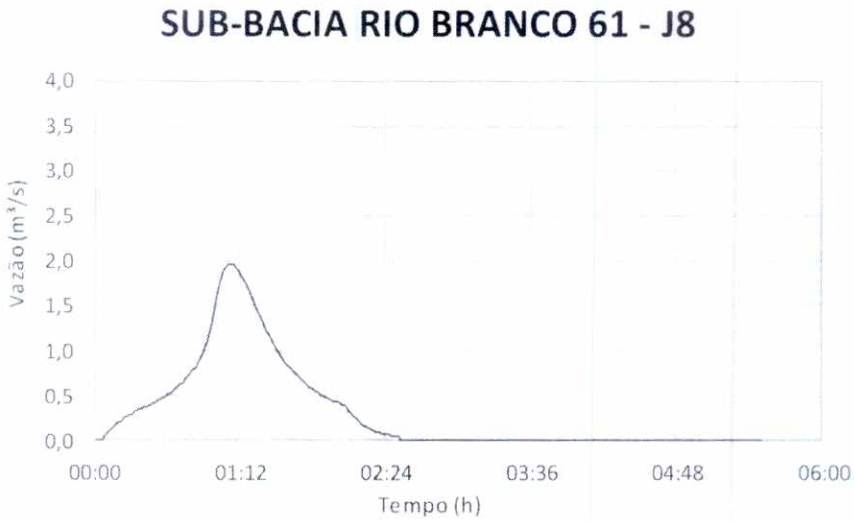


Figura 256 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 61 do nó J8 para TR=25 anos

Fls. 947
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 257 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 63 do nó J10 para TR=25 anos



Figura 258 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 7 do exutório para TR=50 anos

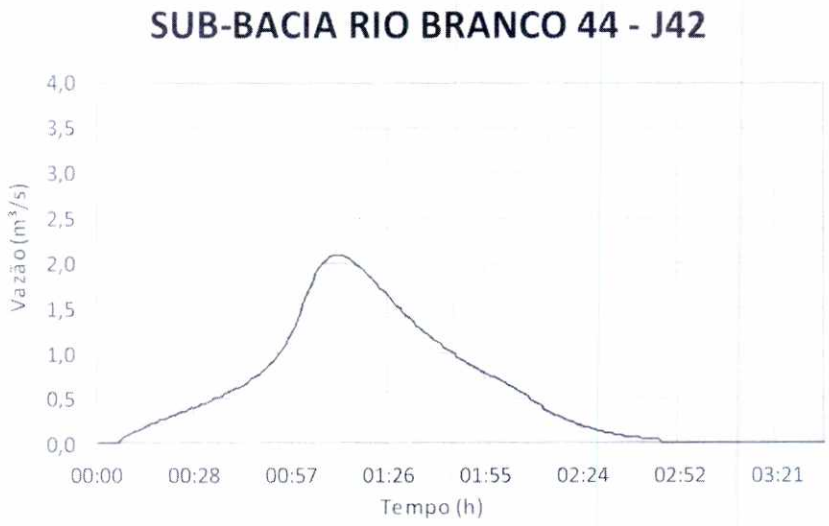


Figura 259 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 44 do nó J42 para TR=50 anos

Fls. 948
Proc. 17849/16
ECTH

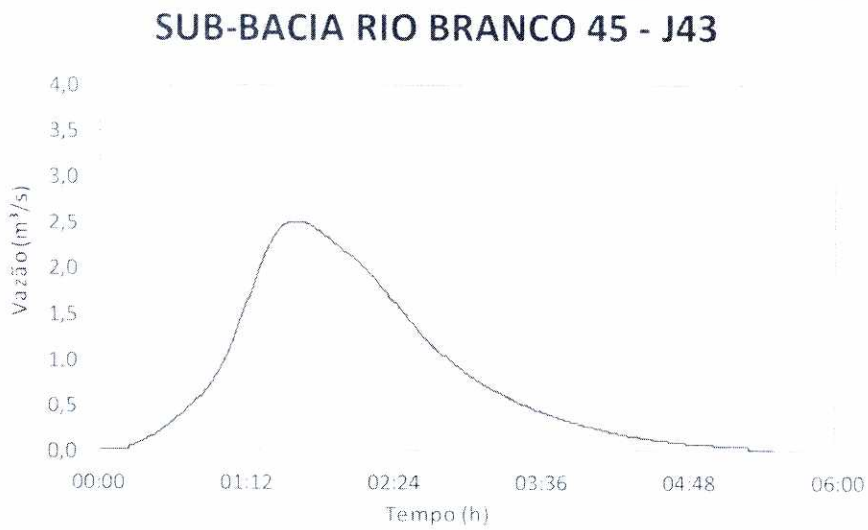


Figura 260 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 45 do nó J43 para TR=50 anos

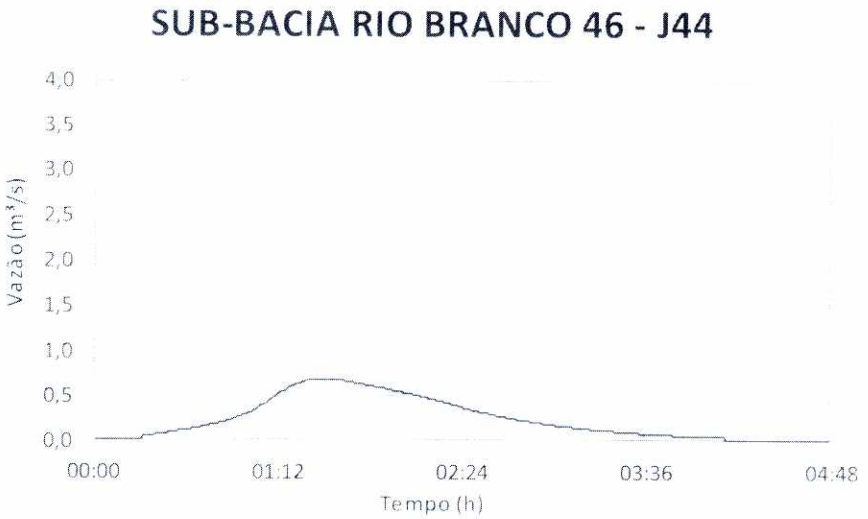


Figura 261 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 46 do nó J44 para TR=50 anos



Figura 262 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 47 do nó J45 para TR=50 anos



Figura 263 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 48 do nó J31 para TR=50 anos

Fls. 949
Proc. 17849/16 FCTH

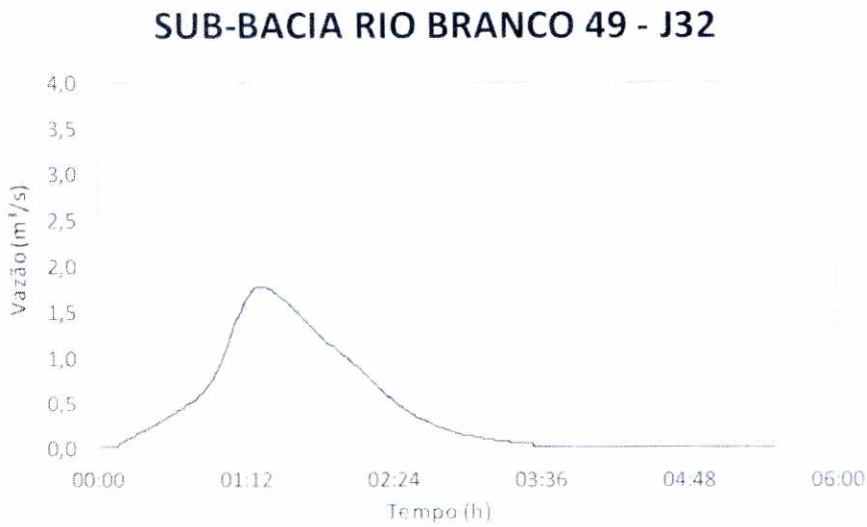


Figura 264 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 49 do nó J32 para TR=50 anos



Figura 265 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 51 do nó J34 para TR=50 anos

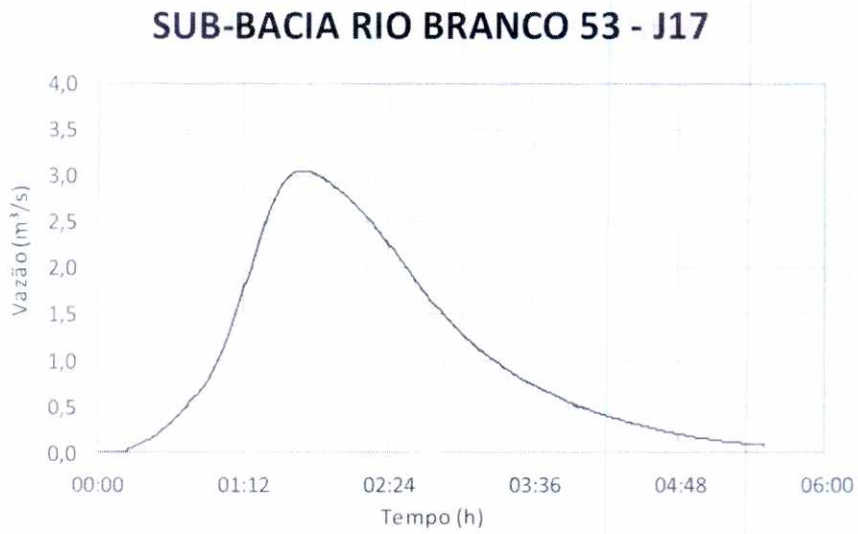


Figura 266 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 53 do nó J17 para TR=50 anos



Figura 267 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 54 do nó J18 para TR=50 anos

Fls. 950
Proc. 17849/16 FCTH



Figura 268 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 55 do nó J19 para TR=50 anos



Figura 269 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 56 do nó J20 para TR=50 anos



Figura 270 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 57 do nó J21 para TR=50 anos

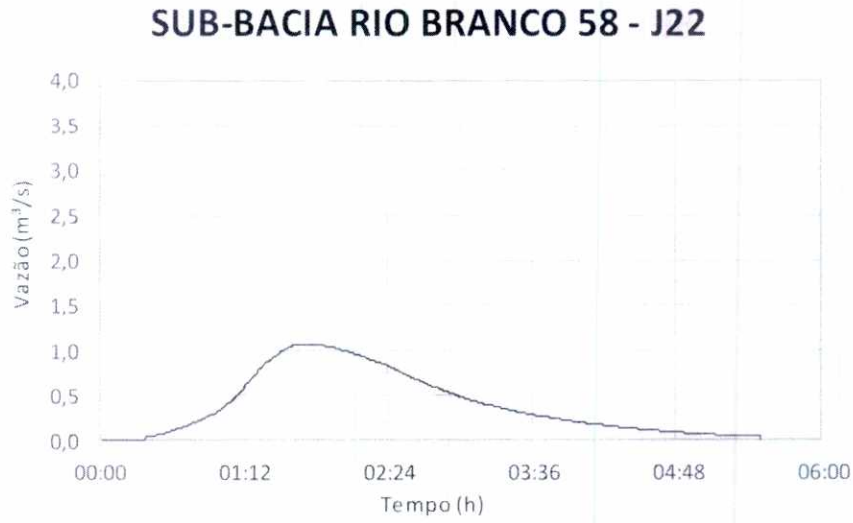


Figura 271 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 58 do nó J22 para TR=50 anos

Fls. 951
Proc. 17849/16 FCTH

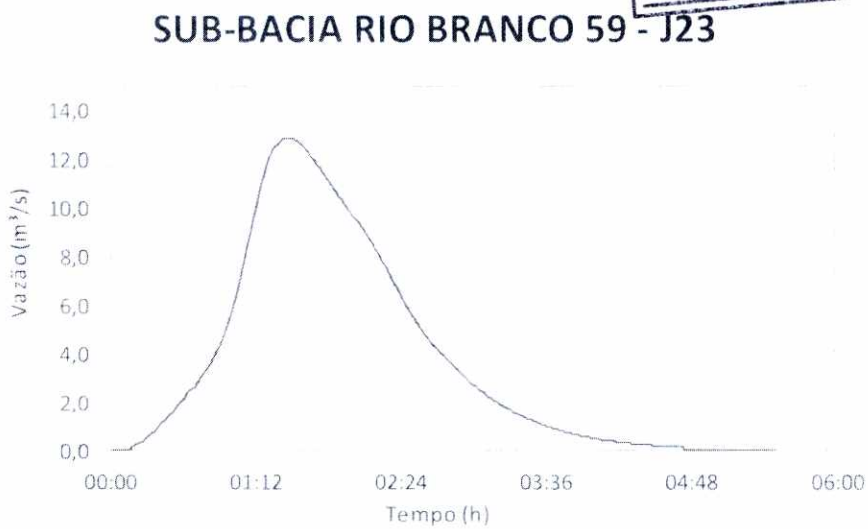


Figura 272 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 59 do nó J23 para TR=50 anos



Figura 273 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 61 do nó J8 para TR=50 anos



Figura 274 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 63 do nó J10 para TR=50 anos

Fls. 952
Proc. 17849/16
FCTH



Figura 275 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 7 do exutório para TR=100 anos



Figura 276 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 44 do nó J42 para TR=100 anos

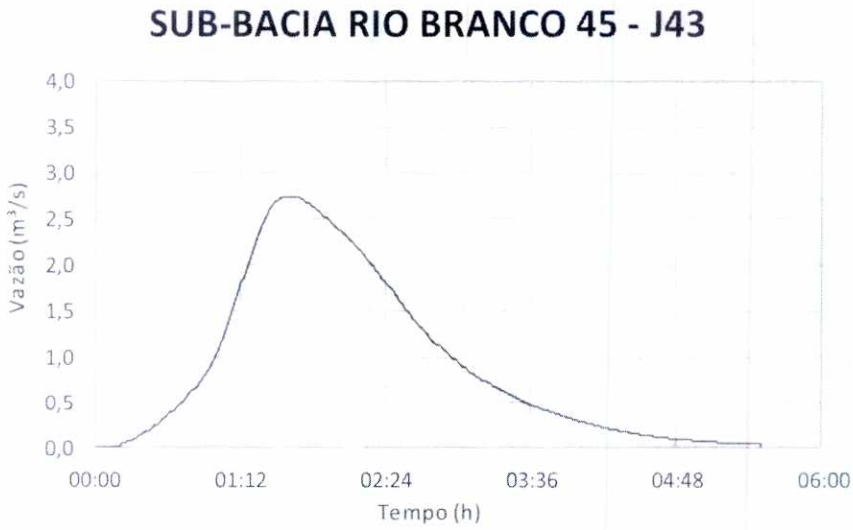


Figura 277 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 45 do nó J43 para TR=100 anos

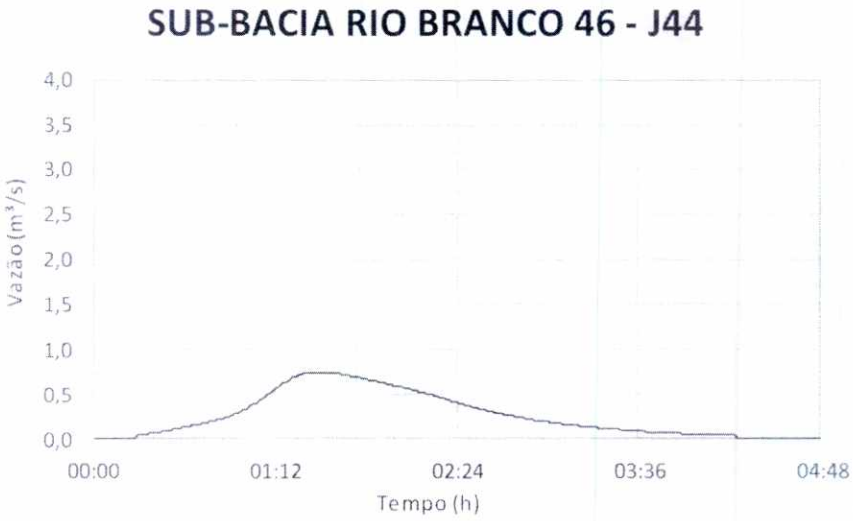


Figura 278 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 46 do nó J44 para TR=100 anos

Fls. 453
Proc. 17849/16
FCTH

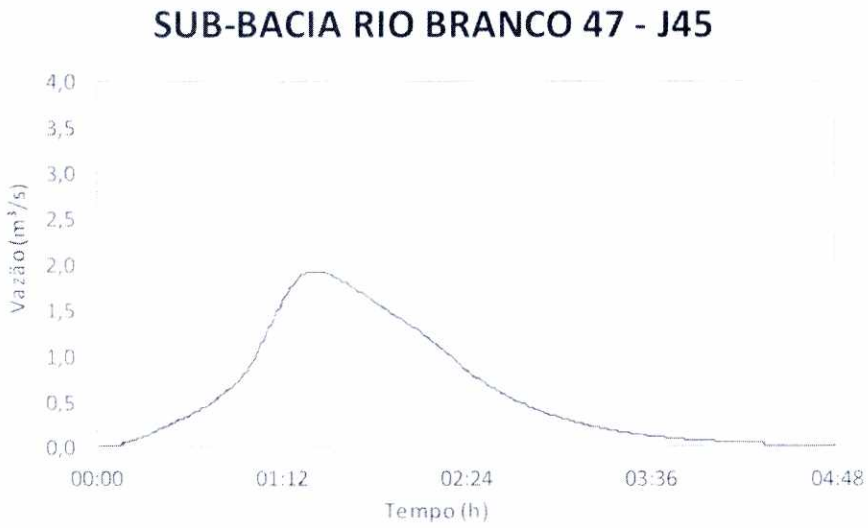


Figura 279 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 47 do nó J45 para TR=100 anos

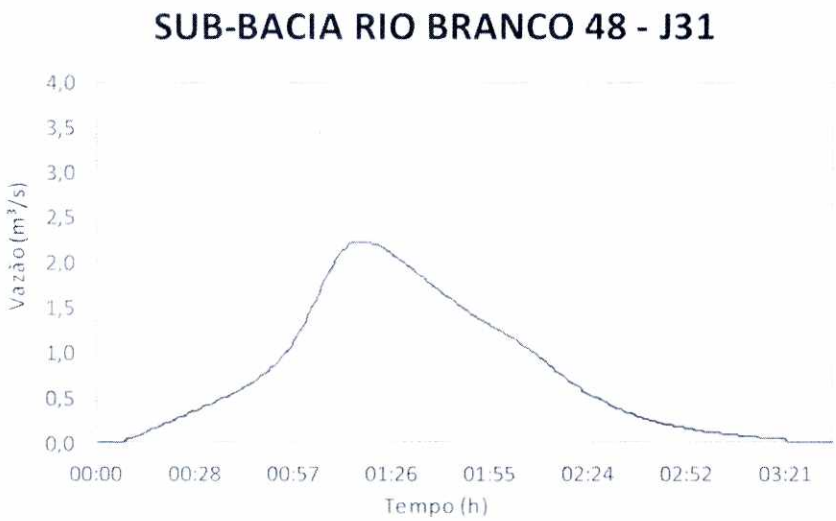


Figura 280 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 48 do nó J31 para TR=100 anos

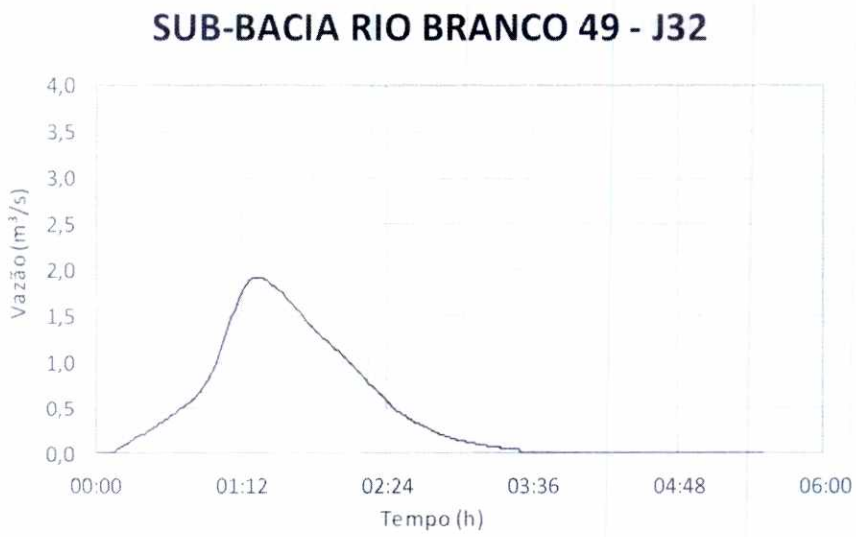


Figura 281 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 49 do nó J32 para TR=100 anos

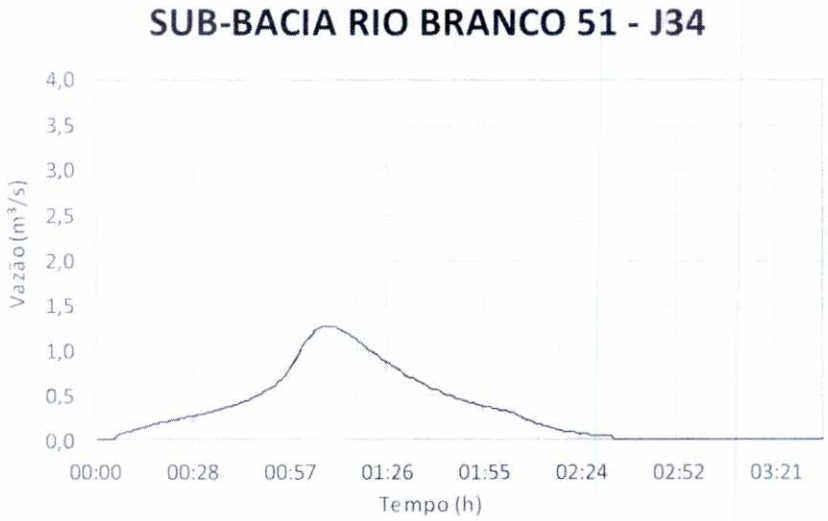


Figura 282 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 51 do nó J34 para TR=100 anos

Fls. 454
Proc. 17849/16
FCTH

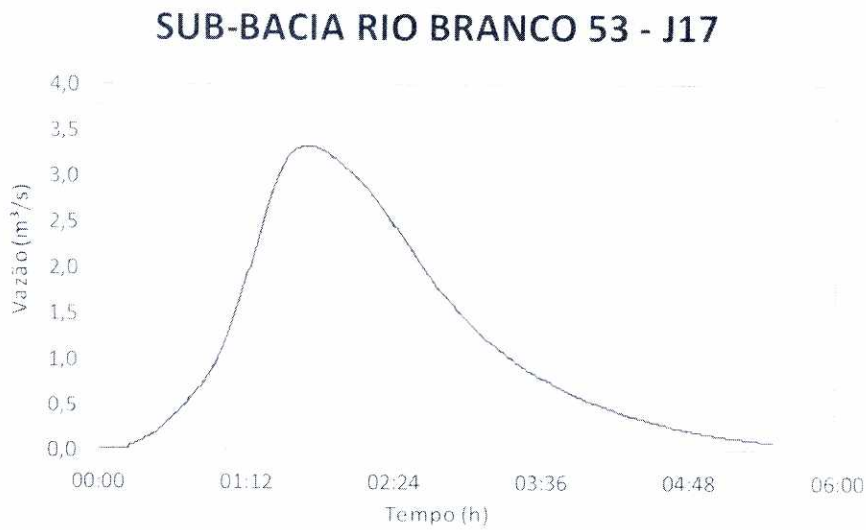


Figura 283 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 53 do nó J17 para TR=100 anos



Figura 284 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 54 do nó J18 para TR=100 anos



Figura 285 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 55 do nó J19 para TR=100 anos

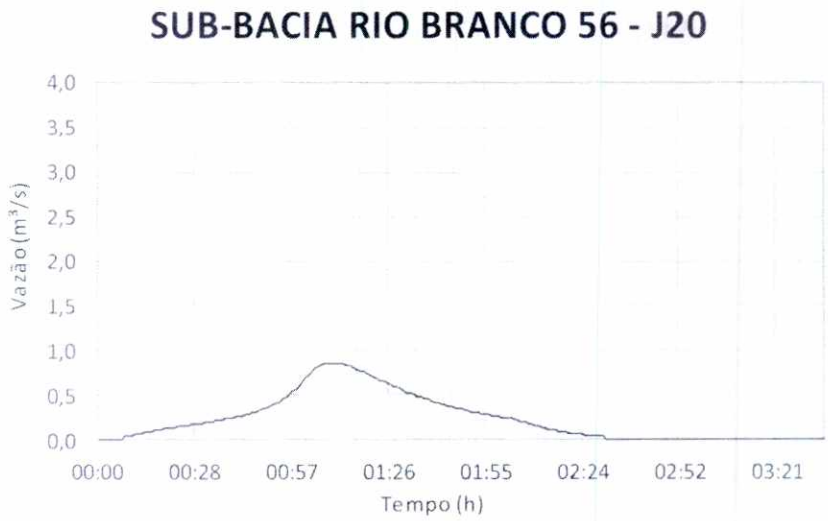


Figura 286 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 56 do nó J20 para TR=100 anos

Fls. 955
Proc. 17849/16 FCTH



Figura 287 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 57 do nó J21 para TR=100 anos

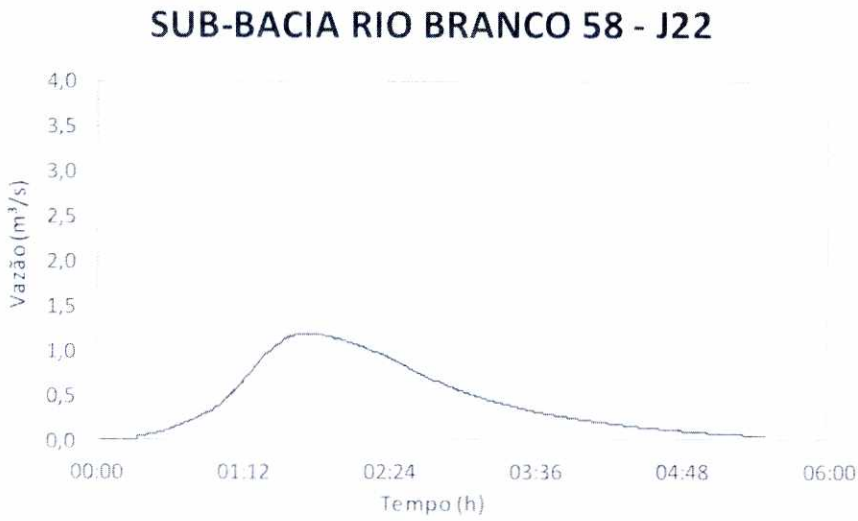


Figura 288 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 58 do nó J22 para TR=100 anos

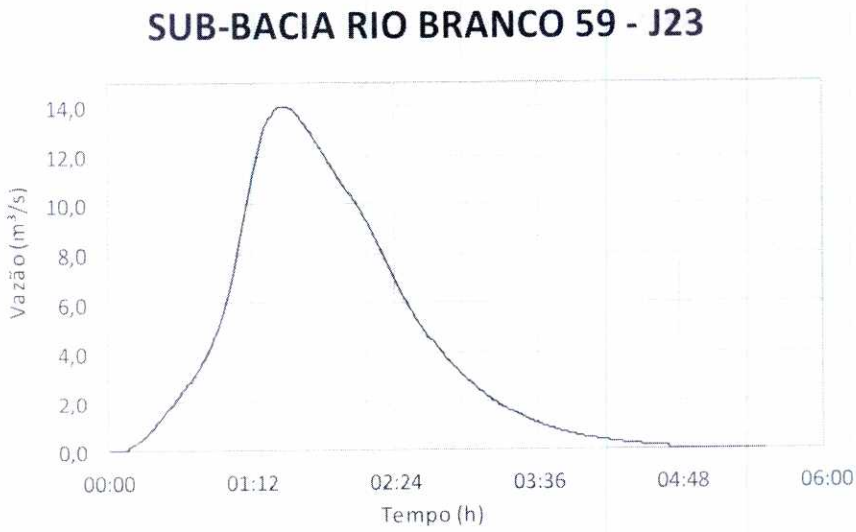


Figura 289 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 59 do nó J23 para TR=100 anos

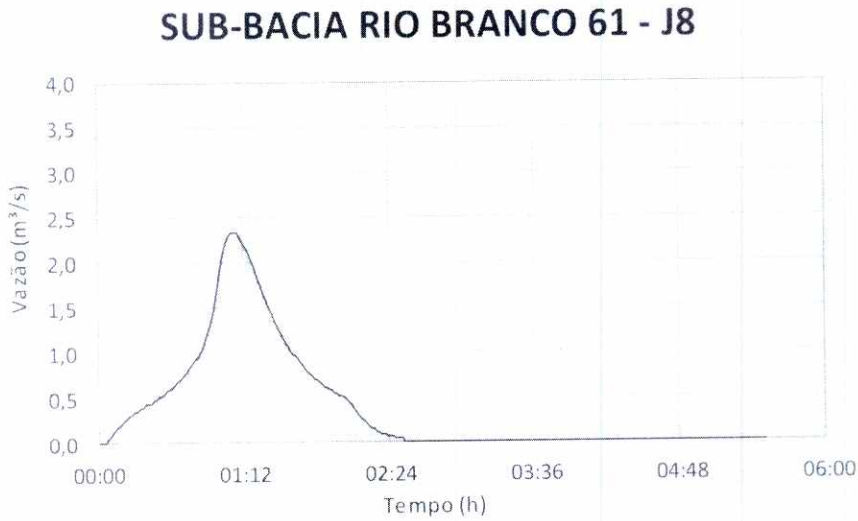


Figura 290 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 61 do nó J8 para TR=100 anos

Fls. 956
Proc. 17849/16



Figura 291 – Hidrograma da sub-bacia Rio Branco 63 do nó J10 para TR=100 anos

ANEXO II – MAPA DE DIAGNÓSTICO

Fls. 957
Proc. 17849/16

BACIA DO GUARAMAR





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

DE ÁGUAS PLUVIAIS

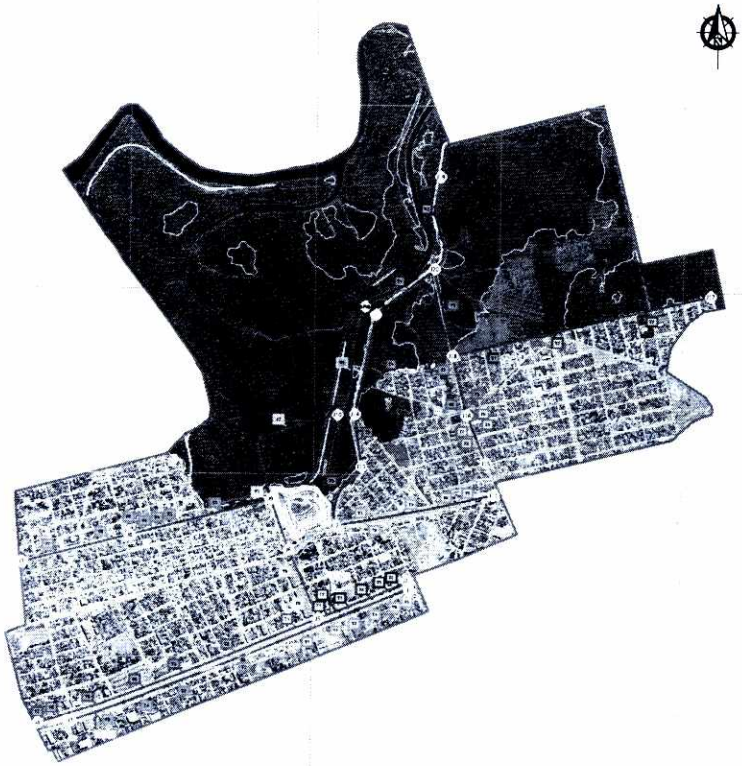
MAPA DE DIAGNÓSTICO

Fls. 958
Proc. 17849/16

ANEXO III – MAPAS DE PROGNÓSTICO

BACIA DO GUARAMAR

Fls. 959
Proc. 17849/16





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

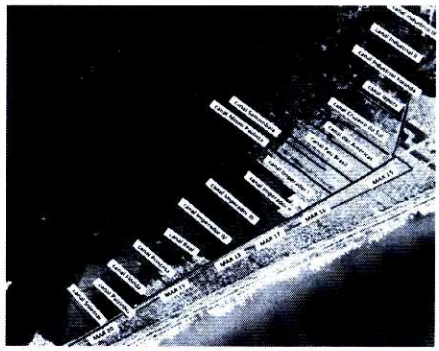
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

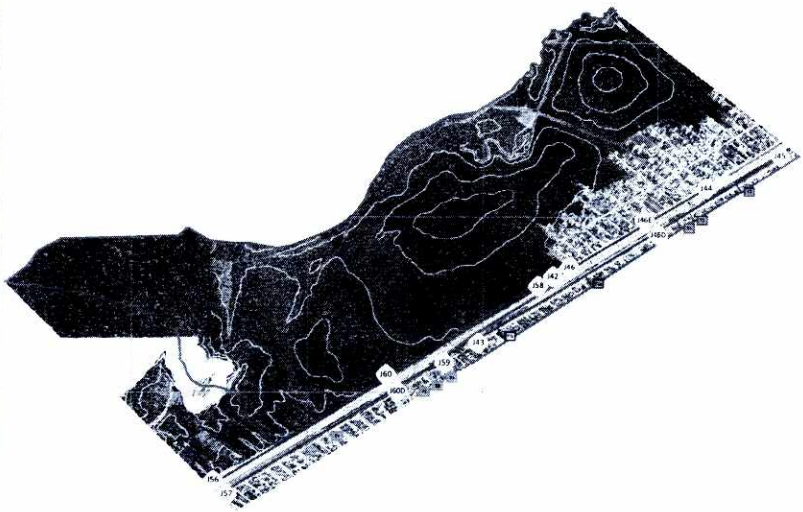
DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROGNÓSTICO

BACIA RIO BRANCO - CANAIS MARGINAIS 19 E 20

Fls. 960
Proc. 17849/16





LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

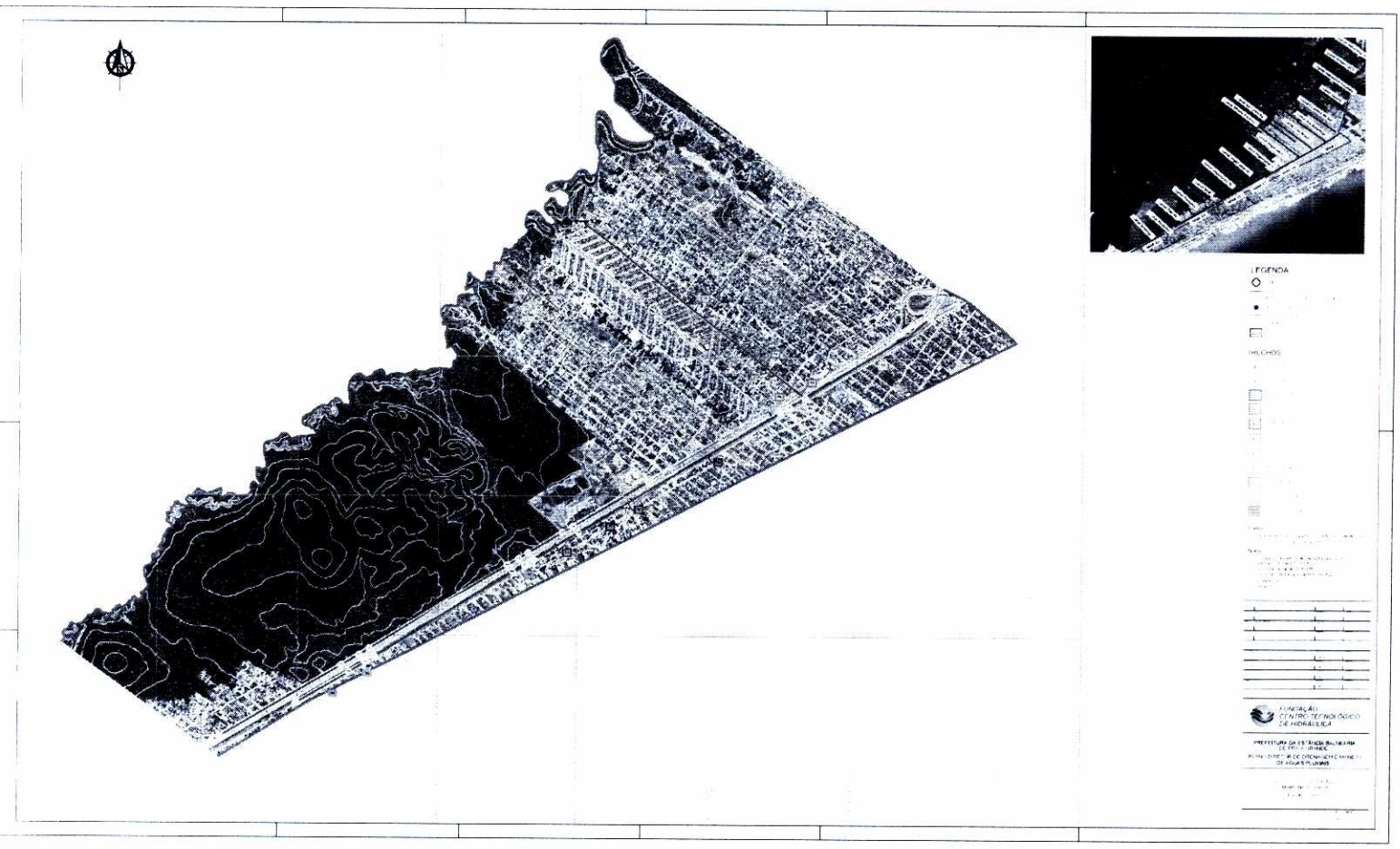
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROGNÓSTICO

BACIA RIO BRANCO - CANAIS MARGINAIS 15 A 18

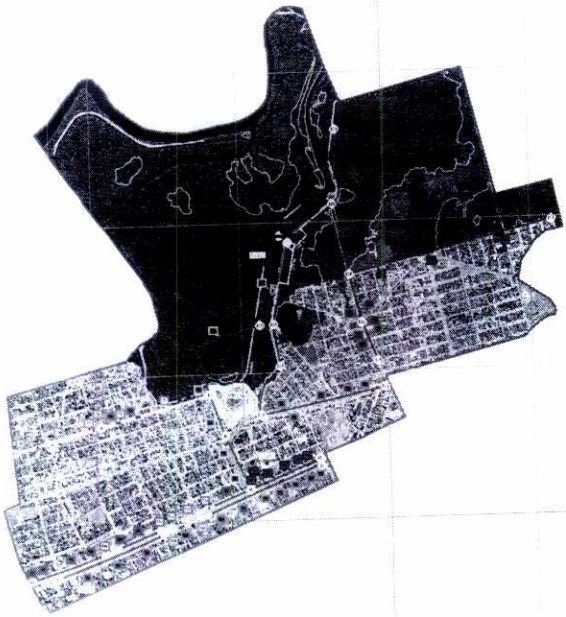
Fls. 961
Proc. 17849/16



ANEXO IV – MAPAS DE PROPOSIÇÕES

Fls. 962
Proc. 17849/16

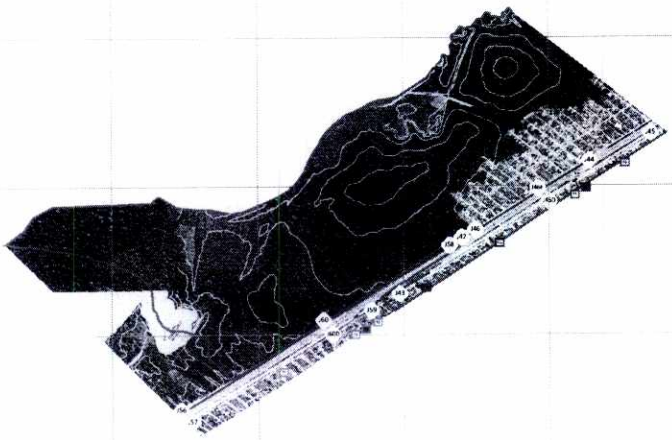
BACIA DO GUARAMAR

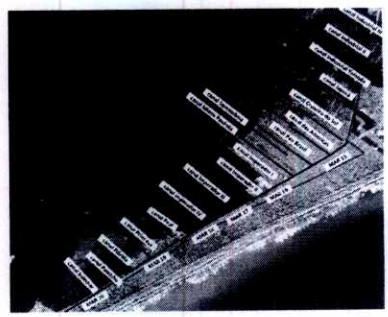



Comporta
Canal dos Vinagres
Canal Principal
Canal Principal
Canal dos Vinagres
Canal Principal
Canal Principal
Canal dos Vinagres
Canal Principal
Canal Principal

Fls. 963
Proc. 17849/16

BACIA RIO BRANCO - CANAIS MARGINAIS 19 E 20



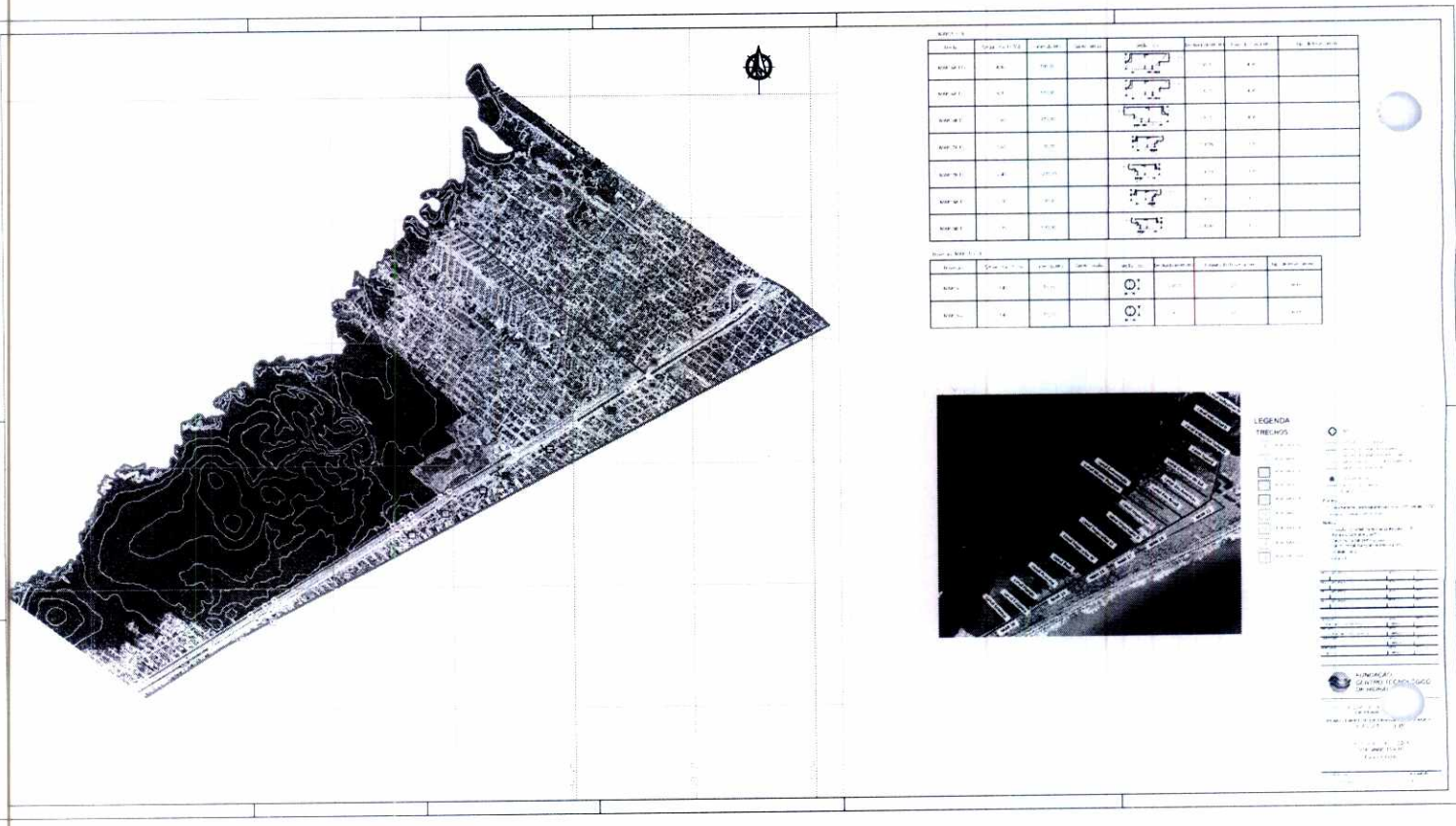


LEGENDA

TRECHOS

Fls. 964
Proc. 17849/16

BACIA RIO BRANCO - CANAIS MARGINAIS 15 A 18


LEGENDA
TRECHOS

Fls. 965
Proc. 17849/16

ANEXO VI

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 966
Proc. 17849116

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 6 - Programa Municipal de Drenagem

Revisão 1
Agosto de 2015
RP06-1122-15 R1

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data 23/07/2015	Relatório Nº RP06-1122-15 R0	
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ
Revisão RP06-1122-15 R1		Data 08/08/2015
Natureza Revisão do texto, retirada do item "Quantitativos de Materiais e Serviços" e a elaboração da hierarquização.		
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ

Fls. 967 FCTH
Proc. 17849/16

ÍNDICE

1. APRESENTAÇÃO 2

2. CONSIDERAÇÕES GERAIS 3

3. PLANO DE AÇÃO IMEDIATA – PAI 5

3.1 IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO DE AÇÃO IMEDIATA 5
3.2 MONITORAMENTO DO PLANO DE AÇÃO IMEDIATA 5
3.3 DIRETRIZES DO PLANO DE AÇÃO IMEDIATA 6

4. PLANO DE AÇÃO CONTINUADA – PAC 8

4.1 IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA 8
4.2 MONITORAMENTO DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA 9
4.3 DIRETRIZES ESTRUTURAIS DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA 9
4.4 DIRETRIZES PARA MEDIDAS ESTRUTURAIS COMPENSATÓRIAS DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA 11
4.5 DIRETRIZES PARA MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA 12
4.5.1 Controle do uso do solo urbano 14
4.5.2 Uso e ocupação do solo 15
4.5.3 Revisão associada à do Plano Diretor 16
4.5.4 Regulamentação para evitar o agravamento das inundações 18
4.5.5 Capacitação técnica dos recursos humanos 20
4.5.6 Sistema de Alerta, Supervisão e Controle de Inundações 21
4.5.7 Legislação para o Controle do Escoamento na Fonte 23
4.5.8 Educação ambiental 24
4.5.9 Seguro inundação 25
4.5.10 Convivência com as inundações 25
4.5.11 Medidas Técnicas em Zonas Inundáveis 26
4.5.12 Zoneamento de Áreas Inundáveis 27
4.5.13 Diagnóstico de vulnerabilidade 29
4.5.14 Medidas técnicas de redução de vulnerabilidade das construções 32
4.5.14.1 Adaptação das edificações ao risco de inundação 32
4.5.14.2 Adaptação das obras públicas 33
4.5.14.3 Medidas obrigatórias 34
4.5.15 Legislações relacionadas à cobrança de taxa de drenagem 34
4.5.16 Regulamentação para áreas em construção 35
4.5.17 Cadastro Técnico Multifinalitário 35
4.5.18 Mapeamento 35
4.5.19 Áreas verdes 37
4.5.20 Varrição de ruas 38
4.5.21 Controle da coleta e disposição final do lixo 38

5. CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO DOS PLANOS DE AÇÃO 39

6. EQUIPE TÉCNICA 42

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 43

ANEXO – MAPAS DE PROPOSIÇÃO 49

1. APRESENTAÇÃO

Neste sexto volume do Plano de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande é apresentado o Programa Municipal de Drenagem para a cidade. Os estudos desenvolvidos seguem a estrutura apresentada a seguir:

- Programa Municipal de Drenagem: consiste na hierarquização das propostas previstas, isto é, a priorização das ações estruturais desenvolvidas a partir dos custos das intervenções de acordo com as seguintes etapas de implantação.
  - Primeira Etapa (1ª Etapa) – Medidas Imediatas e de Curto Prazo ou Plano de Ação Imediata;
  - Segunda Etapa (2ª Etapa) – Medidas de Médio e Longo Prazo ou Plano de Ação Continuada.
- Cronograma de investimento das ações estruturais no âmbito deste estudo: estimados de acordo com a ordem de prioridade das intervenções, de forma a tornar viável a capacidade de investimento do município, bem como permitir um planejamento financeiro e a solicitação de empréstimos ou financiamentos públicos e privados;
- Elenco de medidas compensatórias e não estruturais: recomendações fora do âmbito das obras e intervenções que visam à manutenção do desempenho e a sustentabilidade das ações ao longo do tempo. Entre estas medidas destacam-se aquelas disciplinadoras do uso e ocupação do solo, cobrança pelo impacto de empreendimentos no sistema de drenagem, educação ambiental, manutenção preventiva, revisão dos padrões de pavimentação e outras medidas mitigadoras dos impactos da ação antrópica sobre a drenagem natural.

Fls. 968 FCTH
Proc. 17849/16

2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O Programa Municipal de Drenagem proposto para o encaminhamento e consolidação do sistema de drenagem do município de Praia Grande é composto de ações imediatas, ações continuadas e ações não estruturais destinadas à viabilidade física e financeira das intervenções propostas e à sua sustentabilidade ao longo do tempo.

Para que a municipalidade possa planejar suas ações por um período de 20 anos, na medida em que este estudo está sendo elaborado em 2015, para fins de hierarquização foi considerado o ano de 2035, como sendo o horizonte do Plano.

Foram definidas duas etapas cronológicas de ações, uma de caráter emergencial e imediata a ser implantada entre 2015 e 2020, denominada de PAI – Plano de Ação Imediata e, outra com medidas de médio e longo prazo e que deverão integrar o cronograma da prefeitura de Praia Grande entre 2020 e 2035, denominada de PAC – Plano de Ação Continuada.

Cabe ressaltar ainda, que as medidas estruturais devem e virão acompanhadas de outras medidas denominadas, ***compensatórias e*** *de medidas* ***não-estruturais***. Estas, na grande maioria, de caráter institucional, serão parte integrante do PAC e, como tal, deverão ser implementadas dentro do horizonte do plano, ou seja, até 2035. Tais medidas darão sustentabilidade ao Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande, e portanto, ***não deverão ficar restritas somente às escritas contidas neste relatório, mas deverão vir acompanhadas de medidas efetivas do poder público municipal, responsável por sua implantação e cumprimento.***

Para a implementação efetiva das medidas compensatórias e não estruturais, com vistas ao desenvolvimento ambientalmente sustentável da cidade, há de ***prevalecer a determinação, a perseverança e fiscalização dessas ações*** por parte do poder público, que deverá capacitar tecnicamente o seu quadro de pessoal, além de envolver e esclarecer a população, os agentes econômicos e entidades civis, acerca dos diversos aspectos ligados à ocupação do solo e como os mesmos se relacionam com as questões da drenagem urbana.

Para definir quais ações estruturais deveriam ser priorizadas cronologicamente foi realizada uma hierarquização das intervenções estruturais propostas para a rede de drenagem do município, cujos critérios utilizados estão descritos a seguir.

CRITÉRIOS DE HIERARQUIZAÇÃO

A hierarquização das intervenções utilizou critérios técnico/hidráulicos, a cronologia de investimentos já em execução pela prefeitura de Praia Grande, registros de locais com ocorrências de inundações recentes e índices comparativos, definidos a partir dos dados computados no *Volume 4 – Proposições de Medidas Estruturais de Controle* e *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*.

Desta forma, para cada tópico do Programa Municipal de Drenagem foram determinados índices comparativos para definição de sua ordem de prioridade de implantação, propondo-se também, um cronograma físico-financeiro dos investimentos necessários. Com isto, cria-se um instrumento de orientação para o planejamento das ações municipais, tanto na aplicação de recursos próprios como na captação dos mesmos por meio de fontes de financiamento.

- custo linear médio CLM (R$/m): este índice indica o custo unitário médio em função da extensão da canalização. A utilização deste índice é indicada para nortear à tomada de recursos para execução parcial de trechos, porém não pode ser utilizada para acompanhamento do andamento dos trabalhos executivos em trechos parciais, pois se trata de um índice médio para toda a extensão da intervenção;
- custo unitário médio por habitante CUMH (R$/hab): este índice procura avaliar a relação do investimento feito em uma determinada intervenção de drenagem em função de cada habitante diretamente beneficiado. Desta forma, para cada trecho de cada intervenção foram definidos o custo total e a população diretamente atingida, sendo que os custos representam evidentemente a média de custo-obra ao longo da canalização;
- custo linear específico médio CLEM (R$/m³/s/m): este índice procura avaliar o investimento necessário para adequar o sistema de drenagem de forma que o mesmo possa transportar as vazões desejadas. Desta forma, o índice indica quanto deve ser investido para melhoria do sistema, por unidade linear de canalização, para que a mesma possa transportar 1 m³/s de vazão. Em outras palavras, este índice mede o custo médio por metro para ampliação ou implantação do elemento de drenagem sempre que o mesmo necessitar de um aumento de sua capacidade de descarga de 1 m³/s;
- custo específico médio CEM (R$/m³/s): este índice procura avaliar o investimento necessário para adequar o sistema de drenagem (denominado reservatório) de forma que o mesmo possa transportar as vazões desejadas. Desta forma, o índice indica quanto deve ser investido para melhoria do sistema, para que o mesmo possa transportar 1 m³/s de vazão.

A hierarquização das obras de ação continuada pode então ser elaborada considerando-se como mais prioritárias aquelas que apresentam o menor custo por habitante diretamente beneficiado, ou seja, em ordem decrescente tendo como referência o índice CUMH. Parte-se do princípio de que o investimento deve ser prioritário, em relação a sua época de implantação, na proporção direta do número de habitantes que o mesmo irá beneficiar diretamente. Cabe ressaltar, entretanto, que para a hierarquização das obras sobrepõe-se ao critério supracitado, os critérios técnico/hidráulicos, a cronologia de investimentos já em execução pela prefeitura de Praia Grande e registros de locais com ocorrências de inundações recentes.

Como critério adicional, foi considerado ainda que, em caso de coincidência do índice CUMH, o critério de menor custo linear médio CLM prevalece e por último, na hipótese ainda de coincidência, o de menor custo linear específico.

Fls. 969
Proc. 17849/16

3. PLANO DE AÇÃO IMEDIATA – PAI

3.1 IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO DE AÇÃO IMEDIATA

As proposições idealizadas para os canais diagnosticados como insuficientes, após o processo de hierarquização, foram definidas nesta primeira etapa como apresentado no item a seguir:

- Os canais marginais à rodovia Padre Manoel da Nóbrega localizadas na bacia do Rio Branco e Itinga necessitam de intervenção para garantir a segurança do tráfego da rodovia, acessos e áreas adjacentes, sendo que as obras no início do MAR15 já foram iniciadas, juntamente com o sistema viário, de acordo com o cronograma de investimentos do município.
- O canal São Paulo na bacia Faixa Oceânica localiza-se em uma das regiões mais urbanizadas do município e apresenta registros recentes de problemas de inundação;
- De maneira correlata, o lado leste da bacia Guaramar, onde situam-se as intervenções nos canais Barroso e dos Japoneses conjuntamente com o alteamento do dique e instalação das comportas, foram considerados prioridade pela existência de registros recentes de problemas. Tais ações também são prioritárias no cronograma de investimentos da prefeitura;

As obras preconizadas para compor o Plano de Ação Imediata foram objeto de estimativas de custo para efeito de destinação de recursos por parte do Poder Municipal, que poderá requisitar financiamentos por convênio junto a organismos estaduais, como o DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica e FEHIDRO – Fundo Estadual de Recursos Hídricos, ou federais, como a ANA – Agência Nacional de Águas, o MIN – Ministério da Integração Nacional e o Ministério das Cidades. Além de programas como o PAC – Programa de Aceleração do Crescimento, por exemplo.

A articulação com o DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica, através do escritório regional de Cubatão, para colaboração técnico-financeira é muito importante para alcançar os objetivos do programa, bem como para auxiliar nas obras de conservação e manutenção dos canais, além da obtenção das outorgas competentes.

Ao município da Estância Balneária de Praia Grande caberá a execução do Programa de Ação Imediata - PAI, na organização do processo de licitação, contratação e fiscalização das obras. Os documentos necessários para os processos de licitação deverão ser preparados com detalhamento de projeto básico, e compõem-se de descrição das obras, desenhos de projeto e orçamentos.

3.2 MONITORAMENTO DO PLANO DE AÇÃO IMEDIATA

Para o monitoramento do Plano de Ação Imediata, a Prefeitura de Praia Grande deverá contar com equipe técnica específica, composta a partir dos seus quadros aos quais dever-se-ão reforçar o quadro funcional com **técnicos especializados das áreas de tecnologia em drenagem, manutenção, custos e licitações**, de modo a garantir as atividades descritas a seguir:

- detalhamento do cronograma mensal de atividades do PAI;

- planejamento, acompanhamento e orientação dos trabalhos feitos com equipe própria da Prefeitura do Município de Praia Grande;
- preparação dos editais de licitação, contratos e fiscalização dos trabalhos a serem executados por empresas contratadas;
- preparação do relatório trimestral dos trabalhos e monitoramento e acompanhamento do PAI;
- análise e parecer técnico nos projetos de intervenções nos sistemas de micro e macrodrenagem do município;
- análise e parecer técnico nos projetos viários, urbanísticos e de edificações, para avaliar seu impacto no sistema de drenagem.

3.3 DIRETRIZES DO PLANO DE AÇÃO IMEDIATA

As ações de caráter imediato apresentadas a seguir baseiam-se nas intervenções propostas nos estudos apresentados no *Volume 4 – Proposições de Medidas Estruturais de Controle* e *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*. No Anexo encontram-se os mapas de proposições.

Os custos previstos e o desembolso anual proposto estão apresentados no cronograma físico-financeiro, que se encontra no próximo item.

A Tabela 1 a seguir apresenta as ações previstas para o PAI, com os índices apresentados no item 2 deste volume para cada intervenção, os quais foram utilizados para auxiliar o processo de hierarquização.

Fls. 970
Proc. 17849/16

Tabela 1 - Priorização – PAI

Nº	Bacias	Intervenção	População 2010	Vazão (m³/s)	Extensão (m)	Custo	(R$)	CUMH (R$/hab)	CLM (R$/m)	CLEM (R$/m³/s/m)	CEM (R$/m³/s)
1	RIO BRANCO	MAR15A & MAR15B	1.996	10,9	1395,00	R$	4.601.975,15	2.305	3.299	303	422.200
2	RIO BRANCO	MAR16A, MAR16B, Travessia MAR16, MAR17A, MAR17B, MAR18A, MAR18B & ME 16, 17 e 18	3.374	50,9	7605,00	R$	11.671.879,12	3.459	1.535	30	229.310
3	RIO BRANCO	MAR19A, MAR19B & ME 19	719	8,4	6145,00	R$	5.209.741,95	7.242	848	101	620.207
4	ITINGA	MAR20A, MAR20B & ME 20	394	6,7	2155,00	R$	4.671.099,62	11.846	2.168	324	697.179
5	RIO BRANCO	Américas	10.602	22,7	865,00	R$	3.889.441,81	367	4.496	198	171.341
6	RIO BRANCO	Cruzeiro do Sul	9.900	29,8	1205,00	R$	7.735.992,25	781	6.420	215	259.597
7	FAIXA OCEÂNICA	São Paulo	6.789	28,7	1290,00	R$	7.787.234,90	1.147	6.037	210	271.332
8	GUARAMAR	Japoneses, Barroso, Alteamento do Dique e Comportas Flap	12.937	6,6	2060,00	R$	10.960.709,70	847	5.321	168	346.858
Total						**R$**	**56.528.074,51**				

4. PLANO DE AÇÃO CONTINUADA – PAC

4.1 IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA

O Plano de Ação Continuada (PAC) é constituído de medidas estruturais e não estruturais a serem desenvolvidas ao longo do horizonte do estudo (2035). Dentre estas medidas, observa-se que serão necessárias ações estruturais e intervenções diretas na forma de obras para a adequação do sistema de macrodrenagem de Praia Grande. Além de que, as medidas compensatórias e as não estruturais garantirão a conservação e a sustentabilidade das medidas estruturais propostas. Sem estas, o estudo resumir-se-ia a um plano de obras, que em pouco tempo estariam superadas.

É importante sincronizar a implantação das redes de esgoto e da pavimentação das áreas remanescentes com a microdrenagem e com a execução das canalizações, de forma a garantir o bom funcionamento da macrodrenagem proposta. **A execução da microdrenagem respeitando a delimitação das bacias propostas e seu encaminhamento aos canais maiores é fundamental, para garantia do desempenho adequado dos mesmos.** A implantação do Plano de Ação Continuada permite a consolidação do sistema de drenagem do município como um todo.

A necessidade de orientar a implantação de elementos de macrodrenagem nos loteamentos existentes e que virão a surgir dentro do horizonte do plano (2035) nas bacias não totalmente urbanizadas é fundamental. Dessa forma, sugere-se que o planejamento e a execução sejam feitos em três fases de execução, da seguinte forma:

- ***Fase I*** – Execução das estruturas de drenagem propostas para os canais marginais à Via Expressa Sul, das bacias Praião, Guaramar, Tupi, Quietude e Acaraú, que consiste da abertura de trechos atualmente enterrados e aumento de seções existentes. Também nesta fase estão previstas as intervenções nos canais Vila Sônia e DER, situados no lado oeste da bacia do Guaramar;
- ***Fase II*** – Execução das intervenções na bacia do Xixová, tanto as obras no canal como a construção do reservatório de detenção à jusante do mesmo. Obras nos canais São Salvador e Negro Velho, nos trechos em ambas as bacias nas quais estão inseridos, com os novos traçados propostos. Também nesta fase estão contempladas as execuções das obras referentes aos canais Quietude, Ocian, Aviação, Imperador I, MAR5, MAR6, MAR21 e o trecho 5 do canal Acaraú;
- ***Fase III*** – Execução das estruturas de drenagem das proposições que obtiveram o índice CUHM mais altos, não constavam na cronologia de investimentos da prefeitura e não possuem registros de problemas. Estes são os canais Aloha, Brasil pra Cristo, Gilberto Fouad Beck (em ambas as bacias), trecho de jusante do Acaraú, MAR1A, Tupi, Miami, Real e Imperador II. O canal Itinga também foi hierarquizado nesta fase por apresentar-se suficiente para as vazões relativas a 2010, porém não para 2035, apesar de possuir o índice CUMH mais baixo;

A implantação das diretrizes apresentadas ficará a cargo da Prefeitura da Estância Balneária de Praia Grande que, de acordo com o cronograma proposto, encaminhará os arranjos para a

Fls. 971
Proc. 17849/16 FCTH

viabilização financeira das obras, licitação e contratação das empresas encarregadas, além da fiscalização dos serviços executados.

Deve-se estabelecer ainda, a competência para a coordenação das medidas não estruturais, assunto multidisciplinar que envolve negociações com outras secretarias da estrutura municipal, como educação, finanças e saúde, além da edilidade.

4.2 MONITORAMENTO DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA

O monitoramento das ações elencadas no PAC é vital para a efetivação das medidas propostas, observados os cronogramas físicos aprovados e a liberação de recursos financeiros.

4.3 DIRETRIZES ESTRUTURAIS DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA

Assim como no PAI, as ações indicadas para o PAC baseiam-se também nas intervenções propostas nos estudos apresentados no *Volume 4 – Proposições de Medidas Estruturais de Controle* e *Volume 5 – Otimização das Medidas Estruturais de Controle*. No Anexo encontram-se os mapas de proposições.

A Tabela 17 a seguir apresenta as ações previstas para o PAC, com os índices apresentados no item 2 deste volume para cada intervenção, os quais foram utilizados para auxiliar o processo de hierarquização.

Tabela 2 - Priorização PAC

Fase	Nº	Bacias	Intervenção	População 2010	Vazão (m³/s)	Extensão (m)	Custo (R$)	CUMH (R$/hab)	CLM (R$/m)	CLEM (R$/m³/s/m)	CEM (R$/m³/s)
Fase I	1	ACARAÚ	MAR14B	762	5.4	190.00	R$ 857,654.86	1,125	4,514	836	158,825
	2	QUIETUDE	MAR7	1,963	4.2	545.00	R$ 2,246,612.08	1,144	4,122	981	534,908
	3	ACARAÚ	MAR13A	686	1.4	240.00	R$ 887,475.70	1,294	3,698	2,707	649,771
	4	ACARAÚ	MAR12B	722	3.3	240.00	R$ 1,021,789.73	1,414	4,257	1,294	310,679
	5	QUIETUDE	MAR9	1,875	4.6	725.00	R$ 2,976,205.86	1,587	4,105	892	647,001
	6	ACARAÚ	MAR12A	2,211	7.4	825.00	R$ 3,715,656.78	1,680	4,504	609	502,116
	7	ACARAÚ	MAR11B	206	0.7	95.00	R$ 445,818.12	2,166	4,693	7,141	678,419
	8	ACARAÚ	MAR14A	1,357	7.8	690.00	R$ 3,743,581.71	2,758	5,425	696	479,946
	9	QUIETUDE	MAR10	2,097	5.6	1080.00	R$ 5,958,031.37	2,841	5,517	985	1,063,934
	10	PRAIÃO	MAR1B	1,088	12.4	1445.00	R$ 5,832,877.50	5,363	4,037	326	470,900
	11	GUARAMAR	MAR2B, MAR4, Vila Sônia e DER	3,366	6.3	2950.00	R$ 23,383,354.08	1,330	7,927	79	231,978
	12	QUIETUDE	MAR8	480	1.2	1090.00	R$ 4,346,860.75	9,064	3,988	3,323	3,622,384
Sub-total							**R$ 55,415,918.56**				
Fase II	13	XIXOVÁ	Xixová	8,983	32.5	1770.00	R$ 22,049,283.10	2,454	12,457	383	678,439
	14	FAIXA OCEÂNICA	Aviação	999	6.4	660.00	R$ 2,726,514.46	2,728	4,131	645	426,018
	15	FAIXA OCEÂNICA	São Salvador	3,531	12.2	70.00	R$ 393,156.29	111	5,617	460	32,226
	16	FAIXA OCEÂNICA	Negro Velho	2,494	10.1	690.00	R$ 2,776,224.83	1,113	4,024	398	274,874
	17	PRAIÃO	São Salvador	678	4.1	525.00	R$ 908,096.85	1,340	1,730	422	221,487
	18	TUPI	Negro Velho	814	5.7	340.00	R$ 1,216,527.74	1,494	3,578	628	213,426
	19	TUPI	MAR6	1,427	4.2	325.00	R$ 1,318,797.09	924	4,058	966	313,999
	20	TUPI	MAR5	3,795	13.1	595.00	R$ 3,704,081.61	976	6,225	475	282,754
	21	ACARAÚ	Acaraú T5	235	78.8	390.00	R$ 5,271,756.51	22,470	13,517	172	66,900
	22	ITINGA	MAR21	403	6.4	700.00	R$ 2,474,818.93	6,139	3,535	552	386,690
	23	RIO BRANCO	Imperador I	3,372	7.9	300.00	R$ 1,443,669.10	428	4,812	611	183,317
	24	QUIETUDE	Quietude	6,346	32.5	1410.00	R$ 5,973,342.76	941	4,236	130	183,795
	25	FAIXA OCEÂNICA	Ocian	3,638	17.7	760.00	R$ 4,314,080.17	1,186	5,676	321	243,733
Sub-total							**R$ 54,570,349.45**				
Fase III	26	RIO BRANCO	Miami	7,742	30.8	2300.00	R$ 14,382,601.06	1,858	6,253	203	466,968
	27	ACARAÚ	BPC	1,628	18.6	600.00	R$ 3,712,301.76	2,280	6,187	333	199,586
	28	ACARAÚ	Aloha	770	21.5	350.00	R$ 2,032,159.11	2,640	5,806	270	94,519
	29	FAIXA OCEÂNICA	GFB	484	11.1	605.00	R$ 2,780,182.09	5,742	4,595	414	250,467
	30	ACARAÚ	GFB	84	2.1	265.00	R$ 1,164,260.04	13,887	4,393	2,092	554,410
	31	PRAIÃO	MAR1A	380	3.3	530.00	R$ 2,357,824.76	6,211	4,449	1,348	714,492
	32	TUPI	Tupi	7,640	29.1	855.00	R$ 1,389,534.62	182	1,625	56	47,750
	33	ITINGA	Itinga	1,417	27.2	610.00	R$ 108,963.48	77	179	7	3,999
	34	RIO BRANCO	Real	1,045	8.1	690.00	R$ 3,036,130.31	2,904	4,400	543	374,831
	35	ACARAÚ	Acaraú T4 a T1	138	123.9	1050.00	R$ 14,638,697.51	106,167	13,942	113	118,149
	36	RIO BRANCO	Imperador II	7	25.5	1200.00	R$ 8,821,107.43	1,177,393	7,351	288	345,926
Sub-total							**R$ 54,423,762.18**				
Total Geral							**R$ 164,410,030.19**				

Fls. 972
Proc. 17849/16
FCTH

Vale lembrar que quaisquer que sejam as medidas de intervenções estruturais selecionadas para adequar o sistema de drenagem, deverá ser adotado, concomitantemente, um plano de medidas não estruturais para a gestão, o acompanhamento, o controle e a complementação das medidas estruturais a princípio selecionadas.

4.4 DIRETRIZES PARA MEDIDAS ESTRUTURAIS COMPENSATÓRIAS DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA

Como se pode notar nos itens anteriores, a magnitude e volumes de recursos necessários para a implantação das intervenções propostas para a adequação dos sistemas de drenagem das diversas bacias da cidade de Praia Grande são bastante expressivos, totalizando aproximadamente 220 milhões de reais para o horizonte de projeto.

Neste contexto, e ainda considerando as vantagens de ordem ambiental correlatas, é que se impõe a necessidade da implementação das medidas compensatórias para complementar, readequar e reduzir a implantação das intervenções de tipo estrutural que foram apresentadas.

Deve-se ressaltar que no planejamento dos sistemas públicos de drenagem, os efeitos desse tipo de medida sobre a redução dos picos de vazão e dos volumes de escoamento geralmente não são considerados. Por serem intervenções que dependem de diversas condicionantes técnicas, e também de ações de controle e fiscalização, as quais nem sempre são simples de aplicar, é também difícil prever se em uma determinada bacia, serão ou não implantadas de acordo com os critérios de dimensionamento adotados. Por isso são consideradas normalmente como medidas complementares, importantes para aumentar a segurança do sistema.

Propõe-se que a implementação destas medidas seja devidamente monitoradas, ao longo do tempo, conjuntamente com as medidas de ordem estrutural propostas, permitindo que ajustes no Programa de Drenagem estabelecido sejam efetuados, assim como a eficácia geral dos sistemas de drenagem e a economia de recursos públicos sejam obtidas.

No *Volume 4 - Proposição de Alternativas* são apresentadas diversas medidas compensatórias de controle do escoamento superficial na fonte.

Para o projeto e o dimensionamento destas medidas deverá ser consultado o *Volume 7 – Manual de Drenagem Urbana*.

Existe uma grande flexibilidade na seleção entre os vários tipos de medidas existentes e os custos de implantação envolvidos, assim como vários fatores intervêm. Geralmente as medidas de controle na fonte são implantadas conjuntamente com outras obras de infraestrutura urbana, edificações e uso e ocupação do solo, ficando seus custos associadas e minimizadas, portanto, com estes outros custos.

No entanto, prevê-se que os custos unitários de medidas compensatórias de controle na fonte são sensivelmente menores que os de medidas estruturais convencionais, quando concebidos para fornecerem um mesmo efeito hidrológico na bacia hidrográfica.

Deve-se ressaltar que, o sucesso e a eficácia destas medidas no controle de cheias e a atenuação das inundações em áreas urbanas dependem diretamente do seu controle pelo poder público municipal, bem como da cultura e conscientização geral da população, entidades e técnicos relacionados às áreas de construção civil, planejamento e uso e ocupação do solo urbano.

As medidas conhecidas como compensatórias apresentam uma visão moderna de convivência com as águas e cheias urbanas, possuem o papel de proporcionar soluções para diminuir o volume de escoamento por meio da retenção e/ou infiltração. Podem também contribuir para o controle da poluição difusa, melhorando a qualidade da água que aflui e escoa nos canais de drenagem.

Essas técnicas são classificadas em três tipos distintos, conforme sua posição de implantação, que podem ser:

- *Controle na fonte*: implantadas junto a parcelas ou pequenos conjuntos de parcelas, associadas a pequenas superfícies de armazenamento ou infiltração. Exemplo: telhados armazenadores;
- *Lineares*: implantadas usualmente junto aos sistemas viários, como em pátios, estacionamentos e arruamentos. Exemplos: os pavimentos porosos, trincheiras;
- *Centralizados*: usualmente associadas a áreas de drenagem de grande porte. Exemplos: bacias de detenção e retenção, ou infiltração.

Os dispositivos específicos de controle do escoamento na fonte devem ser integrados com todos os componentes do sistema de drenagem da bacia hidrográfica, bem como com o contexto e a paisagem urbana.

Fundamentalmente, os dispositivos propostos pelas medidas estruturais, ditas compensatórias ou de controle na fonte são classificados em função de sua aplicabilidade, seja na infiltração e no armazenamento, ou na combinação dos dois.

Deve ser observado que o cerne da questão é o de se manter as características do sistema de drenagem o mais próximo possível do natural, garantindo assim, a ocupação urbana sustentável, a preservação ambiental e intervenções menos complexas e custosas.

4.5 DIRETRIZES PARA MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS DO PLANO DE AÇÃO CONTINUADA

As medidas não estruturais são aquelas que não se constituem de obras, são de ***caráter extensivo***, isto é, com ações abrangendo toda a bacia, ou de natureza institucional, administrativa ou financeira, adotadas individualmente ou em grupo, espontaneamente ou por força de legislação, que procuram disciplinar a urbanização, por exemplo, através da definição de taxas máximas de impermeabilização nos lotes e a obrigatoriedade de manutenção de áreas verdes em loteamentos novos, fazendo com que os efeitos da urbanização sejam minimizados

Fls. 973
Proc. 17849/16 ECTH

sobre o regime hídrico das bacias, atenuando os deflúvios ou possuindo um caráter preventivo e gerencial em que os ocupantes das áreas potencialmente inundáveis são adaptados à conviverem com a ocorrência periódica das inundações.

Estas medidas procuram, sem alterar a morfologia das bacias, reduzir os impactos com a aplicação de medidas e princípios que visam reduzir o risco hidrológico e a interferência causada por ações antrópicas às condições naturais.

São, portanto, medidas que não utilizam estruturas que alteram o regime de escoamento das águas da chuva. Destinam-se ao controle do uso e ocupação do solo e à diminuição da vulnerabilidade da população habitante nas áreas de risco aos efeitos dos alagamentos e inundações, buscando alternativas para que a população passe a conviver melhor com o fenômeno natural das cheias e fique mais bem preparada para absorver os impactos causados.

Apesar de a ideia ser antiga, as ***medidas não estruturais*** ainda não têm tradição em nosso meio, sendo pouco usuais ou desorganizadas. Não obstante, são aquelas que, por seu caráter preventivo, ***dispensam a alocação de enormes somas de recursos*** exigidas para a execução de grandes obras de contenção de enchentes, como no caso geral das medidas estruturais. São ações que envolvem regras de disciplinamento, alcançadas pelo gerenciamento da bacia hidrográfica e da planície de inundação e pelo planejamento urbano e regional.

A inexistência de implantação e do suporte de medidas não estruturais é apontada, atualmente, como uma das maiores causas de problemas de drenagem nos centros mais desenvolvidos. A utilização balanceada de investimentos, tanto em medidas estruturais quanto não estruturais, pode minimizar significativamente os prejuízos causados pelas inundações.

Algumas ações não estruturais, como a aquisição de terrenos para preservação e transformação em áreas verdes e de lazer, regulamentos e manuais de práticas, seguro contra inundações, reassentamentos, sistemas de alerta à população durante os eventos críticos, programas de prevenção e controle de erosão de terrenos em construção, varrição de ruas e disposição adequada do lixo, programas de inspeção e manutenção, programas de contingências e programas de educação pública são capazes de melhorar de forma significativa o funcionamento e o desempenho do sistema de macrodrenagem, bem como a obtenção de benefícios correlatos.

As medidas não estruturais envolvem, muitas vezes, aspectos de natureza cultural, o que pode dificultar sua implantação em curto prazo. Assim, a conscientização e o envolvimento da população são indispensáveis para o sucesso de sua implantação, com a fiscalização constante do crescimento da cidade e da ocupação de áreas de forma irregular.

As medidas não estruturais incluem ações como o zoneamento das áreas de inundação, previsões de cheias, seguros de inundações, legislação pertinente e sistema de alerta a inundações. Este último envolve o monitoramento e um sistema de previsão hidrológica.

A seguir, são apresentadas as descrições das medidas não estruturais mais relevantes:

- **Normas e critérios técnicos para construção de obras**: visa estabelecer as características técnicas das estruturas que estão em áreas suscetíveis a alagamentos. Algumas destas

técnicas permitem a desocupação da área ou a adequação das estruturas para a passagem da água, como no caso de estruturas elevadas e resistentes a inundações;

- **Legislação apropriada**: seguindo a mesma linha das normas e critérios técnicos, a legislação relacionada à ocupação do solo e construção, previne que as áreas afetadas pelas enchentes e áreas ainda não impermeabilizadas sejam ocupadas;
- **Seguro enchente**: é um seguro que visa cobrir os gastos com a recuperação dos danos causados pelas inundações;
- **Sistema de alerta**: são sistemas de monitoramento hidrológico em tempo real que permitem processar modelos de previsão de chuva e de inundações. Estes são sistemas que devem estar acoplados a programas de ações emergenciais (remoção de população em situação de risco, controle do trânsito, operação de obras de controle de cheias, etc.);
- **Educação ambiental**: programas de formação em questões ambientais para conhecimento e participação dos cidadãos;
- **Monitoramento hidrológico**: medição de dados de chuva e vazão dos córregos, com finalidade de melhor determinar os parâmetros de projeto hidráulico-hidrológico das futuras intervenções, buscando, em particular, o ajuste de uma curva intensidade x duração x frequência das precipitações na cidade de Praia Grande e a aferição dos parâmetros de infiltração dos solos locais, etc.

A seguir são explicitadas e ressaltadas as medidas não estruturais julgadas de grande importância para o controle e adequação do sistema de drenagem de Praia Grande.

4.5.1 Controle do uso do solo urbano

O estabelecimento de instrumentos que promovam o aprimoramento da gestão é de suma importância no controle do uso do solo urbano, principalmente em áreas de risco geotécnico e de inundação, garantindo também a preservação ambiental destas áreas.

De acordo com Melo (2007) o disciplinamento do uso do solo possui como principais medidas:

- Monitoramento das áreas ocupadas;
- Intervenções emergenciais em áreas consideradas de risco;
- Estudos das áreas;
- Criação de leis de ordenamento, controle do uso e ocupação do solo.

O exemplo desse tipo de instrumento é o Estatuto da Cidade – Lei n. 10.257, de 10 de julho de 2001, lei de cunho federal que exige dos municípios sua implantação nos seus Planos Diretores.

A principal característica do Estatuto da Cidade está na atribuição aos municípios da obrigatoriedade de implementação de Planos Diretores participativos, definindo uma série de instrumentos urbanísticos que têm no combate à especulação imobiliária e na regularização fundiária dos imóveis urbanos seus principais objetivos.

Fls. 974
Proc. 17849/16
FCTH

O Estatuto da Cidade incentiva por meio de seus instrumentos a ocupação de áreas urbanas com boa infra-estrutura (redução de IPTU e de outras taxas), diminuindo a pressão sobre as áreas de proteção ambiental, além de ser capaz de incentivar a urbanização das favelas, possibilitando assim que a população tenha melhores condições sanitárias e ao mesmo tempo reduzindo os riscos naturais e impactos sobre o meio ambiente.

O Plano Diretor é o instrumento básico de política urbana de orientação do desenvolvimento urbano e da expansão urbana (NASCIMENTO e HELLER, 2005).

Em bacias hidrográficas não urbanizadas o Plano Diretor tem a finalidade de planejar as áreas a serem urbanizadas e densificar aquelas já ocupadas, a fim de evitar "invasões" sem prevenção e previsão.

O zoneamento das áreas de maior risco de inundação é outro instrumento importante presente nos planos diretores. Tem o objetivo de minimizar futuras perdas materiais ou humanas, devido às grandes cheias. Contempla a definição de regras para a ocupação dessas áreas, apoiada no mapeamento das áreas para cheias de 100 anos ou a maior registrada, estabelecendo-se assim as áreas de risco que dependem do escoamento, da topografia e do tipo de ocupação. Em locais já urbanizados, recomenda-se a transferência da população ribeirinha ou a adoção de medidas para uma melhor convivência com as inundações.

Esse conjunto de regras pode incluir a taxa de impermeabilização, a obrigatoriedade de se manterem, mesmo após a urbanização, as mesmas vazões e as probabilidades associadas anteriores à urbanização, bem como o controle das erosões durante a construção de qualquer empreendimento.

Além de mitigar as conseqüências de uma inundação, o controle do uso do solo de áreas potencialmente inundáveis reforça o valor estético da região, além de preservar a flora e a fauna local, bem como resgatar o valor histórico muito comum nas regiões ribeirinhas.

4.5.2 Uso e ocupação do solo

O sistema de gestão é fundamental para o planejamento estratégico das cidades, por isso é sempre necessária a sua reorganização, no que se refere principalmente aos critérios que impeçam o crescimento não planejado e a incorporação de questões ambientais.

Deste modo, é de suma importância a criação de dispositivos legais que assegurem esta sustentabilidade. Isso se faz com a implementação e revisões periódicas dos planos diretores e de legislações urbanísticas, a nível municipal, referentes ao uso e parcelamento do solo, código de obras e às questões sanitárias e de limpeza urbana (MÜLLER, 2011).

Portanto, as regras de uso e ocupação do solo devem visar à preservação dos recursos estratégicos (água, solo, cobertura vegetal) e a um desenvolvimento urbano (sistema de transporte, abastecimento de água, esgotamento sanitário, drenagem urbana e coleta, processamento e reciclagem de resíduos) capaz de se conciliar com a sustentabilidade do espaço urbano após a sua ocupação.

Para o Município de Praia Grande, é indispensável a adoção de ações que impeçam a impermeabilização descontrolada, com o objetivo de se criar condições para a retenção e assegurar o escoamento das águas pluviais, por meio da recomposição de áreas para tal finalidade ou por meio de medidas de caráter não estruturais, as quais, devem estar em sintonia com as legislações e outro planos existentes no município.

Além disso, para solucionar os problemas oriundos das inundações, é interessante que o município de Praia Grande discipline a ocupação urbana compatível com os riscos de inundação, por meio de um zoneamento que permita um ordenamento espacial menos sujeito aos danos ocasionados pelas inundações, possuindo um caráter de prevenção.

Este zoneamento deve estar associado a uma regulamentação, o qual consiste em cruzar a ocorrência de eventos de inundação e as suas consequências em função da ocupação da população e deste modo definir as zonas regulamentadas em matéria de urbanismo (MÜLLER, 2011).

Ainda de acordo com Müller (2011), o zoneamento das áreas de inundação engloba as seguintes etapas:

a) determinação do risco das enchentes: escolha de um evento de referência para o qual se faz um diagnóstico para um determinado período de retorno que deve estar associado a um nível de maré, isto é feito por meio de modelos matemáticos computacionais;

b) mapeamento das áreas sujeitas à inundação:

   - escolha de uma divisão segundo os diferentes níveis de risco;
   - cruzamento dos níveis de risco e do grau de urbanização.

c) zoneamento: proposição de regulamentação urbanística.

Como exemplo, pode-se citar a regulamentação sugerida por Müller (2011) para o município de Joinville, em que foram determinadas quatro zonas de ocupação dos solos de acordo com o diagnóstico realizado para esta cidade:

- Zona de Risco Forte e Urbanizada;
- Zona de Risco Forte Densamente Urbanizada;
- Zona de Risco Moderado e Urbanizada;
- Zona Inundável não Urbanizada.

4.5.3 Revisão associada à do Plano Diretor

O planejamento urbano e a estrutura institucional do município tem importância fundamental na questão do saneamento básico e da drenagem de águas pluviais da cidade, portanto é de suma importância que a revisão deste Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais esteja associada à revisão do Plano Diretor da cidade.

Fls. 0175
Proc. 17849/16 FCTH

As políticas e diretrizes públicas tradicionais concernentes à implantação e manutenção de sistemas de drenagem de áreas urbanas seguiram a orientação de promover, sistematicamente, através de sistemas de galerias e canalizações, a transferência das vazões e volumes de cheias geradas em áreas mais elevadas e pontos problemáticos das bacias, para áreas e trechos situados a jusante delas. Com o aumento continuado da ocupação e densidade urbanas, estes sistemas tornam-se crescentemente insuficientes e problemáticos, acarretando os frequentes alagamentos, inundações, prejuízos e perigos de vida às populações.

As administrações públicas, na sua maioria, não possuem corpo técnico e nem são organizadas financeiramente para planejar e controlar esses impactos negativos, pois os ramos dos recursos hídricos (energia elétrica, abastecimento urbano e tratamento de esgoto, irrigação e navegação) não tratados de forma integrada, dificultando o controle sobre vários aspectos.

Quanto aos aspectos de preservação ambiental do espaço, há ainda uma carência de dispositivos de prevenção da ocupação de áreas com riscos de inundação nos Planos Diretores, devido à falta de conhecimento e orientação sobre controle de enchentes por parte dos planejadores urbanos.

Acompanhando as tendências adotadas atualmente, as quais são fundamentadas no melhor entendimento dos processos hidrológicos, hidráulicos e ambientais envolvidos, impõem-se a necessidade de uma mudança no enfoque e solução do problema, em direção a adoção de práticas de gestão de drenagem mais adequadas, econômicas e ambientalmente mais sustentáveis.

Ações preventivas, como o planejamento de uso do solo, de forma a não comprometer sua permeabilidade, a previsão de áreas de infiltração coletivas em novos loteamentos, a retenção de águas pluviais em lotes privados ou em vias e áreas públicas, com utilização de pavimentação porosa e outras medidas, são ferramentas que devem estar à disposição da administração municipal para fazer frente ao gerenciamento da drenagem urbana.

O fortalecimento institucional, a partir de capacitação dos recursos humanos, criação de instrumentos legais adequados, informação da população e incentivo à participação complementam estas medidas.

Todo planejamento visa, dentre outras coisas e mais especificamente no caso de eventos de inundação, evitar os prejuízos econômicos e melhorar as condições sanitárias e do meio ambiente da cidade, por meio de mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionada à drenagem e dentro dos princípios econômicos, sociais e ambientais definidos pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano.

É de suma importância que no Plano Diretor da cidade exista uma regulamentação do solo que contemple questões relacionadas com as inundações, por meio, por exemplo de uma legislação de zoneamento do solo, com restrições de novas ocupações em áreas de risco, bem como evitar a densificação das áreas já ocupadas.

Portanto há uma indiscutível influência da ocupação do solo sobre a drenagem urbana e, por conseguinte, os elementos que fazem parte de um plano de drenagem devem estar presentes no Plano Diretor Urbano ou na legislação de uso e ocupação do solo (TUCCI, 1997).

Ainda segundo Tucci (1997) os controles sobre as enchentes são realizadas por sub-bacias e regulamentados a nível de distrito, adotando os seguintes princípios:

- para a macrodrenagem urbana: reservar espaço para parques lineares nos rios que formam a macrodrenagem para amortecimento das enchentes e retenção dos sedimentos e lixo:
  - elaborar a nível de anteprojeto o controle do escoamento na macrodrenagem das sub-bacias, priorizando medidas de retenção e/ou medidas não-estruturais;
  - identificar os limites necessários ao desenvolvimento urbano para as áreas sem ocupação definida e caso necessário, alterações na densificação para as áreas aprovadas e não densificadas;
  - elaboração da regulamentação necessária para impor as condições identificadas.
    - para as áreas ribeirinhas: zoneamento de áreas de inundação, definindo-se zonas de alto e baixo risco de ocupação, e critérios de construção no código de obras da cidade.

4.5.4 Regulamentação para evitar o agravamento das inundações

A) REGULAMENTAÇÃO PARA NOVAS CONSTRUÇÕES

- reservar áreas na bacia que podem ser obtidos no desmembramento dos loteamentos dentro da quota pública prevista nos Planos Diretores, da ordem de 1% da área destinada ao amortecimento, que podem ser futuros parques públicos;
- geralmente são as áreas alagadiças e junto ao sistema de drenagem principal.

Tucci (2006) elenca os benefícios que a cidade usufruirá dessa prática ao longo do tempo:

- amortecimento das inundações onde são geradas
- aumento das áreas verdes e compatibilização das funções urbanas, controle de inundações e ambientais;
- evitar o custo de futuras intervenções no sistema de drenagem.

B) ZONA DE LIVRE ESCOAMENTO

Consiste no respeito às áreas de passagem das águas, pois o risco de inundação aumenta ou se agrava pela existência de múltiplos obstáculos ao longo do caminho natural de escoamento, podem ser de várias formas (MÜLLER, 2011):

- no eixo de escoamento: rios canalizados e cobertos por construções;
- estreitamento pela existência de edificações no leito menor dos rios;
- obras de travessia subdimensionadas;
- "barreiras": presença de construções dispostas em linha e transversalmente em relação à direção do escoamento das águas.

Fls. 976
Proc. 17840/16

C) ZONA NÃO EDIFICANTE

Consiste no respeito às distâncias junto aos corpos d´água, que não podem ser ocupadas, bem como a implantação de faixas para o escoamento das águas pluviais.

De acordo com a Lei Federal 6.766/79, Art. 4:

"ao longo das águas correntes e dormentes, e das faixas de domínio público das rodovias, ferrovias, será obrigatória a reserva de uma faixa não edificante de 15 m (quinze metros) de cada lado, salvo maiores exigências da regulamentação especifica."

De acordo com o Código Florestal Lei nº 12.651/12:

Art. 4º – Considera-se Área de Preservação Permanente, em zonas rurais ou urbanas, para os efeitos desta Lei:

I - as faixas marginais de qualquer curso d'água natural perene e intermitente, excluídos os efêmeros, desde a borda da calha do leito regular, em largura mínima de:

a) 30 (trinta) metros, para os cursos d'água de menos de 10 (dez) metros de largura;

b) 50 (cinquenta) metros, para os cursos d'água que tenham de 10 (dez) a 50 (cinquenta) metros de largura;

c) 100 (cem) metros, para os cursos d'água que tenham de 50 (cinquenta) a 200 (duzentos) metros de largura;

d) 200 (duzentos) metros, para os cursos d'água que tenham de 200 (duzentos) a 600 (seiscentos) metros de largura;

e) 500 (quinhentos) metros, para os cursos d'água que tenham largura superior a 600 (seiscentos) metros;

II - as áreas no entorno dos lagos e lagoas naturais, em faixa com largura mínima de:

a) 100 (cem) metros, em zonas rurais, exceto para o corpo d'água com até 20 (vinte) hectares de superfície, cuja faixa marginal será de 50 (cinquenta) metros;

b) 30 (trinta) metros, em zonas urbanas;

De acordo com a Lei Complementar nº 473 de 27 de dezembro de 2006 do município de Praia Grande:

ART. 51 - Visando proteger o Parque do Piaçabuçu, fica mantida a faixa "non aedificandi" de 100 (cem) metros de largura ao longo do perímetro do parque, nos trechos não comprometidos com loteamentos aprovados e/ou ocupados.

ART. 54 - Visando à proteção das encostas da Serra do Mar situadas fora do Parque no trecho que se estende entre a divisa com o Município de Mongaguá e o Rio Preto, mais sujeito a pressões da ocupação urbana, fica criada faixa "non aedificandi" de largura variável, correspondente às

áreas compreendidas entre as curvas de nível de cota 25 (vinte e cinco) metros e 100 (cem) metros.

ART. 55 - Visando à proteção das encostas do Morro do Xixová situadas fora do Parque, fica criada faixa "non aedificandi" de largura variável, em todo o seu perímetro, correspondente às áreas compreendidas entre as curvas de nível de cota 5 (cinco) metros e 25 (vinte e cinco) metros, excluídas as áreas ocupadas pela avenida Marechal Mallet, avenida Ayrton Senna da Silva e alça de interligação entre as mesmas.

ART. 59 - As várzeas do rio Preto e do rio Branco, sem prejuízo da preservação permanente da vegetação ciliar estabelecida pelo Código Florestal, serão protegidas por faixa "non aedificandi" de 100 (cem) metros de largura em cada margem, visando assegurar o seu resguardo da pressão urbana.

ART. 60 - A bacia de contenção de cheias objeto do Decreto de Utilidade Pública Nº 3.886 de 03/05/05, modificado pelo Decreto de Utilidade Pública nº 3.893 de 23/05/05, fica constituída como área "non aedificandi" associada à faixa descrita no artigo anterior, e nela serão garantidos o direito de preempção e a transferência do direito de construir.

De acordo com a Lei Complementar nº 615 de 19 de dezembro de 2011 do município de Praia Grande, Artigo 21:

III - Normas técnicas referentes ao alinhamento e nivelamento dos logradouros públicos.

§ 1º - Para a implantação da Via de Contorno com canal central para escoamento de águas pluviais que, conforme diretriz estabelecida na Carta Oficial "Sistema Viário e Drenagem" referida no artigo 14 desta Lei Complementar, acompanha o sopé dos morros do Xixová, das Campinas e Girau desde o ponto de coordenadas N = 7.345.113,6963 e E = 357.086,9194 até a divisa de Praia Grande com o Município de São Vicente, fica reservada faixa de 30,00 m (trinta metros) de largura adjacente à faixa "non aedificandi" criada pelo Plano Diretor do Município.

§ 2º - Para acesso ao Parque do Xixová-Japuí, lado sul, fica reservada faixa de 30,00 m (trinta metros) de largura no prolongamento da Av. Rio Branco, desde a Av.Ecológica do Xixová até o limite do parque.

§ 3º - Para a implantação da interconexão entre a Via Expressa Sul e a Rodovia Pe. Manoel da Nóbrega fica reservada faixa de domínio de 30,00 m (trinta metros) de largura de ambos os lados, contados a partir do eixo da via.

Os valores a serem aplicados serão àqueles estipulados pelo município, salvo quando as regulamentações federais ou estaduais não fizerem maiores exigências.

4.5.5 Capacitação técnica dos recursos humanos

A capacitação de recursos humanos em drenagem urbana deve focar nos profissionais e organizações, para conceber, dimensionar e gerir sistemas de drenagem de águas pluviais e enfrentar os desafios impostos pelo crescimento acelerado da ocupação no espaço urbano, com foco especial nas bacias hidrográficas. Objetiva atualizar continuamente os profissionais com

Fls. 977
Proc. 17849/16
FCTH

conceitos inovadores já que os problemas relacionados à drenagem vêm se multiplicando e tomando novas proporções.

4.5.6 Sistema de Alerta, Supervisão e Controle de Inundações

A implantação de um ***Sistema de Alerta, Supervisão e Controle de Inundações*** para o município de Praia Grande é recomendável e deverá compor medidas de caráter preventivo e de atenuação dos danos.

Um sistema de alerta de previsão em tempo real envolve os seguintes aspectos:

- Sistema de coleta e transmissão de informações de tempo e hidrológicas: sistema de monitoramento por rede telemétrica, satélite ou radar e transmissão destas informações para o centro de previsão;
- Centro de Previsão: recepção e processamento de informações, modelo de previsão, avaliação e alerta;
- Defesa Civil: aplicação de programas preventivos, educação da população, elaboração de mapas de alerta com os locais críticos; alerta aos sistemas públicos, como escolas, hospitais, etc; alerta remoção e proteção da população localizada em áreas de risco, quando da ocorrência de eventos extremos.

Deve ser estabelecido um Plano de Ação Emergencial que abrange um conjunto de medidas para atenuar os danos materiais e as ameaças à vida, é composto pelas seguintes etapas:

d) Preparação anterior à inundação

- estoque de material para execução de diques;
- seleção de locais para colocação de equipamentos como guinchos, bombas, escavadeiras e caminhões;
- programas de inspeção e manutenção de estruturas de combate a enchente;
- acertos para execução de abrigos de emergência;
- centro comunitário temporário para a época de inundação com comida água potável, sanitários, abrigos, médicos; durante as épocas secas seria utilizado para serviços de utilidade pública;
- prevenção com a adoção de medidas individuais como estruturas elevadas, paredes externas à prova d´água e reorganização dos espaços estruturais de trabalho;
- preparação da comunidade para antes e depois das inundações ajuda a melhorar a qualidade da assistência externa e a redução de falhas, como a falta de informações, a má avaliação das necessidades e as formas inadequadas de ajuda, reduzindo assim, os problemas de saúde e sobrevivência decorrentes da inundações.

e) Monitoramento e alerta

É a fase de acompanhamento da ocorrência dos eventos chuvosos:

- monitoramento das chuvas e dos níveis d'água a montante das áreas inundáveis;
- previsão dos níveis d'água e vazões;
- informação da previsão da enchente aos órgãos de defesa civil e de controle dos dispositivos de controle das vazões.

O monitoramento por telemetria permite o acompanhamento em tempo quase real dos dados horários de chuva e nível dos rios em pontos de interesse estratégico para o gerenciamento dos recursos hídricos, em especial os sistemas de alerta para o caso das inundações, bem como para a elaboração de curvas-chave, que são fundamentais para retratar as flutuações de vazão em função do tempo e possibilitar o conhecimento do escoamento superficial, bem como identificar as disponibilidades e potencialidades hídricas de uma bacia hidrográfica.

A vantagem do posto telemétrico é o monitoramento constante dos dados de chuva, e vazão e alerta em caso de chuvas frontais, pois em tormentas, devido à topografia da cidade favorecer as velocidades altas de escoamento, o sistema não ajudaria muito.

Apresenta-se a seguir a Figura 1 com uma estação telemétrica.



Figura 1 - Estação telemétrica (Acervo: FCTH)

Em situações especiais de cheias ou mudanças meteorológicas bruscas, os equipamentos são programados para transmitir alarmes.

Fls. 978
Proc. 17849/16
FCTH

O custo de implantação e manutenção destes postos pode ser financiado pelo FEHIDRO, por exemplo, uma vez que a cidade possui poucos dados hidrometeorológicos e estes dispositivos seriam de suma importância para o monitoramento da cidade e aquisição de dados, que futuramente auxiliariam as decisões dos gestores.

f) Combate à inundação

Consiste da fase de mitigação, em que ações que visam diminuir o prejuízo da população quando da ocorrência de uma inundação:

- fechamento de ruas;
- evacuação de residências de áreas críticas;
- fornecimento de cuidados médicos;
- reforço do policiamento;
- utilização de bombas portáteis;
- construção de diques provisórios;
- ativação das medidas a prova de inundação e;
- inspeção das estruturas de drenagem.

g) *Limpeza* após as cheias:

- remoção dos diques temporários;
- ajudas aos refugiados a retornarem para suas residências e negócios e;
- execução de reparos nas utilidades públicas.

4.5.7 Legislação para o Controle do Escoamento na Fonte

O controle do escoamento superficial gerado pela precipitação pode ser realizado na fonte de geração, por meio da inserção de espaços permeáveis dentro dos próprios lotes, pois desta forma, mantem-se as vazões de pré-urbanização fundamental para o controle da drenagem urbana. Estas áreas devem ser definidas pelas taxas de ocupação[1] e de área permeável[2] em leis apropriadas (Plano Diretor ou Lei de Uso e Ocupação do Solo).

As áreas permeáveis podem ser constituídas por espaços ajardinados ou simplesmente, executadas com pavimentação ou pisos permeáveis.

Dessa forma, é prudente considerar que para atenuar os efeitos causados pela urbanização e, consequente diminuição dos picos de cheias, uma ***porcentagem de área permeável*** deverá ser

[1] Taxa de Ocupação (To) - relação entre a área ocupada e a área total do terrendo To=Ao/Ts
[2] Área Permeável (Ap) - relação entre a área onde não é permitido edificar ou revestir o solo com material que impeça ou dificulte a absorção das águas de chuva e a área total do solo

mantida para o impedimento de que os ***lotes sejam impermeabilizados no restante de sua área total***, ou seja, garantindo assim que uma porcentagem da área total do lote fique permeável.

Ainda, devido à aleatoriedade do crescimento da área urbanizada, pode haver alteração inesperada nos valores estimados para a definição das taxas de ocupação e porcentagem de área permeável. Portanto, deverão ser realizadas verificações periódicas das taxas de ocupação e de área permeável praticadas no município.

Recomenda-se que sejam adotados dispositivos legais no Município para o controle do escoamento gerado em lotes, instituindo-se obrigatoriedade de adoção por proprietários e empreendedores imobiliários, de medidas pertinentes em que o proprietário se vê obrigado, dependendo da área do lote e do tipo de empreendimento, com a possibilidade de acarretar a impermeabilização, a compensar o aumento do volume de água gerado pelas chuvas intensas, utilizando medidas de controle aplicados no lote que resultem no amortecimento dos picos das descargas, ao nível das descargas correspondentes à condição de pré-ocupação dos respectivos lotes.

Como exemplo de legislação que tem este objetivo, a Lei Municipal 13.276/02 da cidade de São Paulo, conhecida como "lei das piscininhas", foi incorporada ao Código de Obras do município visando implantar pequenos reservatórios de detenção em empreendimentos com áreas impermeáveis maiores que 500 m² ou reformas com impermeabilização superior a 100 m². O volume de reservação é determinado pela equação apresentada a seguir:

$$V = 0{,}15 \times A_{imp} \times I \times t$$

onde:

V = volume de reservação (m³);

A_{imp} = área impermeável (m²);

I = intensidade da precipitação (mm/h);

t = duração da chuva (h).

A Lei determina que o volume mínimo a ser reservado no lote é para uma chuva de intensidade igual a 60 mm/h com duração de 1 hora.

4.5.8 Educação ambiental

A meta a ser alcançada é a educação e conscientização da comunidade (população e agentes públicos), no sentido de esclarecer sobre os problemas relativos à drenagem urbana e as tarefas de prevenção relativas ao uso e/ou disposição final de poluentes, lançamento de lixo nas ruas e preservação das áreas destinadas aos sistemas de drenagem artificiais e naturais.

A falta de participação popular é o fator que impede em encontrar soluções para uma drenagem mais sustentável. Silveira (2002) enfatiza que a participação depende da vontade e capacidade de auto-organização dos moradores, bem como da abertura de canais reais de comunicação

Fls. 479
Proc. 17849/16
FCTH

direta por parte da administração municipal. Esse tipo de entendimento eleva o nível de informação técnica e de educação ambiental, bem como a aceitabilidade da população frente a um novo conceito que é a sustentabilidade ambiental.

A educação ambiental deve ser encarada como um instrumento para conscientizar a população de que é possível harmonizar os espaços urbanos com o meio ambiente, fazer entender que o sistema de drenagem pode ser concebido para valorizar os córregos naturais e áreas verdes, evitando as inundações e começar a enxergá-los como espaços abertos de convivência civil e não como depósitos de lixo e dejetos.

4.5.9 Seguro inundação

O seguro contra inundações representa uma saída para a falta de recursos e fiscalização das áreas de risco, possibilita o uso do poder econômico da iniciativa privada.

Segundo Barth (1997), o seguro inundação pode ser aplicado da seguinte forma:

- Decisão política de se adotar o seguro inundação;
- Elaboração de um trabalho para a definição de critérios, regras, prêmios do seguro, dentre outros;
- Elaboração de um conjunto de requisitos para as comunidades aderirem ao plano de seguros;
- Subsídio governamental aos prêmios dos seguros.

Esse tipo de medida elimina a necessidade de delimitação e regulamentação das áreas potencialmente inundáveis, uma vez que o bancos ao liberarem financiamento para a construção em áreas de risco, exigem que o proprietário tenha o seguro e além disso, o valor do seguro está vinculado ao grau de risco, quanto maior, mais caro.

Este tipo de medida torna-se inviável quando a população da área de inundação é de baixa renda, por causa da incapacidade da mesma pagar o prêmio, além do valor baixo da propriedade (MÜLLER, 2011).

4.5.10 Convivência com as inundações

A adoção de dispositivos individuais de combate às inundações, consiste em uma estrutura ou um conjunto delas, bem como de procedimentos de forma a mitigar os estragos das inundações em residências, edifícios comerciais ou industriais, mas o entorno das edificações expostas às inundações continuam a sofrer os transtornos.

Estes são classificados em temporários ou permanentes, dependendo do tempo da ascensão da cheia, por exemplo, para córregos, o custo de implantação seria alto, uma vez que o tempo de resposta da corrente é menor do que em bacias hidrográficas de maior porte, neste caso poderia ser adotado o sistema de alerta.

Em prédios localizados próximos às várzeas, Tucci (2006) define um conjunto de medidas de proteção durante as inundações:

- Instalação de vedação temporária ou permanente nas aberturas das estruturas;
- Elevação de estruturas existentes;
- Construção de novas estruturas sob pilotis;
- Construção de pequenas paredes ou diques circundando a estrutura, relocação ou proteção de artigos que possam ser danificados dentro da estrutura existente;
- Relocação de estruturas para fora da área de inundação;
- Uso de material resistente à água ou novas estruturas;
- Regulamentação da ocupação da área de inundação por implementação de espaços definidos urbanos.

4.5.11 Medidas Técnicas em Zonas Inundáveis

As construções existentes em zonas inundáveis, muitas vezes restringem o escoamento e a dispersão natural das águas, agravando problemas em toda a região quando da ocorrência de eventos chuvosos severos.

A população desta área de risco torna-se vulnerável e os prejuízos causados pela inundação são inúmeros e tendem a aumentar quando não se tem uma regulamentação de uso do solo que considere os riscos de inundação.

Essa regulamentação pode permitir ou proibir a construção dependendo do risco de inundação da região, ela tem como função orientar a seleção das obras nas áreas mais expostas para reduzir os danos às pessoas e aos bens materiais (MÜLLER, 2011). Tem como objetivos:

- Garantir a segurança da população, proibindo assentamentos humanos nas zonas mais perigosas onde a segurança não pode ser garantida;
- Não aumentar a exposição aos riscos, limitando estritamente a urbanização e o aumento da vulnerabilidade nas zonas inundáveis mais críticas;
- Diminuir os danos potenciais reduzindo a vulnerabilidade dos bens materiais e das atividades nas zonas expostas;
- Preservar a capacidade de escoamento e as áreas de amortecimento de cheia de modo a não agravar os riscos nas zonas situadas a montante e a jusante;
- Evitar qualquer formação de novos diques e aterros que não se justifiquem para proteção de locais fortemente urbanizados;
- Salvaguardar ou restaurar o equilíbrio dos habitats que dependem de pequenas cheias, bem como da qualidade da paisagem que deve ser considerada.

Fls. 980
Proc. 17849/16

4.5.12 Zoneamento de Áreas Inundáveis

O zoneamento das áreas de maior risco de inundação é instrumento importante presente nos planos diretores. Tem o objetivo de minimizar futuras perdas materiais ou humanas, devido às grandes cheias. Contempla a definição de regras para a ocupação dessas áreas, apoiada no mapeamento das áreas para cheias de 100 anos ou a maior registrada, estabelecendo-se assim as áreas de risco que dependem do escoamento, da topografia e do tipo de ocupação. Em locais já urbanizados, recomenda-se a transferência da população ribeirinha ou a adoção de medidas para uma melhor convivência com as inundações.

Esse conjunto de regras pode incluir a taxa de impermeabilização, controle das erosões durante a construção de qualquer empreendimento, a obrigatoriedade de se manterem, mesmo após a urbanização, as mesmas vazões e as probabilidades associadas anteriores à urbanização.

Segundo Tucci (2003), o zoneamento das áreas de inundação engloba as seguintes etapas:

- Determinação do risco de inundação: reconhecimento de toda a área da bacia com os níveis de inundação;
- Mapeamento das áreas de inundação: identificação dos pontos de restrição, segundo a ocupação de várzeas e áreas ribeirinhas dos cursos d´água, também podem ser obtidos mapas de planejamento e mapas de alerta;
- Levantamento da ocupação nas áreas de risco;
- Definição do zoneamento das áreas de risco: estabelecimentos das regras de ocupação (Tabela 3).

Tabela 3 - Zoneamento das áreas de risco

ZONEAMENTO	
ZONA DE PASSAGEM DE INUNDAÇÃO	Área da seção que não pode ficar obstruída por ocupação urbana. Definida pela seção que acrescenta 30 cm a linha de água da cheia máxima.
ZONA DE RESTRIÇÃO	Região com maior freqüência de inundação que deve possuir várias restrições ao seu uso (definido de acordo com o local e tipo de inundação).
ZONA DE BAIXO RISCO	Anos excepcionais (idem anterior).

Fonte: TUCCI (2006)

Além de mitigar as consequências de uma inundação, o controle do uso do solo de áreas potencialmente inundáveis reforça o valor estético da região, além de preservar a flora e a fauna local.

O mapeamento das áreas potencialmente inundáveis auxilia na elaboração de regulamentos que visam restringir a ocupação destas áreas e também em critérios quanto ao tipo de uso e construtivo.

A efetividade da regulamentação é garantida quando a mesma é integrada à legislação municipal, a fim de garantir a sua aplicação (MÜLLER, 2011).

Tucci (1997) propõe o estabelecimento de um zoneamento que considera a preservação das áreas de mata ciliar, a ocupação das zonas inundáveis e os riscos de inundação:

- *Zonas de passagem de inundação*: áreas atingidas por inundações que permitem a passagem das cheias, mas a existência de qualquer edificação prejudica o escoamento, devido à redução da área necessária ao mesmo tempo que eleva os níveis d´água a montante, portanto esta área deve permanecer sempre desobstruída;
- *Zona de restrição*: área atingida por inundações que consiste na área restante da superfície inundável que deve ser regulamentada, devido às pequenas profundidades e baixas velocidades, não contribuem muito para a drenagem da inundação, permanecendo inundada por mais tempo durante os eventos de cheia.
- *Zona de baixo risco*: área com pequena probabilidade de ocorrer inundações, mas que também necessita de regulamentação para a convivência da população com os eventos de cheia.

Para o município de Praia Grande sugere-se um zoneamento similar ao realizado para a bacia do rio Cachoeira em Florianópolis (MÜLLER, 2011) que leva em consideração os níveis d´água e a frequência de inundação para definir a classificação dos riscos.

Müller (2011) sugere a divisão do município em regiões de acordo com a ocorrência e dos níveis d'água, cujos limites precisam ser definidos pela prefeitura de Praia Grande em estudos apropriados:

- **Zonas de perigo**: diretamente expostas à inundação, divididas em duas zonas delimitadas por um nível d'água H de referência que pode ser fixado em 0,5 m:
  - nível d'água > H: grande risco;
  - nível d'água < H: risco moderado.
- **Zona com uma frequência de inundação elevada:** com uma frequência de 10 anos;
- **Zonas de precaução**:
  - **Zonas de risco residual**: onde o nível d'água para a cheia de referência é nulo. Elas permanecem expostas a um risco residual em caso de cheia superior à de referência ou a uma disfunção hidráulica.
  - **Zona branca**: que refere-se ao restante da área do município.

A regulamentação, portanto pode ser definida primeiramente em função dos seguintes tópicos, em que serão levados em consideração o cruzamento dos níveis de risco e do grau de urbanização:

- Zona de risco: quanto maior o risco, mais restritiva serão as regras;

Fls. 981
Proc. 17849/16
FCTH

- Frequência de inundação: locais com eventos frequentes, mesmo que os níveis d´água não tenham atingido a cota de referência, novos empreendimentos podem ser proibidos;
- Grau de urbanização: em áreas densamente ocupadas, a regulamentação deve garantir a preservação da vida e a revitalização urbana privilegiando a redução da vulnerabilidade.

O município de Praia Grande pode se basear no zoneamento sugerido por Müller (2011) para o município de Joinville em Santa Catarina, no qual direciona a regulamentação em função do nível de risco, da frequência das inundações e do grau de urbanização:

- Zona RF-U (Zona de Risco Forte e Urbanizada): zona urbanizada, classificada como de alto risco ou de inundações frequentes, corresponde aos setores residenciais ou de atividades econômicas, permite-se somente modificações nas construções para reduzir a vulnerabilidade;
- Zona RF-Ud (Zona de Risco Forte Densamente Urbanizada): zona densamente urbanizada, classificada como de alto risco ou de inundações frequentes, corresponde aos setores que tem interesse histórico e diversificado quanto aos usos (residencial e econômico), é permitida a construção de novos prédios e a renovação urbana com o intuito de favorecer a redução da vulnerabilidade;
- Zona RM-U (Zona de Risco Moderado e Urbanizada): zona urbanizada, classificada como de risco moderado, permite-se o desenvolvimento urbano compatível com a exposição aos riscos;
- Zona N-U (Zona Inundável não Urbanizada): zona não urbanizada, que pode ser classificada como de risco forte ou moderado, são proibidas novas construções, com o objetivo de preservar a capacidade de escoamento ou de armazenamento de cheias da área;
- Zona Re-U (Zona de Risco Residual Urbanizada): zona urbanizada exposta a um risco residual em caso de cheia superior a cheia de referência ou de mal funcionamento hidráulico do sistema de drenagem, admite-se um desenvolvimento compatível com o risco residual;
- Zona Re-NU (Zona de Risco Residual não Urbanizada): zona não urbanizada exposta a um risco residual em caso de cheia superior a cheia de referência ou de mal funcionamento hidráulico do sistema de drenagem, sua regulamentação deve visar a preservação da capacidade de armazenamento dessas áreas para as maiores cheias de modo a limitar os danos nos locais mais expostos.

4.5.13 Diagnóstico de vulnerabilidade

O diagnóstico de vulnerabilidade consiste na identificação do grau de risco de inundação das construções, principalmente daquelas consideradas como estratégicas para a gestão de crise em eventos extremos. Müller (2011) recomenda a elaboração de uma ficha de vulnerabilidade (Figura 2) que deverá conter:

- planta das construções e infraestruturas;

- conhecimento do risco e principalmente das cotas de inundação;
- a organização do alerta do resgate;
- descrição e análise do funcionamento dos processos que envolvem as atividades econômicas;
- identificação de todos os elementos estruturais e não estruturais que apresentem caráter vulnerável em caso de inundação;
- definição das ações de possível reforço e das medidas de redução da vulnerabilidade, acompanhada de uma descrição técnica e econômica das medidas propostas e de uma justificativa da escolha daquelas selecionadas;
- a definição de um calendário de implantação dessas ações.

Fls. 0182
Proc. 17849/16

FCTH

Nº

VULNERABILIDADE AO RISCO DE INUNDAÇÃO

ESTABELECIMENTO DE ATENDIMENTO AO PUBLICO

Data :

Região

Tipo

Nome :

Endereço :

Rio :

Cota de inundação :

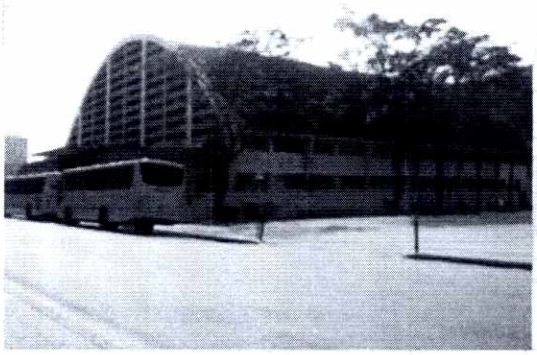
Cota do terreno :

Nível de água na rua:

Cota do edifício :

Nível de água no edifício:

Fotografia :



Localização :



Capacidade de acolhimento (estimativa) :

Existência de uma zona de segurança	Sim	Não
acessibilidade desde o interior ?		
acessibilidade desde o exterior ?		
de capacidade suficiente		

Justificativa: degrau do ginásio

Comentários: ver a possibilidade de arranjar aberturas para que os degraus de bancada sejam acessíveis desde o exterior

Figura 2 - Exemplo de ficha de vulnerabilidade

4.5.14 Medidas técnicas de redução de vulnerabilidade das construções

As medidas de redução da vulnerabilidade propostas compreendem (MÜLLER, 2011):

- adaptação das residências e das obras públicas ao risco de inundação;
- medidas obrigatórias.

4.5.14.1 Adaptação das edificações ao risco de inundação

A adaptação das edificações pode ser aplicada nas obras existentes ou integrada nos serviços de manutenção:

- Adaptação dos equipamentos da residência à inundação;
- Instalação de grades com aberturas capazes de reter os detritos em dutos de ventilação, de evacuação e em drenos;
- Disposição das centrais de ventilação e de climatização acima no nível d'água;
- Instalação de tampão nas aberturas de ventilação, retirada após a baixa das águas para permitir a secagem do local;
- Colocação de comportas anti-retorno na rede de águas servidas;
- Dispor os componentes das instalações elétrica e de telefone a 50 cm acima do maior nível d'água conhecido, a fim de permitir religá-las rapidamente após a inundação e evitar os riscos de curto-circuito;
- Instalar disjuntores diferenciais de alta sensibilidade na parte inundável para proteger as pessoas de curtos-circuitos;
- Verificação da ancoragem e estanqueidade dos tanques de combustível para evitar que sejam arrastados pela água e evitar qualquer risco de poluição, bem como manter os tanques suficientemente cheios para melhorar a resistência à pressão;
- Proteção das fachada situadas no eixo da corrente, por meio de dispositivos temporários como pranchões (ensecadeiras);
- Utilização de materiais resistentes à água e que facilitem a secagem;
- Levar em conta os riscos de inundação na escolha das técnicas de construção, concepção e organização, conforme Figura 80, por meio da implantação de uma zona de segurança, situada acima do nível mais alto das águas, a qual deve ser acessada facilmente pelos ocupantes e pelas equipes de salvamento, oferecendo condições de segurança satisfatória.

Fls. 983
Proc. 17849/16
FCTH

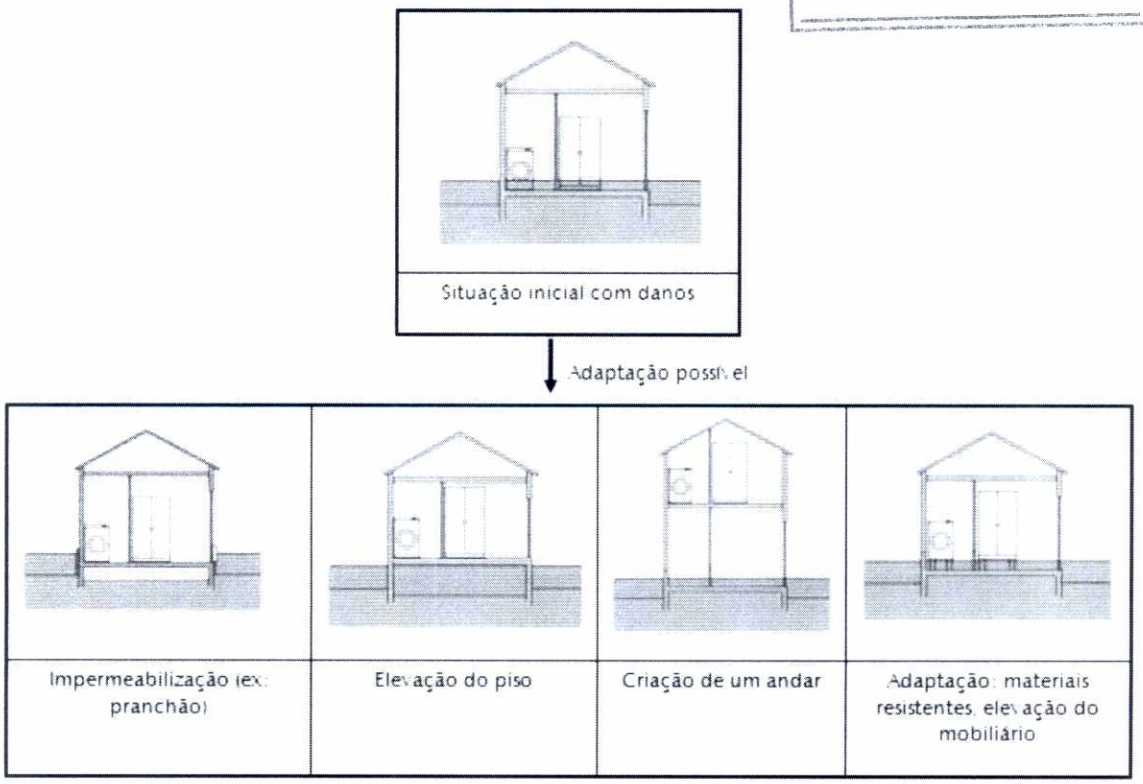


Figura 80 - Adaptação das edificações para minimizar os danos devido às inundações
Fonte: MÜLLER (2011)

4.5.14.2 Adaptação das obras públicas

De acordo com Müller (2011) a adaptação das obras públicas consiste nas seguintes recomendações:

- Redes elétricas
  - os postes de distribuição de energia elétrica e as caixas de medição deverão estar facilmente acessíveis em caso de inundação e ser posicionadas acima da cota de referência;
  - abaixo da cota de referência os ramais e os cabos deverão ser estanques;
  - para evitar a ruptura dos cabos por objetos flutuantes, é recomendado prever uma folga entre 1,5 m e 2,5 m com relação à cheia de referência para a colocação das linhas.
- Redes telefônicas
  - as caixas de distribuição e alimentação deverão estar posicionadas acima da cota de referência;
  - abaixo da cota de referência os ramais e os cabos deverão ser estanques.
- Redes de água e esgoto

- deverão ser utilizados tubos e materiais de acoplamento estanques e resistentes às pressões hidrostáticas;
- nas partes da rede de águas pluviais e esgoto suscetíveis de ficar em carga, os poços de visita deverão ser dotados de tampões que possam ser fechados.

- Adaptação das vias
  - recomenda-se a adoção de materiais pouco ou não sensíveis à água;
  - dotadas de dispositivo de drenagem que permita o escoamento eficaz e rápido do volume de água do corpo da via;
  - implantação de sinalização permanente para as vias que possam ficar submersas.

4.5.14.3 Medidas obrigatórias

Entre as medidas citadas anteriormente, para o caso do município de Praia Grande, recomendam-se as seguintes:

- para os estabelecimentos comerciais, cujos pavimentos estejam situados abaixo da cota da cheia de referência, é imprescendível garantir que os produtos sejam armazenados em locais seguros fora da água;
- para as habitações em que existam pavimentos situados abaixo da cota da cheia de referência, é de suma importância a instalação de comporta tipo clapet anti-retorno nas redes de esgoto e nos dispositivos de vedação das entradas de ar desses pavimentos;
- para todas as aberturas existentes nas habitações e que estejam abaixo da cota de cheia, é obrigatória a instalação de pranchões (ensecadeiras);
- para as partes do prédio situadas abaixo do terreno natural, principalmente em garagens, é importante a instalação de bomba para retirar a água para o exterior.

4.5.15 Legislações relacionadas à cobrança de taxa de drenagem

Para o gerenciamento sustentável da drenagem urbana pelo município é necessário que a população beneficiada pela implantação de drenagem passe a contribuir. Essa contribuição pode ser traduzida na cobrança de uma taxa que pode ser traduzida como a cobrança pelo gerenciamento da drenagem, incluindo nesse caso a implantação, a operação e a manutenção do sistema. Pode ser calculada de várias maneiras, como por exemplo:

- em função do custo de implantação da macrodrenagem e do número de lotes (por zona) inseridos na bacia;
- em função do custo de implantação das obras de macrodrenagem na bacia, da área total e da porcentagem de impermeabilização;
- em função do volume lançado no sistema de drenagem pela área impermeabilizada do imóvel.

Fls. 484
Proc. 17849/16
FCTH

4.5.16 Regulamentação para áreas em construção

A licença para obras de construção civil deve incluir a obrigatoriedade de medidas de controle do escoamento superficial em função das vazões de pré-urbanização. Essa regulamentação deverá ser imposta para locais destinados principalmente a implantação de shoppings centers, estacionamentos e hipermercados, que acarretam a impermeabilização de grandes áreas, além do controle do escoamento superficial deve-se estar atento também a obrigatoriedade de adoção de medidas de controle da produção de sedimentos, com o intuito de diminuir a erosão nos locais.

Este tipo de medida visa diminuir os impactos negativos oriundos de uma urbanização não planejada.

4.5.17 Cadastro Técnico Multifinalitário

O Cadastro Técnico Multifinalitário (CTM) é uma ferramenta importante de gerenciamento municipal das questões urbanas, auxilia os técnicos no conhecimento das particularidades da bacia urbana, seu processo de ocupação, bem como identificar as áreas propícias de inundação e assim ser capaz de controlar por meio de legislação a ocupação do solo urbano. Esse conhecimento supri a falta de monitoramento das transformações urbanas, a qual conscientizaria o poder público a adotar medidas de ações preventivas e não estruturais de controle da drenagem urbana.

Este tipo de cadastro possibilita, por exemplo, realizar o levantamento dos níveis de impermeabilização dos lotes ocupados e estimar a influência deles no sistema de drenagem de uma cidade, permitindo desta maneira, calcular o custo que cada lote implicaria para implantação e manutenção dos sistemas de drenagem.

Segundo Júnior e Júnior (2004), o CTM representa um instrumento importante para o gerenciamento da drenagem urbana, no que diz respeito à formulação de legislações adequadas que beneficiem, por meio de incentivos tributários, aqueles moradores que implantam medidas de controle de cheias em seus lotes. O cadastro também permite aplicar com eficiência sistemas de cobrança do uso dos sistemas de drenagem baseado na contribuição individual de cada unidade imobiliária.

4.5.18 Mapeamento

De acordo com Filho, Széliga e Enomoto (2000) um mapeamento com a localização dos elementos do sistema de drenagem e de suas características hidráulicas, bem como das características físicas da superfície da bacia hidrográfica é um material indispensável para auxiliar os técnicos no planejamento das melhores medidas de controle a serem adotadas, os principais componentes de um mapa são:

- Cobertura vegetal;
- Solo de acordo com seu nível de permeabilidade e com vulnerabilidade à erosão;
- Declividade;

- Infomações topográficas com linhas mais densas contornando as áreas críticas;
- Redes de drenagem natural e artificial;
- Áreas atingidas por inundações para tempos de retorno pré-determinados.

Müller (2011) sugere que para a elaboração desses mapas são necessários os seguintes dados:

- nivelamento da régua a um zero absoluto;
- topografia da cidade no mesmo referencial absoluto da régua limnimétrica;
- cota da rua no meio de cada esquina das áreas de risco;
- estudo de probabilidade de níveis de inundações para seções nas proximidades da cidade;
- níveis de enchentes, ou marcas ao longo da cidade que permita a definição da linha de água;
- seções batimétricas ao longo do rio no perímetro urbano e além, caso a seção de observação se encontre fora do perímetro urbano:
    - o espaçamento das seções depende das modificações do leito e da declividade da linha de água, podendo ser entre 500 m e 1000 m;
- cadastramento das obstruções ao escoamento ao longo do trecho urbano como pontes, estradas, etc.

Outro tipo de mapeamento seria aquele que orientasse a população durante um evento de cheia, ele pode fazer parte de um Plano de Ação Emergencial (ver item 4.5.6) e deve conter os seguintes itens:

- Contornos com os possíveis níveis de inundação;
- Abrigos e seus telefones;
- Abrigos temporários de emergência ou lugares para aglomeração;
- Capacidade dos abrigos e número de residentes da área de influência;
- Modelos de sons de alarme de sirenes e seus significados;
- Rota de transmissão de informações oficiais e avisos;
- Sugestões de refúgios;
- Checklist do que levar se inundações ocorrerem;
- História e natureza do rio.

Fls. 985
Proc. 17849/16

4.5.19 Áreas verdes

As áreas verdes, por meio da infiltração, reduzem os volumes de escoamento superficial, as cargas de sedimentos e também de alguns poluentes. Deve ser incentivada a manutenção de áreas verdes já existentes, áreas de proteção permanente, bem como a criação de novas áreas e a recuperação daquelas degradadas.

As técnicas para a preservação de áreas verdes devem ser incentivadas e apresentar as seguintes características multifuncionais (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2005):

- *Mitigação dos impactos hidrológicos*: manutenção das funções hidrológicas das áreas verdes;
- *Controle do escoamento superficial*: adoção de sistemas abertos de drenagem, preservação dos cursos naturais de água e de suas áreas de várzea, técnicas que incentivem a infiltração e retardamento do escoamento;
- *Gestão integrada dos recursos hídricos*: adoção de técnicas individuais integradas nos locais que promovam a retenção, detenção, infiltração, etc.;
- *Prevenção contra a poluição das águas*: reduzir o aporte de poluentes e melhoria da qualidade da água.

A utilização de sistemas vegetativos para a redução dos escoamentos superficiais por meio da evaporação, transpiração e da infiltração, são sistemas que interagem bem com o local a sua volta, pois se tornam um atrativo paisagístico. Eles consistem na integração de métodos que reduzem o escoamento superficial com o armazenamento, tratamento e a infiltração.

O exemplo típico são as "wetlands" (alagadiços), artificiais ou naturais, são habitats ricos em biodiversidade, são responsáveis pela depuração de forma natural das águas, a Figura 3 mostra um esquema de como funciona uma "wetland".

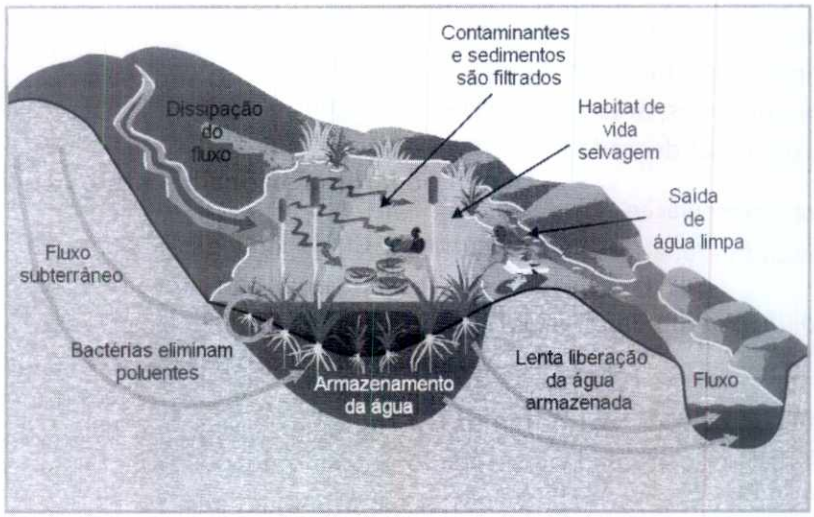


Figura 3 - "Wetland"[3]

4.5.20 Varrição de ruas

A varrição periódica de ruas com a coleta do material grosseiro é importante para a diminuição do depósito de resíduos e sedimentos nas estruturas de drenagem, para evitar a perda de capacidade de condução das águas quando da ocorrência das chuvas, bem como a melhoria da qualidade da água, uma vez que com a varrição há a diminuição do aporte de poluentes nas águas de primeira chuva.

4.5.21 Controle da coleta e disposição final do lixo

A adequada coleta e disposição final do lixo produzido nas zonas urbanas é extremamente importante sob o ponto de vista de saúde pública e no controle da poluição difusa na drenagem urbana. As atividades relacionadas à coleta e disposição final do lixo urbano devem ser fiscalizadas para que não haja lixo espalhado pelas ruas.

A consequência de uma disposição inadequada é o comprometimento da qualidade da água do corpo receptor, não somente devido à carga poluidora recebida pelo escoamento superficial, mas também a recebida pelo escoamento subterrâneo, além da redução da capacidade de descarga das redes e canais de drenagem.

Segundo Silveira (2002), além da coleta de lixo domiciliar, o poder público dever criar um serviço de remoção sistemática de sedimentos e lixo acumulados nos cursos d´água, funcionando como publicidade e fator de conscientização dentro da educação ambiental.

[3] Fonte: adaptado de http://geoscape.nrcan.gc.ca/h2o/bowen/factory_e.php (acessado em 13/02/2007).

Fls. 986
Proc. 17849/16

5. CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO DOS PLANOS DE AÇÃO

O total dos investimentos propostos pelos planos de ação foram distribuídos de forma a se garantir condições de desembolso razoáveis ao longo do horizonte do plano. Os cronogramas previstos correspondem a um gasto sistemático anuais de 1,5 a 6,3% do valor total dos investimentos, reservados para o plano de ação imediata e considerados com o período de implantação da sistemática proposta.

Obviamente, o cronograma proposto no presente plano pode sofrer alterações de acordo com as tendências ocupacionais do município, quer por mudanças na política de uso do solo, pelo planejamento e ocupação de determinadas áreas ou pela implantação de loteamentos ou condomínios por parte da iniciativa privada.

O cronograma físico-financeiro dos planos de ação é apresentado a seguir.

Tabela 48 – Cronograma Físico-Financeiro dos Planos de Ação

	Sub-Bacia	Trecho	Total (R$)	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034
PAC	RIO BRANCO	MAR15A & MAR15B	4.901.975,15	920.395,03	1.840.790,06	1.840.790,06																	
	RIO BRANCO	Americas	3.889.441,81	777.888,36	1.555.776,73	1.555.776,73																	
	RIO BRANCO	Cruzeiro do Sul	7.735.992,25	1.547.198,45	3.094.396,90	3.094.396,90																	
	RIO BRANCO	MAR15A, MAR15B & ME 15	5.209.741,95		1.562.922,58	1.823.409,68	1.823.409,68																
	RIO BRANCO	MAR16A, MAR16B, Travessia MAR16, MAR17A, MAR17B, MAR18A, MAR18B & ME 16, 17 e 18	11.671.879,12		2.334.375,82	2.334.375,82	2.334.375,82	4.668.751,65															
	GUARAMAR	Japoneses, Barroso, Afloramento do Cruje e Comportas Flap	10.960.709,70		3.288.212,91	2.557.498,93	2.557.498,93	2.557.498,93															
	ITAIPU	MAR20A, MAR20B & ME 20	4.611.099,62			233.554,98	2.218.772,32	2.218.772,32															
	FAIXA OCEANICA	São Paulo	7.767.234,90			389.361,75	3.898.936,58	3.898.936,58															
	Sub-total		56.528.074,51																				
		Fase I																					
	ACARAU	MAR14B	857.654,86						857.654,86														
	QUETUDE	MAR7	2.246.612,08						2.246.612,08														
	ACARAU	MAR12A	887.475,70						887.475,70														
	ACARAU	MAR12B	1.021.789,73						1.021.789,73														
	QUETUDE	MAR9	2.976.205,86						2.976.205,86														
	ACARAU	MAR12A	3.715.656,78						743.131,36	2.972.525,43													
	ACARAU	MAR11B	445.818,12						178.327,25	267.490,87													
	ACARAU	MAR14A	3.743.581,71						748.716,34	2.994.865,37													
	QUETUDE	MAR10	5.958.031,37						1.191.606,27	2.383.212,55	2.383.212,55												
	PRAIAC	MAR18	5.832.877,50							1.749.863,25	2.041.507,12	2.041.507,12											
	GUARAMAR	MAR26, MAR4 Via Sonia e DER	23.383.354,06							701.500,62	6.664.255,91	6.664.255,91	9.353.341,63										
	QUETUDE	MAR8	4.346.860,75								434.686,08	1.956.087,34	1.956.087,34										
	Sub-total		55.415.918,56																				
		Fase II																					
	FAIXA OCEANICA	São Salvador	393.156,29											393.156,29									
	PRAIAC	São Salvador	908.096,85											908.096,85									
	TUPI	Negro Velho	1.216.527,74											729.916,65	486.611,10								
	FAIXA OCEANICA	Negro Velho	2.776.224,63											1.665.734,90	1.110.489,73								
	FAIXA OCEANICA	Avação	2.726.514,46											1.635.908,68	1.090.605,78								
	FAIXA OCEANICA	Guaiu	4.314.060,17											1.294.224,05	1.509.928,06	1.509.928,06							
	XUXOVA	Xuxova	22.049.283,10											4.409.856,62	5.879.808,83	5.879.808,83	5.879.808,83						
	ACARAU	Acarau T5	5.271.156,51												1.054.351,30	2.108.702,60	2.108.702,60						
	QUETUDE	Quetude	5.973.342,75													1.194.668,55	1.194.668,55	3.584.005,65					
	TUPI	MAR5	3.704.081,61													740.816,32	740.816,32	2.222.448,96					
	ITAIPU	MAR21	2.474.818,93														371.222,84	2.103.596,09					
	RIO BRANCO	Imperador I	1.443.669,10														216.550,36	1.227.118,73					
	TUPI	MAR6	1.318.767,09														197.819,56	1.120.977,53					
	Sub-total		54.570.349,45																				
		Fase III																					
	ACARAU	Alema	2.032.159,11																609.647,73	1.422.511,38			
	ACARAU	BPC	3.712.301,76																1.856.150,88	928.075,44	928.075,44		
	FAIXA OCEANICA	GFB	2.780.162,09																834.054,63	973.063,73	973.063,73		
	RIO BRANCO	Miami	14.382.601,06																7.191.300,53	2.397.100,18	2.397.100,18	2.397.100,18	
	ACARAU	Acarau T4 a T1	14.638.697,51																	2.927.739,50	3.903.652,67	3.903.652,67	3.903.652,67
	RIO BRANCO	Imperador II	8.821.107,43																	2.646.332,23	2.056.256,40	2.056.256,40	2.056.256,40
	RIO BRANCO	Real	3.036.130,31																		910.839,09	1.062.645,61	1.062.645,61
	PRAIAC	MAR1A	2.357.624,76																			1.414.694,86	943.129,90
	TUPI	Tupi	1.389.534,62																			416.860,39	972.674,23
	ITAIPU	Itaipu	108.963,49																				108.963,49
	ACARAU	GFB	1.164.260,04																				1.164.260,04
	Sub-total		54.423.792,18																				
Total			220.938.134,69	3.245.481,84	13.676.475,00	13.829.184,85	12.632.993,34	13.143.959,46	10.851.519,46	11.069.458,09	11.523.661,66	10.661.850,36	11.309.428,97	11.036.884,04	11.131.795,01	11.433.924,37	10.709.589,07	10.258.146,97	10.491.153,77	11.284.832,46	11.170.989,51	10.836.351,71	7.967.586,52
Desembolso anual (%)			100,00%	1,47%	6,19%	6,26%	5,72%	5,95%	4,91%	5,01%	5,22%	4,83%	5,12%	5,00%	5,04%	5,18%	4,85%	4,64%	4,75%	5,11%	5,06%	4,90%	3,61%
Desembolso quinquenal (R$)								56.528.074,51					55.415.918,56					54.570.349,45					51.781.064,04

Fls. 487
Proc. 17849/16
FCTH

Os investimentos envolvidos na implementação das obras citadas neste documento beneficiar uma população de aproximadamente **135.000** habitantes, no cenário atual e valores da ordem de **R$ 220.000.000,00** até 2035.

São propostos a implantação de aproximadamente **52 km de intervenções em córregos** além da **microdrenagem** que deverá ser executada concomitante aos **canais**.

Vale lembrar que a sustentabilidade deste Plano depende da implantação das medidas estruturais, compensatórias e não estruturais de controle e da revisão e atualização do Plano que deverá se dar em **10 anos**.

Concluindo, de posse do Plano Diretor de Drenagem em Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande, o município tem diretrizes de desenvolvimento sustentável e possibilidade de obtenção de recursos junto aos mais variados órgãos estatais e de iniciativa privada.

6. EQUIPE TÉCNICA

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

Fls. 488 FCTH
Proc. 17849/16

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACIOLI, L. A. **Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte**. 2005. 145 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

AGRA, S. G. **Estudo experimental de microrreservatórios para controle do escoamento superficial**. Porto Alegre: UFRGS, 2001.

ARAÚJO, P. R.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. **Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 5, n. 3, jul/set. 2000.

BAPTISTA, M. **Drenagem Urbana**. Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais, 2009. Palestra proferida para a disciplina "Trabalho de Integralização Multidisciplinar I" para o Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos. Disponível em: < http://www.etg.ufmg.br/tim1/palestradrenagemmarcio.pdf >. Acesso em: 7 ago. 2012.

BAPTISTA, M. **Tecnologias compensatórias em drenagem urbana: aplicação na micro-drenagem**. In: PALESTRA DO PROGRAMA DE CAPACITAÇÃO EM DRENAGEM URBANA E MANEJO SUSTENTÁVEL DE ÁGUAS PLUVIAIS, 4., 2006, São Paulo.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S**. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005.

BARTH, R. T. **Planos diretores em drenagem urbana**: proposição de medidas para a sua implantação. 1997. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BRASIL. Lei Federal 6.766 de 19 de dezembro de 1979. Dispõe sobre o Parcelamento do Solo Urbano e dá outras Providências. 1979.

_____. Lei nº 12.651 de 25 de março de 2012. Dispõe sobre a proteção da vegetação nativa. 2012.

BRATTEBO, B O.; BOOTH, D. B. long-term stormwater quality performance of permeable pavement systems. **Water Research**, v.37, p. 4369-4376, 2003

BRITO, D. S. de. **Metodologia para a seleção de alternativas de sistema de drenagem**. 2006. 117 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2006.

CADAMURO, A. L. M.; CAMPOS, J. E. G. Recarga artificial de aquíferos fraturados no Distrito Federal: uma ferramenta para a gestão dos recursos hídricos. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 35, 2005.

CAMPANA, N. A.; BERNARDES, R. S.; SILVA JR., J. A. da. Controle qualitativo e quantitativo do escoamento pluvial urbano com bacias de detenção. **Revista Ambi-Água**, Taubaté, v. 2, n. 3, p. 98-111, 2007. Disponível em: <http://www.agro.unitau.br/seer/index.php/ambi-agua/article/view/76>. Acesso em: 04 fev. 2008.

CANHOLI, A. P. **Soluções Estruturais Não-Convencionais em Drenagem Urbana**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 1995.

_____ (2005). **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: OFICINA DE TEXTOS, 302 p.

COLANDINI, V. **Effets des strutures réservoir à revêtement porreux sur les eaux pluviales: qualité des eaux et devenir des métaux lourds**. France: Laboratorie Central des Ponts et Chaussées, 1999.

COOMBES, P. J.; ARGUE, J. R.; KUCZERA, G. Figtree Place: a case study in water sensitive urban development (WSUD). **Urban Water**, v. 1, n 4, p. 335-343, dec. 1999.

COSTA JUNIOR, L. L.; BARBASSA, A. P. Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas. **Engenharia Sanitária Ambiental**, Rio de Janeiro, v. 11, n. 1, 2006.

CUNHA, A. P. R. **Projeto: Experimento hidrológico para aproveitamento de águas de chuva usando coberturas verdes leves (CVL)**. Processo FAPESP: 03/06580-7. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004. Disponível em: < http://www.shs.eesc.usp.br/pessoal/docentes/technotes%5C31%5CAra-FAPESP-2004-Relat-final.pdf>. Acesso em: 12 fev. 2008.

CITY AND COUNTY OF DENVER. **Storm Drainage Design and Technical Criteria**. Departament of Public Works Wastewater Management Division, Engineering Division, 2006. Disponível em: http://www.denvergov.org/portals/487/documents/storm%20drainage%20design%20and%20technical%20criteria%20manual%20012006.pdf>. Acesso em: 7 ago. 2012.

EPA. (2008). EPA. Acesso em 09 de Agosto de 2012, disponível em http://www.epa.gov/owow/NPS/nps_edu/urbanx4.html

FIGUEIREDO, R. B. **Engenharia social: soluções para áreas de risco**. São Paulo: Makron Books, 1994.

FILHO, A. G. A.; SZÉLIGA, M. R.; ENOMOTO, C. F. **Estudo de medidas não-estruturais para controle de inundações urbanas**. Revista Publicatio UEPG – Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharias, 6(1):69-90, 2000. Universidade Estadual de Ponta Grossa.

FRIEDEL, C. **Research Links for Permeable Paving**. 2005. Disponível em: <http://www.plantsf.org/Research_PermPavers_0511_Friedel.pdf>. Acesso em: 12 fev. 2008.

GOLDENFUM, J. A. **Gerenciamento da Drenagem Urbana**. Notas de aula. Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. Disponível em: <http://galileu.iph.ufrgs.br/joel/iph014/IPH_01_014-Aula_5-2.pdf>. Acesso em: 11 fev. 2008.

HOLZ, J.; TASSI, R. **Usando estruturas de drenagem não convencionais em grandes áreas**: o caso do loteamento Monte Bello. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 17, 2007, São Paulo. Disponível em: < http://www.rhama.net/download/artigos/artigo56.pdf>. Acesso em: 8 de Agosto de 2012

Fls. 989
Proc. 17849/16
FCTH

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Diagnóstico da situação atual dos Recursos Hídricos e estabelecimento de diretrizes técnicas para a elaboração do Plano da Bacia Hidrográfica do Sapucaí-Mirim/Grande: Relatório Zero (nº 40.672). São Paulo: CBH-SMG/FEHIDRO, 1999. 1 CD-ROM.

D´ALMEIDA JÚNIOR, A. J. C.; MANZOLI JÚNIOR, W. **Cadastro Técnico Multifinalitário: ferramenta para implantação de medidas não estruturais de controle da drenagem pluvial urbana**. In: Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário – COBRAC 2004, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2004.

JUSTINO, E. A. Estudo do controle superficial com o uso de reservatórios de retenção na bacia do Córrego Lagoinha, no município de Uberlândia. 2004. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2004.

LANDPLAN ENGINEERING SUPPLIES. Disponível em: <http://www.landplan.com.au/docs/grasspave_gravelpave_brochure.pdf>. Acesso em: 12 fev. 2008.

LE NOUVEAU, N. **Techniques alternatives en assainissement pluvial**. França, 2006.

MAGLIONICO, M. Verifica su modello fisico della funzionalità idraulica del prototipo di un nuovo tipo di pozzetto per la raccolta dele acque pluviali dalle superfici stradali. Convenzione di Ricerca. DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELLE STRUTTURE, DEI TRASPORTI, DELLE ACQUE, DEL RILEVAMENTO, DEL TERRITORIO. 74 p. Bolonha, mar. 2009

MANO, R. S. **Captação residencial de água da chuva para fins não potáveis em Porto Alegre: aspectos básicos da viabilidade e benefícios do sistema**. 2004. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.

MARQUES, C. E. B. **Proposta de método para a formulação de Planos Diretores Drenagem Urbana**. 2006. 153 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2006.

MARTINS, M. J. **Gerenciamento de Recursos Hídricos e Drenagem Urbana no Município de São João de Meriti: Análise Espacial do Efeito da Implementação de Microreservatórios em Lotes sobre as Inundações**. 2004. 136 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

MELO, M. J. V. **Medidas estruturais e não-estruturais de controle de escoamento supeficial aplicáveis na Bacia do Rio Fragoso na cidade de Olinda**. 2007. 172 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal de Pernambuco, CTG, Recife, 2007.

MÜLLER, A. S. **Aplicabilidade de medidas não-estruturais no controle de cheias urbanas: estudo de caso Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira – Joinville – SC**. 2011. 235 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MONTENEGRO, S. G. et al. **Recarga artificial de aquíferos com águas pluviais em meio urbano como alternativa para a recuperação dos níveis potenciométricos: estudo de caso na planície do Recife**. In: V Simpósio de Captação e Manejo de Água de Chuva – "Captação e Manejo de Água de Chuva para Sustentabilidade de Áreas Rurais e Urbanas – Tecnologias e Construção da

Cidadania", Teresina, 2005. Disponível em: <http://www.abcmac.org.br/files/simposio/5simp_suzana_recargaartificialdeaquiferoscomaguaspluviais.pdf>. Acesso em: 14 fev. 2008.

MOURA, T. A. M. Estudo experimental de superfícies permeáveis para controle do escoamento superficial em ambientes urbanos. 2005. 117 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2005.

NAKAZONE, L. M. Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU. 2005. 305 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 2005.

NASCIMENTO, N. O.; HELLER, L. Ciência, tecnologia e inovação na interface entre as áreas de recursos hídricos e saneamento. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v.10, n. 1, p. 36-48, jan./mar. 2005.

NATURAL RESOURCES CANADA. Disponível em: <http://geoscape.nrcan.gc.ca/h2o/bowen/factory_e.php >. Acesso em: 13 Fev 2007.

OLIVEIRA, L. H. **Gestão Ambiental de Água e de Energia em Edificações**. In: I Seminário de Boas Práticas Ambientais do Poder Legislativo. Brasília, 2007. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. Disponível em: < http://www2.camara.gov.br/internet/programas/ecocamara/areas-tematicas/comunicacao-institucional-1/palestras/Palestra%20Lucia%20Hhe.pdf>. Acesso em: 10 fev. 2008.

PRAIA GRANDE (MUNICÍPIO). Lei Complementar nº 473 de 27 de dezembro de 2006. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências. 2006.

_____. Lei Complementar nº 615 de 19 de dezembro de 2011. Disciplina o ordenamento do uso, da ocupação e do parcelamento do solo na Estância Balneária de Praia Grande e dá outras providências. 2011.

PRONK & HAQ. Desarrolo Sustenible, del concepto a la acción. El informe de La Haya, UNESCO, 1992.

RAIMBAULT, G. (Coord.). **Bilan de la chassée à structure-réservoir de la rue de la Classerie à Rezé: dix ans aprés sa construction**. France: Laboratorie Central des Ponts et Chaussées, 2000.

SANDRONI, P. et al. **O custeio dos serviços de limpeza urbana em São Paulo. Associação Brasileira de Resíduos Sólidos e Limpeza Pública – ABLP**. São Paulo. Disponível em: < http://www.dc2.com.br/clientes/ablp/pdf/O_custeio_dos_servicos_de_limpeza_urbana_em_sp.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2008.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Lei Municipal 13.276 de 4 de janeiro de 2002. Torna obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500,00m² (quinhentos metros quadrados). 2002

Fls. 990
Proc. 17849/16
FCTH

SCHLÜTER, W.; SPITZER, A.; JEFFERIES, C. Performance of three sustainable drainage systems in East Scotland. In : INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN DRAINAGE DRAINAGE: GLOBAL SOLUTIONS FOR URBAN DRAINAGE, 9., 2002, Oregon, USA. Anais...Oregon: 2002, p. 8-13.

SCHLÜTER, W.; JEFFERIES, C. Modelling the outflow from a porous pavement. Urban Water, v. 4, n. 3, p. 245-253, sep. 2002.

SILVA, G. B. L. Avaliação experimental sobre a eficiência de superfícies permeáveis com vistas ao controle do escoamento superficial em áreas urbanas. 2006. 180 p. Tese (Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2006.

SILVEIRA, A. L. L. **Drenagem urbana: aspectos de gestão**. Apostila de curso preparado pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul para Gestores Regionais de Recursos Hídricos. IPH/UFRGS, Porto Alegre, 2002.

SOUZA, V. C. B. **Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial.** 2002. 127 p. Tese (Doutorado em Engenharia) Universidade do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2002.

_____; GOLDENFUM, J. A. Trincheiras de infiltração como elemento de controle do escoamento superficial: um estudo experimental. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13, 1999, Belo Horizonte. Anais... Porto Alegre: ABRH, 1999. Disponível em: < http://galileu.iph.ufrgs.br/aguasurbanas/Contents/Publicacoes/Downloads/Vladimir_Caramori/TRINCHEIRAS_INFILTRACAO_ELEMENTO_CONTROLE_ESCOAMENTO_SUPERFICIAL.pdf>. Acesso em: 11 fev. 2008.

_____; GOLDENFUM, J. A. Trincheiras de infiltração como elemento de controle do escoamento superficial: um estudo experimental. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13, 1999, Belo Horizonte. Anais... Porto Alegre: ABRH, 1999. Disponível em: < http://www.ecotelhado.com/InformacoesInterna/Trincheiras%20de%20infiltra%C3%A7%C3%A3o%20como%20elemento%20de%20controle%20do%20escoamento%20superficial.pdf >. Acesso em: 8 de ago. 2012.

TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N.. **Efeito do controle na fonte sobre a macrodrenagem: resultados preliminares**. Porto Alegre:Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: < http://galileu.iph.ufrgs.br/aguasurbanas/Contents/Publicacoes/Downloads/Rutineia_Tassi/EFEITO_CONTROLE_FONTE_MACRODRENAGEM.pdf>. Acesso em: 23 jan. 2008.

TUCCI, C. E. M. **Curso de drenagem urbana**. In: Programa de curso de drenagem urbana – Ministério das Cidades, Brasília, 2006.

_____. **Inundações e drenagem urbana**. In: Inundações Urbanas na América do Sul. Org. Carlos E. M. Tucci e Juan C. Bertoni. Porto Alegre/ABRH, 2003.

_____. Plano diretor de drenagem urbana: princípios e concepção. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.2, n.2, 1997.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Sustainable stormwater storage alternatives for army installations. Public Works Technical Bulletin**. Washington, DC, 2005.

UNIVERSITY OF RHODE ISLAND. **Permeable Pavement: What's It Doing On My Street? An introduction to permeable pavement alternatives**. The University of Rhode Island Cooperative Extension in partnership with the Rhode Island Department of Health Source Water Protection Program. Rhode Island, 2005. Disponível em: <http://www.uri.edu/ce/wq/NEMO/Publications/PDFs/PP.WhatsItDoingOnMySt.pdf>. Acesso em: 12 fev. 2008.

VECCHIA, F. **Cobertura verde leve (CVL): ensaio experimental**. Escola de Engenharia de São Carlos – EESC. In: VIII Encontro Nacional sobre Conforto no Ambiente Construído, IV Encontro Latino-Americano sobre Conforto no Ambiente Construído – ENCAC-ENLACAC, Maceió, 2005. Disponível em: < http://www.shs.eesc.usp.br/pessoal/docentes/technotes%5C14%5CCOBERTURA_VERDE_LEVE-ENSAIO_EXPERIMENTAL.pdf>. Acesso em: 12 fev. 2008.

VIRGILIIS, A. L. C. **Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheia**. 2009. 191 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2009.

Fls. 991
Proc. 17849/16
FCTH

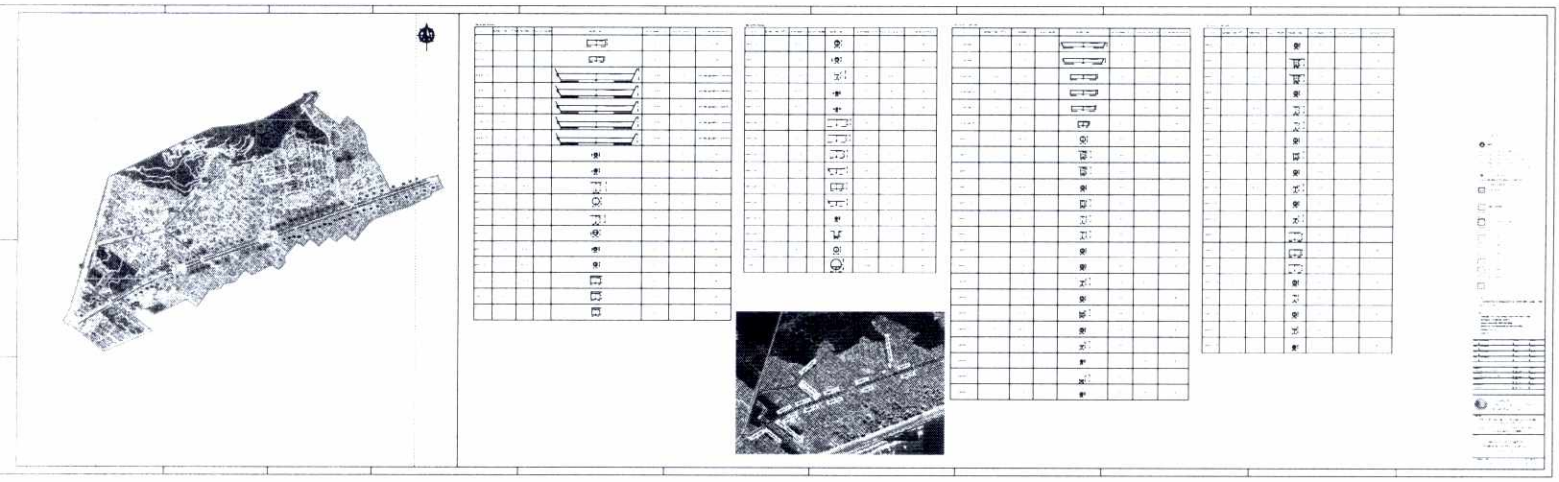
ANEXO – MAPAS DE PROPOSIÇÃO

ÍNDICE DOS MAPAS DE PROPOSIÇÃO

BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE 50
BACIA FAIXA OCEÂNICA 53
BACIA DO GUARAMAR 55
BACIA DO ITINGA 57
BACIA DO RIO BRANCO 59
BACIA DO TUPI 63
BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO 65

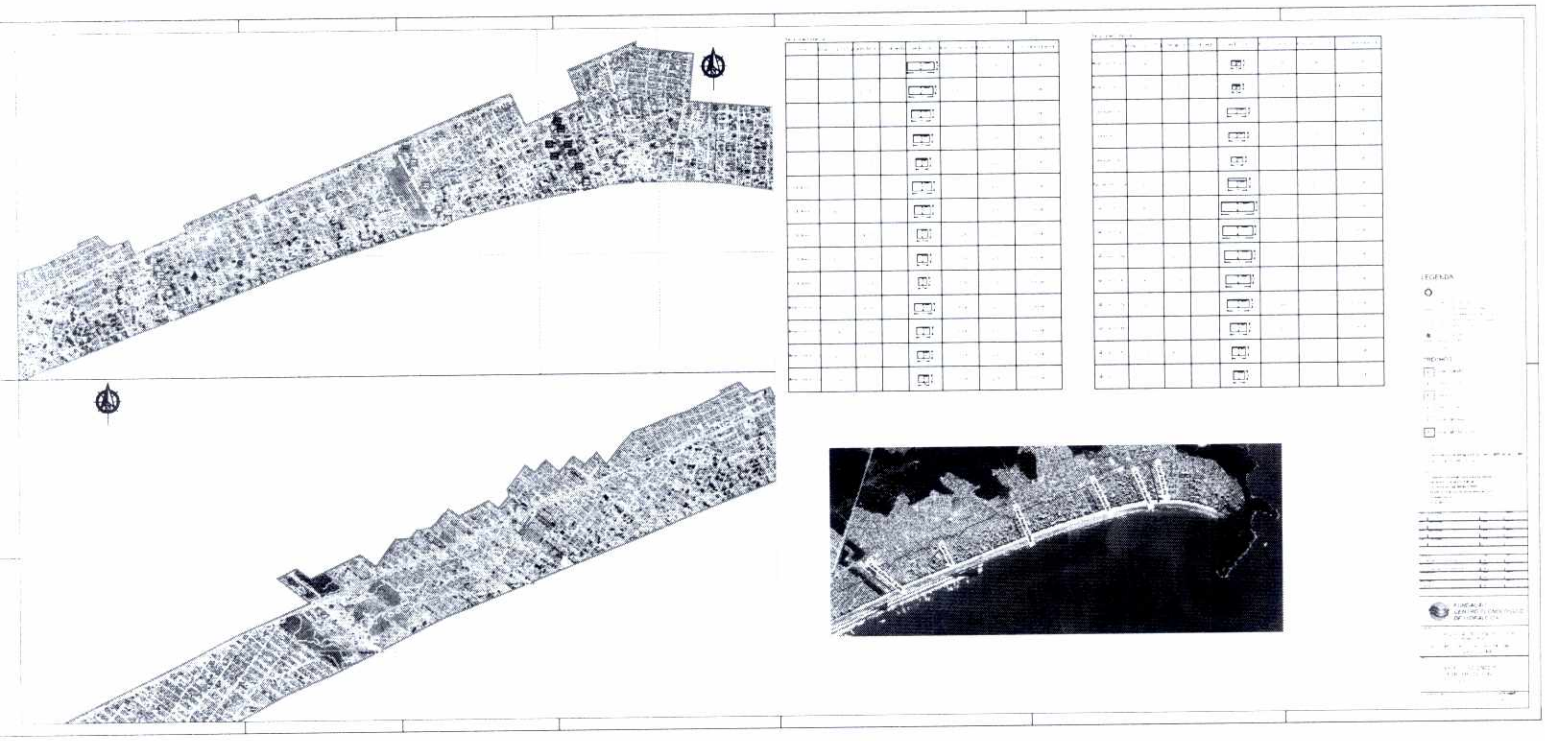
BACIAS DO ACARAÚ E QUIETUDE

Fls. 992
Proc. 1784916



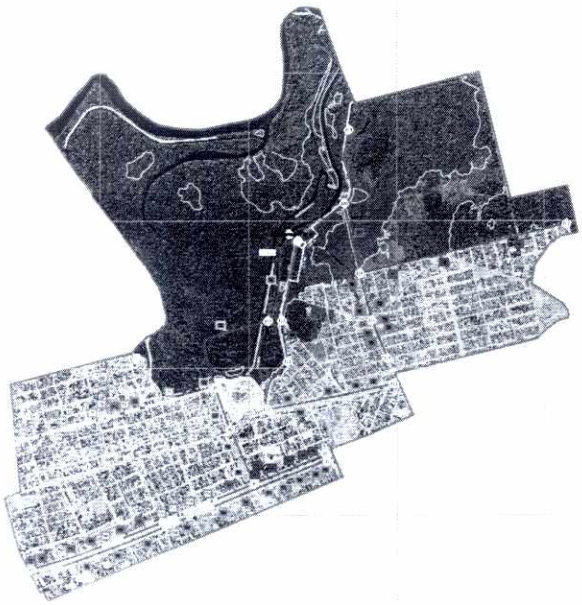
BACIA FAIXA OCEÂNICA

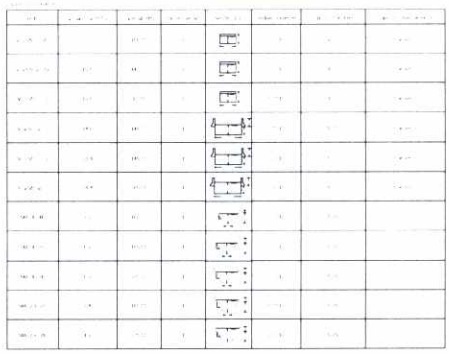
Fls. 993
Proc. 17849/16



BACIA DO GUARAMAR

Fls. 994
Proc. 17849/16









LEGENDA

TRECHOS

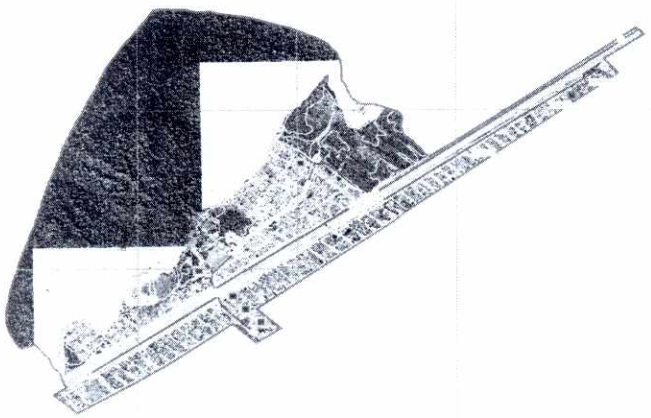
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

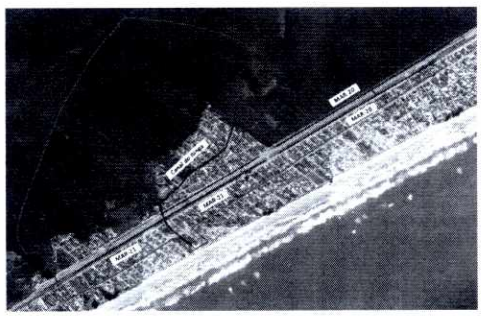
BACIA DO ITINGA

Fls. 995
Proc. 17849/16

Bacia do Itaga

Trecho	Qmax Final (m³/s)	Extensão (m)	Quant. Seção	Seção Tipo	Desnivelado (m/m)	Faixa de Caixa (m)	Tipo de Assentamento
Itaga T5	27.2	150.00	1		0.0015	7.80	Grama
Itaga T6	24.4	230.00	1		0.0014	16.00	Grama
Itaga T7	15.7	110.00	1		0.0014	7.60	Grama
MAR21.11	4.8	700.00	1		0.0020	5.60	





LEGENDA

TRECHOS

Fontes

Anexos

Obras

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

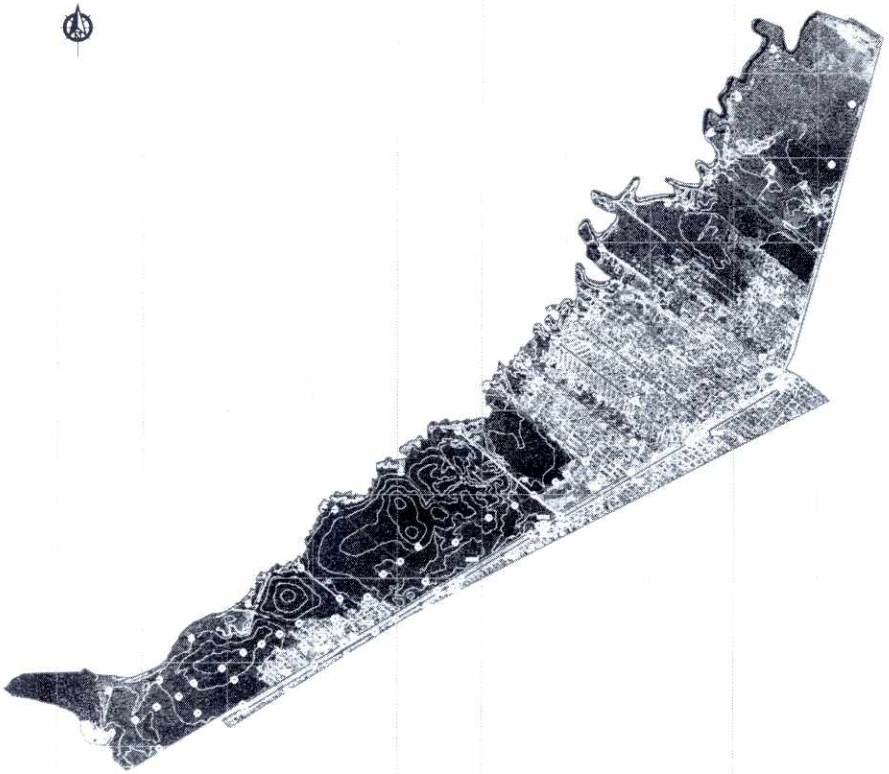
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

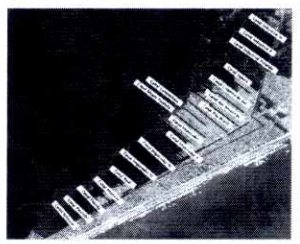
PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROPOSIÇÕES
BACIA DO ITAGA
Escala 1:12.500

BACIA DO RIO BRANCO

Fls. 996
Proc. 17849/16

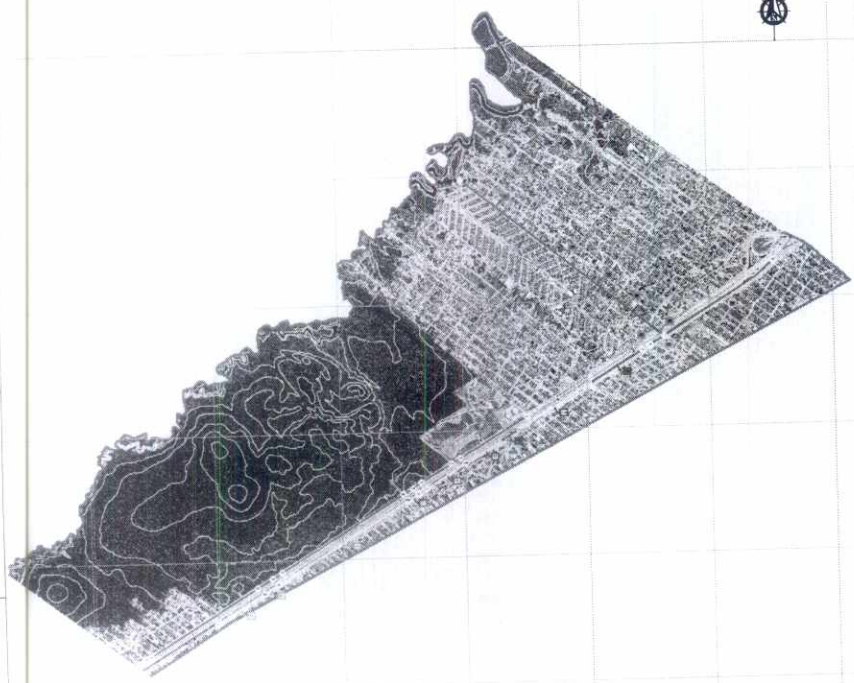


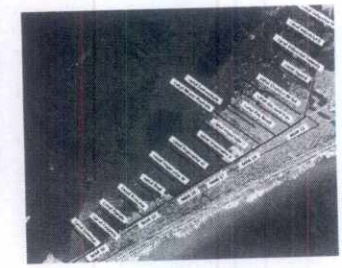


LEGENDA

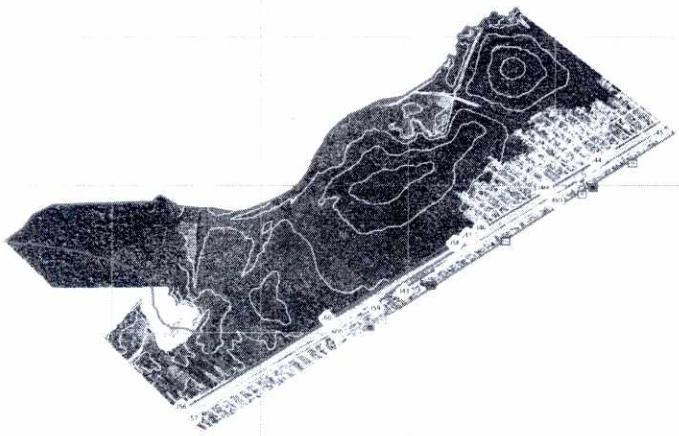
TRECHOS

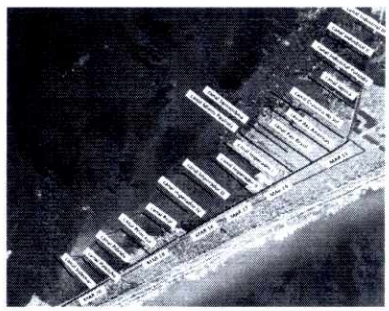
FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA





Fls. 997
Proc. 17849/16





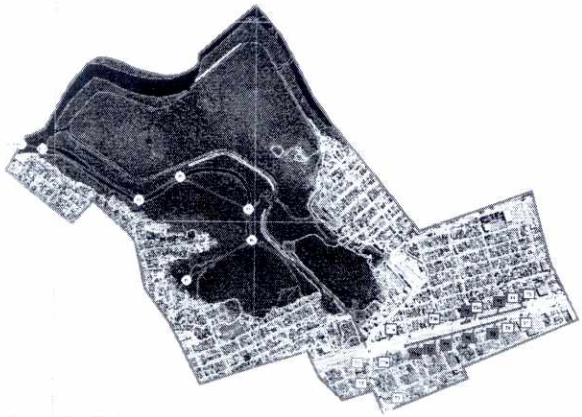
LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

BACIA DO TUPI

Fls. 498
Proc. 17849/16



Bacia do Tupi

Trecho	Qmax Final (m³/s)	Extensão (m)	Quant. Seção	Seção Tipo	Declividade (m/m)	Taxa de Canal (m)	Tipo de Revestimento
MAAV-T2a	11.1	245.00	1		0.0001	4.00	
MAAV-T2b	9.4	200.00	1		0.0001	6.50	
MAAV-T4a	5.1	25.00	1		0.0001	5.44	
MAAV-T4	2.9	65.00	1		0.0040	2.50	Concreto
MAAV-T5	0.9	50.00	1		0.0040	1.00	Concreto
MAAV-T2c	4.2	140.00	1		0.0001	5.42	Concreto
MAAV-T6	0.9	130.00	1		0.0040	1.00	Concreto
MAAV-T7	0.4	90.00	1		0.0040	0.80	Concreto
Negro Velho T1	5.2	120.00	1		0.0060	2.00	Concreto
Negro Velho T2	3.7	110.00	1		0.0050	3.60	Concreto
Negro Velho T3	2.9	230.00	1		0.0050	0.60	Concreto



LEGENDA

TRECHOS

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

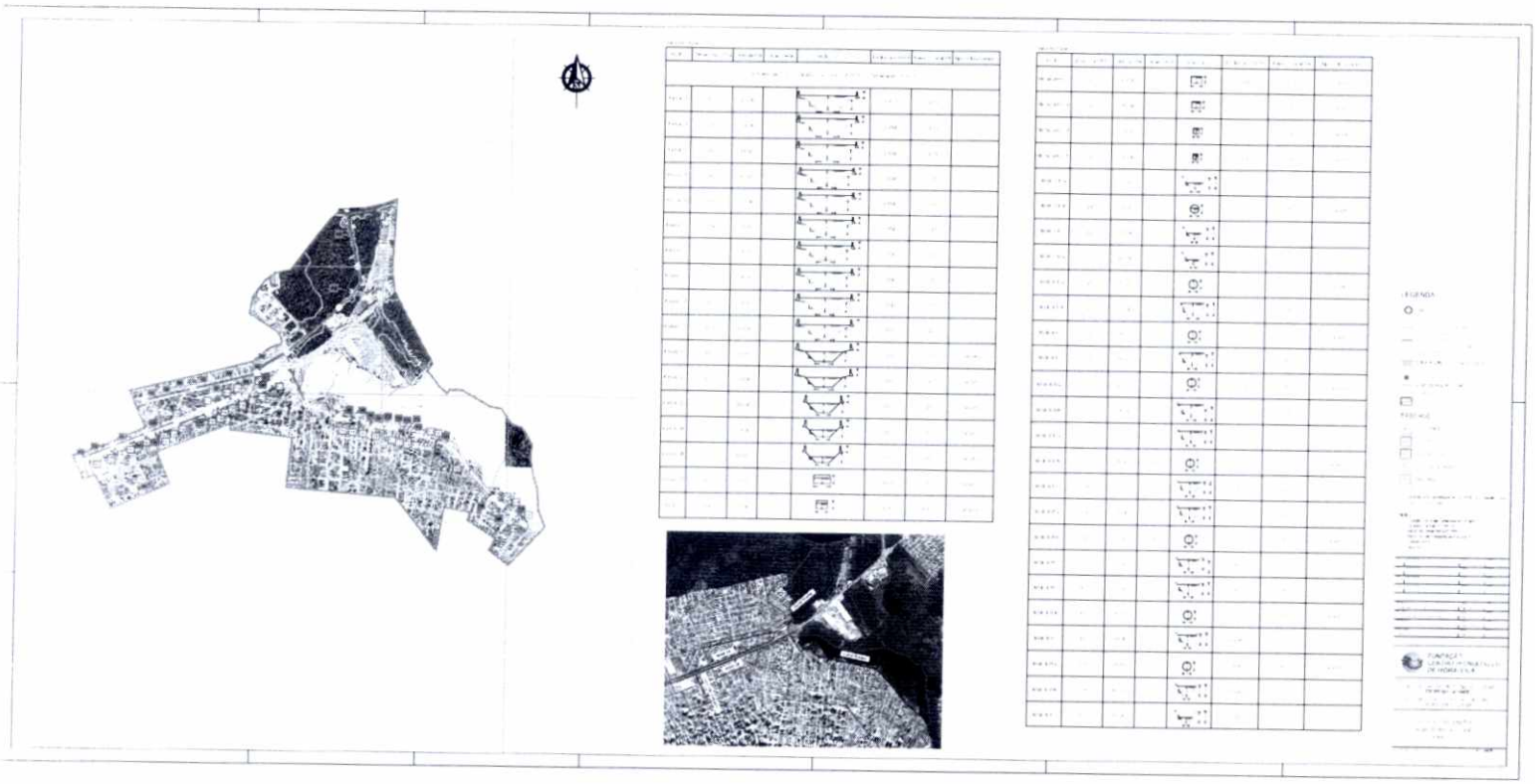
PREFEITURA DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

MAPA DE PROPOSIÇÕES
BACIA DO TUPI
Escala 1:10.000

BACIAS DO XIXOVÁ E PRAIÃO

Fls. 999
Proc. 17849/16



Fls. 1000
Proc. 17849/16

ANEXO VII

MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

Fls. 1001
Proc. 17849/16

Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

Volume 7 - Manual de Drenagem Urbana

Revisão 1
Agosto de 2015
RP07-1122-15 R1

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

Data 08/06/2015	Relatório Nº RP07-1122-15 R0	
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ
Revisão RP07-1122-15 R1		Data 08/08/2015
Natureza Revisão do texto, inclusão das distribuições temporais de Huff e colocação dos gráficos de capacidade e nomogramas para os bueiros no ANEXO.		
Elaborado RML/CAA/MCSP/FFN	Verificado RML/JRSM	Aprovado RCZ

Fls. 1002
Proc. 17849/16
FCTH

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 3

2. ELEMENTOS CONCEITUAIS 5

3. VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA 8

3.1 RISCO E INCERTEZA 8
3.2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS E CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS 9

4. PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM 12

4.1 TERMINOLOGIA 12
4.2 LEVANTAMENTO DE DADOS 13
4.3 CONCEPÇÃO E ARRANJO DOS ELEMENTOS 14
4.3.1 Definições do esquema geral da rede de microdrenagem 14
4.3.2 Disposição dos componentes 14
4.4 PRINCÍPIOS DE PROJETO 19
4.4.1 Vazão de Projeto 19
4.4.2 Chuva de Projeto 21
4.4.3 Tempo de Concentração 26
4.4.4 Período de Retorno 33
4.4.5 Coeficiente de Escoamento Superficial 33
4.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE 35
4.5.1 Sequência de Projeto 35
4.5.2 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas 36
4.5.3 Bocas de lobo 49
4.5.3.1 Localização e operação 50
4.5.3.2 Dimensionamento Hidráulico 50
4.5.4 Galerias 58
4.5.5 Bueiros e entradas 68

5. PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM 81

5.1 ELEMENTOS QUE COMPÕE O SISTEMA DE MACRODRENAGEM 81
5.2 COLETA E ANÁLISE DE DADOS 83
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS 84
5.3.1 Vazão de projeto para macrodrenagem 84
5.3.2 Canais 104
5.3.3 Pré-dimensionamento de galerias e canais 112
5.3.4 Comportas e Diques de Contenção de Marés 140

6. MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE 141

6.1 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DAS OBRAS DE REDUÇÃO E CONTROLE 142
6.2 DIMENSIONAMENTO DAS MEDIDAS DE CONTROLE 149
6.2.1 Faixa Gramada 149
6.2.2 Microrreservatórios 150
6.2.3 Pavimentos permeáveis com estruturas de detenção e infiltração 151
6.2.4 Telhados armazenadores 163

7. MANUTENÇÃO E LIMPEZA 166

7.1 DIRETRIZES PARA OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DOS SISTEMAS DE MICRO E MACRODRENAGEM 166
7.1.1 Sistema de drenagem inicial 166
7.1.2 Sistema de macrodrenagem 166
7.1.3 Manutenção 168
7.1.4 Diagrama funcional da manutenção 169
7.1.5 Plano de ação operacional 171
7.1.6 Procedimentos e rotinas 172
7.2 LIMPEZA DE CANAIS 176
7.2.1 Limpeza mecânica 176
7.2.2 Limpeza manual 177
7.3 LIMPEZA E DESOBSTRUÇÃO DE GALERIAS 178
7.3.1 Serviços de escritório 179
7.3.2 Serviços de campo 179

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 185

9. EQUIPE TÉCNICA 189

ANEXO 1 - GRÁFICOS DE CAPACIDADE E NOMOGRAMAS 190

Fls. 1003
Proc. 17849/16
FCTH

1. INTRODUÇÃO

Este manual faz parte do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais desenvolvido para o município de Praia Grande.

O objetivo principal deste Manual é orientar os profissionais envolvidos com a drenagem urbana, prestadores de serviço e empreendedores, principalmente àqueles que planejam e projetam os sistemas de micro e macrodrenagem urbana do município de Praia Grande, que em função da magnitude do empreendimento, poderão contar com estudos específicos, mas também para o munícipe que queira implantar uma medida de controle.

O modo como ocorreu o processo de urbanização no Brasil, com o aumento crescente da impermeabilização das bacias hidrográficas e com a ocupação das várzeas dos cursos d´água, contribuíram para agravar os problemas das inundações, devido ao aumento da frequência e dos níveis das cheias.

A urbanização também vem contribuindo para a poluição dos corpos d'água devido principalmente aos esgotos domésticos não tratados e despejos industriais, no entanto, percebeu-se que parte desta poluição gerada em áreas urbanas tem origem no escoamento superficial sobre áreas impermeáveis, áreas em fase de construção, depósitos de lixo ou de resíduos industriais e outros. O escoamento superficial da água nesses locais carrega o material solto ou solúvel que encontra até os corpos d'água, levando, portanto, cargas poluidoras bastante significativas. Além disso, a impermeabilização leva ao aumento do número de vezes em que a bacia produz escoamento superficial e, portanto, maiores cargas poluidoras. As redes de drenagem urbana são responsáveis pela veiculação dessas cargas e sabe-se hoje que se constituem em importantes fontes de degradação de rios, lagos e estuários.

No que diz respeito mais especificamente às cidades litorâneas, problemas decorrentes destas consistem por serem regiões planas, com declividades baixas; apresentam velocidades menores de escoamento das águas, favorecendo o processo de assoreamento, o qual diminui a capacidade de veiculação hídrica dos sistemas de drenagem; além daqueles problemas relacionados com a dinâmica marinha, principalmente quando ocorrem eventos simultâneos de chuva e maré alta, ocasionando inundações.

A inexistência de Planos Diretores de Drenagem Urbana nas cidades brasileiras, que auxiliem da melhor forma a gestão das águas pluviais e as consequências advindas do processo de urbanização e de concepções inadequadas dos projetos de drenagem, contribuem para piorar os problemas.

As orientações contidas neste Manual focam principalmente nos conceitos relativos à aplicação de medidas estruturais, critérios e procedimentos de cálculo a serem utilizados no projeto e na implantação destas medidas. Portanto este manual contém as diretrizes e critérios a serem adotados para o cálculo das vazões de projeto e dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem, disponibilizando elementos técnicos para a adoção de critérios padronizados para os projetos de drenagem urbana, pois a uniformização destes critérios, quando consideradas as causas principais dos problemas de drenagem e dando um enfoque global dos projetos dentro do município, aumentam as chances do bom desempenho das medidas propostas e consequentemente a minimização dos problemas.

Neste Manual de Drenagem são estabelecidas diretrizes de projeto, as quais são imprescindíveis para a padronização e unificação de critérios para a elaboração, verificação e fiscalização dos projetos. As diretrizes constam basicamente da definição dos seguintes critérios:

- Sistema de drenagem;
- Variáveis hidrológicas regionalizadas para projetos de drenagem urbana no município de Praia Grande;
- Critérios de dimensionamentos hidráulicos;
- Elementos hidráulicos para o projeto de estruturas de controle não convencionais.

Este manual deve ser utilizado como um suporte técnico e não obriga a utilização dos critérios aqui estabelecidos. Os únicos elementos limitantes são os da legislação pertinente.

Vale destacar que este documento não deve ser entendido como um manual para a solução de problemas de drenagem urbana. O projetista ao desenvolver os projetos precisa coletar dados e informações adequados e conjuntamente com a sua experiência e conhecimento sobre o assunto, irão refletir no desempenho da obra de drenagem projetada.

Este Manual de Drenagem não esgota o assunto, mas procura antecipar elementos que possam apresentar dificuldades na definição dos projetos dentro da concepção do Plano de Drenagem.

Os objetivos principais deste manual são as definições dos seguintes temas:

- Variáveis hidrológicas dos projetos de drenagem urbana na cidade de Praia Grande;
- Descrição de alguns elementos hidráulicos;
- Dimensionamento de elementos dos sistemas de micro e macrodrenagem;
- Dimensionamento de algumas medidas de controle na fonte;
- Diretrizes para operação e manutenção dos sistemas de drenagem.

Fls. 1004 ECTH
Proc. 17849/16

2. ELEMENTOS CONCEITUAIS

SISTEMA DE DRENAGEM

Os sistemas de drenagem podem ser definidos como *na fonte, microdrenagem e macrodrenagem*:

- Na fonte – define o escoamento que ocorre no lote, condomínio ou empreendimento individualizado (como lote), estacionamentos, área comercial, parques e passeios.
- Microdrenagem – que é formada pelas redes de drenagem cuja finalidade é a coleta e afastamento das águas provenientes do escoamento superficial direto por meio de pequenas ou médias estruturas denominadas, galerias. Este sistema é projetado para atender vazões de magnitude menor, e portanto, de risco moderado;
- Macrodrenagem – que abrange os sistemas coletores de drenagem e constitui elementos de grande porte que englobam os corpos receptores como canais e rios canalizados.

O sistema de drenagem faz parte do conjunto de melhoramentos públicos existentes em uma área urbana, assim como as redes de água, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos, entre outros.

O sistema de drenagem tem duas particularidades, a primeira, que independentemente de este existir ou não, o escoamento das águas pluviais sempre ocorrerá e a eficiência do sistema determinará a magnitude dos impactos sobre a população. A segunda, é que a sua solicitação ocorre durante e após a ocorrência de chuvas, ao contrário de outros sistemas públicos, que são geralmente de uso contínuo.

Na grande maioria, os sistemas de drenagem urbana são formados por canalizações que geralmente modificam a seção e/ou o traçado natural de um curso d'água (rio, ribeirão, córrego, etc.). Existem dois tipos de canalização, os canais abertos e as galerias:

- Canais Abertos: são canais a céu aberto, podem possuir vários tipos de seções (retangular, trapezoidal, misto) e revestimentos (grama, concreto e etc.). Quando possível, o canal aberto é a melhor opção para a drenagem urbana, pois ele pode transportar mais água do que uma galeria (canal fechado) além da limpeza e manutenção serem executados com maior facilidade.
- Galerias: são canais fechados que transportam a água drenada para pontos mais distantes. Os principais tipos de galerias são o retangular e o circular. As galerias são utilizadas quando não é possível a instalação de canais abertos, normalmente em áreas muito urbanizadas, isso por falta de espaço ou então, de restrições impostas pelo sistema viário. No entanto, por serem fechadas, elas possuem a desvantagem da capacidade limitada, além de serem mais difíceis de limpar e manter-se adequadamente em relação aos canais abertos.

Os sistemas de drenagem podem se definidos como na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. A drenagem na fonte é definida pelo escoamento que ocorre no lote, estacionamentos, parques e etc.

O sistema tradicional de drenagem urbana deve ser considerado como composto por dois sistemas distintos que devem ser planejados e projetados sob critérios diferenciados: o sistema de microdrenagem e o sistema de macrodrenagem.

O sistema de microdrenagem é a rede de pequeno porte que coleta a água da chuva de pequenas áreas (menor que 2 km² ou 200 ha), composto pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, rede de galerias de águas pluviais e, também, por canais de pequenas dimensões. Geralmente, é dimensionado para o escoamento de vazões ocasionado por chuvas de período de retorno de 2 a 10 anos, utilizando-se as equações IDF e o método Racional para o cálculo do volume de água gerado por essas chuvas. Quando bem projetado, e com manutenção adequada, praticamente elimina as inconveniências ou as interrupções das atividades urbanas que advém das inundações e das interferências de enxurradas.

O sistema de macrodrenagem é a rede de grande porte que capta água de grandes áreas (maior que 2 km²), constituído, em geral, por canais, córregos ou rios canalizados (abertos ou não) de maiores dimensões; esse sistema coleta a água de galerias até esses canais que são projetados para períodos de retorno de 25 a 100 anos. O funcionamento adequado desse sistema minimiza ou previne os danos oriundos das chuvas intensas, como: prejuízos às propriedades, perdas de vida e danos à saúde das populações atingidas, seja em consequência com o contato direto das águas ou pelas doenças de veiculação hídrica.

A quantidade do volume da chuva a ser captada pelo sistema de macrodrenagem é calculada primeiramente fazendo-se uma análise probabilística das chuvas máximas ocorridas na região, obtendo-se assim a chuva de projeto e depois aplicando-se, por exemplo, o método do "Soil Conservation Service" para a obtenção do volume propriamente dito.

Esses dois sistemas encaixam-se no contexto do controle do escoamento superficial direto, tendo tradicionalmente como base o enfoque orientado para o aumento da condutividade hidráulica do sistema de drenagem.

Em drenagem urbana os sistemas podem ser assim classificados (SÃO PAULO, 2012):

- Microdrenagem: formada pelas redes de drenagem cuja finalidade é a coleta e afastamento das águas provenientes do escoamento superficial direto por meio de pequenas ou médias estruturas denominadas, galerias. Este sistema é projetado para atender vazões de magnitude menor, e portanto, de risco moderado;
- Macrodrenagem: abrange os sistemas coletores de drenagem e é constituído por elementos de grande porte que englobam os corpos receptores como canais e rios canalizados.

ALTERNATIVAS DE CONTROLE DA DRENAGEM PLUVIAL

As medidas de controle da drenagem urbana devem possuir dois objetivos básicos: controle do aumento da vazão máxima e melhoria das condições ambientais.

As medidas de controle do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em:

Fls. 1005
Proc. 17849/16
FCTH

- distribuída ou na fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios na microdrenagem, é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um parcelamento ou mesmo de mais de um parcelamento, para áreas inferiores a 2 km^2;
- na macrodrenagem: é o controle sobre áreas acima de 2 km^2 ou dos principais rios urbanos.

3. VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA

A elaboração de projetos de drenagem urbana requer a reunião de dados e informações referentes à área em estudo, principalmente, no que se refere aos seguintes aspectos:

- planta da bacia de drenagem em escala conveniente;
- características da faixa de implantação das obras;
- interferência com rede de concessionárias de serviços públicos;
- condições de ocupação atual e futura da bacia;
- características geotécnicas da bacia de drenagem e do lençol freático da faixa de implantação das obras;
- dados referentes a chuvas intensas na área em estudo;
- estudos existentes para a área do projeto.

Os estudos hidrológicos precisam ser realizados e têm o objetivo de fornecer as estimativas de vazões máximas que servirão para o dimensionamento das estruturas de drenagem. Deverão ser observados os seguintes tópicos principais:

- critérios de cálculo das vazões;
- chuva de projeto;
- divisão da bacia de drenagem em áreas hidrologicamente homogêneas;
- cálculo das vazões máximas e/ou hidrogramas de cheias.

3.1 RISCO E INCERTEZA

A definição do risco a ser assumido em um projeto de drenagem urbana está diretamente ligado à magnitude de um evento hidrológico e, os prejuízos que ele pode causar à sociedade sob o ponto de vista técnico-econômico, ambiental e social.

Em projetos de engenharia hidráulica a adoção do risco e/ou incerteza é assumida a partir do Período de Retorno adotado, o qual está relacionado, também à alocação de investimentos. O Período de Retorno corresponde à probabilidade de excedência de um evento ser superado em um ano qualquer. O Tempo de Retorno é o inverso da probabilidade de excedência ou frequência e representa o tempo médio em que esse evento pode ocorrer novamente.

$$T = \frac{1}{P} \qquad (1)$$

onde:

T = período de retorno, em anos;

P = probabilidade de excedência.

Fls. 1006
Proc. 17849/16
FCTH

O período de retorno utilizado na determinação da vazão de projeto e, consequentemente, no dimensionamento do dispositivo de drenagem, será fixado em função dos seguintes critérios:

- Importância e segurança da obra;
- Estudo benefício-custo, a partir da avaliação dos danos para vazões superiores à vazão de projeto.

Os períodos de retorno praticados usualmente são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Períodos de retorno para diferentes ocupações da área

Tipo de Obra	Tipo de Ocupação da Área	T (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
Microdrenagem	Comercial	5
Microdrenagem	Áreas com edifícios de serviços ao público	5
Microdrenagem	Aeroportos	2-5
Microdrenagem	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macrodrenagem	Áreas comerciais e residenciais	20-50
Macrodrenagem	Áreas de importância específica	100-500

Fonte: adaptado de Drenagem Urbana ABRH – 1995

3.2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS E CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS

Para o estudo e projeto das intervenções que são necessárias numa bacia deve-se definir, a priori, qual será o horizonte de projeto e grau de proteção hidrológica a ser dado para o dimensionamento das intervenções propostas.

- *Equação de Chuvas Intensas*

As chuvas intensas na bacia deverão ser estimadas através de equação IDF relativa ao posto de referência. No caso da cidade de Praia Grande recomenda-se a utilização da estação de Cubatão, cuja equação foi estabelecida em 1998, conforme será discutida mais adiante.

- *Duração e Distribuição Temporal das Precipitações*

A fixação da duração e do tipo de distribuição temporal das precipitações de projeto está sujeita a diversas orientações metodológicas, implicando em resultados de descargas máximas e volumes de cheias que podem ser bastante discrepantes.

Nos projetos de bacias urbanas mais comuns desenvolvidos, tem sido adotado na maioria das vezes, chuvas com duração de 2 ou 3 horas e distribuição conforme o método dos Blocos Alternados ou o método de Huff – 1º quartil. Somente para bacias com áreas maiores de 100 km^2 tem-se adotado chuvas de 6 horas e distribuição dos Blocos Alternados ou Huff-2º quartil.

Em outras regiões, por exemplo, dos E.U.A., tem sido recomendado, de acordo com o Technical Release 55 do Soil Conservation Service, de 1975, para bacias urbanas mesmo que pequenas a adoção de chuvas com 24 horas de duração e distribuição temporal de acordo com o método dos Blocos Alternados. Este procedimento implica, obviamente, em resultados de descargas muito maiores que as obtidas com os critérios mais utilizados.

Já com relação a bacias pequenas, com áreas de contribuição menores que 2 km^2, não haveria muitas discussões, uma vez que se utilizando do Método Racional, a duração da chuva deverá ser igual ao tempo de concentração da bacia.

Isto posto, recomenda-se para as bacias da cidade de Praia Grande a simulação de cheias por meio da modelagem hidrológica e talvez a hidrodinâmica, dependo do caso, em que a duração e a distribuição temporal das tormentas de projeto deverão ser definidas, a posteriori, a partir de um estudo de variação destes parâmetros, considerando padrões e eventos críticos já observados na região e majorando-os ao nível de probabilidade de ocorrência do fenômeno que foi estabelecido para o projeto.

Caso a modelagem hidrodinâmica não seja utilizada, por qualquer razão, inclusive por não se dispor de dados suficientes, recomenda-se que na modelagem hidrológica seja adotada chuva de maior duração, de 3, 6, 12 ou 24 horas, empregando-se a distribuição temporal de Huff 2º quartil, que resulta em valores de descarga maiores.

- *Distribuição Espacial das Precipitações*

Os valores de precipitações pontuais observados e previstos em um posto pluviométrico deverão ser ajustados para serem adotados como valores médios de áreas maiores situadas no entorno do posto. Dependendo das condições topográficas e das características climáticas de uma região, a área limite varia de 1 km^2 a 25 km^2, a partir da qual se deve reduzir os valores pontuais do posto.

Também, com o desenvolvimento dos radares meteorológicos, a cinemática das tormentas poderá ser analisada, permitindo a obtenção de modelos de distribuição espacial de tormentas de projeto mais realistas.

Quando tais procedimentos não forem possíveis, e dada à falta de dados e pesquisas deste assunto no nosso meio, recomenda-se a adoção das curvas estabelecidas pelo U.S. National Weather Service, apresentada na Figura 6, que representa um padrão bastante conservador de redução, face às nossas características locais de relevo, clima e regime tropical de chuvas.

- *Parâmetros de Infiltração e Tempos de Concentração*

Caracterizadas as condições de ocupação da bacia na situação atual, deverão ser avaliados os parâmetros de infiltração e tempos de concentração das sub-bacias, necessários de acordo com a modelagem hidrológico-hidrodinâmica a ser utilizada.

Caso se disponha de dados de monitoramento hidrológico na bacia, a determinação dos parâmetros de infiltração poderá ser obtida através do processo de calibração da modelagem. Caso não se disponha de monitoramento, serão determinados através de correlações clássicas em função das características da ocupação e dos solos da bacia.

Fls. 1007
Proc. 17849/16
FCTH

Os tempos de concentração deverão ser obtidos a partir da caracterização física do sistema de drenagem existente.

Ressalte-se que no caso de uso do modelo hidrológico-hidrodinâmico integrado, a determinação dos tempos de concentração pode não ser necessária, pois o modelo realiza os cálculos tanto de descargas afluentes como de escoamento no sistema de forma automática e integrada.

No caso de se analisar bacia ou sub-bacia, onde não se dispõe do levantamento topo-cadastral do sistema de drenagem, recomenda-se determinar o tempo de concentração com o emprego do método cinemático simplificado (item 4.4.3 na página 27), com adoção de velocidades médias de escoamento.

- *Maré*

Os valores de maré observados na região precisarão ser considerados no dimensionamento conjuntamente com os valores de chuva determinados, por meio da combinação dos riscos de cada um deles acontecerem, o que resultará em um período de retorno final, o qual não poderá ultrapassar os 100 anos.

4. PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM

A microdrenagem é constituída por estruturas de captação e condução de águas pluviais que chegam aos elementos urbanos tais como ruas, praças e avenidas. Pode-se entender a microdrenagem como a estrutura de entrada no sistema de drenagem das bacias urbanas. Este sistema tem por objetivo garantir as características de tráfego e conforto dos usuários destas estruturas.

O dimensionamento de uma rede de águas pluviais é baseado nas seguintes etapas:

- subdivisão da área e traçado;
- determinação das vazões que afluem à rede de condutos;
- dimensionamento da rede de condutos;
- dimensionamento das medidas de controle.

Neste capítulo são apresentados inicialmente a terminologia quanto aos componentes presentes na rede de microdrenagem e em seguida os procedimentos necessários para o traçado e dimensionamento do sistema.

4.1 TERMINOLOGIA

Os principais termos utilizados no dimensionamento de um sistema pluvial são:

a) **Galeria**: canalizações públicas usadas para conduzir as águas pluviais provenientes das bocas de lobo e das ligações privadas.

b) **Poço de Visita**: dispositivos que permitirem a inspeção e limpeza da rede. Estes dispositivos podem ser posicionados em pontos convenientes onde ocorrem mudanças de direção, declividade e/ou diâmetro, ou em trechos longos, em média a cada 100 m, para facilitar a inspeção e limpeza.

c) **Trecho**: porção da galeria situada entre dois poços de visita.

d) **Bocas de lobo**: dispositivos localizados em pontos convenientes, nas sarjetas, para captação das águas pluviais.

e) **Tubos de ligação**: são tubulações destinadas a conduzir as águas pluviais captadas nas bocas de lobo para as galerias ou poços de visita.

f) **Meio-fio**: Elementos de pedra ou concreto colocados entre o passeio e a via pública, paralelamente ao eixo da rua e com sua face superior no mesmo nível do passeio.

g) **Sarjetas**: faixas de via pública paralelas e vizinhas ao meio-fio. A calha formada é a receptora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas.

h) **Sarjetões**: calhas localizadas no cruzamento de vias públicas formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o escoamento das águas sobre as sarjetas.

Fls. 1008
Proc. 17849/16
FCTH

i) **Condutos forçados**: obras destinadas à condução das águas superficiais coletadas de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal do conduto.

j) **Estações de bombeamento**: conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar água de um canal de drenagem quando não mais houver condições de escoamento por gravidade, para um outro canal em nível mais elevado ou receptor final da drenagem em estudo.

4.2 LEVANTAMENTO DE DADOS

Os principais dados necessários à elaboração de um projeto de rede pluvial de microdrenagem são os seguintes:

a) **Plantas**:

- Planta de situação e localização dentro do município;
- Planta geral da Bacia Contribuinte: Escalas 1:5.000 ou 1: 10.000. No caso de não existir planta plani-altimétricada da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;
- Planta plani-altimétrica da área de projeto na escala 1:2.000 ou 1:1.000, com pontos cotados nas esquinas e pontos notáveis.

b) **Levantamento topográfico**: nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudanças de direção e mudanças de greides nas vias públicas.

c) **Cadastro**: características das redes pluviais já existentes, redes de esgotos ou de outros serviços que possam interferir na área de projeto.

d) **Caracterização da urbanização**: devem ser selecionados os elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor:

- Tipo de ocupação das áreas (residências, comércios, praças, etc);
- Porcentagem de ocupação dos lotes;
- Ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia.

e) **Dados relativos ao curso de água receptor**:

- Indicações sobre o nível de água máximo do curso d´água que irá receber o lançamento final;
- Levantamento topográfico do local de descarga final.

4.3 CONCEPÇÃO E ARRANJO DOS ELEMENTOS

4.3.1 Definições do esquema geral da rede de microdrenagem

O traçado preliminar da rede de microdrenagem deve ser feito por meio de critérios usuais de drenagem urbana em que são estudados diversos traçados de rede de galerias, considerando-se os dados topográficos existentes e o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico.

A definição da concepção inicial é mais importante para a economia global do sistema do que os estudos posteriores de detalhamento do projeto, de especificação de materiais, etc.

Esse trabalho deve se desenvolver simultaneamente ao plano urbanístico das ruas e das quadras, pois, caso contrário, ficam impostas ao sistema de drenagem restrições que levam sempre a custos maiores.

No que diz respeito ao sistema de galerias, o mesmo deve ser projetado para que todas as áreas da rede possuam condições adequadas de drenagem.

4.3.2 Disposição dos componentes

- *Traçado da Rede Pluvial*

A rede coletora deve ser lançada em planta baixa (escala 1:2.000 ou 1:1.000) de acordo com as condições naturais de escoamento superficial. Deve-se estar atento aos seguintes princípios:

- os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente identificados nas plantas;
- os trechos em que o escoamento se dê apenas nas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;
- as galerias pluviais, sempre que possível, deverão ser lançadas sob os passeios;
- o sistema coletor em uma determinada via poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas de lobo de ambos os passeios;
- as áreas controladas por medidas de controle na fonte deverão ser claramente identificadas;
- o posicionamento das galerias pluviais será feito sempre que possível no eixo das vias públicas, analisando-se a sua locação a partir das interferências já existentes com outras canalizações de serviços públicos. O recobrimento mínimo deverá ser de 1,00 m;
- no caso de rede sob o passeio, será localizada se possível a 1/3 da largura do passeio, a contar da guia ou meio-fio;
- a solução mais adequada em cada rua é estabelecida economicamente em função da sua largura e condições de pavimentação.

Fls. 1009
Proc. 17849/16
FCTH

- *Coletores*

Existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: sob a guia (meio-fio), a mais utilizada e sob o eixo da via pública. O recobrimento mínimo deve ser de um metro sobre a geratriz superior do tubo. Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento (recobrimento mínimo de 0,60 m) das bocas de lobo.

- no caso das galerias circulares: o diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,60 m. Os diâmetros comumente empregados são: 0,50; 0,60; 1,00; 1,20; 1,50 m. As premissas seguintes devem ser consideradas:
  - as galerias pluviais são projetadas para funcionarem a seção plena com vazão de projeto;
  - a velocidade máxima admissível determina-se em função do material a ser empregado na rede: para tubo de concreto a velocidade máxima admissível é de 5,0 m/s e a velocidade mínima 0,60 m/s.

- o recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,0 m, quando forem empregados tubulações sem estruturas especiais; quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;
- nos casos em que a declividade do terreno for muito grande, pode-se admitir velocidades de até 7 m/s, desde que sejam verificadas as alturas de carga nos poços de queda. Esta verificação deverá ser feita da seguinte maneira:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \qquad (2)$$

onde: Q = vazão em m^3/s;
C_d= coeficiente (~0,67 a 0,70);
A = área de saída em m^2;
H = altura da lâmina em m(a partir do centro da seção).

- nas mudanças de diâmetro os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como indicado na Figura 1.

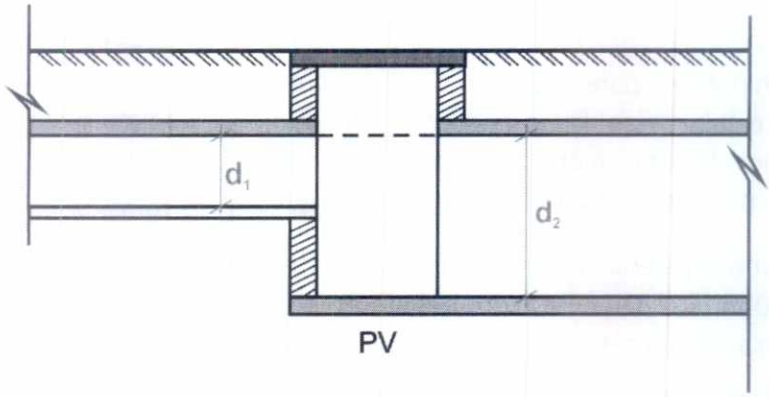


Figura 1 - Alinhamento dos Condutos
Fonte: SÃO PAULO (2012)

- *Bocas de lobo*

Devem ser localizadas de maneira a conduzirem adequadamente as vazões superficiais para as galerias, considerando as seguintes recomendações:

- serão locadas em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- a localização das bocas de lobo deve ser determinada através do cálculo da capacidade hidráulica da sarjeta, considerando-se uma altura do meio-fio de 0,15 m e uma largura da lâmina d'água variável;
- colocadas nos pontos mais baixos do sistema viário (das quadras) a fim de se evitar a criação de zonas mortas com alagamento e águas paradas;
- as canalizações de ligação entre bocas de lobo e destas aos poços de vista deverão ter diâmetro de 0,40 m e declividade mínima de 15%; quando não existir possibilidade dessas ligações serem feitas diretamente, as bocas de lobo deverão ser ligadas em caixas de ligações acopladas ao coletor;
- recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas de lobo caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta, visando evitar o escoamento superficial em longas extensões das ruas;
- a melhor solução para a instalação de bocas de lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- não é aconselhável a sua localização junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes pelos seguintes motivos:
  - os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial;
  - as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam como resultante um escoamento de velocidade contrária ao da afluência para o interior da boca de lobo.

Fls. 1010
Proc. 17849/16
FCTH

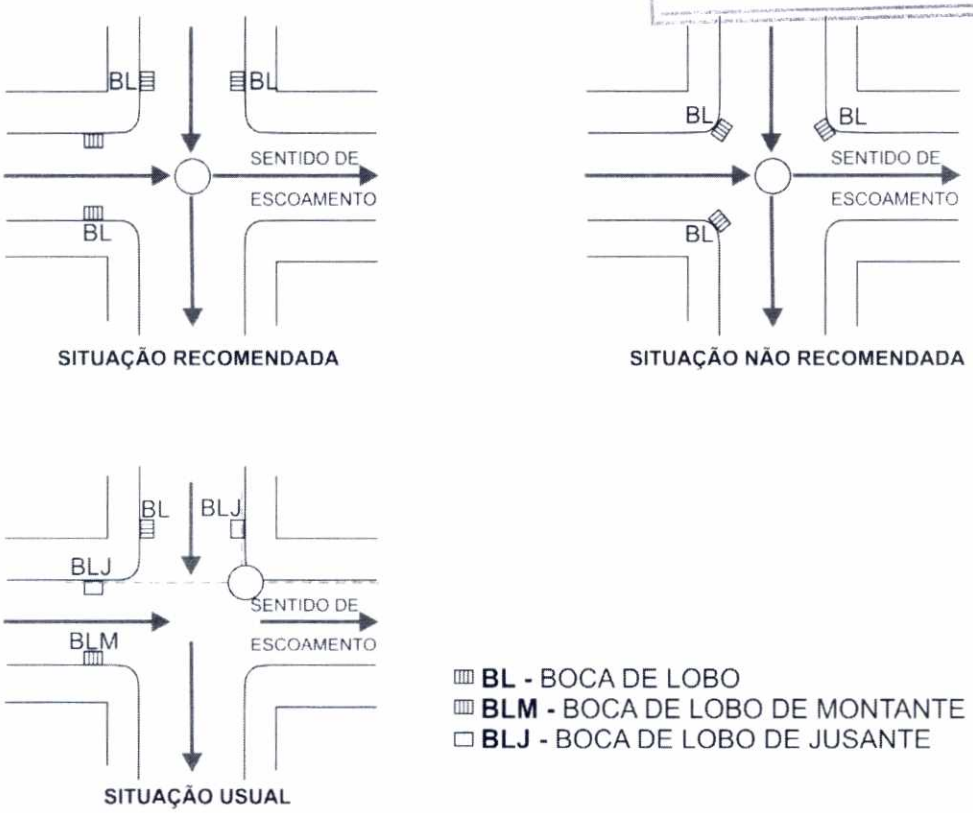


Figura 2 - Rede Coletora

- a capacidade de engolimento da boca de lobo é função da inclinação longitudinal da rua, da forma da seção transversal da depressão junto à captação, das aberturas tanto laterais como verticais, da existência de defletores, etc.;
- a verificação da vazão de projeto com a capacidade de engolimento poderá ser determinada através de ábacos, fornecidos por laboratórios de pesquisa, como os apresentados pela John Hopkins University;
- é conveniente considerar um excesso a ser transferido para a boca de lobo seguinte, da ordem de até 30 % da vazão de captação, condição admitida como adequada.

- *Poços de Visita e de Queda*

O poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possa mantê-las em bom estado de funcionamento. Sua locação é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade, mudanças de diâmetro, à ligação das bocas de lobo, ao entroncamento dos diversos trechos e ao afastamento máximo admissível. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na Tabela 2. Quando a diferença de nível do tubo afluente e o efluente for superior a 0,70 m o poço de visita será denominado de queda.

Tabela 2 - Espaçamento dos Poços de Visita em m (DAEE/ CETESB, 1980)

Diâmetro ou altura do conduto (m)	Espaçamento (m)
0,30	50
0,50 - 0,90	80
1,00 ou mais	100

- em trechos longos, a distância entre dois poços de visita consecutivos fique no máximo em torno de 120 m, para facilitar a limpeza e inspeção das galerias;
- os poços podem ser aproveitados como caixas de recepção das águas das bocas de lobo, suportando no máximo quatro junções;
- para maior número de ligações ou quando duas conexões tiverem que ser feitas numa mesma parede, deve-se adotar uma caixa de coleta não visitável para receber estas conexões (caixa de ligação);
- para evitar velocidades excessivas nas galerias, onde a declividade do terreno é muito alta, devem ser previstos poços de queda.

- *Caixa de Ligação*

As caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas de lobo intermediárias ou para se evitar a chegada em um mesmo poço de visita de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciando-se por não serem visitáveis. Na Figura 3 são mostrados exemplos de localização de caixas de ligação. Por dificuldade de manutenção, essa configuração está em desuso.

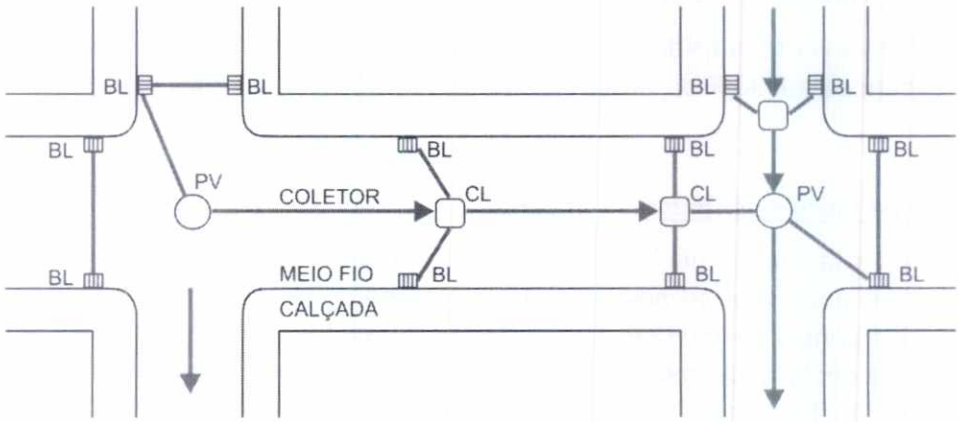


Figura 3 - Locação da Caixa de Ligação

Fls. 1011
Proc. 17849/16

4.4 PRINCÍPIOS DE PROJETO

4.4.1 Vazão de Projeto

Para o cálculo da vazão de projeto para microdrenagem, ou seja, para bacias cuja área de contribuição é menor ou igual a 2 km², é proposto o método Racional. Este método assume como premissas básicas:

- Aplicando-se uma chuva de intensidade constante a uma bacia hidrográfica, o pico de vazão ocorrerá para a duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia;
- A intensidade da chuva é constante ao longo da duração considerada;
- A chuva é uniformemente distribuída na bacia;
- As condições de permeabilidade de superfície permanecem constantes durante a ocorrência da chuva;
- Os efeitos de armazenamento e amortecimento do escoamento na bacia hidrográfica podem ser desprezados.

Este método, em drenagem urbana, tem sido usualmente aplicado para bacias de até 2 km². Para bacias maiores as hipóteses assumidas possibilitam resultados não muito coerentes, sob o ponto de vista hidrológico. Para bacias maiores, por exemplo, é sabido que a chuva não se distribui uniformemente, assim como a existência dos efeitos de armazenamento também devem ser considerados.

No fluxograma a seguir são apresentados os passos de cálculo da vazão pelo método Racional.

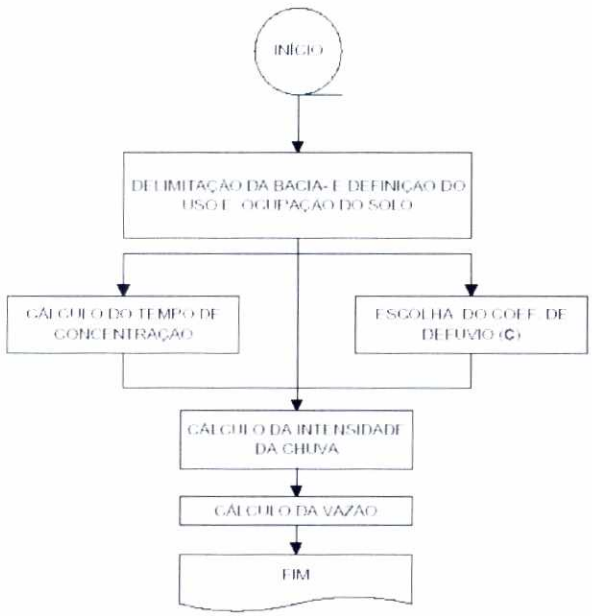


Figura 4 - Fluxograma de Cálculo de Vazão pelo Método Racional

A fórmula do método Racional pode ser escrita como apresentado na Equação (3):

$$Q = 0{,}278 \times C \times i \times A \quad (3)$$

onde:

Q = vazão máxima em m^3/s;

C = é o coeficiente de deflúvio ("run-off") ou de escoamento superficial, definido para a área;

i = é a intensidade máxima de precipitação definida em mm/h;

A = é a área da bacia hidrográfica em km^2.

A duração da precipitação deve ser adotada igual ao tempo de concentração da bacia.

Na Tabela 3 são apresentados os coeficientes C definidos para diferentes tipos de ocupação, compilados a partir de análise das publicações: Tucci et al. (1993), BRASIL (1990), Pinto et al. (1976), Kibler (1982).

Tabela 3 - Coeficientes de Deflúvio (C) Típicos

Descrição da ocupação		Coeficiente de deflúvio (C)
Comércio	Áreas centrais	0,70 — 0,95
	Áreas de periferia	0,50 — 0,70
Residencial	Residências isoladas (uni familiares)	0,30 — 0,50
	Conjunto residencial com residências isoladas	0,40 — 0,60
	Conjunto residencial com residências adjacentes	0,60 — 0,75
	Áreas de subúrbio	0,25 — 0,40
	Áreas com prédios de Apartamentos	0,50 — 0,70
Industrial	Pouca densidade	0,50 — 0,80
	Grande densidade	0,60 — 0,90
Parques, pátios, áreas com vegetação ou arborizadas	Parques e Cemitérios	0,10 — 0,25
	"Play grounds"	0,20 — 0,35
	Terrenos Baldios	0,10 — 0,30
Ruas, estradas e calçadas	Pátios de Estradas de Ferro	0,20 — 0,40
	Ruas e estradas de asfalto	0,70 — 0,95
	Ruas e estradas de concreto	0,80 — 0,95
	Ruas e estradas de elementos rejuntados (lajotas, paralelepípedos, etc.)	0,70 — 0,85
	Calçadas	0,75 — 0,85
Terrenos gramados	Solos arenosos - Plano – Máx de 2% de declividade	0,05 — 0,10
	Solos arenosos - Médio – de 2% a 7% de declividade	0,10 — 0,15
	Solos arenosos - Íngreme – mais que 7% de declividade	0,15 — 0,20
	Solos argilosos - Plano – Máx de 2% de declividade	0,13 — 0,17
	Solos argilosos - Médio – de 2% a 7% de declividade	0,17 — 0,22
	Solos argilosos - Íngreme – mais que 7% de declividade	0,22 — 0,35

Fls. 1012
Proc. 17849/16
FCTH

4.4.2 Chuva de Projeto

A precipitação é a principal variável hidrológica de entrada utilizada na obtenção das vazões de projeto das obras de drenagem.

Os primeiros fundamentos utilizados para a definição do método de obtenção de uma precipitação referem-se aos conceitos de precipitação observada e precipitação de projeto.

A precipitação observada é uma sequência cronológica de eventos de chuva que podem ser caracterizados pelas seguintes variáveis:

- P - lâmina precipitada (mm);
- D - duração (min);
- iméd - intensidade média precipitada (mm/h);
- Pmáx - lâmina máxima (mm);
- imáx - intensidade máxima (mm/h);

A precipitação de projeto consiste em um evento crítico de chuva construído artificialmente com base em características estatísticas da chuva natural e com base em parâmetros de resposta da bacia hidrográfica. Estas características estatísticas e parâmetros são levados em conta através de dois elementos básicos:

- Tr - período de retorno da precipitação de projeto (anos);
- Dc - duração crítica do evento (min).

As precipitações de projeto são determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) da bacia contribuinte. Expressas sob forma de tabelas ou equações.

As curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. A altura de precipitação pode ser obtida pela multiplicação da intensidade fornecida pela IDF pela sua correspondente duração.

Lembrando que para o sistema de microdrenagem usualmente adota-se uma curva IDF, é possível, quando se deseja proporcionar um maior grau de segurança, utilizar uma chuva de projeto mais representativa da região de Praia Grande, baseada em estudo estatístico das tormentas mais recentes ocorridas no próprio município, nestes casos consultar o item 5.3.1.1 na página 84 deste Manual.

4.4.2.1 *Precipitação máxima pontual (Equação IDF característica da região)*

A curva IDF (Intensidade-duração-frequência) de um determinado local é obtida a partir de registros históricos de precipitação, fornecendo a intensidade da chuva (mm/h) para uma dada duração t (horas) e período de retorno Tr (anos).

A região do município de Praia Grande é monitorada por dois postos pluviométricos do DAEE-SP, o F3-010 – Melvi e o F3-002 Mongaguá, além dos postos da região de Santos.

A disponibilidade de informações pluviográficas na região é baixa, no município de Praia Grande não existem pluviógrafos. Os dois postos mais próximos localizam-se em Santos, na base aérea, (Lat. 23 56'S e Long. 46 20'W altitude 14 m) e em Cubatão – Piaçaguera (Lat. 23 52'e Long. 46 23' altitude 5 m). Ambos foram operados pelo Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos – CTH do Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE. O posto de Santos foi extinto, o de Cubatão permanece em operação.

Na região da Baixada Santista são disponíveis registros pluviográficos em Santos, Cubatão Itanhaém, Guarujá, Bertioga, Iguape e Sete Barras, operados pelo Centro Tecnológico de Hidráulica do DAEE – São Paulo.

Do ponto de vista hidrometeorológico, as precipitações na região da Praia Grande e Cubatão são semelhantes, sendo favorável adotar a equação de Cubatão, desenvolvida pelo Convênio DAEE-FCTH (MARTINEZ JÚNIOR; MAGNI, 2014), para caracterizar as chuvas na Praia Grande, dado que este posto se encontra numa posição geográfica mais representativa da região de interesse, mais próxima da Serra do Mar, sofrendo significativo efeito orográfico.

O posto pluviográfico a que se refere à equação está situado no município de Cubatão, pertence a rede do DAEE com o prefixo E3-038 e nome Piaçaguera:

Nome da estação: Piaçaguera (E3-038)
Coordenadas geográficas: Lat. 23°52´S; Long 46°23'W
Altitude: 5 m
Período de dados utilizados: 1972-1990; 1992-1996 (24 anos)

A relação IDF para o posto Piaçaguera no município de Cubatão é a seguinte:
Equação para 10 min ≤ t ≤ 1440 min

$$i_{t,T} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050} \cdot \left[-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln\left(T/T-1\right)\right] \qquad (4)$$

Na qual:

i: Intensidade da precipitação, correspondente à duração t e período de retorno T (mm/min);

t: Duração da precipitação (min);

T: Período de retorno (anos).

Na sequência, a Tabela 4 mostra as previsões de máximas alturas de chuva de Cubatão, a Tabela 5 as previsões de máximas intensidades e a Figura 5 ilustra a curva IDF em função da duração da chuva.

Fls. 7013
Proc. 17849/16

Tabela 4 - Previsão de máximas alturas de chuva em mm para Cubatão

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	18,6	24,5	28,5	30,7	32,3	33,5	37,2	40,9	44,5
20	29,9	39,7	46,1	49,7	52,3	54,3	60,3	66,3	72,3
30	37,9	50,4	58,7	63,3	66,6	69,1	76,9	84,6	92,2
60	53,2	71,1	83,0	89,7	94,4	98,0	109,1	120,2	131,2
120	69,7	93,9	109,9	118,9	125,3	130,1	145,1	160,0	174,8
180	79,9	108,1	126,8	137,3	144,7	150,4	167,9	185,2	202,5
360	98,5	134,3	158,1	171,5	180,9	188,1	210,3	232,4	254,4
720	119,1	163,9	193,6	210,4	222,1	231,1	258,9	286,6	314,1
1080	132,4	183,3	217,0	236,0	249,3	259,5	291,1	322,4	353,6
1440	142,6	198,2	234,9	255,7	270,2	281,4	315,9	350,1	384,2

Fonte: Martinez Júnior; Magni, 2014

Tabela 5 - Previsão de máximas intensidades de chuva em mm/h para Cubatão

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	111,5	147,3	171,0	184,3	193,7	200,9	223,1	245,2	267,2
20	89,7	119,0	138,3	149,2	156,9	162,8	180,9	198,9	216,8
30	75,8	100,8	117,3	126,7	133,2	138,2	153,7	169,1	184,4
60	53,2	71,1	83,0	89,7	94,4	98,0	109,1	120,2	131,2
120	34,9	47,0	55,0	59,5	62,6	65,1	72,6	80,0	87,4
180	26,6	36,0	42,3	45,8	48,2	50,1	56,0	61,7	67,5
360	16,4	22,4	26,3	28,6	30,1	31,3	35,1	38,7	42,4
720	9,9	13,7	16,1	17,5	18,5	19,3	21,6	23,9	26,2
1080	7,4	10,2	12,1	13,1	13,8	14,4	16,2	17,9	19,6
1440	5,9	8,3	9,8	10,7	11,3	11,7	13,2	14,6	16,0

Fonte: Martinez Júnior; Magni, 2014

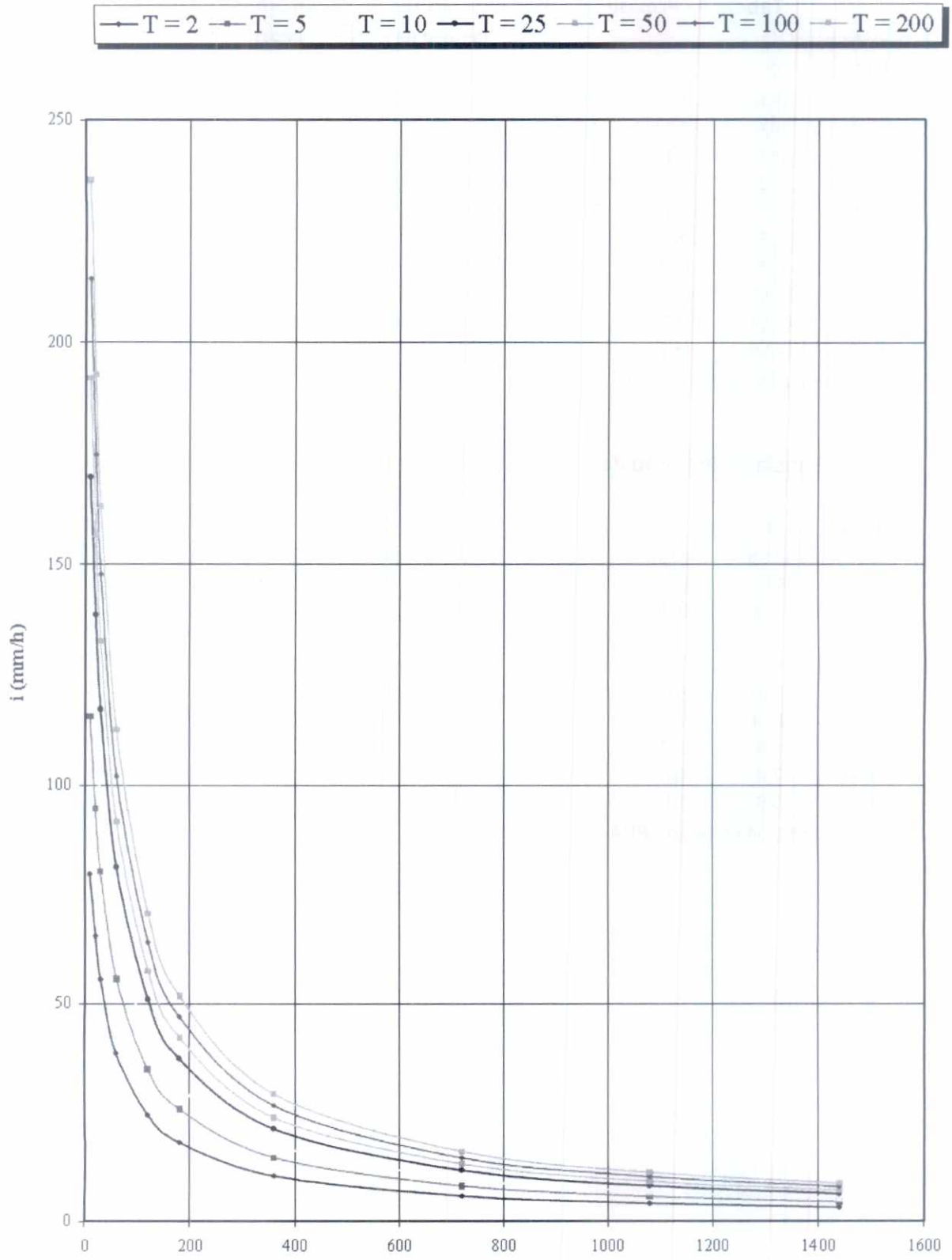


Figura 5 - Curva IDF em função da duração (min)

Fonte: Martinez Júnior; Magni, 2014

Fls. 1014
Proc. 17849/16

4.4.2.2 *Distribuição espacial e coeficientes de abatimento*

A precipitação máxima pontual citada no item anterior não ocorre sobre toda a bacia ao mesmo tempo, existe uma natural variabilidade espacial com uma tendência à redução da precipitação da bacia com relação ao máximo pontual.

A precipitação sobre uma bacia normalmente não é uniforme, tornando-se necessária a correção do valor de precipitação máxima em função da área da mesma, para considerar a redução da chuva do ponto para a área considerada, pode ser utilizado um coeficiente redutor a ser aplicado a chuva no ponto (Figura 6).

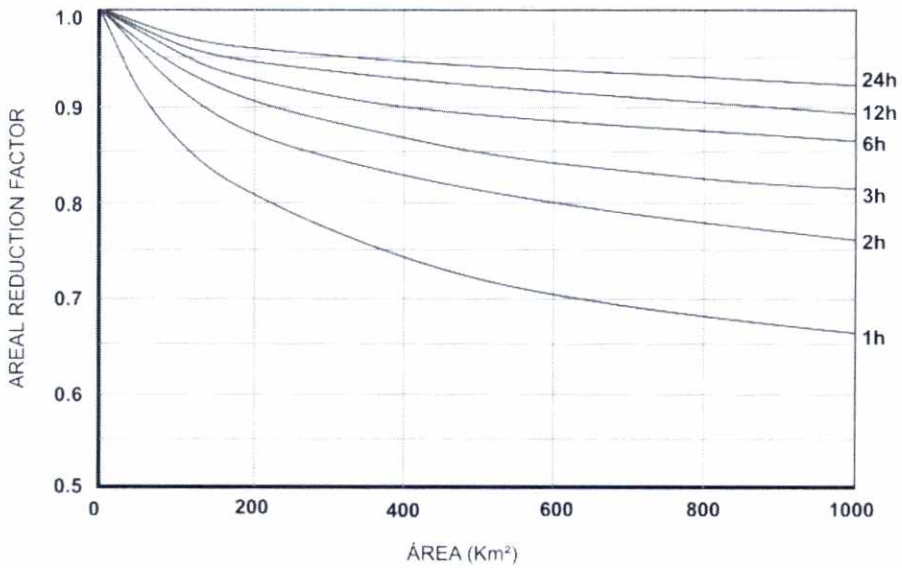


Figura 6 - Curva de Redução de Precipitação (U.S. National Weather Service)
Fonte: SÃO PAULO (2012)

Para o cálculo da redução da chuva podem ser também utilizadas as equações desenvolvidas por Torrico (1974), a partir da Equação (5), indicada para casos mais simples ou a as curvas do "Weather Bureau" (BRASIL, 2005) para áreas de bacias de até 5.000 km^2 em situações mais complexas de acordo com a Equação (6).

$$P_{área} = P_{ponto}\left[1-\left(0{,}1\log(A/25)\right)\right] \qquad (5)$$

onde:

25 é a área mínima para emprego da equação (km^2);

$P_{área}$ = precipitação na área (mm);

P_{ponto} = precipitação no ponto (mm);

A = área da bacia (km²).

$$P_{área} = P_{ponto} \frac{35\log(0,7D+1)}{35\log(0,7D+1)+\log^2(A/5)} \quad (6)$$

onde:

D = duração da chuva (h);

Párea = precipitação na área (mm);

P_{ponto} = precipitação no ponto (mm);

A = área da bacia (km²).

A Tabela 6 apresenta os coeficientes de redução da chuva pontual em função da área da bacia hidrográfica.

Tabela 6 - Coeficiente de Distribuição Espacial

Duração	Área (km²)									
(min)	1	5	10	30	100	300	1000	3000	10000	30000
5	0,90	0,82	0,76	0,65	0,51	0,38	-	-	-	-
10	0,93	0,87	0,83	0,73	0,59	0,47	0,32	-	-	-
15	0,94	0,89	0,85	0,77	0,64	0,53	0,39	0,29	-	-
30	0,95	0,91	0,89	0,82	0,72	0,62	0,51	0,41	0,31	-
60	0,96	0,93	0,91	0,86	0,79	0,71	0,62	0,53	0,44	0,35
120	0,97	0,95	0,93	0,9	0,84	0,79	0,73	0,65	0,55	0,47
180	0,97	0,96	0,94	0,91	0,87	0,83	0,78	0,71	0,62	0,54
360	0,98	0,97	0,96	0,83	0,90	0,87	0,83	0,79	0,73	0,67
1440	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,8
2880	-	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,91	0,88	0,86	0,82

Fonte: NATURAL ENVIRONMENTAL RESEARCH COUNCIL (1975)

4.4.3 Tempo de Concentração

O tempo de concentração juntamente com o coeficiente de escoamento superficial, é um dos parâmetros essenciais para o método racional, ambos estão sujeitos a dúvidas no momento de suas determinações. Diversas fórmulas têm sido propostas para calcular o tempo de concentração em função: das características físicas da bacia, da sua ocupação e eventualmente da intensidade da chuva.

No método Racional o tempo de concentração é igual ao tempo de duração da chuva e igual ao tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até o ponto de interesse.

Fls. 1015
Proc. 17849/16

SÃO PAULO (2012) ressalta que se deve analisar com cautela a adoção de algumas dessas fórmulas, pois a maioria foi originada de experiências empíricas, portanto são aceitáveis para condições muito semelhantes às de sua determinação. Esta análise pretende evitar a utilização de expressões desenvolvidas para áreas rurais em áreas urbanas.

Portanto, a adoção de uma determinada fórmula para cálculo do tempo de concentração deve ser feita de maneira criteriosa, tendo em vista os seguintes aspectos:

- dispersão nos valores dos tempos de concentração obtidos a partir das diversas equações e metodologias é muito grande;
- em consequência, as vazões de pico podem apresentar variações sensíveis, dada a grande influência do tempo de concentração nos picos.

Usualmente, considera-se o tempo de duração da chuva para aplicação do método Racional não inferior a 10 minutos. Portanto, para bacias pequenas quando o tempo de concentração calculado não atingir 10 minutos, deve-se adotar no cálculo, tc=10 minutos.

1) O método mais aceito no meio técnico de calcular tempo de concentração é pelo método cinemático que recomenda dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração, em minutos é dado por:

$$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i} \qquad (7)$$

onde:

t_c = tempo de concentração (min);

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo (m);

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

A velocidade de escoamento pode ser determinada para canaletas, valas, tubos e canais utilizando a equação de Manning na forma:

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \qquad (8)$$

onde:

V = velocidade de escoamento (m/s);

S = declividade do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh = raio hidráulico (m), calculado pela seguinte fórmula:

$$Rh = \frac{A}{P} \qquad (9)$$

onde:

A = área da seção transversal (m^2);

P = perímetro molhado da seção transversal (m).

2) Em áreas urbanas, o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas: um tempo inicial t_i , tempo para chuva atingir a primeira boca de lobo ou sarjeta, e um tempo t_t de translação na rede de drenagem (sarjetas, bueiros, galerias, canais, etc.).

$$t_c = t_i + t_t \tag{10}$$

O tempo t_i pode ser subdividido em dois outros tipos de escoamento, o tempo ti1 correspondente a um escoamento que ocorre em forma de lâmina sobre superfícies e que não se prolonga geralmente por mais do que 50 m e o tempo ti2, que se forma em calhas rasas ou sarjetas à medida que as águas vão engrossando.

$$t_{i1} = \frac{0{,}65 \times (1{,}1 - C) \times L^{1/2}}{S^{1/3}} \tag{11}$$

onde:

ti = tempo de escoamento em superfície (min);

C = coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos;

L = comprimento do escoamento em metros (no máximo 50 m);

S = declividade média da bacia (%).

$$t_{i2} = \frac{L}{V} \tag{12}$$

$$V = C_V \times S^{1/2} \tag{13}$$

onde:

L= comprimento do trecho em que ocorre o escoamento (m);

V = velocidade do escoamento (m/s);

Cv = o coeficiente dado pela Tabela 7;

S = declividade média da bacia (%).

Fls. 1016
Proc. 17849/16 FCTH

Tabela 7 - Escoamento em superfícies e calhas rasas

Ocupação do solo	C_v
Florestas densas	75
Campos naturais pouco cultivados	135
Gramas ou pastos ralos	210
Solos quase nus	300
Canais gramados	450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas	600

O tempo t_t (tempo de translação) deve ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, pela fórmula de Manning (Equação (8)), o que requer o pré-dimensionamento da mesma.

$$t_t = \frac{L}{V} = \frac{L \times n}{Rh^{2/3} \times S^{1/2}} \qquad (14)$$

onde:

t_t = tempo de translação na rede de drenagem (s);

L = comprimento da rede de drenagem (m);

V = velocidade de escoamento (m/s);

S = declividade do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh = raio hidráulico (m).

3) Para bacias urbanas, segundo Canholi (1995), recomenda-se que o tempo de concentração seja calculado como a soma de 3 parcelas, todas elas tratadas com enfoque cinemático:

$$Tc = Ts + Tn + Tq \qquad (15)$$

onde:

Tc = tempo de concentração (h);

Ts = tempo de escoamento em superfície (h);

Tn = tempo de escoamento em canal natural (h);

Tq = tempo de escoamento em canal ou galeria artificial (h).

- *Tempo de Escoamento em Superfícies*

O tempo de escoamento em superfícies deve ser calculado para os primeiros 50 a 100 m de montante do talvegue e se caracteriza por pequenas espessuras de lâminas d'água com velocidades baixas. Depende da declividade do terreno, de sua rugosidade e da intensidade da chuva. Pode ser calculado segundo a equação:

$$Ts = \frac{0{,}091(n.L)^{0,8}}{P_2^{\,0,5}.S^{0,4}} \qquad (16)$$

onde:

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

L = comprimento do trecho (m);

P_2 = total precipitado em 24 horas para recorrência de 2 anos (mm);

S = declividade do terreno (m/m).

- *Tempo de Escoamento em Canal Natural*

O tempo de escoamento no canal natural pode ser obtido pelo método cinemático:

$$Tn = \frac{L}{3600 \times V} \qquad (17)$$

onde:

L = comprimento do trecho, em m;

V = velocidade do escoamento, em m/s.

Usualmente, considera-se o tempo de duração da chuva para aplicação do método Racional, não inferior a 10 minutos. Portanto, para bacias pequenas quando o tempo de concentração calculado não atingir 10 minutos, deve-se adotar no cálculo, tc=10 minutos.

- *Tempo de Escoamento em Canal ou Galeria Artificial*

O tempo de escoamento em galeria artificial pode ser calculado cinematicamente, como no caso em canal natural pela equação (17), supondo regime uniforme. As velocidades médias são obtidas pela fórmula de Manning, adotando-se seção hidráulica plena.

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \qquad (18)$$

onde:

V = velocidade de escoamento (m/s);

S = declividade do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh = raio hidráulico (m).

Fls. 1017
Proc. 17849/16 FCTH

As características geométricas são obtidas do projeto ou em campo, o tempo de concentração total será a soma das parcelas, conforme indicado na equação (15).

A Tabela 8 seguinte apresenta valores de coeficientes de rugosidades mais usuais, considerando a seção hidráulica plena.

Tabela 8 - Valores de n para revestimentos usados em canais

Revestimento do Canal	Faixa de Profundidade (m)		
	0 - 0,15	0,15 – 0,60	> 0,60
Concreto liso	0,015	0,013	0,013
Concreto com juntas ou rugoso	0,018	0,017	0,017
Pedra argamassada	0,040	0,030	0,028
Solo cimento	0,025	0,022	0,020
Escavado em solo	0,045	0,035	0,025
Gabião	0,030	0,028	0,026
Grama baixa	0,033	0,027	0,022
Grama alta	0,035	0,033	0,030
Cascalho	0,033	0,030	0,027

Fonte: Canholi (2005)

4) Outro método também pode ser utilizado para a determinação do tempo de concentração, é aquele desenvolvido pelo Serviço de Conservação dos Solos (SCS, 1986).

A metodologia também utiliza dois tipos de equação, de acordo com a característica do escoamento: superficial ou em canal.

- *Escoamento Superficial*

Considera o escoamento sobre uma superfície com pequena profundidade em que o fator de atrito de Manning representa os efeitos do impacto das gotas de chuva, do escoamento em pequenos canais, dos obstáculos e pedras, do arraste sobre a superfície, bem como da erosão e do transporte de sedimentos.

No caso de superfícies não pavimentadas estes fatores de atrito são significativamente diferentes que os tradicionalmente utilizados em projetos de redes de drenagem. Para estes tipos de superfície, utiliza-se uma formulação obtida a partir da solução da onda Cinemática-Manning, cuja equação é a seguinte:

$$t_c = \frac{5{,}474 \times (n \times L)^{0,8}}{P_{24}{}^{0,5} \times S^{0,4}} \qquad (19)$$

onde:

tc = tempo de concentração (min);

S = declividade (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning (conforme Tabela 9);

L = comprimento do escoamento (m);

P_{24} = precipitação com 24 horas de duração (mm), determinada utilizando a IDF e o período de retorno de projeto.

Tabela 9 - Coeficientes de Rugosidade de Manning para Escoamento Superficial

Tipo de Superfície	Rugosidade (n)
Superfícies alisadas Concreto, asfalto, pedregulhos ou solo exposto	0,011
Solos sem cultivo	0,050
Solos cultivados	
cobrem ≤ 20% da superfície	0,150
cobrem > 20% da superfície	0,240
Grama nativa, alfafa, etc.	0,410
Pastagens naturais	0,130
Florestas	
Vegetação rasteira esparsa	0,400
Vegetação rasteira densa	0,800

- *Escoamento concentrado de pequena lâmina em rios, córregos e redes de drenagem*

A determinação do tempo de concentração neste tipo de escoamento considera que a lâmina de água passa a ser maior que o escoamento em um plano, convergindo para um sistema único, formando uma espécie de canal.

O procedimento de cálculo consiste primeiramente na aplicação da equação de Manning para a determinação da velocidade de escoamento.

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

onde:

V = velocidade de escoamento (m/s);

S = declividade do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh = raio hidráulico (m), calculado pela seguinte fórmula:

Fls. 1018
Proc. 17849/16
FCTH

$$Rh = \frac{A}{P}$$

onde:

A = área da seção transversal (m^2);

P = perímetro molhado da seção transversal (m).

Com a velocidade de escoamento determinada, obtém-se o tempo de concentração por meio da seguinte equação:

$$t_c = \frac{L}{V} \qquad (20)$$

onde:

tc= tempo de concentração (s);

L = comprimento do trecho onde ocorre o escoamento (m);

V = velocidade de escoamento (m/s).

Quando existirem vários trechos de escoamento com características distintas, deve-se calcular o tempo de concentração para cada um deles e o tempo de concentração total será a soma dos tempos de concentração individuais e nos casos em que vários trechos de rede, ou seja, várias bacias, afluem a um determinado trecho e possuírem tempos de concentração diferentes, utiliza-se o trecho que tiver o maior tempo de concentração das bacias afluentes de montante.

4.4.4 Período de Retorno

O período de retorno a ser utilizado nos projetos de microdrenagem em Praia Grande varia de 2 (dois) anos a 10 (dez) anos. Dependerá da densidade e do tipo de edificações existentes no local do projeto. Deverá ser considerado no mínimo igual ao disposto na Tabela 1.

4.4.5 Coeficiente de Escoamento Superficial

A determinação do coeficiente de escoamento superficial utilizado no método racional é função de uma série de fatores: tipo de solo, cobertura, ocupação da bacia, umidade antecedente, intensidade da chuva e tempo de retorno. A adoção, portanto de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com cuidado.

Os coeficientes de escoamento recomendados em função da ocupação do solo para as superfícies urbanas estão apresentados na Tabela 10 e na Tabela 11 com base no revestimento das superfícies.

Usualmente para os tempos de retorno utilizados na microdrenagem, não existe variação desse coeficiente. Para períodos de retorno maiores, há necessidade de corrigir o valor de C, o que pode ser feito através da seguinte equação.

$$C_T = 0{,}8 \times T^{0{,}1} \times C_{10} \quad (21)$$

onde:

C_T = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno T;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos (obtido da Tabela 10, por exemplo);

T = período de retorno (anos).

Quando a bacia apresenta ocupação muito heterogênea é recomendável calcular o valor de C para toda a bacia pela média ponderada dos diversos valores de C para cada ocupação ou revestimento específicos:

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i \times A_i \quad (22)$$

onde:

C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem da bacia;

C_i = coeficiente de escoamento superficial correspondente a ocupação ou revestimento "i";

A_i = área da bacia correspondente a ocupação ou revestimento "i".

Tabela 10 - Valores de C por tipo de Ocupação do Solo

Ocupação do Solo	C
área comercial / edificação muito densa	
partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
área comercial / edificação não muito densa	
partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
área residencial	
residências isoladas com poucas superfícies livres, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
residências isoladas com muitas superfícies livres, ruas macadamizadas ou pavimentadas, muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
áreas com apartamentos	0,50 a 0,70
subúrbios com alguma edificação	
partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
áreas industriais	
indústria leves	0,50 a 0,80
indústria pesadas	0,60 a 0,90
outros	
matas, parques ajardinados, campos de esportes sem pavimentação, áreas rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas	0,05 a 0,20

Fonte: adaptado ASCE (1969) apud Tucci e Genz (1995) e Wilken (1978)

Fls. 1019
Proc. 17849/16
FCTH

Tabela 11 - Valores de C por tipo de revestimento da superfície

Superfície	C
Pavimentos	
Asfalto	0,70 a 0,95
Concreto	0,80 a 0,95
Calçadas	0,75 a 0,85
Telhado	0,75 a 0,95
Coberturas: grama/areia	
plano (declividade 2%)	0,05 a 0,10
Grama, solo pesado	
Plano (declividade 2%)	0,13 a 0,17
Médio (declividade de 2% a 7%)	0,18 a 0,22
Alta (declividade 7%)	0,25 a 0,35

Fonte: ASCE (1969) apud Tucci adaptado ASCE (1969) apud Tucci e Genz. (1995)

4.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE

4.5.1 Sequência de Projeto

O Fluxograma a seguir indica uma sequência básica de etapas que pode ser adotada para o desenvolvimento de um projeto de obras do sistema de microdrenagem.

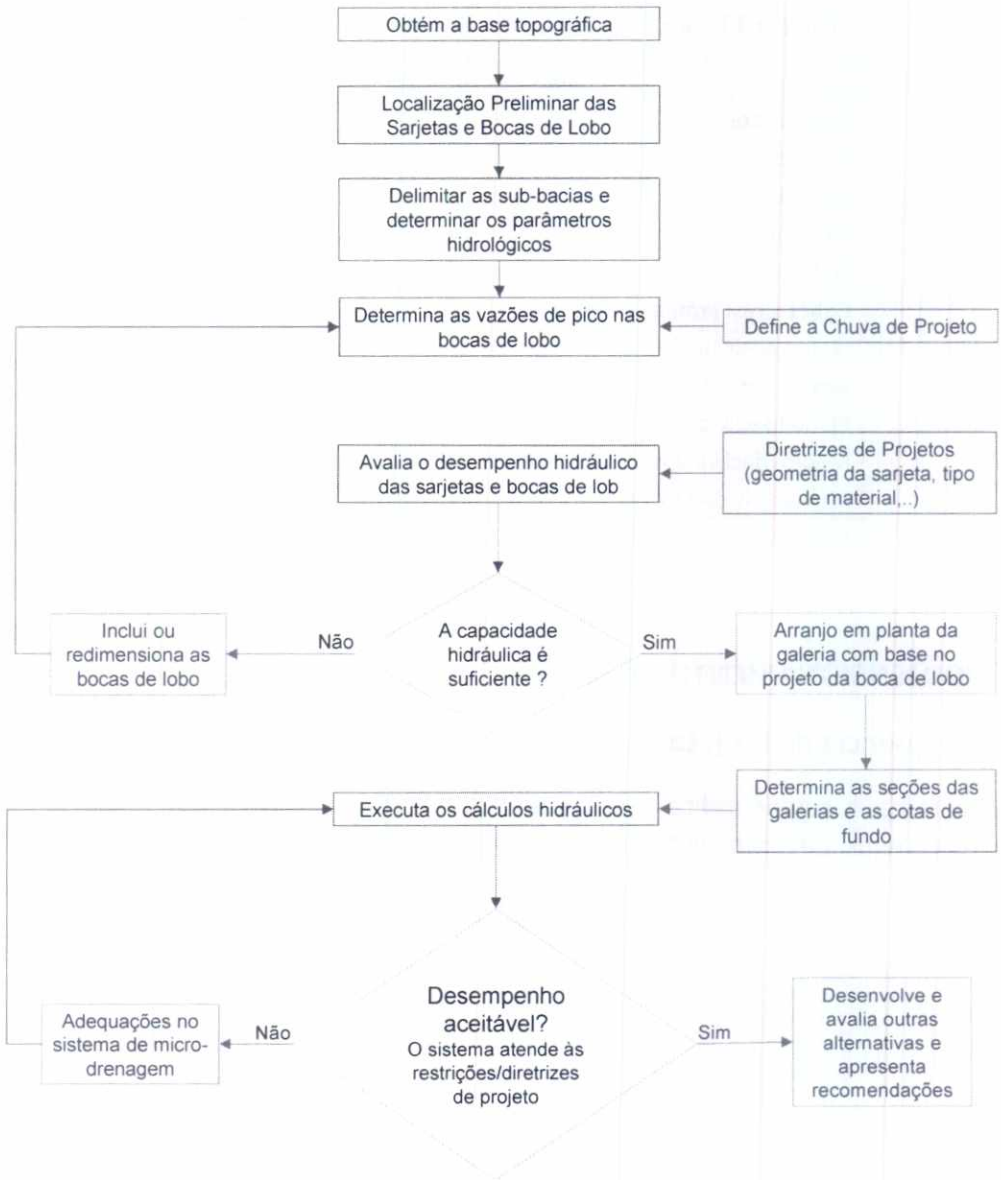


Figura 7 - Fluxograma com a sequência de etapas para um projeto de microdrenagem

4.5.2 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

As águas ao caírem nas áreas urbanas escoam inicialmente pelos terrenos até chegarem às ruas.

Sendo as ruas abauladas (declividade transversal) e tendo inclinação longitudinal as águas escoarão rapidamente para as sarjetas e destas, ruas abaixo. Se a vazão for excessiva ocorrerá: (i) alagamento e seus reflexos, (ii) inundação das calçadas, (iii) velocidades exageradas com erosão do pavimento.

A capacidade de condução da rua ou da sarjeta pode ser calculada a partir de duas hipóteses:

- a água escoando por toda a calha da rua; ou

Fls. 1020
Proc. 17849/16

- a água escoando somente pelas sarjetas.

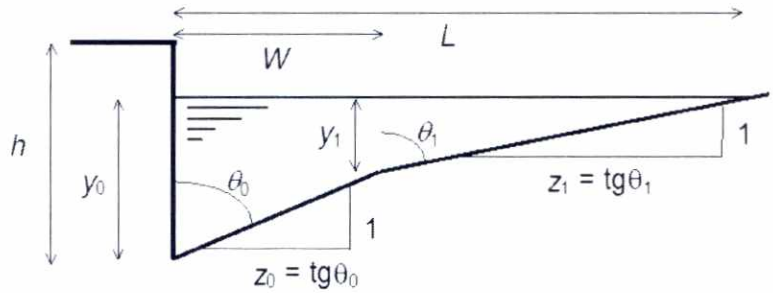


Figura 8 - Seção de Escoamento de uma Sarjeta

onde:

W: largura da sarjeta;

L: largura do escoamento;

y_0: lâmina d'água;

h: altura do meio-fio;

z_0: declividade transversal da sarjeta;

z_1: declividade transversal do pavimento.

O termo declividade transversal refere-se à diferença entre os níveis, das linhas de fundo das sarjetas opostas de uma rua. Na maioria dos casos, onde a topografia do terreno é relativamente plana, as ruas podem ser facilmente projetadas com declividade transversal nula.

Com estes dados, a verificação da vazão máxima escoada para o dimensionamento hidráulico pode ser calculada utilizando a equação de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A \times i^{\frac{1}{2}} \qquad (23)$$

onde:

Q = vazão escoada (m^3/s);

A = área da seção da sarjeta (m^2);

R_h = raio hidráulico (m);

i = declividade longitudinal da rua (m/m);

n = coeficiente de Manning que para via pública (concreto liso), adota-se o valor de 0,018 ou verificar a Tabela 12 seguinte.

Tabela 12 - Coeficientes de rugosidade de Manning

Características	n
Canais revestidos	
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura	0,030 a 0,040
Canais retilíneos com grama de até 30 cm de altura	0,030 a 0,060
Galerias de concreto	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 a 0,014
Moldado no local com formar metálicas simples	0,012 a 0,014
Moldado no local com formas de madeira	0,015 a 0,020
Sarjetas	
Asfalto liso	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto liso com pavimento asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 a 0,017
Pedras	0,017

É importante que se atente para o fato de que, quando a vazão calculada for maior do que a capacidade da sarjeta, é necessário que se utilizem as bocas de lobo para retirar o excesso, evitando assim que se causem os transtornos anteriormente mencionados.

Depois de calculada a capacidade teórica das sarjetas, multiplica-se o seu valor por um fator de redução, como margem de segurança, que leva em conta a possibilidade de obstrução da sarjeta de pequena declividade por sedimentos ou mesmo para limitar a velocidade de escoamento para a proteção de pedestres e do pavimento. Estes fatores encontram-se na Tabela 13.

Essa margem de segurança é conseguida pelo emprego do fator de redução Fr, obtido pela Tabela 13.

Tabela 13 - Fatores de redução da capacidade hidráulica das sarjetas

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

Fonte: SÃO PAULO (1980)

Fls. 1021
Proc. 17849/16
FCTH

Neste caso, o valor da capacidade de descarga máxima admissível passa a ser:

$$Q_{adm} = F_R \times Q \tag{24}$$

Algumas dimensões da sarjeta podem ser padronizadas para serem utilizadas nas verificações do projeto, segundo indica a Tabela 14.

Tabela 14 - Dimensões padronizadas para sarjetas

Profundidade máxima	h = 15 cm
Lâmina d'água máxima maximorum	y = 15 cm
Lâmina d'água máxima para evitar transbordamento	y_0 = 13 cm
Largura	W = 60 cm
Declividade longitudinal mínima	I = 0,004 m/m
Velocidade mínima do escoamento	v_{min} = 0,75 m/s
Velocidade máxima do escoamento	$v_{máx}$ = 3,50 m/s

Os valores limites de y_0 e W são fixados por normas. Ao serem excedidos, utilizam-se bocas de lobo. A partir de testes em laboratório, estima-se que a capacidade hidráulica de captação das bocas de lobo por formulação empírica pode ser obtida pela seguinte equação:

$$E = \frac{Q_{interceptada}}{Q_{total\,escoada}} \tag{25}$$

A Tabela 15 e a Tabela 16 indicam a relação entre o nível de inundação permitido em função de algumas características das vias urbanas.

Tabela 15 - Características das vias urbanas

Tipo	Secundária	Principal	Avenida	Expressa
Função	Tráfego local	Coletar e distribuir o tráfego	Trânsito rápido e desimpedido através da cidade	Limitação de fluxos no perímetro urbano
Faixas de trânsito	Duas	Duas a quatro	Quatro a seis faixas	Quatro a seis faixas
Estacionamento	Sim	Nem sempre	Não é permitido	Acostamento sinalizado
Sinalização	Placas	Placas e semáforos	Placas e semáforos	Placas
Velocidade máxima	30 a 40 km/h	40 a 60 km/h	60 km/h	80 km/h
Inundação máxima	Até a crista da rua	Preservar uma faixa de trânsito	Preservar uma faixa de trânsito em cada direção	Nenhuma ou somente na largura da sarjeta

Tabela 16 - Inundação máxima admissível

Classificação da Rua	Profundidade Admissível	Áreas Inundáveis
Viela sanitária, secundária e principal	< 45 cm na sarjeta	Construções residenciais, edifícios públicos, comerciais e industriais não devem ser atingidos, a menos que sejam à prova de inundação
Avenida e via expressa	< 15 cm na crista da rua, para permitir a circulação dos veículos de socorro de emergência < 45 cm na sarjeta	

Para o caso específico do município de Praia Grande em que as declividades longitudinais das ruas são pequenas, quase planas, o conceito de armazenamento temporário na via é o mais aceito, em que se aproveita a característica própria da área para o amortecimento dos picos de vazão, com o objetivo de controlar a entrada de água no sistema de drenagem devidamente dimensionado. Considerando este amortecimento, acaba resultando em galerias menores, diminuindo assim os custos de implantação.

O dimensionamento para regiões com declividades abaixo de 0,5% é baseado na capacidade de armazenamento proporcionada pela característica plana das vias, a qual é determinada pelo índice de amortecimento (CSOBI, 2011).

A declividade longitudinal a ser adotada para o dimensionamento varia entre 0,15% a 0,5%, podendo ter bons resultados em vias com greides inferiores a 0,5%.

O índice de amortecimento é dado pela Equação (26) e os parâmetros que interferem no resultado é dado pela Equação (27).

$$\phi = 1 - \frac{Q}{Q_0} = \textit{índice de amortecimento} \tag{26}$$

onde:

Q_0 = vazão de entrada, do método Racional;

Q = vazão de saída; amortecida efeito da baixa declividade.

$$\phi = Y \times \left(\frac{B}{h_0} \times \sqrt{\frac{S_0}{f}} \times \frac{V_0 \times t_c}{\Delta x} \right)^{-X} \tag{27}$$

onde:

Y = fator multiplicador da equação do amortecimento;

$$Y = 85{,}56 \times S_0^{\,0{,}54} \tag{28}$$

X = expoente da equação da equação do amortecimento;

$$X = 1{,}758 \times S_0^{\,0{,}077} \tag{29}$$

Fls. 1022
Proc. 17849/16
FCTH

Q = vazão amortecida ou vazão de saída (m^3/s);

Q_0 = vazão de entrada ou vazão de dimensionamento do método racional (m^3/s);

S_0 = declividade longitudinal da rua (m/m);

Δx = extensão da rua a ser estudada ou extensão acumulada de montante ao ponto de controle de vazão (m);

h_0 = altura da lâmina de água em relação a vertical, contando do ponto mais baixo da sarjeta (m);

f = fator de atrito universal;

$$f = \frac{8 \times g}{\left(\frac{Rh^{1/6}}{n}\right)^2} \quad (30)$$

g = aceleração da gravidade em m/s^2;

Rh = raio hidráulico (m);

$$Rh = \frac{A}{P}$$

A = área da seção transversal (m^2);

P = perímetro molhado da seção transversal (m).

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

B = largura da lâmina de água superficial (m);

V_0 = velocidade de escoamento da vazão na seção transversal (m/s);

t_C = tempo de concentração, que no caso do método racional é o tempo de duração do evento (s).

4.5.2.1 *Dimensionamento*

Para o dimensionamento das sarjetas devem-se levar em conta os seguintes componentes:

O escoamento nas sarjetas pode ser dividido em duas partes, a que segue sobre a sarjeta e a da via, conforme indica a Figura 9.

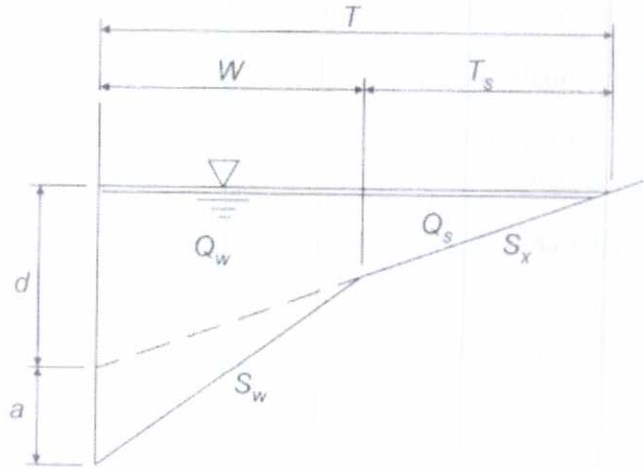


Figura 9 - Divisão do Escoamento de uma Sarjeta

Os componentes hidráulicos referentes ao escoamento na sarjeta podem ser definidos da seguinte maneira.

A vazão total na sarjeta expressa pela equação:

$$Q = Q_w + Q_s \quad (31)$$

onde:

Q = vazão de escoamento (m^3/s);

Qw = vazão na seção da sarjeta (m^3/s);

Qs = vazão sobre a via (m^3/s).

A largura total de escoamento pela equação:

$$T = W + T_s \quad (32)$$

onde:

T = largura total do escoamento (m);

W = largura do escoamento sobre a sarjeta (m);

Ts = largura do escoamento sobre a via (m).

A lâmina total de água é dada pela equação:

$$y = d + a = T \times S_x + a \quad (33)$$

Fls. 1023
Proc. 17849/16

onde:

y = altura total da lâmina (m);

d = altura da lâmina correspondente ao escoamento sobre a via;

"a" = parcela adicional correspondente ao escoamento da sarjeta;

Sx = declividade transversal da via.

E a declividade transversal da sarjeta pela equação:

$$S_w = S_x + \frac{a}{W} \tag{34}$$

onde:

Sw = declividade transversal da sarjeta.

Substituindo as equações citadas na equação de Manning, obtém-se que:

$$Q_s = \frac{0,375}{n} \times S_x^{5/3} \times T_s^{8/3} \times I^{1/2} \tag{35}$$

onde:

I = declividade longitudinal da via (m/m).

A vazão sobre a sarjeta Qw é dada por uma relação da vazão total:

$$Q_w = E_0 \times Q \tag{36}$$

onde:

E_0 = relação da vazão escoada sobre a sarjeta e a vazão total do escoamento.

Esta relação pode ser deduzida pelo seguinte equacionamento:

$$E_0 = \left\{ 1 + \frac{S_w / S_x}{\left[1 + \frac{S_w / S_x}{(T/W) - 1} \right]^{8/3} - 1} \right\}^{-1} \tag{37}$$

Substituindo os termos das equações tem-se que:

$$Q = \frac{Q_s}{(1 - E_0)} \quad (38)$$

Assumindo $z_0 = z_1$ ou $S_w = S_x$, a sarjeta assume o formato simplificado de sarjeta triangular, conforme Figura 10.

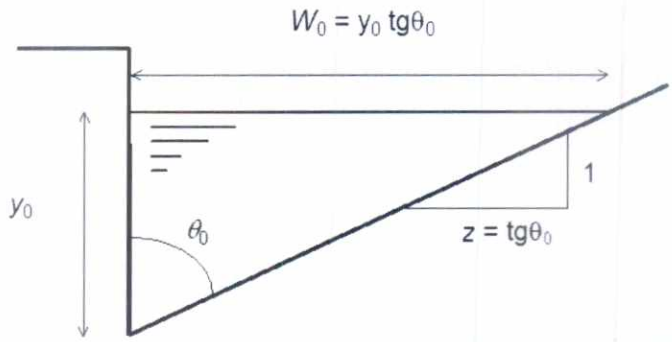


Figura 10 - Seção de Escoamento de uma Sarjeta Triangular

A partir de o modelo triangular ($z_0 = z_1$), a vazão da sarjeta pode ser obtida utilizando-se a equação de Manning e a equação da continuidade (Q = v/A), onde *v* é a velocidade de escoamento e *A* a área molhada da sarjeta. A equação (39) permite calcular a vazão teórica da sarjeta e a equação (40) a lâmina teórica.

$$Q_0 = 0{,}375 \times y_0^{8/3} \times \frac{z}{n} \times I^{1/2} \quad (39)$$

$$y_0 = \left(\frac{Q}{0{,}375 \times I^{1/2} \times \frac{z}{n}} \right)^{3/8} \quad (40)$$

Onde: *Q (m³/s), yo (m), I (m/m).*

4.5.2.2 *Exemplo de dimensionamento*

A) *CASO GERAL*

Determinar a vazão máxima teórica na extremidade de jusante de uma sarjeta situada em uma área com as seguintes características:

- área = A = 2,0 ha = 0,02 km²;
- chuva de duração de 30 min e período de retorno de 2 anos;

Fls. 1024
Proc. 17849/16
FCTH

- coeficiente de escoamento superficial = C= 0,75.

Dados da sarjeta:

- I = 0,01 m/m;
- z = 16;
- n = 0,016.

Solução:

Calculando-se a vazão de projeto pelo método Racional tem-se:

$$Q = 0{,}278 \times C \times i \times A$$

onde:

C= 0,40;

i = intensidade da chuva pela IDF de Cubatão (Tabela 5) para uma duração de 30 min período de retorno de 2 anos = 75,8 mm/h;

A = 2 ha = 0,02 km².

Tem-se:

$$Q = 0{,}278 \times 0{,}40 \times 75{,}8 \times 0{,}02 = 0{,}1686 m^3/s = 168{,}6 L/s$$

1º) Verifica-se a lâmina teórica de água junto à guia pela equação (40):

$$y_0 = \left(\frac{0{,}1686}{0{,}375 \times 0{,}01^{1/2} \times \frac{16}{0{,}016}} \right)^{3/8} = 0{,}13m$$

* y_0 é igual ao limite admissível de 13 cm (Tabela 14) ➔ OK!!!

2º) Verifica-se a velocidade de escoamento pela equação de Manning.

$$v_0 = \frac{Q_0}{A}$$

onde:

$A = y_0 \times w_0/2 = y_0 \times (z \times y_0)/2$ (Figura 10), tem-se:

$$v_0 = \frac{0,1686}{0,13 \times (16 \times 0,13)/2} = 1,25 m/s$$

* v_0 é menor que 3,5 m/s, velocidade máxima admissível de escoamento (Tabela 14) ➔ OK!!!

3º) Cálculo da capacidade máxima admissível da sarjeta pela equação (24) e (39).

$$Q_{adm} = F_R \times Q_0$$

$$Q_0 = 0,375 \times y_0^{8/3} \times \frac{z}{n} \times I^{1/2}$$

De acordo com a Tabela 17 (I=0,01m/m=1%), tem-se F=0,80:

$$Q_{adm} = 0,80 \times 0,375 \times 0,13^{8/3} \times \frac{16}{0,016} \times 0,01^{1/2} = 0,135 m^3/s = 135 L/s$$

B) *DECLIVIDADES MENORES QUE 0,5%*

Determinar o amortecimento proporcionado da vazão afluente a área apresentada no exemplo anterior, considerando o armazenamento nas vias. As características da área e da seção transversal da sarjeta são:

- área = A = 2,0 ha = 0,02 km²;
- chuva de duração de 30 min e período de retorno de 2 anos;
- coeficiente de escoamento superficial = C= 0,40.

Dados da sarjeta e da via:

- declividade longitudinal = I = 0,003 m/m;
- altura da guia = 0,15 m.
- declividade da sarjeta = z = 16;
- n = 0,016;
- declividade transversal da via = 0,02 m/m;
- extensão = 300 m;
- largura da via = 10 m.

Solução:

Calculando-se a vazão de projeto pelo método Racional tem-se:

Fls. 1025
Proc. 17849/16
FCTH

$$Q = 0{,}278 \times C \times i \times A$$

onde:

C= 0,40;

i = intensidade da chuva pela IDF de Cubatão (Tabela 5) para uma duração de 30 min período de retorno de 2 anos = 75,8 mm/h;

A = 2 ha = 0,02 km².

Tem-se:

$$Q = 0{,}278 \times 0{,}40 \times 75{,}8 \times 0{,}02 = 0{,}1686\, m^3/s = 168{,}6\, L/s$$

1º) A lâmina teórica de água junto à guia é dada pela equação (40):

$$y_0 = \left(\frac{0{,}1686}{0{,}375 \times 0{,}003^{1/2} \times \frac{16}{0{,}016}} \right)^{3/8} = 0{,}165m$$

2º) A velocidade de escoamento pela equação de Manning é:

$$v_0 = \frac{Q_0}{A}$$

onde:

$A = y_0 \times w_0/2 = y_0 \times (z \times y_0)/2$ (Figura 10), tem-se:

$$v_0 = \frac{0{,}1686}{0{,}165 \times (16 \times 0{,}165)/2} = 0{,}77 \text{m/s}$$

* v_0 é menor que 3,5 m/s, velocidade máxima admissível de escoamento (Tabela 14) ➔ OK!!!

3º) A determinação do fator de atrito universal é dada pela equação (30), obtém-se:

$$f = \frac{8 \times g}{\left(\frac{Rh^{1/6}}{n} \right)^2}$$

Em que:

$$A = y_0 \times w_0/2 = y_0 \times (z \times y_0)/2$$

$$P = \sqrt{y_0^{\,2} + (y_0 \times z)^2}$$

Portanto:

$$Rh = \frac{y_0 \times (z \times y_0)/2}{\sqrt{y_0^{\,2} + (y_0 \times z)^2}} = \frac{0{,}165 \times (16 \times 0{,}165)/2}{\sqrt{0{,}165^2 + (0{,}165 \times 16)^2}} = 0{,}082m$$

Resultando:

$$f = \frac{8 \times 9{,}81}{\left(\frac{0{,}082^{1/6}}{0{,}016}\right)^2} = 0{,}0462$$

4º) Calcula-se o adimensional Ø, por meio da equações (27), (28) e (29):

$$\phi = Y \times \left(\frac{B}{h_0} \times \sqrt{\frac{S_0}{f}} \times \frac{V_0 \times t_c}{\Delta x}\right)^{-X}$$

Y = fator multiplicador da equação do amortecimento;

$$Y = 85{,}56 \times S_0^{\,0{,}54}$$

X = expoente da equação da equação do amortecimento;

$$X = 1{,}758 \times S_0^{\,0{,}077}$$

Tem-se, portanto:

$$Y = 85{,}56 \times 0{,}003^{0{,}54} = 3{,}715$$

$$X = 1{,}758 \times 0{,}003^{0{,}077} = 1{,}124$$

Resultando no valor de amortecimento:

$$\phi = 3{,}715 \times \left(\frac{10}{0{,}165} \times \sqrt{\frac{0{,}003}{0{,}0462}} \times \frac{0{,}77 \times 30 \times 60}{300}\right)^{-1{,}124} = 0{,}031$$

Conclui-se que a vazão final será reduzida de uma parcela correspondente a 3%, resultando numa vazão de pico igual a 0,163 m³/s.

Fls. 1026
Proc. 17849/16
FCTH

4.5.3 Bocas de lobo

As bocas de lobo são elementos colocados nas sarjetas com a finalidade de captar as águas veiculadas por elas para que, desta forma, não venham a invadir o leito carroçável das ruas causando complicações para o tráfego de veículos e pedestres. Além disto, devem conduzir as águas até as galerias ou tubulações subterrâneas que as levarão até os rios.

Basicamente existem quatro tipos de bocas de lobo (Figura 11):

- Boca de lobo de guia;
- Boca de lobo com grelha;
- Boca de lobo combinada;
- Boca de lobo múltipla.

Todos estes tipos podem ainda ser utilizados com ou sem depressão, no meio da sarjeta ou nos pontos baixos das mesmas.

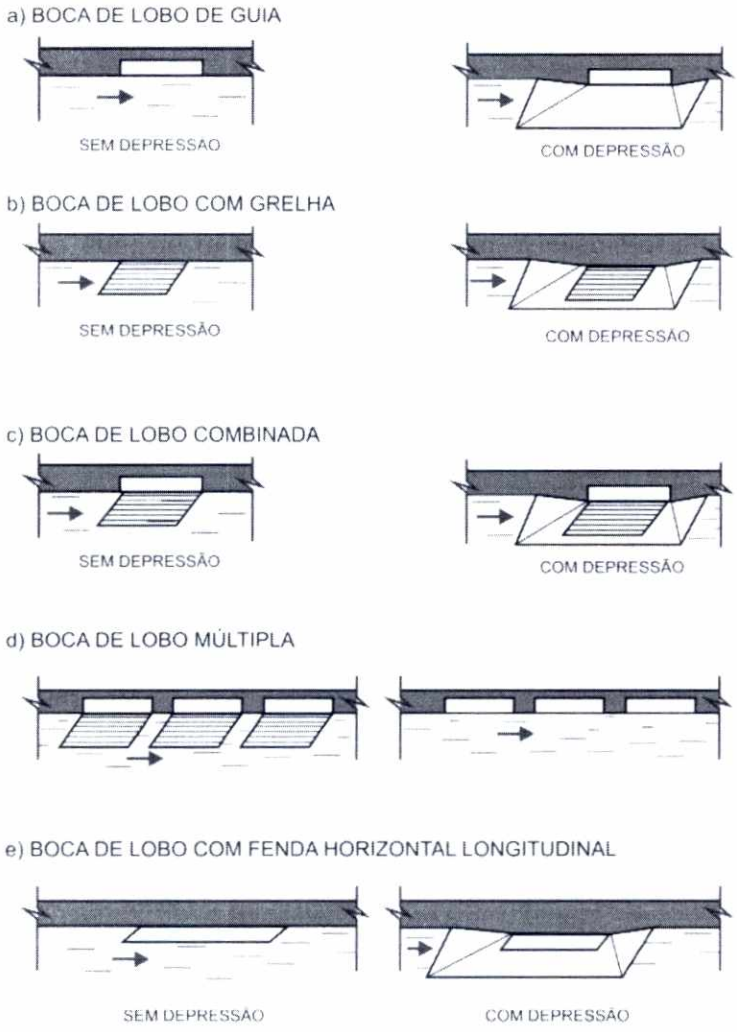


Figura 11 - Tipos de Bocas de Lobo

4.5.3.1 *Localização e operação*

Quanto à localização as bocas de lobo podem ser classificadas como:

- Intermediárias - são situadas em pontos ao longo das sarjetas onde a capacidade destas atinge o limite máximo admissível. O escoamento se dá em uma única direção e declividade uniforme. Nestes locais a entrada da água se faz por uma das extremidades da boca de lobo.
- De cruzamento - situam-se nas seções das sarjetas imediatamente a montante das esquinas dos quarteirões, em virtude da necessidade de evitar o escoamento pelo leito dos cruzamentos.
- Em pontos baixos – localizadas em mudanças de declividade da sarjeta (ponto baixo de acumulação de água). Diferentemente do que ocorre em pontos intermediários, a entrada da água se faz pelas duas extremidades da boca de lobo.

4.5.3.2 *Dimensionamento Hidráulico*

A vazão captada por uma boca de lobo depende, dentre outros fatores, da geometria da sarjeta nas suas proximidades.

4.5.3.3 *Boca de lobo de guia*

Quando a água acumula sobre a boca-de-lobo, gera uma lâmina (y) com altura menor do que a abertura da guia (h). Esse tipo de boca-de-lobo pode ser considerado um vertedor, e a capacidade de engolimento é obtida pela equação a seguir.

$$Q = 1{,}703 L y^{3/2} \quad (y/h \leq 1) \tag{41}$$

onde:

Q = vazão de engolimento (m^3/s);

y = altura de água próxima à abertura na guia (m);

L = comprimento da soleira (m).

Para casos onde a altura de água sobre o a boca de lobo for maior do que o dobro da abertura na guia, a operação se assemelha a um orifício e a vazão será calculada pela equação:

$$Q = 3{,}101 L h^{3/2} \sqrt{y/h - 1/2} \quad (y/h > 2) \tag{42}$$

onde:

L: comprimento da abertura (m);

h: altura da guia (m);

y: carga da abertura da guia (m).

Fls. 1027
Proc. 17849/16
FCTH

Para cargas de uma a duas vezes a altura da abertura da guia ($1 < y/h < 2$), a opção por um ou outro critério deve ser definida pelo projetista.

Para bocas de lobo com alimentação de ambos os lados e sem depressão na sarjeta a vazão de engolimento pode ser dada pela seguinte equação:

$$Q = 0{,}544 \times \sqrt{g} \times L \times y_0^{3/2} \quad (43)$$

Sendo y_0 fixada a partir do critério da máxima largura do escoamento na sarjeta que não cause desconforto ao pedestre e, dado um L (comprimento da boca), calcula-se a vazão Q.

Na Figura 12 é apresentado exemplo de gráfico que permitem determinar a vazão total, com base na altura e largura da depressão do bueiro, declividade transversal e altura projetada de água.

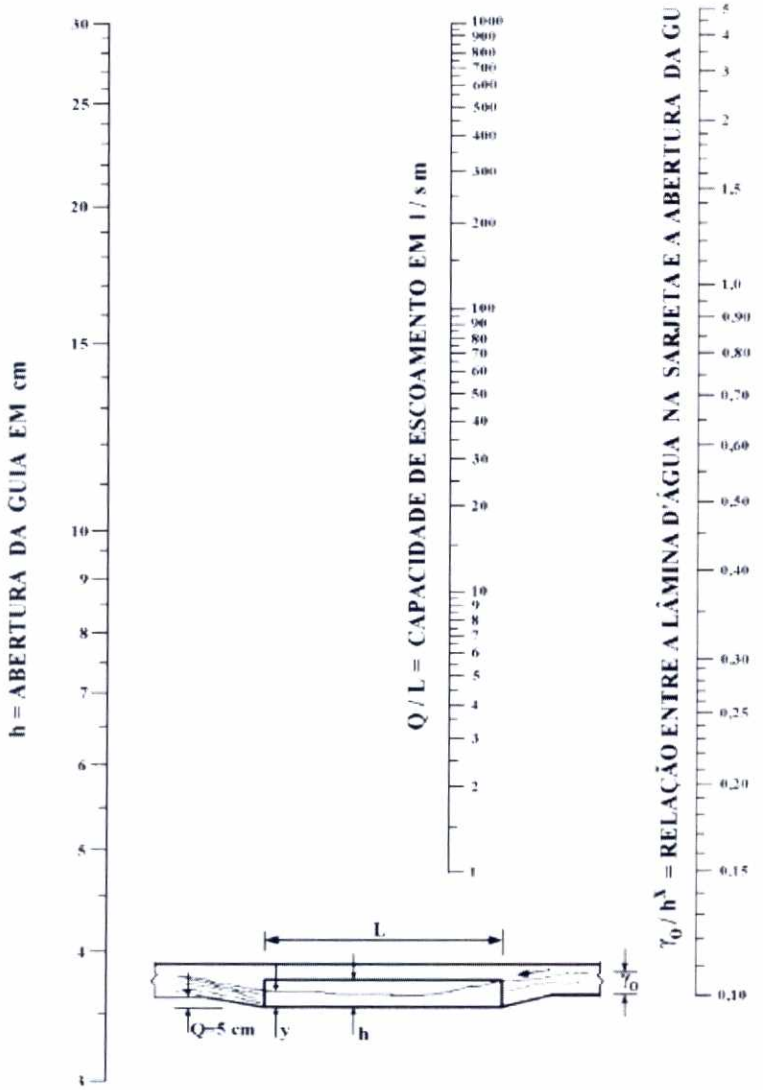


Figura 12 - Capacidade de esgotamento das bocas de lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas

Fonte: SÃO PAULO (1980)

4.5.3.4 *Boca de lobo com grelha*

As bocas de lobo com grelha funcionam como um vertedor de soleira livre para profundidade de lâmina de até 12 cm.

$$\frac{Q}{P} = 1{,}655y^{3/2} \quad (44)$$

onde:

P = perímetro do orifício (m)

y = carga da abertura da guia (m).

Para profundidades de lâmina maiores que 42 cm, a vazão é calculada por:

$$\frac{Q}{A} = 2{,}91y^{1/2} \quad (45)$$

onde:

A = área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras (m2);

y = altura de água na sarjeta sobre a grelha (m).

Na faixa de transição entre 12 cm e 42 cm, a carga a ser adotada é definida a critério do projetista.

A capacidade teórica de esgotamento das bocas de lobo combinadas é, aproximadamente, igual à somatória das vazões pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.

4.5.3.5 *Grade*

As grades ou grelhas se caracterizam por captarem a água que escoa sobre a grade (Qw) e as que passam por fora da grade (Qs), como indica a Figura 13.

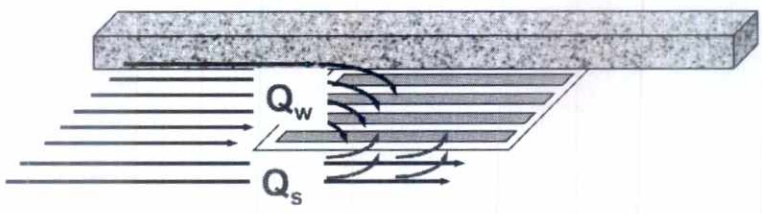


Figura 13 - Captação do escoamento pelas grades

O dimensionamento da grade se dá em função da obtenção da largura da grade (W) e o comprimento (L), como mostra a Figura 14.

Fls. 1028
Proc. 17849/16

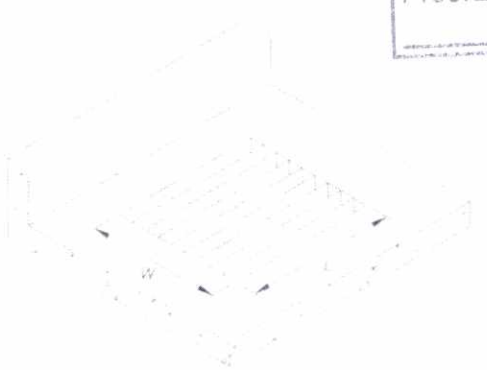


Figura 14 - Dimensões das grades

A relação entre a vazão frontal Q_w e a vazão total Q é dada por E_0, como mostra a Equação (46).

$$Q_w = E_0 \times Q \tag{46}$$

A vazão lateral Qs pode ser obtida por substituição da Equação (47) na:

$$Q_s = (1 - E_0) \times Q \tag{47}$$

A relação E_0 é fornecida pela Equação (48).

$$E_0 = 1 - (1 - W/L)^{2,67} \tag{48}$$

Onde: W é a largura e L o comprimento da grade.

A eficiência da grade pode ser calculada pelas relações entre as vazões interceptadas frontalmente e lateralmente como mostra a Equação (49).

$$E = R_f \times E_0 + R_s \times (1 - E_0) \tag{49}$$

Onde:

R_f é a relação entre a vazão interceptada frontalmente pela grade e a vazão total na sarjeta:

$R_f = 1 - 0{,}295.\ (V - V_o)$ para $V \geq V_o$

$R_f = 1$ para $V \leq V_o$

Onde: V_o é a velocidade a partir da qual uma parcela da vazão Qw que não é captada

R_s é relação entre a vazão interceptada lateralmente pela grade e a vazão lateral total:

$$R_s = \left(1 + \frac{0,0828 \times V^{1,8}}{S_x \times L^{2,3}} \right)^{-1} \quad (50)$$

E_0 é a razão entre a vazão frontal e a vazão lateral escoada na sarjeta.

4.5.3.6 *Fatores de redução da capacidade de esgotamento*

A capacidade de esgotamento das bocas de lobo pode ser menor que a calculada, principalmente em sarjetas de pequena declividade, devido a vários fatores, entre os quais a obstrução causada por detritos, sedimentos, carros estacionados, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e ao alinhamento real. Na Tabela 17 são propostos alguns coeficientes para estimar esta redução.

Tabela 17 - Fator de Redução do Escoamento para Bocas de Lobo

Localização na sarjeta	Tipo de boca de lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto intermediário	De Guia	80
	Grelha longitudinal	60
	Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais combinadas	60

Fonte: SÃO PAULO (1980)

4.5.3.7 *Espaçamento entre bocas de lobo*

O critério que deve nortear o espaçamento entre bocas de lobo baseia-se na fixação de uma largura máxima de escoamento na sarjeta que seja compatível com o conforto dos pedestres. A largura superficial do escoamento na sarjeta depende da geometria da sua seção transversal e da vazão. Esta última por sua vez depende da intensidade de chuva adotada no projeto.

A partir destas premissas, e utilizando o esquema da Figura 15, pode-se calcular o espaçamento entre duas bocas de lobo seguindo o seguinte roteiro:

1º) calcular a vazão imediatamente a montante da boca de lobo seguinte (i+1) = Qo;

2º) calcular a eficiência da boca de lobo seguinte (i+1):

Fls. 1029
Proc. 17849/16

$$E = \frac{Q}{Q_0} \tag{51}$$

Em que para as bocas de lobo simples com e sem depressão é dada respectivamente por:

$$\frac{Q}{Q_0} = 0{,}247 \times \frac{L}{y_0 tg\theta} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \tag{52}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0{,}336 \times \frac{L}{y_0 tg\theta} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \tag{53}$$

onde o fator de atrito *f* pode ser calculado a partir *da seguinte*:

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{R}\right)^2 + 9{,}5 \times \left[ln\left(\frac{e}{3{,}7D} + \frac{5{,}74}{R^{0,9}}\right) - \left(\frac{2500}{R}\right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \tag{54}$$

onde:

e = rugosidade das paredes da sarjeta (e = 0,002 m);

R = número de Reynolds calculado por R = VD/ν;

V = velocidade do escoamento (m/s);

D = diâmetro hidráulico – D = $4R_h$ = A / P;

A = área do escoamento;

P = perímetro molhado;

ν = viscosidade cinemática da água ≅ 10^{-6} m^2/s.

1º) determinar o valor da vazão engolida pela boca de lobo seguinte (i + 1):

$$Q = E \times Q_0 \tag{55}$$

2º) Considera-se a vazão proveniente da área A oriunda da rua igual à vazão engolida pela boca de lobo i+1, e o seu cálculo pode ser feito pelo Método Racional para a área A:

$$A = \frac{1000 \times Q}{60 \times C \times I} \quad (56)$$

onde:

Q = vazão (m^3/s);

I = intensidade da chuva (mm/min);

A = área (m^2).

Como $A = (L_R/2).\Delta x$, tem-se que o valor de Δx é dado pela seguinte equação:

$$\Delta x = \frac{2000 \times Q}{60 \times C \times I \times L_r} \quad (57)$$

onde:

Δx = distância entre as bocas de lobo;

Lr = largura da rua.

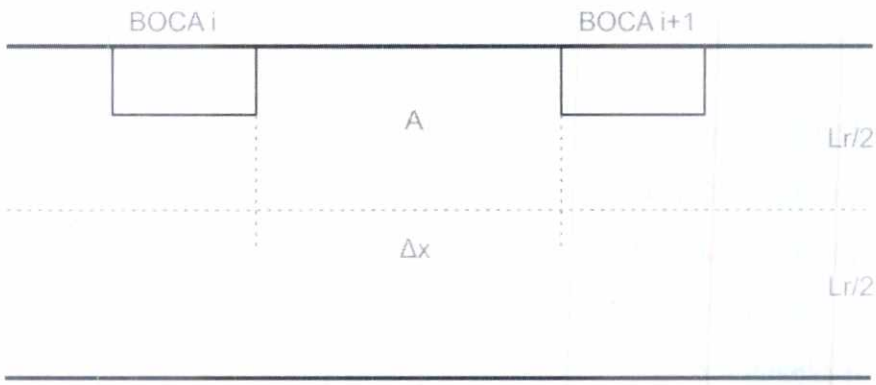


Figura 15 - Cálculo do Espaçamento entre bocas de lobo

Caso sejam conhecidas a eficiência da boca, a vazão logo a montante da mesma, a rugosidade da sarjeta e o fator de atrito, pode-se a, partir das Equações (52) ou (53), determinar o comprimento L de boca necessário para engolir esta vazão.

Se as bocas forem de tamanhos padronizados (1 m por exemplo) e o cálculo de L indicar um valor superior a este padrão, deve-se indicar a construção de bocas em série ou contíguas.

Deve-se atentar em áreas com pequena declividade, recomenda-se, neste caso, manter o topo da rua a um nível constante, enquanto a declividade transversal vai variando de um valor mínimo de aproximadamente 1:60 no ponto médio entre duas bocas de lobo consecutivas até um valor da

Fls. 1030
Proc. 17849/16
FCTH

ordem de 1:30 em frente à boca, de modo que a água convirja para a boca de ambos os lados. A declividade longitudinal formada por este procedimento não deve ser menor que 1:250, uma vez que o espaçamento das bocas pode ser limitado por uma restrição da altura da guia.

A altura mínima da guia em zona urbana é de 0,10 m e o máximo de 0,15 m. Em certas circunstâncias são usadas guias com 0,20 m, mas causam desconforto aos pedestres e atrapalham os motoristas ao abrirem as portas dos carros. Se a diferença de altura da guia é de *d* metros, então o espaçamento Δx entre bocas é de:

$$\Delta x = \frac{2d}{m} \tag{58}$$

onde:

m = inclinação longitudinal induzida (m > 1:250).

4.5.3.8 *Exemplo de dimensionamento*

Dimensione uma boca de lobo para uma vazão de 94 L/s na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.

É necessário primeiramente obter o comprimento da soleira por meio da equação (**41**), isolando a variável L, tem-se:

Dados de entrada:

Q = 94 L/s = 0,094 m³/s;

y = 0,10 m, considerando y/h ≤ 1.

$$Q = 1{,}703Ly^{3/2} \rightarrow L = \frac{Q}{1{,}703 \times y^{3/2}} \rightarrow L = \frac{0{,}094}{1{,}703 \times 0{,}10^{3/2}} \rightarrow L = 1{,}75m$$

Para o resultado obtido recomenda-se a adoção de duas bocas de lobo padrão, com L = 1,0 m cada e guia com h = 0,15 m.

Consultando a Figura 12, em que se entra com os valores de h = 15 cm (abertura da guia padrão) e de yo/h = 0,10/0,15=0,67, em que a partir da identificação destes dois pontos no gráfico, traça-se uma reta unindo ambos e a interseção da reta com a linha da escala Q/L permite determinar a capacidade de escoamento da boca de lobo em L/s.m, resultando em torno de 55 L/s.m para cada boca de lobo, o que atenderia ao exigido (2 x 55 x 1 = 110 L/s > 94 L/s).

Caso se queira trabalhar com boca de lobo combinada (padrão e com grelha) são feitos os seguintes cálculos:

a) Boca de lobo guia padrão (h = 0,15 m e L =1,0 m)

$$Q = 1{,}703Ly^{3/2} \rightarrow Q = 1{,}703 \times 1{,}0 \times 0{,}10^{3/2} \rightarrow Q = 0{,}054m^3/s = 54L/s$$

b) Boca de lobo grelha padrão (com dimensões a = 0,87 m e b = 0,29 m, conforme o esquema da Figura 16), aplicando-se a equação (44), tem-se:

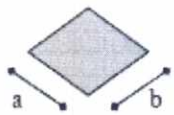


Figura 16 - Esquema da boca de lobo com grelha

$$\frac{Q}{P} = 1{,}655 y^{3/2} \rightarrow Q = 1{,}655 \times 0{,}10^{3/2} \times (0{,}87 + 2 \times 0{,}29) \rightarrow Q = 0{,}076 m^3/s = 76 L/s$$

A vazão total será igual a:

$$Q_{TOTAL} = 54 + 76 = 130 L/s > 94 L/s \quad \text{OK!!!}$$

Atendendo desta maneira as necessidades de drenagem da área em estudo.

4.5.4 Galerias

Denominam-se de galerias de águas pluviais todos os condutos fechados destinados ao transporte das águas de escoamento superficial, originárias das precipitações pluviais captadas pelas bocas coletoras.

O dimensionamento de galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento permanente uniforme.

As diretrizes de traçado das galerias são as seguintes:

- Considerar as oportunidades de drenagem dadas pelo relevo, topografia, vias públicas, parques e áreas de lazer;
- Analisar as interferências da drenagem com o tráfego;
- Verificar as facilidades construtivas, regimes de escoamento, manutenção e limpeza futuras;
- Utilizar caixas de passagem quando tecnicamente possível.

Fls. 1031
Proc. 17849/16
FCTH

4.5.4.1 *Princípios Técnicos para Elaboração de Projetos de Microdrenagem*

A) *FORMAS*

As galerias em seções circulares são as mais empregadas por sua maior capacidade de escoamento e pela facilidade de obtenção de tubos pré-moldados de concreto para confecção da rede.

Na ausência de tubos com as dimensões comerciais circulares pode ser adotada seção quadrada ou retangular.

B) *DIMENSÕES*

As dimensões das galerias são sempre crescentes de montante para jusante, não sendo permitida a redução de seção.

Os diâmetros comerciais geralmente adotados são: 300, 400, 600, 1000 e 1200 mm. Para seções maiores são adotadas galerias em paralelo, retangular ou quadrada.

Nos condutos circulares a capacidade máxima é calculada pela seção plena e nos retangulares recomenda-se uma folga superior mínima de 10 cm.

C) *VELOCIDADES*

São adotados limites de velocidade tendo em vista a limpeza e a proteção das galerias. Para evitar a sedimentação natural do material sólido em suspensão na água no interior das canalizações, a velocidade de escoamento mínima é de 0,6 m/s.

Para evitar danos às galerias em função da elevada energia cinética e do poder abrasivo do material sólido em suspensão, o limite máximo da velocidade é 5,0 m/s.

D) *DECLIVIDADE*

A declividade de cada trecho é estabelecida a partir da inclinação média do terreno, do diâmetro equivalente e dos limites de velocidade. Na prática os valores empregados variam normalmente de 0,3% a 4,0%, pois para declividades fora deste intervalo é possível a ocorrência de velocidades incompatíveis com os limites recomendados.

Visando a minimização dos custos de escavação a declividade da galeria deve acompanhar a declividade do terreno.

E) *RECOBRIMENTO DA CANALIZAÇÃO*

Adota-se como recobrimento mínimo 1,0 m. Caso contrário, a canalização requer tubos ou estruturas reforçadas.

F) *ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DAS SECÇÕES*

- Cálculo das vazões de contribuição – Método Racional
- Diâmetro da galeria

Com o uso da equação da continuidade e fazendo-se, na equação de Manning, Rh = D/4 (seção plena), deduz-se a expressão para o diâmetro:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4n} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times S^{1/2} \quad (59)$$

$$D = 1{,}55 \times \left(\frac{Q \times n}{S^{1/2}}\right)^{3/8} \quad (60)$$

Onde: D é o diâmetro da tubulação (m), n é o coeficiente de rugosidade de Manning e S a declividade (m/m).

- Velocidade de escoamento a seção plena

Calculada a partir da equação de Manning e da continuidade, obtém-se a seguinte formulação para a obtenção da velocidade máxima.

$$V_{plena} = 0{,}397 \times (D)^{2/3} \times \frac{S^{1/2}}{n} \quad (61)$$

Onde: V é a velocidade a seção plena (m/s), D é o diâmetro da tubulação (m), n é o coeficiente de rugosidade de Manning e S a declividade (m/m).

- Tempo de percurso no trecho

Corresponde ao tempo gasto para a água percorre um determinado trecho da galeria.

$$t_p = \frac{L}{60 \times V_{plena}} \quad (62)$$

4.5.4.2 *Exemplo de dimensionamento*

Na Figura 17, é apresentada uma rede hipotética de águas pluviais e, na Figura 18, a delimitação das áreas contribuintes desta mesma rede, considerando apenas uma parte dela.

Os passos a serem seguidos para o dimensionamento de uma rede de microdrenagem pluvial estão explicados na sequência.

Fls. 1032
Proc. 17849/16
FCTH

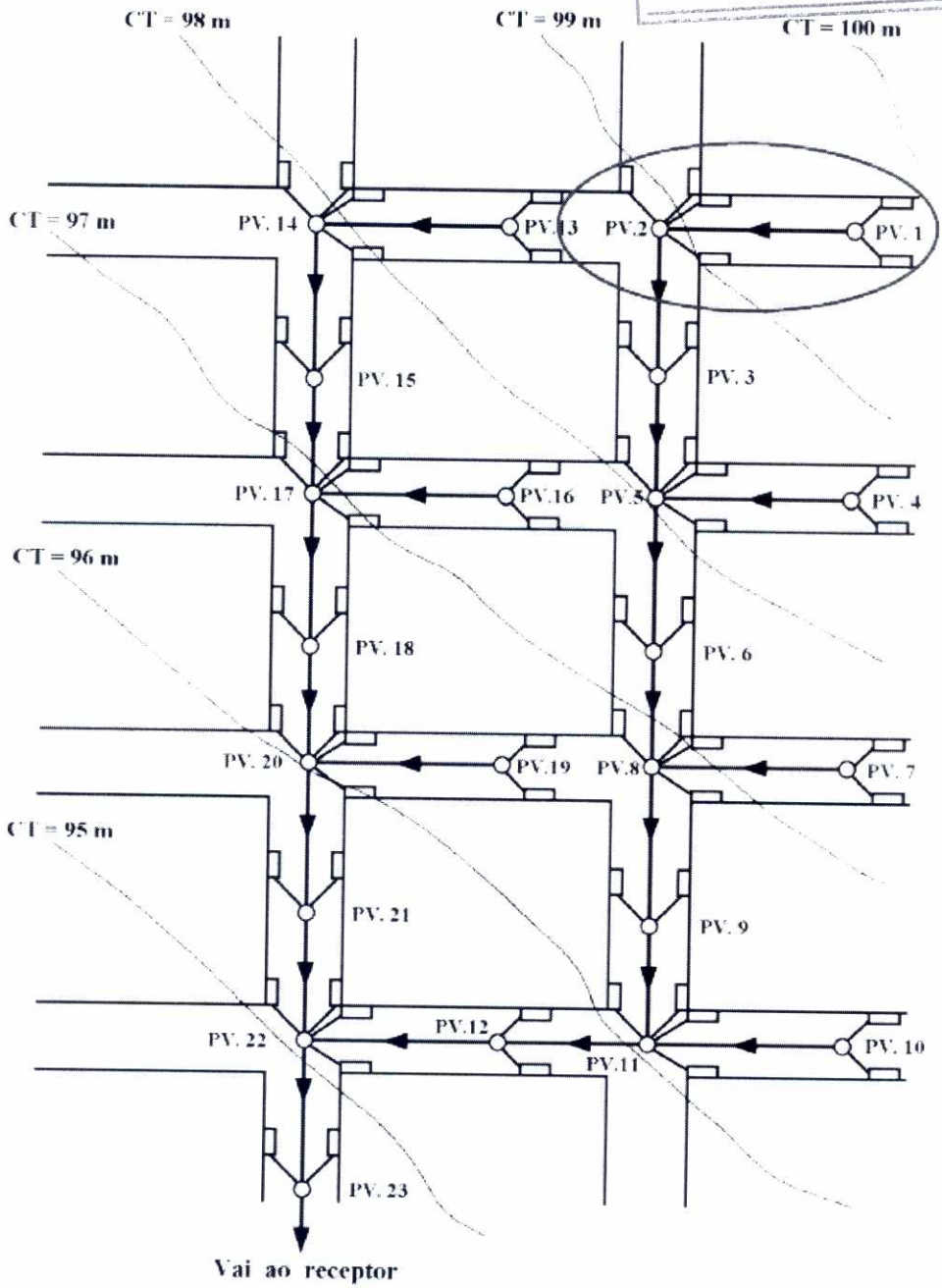


Figura 17 - Rede de Microdrenagem

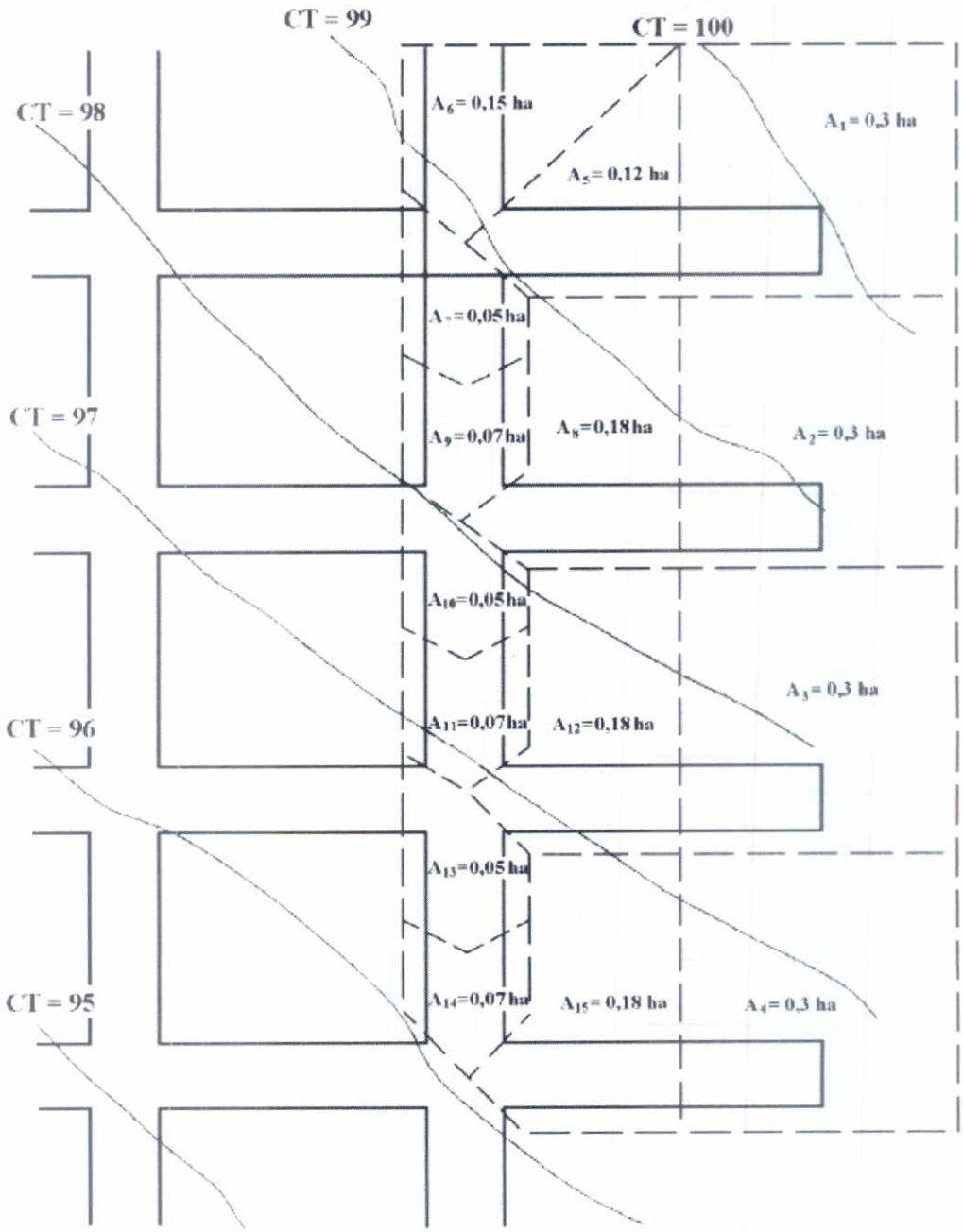


Figura 18 - Delimitação das Áreas de Contribuição

Fls. 1033
Proc. 17849/16
ECTH

1º) Precipitação de projeto

Como o projeto encontra-se no município de Praia Grande, será adotada a equação IDF de Cubatão, conforme apresentada no item 4.4.2.1.

$$i_{t,T} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050} \cdot \left[-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

Primeiramente é calculado o tempo de concentração médio calculado para a região mais a montante do sistema, através da metodologia apresentada no item 4.4.3, sendo que este valor resultou em aproximadamente 10 minutos.

Depois é necessário adotar um período de retorno e uma duração para a chuva, para o cálculo da intensidade da precipitação, no caso adotou-se um período de retorno de 5 anos e duração de 2 horas, resultando em 147,3 mm/h de acordo com a Tabela 5 no item 4.4.2.1 deste manual.

2º) Determinação do coeficiente de escoamento

A região do projeto é predominantemente residencial (aproximadamente 70% da área total), cujos lotes possuem cerca de 40% de área impermeável. Como o restante da área, cerca de 30% da superfície da região, é impermeabilizada pelas ruas e passeios, deve-se utilizar um coeficiente de escoamento ponderado, contemplando as diferentes superfícies.

- Áreas impermeáveis: nas áreas de residências considerou-se que o coeficiente de escoamento (C) das áreas impermeáveis das residências seja correspondente ao de um telhado, ou seja, 0,95 (consultar Tabela 11).

- Áreas permeáveis: adotou-se um coeficiente de escoamento de 0,22 (grama, solo pesado – visto que em áreas urbanas normalmente o solo está compactado).

Calculando o C médio resultará em:

$$C = (0{,}60 \,.\, 0{,}22) + (0{,}40 \,.\, 0{,}95) = 0{,}512$$

- Áreas públicas (ruas e passeios): estas superfícies normalmente são revestidas por pavimento impermeável, consideraremos um C de 0,95.

Portanto, o coeficiente de escoamento final é:

$$C = (0{,}7 \,.\, 0{,}512) + (0{,}95 \,.\, 0{,}30) = \mathbf{0{,}64}$$

3º) Dimensionamento hidráulico

Utilizando-se a equação de Manning, e substituindo-se Q = V/A, isolando-se o termo em V, pode-se determinar a velocidade.

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Adotando-se a rugosidade n=0,014 para concreto (ver Tabela 12).

$$v = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{0,014} = 71,4 \times Rh^{2/3} \times S^{1/2}$$

A partir deste ponto procedesse ao cálculo, da seguinte maneira:

- ✓ considerando-se que a precipitação origina-se no limite físico do loteamento, calculou-se o tempo de concentração tc = 10 min, que é, então, o tempo de concentração de partida;
- ✓ estabelecem-se os percursos da rede e delimitam-se as áreas contribuintes a cada trecho, como mostram a Figura 17 e a Figura 18, por exemplo, para o trecho PV1- PV2 (inicial, assinalado em vermelho na Figura 17), em que a área de contribuição é de 0,3 ha = 0,003 km^2 (Figura 18).

Utilizando então o Método Racional, tem-se:

$$Q = 0,278 \times C \times i \times A = 0,278 \times 0,64 \times 147,3 \times 0,003 = 0,079 m^3/s$$

Determinando a declividade do trecho:

$$S\ (m/m) = (99,50 - 98,80)/50 = 0,014\ m/m$$

Utilizando a equação de Manning, isolando o diâmetro, determina-se o diâmetro necessário, lembrando que o diâmetro mínimo utilizado em microdrenagem é de 30 cm.

$$D = 1,55 \times \left(\frac{Q \times n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,55 \times \left(\frac{0,079 \times 0,014}{0,014^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,173m$$

Como D_{minimo} = 0,30 m é maior que $D_{calculado}$ = 0,173 m calculado, adota-se o diâmetro mínimo de 30 cm.

4º) Como $D_{adotado} > D_{calculado}$, deve-se calcular a lâmina percentual (y/D), a qual levará ao raio hidráulico Rh real e a velocidade efetiva v de escoamento no conduto. Os elementos de um conduto parcialmente cheio podem ser obtidos a partir das expressões geométricas da Figura 19 seguinte.

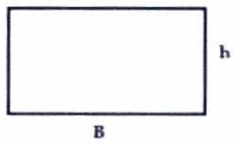
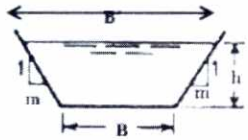
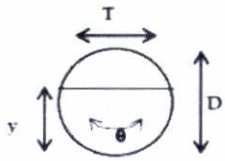
Características	Retangular	Trapezoidal	Circular
			
			$\theta = 2\arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right)$
Área	$B \cdot h$	$(B + m \cdot h) \cdot h$	$\frac{1}{8}(\theta - sen\theta)D^2$
Perímetro molhado	$B + 2h$	$B + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2}\theta D$
Raio hidráulico	$\frac{B \cdot h}{B + 2h}$	$\frac{(B + h \cdot m)h}{B + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{sen\theta}{\theta}\right)D$

Figura 19 - Elementos Geométricos das Seções de Canais*
Fonte: JUIZ DE FORA (2011)

* para outros tipos de seções consultar o trabalho de Chow (1959).

Para a determinação de y/D, deve-se primeiramente determinar o fator hidráulico (Fh) da seção circular. Este fator é dado por:

$$F_h = \frac{Q \times n}{D^{8/3} \times S^{1/2}}$$

substituindo os valores na equação, têm-se:

$$F_h = \frac{0{,}079 \times 0{,}014}{0{,}30^{8/3} \times 0{,}014^{1/2}} = 0{,}231$$

determinado Fh, entra-se com este valor na Tabela 18.

Tabela 18 - Relações para Fator Hidráulico de Seções Circulares

FH de 0.001 a 0.080			FH de 0.081 a 0.250			FH de 0.251 a 0.333		
FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D
0.0001	0.0066	0.01	0.0820	0.1935	0.35	0.2511	0.2933	0.68
0.0002	0.0132	0.02	0.0864	0.1978	0.36	0.2560	0.2948	0.69
0.0005	0.0197	0.03	0.0910	0.2020	0.37	0.2610	0.2962	0.70
0.0009	0.0262	0.04	0.0956	0.2062	0.38	0.2658	0.2975	0.71
0.0015	0.0326	0.05	0.1003	0.2102	0.39	0.2705	0.2988	0.72
0.0022	0.0389	0.06	0.1050	0.2142	0.40	0.2752	0.2998	0.73
0.0031	0.0451	0.07	0.1099	0.2182	0.41	0.2798	0.3008	0.74
0.0041	0.0513	0.08	0.1148	0.2220	0.42	0.2842	0.3017	0.75
0.0052	0.0575	0.09	0.1197	0.2258	0.43	0.2886	0.3024	0.76
0.0065	0.0635	0.10	0.1248	0.2295	0.44	0.2928	0.3031	0.77
0.0080	0.0695	0.11	0.1298	0.2331	0.45	0.2969	0.3036	0.78
0.0095	0.0755	0.12	0.1350	0.2366	0.46	0.3009	0.3040	0.79
0.0113	0.0813	0.13	0.1401	0.2401	0.47	0.3047	0.3042	0.80
0.0131	0.0871	0.14	0.1453	0.2435	0.48	0.3083	0.3043	0.81
0.0152	0.0929	0.15	0.1506	0.2468	0.49	0.3118	0.3043	0.82
0.0173	0.0986	0.16	0.1558	0.2500	0.50	0.3151	0.3041	0.83
0.0196	0.1042	0.17	0.1612	0.2531	0.51	0.3183	0.3038	0.84
0.0220	0.1097	0.18	0.1665	0.2562	0.52	0.3212	0.3033	0.85
0.0246	0.1152	0.19	0.1718	0.2592	0.53	0.3239	0.3026	0.86
0.0273	0.1206	0.20	0.1772	0.2621	0.54	0.3264	0.3018	0.87
0.0301	0.1259	0.21	0.1826	0.2649	0.55	0.3286	0.3007	0.88
0.0331	0.1312	0.22	0.1879	0.2676	0.56	0.3305	0.2995	0.89
0.0362	0.1364	0.23	0.1933	0.2703	0.57	0.3322	0.2980	0.90
0.0394	0.1416	0.24	0.1987	0.2728	0.58	0.3335	0.2963	0.91
0.0427	0.1466	0.25	0.2041	0.2753	0.59	0.3345	0.2944	0.92
0.0461	0.1516	0.26	0.2094	0.2776	0.60	0.3351	0.2921	0.93
0.0497	0.1566	0.27	0.2147	0.2799	0.61	0.3353	0.2895	0.94
0.0534	0.1614	0.28	0.2200	0.2821	0.62	0.3349	0.2865	0.95
0.0572	0.1662	0.29	0.2253	0.2842	0.63	0.3339	0.2829	0.96
0.0610	0.1709	0.30	0.2306	0.2862	0.64	0.3222	0.2787	0.97
0.0650	0.1756	0.31	0.2388	0.2882	0.65	0.3294	0.2735	0.98
0.0691	0.1802	0.32	0.2409	0.2899	0.66	0.3248	0.2666	0.99
0.0733	0.1847	0.33	0.2460	0.2917	0.67	0.3117	0.2500	1.00
0.0776	0.1891	0.34						

Para Fh=0,231 (este valor não está tabelado, portanto, deve-se usar uma interpolação entre o limite superior e inferior). Logo:

Rh/D = 0,286

y/D = 0,640

como D é conhecido, calcula-se raio hidráulico:

Rh = 0,286.D = 0,286 x 0,30 = 0,086 m

Recorrendo-se novamente à equação de Manning, determina-se a velocidade V:

Fls. 1035
Proc. 17849/16
FCTH

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{0,014} = \frac{(0,086)^{2/3} \times (0,014)^{1/2}}{0,014} = 1,64 m/s$$

1º) O tempo de viagem do escoamento é obtido pela equação de movimento uniforme (considerando o comprimento do trecho):

$$te = \frac{comprimento}{velocidade} = \frac{50}{1,64} = 30,4s \cong 0,51min$$

2º) Para os trechos subsequentes, o tempo de concentração tc será do trecho inicial de dez minutos mais o tempo de escoamento te. Para o trecho PV2-PV3, resulta:

tc= 10 + 0,51 = 10,51 min

Sempre que, para um PV, concorrerem dois ou mais trechos, o tc adotado deverá ser aquele que representar o maior valor.

3º) Calcula-se a intensidade da precipitação para a duração de 10,51 min, a partir da IDF, o que resulta 145,44 mm/h.

4º) Para o trecho PV2-PV3, tem-se:

A = 0,3 + 0,15 + 0,12 = 0,57 ha = 0,0057 km^2

$$Q = 0,278 \times 0,64 \times 145,44 \times 0,0057 = 0,147 m^3/s$$

Determinando a declividade do trecho:

$$S (m/m) = (98,80 - 98,50)/40 = 0,0075 m/m$$

Determinando o diâmetro:

$$D = 1,55 \times \left(\frac{Q \times n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,55 \times \left(\frac{0,147 \times 0,014}{0,0075^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,382m$$

Adota-se D = 0,50 m, e calculam-se os elementos hidráulicos:

$$F_h = \frac{0,147 \times 0,014}{0,50^{8/3} \times 0,0075^{1/2}} = 0,151$$

consulta-se a Tabela 18:

Rh/D = 0,247 ⇒ Rh = 0,50 . 0,247= 0,124 m

y/D = 0,491

Determinando a velocidade:

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{0,014} = \frac{(0,124)^{2/3} \times (0,0075)^{1/2}}{0,014} = 1,54 m/s$$

Determinando o tempo de viagem:

$$t_e = \frac{40}{1,54} = 26,0s \cong 0,43 min$$

Para facilitar o cálculo, recomenda-se que seja montada uma planilha, conforme a Figura 20. Este procedimento é repetido sequencialmente para todos os subtrechos da rede.

Trecho (PV)	L (m)	Áreas (ha) trecho acum.		tc (min)	Q (L/s)	D (m)	S (m/m)	y/D (%)	V (m/s)	te (min)	Cotas do terreno (m)		Cotas do greide (m)		Profundidade (m)	
											mont	jus	mont	jus	mont	jus
1-2	50	0,3	0,3	10	79	0,3	0.014	64	1,64	0,51	99,50	98,80	98,50	97,80	1,00	1,00
2-5	40	0,27	0,57	10,51	147	0,5	0,0075	49,1	1,54	0,43	98,80	98,50	97,80	97,50	1,00	1,00
3-5	40	0,05	0,62	10,94												
4-5	50	0,3	0,3													
5-6	40	0,25	1,17													
6-8	40	0,05	1,22													
7-8	50	0,3	0,3													
8-9	40	0,25	1,77													
9-11	40	0,05	2,82													
10-11	50	0,3	0,3													
11-12	50	0,25	2,37													

Figura 20 - Planilha de Cálculo de Redes de Drenagem

4.5.5 Bueiros e entradas

Em projetos de bueiros diversas combinações de tipos de entrada, cotas de fundo e diâmetros de tubos deverão ser consideradas, até que seja obtido o projeto mais econômico, tendo em vista as condições impostas pela topografia e pela solução técnica adotada.

O dimensionamento dos bueiros é feito por meio da utilização de gráficos de capacidade (Figura 21) e nomogramas (Figura 22 e Figura 23) para diversos diâmetros de bueiros, em função dos níveis d'água a montante da entrada em relação ao fundo do bueiro, considerado como sendo o ponto mais baixo da seção transversal do bueiro.

No final deste capítulo são disponibilizados gráficos que abrangem toda a faixa de aplicações comumente encontrada em drenagem urbana.

4.5.5.1 *Informações necessárias de projeto*

Os elementos seguintes devem ser determinados, antes que o bueiro possa ser projetado:

- Cota do nível d'água a montante;

Fls. 1036
Proc. 17849/16
FCTH

- Cota do nível d'água a jusante;
- Vazão de projeto;
- Cotas do fundo do bueiro.

Segundo SÃO PAULO (2012) esse é o procedimento ideal para um projeto de bueiros:

- Planilhas para cálculo de projeto: possibilita a obtenção de um projeto consistente, com um custo mínimo de bueiro;

- Cotas do fundo do bueiro:

  - após a determinação da carga hidráulica admissível a montante, da altura d'água a jusante e do comprimento aproximado, as cotas do bueiro deverão ser fixadas;

  - existindo ou não afogamento da entrada do bueiro, não é desejável a erosão das paredes do canal quer para a condição de escoamento da vazão de projeto, quer para vazões menores;

  - para reduzir as possibilidades de erosão no canal a montante, deve-se, numa primeira tentativa, fixar a declividade do bueiro como sendo idêntica à do canal;

  - para canais naturais, as condições de escoamento a montante do bueiro devem ser investigadas, para que seja verificada a ocorrência de erosão.

- Diâmetro do bueiro:

  - após a determinação da declividade do bueiro e usando-se as planilhas de cálculo, gráficos de capacidade e nomogramas, deve-se determinar o diâmetro do conduto que satisfaça a imposição de carga admissível a montante;

  - o diâmetro mínimo apresentado nos gráficos de capacidade e nomogramas é de 0,30 metros.

- Limitação da carga hidráulica a montante:

  - Se a carga hidráulica for insuficiente para proporcionar a descarga exigida:

    - aumentar o diâmetro do tubo, rebaixar o fundo da entrada, adotar uma seção transversal irregular, utilizar tubos múltiplos ou bueiros celulares, ou qualquer combinação das soluções apresentadas;

    - se o fundo da entrada for rebaixado, deve-se considerar um possível solapamento e verificar a necessidade de adotar medidas contra a erosão: enrocamentos, estruturas verticais de concreto, gabiões, muros de testa com soleiras e muretas de pé.

- Saída do bueiro:
  - Verificação da possibilidade de erosão provocada por velocidades elevadas na saída do bueiro:

    - necessidade de inclusão no custo do bueiro a construção de uma seção terminal alargada, de uma estrutura de dissipação de energia, ou de proteção do canal com enrocamento.

- Declividade mínima:
  - A declividade deverá ser suficiente para manter uma velocidade que proporcione a auto-limpeza, evitando um possível entupimento do bueiro;
  - Caso a velocidade mínima não seja atingida:

    - aumentar a declividade do tubo;

    - aumentar o diâmetro do tubo;

    - utilizar tubo com menor rugosidade ou uma combinação dessas soluções.

4.5.5.2 *Considerações sobre os Gráficos de Capacidade e Nomogramas*

- Cada gráfico de capacidade (Figura 21) apresenta uma série de diâmetros de um determinado tipo de bueiro, com respectiva entrada, para uma certa gama de vazões:
  - Para cada diâmetro, é apresentada uma curva em linha cheia, que indica controle de entrada, e uma ou mais curvas tracejadas, indicando controle na saída;
  - Todas as curvas são identificadas por um número índice, L/100i, onde L é o comprimento do conduto, em metros, e i é a declividade do bueiro em m/m.
- A linha cheia, para um determinado diâmetro, fornece a máxima descarga possível para uma determinada carga a montante do bueiro:
  - Não haverá redução na carga hidráulica a montante, para uma dada vazão, caso o valor de L/100i seja inferior ao indicado pela linha cheia;
  - No entanto, a comparação de curvas para os vários tipos de entrada mostrará diferentes cargas hidráulicas a montante para uma dada vazão;
  - Para qualquer ponto sobre a linha cheia, pode ser admitido que o bueiro esteja operando com controle na entrada, isto é, a carga hidráulica dependerá somente do tipo de entrada adotado.
- As curvas indicam a relação carga hidráulica-vazão para bueiros operando com controle na saída:
  - Neste caso, a carga a montante irá depender do comprimento, declividade e perdas no conduto;

Fls. 1037
Proc. 17849/16
FCTH

- O bueiro irá operar parcialmente cheio, enquanto o nível d'água a montante estiver substancialmente abaixo do topo do bueiro na entrada;

- Nos gráficos onde não existir linha tracejada para um determinado diâmetro, a carga hidráulica operacional para controle na saída será tão próxima da carga para controle na entrada, que a curva cheia poderá ser utilizada, sem que se incorra em erro significativo.

- As curvas são dispostas, de modo que a interpolação linear para o cálculo da carga hidráulica possa ser feita entre as curvas de controle na entrada e na saída, de acordo com o valor de L/100i obtido para um dado diâmetro de bueiro:
  - Se o valor numérico de L/100i (baseado nas condições locais) estiver situado à meia distância entre a curva cheia e a tracejada relativas a um diâmetro, o valor de Hw para um determinado Q pode ser obtido por interpolação, tomando o ponto, a meia distância, entre as referidas curvas;

  - A interpolação pode também ser feita, caso se deseje obter uma determinada vazão Q para um dado Hw, seguindo o procedimento descrito anteriormente.

- É possível, também, efetuar uma interpolação linear para diâmetros intermediários aos fornecidos pelos gráficos:
  - Se L/100i for igual ou menor que o indicado pelas linhas cheias, para os dois diâmetros adjacentes, deve-se interpolar diretamente entre estas duas linhas, em função do diâmetro do bueiro escolhido;

  - Quando L/100i for superior ao indicado pelas duas linhas cheias adjacentes, deve-se interpolar, inicialmente, L/100i para cada diâmetro adjacente e, a seguir, fazer a interpolação entre esses pontos para localizar o valor de Hw em função do diâmetro escolhido;

  - A precisão não é essencial, uma vez que o diâmetro selecionado para a descarga de projeto raramente requer a carga total proporcionada pelas condições locais.

- Os gráficos podem também ser aplicados para a seleção de um bueiro quando sua declividade for nula. Neste caso, o valor de L/100i não pode ser calculado:
  - Admite-se uma pequena declividade para o conduto, com o propósito de se calcular o valor de L/100i;

  - Usa-se i=0,002 para condutos de concreto e i=0,004 para tubos de metal corrugado;

  - Inicialmente, deve ser obtido Hw do gráfico para o valor hipotético de L/100i. Este valor de Hw deve ser acrescido de Li, que representa a queda do conduto admitido no cálculo.

As linhas são traçadas para valores de Hw equivalentes ao dobro do diâmetro do conduto. O uso dos gráficos de capacidade oferece grande precisão, sempre que os valores de Hw obtidos estejam abaixo da linha. Por outro lado, para valores de Hw acima da referida linha, nos casos de controle na saída, a precisão diminui para certas combinações de comprimento, declividade e rugosidade do conduto. Neste caso, Hw pode ser calculado com segurança através do uso dos nomogramas

para escoamento à seção plena, utilizando o diâmetro determinado por estes gráficos de capacidade.

- Para os casos de baixa carga hidráulica, os gráficos de capacidade apresentados são bastante precisos. Eles abrangem uma faixa de valores que incluem cargas inferiores à altura do conduto. É justamente nesta faixa de valores de vazões que os nomogramas para escoamento à seção plena têm menos aplicação.

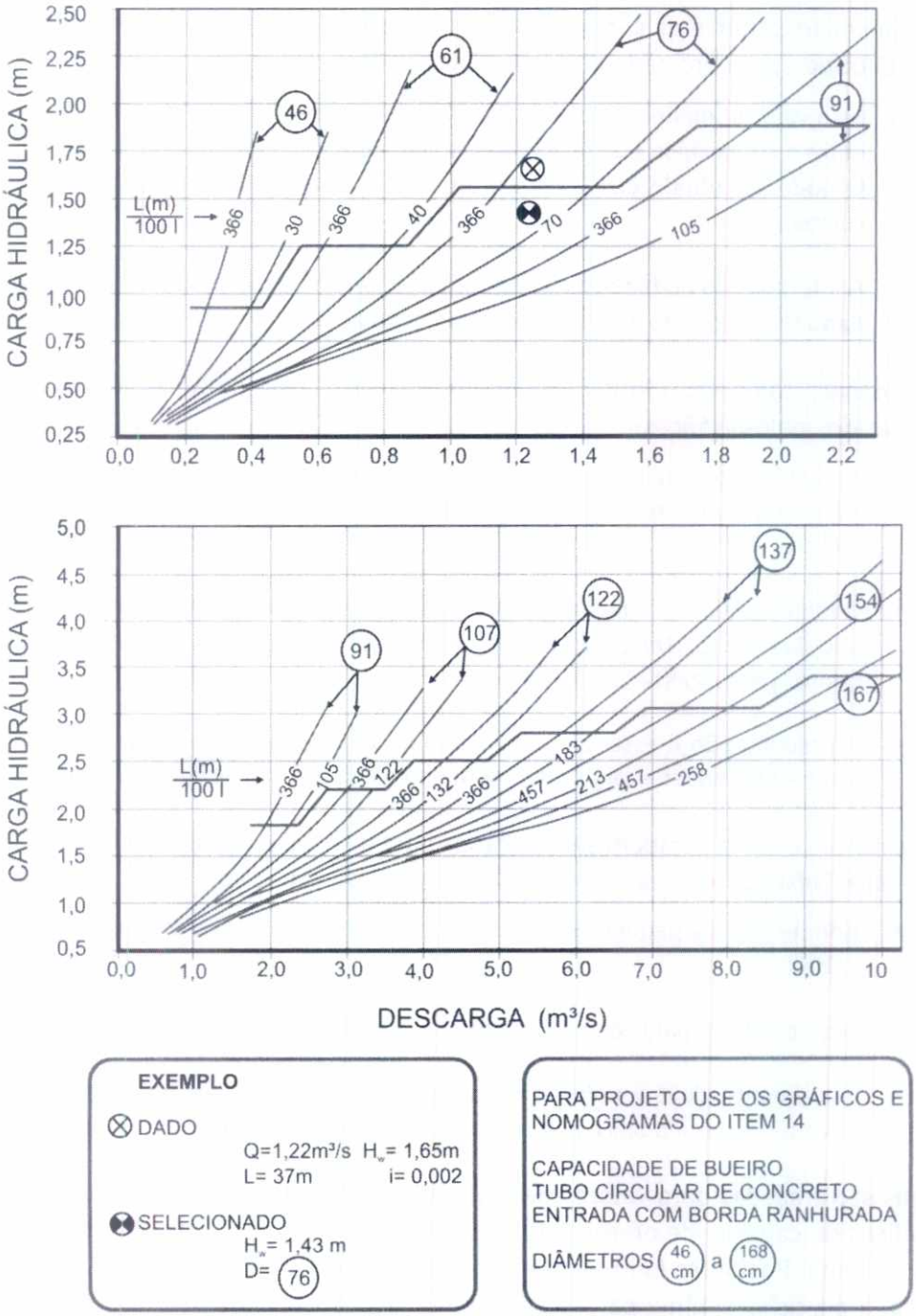


Figura 21 - Exemplo de Gráfico de Capacidade de Bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1038
Proc. 17849/16
FCTH

4.5.5.3 *Dimensionamento dos bueiros*

O procedimento a ser seguido para se dimensionar um bueiro é resumido na sequência, com os dados devendo ser tabulados em planilhas para cálculo:

- Listar os dados de projeto: Q (m^3/s), L (m), carga hidráulica admissível a montante Hw (m), declividade i (m/m), tipo de bueiro e de entrada;
- Selecionar o gráfico apropriado em função do tipo de bueiro e de entrada. Em vários casos, para que seja possível uma comparação econômica, devem ser selecionados diferentes tipos de bueiros e de entradas;
- Entrar no gráfico com a descarga Q e subir até encontrar o valor da carga hidráulica admissível;

A primeira linha cheia fornece o diâmetro de bueiro e a carga hidráulica:

- se L/100i, para as condições locais, não for superior ao valor indicado na curva, a linha cheia será aplicada para qualquer comprimento de bueiro que forneça L/100i igual ou menor que o valor indicado pela curva;
- se L/100i for superior, existe a possibilidade de que a carga hidráulica real, para este diâmetro, superar a carga admissível, nestes casos a carga hidráulica real é lida por interpolação ao longo da ordenada para o valor de Q;
- caso a carga hidráulica real for superior ao da carga hidráulica admissível a montante, então o diâmetro estudado é muito pequeno, devendo ser pesquisado um bueiro de diâmetro imediatamente superior.

Nas condições de o nível d'água a jusante afogar o topo da saída do bueiro:

- Os gráficos de capacidade não podem ser utilizados;
- Deve ser selecionado o gráfico de capacidade apropriado com o objetivo de fornecer um diâmetro aproximado de bueiro.
- A seguir, deve ser utilizado o nomograma para o bueiro escolhido escoando a seção plena.

Quando a saída não é afogada, mas o valor de L/100i é superior ao apresentado no gráfico para um determinado tipo de bueiro, pode ser utilizado o nomograma para este tipo de bueiro escoando a seção plena:

- O diâmetro inicial do bueiro escolhido para o uso do nomograma pode ser obtido do gráfico de capacidade apropriado;
- Em seguida, devem ser observadas as instruções para uso de nomograma para bueiros escoando a seção plena.

No caso do bueiro operar com pequenas descargas e saída não afogada, ocorrerá uma superfície d'água livre no interior do mesmo, decrescendo em profundidade para jusante e aproximando-se da profundidade crítica próximo à saída:

- Como neste caso não ocorre escoamento à seção plena, a solução do nomograma apresentará uma carga hidráulica a montante, superior à necessária.

- A estimativa da carga hidráulica real pode ser obtida através dos gráficos de capacidade, pela extrapolação de uma curva correspondente ao valor de L/100i para as condições locais.

Quando a carga hidráulica admissível for superior àquela que pode ser lida das curvas dos gráficos de capacidade, deve ser utilizado um dos nomogramas:

- Para controle na entrada, quando L/100i for igual ou menor que o valor dado pela curva de controle na entrada (linha cheia do gráfico de capacidade);

- Apropriado para bueiro escoando à seção plena, quando L/100i for superior ao valor indicado pela curva de controle na entrada.

Vale ressaltar algumas observações:

- A utilização dos nomogramas está limitada aos casos em que a altura do nível d'água a jusante for superior à profundidade crítica de escoamento na saída do bueiro;

- A utilização dos gráficos de capacidade fornece diretamente os resultados procurados, já os nomogramas implicam um procedimento de aproximações sucessivas;

- Os gráficos de capacidade ***não podem ser usados*** quando o nível d'água a jusante afoga o topo do bueiro na saída.

Na Figura 22 e Figura 23 são apresentados exemplos de dois nomogramas utilizados para projeto de bueiros. A vantagem na utilização dos gráficos de capacidade, em relação aos nomogramas, está em que os primeiros fornecem diretamente os resultados procurados, ao passo que os nomogramas pressupõem um procedimento de aproximações sucessivas; entretanto, ambos apresentarão o mesmo resultado quando tanto um como outro método puder ser utilizado. O procedimento para uso dos nomogramas é descrito a seguir:

- Listar os dados de projeto: Q (m^3/s), L (m), cotas do fundo do bueiro na entrada e na saída, Hw (m) admissível, velocidade média e máxima do escoamento no canal natural (m/s), assim como o tipo de bueiro e de entrada para a primeira tentativa;
- Adotar, como tentativa, um diâmetro de tubo assumindo uma velocidade média baseada nas características do canal e calcular a área A = Q/V;
- Determinar Hw para o bueiro escolhido, admitindo-se, primeiro, controle na entrada e depois controle na saída:

Para controle na entrada utilizar a Figura 22:

- Ligar com uma reta o diâmetro (D) e descarga (Q) e marcar a intercessão desta linha com a escala (1) de Hw/D;

- Caso sejam utilizadas as escalas (2) ou (3), estender horizontalmente o ponto de intercessão com (1) para escala (2) ou (3);

Fls. 1039
Proc. 17849/16
FCTH

- Calcular o valor de Hw: se este for muito elevado ou baixo, adotar outro diâmetro antes de calcular Hw para controle na saída;

Para controle na saída, calcular Hw a partir da Figura 23:

- Entrar no gráfico com o comprimento, coeficiente de entrada e diâmetro do tubo adotado;
- Ligar com uma reta os pontos correspondentes nas escalas de comprimento e de diâmetro, para se determinar o ponto de cruzamento na linha base;
- Ligar esse ponto da linha – base com a descarga e ler a carga na escala H;
- Calcula-se Hw pela seguinte equação:

$$Hw = H + ho - L \times i \qquad (63)$$

- para Hw superior ou igual ao topo do bueiro → ho = Hw;

- para Hw menor que o topo do bueiro → ho = (hc + D)/2 ou Hw, adotar o maior;

onde: hc = altura crítica e D = diâmetro do bueiro.

- se Hw for menor que hc (altura crítica), os nomogramas não deverão ser usados.

- Comparar os valores calculados de carga hidráulica e usar o valor mais elevado de Hw para determinar se o bueiro está sob controle na entrada ou na saída:
  - Se ocorrer controle na saída e Hw for inaceitável, deve-se escolher um diâmetro maior e calcular o correspondente valor de Hw através dos nomogramas de controle na saída;
  - Caso o menor diâmetro de bueiro tenha sido selecionado, satisfazendo o valor admissível de Hw através dos nomogramas de controle na entrada, este controle não precisará ser verificado para tubos com diâmetros superiores.

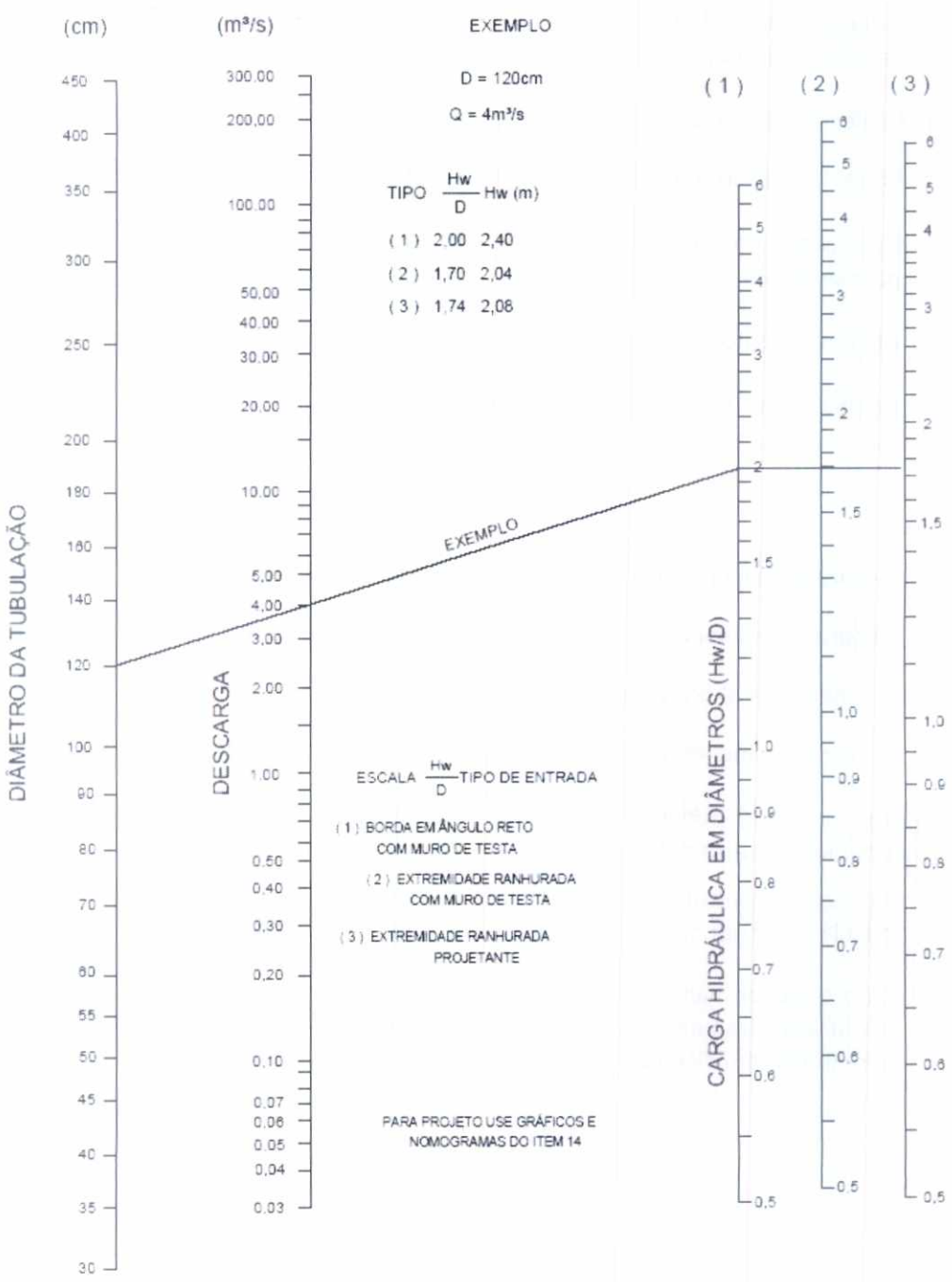


Figura 22 - Exemplo de Nomograma para Controle na Entrada

Fls. 1040
Proc. 17849/16

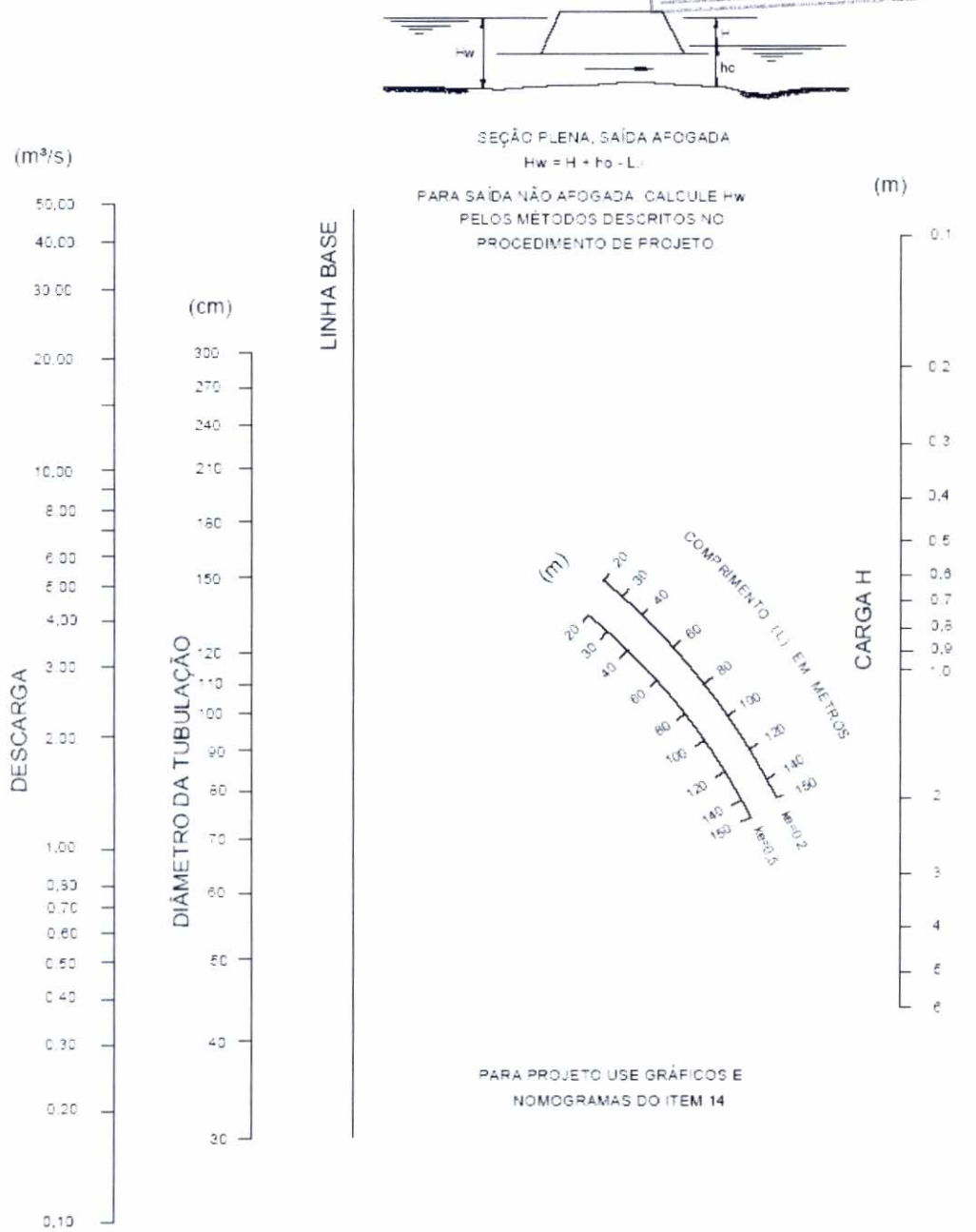


Figura 23 - Exemplo de Nomograma para Controle na Saída

Este manual apresenta no ANEXO 1 alguns gráficos de capacidade de bueiros para diversas situações, bem como alguns nomogramas relativos aos casos mais comuns.

Para maiores informações recomenda-se consultar os seguintes trabalhos: "*Hydraulic Charts for Selection of Highway Culverts*", Hydraulic Engineering Circular n° 5, December 5, 1965 e "*Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts*", Hydraulic Engineering Circular nº 10, march, 1965.

4.5.5.4 *Considerações Especiais sobre Bueiros*

A) *EROSÃO E SEDIMENTAÇÃO*

Os fenômenos de erosão e sedimentação são de difícil análise, não sendo suscetíveis de sistematização através de tabelas ou fórmulas. Nos casos em que houver dúvida quanto à possibilidade de ocorrência de erosão ou sedimentação, deve ser proporcionada suficiente proteção compatível com a importância da estrutura e das propriedades vizinhas.

- *CANAIS ARTIFICIAIS*: a declividade e a geometria de um canal artificial devem ser fixadas de maneira que os processos de erosão ou sedimentação que eventualmente ocorram sejam significativamente inferiores aos que seriam observados, admitindo-se a situação de canal natural.
- *CANAIS NATURAIS*: os canais naturais representam um sério desafio para o bom desempenho de um bueiro. Quando a declividade do canal a montante se reduz, existe grande possibilidade de ocorrer sedimentação. No caso de ocorrer suficiente cobertura do aterro, o bueiro pode ser elevado de cerca da metade do seu diâmetro sobre o greide do canal, desde que o consequente aumento do nível d'água a montante seja aceitável. Não sendo possível esta elevação, deve-se selecionar um bueiro de maior diâmetro. Por outro lado, quando houver um aumento da declividade nas proximidades do bueiro, deve ser providenciada proteção contra a erosão que aí possa ocorrer.

  A implantação de um bueiro em um canal natural deve ser precedida de uma inspeção local, para que fique estabelecido se as condições naturais do canal são de deposição, erosão ou de estabilidade.

- *CANAIS OBLÍQUOS AOS BUEIROS*: um bueiro, sempre que possível, deve ter o mesmo alinhamento do canal. Frequentemente, essa situação não ocorre, sendo necessário o uso de muros de ala e de testa, além de revestimento de fundo. Estes dispositivos têm o objetivo de proteger o canal contra a erosão, além de tornar a entrada mais eficiente.
- *TOMBAMENTO DA ENTRADA*: nos bueiros funcionando em regime livre (portanto sem pressão interna), porém com altas cargas desequilibradas, é comum surgirem grandes momentos de tombamento na estrutura de entrada, devido à predominância das forças de pressão. Este problema merece especial atenção, nos casos em que as profundidades a montante do bueiro atingem 5 metros ou mais. É conveniente, nesses casos, escolher um bueiro com menor diâmetro e que funcione em carga, de maneira que, as pressões internas e externas não sejam apreciavelmente diferentes, garantindo melhores condições de estabilidade à estrutura.

B) *ENTRADAS DE GALERIAS DE CONCRETO*

Os projetos de entradas de galerias de concreto devem, quanto aos aspectos hidráulicos, dispensar tantos cuidados quantos para o caso de bueiros circulares. Quanto mais elevado for o aterro e mais longo o conduto, tanto mais importante deve ser o projeto da entrada, tendo em vista reduzir os custos de implantação. Nos casos de aterros elevados, sob o ponto de vista estrutural, um bueiro de seção transversal reduzida representa sensível economia de

Fls. 1041
Proc. 17849/16
FCTH

investimento. Para condutos longos, a importância do custo do metro linear se torna ainda mais significativa.

O projetista, ao analisar as possibilidades de redução das dimensões do conduto, deve ter em conta os seguintes aspectos:

- Custo de entradas especiais;
- Pressões internas admissíveis no conduto;
- Sedimentação a montante;
- Velocidade na saída e erosão a jusante;
- Deposição de detritos na entrada;
- Carga hidráulica admissível a montante.

- *ENTRADAS COMUNS DE BUEIROS:* em geral, os bueiros são relativamente curtos, e o custo relativo de uma entrada é alto se comparado com o mesmo custo para o caso de um bueiro longo. Assim sendo, a entrada de um bueiro deve ser dimensionada de forma a oferecer proteção suficiente, a um custo relativamente baixo. Esta solução pode ser obtida através de muros de ala.

  Tendo-se em vista suas dimensões, as entradas de bueiros devem ser projetadas como muros de arrimo, e caso seja necessário, o uso de lajes de fundo a montante para impedir erosão do canal, estas devem resistir à subpressão.

- *ENTRADAS ESPECIAIS PARA BUEIROS*: entradas para bueiros não podem ser caracterizadas de forma geral, sendo impossível apresentar coeficientes, curvas ou tabelas para o projeto das mesmas. Uma entrada especial, frequentemente é escolhida, tendo em vista uma função específica, como a redução das perdas de carga na entrada a valores bem abaixo dos obtidos com entradas comuns, ou proporcionar a conversão de energia potencial (nível d'água elevado, a montante) em energia cinética (velocidade). Entradas especiais são também utilizadas para limitar a descarga no conduto, provocando armazenamento a montante e reduzindo a descarga de pico.

C) *ENTRADAS* DE CONDUTOS LONGOS

Os condutos longos apresentam custos elevados e exigem um trabalho detalhado de engenharia, planejamento e projeto. Nestes casos, as entradas são extremamente importantes para o perfeito funcionamento do conduto e devem receber especial atenção no seu projeto.

- *ENTRADAS ESPECIAIS*: a maior parte dos condutos longos requer considerações especiais quanto à estrutura de entrada, para satisfazer as características hidráulicas particulares do conduto. Geralmente, testes em modelos hidráulicos resultarão na construção de uma entrada mais eficiente e menos dispendiosa.

  - **Entradas de canais abertos:** devem ser analisadas os fatores que controlam as características do escoamento a jusante, além de um controle de velocidade e perda de

energia ao longo do condutto. As confluências de canais, em particular, devem ter cuidadoso projeto hidráulico para eliminar problemas de erosão, reduzir a ocorrência de ondas e minimizar os efeitos de remanso.

- **Transições:** as transições de condutos fechados para canais abertos devem ser projetadas com base nos conceitos de conservação de energia e de hidráulica de canais abertos. Normalmente, o projetista deverá ter como objetivo evitar excessiva perda de energia, ondas transversais e turbulência. São necessários, também, cuidados especiais com vista a evitar erosão e extravasamento do canal.

  Em geral, se o escoamento for tranquilo, pode-se utilizar uma transição ao longo da qual os eixos dos condutos se mantenham alinhados, com suas paredes formando um ângulo de cerca de 12°30'. Devem ser tomados cuidados contra a formação de ressalto hidráulico e de velocidades que possam proporcionar escoamentos torrenciais.

- **Grades:** a única função das grades nas entradas de bueiros é evitar a admissão de material que possa provocar a obstrução do mesmo. Observa-se, no entanto, que durante a ocorrência de grandes descargas, as grades se encontram bloqueadas por detritos, reduzindo drasticamente a capacidade do bueiro. Para que este fato não ocorra, o vão entre as suas barras deve ser suficientemente grande para permitir a passagem fácil, entre elas, dos materiais de menor porte. Um vão entre as barras de no mínimo metade a um terço da menor dimensão do bueiro será suficiente.

  - *Grades passíveis de tombamento*: em grandes bueiros onde as grades sejam necessárias, o uso do tipo passível de tombamento é o mais recomendado. Estas grades devem ser cuidadosamente projetadas, sob o ponto de vista estrutural, para que o tombamento se dê com uma carga hidrostática de cerca de metade da máxima carga admissível a montante. Este tombamento da grade deve desobstruir a seção do canal de forma a permitir uma operação adequada da entrada do bueiro. Isto pode ser obtido, por exemplo, usando-se como apoio um eixo descentrado na vertical, o que provoca o tombamento da grade quando da atuação de um empuxo em toda a vertical.

  - *Grades situadas a montante*: em substituição às grades passíveis de tombamento e quando houver risco à segurança, uma grade situada a montante da tomada, a uma distância razoável, é frequentemente a solução mais satisfatória. Este tipo de grade pode ser constituído por uma série de tubos verticais ou de postes cravados no canal de aproximação. Quando ocorrer bloqueio da grade, a água ficará represada até atingir níveis suficientes para passar por cima da mesma, atingindo o bueiro.

Fls. 1042
Proc. 17849/16

5. PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM

As obras de macrodrenagem compreendem as estruturas de condução principais da bacia e, em geral, originam-se nos elementos de drenagem como rios e córregos naturais e suas ampliações e canalizações. A macrodrenagem tem o papel concentrador e condutor das águas pluviais da bacia, recebendo as contribuições de diversos subsistemas da microdrenagem.

5.1 ELEMENTOS QUE COMPÕE O SISTEMA DE MACRODRENAGEM

O sistema de macrodrenagem é constituído, em geral, por estruturas de maiores dimensões, sendo elas, canais naturais ou construídos, reservatórios de detenção, reservatórios de retenção e de galerias de maiores dimensões.

- Dispositivos de armazenamento

A utilização de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não tem sido uma tradição no Brasil. A literatura técnica internacional mostra, contudo, que esse tipo de instalação vem sendo crescentemente utilizado praticamente em todos os países de primeiro mundo há mais de vinte anos.

A filosofia atualmente adotada é no sentido de propiciar maiores tempos de permanência das águas precipitadas sobre uma dada bacia com o propósito de reduzir as vazões de pico excessivamente elevadas nos pontos mais a jusante da mesma.

A partir de então, os dispositivos de detenção passaram a ter uma especial importância nos projetos de drenagem urbana. Além do que já foi dito, acrescentam-se os benefícios de caráter ambiental e estabilidade morfológica dos cursos d´água receptores que, com isto, não tem a mesma amplitude de variação de vazões escoadas, conforme ocorre nos projetos em que se contemplam apenas as soluções de canalização.

A função básica dos dispositivos de armazenamento é a de retardar as águas precipitadas sobre uma dada área, de modo a contribuir para a redução das vazões de pico de cheias em pontos a jusante.

Os dispositivos de armazenamento compreendem dois tipos distintos que são os de *controle na fonte* e os de *controle a jusante*.

Os dispositivos de *controle na fonte* são instalações de pequeno porte colocadas próximas ao local de origem do escoamento superficial de modo a permitir uma utilização mais eficiente da rede de drenagem a jusante. Esse tipo de dispositivo possui grande flexibilidade em termos de escolha de local de implantação, apresenta possibilidade de padronização da instalação, permite uma melhoria das condições de drenagem a jusante, bem como do controle em tempo real das vazões. Permite, ainda, um incremento de capacidade de drenagem global do sistema. Por outro lado, dificulta o monitoramento e a manutenção destas pequenas unidades quando instaladas em grande número e em diferentes locais, implicando em elevados custos de manutenção.

É necessário destacar que não há uma distinção clara entre os dois tipos de dispositivos mencionados, existindo dispositivos que se enquadram em ambos os tipos.

A Tabela 19, dá uma visão geral dos diferentes tipos de dispositivos de armazenamento ou retenção normalmente utilizados.

Tabela 19 - Classificação dos Dispositivos de Armazenamento ou Detenção

Controle na fonte	Disposição local	1. Leitos de Infiltração 2. Bacias de percolação 3. Pavimentos Porosos
	Controle de entrada	1. Telhados 2. Estacionamentos
	Detenção na origem	1. Valas 2. Depressões secas 3. Lagos Escavados 4. Reservatórios de concreto 5. Reservatório tubular
Controle a jusante	Detenção em linha	1. Rede de galerias 2. Reservatório tubular 3. Reservatório de concreto 4. Túnel em rocha 5. Reservatório aberto
	Detenção lateral	1. Reservatórios laterais

- A Disposição Local

O termo disposição local é utilizado para as instalações que se valem da infiltração e da percolação para o afastamento das águas de chuva. Essa prática procura aproveitar as próprias condições naturais de encaminhamento das águas precipitadas para as tormentas de pequena magnitude.

Quando as condições de solo assim o permitirem, as águas precipitadas em áreas impermeáveis são encaminhadas para um local com cobertura vegetal para infiltração no solo.

Caso não haja disponibilidade de local para infiltração, as águas de chuva podem ser conduzidas a um dispositivo subterrâneo de armazenamento para posterior percolação no solo.

- Controle de Entrada

As águas de chuva podem ser controladas em sua origem por meio de detenção no próprio local onde precipitam, mediante estrangulamento das entradas no sistema de escoamento. Dessa maneira, o volume de detenção pode ser obtido em locais adequadamente preparados para isso como telhados, áreas de estacionamento, pátios industriais e outras áreas julgadas adequadas.

- Detenção na Origem

A detenção na origem caracteriza-se por um "congestionamento" de todos os dispositivos de armazenamento que se situam a montante do sistema de afastamento das águas.

A primeira diferença entre a detenção na origem, a disposição local e o controle de entrada, consiste na magnitude da área a ser interceptada. A detenção na origem geralmente intercepta o

Fls. 1043
Proc. 17849116

escoamento superficial de várias parcelas isoladas de uma dada área ou mesmo de uma única área dividida em segmentos distintos. A detenção na origem pode ser conseguida a partir da construção adequada de valas, fossos secos, lagos, reservatórios de concreto, reservatórios tubulares (tubos agrupados), entre outros.

5.2 COLETA E ANÁLISE DE DADOS

Determinadas informações referentes à bacia de drenagem deverão ser levantados para o início de um projeto de macrodrenagem para solucionar problemas de drenagem típicos de áreas urbanas, estas informações precisam passar primeiramente por uma coleta e análise dos seguintes dados:

- Cartografia para a delimitação da bacia e das sub-bacias em estudo, relativas aos locais em que se pretende adotar reservatórios de amortecimento;
- Dados sobre as condições atuais e futuras de uso do solo e de cobertura vegetal:
  - visitas a campo;
  - planos existentes e projeto de zoneamento;
  - tipos predominantes de solo como, areia, argila, silte, assim como combinações possíveis, grau de suscetibilidade à erosão e outras características relevantes;
  - grupo hidrológico dos solos A, B, C e D, conforme definido pelo Soil Conservation Service, tendo por base as informações disponíveis em cada sub-bacia;
  - declividade nominal;
  - porcentagem de impermeabilização;
  - coeficientes de escoamento superficial tendo em vista a aplicação do método racional;
  - número de curva (CN) tendo em vista a utilização da metodologia hidrológica do SCS, com base nas características dos solos e respectivos usos;
  - tempos de concentração e tempos totais de escoamento necessários para uso do hidrograma unitário, como também para a utilização de modelos hidrológicos.
- Informações sobre o histórico de tormentas da região, principalmente aquelas que causaram problemas de inundação nas áreas de estudo.
- Sondagens para identificar a posição do lençol freático;
- Seleção de áreas passíveis para implantação de reservatórios de amortecimento.

O impacto da urbanização, assim como de outras alterações no uso do solo, têm grande influência no incremento das vazões máximas de escoamento superficial, como também na determinação da qualidade das águas, portanto tanto as condições futuras como as atuais devem ser devidamente avaliadas.

As condições atuais de uso e ocupação do solo devem ser analisadas com base nas informações disponíveis, assim como em reconhecimento de campo.

5.3 DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS

5.3.1 Vazão de projeto para macrodrenagem

Para o cálculo da vazão de projeto é proposto o método Soil Conservation Service do Bureau of Reclamation dos Estados Unidos - SCS. Este método foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação de Solos do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (SCS-USDA) para o cálculo do escoamento superficial direto gerado em uma bacia ou área de contribuição. Na Figura 24 é a seguir é apresentado um esquema geral do método e seus parâmetros.

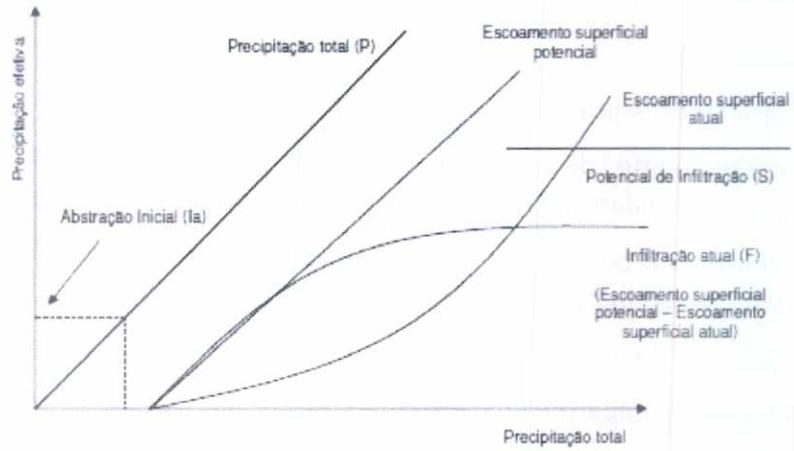


Figura 24 - Representação Gráfica do Método SCS

O método do SCS impõe a estimativa do CN – Curve Number do solo como um de seus parâmetros de cálculo para definição do escoamento superficial direto relativo à área permeável. Significa dizer que o CN representa a relação entre o volume de água escoado de uma área e o total de chuva intensa por ela recebida ou precipitada, este método será explicado mais detalhadamente no item 5.3.1.4 - Determinação da Chuva Excedente.

5.3.1.1 *Tormenta de Projeto*

As chuvas de projeto ou tormentas de projeto que devem ser utilizadas no município de Praia Grande, para as bacias componentes do município e seus respectivos períodos de retornos são apresentadas a seguir:

Fls. 1044
Proc. 17849/16
FCTH

Tabela 20 - Tormentas de Projeto para o Município de Praia Grande

TR (anos)	Chuva de Projeto de 24 horas (mm)
25	301,9
50	334,2
100	366,1

5.3.1.2 *Tempo de Concentração*

O método a ser adotado nos projetos de macrodrenagem será o método cinemático. A metodologia para o cálculo do tempo de concentração é apresentada no item 4.4.3, página 27 deste manual.

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

onde:

t_c = tempo de concentração (min);

L_i = comprimento de cada trecho homogêneo (m);

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

No caso de superfícies não pavimentadas, recomenda-se a utilização do método da onda Cinemática-Manning.

$$t_c = \frac{5{,}474 \times (n \times L)^{0{,}8}}{P_{24}{}^{0{,}5} \times S^{0{,}4}}$$

onde:

tc = tempo de concentração (min);

S = declividade (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning (conforme Tabela 9);

L = comprimento do escoamento (m);

P_{24} = precipitação de projeto (mm) com 24 horas de duração e período de retorno correspondente.

Outra fórmula bastante empregada no meio técnico para o cálculo do tempo de concentração para projetos de macrodrenagem é a proposta por George Ribeiro, que considera o percurso sobre o curso d´água:

$$t_c = \frac{16 \times L}{(1{,}05 - 0{,}2 \times p_r) \times (100 \times I)^{0{,}04}} \quad (64)$$

onde:

tc = tempo de concentração (min);

L = comprimento do curso d´água (km);

p_r = parâmetro dado pela porção da bacia coberta por vegetação;

I = declividade média do talvegue principal (m/m).

5.3.1.3 *Período de Retorno*

O período de retorno mínimo a ser utilizado na determinação da vazão de projeto e consequentemente nos projetos de macrodrenagem em Praia Grande é de 100 (cem) anos.

No entanto, caso o projetista não tenha a disponibilidade de implantar uma obra com um nível de porte referente a 100 anos, é possível o escalonamento por etapas, partindo de um período de retorno de 25 anos, depois 50 anos e por fim 100 anos, nunca esquecendo de que para garantir a efetiva complementação das obras, é preciso reservar espaços para a devida expansão, por exemplo, a adoção de faixas *non aedificandi* ou de faixas marginais de proteção.

5.3.1.4 *Determinação da Chuva Excedente*

O escoamento superficial direto ou precipitação excedente é a parcela da precipitação total que escoa inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e posteriormente em cursos de água maiores e mais bem definidos. A chuva excedente é a maior responsável pelas vazões de cheia principalmente em bacias pequenas e urbanizadas. A equação seguinte fornece o volume de escoamento superficial direto.

$$V_{esd} = AD \times H_{exc} \quad (65)$$

onde:

V_{esd} = escoamento superficial direto;

AD = área de drenagem;

Fls. 1045
Proc. 17849/16
FCTH

H_{exc} = lâmina ou chuva excedente.

Distinguem-se duas abordagens principais para o cálculo da chuva excedente:

a) a chuva excedente é calculada diretamente por meio de relações funcionais que levam em conta o total precipitado, o tipo de solo, sua ocupação, umidade antecedente, etc.

Estes métodos baseiam-se normalmente em relações empíricas, alguns de frágil fundamentação teórica. São largamente utilizados, entretanto, pois normalmente são de uso fácil e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento. Exemplos típicos desta classe de métodos são os consagrados métodos do número da curva do SCS (Soil Conservation Service).

b) a chuva excedente é calculada por meio da determinação das perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras.

$$H_{exc} = P \times h_{perdas} \quad (66)$$

onde:

h_{perdas} = representa o total das perdas;

P = total precipitado.

Estes métodos baseiam-se em fórmulas de infiltração que procuram representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. As fórmulas de Horton e Green-Ampt são exemplos típicos desta categoria.

Neste manual será descrito método do Soil Conservation Service por ser um método de fácil aplicação, largamente usado no meio técnico e que resultam em bons resultados.

A estimativa do CN – Curve Number do solo depende da análise e definição de três fatores:

- tipo de solo;
- uso e ocupação do solo e;
- umidade antecedente do solo.

O parâmetro CN deve ser estimado com base nas características atuais da bacia, já que representa a parcela permeável do solo, responsável pela infiltração.

Este método foi adaptado para as condições do Estado de São Paulo. A fórmula proposta pelo SCS é:

$$Q = \frac{(P - 0{,}2 \cdot S)^2}{P + 0{,}8 \cdot S} \text{ para } P \geq 0{,}2.S \quad (67)$$

onde:

Q: escoamento superficial direto (mm);

P: precipitação (mm);

S: retenção potencial do solo (mm).

O valor de S depende do tipo de solo e pode ser determinado facilmente por tabelas próprias. A quantidade "$0{,}2 \cdot S$" é uma estimativa das perdas iniciais devidas à interceptação e retenção em depressões. Por esta razão impõe-se a condição $P \geq 0{,}2 \cdot S$.

Para facilitar a solução gráfica da equação faz-se a seguinte mudança de variável:

$$CN = \frac{1000}{10 + \left(\frac{S}{25{,}4}\right)} \tag{68}$$

Onde CN é chamado de Número da Curva e varia entre 0 e 100. Os valores de CN dependem de três fatores:

- umidade antecedente do solo;
- tipo de solo;
- ocupação do solo.

Quando $P < 0{,}2S$ a chuva excedente é nula. O parâmetro pode ser relacionado com o fator CN pela seguinte expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{69}$$

O método do SCS distingue 3 condições de umidade antecedente do solo, de acordo a Tabela 21 a seguir.

Tabela 21 - Condições de Solo

Condição I – Solos secos: As chuvas nos últimos dias não ultrapassam 15 mm.
Condição II – Situação muito frequente em épocas chuvosas - as chuvas nos últimos 5 dias totalizam entre 15 e 40 mm.
Condição III – Solo úmido (próximo da saturação): as chuvas nos últimos dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

Fls. 1046
Proc. 17849/16

As tabelas para a obtenção de CN referem-se sempre à condição II. A transformação do CN para as outras condições de umidade é feita através das seguintes fórmulas.

$$CN_I = \frac{4{,}2 \times CN_{II}}{10 - 0{,}058 \times CN_{II}} \quad (70)$$

$$CN_{III} = \frac{23 \times CN_{II}}{10 + 0{,}13 \times CN_{II}} \quad (71)$$

O SCS distingue em seu método 5 grupos hidrológicos de solos. A adaptação do trabalho daquela entidade para o Estado de São Paulo classificou os tipos de solos como se segue.

- **Grupo A**: Solos arenosos com baixo teor de argila total inferior a 8%. Não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1 m. O teor de húmus é muito baixo não atingindo 1%;
- **Grupo B**: Solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir respectivamente a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada do que a camada superficial;
- **Grupo C**: Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30% mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas estes dois limites máximos podem ser 40% e 1 m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade;
- **Grupo D**: Solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados;
- **Grupo E**: Solos barrentos como C, mas com camada argilosa impermeável ou com pedras ou sem tal camada, mas o teor de argila superando 40%. No caso de terras roxas esse teor pode subir a 60% (no caso D pode subir a 45%).

A ocupação do solo é caracterizada pela sua cobertura vegetal e pelo tipo de defesa contra erosão eventualmente adotada. Os valores de CN podem ser obtidos através das curvas de Escoamento Superficial de Chuvas Intensas conforme o tipo hidrológico do solo e sua cobertura vegetal. A simplicidade e praticidade do método proposto pelo SCS tornaram-no extremamente popular e difundido entre profissionais de todo o mundo.

Seu uso, entretanto, não pode ser feito indiscriminadamente e os seguintes aspectos devem ser levados em conta:

- a fórmula proposta pelo SCS é empírica e teoricamente inconsistente se for transformada em fórmula de infiltração;
- a fórmula do SCS foi determinada para chuvas diárias. A sua aplicação para intervalos de tempo menores que um dia é uma extrapolação que não encontra respaldo em estudos experimentais ou teóricos. É possível demonstrar que a fórmula dá melhores resultados quando a precipitação não apresenta grandes variações temporais;
- o SCS não apresenta informações que fundamentem sua afirmação de que a perda inicial é aproximadamente igual a "$0{,}2 \cdot S$".

Tabela 22 - Valores para o CN em função do Tipo de Uso do Solo e do Grupo Hidrológico

Tipo de uso do solo/Tratamento		Grupo Hidrológico			
Condições hidrológicas		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
até 500 m²	65	77	85	90	92
1000 m²	38	61	75	83	87
1500 m²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
Pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Cultura de grãos					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	boas	61	73	81	84
Pasto:					
s/ curva de nível	condições ruins	68	79	86	89
	médias	49	69	79	84
	boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	médias	25	59	75	83
	boas	6	35	70	79

Fls. 1047
Proc. 17849/16

Tipo de uso do solo/Tratamento	Grupo Hidrológico			
Condições hidrológicas	A	B	C	D
Campos				
condições boas	30	58	71	78
Florestas				
condições ruins	45	66	77	83
condições boas	36	60	73	79
condições médias	25	55	70	77

Para a condição referente ao ano de 2010 das bacias hidrográficas do município de Praia Grande sugere-se adotar os valores de CN de acordo com a Tabela 23 e a Figura 25 para as áreas permeáveis considerando a condição II de umidade antecedente do solo. Nesses valores não foram avaliadas as parcelas impermeáveis, para tanto será necessário o cálculo das porcentagens destas áreas para as condições futuras em que o projeto será implantado, isto é, o nível esperado de impermeabilização, de acordo com as projeções de evolução do uso e ocupação do solo da bacia. A Figura 25 mostra o mapa dos CNs para o município de Praia Grande

Tabela 23 - CN médios permeáveis obtidos para as bacias do município de Praia Grande

Bacia Hidrográfica	CN
Xixová	57
Praião	38
Guaramar	56
Antártica	57
Tupi	61
Quietude	54
Acaraú	47
Forte Itaipu	66
Faixa Oceânica	54
Rio Branco	34
Itinga	50

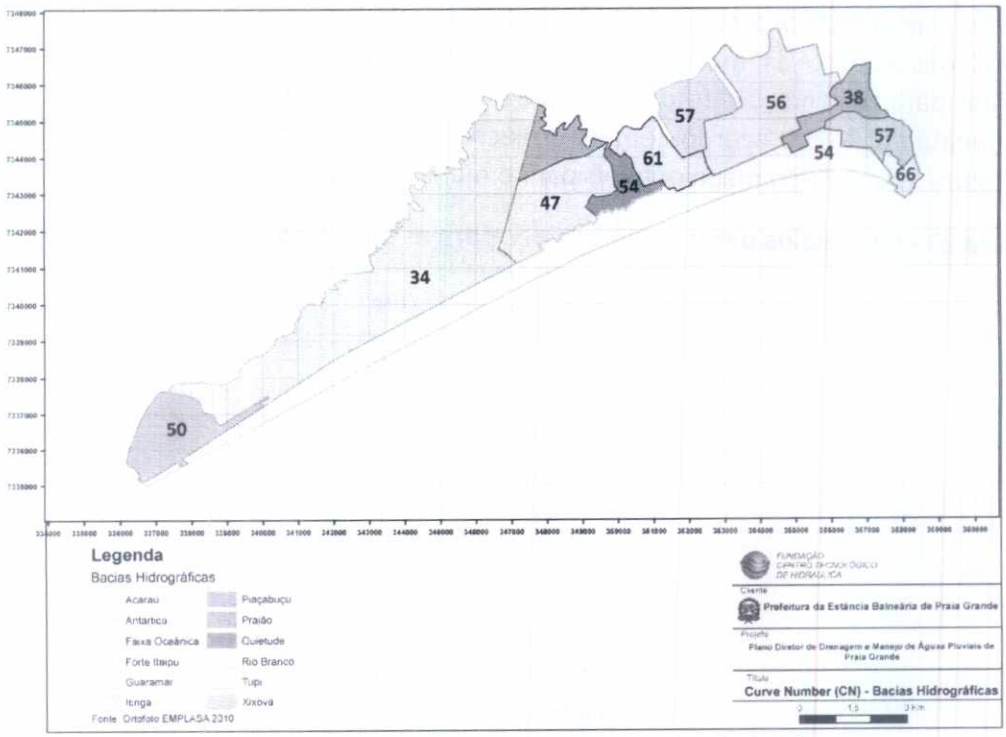


Figura 25 - Mapa com o CN para o município de Praia Grande

Fls. 1048
Proc. 17849/16
PCTH

5.3.1.5 *Simulação de Transformação Chuva-Vazão*

As simulações são necessárias para identificar os problemas de drenagem e propor soluções. Os modelos para a simulação são sub-divididos de acordo com as necessidades do sistema de drenagem e do problemas existentes:

- No modelo *bacia* são representados os principais processos de transformação da chuva em vazão;
- No modelo *canal* a vazão é transportada pelos canais e condutos através do sistema de drenagem, que podem ser naturais ou construídos;
- No modelo *reservatório* é representado o amortecimento das vazões nos reservatórios através do balanço entre os volumes de entrada e saída.

A) *SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO*

Neste tipo de modelo são obtidos os hidrogramas ou as vazões que chegam aos componentes do sistema de drenagem, a partir da transformação da chuva em vazão.

Cada um dos processos hidrológicos que ocorrem na bacia (precipitação, perdas iniciais, infiltração e escoamento superficial) pode ser tratado com um algoritmo específico, até a determinação final do escoamento superficial que será utilizado para o dimensionamento.

O modelo precisa ser capaz de representar os cenários de urbanização, com as condições de infiltração, dadas pelo tipo e uso do solo. Os processos necessários são constituídos basicamente por:

- Precipitação;
- Transformação da chuva em vazão: separação do escoamento e propagação do escoamento superficial.

a) Precipitação

A determinação da precipitação para a simulação é feita a partir dos seguintes elementos:

- Chuva de projeto;
- Tempo de concentração;
- Duração crítica da chuva;
- Aplicar o fator de redução espacial da chuva para áreas superiores a 25 km² (Figura 6);
- Obter a distribuição temporal crítica: método dos blocos alternados ou método de Huff.

Blocos Alternados: a distribuição de totais de chuva é feita em intervalos de tempo contidos na duração total. O método segue os seguintes passos:

- Seleciona-se a duração da tormenta (t_d) e o intervalo de discretização (t);
- Por meio da equação IDF de Cubatão é feita a discretização para uma chuva de projeto de 24 horas:

$$i_{t,T} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050} \cdot \left[-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

onde:

i: Intensidade da precipitação, correspondente à duração t e período de retorno T (mm/min);

t: Discretização da precipitação (min);

T: Período de retorno (anos) = 100 anos.

Tem-se:

$$i_{t,100} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050} \cdot \left[-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln\left(\frac{100}{100-1}\right)\right]$$

$$r = \left(\frac{i_{t,100}}{i_{24,100}}\right) \quad (72)$$

onde:

r = relação entre os valores médios das chuvas máximas de t horas e de 24 horas;

t = intervalo de discretização da chuva (h).

- Por meio da seguinte relação são determinadas as alturas de chuva acumuladas até o último intervalo de tempo;

$$h_{acum} = r \times P \quad (73)$$

onde:

h_{acum} = altura de chuva acumulada (mm);

P = chuva de projeto (mm).

- Calculam-se os incrementos dos totais acumulados (dh);
- Os incrementos ou blocos obtidos são rearranjados numa sequência tal, que no centro da duração da tormenta, se situe o bloco maior, e em seguida os demais blocos são dispostos

em ordem decrescente, um à direita e o outro à esquerda do bloco maior, alternadamente (hdist).

Dur	hacum	dh	hdist
0,1	28,46	28,46	3,38
0,2	48,93	20,48	3,72
0,3	64,78	15,84	4,16
0,4	77,63	12,86	4,73
0,5	88,43	10,79	5,49
0,6	97,72	9,29	6,55
0,7	105,87	8,15	8,15
0,8	113,14	7,27	10,79
0,9	119,69	6,55	15,84
1,0	125,66	5,97	28,46
1,1	131,15	5,49	20,48
1,2	136,23	5,08	12,86
1,3	140,96	4,73	9,29
1,4	145,39	4,43	7,27
1,5	149,55	4,16	5,97
1,6	153,48	3,93	5,08
1,7	157,20	3,72	4,43
1,8	160,74	3,54	3,93
1,9	164,12	3,38	3,54
2,0	167,35	3,23	3,23

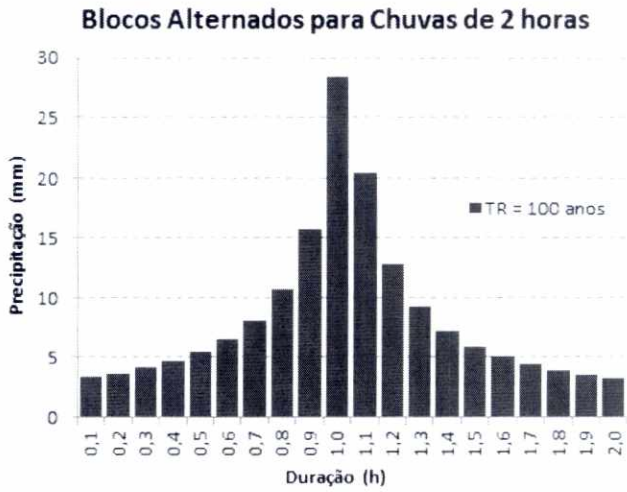


Figura 26 - Exemplo de Aplicação dos Blocos Alternados para t_d=2h e t=0,1h

Huff: é um método baseado em eventos de chuvas observados nos EUA, em que as mesmas foram classificadas conforme o quartil de duração, dentro do qual se verificavam as maiores intensidades de precipitação, originando tormentas de primeiro, segundo, terceiro e quarto quartis.

A Figura 27 apresenta as distribuições temporais para os quatro quartis e a Figura 28 mostra um exemplo de aplicação.

t/td	Pt/Ptotal			
	1o. quartil	2o. quartil	3o. quartil	4o. quartil
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,160	0,030	0,030	0,020
0,10	0,330	0,080	0,060	0,050
0,15	0,430	0,120	0,090	0,080
0,20	0,520	0,160	0,120	0,100
0,25	0,600	0,220	0,150	0,130
0,30	0,660	0,290	0,190	0,160
0,35	0,710	0,390	0,230	0,190
0,40	0,750	0,510	0,270	0,220
0,45	0,790	0,620	0,320	0,250
0,50	0,820	0,700	0,380	0,280
0,55	0,840	0,760	0,450	0,320
0,60	0,860	0,810	0,570	0,350
0,65	0,880	0,850	0,700	0,390
0,70	0,900	0,880	0,790	0,450
0,75	0,920	0,910	0,850	0,510
0,80	0,940	0,930	0,890	0,590
0,85	0,960	0,950	0,920	0,720
0,90	0,970	0,970	0,950	0,840
0,95	0,980	0,980	0,970	0,920
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000

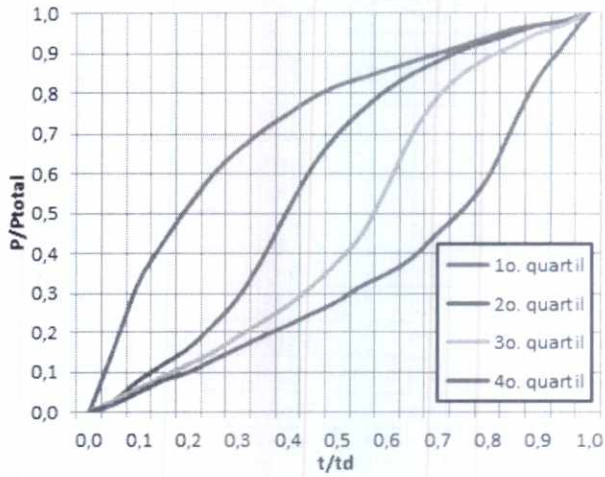


Figura 27 - Distribuições de Huff
Fonte: HUFF, 1990

Dur	Tretorno	1º quartil		2º quartil		3º quartil		4º quartil	
0,0	100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	100	26,78	26,78	5,02	5,02	5,02	5,02	3,35	3,35
0,2	100	55,22	28,45	13,39	8,37	10,04	5,02	8,37	5,02
0,3	100	71,96	16,73	20,08	6,69	15,06	5,02	13,39	5,02
0,4	100	87,02	15,06	26,78	6,69	20,08	5,02	16,73	3,35
0,5	100	100,41	13,39	36,82	10,04	25,10	5,02	21,76	5,02
0,6	100	110,45	10,04	48,53	11,71	31,80	6,69	26,78	5,02
0,7	100	118,82	8,37	65,27	16,73	38,49	6,69	31,80	5,02
0,8	100	125,51	6,69	85,35	20,08	45,18	6,69	36,82	5,02
0,9	100	132,20	6,69	103,75	18,41	53,55	8,37	41,84	5,02
1,0	100	137,22	5,02	117,14	13,39	63,59	10,04	46,86	5,02
1,1	100	140,57	3,35	127,18	10,04	75,31	11,71	53,55	6,69
1,2	100	143,92	3,35	135,55	8,37	95,39	20,08	58,57	5,02
1,3	100	147,26	3,35	142,24	6,69	117,14	21,76	65,27	6,69
1,4	100	150,61	3,35	147,26	5,02	132,20	15,06	75,31	10,04
1,5	100	153,96	3,35	152,29	5,02	142,24	10,04	85,35	10,04
1,6	100	157,31	3,35	155,63	3,35	148,94	6,69	98,73	13,39
1,7	100	160,65	3,35	158,98	3,35	153,96	5,02	120,49	21,76
1,8	100	162,33	1,67	162,33	3,35	158,98	5,02	140,57	20,08
1,9	100	164,00	1,67	164,00	1,67	162,33	3,35	153,96	13,39
2,0	100	167,35	3,35	167,35	3,35	167,35	5,02	167,35	13,39

Figura 28 - Exemplo de Aplicação do Método de Huff para uma chuva de 2h de duração e intervalo de discretização de 0,1h

Fls. 1050
Proc. 17849/16
FCTH

b) Transformação chuva-vazão e propagação superficial com o hidrograma unitário do SCS

O recomendado neste manual é a utilização do modelo de precipitação-vazão do SCS com a propagação superficial pelo hidrograma unitário triangular do SCS.

- *Separação do escoamento*

A metodologia para o cálculo do escoamento superficial está apresentada no item 5.3.1.4, página 86 deste manual.

- *Determinação do hidrograma unitário*

O método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service é recomendado para bacias com áreas de contribuição superiores a 4 km^2 ou quando é necessário o conhecimento da distribuição temporal das vazões e do volume da cheia.

Este método foi proposto para bacias rurais e adaptado para bacias urbanas, muito utilizado no meio técnico, pois é possível estimar as vazões para bacias sem dados, com base nas características do solo e ocupação.

O hidrograma unitário está representado na Figura 29.

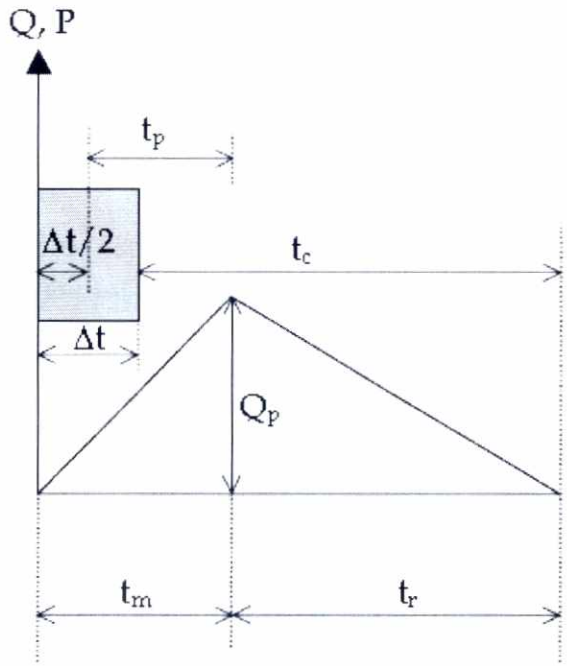


Figura 29 - Hidrograma Triangular

Alguns parâmetros iniciais precisam ser determinados para a geração do hidrograma unitário:

1º) Determinar o tempo de concentração (t_c) da bacia;

2º) Determinar o parâmetro o tempo máximo de vazão (t_m) ou tempo de pico

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0{,}6t_c \quad (74)$$

onde:

Δt = intervalo de tempo de simulação, isto é, a duração da precipitação;

tc = tempo de concentração da bacia.

3º) Determinar o tempo de pico do hidrograma (tp)

$$t_p = 0{,}6t_c \quad (75)$$

4º) Determinar o tempo de recessão do hidrograma (t_r)

$$t_r = 1{,}67t_p \quad (76)$$

5º) Determinar o tempo de base do hidrograma (tb)

$$t_b = t_m + t_r \quad (77)$$

6º) Determinar a vazão de pico (Qp) utilizando a equação seguinte:

$$Q_p = \frac{0{,}208 \times A}{t_m} \quad (78)$$

onde:

Q_p = vazão máxima do hidrograma triangular em m^3/s;

A = área da bacia em km^2.

Caso Δt seja adotado como o intervalo de tempo, recomenda-se que $\Delta t = t_p/5$.

- *Propagação do escoamento*

O hidrograma resultante é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por:

Fls. 1051
Proc. 17849/16
FCTH

$$Q_t = \sum_{i=1}^{t} Pef_i h_{t-i+1} \text{ para } t < k \quad (79)$$

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^{t} Pef_i h_{t-i+1} \text{ para } t \geq k \quad (80)$$

onde:

Q_t = vazão de saída da bacia (m^3/s), são as ordenadas do hidrograma de projeto resultante;

h = ordenadas do hidrograma unitário triangular ($m^3/s/mm$);

P_{ef} = valores de precipitação efetiva no intervalo de tempo (mm);

k = número de ordenadas do hidrograma unitário, que pode ser obtido por k = n – m +1, onde m é o número de valores de precipitação e n é o número de valores de vazões do hidrograma.

O hidrograma de projeto final é obtido pela soma das ordenadas destes hidrogramas parciais, defasados entre si de um intervalo de cálculo. O pico deste hidrograma corresponde à vazão de projeto a ser adotada e a área definida pelo hidrograma corresponde ao volume total.

Este cálculo pode ser realizado utilizando softwares de simulação hidrológica como HEC-HMS e CABC em que estão disponíveis esta metodologia.

A Figura 30 mostra o exemplo de aplicação da convolução do hidrograma unitário.

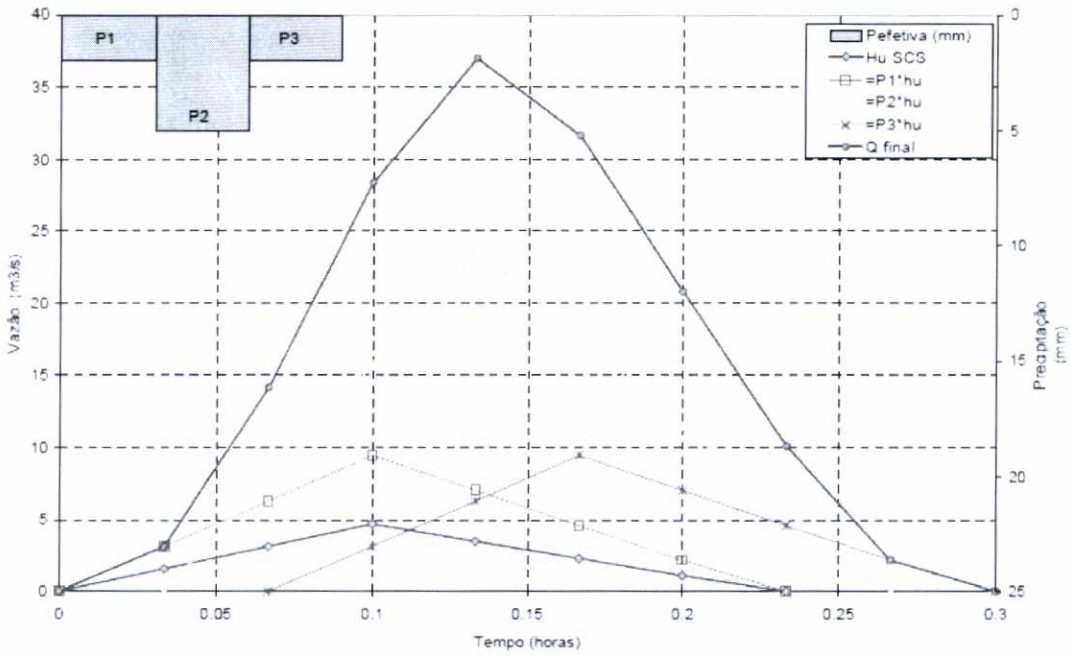


Figura 30 - Exemplo de Convolução do Hidrograma Unitário
Fonte: PORTO ALEGRE (2005)

- *Exemplo de aplicação para dimensionamento da macrodrenagem*

Primeiramente deve-se fazer uma avaliação da situação atual da bacia onde se deseja fazer o projeto. Os passos são os seguintes:

a) Definição do período de retorno (item 5.3.1.3);

b) Definição da tormenta de projeto (item 5.3.1.1);

c) Características da bacia:

- Área em quilômetros quadrados;
- Comprimento da drenagem principal em metros;
- Desnível em metros;
- Tempo de concentração em minutos (item 5.3.1.2);
- CN da bacia (item 5.3.1.4).

Com estes dados é possível o cálculo dos seguintes parâmetros necessários para a realização da simulação de transformação de chuva em vazão:

- armazenamento e perdas iniciais
- duração da chuva, recomenda-se que seja duas vezes o tempo de concentração ($2.t_c$);
- discretização da chuva, recomenda-se um quinto do tempo de concentração ($\Delta t = t_c/5$);
- número de intervalos de tempo ($N_{int} = t/\Delta t$).

Determinados os parâmetros, o passo seguinte é definir a precipitação efetiva, o acompanhamento do cálculo pode ser acompanhado pela Tabela 24:

1º) Considerar o fator de redução espacial da chuva para áreas superiores a 25 km² (página 93);

2º) Desagregação acumulada da chuva de projeto, de acordo com a metodologia apresentada na página 94 ➔ **Coluna 3**;

$$i_{t,100} = 25{,}1025(t+20)^{-0{,}7522} + 6{,}4266(t+20)^{-0{,}7050} \cdot \left[-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln\left(\frac{100}{100-1}\right)\right]$$

$$r = \left(\frac{i_{t,100}}{i_{24,100}}\right) \qquad (81)$$

onde:

r = relação entre os valores médios das chuvas máximas de t horas e de 24 horas;

t = intervalo de discretização da chuva (h).

Fls. 1052
Proc. 17849/16
FCTH

3º) Reordenamento da chuva pelo método dos Blocos Alternados (página 95) ➔ **Colunas 4 e 5**;

4º) Acumula-se a chuva até o último intervalo ➔ **Coluna 6**;

5º) Cálculo da chuva efetiva ou excedente através da metodologia descrita no item 5.3.1.4 para cada intervalo ➔ **Coluna 7**:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0{,}2S)^2}{P + 0{,}8S} \tag{82}$$

onde:

Q = escoamento superficial direto (mm);

P = é a precipitação (mm);

S = retenção potencial do solo (mm).

Obs.: sempre que $P \leq 0{,}2.S$ ➔ $P_{ef}^* = 0$.

6º) Desacumula e reordena segundo o método dos Blocos Alternados (página 95) ➔ **Colunas 8 e 9**.

A Tabela 24 mostra um exemplo dos resultados de um cálculo de precipitação:

Tabela 24 - Exemplo de Cálculo de Precipitação**

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8	Col 9
Nint	Δt (min)	P_{acum} (mm)	dh (mm)	$P_{blocos\ alternados}$ (mm)	P (mm)	P_{ef} (mm)	P_{ef}^* (mm)	Chuva (mm)
1	2	5,30	5,30	1,77	1,77	0,62	0,00	0,00
2	4	9,43	4,13	2,34	4,11	0,09	0,00	0,95
3	6	12,77	3,34	3,34	7,45	0,11	0,02	1,32
4	8	15,53	2,77	5,30	12,74	1,43	1,32	1,77
5	10	17,88	2,34	4,13	16,87	3,20	1,77	1,44
6	12	19,90	2,02	2,77	19,64	4,64	1,44	1,16
7	14	21,66	1,77	2,02	21,66	5,80	1,16	0,02
8	16	23,22	1,56	1,56	23,22	6,75	0,95	0,00

** 0,2S = 5,64 mm

Na sequência determina-se os principais parâmetros do hidrograma unitário, de acordo com o procedimento apresentado na página 97 deste Manual. A Figura 31 exemplifica um hidrograma unitário.

- Área e tempo de concentração;
- Tempo de pico (t_p);
- Vazão máxima: tempo máximo (t_m) e vazão de pico (Q_p);

- Tempo de recessão (t_r);
- Tempo de base (t_b).

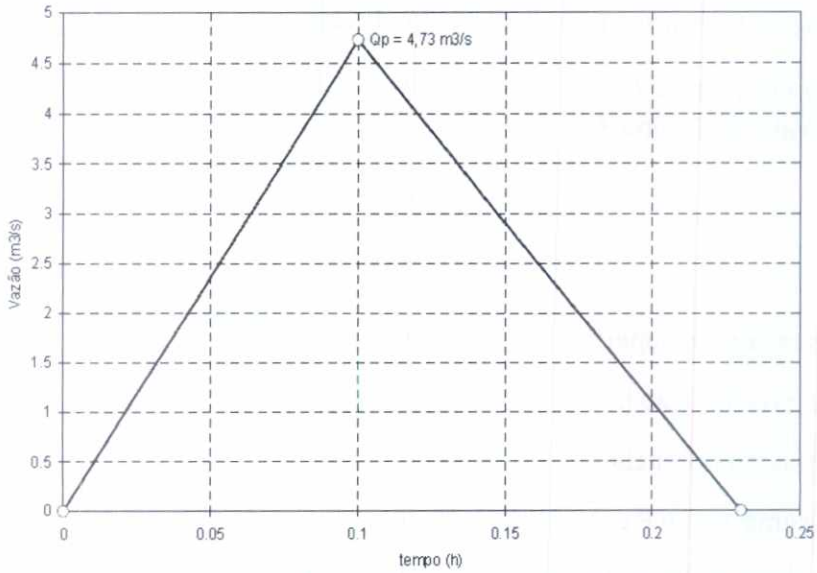


Figura 31 - Exemplo de Hidrograma Unitário Calculado

Determinado o hidrograma unitário triangular, é necessário determinar o hidrograma gerado pela chuva de projeto considerada. O procedimento é a convolução da chuva, e assim obter o hidrograma de escoamento direto.

Para o cálculo da convolução da chuva, isto é, a determinação da propagação do escoamento, necessita-se dos parâmetros apresentados na página 98.

- Tempo de base (t_b);
- Intervalo de tempo (Δt);
- Número de ordenadas do hidrograma → $k = t_b / \Delta t$;
- Número de ordenadas da precipitação;
- Número de intervalos de tempo do hidrograma → $n = k + m - 1$.

  ** os valores de vazão diferentes de zero são calculados até n;
- Valores do hidrograma unitário:

  - se t < tp, hu = (Qpico / tp) * tempo

  - se t > tp, hu = [Qpico * (tb – tempo)] / (tp – tb)

A Tabela 18 mostra o cálculo da convolução do hidrograma unitário e a Figura 32 o hidrograma resultante.

Fls. 1053
Proc. 17849/16

Tabela 25 - Exemplo de Cálculo da Propagação do Escoamento (Convolução)

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8	Col 9	Col 10	Col 11	Col 12	Col 13	Col 14
Ordem	**t (min)**	**t (h)**	**hu ($m^3/s/mm$)**	**Chuva (mm)**	**Q1=P1*hu**	**Q2=P2*hu**	**Q3=P3*hu**	**Q4=P4*hu**	**Q5=P5*hu**	**Q6=P6*hu**	**Q7=P7*hu**	**Q7=P7*hu**	**Qfinal**
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00								0,00
2	2	0,03	1,97	0,95	0,00	0,00							0,00
3	4	0,07	3,94	1,32	0,00	1,87	0,00						1,87
4	6	0,10	4,10	1,77	0,00	3,74	2,60	0,00					6,35
5	8	0,13	3,05	1,44	0,00	3,89	5,20	3,49	0,00				12,59
6	10	0,17	2,00	1,16	0,00	2,90	5,41	6,98	2,84	0,00			18,12
7	12	0,20	0,95	0,02	0,00	1,90	4,02	7,26	5,68	2,29	0,00		21,14
8	14	0,23	0,00	0,00	0,00	0,90	2,64	5,40	5,90	4,57	0,04	0,00	19,45
9	16	0,27				0,00	1,25	3,53	4,39	4,76	0,08	0,00	14,01
10	18	0,30					0,00	1,67	2,88	3,54	0,08	0,00	8,17
11	20	0,33						0,00	1,36	2,32	0,06	0,00	3,74
12	22	0,37							0,00	1,10	0,04	0,00	1,14
13	24	0,40								0,00	0,02	0,00	0,02
14	26	0,43									0,00	0,00	0,00
15	28	0,47										0,00	

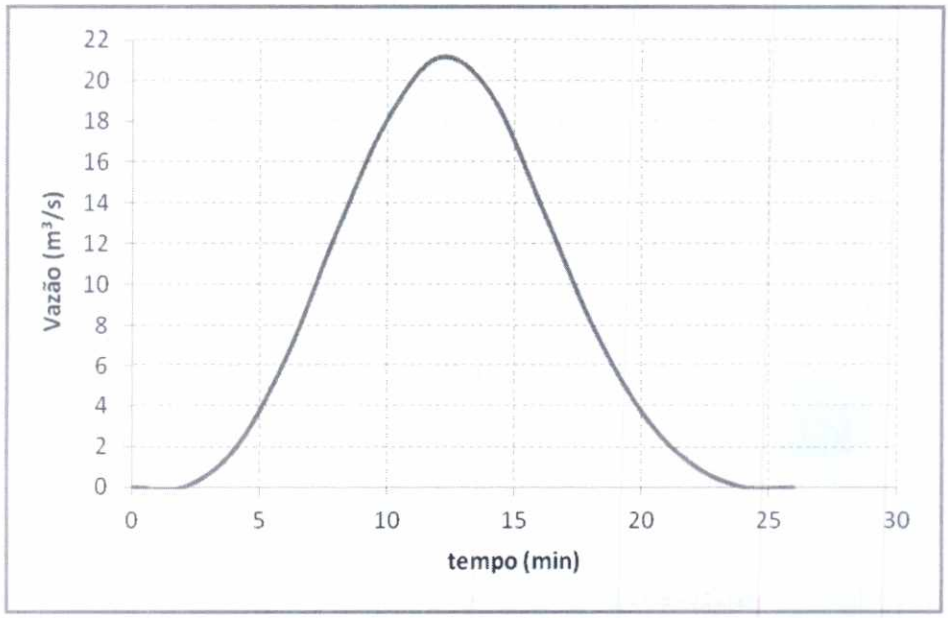


Figura 32 - Hidrograma Resultante

5.3.2 Canais

Dentro de uma concepção geral, das mais comuns em drenagem urbana, que trata do aumento da condutividade hidráulica, a adoção de canais abertos em projetos de drenagem urbana sempre é uma solução que deve ser cogitada como primeira possibilidade pelas seguintes principais razões:

1) possibilidade de veiculação de vazões superiores à de projeto mesmo com prejuízo da borda livre;
2) facilidade de manutenção e limpeza;
3) possibilidade de adoção de seção transversal de configuração mista com maior economia de investimentos;
4) possibilidade de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, quando há espaço disponível;
5) maior facilidade para ampliações futuras caso seja necessário.

Os canais abertos apresentam, por outro lado, restrições à sua implantação em situações em que os espaços disponíveis sejam reduzidos, como é o caso de áreas de grande concentração urbana.

5.3.2.1 *Recomendações para Projeto*

A escolha do tipo de seção transversal de um canal a ser projetado depende de fatores fundamentais, como o espaço disponível para implantação, as características do solo de apoio, a declividade e condições de operação.

Fls. 1054
Proc. 17849/16
FCTH

A configuração ideal para um canal de drenagem urbana é a ***seção trapezoidal simplesmente escavada com taludes gramados***, pela sua simplicidade de execução e manutenção, assim como pelo menor custo de implantação.

O canal simplesmente escavado, por admitir normalmente velocidades máximas relativamente reduzidas, exige maior espaço para sua implantação, assim como declividades mais reduzidas.

Um dos principais méritos dos canais simplesmente escavados consiste no fato de permitirem futuras remodelações para aumento de capacidade mediante revestimento, além de preservarem faixas maiores para futuras intervenções que se façam necessárias.

Os canais simplesmente escavados constituem uma alternativa de canalização adequada para cursos d'água em áreas ainda em processo de urbanização e para as quais sejam previsíveis incrementos futuros das vazões de pico de escoamento superficial.

Quando, por outro lado, o espaço disponível para implantação do canal é limitado, o canal revestido poderá ser inevitável para garantir maiores velocidades de escoamento e, consequentemente, necessidade de menores seções transversais.

Para evitar ou minimizar problemas de assoreamento e deposição de detritos devido a veiculação de vazão de cheias e melhorar as condições de operação para vazões mais frequentes é recomendável adotar seções compostas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões frequentes em sub-leitos menores em condições adequadas de velocidade.

Nos casos de canais trapezoidais simplesmente escavados, é possível prever um leito menor, trapezoidal ou retangular, em concreto; nos casos de canais revestidos, sejam eles de seção trapezoidal ou retangular, é possível um fundo com configuração triangular, mediante simples rebaixo do fundo ao longo do eixo.

Na Figura 33, Figura 34 e Figura 35 são mostradas sugestões de seções transversais compostas.

É conveniente que tais seções sejam dimensionadas de forma a serem auto-limpantes.

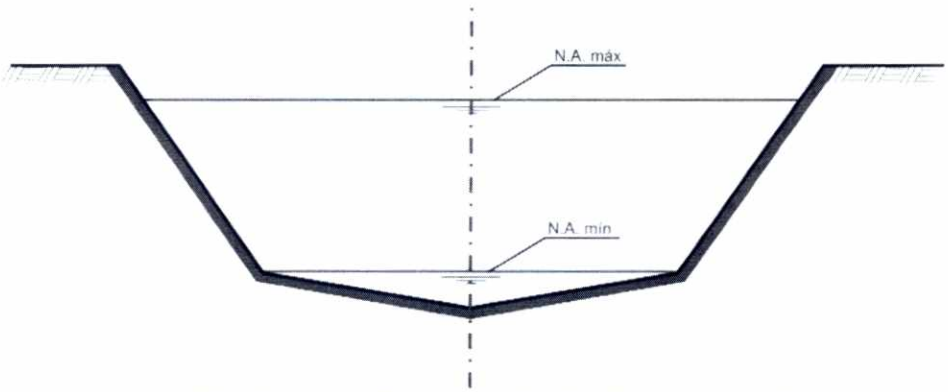


Figura 33 - Canal em Concreto - Seção Trapezoidal Mista

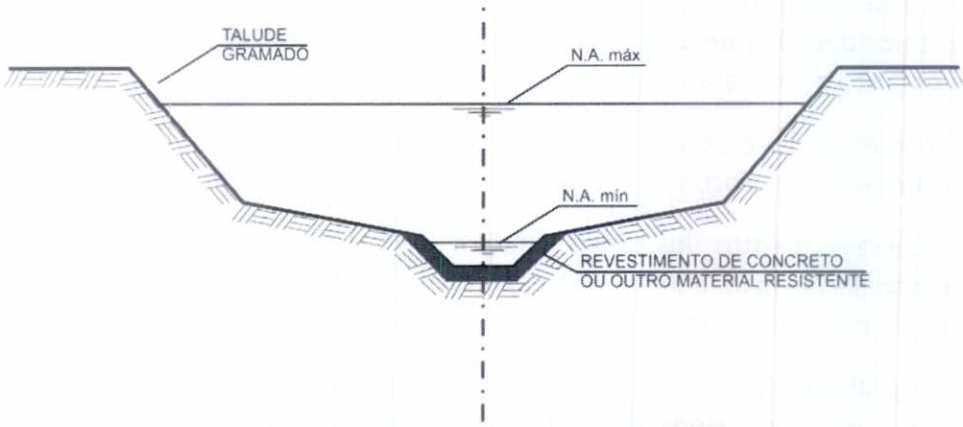


Figura 34 - Canal Escavado - Seção Mista

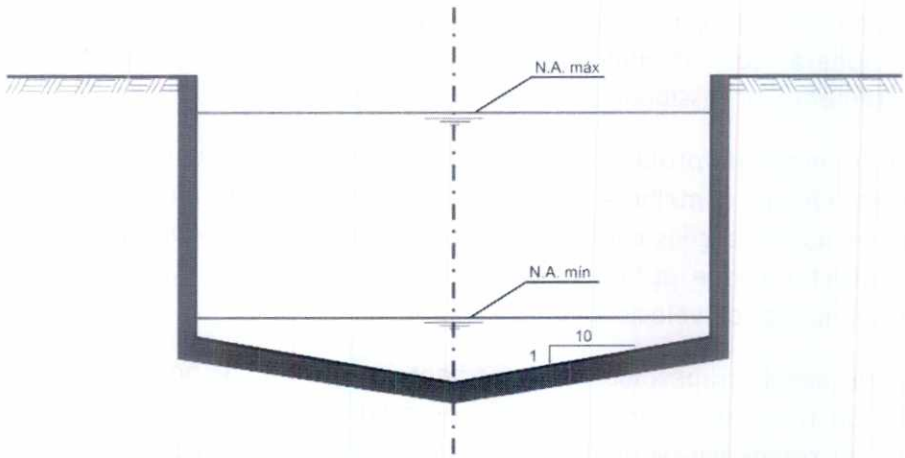


Figura 35 - Canal em Concreto - Seção Retangular Mista

5.3.2.2 *Metodologia de cálculo de canais*

A partir dos estudos hidrológicos, que fornecerão hidrogramas ou picos de vazões de projeto ao longo da canalização, pode-se utilizar equações de regime uniforme para a definição de um pré-dimensionamento de seções. Em casos específicos de canalizações de menor importância estes valores poderão ser considerados como definitivos de projeto, desde que se prove que a linha d'água em regime gradualmente variável estará sempre abaixo dos valores calculados em regime uniforme. Esta consideração, no entanto, não isenta que se façam todos os procedimentos de cálculo de perdas localizadas, sobrelevações e borda-livre.

A partir do pré-dimensionamento, deve-se fazer o cálculo da linha d'água em regime permanente, adotando como condição de projeto, as vazões de pico do hidrograma de projeto de cada trecho. Esta condição de cálculo é conservativa e atende às necessidades de grande parte dos projetos. É possível utilizar técnicas simples de cálculo, como Direct Step Method e o Standard Step Method, porém deve-se ter o cuidado de inserir os cálculos de variações da linha d'água nas singularidades e verificar possibilidades de mudanças de regime.

Fls. 1055
Proc. 17849/16
FCTH

A utilização de uma modelação hidrodinâmica se faz necessária quando se pretende otimizar um projeto que tenha um porte que justifique tal procedimento, ou de antemão já apresente limitações externas importantes. Como exemplo, pode-se citar o caso de canalizações que cruze regiões baixas, já bastante ocupadas, e que se deseja verificar manchas de inundações potenciais para elevados períodos de retorno, ou nos casos em que se deseja verificar o efeito de amortecimento na propagação de cheias, nesses casos pode-se utilizar programas como o HEC-RAS.

A modelação hidrodinâmica também é aplicada quando se é necessário a adoção de medidas de reservação, para a verificação da imprescindibilidade de implantação desses tipos de medidas é preciso conhecer a capacidade amortecimento da área.

5.3.2.3 *Definição dos fatores de atrito*

Uma simplificação que representa um recurso bastante interessante é a equação de Manning-Strickler, que não é nada mais que um ajuste numérico da equação derivada da distribuição logarítmica de velocidades (válida para o regime turbulento rugoso), segundo a estrutura da equação de Manning. Por ter uma estrutura monomial torna mais fácil o seu uso. O fato de todas estas equações serem de uso restrito ao regime turbulento rugoso não representa qualquer problema na utilização em projetos de drenagem uma vez que os efeitos da viscosidade não são significativos.

Portanto, a única dificuldade neste tipo de equação é a definição adequada da rugosidade das paredes.

Dentro do que é usual em projetos de drenagem urbana, serão considerados os casos de canalizações em concreto, gabiões, enrocamentos, canais escavados em terra com taludes gramados, combinações de todos estes e, finalizando, os canais naturais, sem qualquer tratamento.

Os canais de concreto (com revestimento em todo o seu perímetro molhado) apresentam normalmente um baixo valor de fator de resistência ao escoamento. A literatura especializada indica, para revestimentos lisos bem acabados, valores de n variando entre 0,012 a 0,014 que correspondem a um valor de K_s da ordem de 1 a 2 mm. Estes valores são compatíveis com o tipo de acabamento de revestimento em concreto, desde que atendam a cuidados construtivos rigorosos.

A realidade, no entanto mostra que mesmo que se tomem todos os cuidados na fase construtiva, no decorrer da vida útil da canalização ocorrem naturalmente desgastes na superfície do concreto devido à abrasão natural, principalmente no período de cheias. Nestas ocasiões as solicitações hidrodinâmicas são mais intensas e as velocidades são mais elevadas com um consequente transporte de grande quantidade de material detrítico pesado, capaz de produzir um efeito de "martelamento" sobre a superfície de concreto. Além destes fatores ocorrem os desgastes naturais do intemperismo, eventuais recalques localizados ou deformações, produzindo desalinhamentos, principalmente nos pontos de juntas. Finalizando, há que se considerar o

apreciável incremento da rugosidade decorrente de depósitos localizados de sedimentos, lixo e vegetação nativa ou transportada, que se acumulam ao longo da canalização.

Na fase de projeto é praticamente impossível a avaliação dos efeitos de depósitos localizados e estes devem ser resolvidos a partir de serviços de manutenção adequados já na fase operacional. Porém os efeitos naturais de desgastes devem ser previstos, devendo-se adotar para o fator de atrito valores mais realistas. Uma prática que tem sido recomendada é a de utilizar um fator de atrito de Manning igual a 0,018, que representa uma rugosidade absoluta da ordem de 10 mm, que é um valor bastante razoável, pensando-se numa condição futura. Esta rugosidade seria explicada pela remoção de parte dos agregados miúdos, deixando em exposição os agregados graúdos junto à superfície, bem como outras eventuais perdas já explicadas anteriormente.

Para o caso de canais revestidos com pedra lançada, ou gabiões, pode-se utilizar a proposta de Meyer- Peter Müller que considera K_s = d90 , onde d90 é o diâmetro da distribuição granulométrica acumulada correspondente à frequência de 90%. Há outras variantes que ao final resultam valores muito semelhantes. No caso de revestimentos com enrocamento, desde que bem construídos podem ter o fator de atrito de Manning variando entre valores da ordem de 0,026 (d90 = 0,10 m) e 0,031 (d90 = 0,30 m). Já no caso dos gabiões estes valores podem ser reduzidos, uma vez que o material acaba tendo um arranjo melhor, não apresentando tantas protuberâncias como ocorre com as soluções em enrocamento.

Assim sendo, canais revestidos com colchões tipo Reno, com material bem selecionado e colocado na obra com muito cuidado, podem apresentar um fator de atrito da ordem de 0,022, enquanto que, se for revestido com gabiões enchidos com material não selecionado e colocados na obra sem cuidado, o fator de atrito passa a ser da ordem de 0,029. Segundo os fabricantes, pode-se conseguir uma rugosidade de até 0,016 em revestimentos com colchões tipo Reno perfeitamente impermeabilizados com mastique de betume hidráulico aplicado com métodos apropriados para obter uma superfície plana e bastante lisa. Não se recomenda a adoção deste valor extremamente reduzido pelos mesmos motivos já apresentados no que se refere aos acabamentos em concreto. Numa condição futura o acabamento superficial deteriora-se, aumentando o valor do fator de atrito adotado em projeto. Neste caso convém superestimar o valor do fator de atrito, a exemplo do que se aconselha para revestimentos em concreto, prevendo uma deterioração natural da superfície de acabamento.

O fator de atrito para canais escavados em terra depende muito da técnica utilizada na construção, dos cuidados com o acabamento da obra, da sua manutenção e cuidados com a vegetação ribeirinha. De maneira geral, nas obras correntes com um bom cuidado no acabamento, pode-se ter um fator de atrito em torno de 0,030, o que corresponde a uma rugosidade média de 0,22 m. Em canais naturais, desde que em condições razoáveis, sem vegetação obstruindo o canal, depósitos importantes de detritos, irregularidades de seções ou outras anomalias, é razoável que o fator de atrito se situe numa faixa entre 0,030 e 0,035, o que corresponde a uma rugosidade média variando entre 0,22 m e 0,57 m. Estes valores são bastante compatíveis com as rugosidades de forma que se encontram em rios aluvionares com fundo arenoso.

Nos canais escavados em terra com cobertura de grama, a rugosidade depende não só da espécie plantada, mas da condição em que é mantida. Existem alguns trabalhos que tratam exclusivamente do assunto, como por exemplo o do Geological Survey Water Supply (apud

Fls. 1056
Proc. 17849/16

Wright-Mclaughin, 1979), que recomenda para canais revestidos com gramas curtas, de profundidades superiores a 1,0 metro, um fator de atrito de Manning da ordem de 0,030. Para profundidades inferiores a 0,5 metro, deve-se adotar um fator de atrito variando entre 0,035, para gramas com alturas de 5 cm, e 0,040, para gramas com altura entre 10 cm e 15 cm. No caso de espécies gramíneas mais alongadas, com comprimento superior a 30 cm, recomenda um fator de atrito da ordem de 0,035 para profundidades superiores a 1,0 metro e da ordem de 0,070 para profundidades inferiores a 0,5 metro. Neste último caso o fator de atrito pode chegar a um valor da ordem de 0,100 para vegetação densa e longa, superior a 60 cm de comprimento.

5.3.2.4 *Composição da rugosidade*

É normal que ocorram soluções de projeto que empreguem diferentes tipos de revestimento ao longo do perímetro molhado, como os casos de paredes laterais em concreto ou gabião e fundo em terra, ou outros tantos tipos de combinações. Em casos como este é necessário fazer algum tipo de ponderação do fator de atrito. Existem alguns métodos difundidos na bibliografia que tratam do assunto, sendo que um dos mais conhecidos, de autoria atribuída a H. Einstein (apud Chow, 1959), é expresso da forma:

$$n_e = \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} A_i \times n_i^{2/3}}{A} \right)^{2/3} \qquad (83)$$

onde:

n_e = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área da seção.

Há casos de soluções que atendem os princípios de estabilidade e para isso utilizam seções compostas. Estas seções apresentam um leito principal que atende vazões mais frequentes e um leito secundário destinado a vazões excepcionais, produzindo um efeito semelhante ao que ocorre em canais aluvionares naturais. Nestas condições normalmente há diferenças marcantes entre os fatores de atrito do leito principal e do secundário.

A equação de Einstein sobre a ponderação do fator de atrito de Manning, parte da suposição de que a seção foi dividida em células de igual velocidade, correspondentes aos diferentes fatores de atrito. Esta equação, no entanto, não pode ser aplicada ao caso em questão dada a diferença de magnitude das velocidades no leito principal e secundário. Neste caso deve-se fazer a subdivisão entre os escoamentos do leito principal e do(s) secundário(s), como se fossem canais distintos. A vazão total passa a ser a soma das vazões parciais em cada uma destas parcelas.

5.3.2.5 *Borda livre*

Não há um consenso quanto ao dimensionamento da borda livre de canalizações, mesmo porque, dependendo de cada finalidade podem-se ter critérios mais ou menos restritivos. Serão apresentadas a seguir algumas recomendações encontradas e sugere-se que se adote sempre o critério mais restritivo.

De acordo com o U.S. Bureau of Reclamation (apud Chow, 1959), os valores adotados para borda livre em canais, têm variado numa faixa aproximada de 0,3 m a 1,2 m, para canalizações com vazões variando entre 0,5 m³/s a aproximadamente 80 m³/s. Apenas como uma orientação inicial aconselha o uso da seguinte expressão:

$$BL = (a \times y)^{0,5} \quad (84)$$

onde:

BL = valor da borda livre;

y = profundidade de escoamento para a vazão de projeto, em metros;

a = constante que varia entre 0,4, para valores baixos de vazão de projeto (próximos ao limite inferior de 0,5 m³/s), e 0,8 para valores elevados de vazão de projeto (igual ou superior a 80 m³/s), num limite máximo de 1,2 m.

Também se pode considerar para o escoamento da vazão de projeto os valores mínimos apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Valores mínimos de borda livre

Obra Hidráulica	Tipo / Características	Borda Livre (BL)
Canalização	seção aberta	$BL \geq 0,20 h_{TR}$
	seção em contorno fechado	$BL \geq 0,20H$
Travessia	aérea (pontes)	$BL \geq 0,20\ h_{TR}$, com $BL \geq 0,4$ m
	intermediária (galerias)	$BL \geq 0,20\ H$
	bueiro	Previsto para trabalhar em carga
Barramento	de qualquer tipo, exceto soleiras submersíveis	$BL \geq 0,10\ H_M$, com $BL \geq 0,5$ m

Fonte: SÃO PAULO (2007)

onde:

h_{TR} = profundidade da lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto, associada a um período de retorno (TR);

Fls. 1057
Proc. 17849/16
FCTH

Canalizações em seção aberta → f = desnível entre a linha d'água correspondente à máxima vazão possível de escoar sem extravasamento e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

Canalizações em contorno fechado → H = altura máxima da seção transversal, medida internamente;

Travessias aéreas → f = desnível entre a face inferior da estrutura de sustentação do tabuleiro da ponte e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

H_M = maior altura do barramento (desnível entre a cota de coroamento do maciço e o talvegue na seção da barragem).

No caso que seja inevitável o projeto da canalização em regime torrencial deve-se acrescentar a esses valores propostos o incremento correspondente às ondulações de superfície. Também nos pontos de mudança de direção, deve ser acrescentado o valor correspondente à sobrelevação do nível de água devido ao efeito de curvatura.

5.3.2.6 *Marés*

Os critérios de marés a serem adotados neste manual para auxiliar no dimensionamento de canais que sofrem a influência da variação da maré são a curva de permanência de marés da estação maregráfica de Santos (Figura 36) e a Tabela 27, a qual foi obtida a partir desta curva de permanência, em que é possível estimar a probabilidade de ocorrência dos eventos críticos no que diz respeito aos projetos de drenagem urbana, baseados na distribuição normal de probabilidades (FCTH, 2001).

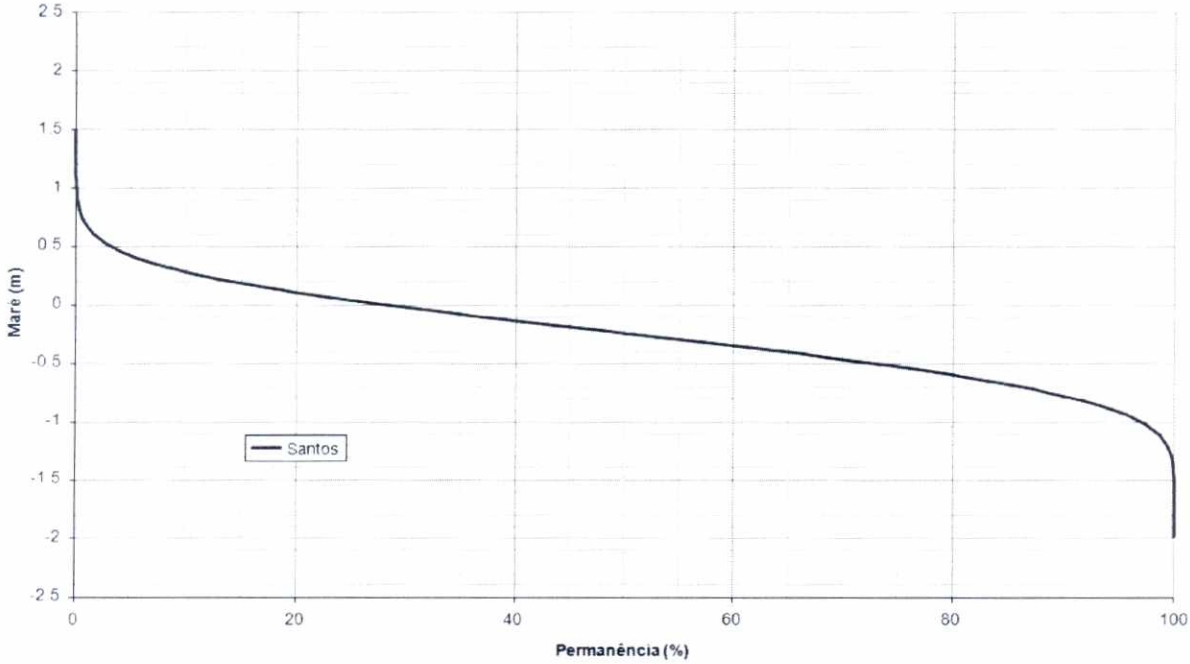


Figura 36 - Curva de Permanência de Marés (RN IGG - SP)
Fonte: (FCTH, 2001)

Tabela 27 - Níveis Críticos e Probabilidade de Ocorrência (RN IGG - SP)

Maré (m)	Probabilidade de Excedência (%)	Período de Retorno (anos)
1,29	50	2
1,35	20	5
1,39	10	10
1,45	4	25
1,49	2	50
1,53	1	100

Fonte: (FCTH, 2001)

5.3.3 Pré-dimensionamento de galerias e canais

O pré-dimensionamento de canais e galerias da rede de macrodrenagem pode ser realizado mediante o uso de equações de regime uniforme e dos picos de vazões de projeto obtidos dos estudos hidrológicos.

Em canalizações de menor importância, o pré-dimensionamento poderá ser o definitivo, desde que a linha d´água em regime gradualmente variável esteja sempre abaixo dos valores calculados em regime uniforme, também são necessárias todas as verificações de perdas localizadas, sobrelevações e borda-livre.

Na sequência são descritas algumas recomendações quanto ao pré-dimensionamento de sistemas de drenagem:

5.3.3.1 *Verificação da linha d´água*

Com o pré-dimensionamento, é preciso realizar o cálculo da linha d´água em regime permanente:

- como condição de projeto, adotam-se as vazões de pico do hidrograma calculadas para cada trecho;
- pode-se utilizar técnicas simples de cálculo como o *Direct Step Method* e *Standard Step Method* (SÃO PAULO, 1999) ou modelos hidrodinâmicos;
- inserir nos cálculos as variações da linha d'água nas singularidades e verificar possibilidades de mudanças de regime, nos modelos hidrodinâmicos as verificações são automáticas;
- verificação da linha d´água a jusante para as condições de influências combinadas de maré e chuva na seção pré-dimensionada para um determinado risco considerada com a borda livre, por exemplo, para uma seção dimensionada para um período de retorno de 100 anos, admite-se uma combinação de riscos de chuva e maré também de 100 anos, por exemplo, chuva igual a 25 anos e de maré igual a 4 anos.

Fls. 1058
Proc. 17849/16 FCTH

5.3.3.2 *Definição dos fatores de atrito (rugosidade das paredes)*

- Adotar a equação de Manning-Strickler

$$n_e = \left(\frac{\sum A_i n_i^{2/3}}{A} \right)^{2/3}$$

onde:

n_e = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área da seção;

P = perímetro molhado;

R = raio hidráulico.

- para canais de concretos canais de concreto (com revestimento em todo o seu perímetro molhado), recomenda-se valores de n_e variando entre 0,012 a 0,014, desde que a execução dos canais obedeçam a padrões rigorosos de construção;
- *na fase de projeto é recomendável considerar os desgastes naturais e acúmulos de detritos que ocorrem durante a vida útil da canalização, por meio do incremento da rugosidade, adotando valores mais realistas, em torno de 0,018;*
- para canais revestidos com enrocamento o fator de atrito de Manning pode variar entre valores da ordem de 0,026 e 0,031;
- para o caso de canais com colchões tipo Reno, bem executados pode ser adotado um fator de atrito da ordem de 0,022, enquanto que, se for revestido com gabiões enchidos com material não selecionados e colocados na obra sem cuidado, o fator de atrito passa a ser da ordem de 0,029.
- *convém também considerar a deterioração natural da superfície de acabamento, superestimando o valor do fator de atrito;*
- o fator de atrito para canais escavados em terra pode-se aplicar um fator de atrito em torno de 0,030, o qual depende muito da técnica e cuidados aplicados na construção, como cuidados com o acabamento da obra e com a vegetação ribeirinha, bem como da sua manutenção;
- em canais naturais, com boa manutenção, é aconselhável que o fator de atrito se situe numa faixa entre 0,030 e 0,035;
- para canais escavados em terra com cobertura de grama, a rugosidade depende da espécie plantada e da manutenção do canal, recomenda-se os seguintes valores para a seguintes condições:
- *profundidade superior a 1,0 metro:*

- com gramas curtas = 0,030;

- para espécies de gramíneas mais alongadas (com comprimento superior a 30 cm) =0,035;

- *profundidades inferiores a 0,5 metro:*

- para gramas com altura de 5 cm = 0,035;

- para gramas com altura entre 10 cm e 15 cm = 0,040;

- para espécies de gramíneas mais alongadas (comprimento superior a 30 cm) = 0,07 ou até 0,10, caso a vegetação seja densa e longa, superior a 60 cm de comprimento.

- composição da rugosidade: quando o canal é revestido por mais de um tipo de material, é preciso calcular a rugosidade média, por meio da ponderação dos coeficientes, utilizando a equação (83).
  - a ponderação do fator de atrito de Manning deve-se feita tomando o cuidado de considerar a diferença de velocidades entre os leitos principal e secundários do canal, neste caso deve-se fazer a subdivisão entre os escoamentos do leito principal e do(s) secundário(s), como se fossem canais distintos e a vazão total passa a ser a soma das vazões parciais em cada uma destas parcelas.

A Tabela 28 também fornece alguns valores de n para diversos tipos de revestimento.

Tabela 28 - Valores de n para diversos revestimentos de canais

n (Manning)	Descrição da Superfície
0,013	Peças monolíticas moldadas em forma de aço resinado, sem irregularidades superficiais Condutos moldados *in situ* com formas infláveis
0,013 – 0,015	Concreto muito liso, plastificado ou queimado a colher, com juntas e cantos acabados a mão
0,015	Concreto moldado *in situ* em formas lubrificadas, com juntas e cantos alisados a colher
0,014 – 0,018	Concreto moldado em formas de aço deslizantes com cantos arredondados, condutos de cerâmica vitrificada com juntas preenchidas
0,016	Concreto moldado em formas rugosas com acabamento a mão em cimento
0,015 – 0,017	Tubos curtos de concreto projetado, bem acabado
0,018	Canais retilíneos em concreto projetado rugoso
0,020 – 0,022	Canais em concreto projetado rugoso
0,022	Alvenaria de pedras
0,035	Gabiões de pedra com tela de arame
0,024 – 0,035	Pedras lançadas

5.3.3.3 *Cuidados quanto ao regime de escoamento*

- evitar escoamentos supercríticos em projetos de canais de drenagem urbana, pelas seguintes razões:
  - formação de ondulações produzidas por instabilidades superficiais;
  - níveis elevados de perdas de carga localizadas;

Fls. 1059
Proc. 17849/16
FCTH

- necessidade de um cuidado maior quanto à estabilidade do canal, entre outros;

- caso seja inevitável deve-se ter cuidado nas considerações dos cálculos hidráulicos e estruturais, bem como nos processos construtivos, de preferência adotar os canais em concreto;

5.3.3.4 *Definição da borda livre*

- Recomenda-se o uso da seguinte expressão:

$$BL = (ay)^{0,5}$$

onde:

BL = valor da borda livre;

y = profundidade de escoamento para a vazão de projeto (m);

a = constante que varia entre 0,4, para valores baixos valores de vazão de projeto (próximos ao limite inferior de 0,5 m^3/s), e 0,8 para valores elevados de vazão de projeto (igual ou superior a 80 m^3/s), num limite máximo de 1,2 m.

- para projetos de canalização em regime torrencial deve-se acrescentar ao valor definido o incremento correspondente às ondulações de superfície, bem como nos pontos de mudança de direção, deve ser acrescentado o valor correspondente à sobrelevação do nível de água devido ao efeito de curvatura.
- em seções fechadas a determinação da borda livre merece especial atenção, uma vez que em caso de afogamento do conduto há uma brusca redução da condutividade hidráulica;
  - quando o conduto entrar em carga, deve-se impor que a linha piezométrica não ultrapasse os níveis mais baixos dos terrenos laterais;
  - a canalização deve ser dimensionada para suportar todas as solicitações do escoamento em carga, bem como deve-se tomar todos os cuidados no processo de construção;
  - para projetos de pequenas obras recomenda-se adotar os valores indicados na Tabela 26, página 110 deste manual.

5.3.3.5 *Restrições de Velocidade*

Nos projetos de canalizações deverão ser observados os limites de velocidade impostos pelos revestimentos do trecho em projeto e pelas condições e restrições do canal de jusante.

No desenvolvimento de projetos, a velocidade de escoamento é um importante critério de dimensionamento. Com a sua variabilidade, pode-se alterar o regime de escoamento entre supercrítico (torrencial) e subcrítico (fluvial), para que fique a cargo do projetista tirar proveito das características de cada tipo de escoamento.

O controle da velocidade de escoamento visa evitar problemas que, com o decorrer da vida útil da obra, podem comprometer o seu uso. Entre eles, temos:

a) Para velocidades baixas:

- Assoreamento de canais e tubulações;
- Deposição de detritos com obstrução de canais e tubulações;
- Necessidade constante de manutenção;
- Possibilidade de desenvolvimento de plantas aquáticas.

b) Para velocidades altas:

- Erosão do leito e / ou das margens de canais;
- Desgaste do revestimento interno de tubulações;
- Desgaste de revestimento de canais.

O controle da velocidade de escoamento é feito mediante a alteração dos seguintes parâmetros de projeto:

- Inclinação longitudinal;
- Revestimento interno;
- Geometria do canal.

A análise das condições de contorno e ajuste das características dos canais e galerias para adequar o escoamento dentro de padrões desejáveis é de responsabilidade do projetista

O limite para a velocidade mínima é a mais baixa velocidade que não permita a sedimentação e que não induza ao desenvolvimento de plantas aquáticas e musgo. Esta velocidade é muito incerta e seu valor exato não pode ser facilmente determinado. Recomenda-se para os projetos no município de Praia Grande o valor de 0,6 m/s para 10% da vazão de projeto.

A velocidade limite máxima é a maior velocidade média que não cause erosão ou desgastes nos canais e tubulações, além de casos de subpressão. Esta velocidade, também incerta, pode ser estimada a partir de experimentos e através da prática.

As velocidades máximas a serem observadas em projetos para o município de Praia Grande são apresentadas na Tabela 29 para diferentes superfícies usualmente utilizadas em projetos de drenagem.

Fls. 1060
Proc. 17849/16
FCTH

Tabela 29 - Valores de velocidade máxima para diversos revestimentos

Material	Velocidade Máxima (m/s)
Concreto	5,0
Revestimento com gabião em colchão tipo "Reno" com as seguintes espessuras em metro:	
- 0,17	1,8
- 0,23	3,5
- 0,30	4,5
Solos arenosos	0,8
Solos argilosos compactos	1,0
Solos argilosos duros	1,2
Cascalho grosso, pedregulho ou piçarra	1,5
Rochas brandas	1,8
Rochas duras (resistentes)	2,5
Canais revestidos com grama:	
- solos erodíveis	1,5
- solos resistentes	2,1

De um modo geral têm-se as seguintes condições:

- Para galerias fechadas recomenda-se uma velocidade máxima de 5,0 m/s e mínima de 0,8 m/s.
- Para seções abertas as velocidades mínimas são de 0,6m/s para trechos onde há influência de maré e para outras condições pode-se adotar 0,8 m/s.
- Velocidade máxima para canais sem revestimento:
    - argila: 0,80 m/s a 1,60 m/s;
    - silte: 0,70 m/s a 1,60 m/s;
    - cascalho: 0,50 m/s a 1,00 m/s;
    - areia: 0,30 m/s a 0,50 m/s.

- Velocidade máxima para canais revestidos:
    - fundo em terra e talude de concreto: 2,50m/s;
    - fundo e talude em concreto: 5,00 m/s;
    - fundo em terra e taludes de grama em placas: 1,80 m/s;
    - gabião tipo manta: 3,00 m/s;
    - gabião tipo caixa: 4,00 m/s;

5.3.3.6 *Dimensionamento das Seções Transversais*

O dimensionamento hidráulico das seções transversais dos canais é feito mediante a utilização da equação da continuidade juntamente com a equação de Manning:

Equação da Continuidade:

$$Q = V \times A \tag{85}$$

Equação de Manning:

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

onde:

Q = vazão de projeto (m^3/s);

V = velocidade de escoamento (m/s);

A = área da seção da seção molhada (m^2);

R_h = raio hidráulico (m);

$$Rh = \frac{A}{P}$$

onde:

P = perímetro molhado da seção transversal (m).

i = declividade longitudinal do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning, para via pública (concreto liso), adota-se o valor de 0,018 ou verificar a Tabela 12 (página 38).

Existem basicamente duas situações em que o projetista se depara no momento do dimensionamento:

Situação 1:

- Dados conhecidos: n, A, Rh, i será preciso determinar Q ou V;
- Dados conhecidos: n, A, Rh, Q será preciso determinar i;

Para esta situação, a solução é encontrada com a aplicação direta da equação de Manning.

Fls. 1061
Proc. 17849/16

Situação 2:

- Dados conhecidos: n, Q, i será preciso determinar A e Rh.

Para esta situação conhece-se de antemão a vazão de projeto (Q), o coeficiente de rugosidade Manning por conta do tipo de revestimento (n) e a declividade do fundo do canal (i).

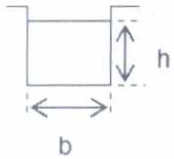
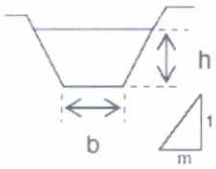
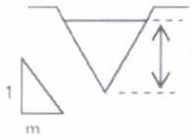
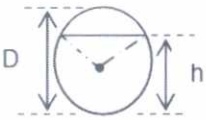
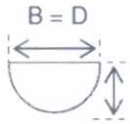
$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A \times i^{\frac{1}{2}} \rightarrow A \times R_h^{\frac{2}{3}} = \frac{Q \times n}{i^{\frac{1}{2}}} \qquad (86)$$

A solução pode ser feita de três maneiras:

- Método da tentativa;
- Algebricamente;
- Graficamente.

Neste manual sugere-se a aplicação do método da tentativa, no qual são testadas diversas combinações de geometria até que estas atendam à vazão de projeto, por exemplo, caso a seção seja retangular, pode-se fixar a base (b) ou a altura (h) da seção.

A Figura 19 mostra os elementos hidráulicos das seções mais comumente usadas em canais.

Forma da seção	Área (A) (m^2)	Perímetro molhado (P) (m)	Raio hidráulico (R) (m)	Largura do Topo (B) (m)
	$b.h$	$b+2.h$	$\left(\frac{A}{P}\right)=\frac{b.h}{b+2.h}$	b
	$(b+m.h).h$	$b+2.h.\sqrt{1+m^2}$	$\frac{A}{P}$	$b+2.m.h$
	$m.h^2$	$2.h.\sqrt{1+m^2}$	$\frac{A}{P}$	$2.m.h$
	$\frac{1}{8}.(\theta-\text{sen}\,\theta).D^2$ $\theta = RAD$	$\frac{\theta.D}{2}$	$\frac{1}{4}.\left(1-\frac{\text{sen}\,\theta}{\theta}\right).D$	$\left(\text{sen}\frac{\theta}{2}\right).D$
	$\frac{\pi.D^2}{8}$	$\frac{\pi.D}{2}$	$\frac{D}{4}=\frac{h}{2}$	$D=2.h$

Obs.: $\theta = 2\arccos\left(1-2\,h/D\right)$, onde θ é calculado em radianos.

Figura 37 - Elementos Geométricos das Seções Hidráulicas

A Tabela 30 apresenta as declividades típicas de canais de acordo com a vazão.

Tabela 30 - Declividade de canais

Vazão (m^3/s)	Declividade (%)	Porte
> 10	0,01 a 0,03	Grande
3 a 10	0,025 a 0,05	Mediano
0,1 a 3	0,05 a 0,1	Pequeno
< 0,1	0,1 a 0,4	Muito pequeno

Fls. 1062
Proc. 17849/16

A Tabela 32 apresenta as inclinações de taludes usualmente adotadas em canais.

Tabela 31 - Inclinação dos Taludes em m

Material das paredes	Canais pouco profundos (h<1m)	Canais profundos (h>1m)
Rochas em boas condições	0,00	0,25
Argilas compactas	0,50	1,00 ou 0,75
Limo argiloso	1,00	1,00 ou 1,50
Limo arenoso	1,50	2,00
Areias soltas	2,00	3,00

EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

Um projeto de canalização precisa veicular uma vazão de projeto de 1,50 m³/s, pressupõe-se que o canal seja construído em concreto com bom acabamento (n = 0,015), em seção trapezoidal com talude de 1:0,5 (V:H) e com declividade de 0,1%. Dimensionar a altura da seção, supondo que no local só há espaço disponível para uma seção com base igual a 60 cm.

Dados:

Canal de seção trapezoidal

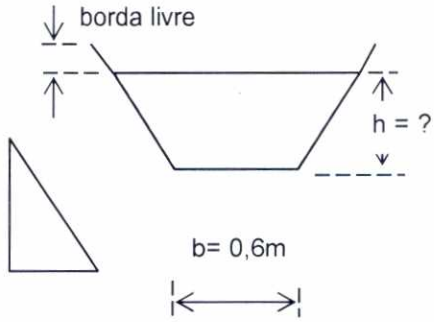
Vazão de projeto = Q = 1,5 m³/s

Coeficiente de rugosidade de Manning = n = 0,015

Declividade do canal = i = 0,1% = 0,001 m/m

Talude da parede do canal = m = 0,5

Base da seção = b = 0,60 m



Solução:

Resolve-se pelo Método da Tentativa até encontrar um valor de h que atenda ao valor obtido por meio da equação (86):

$$A \times R_h^{\frac{2}{3}} = \frac{Q \times n}{i^{\frac{1}{2}}} \rightarrow A \times R_h^{\frac{2}{3}} = \frac{1,5 \times 0,015}{0,001^{\frac{1}{2}}} = 0,711 \qquad (87)$$

Para isto, montamos a seguinte tabela auxiliar:

As características hidráulicas de uma seção trapezoidal são dadas pela Figura 37.

h	$A=(b+mh)h$	$P=b+2h\sqrt{1+m^2}$	$Rh=A/P$	$Rh^{\frac{2}{3}}$	$A\times R_h^{\frac{2}{3}}$	*Valor conhecido*
1,00	1,10	2,84	0,387	0,531	0,584	< 0,711
1,50	2,03	3,95	0,512	0,640	1,296	> 0,711
1,10	1,27	3,06	0,413	0,555	0,702	< 0,711
1,12	1,30	3,10	0,418	0,559	0,726	> 0,711
1,11	1,28	3,08	0,416	0,557	0,714	≅ **0,711**

A altura de 1,11 m foi a que se aproximou, o próximo passo é verificar a velocidade, se está dentro dos limites aceitáveis.

Portanto, para h =1,11 m, tem-se:

$$A=(0,60+0,5\times 1,11)\times 1,11=1,28m^2$$

$$P=0,60+2\times 1,11\times\sqrt{1+0,5^2}=3,08m$$

$$Rh=A/P=1,28/3,08=0,416m$$

$$V=Q/A=1,50/1,28=1,17\,m/s\ \ OK!!!\ (V_{máx}=5,0m/s)$$

Considerando a borda livre ➔ BL ≥ 0,20h ➔ BL=0,20 x 1,11 = 0,22 m

Portanto a altura da seção será igual a:

h =1,11 + 0,22 = **1,33 m**.

5.3.3.7 *Estabilidade de canais naturais*

O propósito fundamental da estabilização e proteção de margens, sob o ponto de vista hidráulico, é manter a seção do curso d'água estável e dentro dos limites estabelecidos para sua utilização, seja como via de navegação, componente de um sistema de drenagem, aproveitamento hidrelétrico ou abastecimento de água.

Bem como:

- Evitar a erosão das margens com perda material;
- Melhorar o alinhamento do fluxo, isto é, manter a forma da seção transversal;
- Contribuir com a estabilidade geotécnica;
- Contribuir com a manutenção, aspectos visuais e paisagísticos, limpeza e etc.

As formas de proteção usualmente empregadas contra a ação hidráulica são classificadas em dois grupos, os revestimentos ou proteções diretas ou contínuas e os diques e espigões, também considerados como proteções indiretas ou descontínuas. As proteções são classificadas como:

Fls. 1063
Proc. 17849/16

- Diretas ou contínuas: o método baseia-se em estruturas (revestimentos) apoiadas ou executadas diretamente no talude das margens, geralmente são aplicados paralelamente ao eixo do canal;
- Indiretas ou descontínuas: consiste em obras construídas a certa distância da margem com o objetivo de desviar as correntes e provocar a decantação do material sólido transportado pela água, comumente as estruturas apresentam algum ângulo com o escoamento.

As vantagens e desvantagens de cada um dos métodos são descritos na Tabela 32 seguinte.

Tabela 32 - Comparação entre as Obras de Proteção Direta e Indireta

Obras	Proteção Direta	Proteção Indireta
Vantagens	▪ Não há diminuição da área hidráulica do rio ▪ Normalmente mais eficientes ▪ Maior garantia da fixação definitiva das margens	▪ Normalmente mais econômicas ▪ Custos de manutenção diminuem com o tempo ▪ Destruição de parte da obra não implica em perda de funcionalidade ▪ Podem ser construídas em etapas ▪ A retenção de sedimentos proporciona proteção adicional
Desvantagens	▪ Construção mais complicada e precisa ▪ Custos altos ▪ Necessidade de manutenção mais criteriosa	▪ Menos eficazes e de menor garantia ▪ Diminuem área hidráulica ▪ Aumentam rugosidade das margens ▪ Produzem perdas de cargas adicionais ▪ Desaconselháveis para raios menores ou iguais a duas vezes a largura do curso d´água ▪ Podem não fixar a margem entre elas

Os principais tipos de proteção podem ser classificados como flexíveis e rígidos, a Tabela 33 seguinte mostra a classificação.

Tabela 33 - Comparação entre as Obras de Proteção Direta e Indireta

REVESTIMENTOS (proteções contínuas)	Flexíveis	Enrocamento	Lançado arrumado
		Colchões	gabião manta elementos de concreto articulados elementos de madeira elementos plásticos
		Enrocamento sintético	bolsas de concreto bolsas de solo-cimento bolsas de argamassa blocos pré-fabricados
		Vegetação	gramíneas plantas semiaquáticas
		Gabiões	caixa saco
		Outras	pneus usados troncos de árvores usados
	Rígidos	Concreto	painéis armados gabiões revestidos muros de gravidade painéis pré-moldados blocos pré-fabricados paredes diafragma
		Enrocamento	argamassado com injeção de consolidação
		Pedra	argamassada/alvenaria de pedras
		Cercas	madeira metálicas
DIQUES OU ESPIGÕES (proteções descontínuas)	Flexíveis	Enrocamento	lançado enrocamento com pilares de concreto ou madeira
		Enrocamento sintético	bolsas de concreto, solo-cimento e argamassa blocos pré-moldados
	Rígidos	Concreto	muros de gravidade muros de concreto armado

Para a elaboração de um projeto de proteção de margens é fundamental o conhecimento dos fatores que afetam a estabilidade tais como as causas e tipos de erosões, desbarrancamentos e etc. Estas causas podem de modo geral ser classificadas em:

- ação hidráulica, devido a correntes ondas e irregularidades localizadas no escoamento;
- instabilidade geotécnica, resultados da saturação e infiltrações de água.

A verificação da estabilidade dos canais sob a ação do escoamento é considerada após a análise da estabilidade geotécnica. Em muitos casos o revestimento, que tem como finalidade principal a proteção contra a ação hidráulica, acaba por contribuir com a estabilidade geotécnica, como no caso do emprego dos gabiões tipo caixa.

Fls. 1064
Proc. 17849/16
FCTH

A inclinação das margens é antes de tudo definida após os critérios de estabilidade que levam em conta aspectos como as características geotécnicas do solo, saturação do material, esforços e carregamentos decorrentes de tráfego ou construções, efeitos sísmicos e etc.

A Tabela 34 seguinte ilustra algumas inclinações para os taludes recomendadas pela literatura técnica.

Tabela 34 - Inclinações de Taludes Recomendadas

Material do Talude	Inclinação dos Taludes (H:V)
(LENCASTRE, 1972)	
Rocha dura, alvenaria ordinária, concreto	0 a 1:4
Rocha fissurada, alvenaria de pedra seca	1:2
Argila dura	3:4
Aluviões compactos	1:1
Cascalho grosso	3:2
Terra ordinária, areia gross	2:1
Terra mexida, areia normal	2,5:1 a 3:1
(CHOW, 1959)	
Rocha	0:1
Solos pedregosos	0,25:1
Canais em terras revestidos de concreto	0,5:1 a 1:1
Argila resistente e compacta	1,5:1
Solos argilo-arenosos	2:1
Solos arenosos ou argilosos de alta porosidade	3:1

A) *CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO - PROTEÇÕES CONTÍNUAS*

Também denominadas de proteções diretas ou revestimentos, são aplicadas paralelamente à direção do fluxo, ficando em contato direto com o material da margem propriamente dito.

As proteções contínuas podem ser flexíveis, quando acompanham as deformações do material base componente dos leitos, sem perder seu aspecto de integridade. Os exemplos deste tipo são as proteções de enrocamento naturais e sintéticos, colchões, revestimentos vegetais naturais ou consolidados, gabiões não revestidos, elementos tipo sacos de areia, solo-cimento e argamassa arrumados.

Por sua vez os revestimentos rígidos não admitem deformação sem a perda de alguma de suas características, como a impermeabilidade, rugosidade, aspecto visual e etc. Entre estes revestimentos destacam-se os painéis de concreto moldados e pré-moldados, muros de alvenaria, gabiões e elementos revestidos de concreto ou argamassa.

Deve ser observado que embora classificados como revestimentos, alguns tipos muitas vezes são empregados com função estrutural, para consolidação das margens e sustentação de estruturas,

como é o caso de gabiões, enrocamento natural e sintético, elementos tipo saco e muros de modo geral.

a) Revestimentos Flexíveis

A característica básica dos revestimentos flexíveis é a de admitir deformações sem a perda de suas características. Especial atenção deve ser dada para:

- taludamento das margens quando o revestimento não tem função estrutural, para inclinações da ordem de 1V:2H ou 1V:4H, garantindo a estabilidade em função das características geotécnicas do material componente;
- revestimento deve ser poroso e drenante de forma a permitir o alívio de pressões oriundas do fluxo d'água através do maciço componente das margens;
- uso obrigatório de filtros no contato entre o revestimento e o material original, composto de material granular ou sintético, impedindo a perda de material tanto por ação da velocidade como por retro erosão;
- como a erosão no pé dos taludes de margens é a causa principal da instabilização, atenção especial deve ser tomada quanto à proteção destes pontos, com o prolongamento dos revestimentos para o interior do escoamento ou aplicação de material de proteção do revestimento.

a.1) Proteção com Enrocamento

A proteção com enrocamento lançado é forma padrão de revestimento desde que haja material disponível em dimensões (diâmetro) e quantidade para aplicação no projeto.

Por enrocamento entende-se material granular de origem natural, tais o como produzido em pedreiras e aqueles provenientes de desmonte natural de rochas como os seixos rolados.

O enrocamento arrumado apresenta economia de material, tanto de proteção como filtro e tem a vantagem de resultar numa rugosidade final menor. Exige melhor mão-de-obra e deve ser feito a seco.

a.1.1) Dimensionamento

A verificação da necessidade de proteção é feita através dos critérios de tensão de arraste, ou velocidade admissível e altura das ondas.

Velocidade admissível: A velocidade máxima admissível é a máxima velocidade média que não causará erosão no corpo do canal. Esta velocidade limite está relacionada ao tipo de material do leito e margens, profundidade do escoamento e traçado do leito. Permite a determinação do diâmetro mínimo do material de proteção a ser utilizado em canais com escoamento a uma velocidade média V. Tem-se que na iminência de início de arrastamento:

Fls. 1065
Proc. 17849/16

$$\frac{V^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma}-1\right)\times g\times d}=2{,}5\times\left(\frac{D}{y}\right)^{-0{,}20} \quad (88)$$

sendo:

V = velocidade do escoamento;

γ e γ_s respectivamente o peso específico do material e o peso específico da água;

D = diâmetro médio característico do material (D_{50});

y = profundidade do escoamento.

$$D \geq \frac{\beta}{\Delta}\frac{V^2}{2g}\frac{1}{\sqrt{1-\frac{sen^2\theta}{sen^2\alpha}}} \quad (89)$$

onde:

$0{,}7 \leq \beta \leq 1{,}4$ é um fator corretivo devido à irregularidade das margens;

θ indica o ângulo do talude;

α o angulo de repouso do material submerso;

$\Delta = (\gamma_s - \gamma)/\gamma$ a relação entre os pesos específicos do sedimento e da água.

Tensão de arraste: método de análise da estabilidade das margens de um canal que considera que as tensões de cisalhamento máximas no fundo e nos taludes não devem exceder aos valores admissíveis para o tipo de material do leito.

Para um canal muito largo tem-se que a tensão de arraste média por unidade de área molhada, ou tensão trativa unitária é:

$$\tau_{max_f} = \rho g R S_0 \quad (90)$$

onde:

ρ e g são propriedades físicas;

$R \approx y$ = raio hidráulico da seção;

S_0 = declividade do fundo.

Quando uma partícula no fundo de um canal está na iminência de movimento, existe um equilíbrio entre a força trativa e a força de resistência dada pelo peso submerso da partícula (Ws) multiplicado por um coeficiente de atrito, que é aproximado por tan(α), onde α é o angulo de repouso do material. Esta é a tensão trativa limite para o fundo:

$$\tau_{l,f} = \frac{W_s}{A}\tan(\alpha) \tag{91}$$

Se a partícula estiver na margem, a tensão trativa é majorada pela força peso na direção da inclinação θ do talude. A força de resistência será dada pelo peso submerso multiplicado pelo coeficiente de atrito na direção da inclinação do talude:

$$\tau_{l,t} = \frac{W_s}{A} cos\theta tan\theta \sqrt{1 - \frac{tan^2\theta}{tan^2\alpha}} \tag{92}$$

Relacionando-se as duas forças obtém-se o fator K que representa a relação entre a tensão trativa unitária limite no fundo do canal e nas margens:

$$K = \frac{\tau_{l,t}}{\tau_{l,f}} = cos\theta \sqrt{1 - \frac{tan^2\theta}{tan^2\alpha}} \tag{93}$$

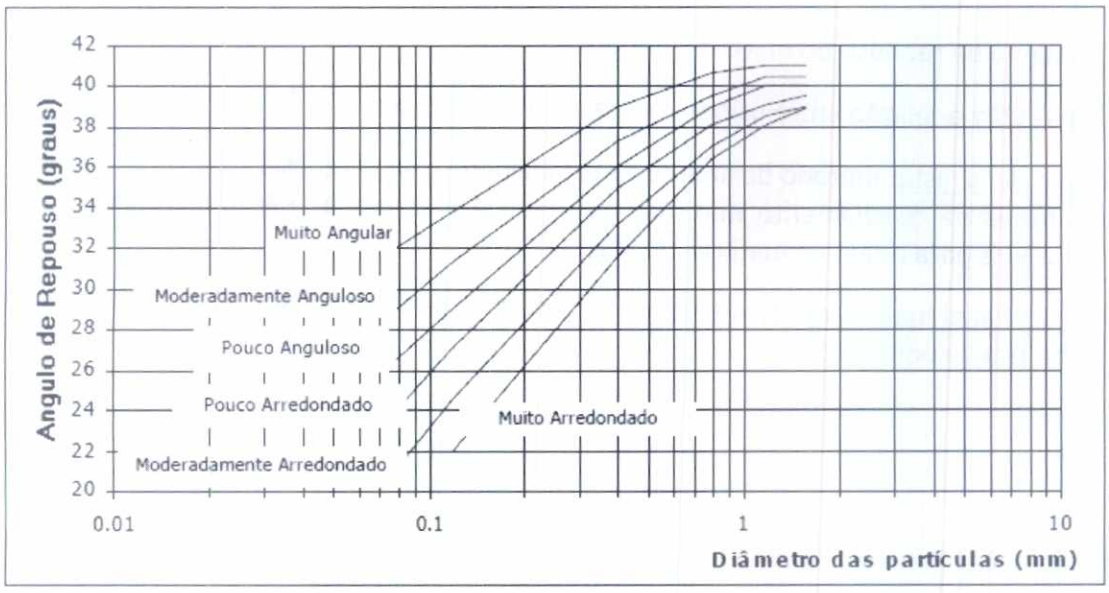


Figura 38 - Ângulo de Repouso das Partículas para Materiais Não Coesivos
Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Fls. 1066
Proc. 17849/16

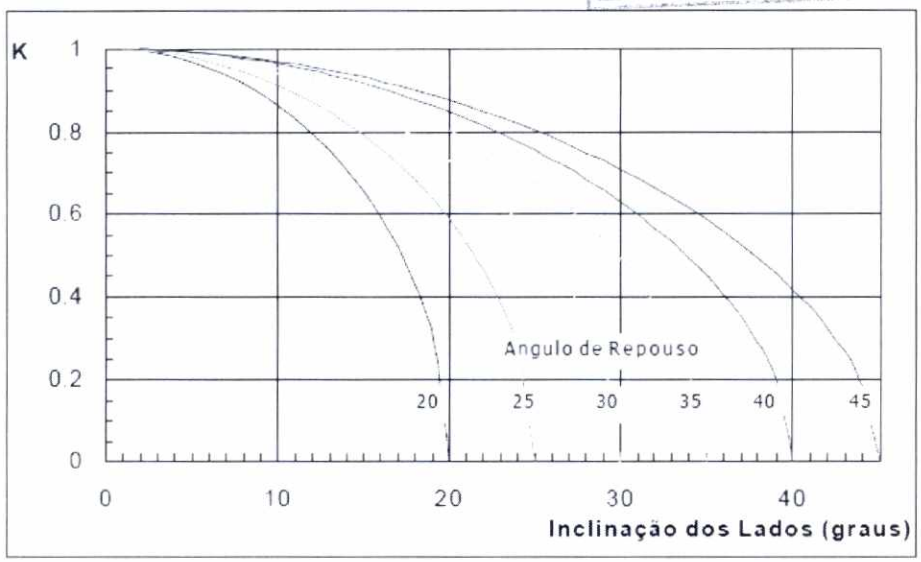


Figura 39 - Relação entre a Tensão Trativa no Fundo e Taludes em função do Ângulo de Repouso do Material em Graus e da Inclinação dos Taludes

Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Para partículas em geral, a estimativa da força trativa unitária limite pode ser efetuada a partir da curva de Shields, que relaciona a velocidade de início de movimento, já que:

$$\sqrt{\frac{\tau_{l,f}}{\rho}} = \sqrt{gRS_0} = V_* \tag{94}$$

Os parâmetros adimensionais empregados são:

$$\Psi = \frac{V_*^2}{gD} = \frac{\tau_{l,f}}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} \tag{95}$$

onde:

V* = velocidade de atrito;

R = raio hidráulico;

S_0 = declividade longitudinal do canal;

D = diâmetro característico do grão;

ν = viscosidade cinemática.

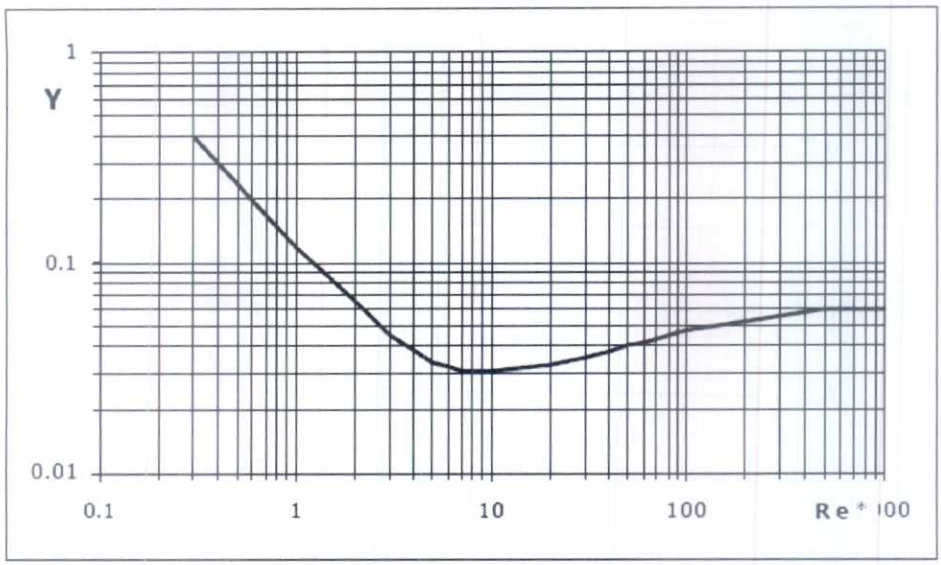


Figura 40 - Curva de Shields
Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Os valores definidos nas equações (**89**) e (**90**) para a tensão trativa unitária limite são afetados pelo grau de compacidade do material, pela sinuosidade do trecho e pelo encouraçamento do leito. Em função da sinuosidade, Lane (apud FRENCH, 1986) recomenda reduzir a tensão trativa limite de acordo com os valores da tabela abaixo:

Tabela 35 - Redução na Tensão Trativa Limite em funçao do Grau de Sinuosidade (LANE, 1955)

Grau de Sinuosidade	Fator Multiplicativo da Força Trativa Unitária
Canais retilíneos	1,00
Canais pouco sinuosos	0,90
Canais moderamente sinuosos	0,75
Canais muito sinuosos	0,60

Os passos para o dimensionamento e verificação da estabilidade do canal são descritos a seguir:

1º) determinar os valores de n (rugosidade), declividade, ângulo de repouso do material, vazão de dimensionamento e ângulo de inclinação dos taludes;

2º) estimar a sinuosidade a partir da topografia para a correção da tensão trativa unitária (Tabela 35);

3º) calcular a tensão trativa unitária atuando no fundo: $\tau_{máx,f} = 0,75.\gamma.y.S_0$;

4º) admitir um diâmetro característico para o material da margem;

determinar a tensão trativa limite para o fundo a partir das equações (**89**) e (**90**);

Fls. 1067
Proc. 17849/16

corrigir em função da sinuosidade e da forma da seção;

determinar a tensão trativa limite nos taludes calculando o coeficiente K.

5º) determinar o diâmetro característico através da expressão de Shields para o fundo e talude, utilizando a equação (**95**);

6º) comparar com o diâmetro de material admitido inicialmente e caso necessário, repetir o procedimento.

Altura de onda: a instabilidade das margens causadas pelo movimento das ondas contra os taludes podem ocorrer devido a diferentes agentes: vento, variação brusca de vazão e passagem ou movimento de embarcações.

a.1.2) Disposição e Detalhes Construtivos

A graduação e os detalhes construtivos devem obedecer aos seguintes critérios.

Tabela 36 - Graduação e Detalhes Construtivos

ITEM	FONTE	CRITÉRIO
Graduação dos blocos	United States Bureau of Reclamation (USBR)	$D < 25\% D_{maior}$ $D > 2{,}5$ a $3D_{menor}$ $D_{50} \cong 2D_{20}$ nenhum bloco com $D_{maior} \geq 3D_{menor}$
	U.S. Corps of Engineers	$D_{máx} = 2$ a $5\ D_{50}$ $D_{máx} < 16\ D_{15}$
	Depart. Estradas USA	$3\ D_{50} \rightarrow 100\%$ $2\ D_{50} \rightarrow 80\%$ $0{,}1\ D_{50} \rightarrow$ não exceder 10%
Espessura da camada	mínima base do talude	$2\ D_{50}$ $3\ D_{50}$
Proteção do pé do talude		avaliar a evolução do fundo
Transição ou filtro	U.S. Corps of Engineers	$5 < D_{15\ filtro} / D_{15\ base} < 40$ $D_{15\ filtro} / D_{85\ base} \leq 5$ $D_{50\ filtro} / D_{50\ base} \leq 25$
Espessura das camadas		$e \geq 10$ cm para $D_{50} \geq 5$ cm $\rightarrow 2\ D_{50}$
Borda livre da proteção	escoamento ondas	0,5 a 1,0 m 1,5 H

a.1.3) Transição e Filtros

A espessura do revestimento e as dimensões das pedras devem ser tais que resistam ao movimento causado pela correnteza e evitem a erosão do solo da base.

A velocidade da água entre a camada de pedras e o solo deve ser então suficientemente pequena para evitar o movimento das partículas. Para tal utilizam-se filtros naturais granulares ou sintéticos, como os geotexteis. A velocidade logo abaixo do revestimento pode ser estimada pela equação de Manning.

$$V_b = \frac{1}{n_f}\left(\frac{D_m}{2}\right)^{2/3} S^{1/2} \quad (96)$$

onde:

V_b é a velocidade na interface da proteção;

n_f é o coeficiente de Manning da interface.

D_m é o diâmetro médio das pedras.

Os valores recomendados para n_f são 0,02 para geotexteis e 0,025 para material granular tipo cascalho ou areia. Para solos não coesivos, a velocidade admissível é dada pela relação:

$$Ve = 16{,}1\sqrt{D_{base}} \quad (97)$$

onde:

D_{base} é o diâmetro das partículas da base.

Para solos coesivos, as velocidades admissíveis podem ser estimadas pela Figura 41.

Fls. 1068
Proc. 17849116

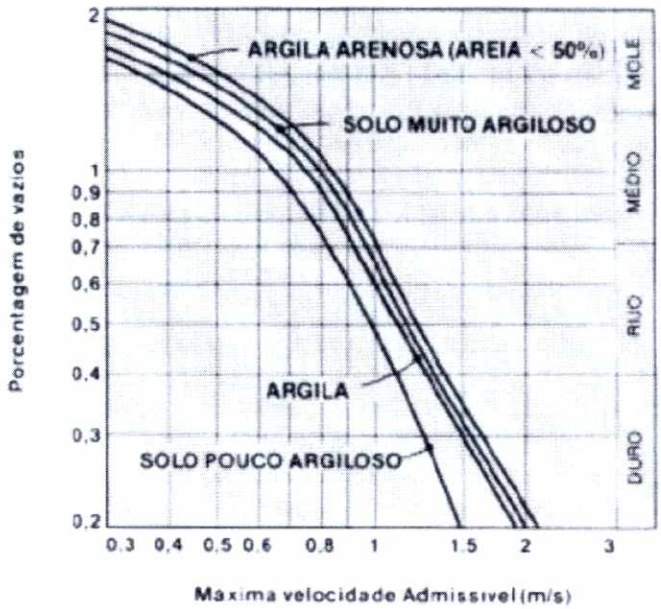


Figura 41 - Velocidade Admissível no Contato Enrocamento-Solo
Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Para transições de material granular cascalho recomenda-se a adoção de uma camada de espessura mínima 0,15 a 0,20 m e nunca inferior ao valor:

$$e \geq \frac{D_v}{f}\left[1 - \left(\frac{V_e}{V_b}\right)^2\right] \tag{98}$$

onde:

f é o coeficiente de Darcy-Weisbach;

D_v o diâmetro equivalente dos vazios, adotado como sendo:

$$D_v = \frac{D_{50\ filtro}}{5} \tag{99}$$

A granulometria do filtro obedece à:

- $5 < D_{15\ filtro} / D_{15\ base} < 40$;
- $D_{15\ filtro} / D_{85\ base} \leq 5$;
- $D_{50\ filtro} / D_{50\ base} \leq 25$.

a.1.4) Uso de Geotêxteis

O emprego de geotêxtil permite a redução da velocidade no contato entre a camada de revestimento e o solo de base, para valores da ordem de 1/4 a 1/2 de V_b. O geotêxtil é uma membrana sintética (Bidim ou similar) filtrante, com resistência mecânica à compactação. Admite grandes deformações longitudinais, apresentando o inconveniente de ter seus vazios colmatados por material fino coloidal.

Nestas situações, existem referências a casos onde o contato do geotêxtil com o solo de base perde o atrito devido à lubrificação causada por camada coloidal retida, ocasionando o escorregamento do material de proteção (pedras ou gabiões tipo colchão).

No emprego sobre camada de base composta por material granular, tipo areia, pode-se aplicar o enrocamento diretamente sobre o geotêxtil. Para bases de material fino como silte ou argila, exige-se ainda uma camada de transição.

a.1.5) Proteção de Pé

A proteção de pé é indicada para manter as características estruturais da capa de revestimento.

a.2) Proteção com Colchões

Colchões são conjuntos de elementos de revestimento, articulados ou não, que apresentam uma grande resistência à ação de ondas e correntes em função de seu funcionamento em conjunto.

Compostos de materiais diversos apresentam facilidade executiva, excelente acabamento e economia de material. Geralmente sua resistência é muito superior aos esforços hidráulicos a que estão submetidos, devendo-se, entretanto dar especial atenção à transição entre o material de base da margem e o elemento.

Os colchões podem ser de diferentes tipos, conforme os exemplos citados a seguir:

a.2.1) Elementos Articulados de Concreto

Em geral blocos de concreto com ligação entre sí, oferecendo grande flexibilidade e resistência principalmente contra a ação de ondas.

a.2.2) Elementos Articulados de Madeira

São montados colchões com elementos articulados de madeira, unidos por barras metálicas, posteriormente preenchidos com enrocamento, aumentando assim a resistência do conjunto.

Exigem os mesmos cuidados com a transição solo-proteção que os demais tipos de colchão.

a.2.3) Colchões de Gabião

Os colchões de gabião são os elementos de revestimento flexível mais empregados em obras fluviais devido à suas vantagens técnicas em relação aos revestimentos lançados.

Os gabiões tipo colchão, constituídos de caixa formada por tela metálica, revestida ou não, e enchimento de pedra, quando comparados ao revestimento tradicional de enrocamento lançado, têm a vantagem de exigirem espessura menor, pedras de menores dimensões e menor consumo

Fls. 1069
Proc. 17849/16

de material. Sua segurança, no entanto, fica condicionada à durabilidade das malhas metálicas que compõe as caixas.

Tabela 37 - Revestimento de Colchões Gabião - Dimensões Típicas

Tipo	Espessura (m)	Pedras de Enchimento		Velocidade crítica (m/s)	Velocidade limite (m/s)
		Dimensões (mm)	d_{50} (m)		
Colchões Reno	0,15 a 0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	4,2	4,5
	0,23 a 0,25	70 a 100	0,085	3,6	5,5
		70 a 150	0,120	4,5	6,1
	0,30	70 a 120	0,100	4,2	5,5
		100 a 150	0,125	5,0	6,4
Gabiões	0,50	100 a 200	0,150	5,8	7,6
		120 a 250	0,190	6,4	8,0

A verificação do revestimento em gabião tipo colchão é usualmente feito em termos de tensão de arraste, velocidade crítica e ação de ondas e deformações. A seguir é mostrada a verificação passo a passo do comportamento do colchão de gabião:

1º) Seleção do tipo de colchão:

a) Determinar D90 e Dm (Tabela 37);

b) Determinar rugosidade: $\mathrm{n} = \frac{\mathrm{D}_{90}^{1/6}}{26}$.

2º) Verificação da tensão de arraste:

a) Tensão de arraste no fundo: $\tau_b = \gamma R_h S_0$;

b) Tensão crítica de arraste: $\tau_c = 0{,}10(\gamma_s - \gamma)D_m$;

c) Condição limite: $\tau_c \leq \tau_b$;

d) Tensão de arraste nas margens: $\tau_m = 0{,}75\gamma R_h S_0$;

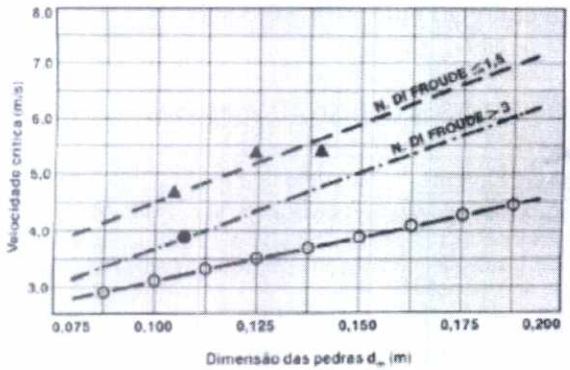
e) Tensão crítica de arraste nas margens: $\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{sen^2\theta}{sen^2 41°}}$;

f) Condição limite: $\tau_m \leq \tau_s$.

3º) Velocidade admissível

a) Número de Froude: $F = V/\sqrt{gR_h}$;

b) Determinar V_c em função de F e V do gráfico seguinte:



Fonte: Brighetti e Martins (2001)

4º) Velocidade no contato colchão solo:

a) Velocidade admissível do material base: $V_e = 16{,}1d^{1/2}$;

b) Velocidade no contato do colchão solo: $V_b = \frac{1}{n_f}\left(\frac{D_m}{2}\right)^{2/3} i^{1/2}$

c) Adotar n_f = 0,02 se houver geotêxtil ou nenhum filtro e n_f = 0,025 se houver filtro de cascalho;

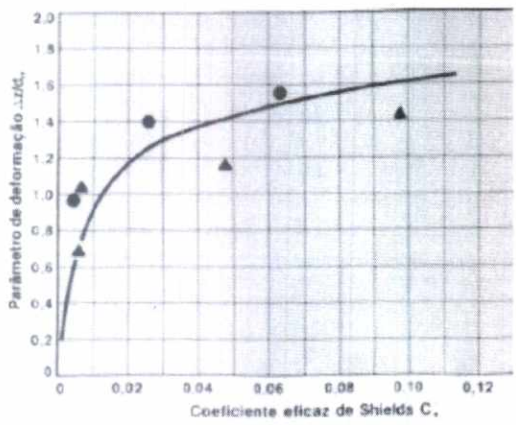
d) Verificar se $V_b < V_e$.

5º) Controle das deformações

a) Determinar os parâmetros $C'_* = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$ e $C'_* = \frac{\tau_m - \tau_s}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$ para fundos e margens;

b) Verificar o parâmetro $\Delta z/D_m$ no gráfico seguinte:

c) Verificar $\Delta z/D_m \leq 2(t/D_m - 1)$.



Fonte: Brighetti e Martins (2001)

6º) Verificação da ação das ondas:

a) Determinar a espessura mínima do colchão em função das ondas:

Fls. 1070
Proc. 17849/16
FCTH

$t = \frac{H_D}{3(1-V)\left(\frac{\gamma_S}{\gamma}-1\right)cot\theta}$ para taludes com inclinação superior à 1V:3H;

$t = \frac{H_D}{7(1-V)\left(\frac{\gamma_S}{\gamma}-1\right)cot^{1/3}\theta}$ para taludes com inclinação inferior à 1V:3H.

sendo:

Ve a porcentagem de vazios no material de enchimento.

a.2.3) Mantas

Mantas são elementos contínuos, aplicados aos taludes dos canais com a finalidade da aumentar a resistência. Geralmente são associadas à consolidação com vegetação, pedrisco asfáltico e solo-cimento.

a.3) Enrocamentos Sintéticos

a.3.1) Bolsacreto

A proteção é obtida a partir da montagem de sacos plásticos preenchidos com concreto. Apresenta a vantagem de poder ser executado submerso. A resistência é obtida após a cura do concreto, sendo que o material plástico se desfaz com o tempo.

Este revestimento está na interface entre os flexíveis e os rígidos sendo também aproveitado para obras transversais como os espigões.

a.3.2) Solo-cimento

Sacos de material plástico ou têxtil preenchidos com argamassa de solo-cimento. Os sacos de solo cimento são dispostos junto à margem de forma inclinada, acompanhando o talude. Este revestimento, da mesma forma que o bolsacreto, também situa-se na interface entre os rígidos e flexíveis pois confere certa resistência estrutural ao talude.

a.4) Gabiões de Caixa

Os gabiões tipo caixa são constituídos de tela de arame revestido ou não preenchidos com pedras. São muito empregados, na forma de muros, para a associação entre a resistência hidráulica e a estabilidade geotécnica das margens.

Os critérios de dimensionamento são os mesmos apresentados para os colchões de gabiões, especialmente quanto ao critério de tensões de arraste, velocidade crítica e velocidade junto ao contado solo – gabião.

Toda a segurança do gabião reside na integridade da tela, que para tal pode ser revestida de plástico. Os gabiões tipo caixa são disponíveis em caixas de 1 a 2 m de comprimento, com altura de 0,50 a 1 m.

Os gabiões exigem cuidados especiais com a fundação, especialmente junto ao pé.

Recomenda-se sempre a adoção de proteção com gabião manta, avançando para dentro do curso d'água para acompanhar a movimentação do fundo.

Uma das grandes desvantagens do revestimento em gabião é a manutenção, que deve ser manual em função do grande risco de rompimento da tela em atividades mecanizadas. Quando a manutenção é importante, torna-se necessária a adoção de revestimento sobre o gabião, que melhora muito o coeficiente de rugosidade das seções.

b) Proteções Rígidas

As proteções rígidas são normalmente painéis, muros e paredes que perdem suas características quando sofrem deformações. Enquandram-se nesta categoria os revestimentos em placas de concreto pré-moldados e moldados *in loco*, os muros de concreto em gravidade e armado, as paredes de alvenaria de pedra.

Da mesma forma que os gabiões, estas proteções devem ter sua estabilidade geotécnica garantida, devendo-se atentar para a drenagem de sub-pressões e a proteção contra erosão de pé, além da possibilidade de escorregamento devido à diminuição do atrito no contado entre o solo e o revestimento.

O dimensionamento destas estruturas deve seguir os critérios estruturais e geotécnicos. As principais proteções rígidas encontradas na prática são:

b.1) Painéis de Concreto Armado

Apoiados sobre o terreno, estas placas são impermeáveis, devendo para tanto ser previstos drenos horizontais para alívio das pressões de água.

b.2) Cortinas Atirantadas

Elementos estruturais para contenção, geralmente de margens verticais, que funcionam também como revestimento.

b.3) Muros de Gravidade

Assemelham-se às cortinas atirantadas em termos de revestimento, sendo que sua resistência é função do peso próprio.

b.4) Placas Pré-Moldadas de concreto

São empregadas como revestimento devido à sua resistência e durabilidade. Deve ser dada atenção à fundação e estabilidade ao escorregamento, no contato entre o revestimento e o solo, bem como a drenagem de subpressões da parte anterior do muro.

B) *CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO - PROTEÇÕES DESCONTÍNUAS*

Para a proteção de áreas baixas, o sistema de drenagem em uma de suas formas mais antigas, se utiliza de estruturas de contenção ao longo das margens dos rios para evitar o transbordamento das águas. Tais estruturas são essencialmente barragens longitudinais construídas em terra (diques), ou construídas em alvenaria ou concreto armado (muros de contenção), que se erguem

Fls. 1071
Proc. 17849/16

nas margens dos corpos d'água e evitam que em eventos chuvosos de intensidade crítica, áreas baixas importantes sejam inundadas.

Diques são obras de custo relativamente baixos, pois podem ser construídas com materiais locais, provenientes de escavações próximas ou da própria dragagem do corpo d'água protegido. A seção transversal dos diques deve se ajustar, portanto ao local e aos materiais disponíveis, priorizando a disponibilidade de espaço e ao desempenho desejado.

A escolha das estruturas passa por um procedimento de seleção que dimensiona em função da área a ser protegida e do grau de proteção exigido, a altura e espessura dos aterros ou muros. Como os aterros têm taludes pouco íngremes, ao passo que a altura calculada se eleva, a largura da base exigida para a construção fica muito elevada, privilegiando soluções com muros de contenção. Da mesma forma, quando os efeitos do lençol freático são significativos, as estruturas necessitam de características de proteção ou que convivam com a presença de níveis altos do lençol, o que necessita da presença de bombas para a manutenção da drenagem das áreas baixas.

A localização dos diques tem também fator importante na escolha das alternativas. O posicionamento das estruturas segue a premissa de utilizar da topografia para facilitar a construção e reduzir os custos. Existem diferentes configurações de localização dos diques, circundando a área a ser protegida, contornando a área e se elevando até cotas mais altas ou isolando áreas de várzea.

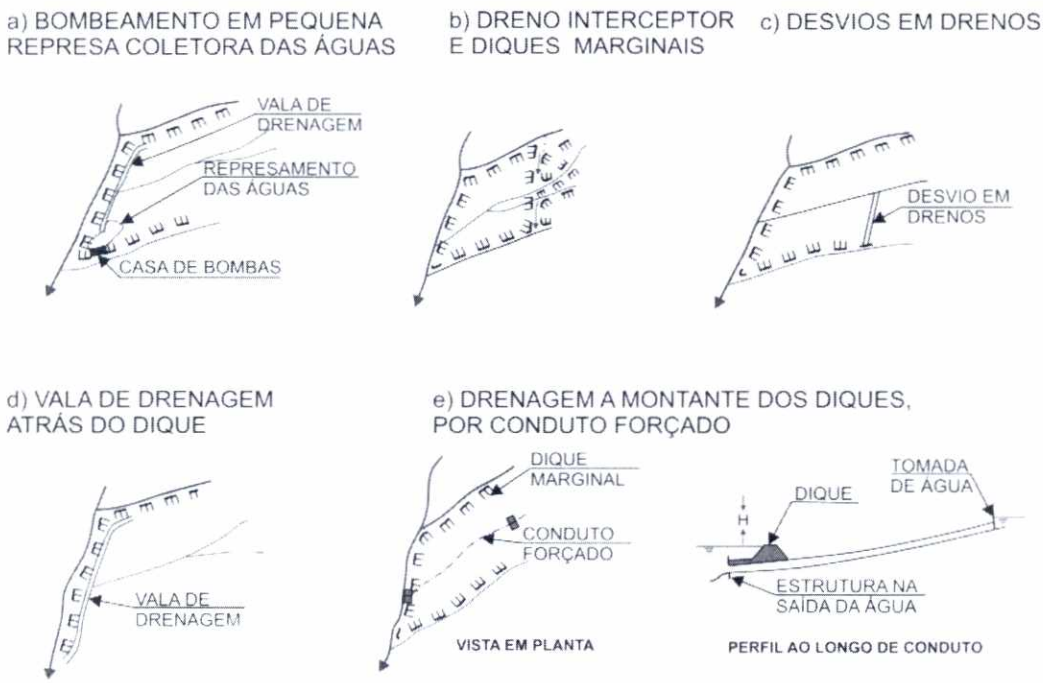


Figura 42 - Projetos de drenagem no interior das áreas protegidas por diques
Fonte: SÃO PAULO (2012)

Quando confinadas, estas áreas necessitam de um sistema de drenagem especial, voltado para o remanejamento dos corpos hídricos afluentes que passavam dentro da área. Outra alternativa é a

construção dos diques ao longo dos afluentes não sendo necessário o seu desvio (Figura 42). Dessa forma evita-se que as vazões transportadas por estes afluentes fiquem confinadas pelos diques. Mais uma vez o fator econômico é o limitante para a escolha das alternativas.

Os diques muitas vezes restringirem a seção do leito maior que previamente era inundada, p que acarreta o aumento do nível das águas. Este aumento causa dois problemas distinto, que devem ser considerados na decisão de construção ou não da proteção por diques, que são a diminuição da velocidade do canal a montante e o aumento da mesma logo a jusante destes.

Tal fato causa respectivamente, o maior depósito de material carreado a montante, com a possível enchente em locais previamente não inundáveis, e o aumento da erosão a montante, podendo prejudicar as fundações dos diques e a perda de terrenos ocupados à jusante.

Para contornar este problema, o dimensionamento deve seguir os critérios adotados para o dimensionamento de canais (item 5.3.2).

5.3.4 Comportas e Diques de Contenção de Marés

Os diques permitem proteção localizada para áreas sujeitas a inundações frequentes, deve-se ter o cuidado de não projetar alturas muito grandes com o risco dos mesmos se romperem se acontecer uma cheia maior que a prevista pelo projeto.

Hidraulicamente os diques reduzem a seção de escoamento, aumentando a velocidade e os níveis de inundação, portanto as condições de fluxo não podem se alterar depois da construção, quando o escoamento está sujeito a maré, é necessário utilizar-se de um modelo hidrodinâmico para não superdimensionar a obra.

Os diques são normalmente construídos de terra com enrocamento ou de concreto.

O projeto de diques deve seguir critérios específicos aplicáveis às obras de barramento e implica na elaboração de diversos estudos, entre eles:

- geotécnicos para definir os elementos do solo que formarão os diques e garantir a sua estabilidade;
- em modelo matemático ou físico, a fim de determinar a melhor posição para as obras;
- estudos estatísticos de níveis d´água e de maré para fins de determinar a altura das obras.

O uso de comportas tem a função de controlar o fluxo de água entre as áreas adjacentes ao dique.

Fls. 1072
Proc. 17849/16

6. MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

As medidas de controle na fonte mais relevantes para o município de Praia Grande são as seguintes:

A) *FAIXAS GRAMADAS*

As faixas gramadas promovem a infiltração do escoamento superficial, geralmente são revestidas por gramas ou arborizadas.

B) *MICRORRESERVATÓRIO*

Consistem em reservatórios de pequena dimensão vazios ou preenchidos com materiais porosos para o armazenamento temporário e retardo dos picos de vazão em áreas impermeabilizadas.

C) *PAVIMENTOS POROSOS OU PERMEÁVEIS*

A adoção de pavimentos permeáveis e porosos contribui para o controle dos deflúvios superficiais no próprio sistema viário. Estas medidas atuam sobre diferentes níveis, como segue:

- Pavimentos dotados de revestimentos superficiais permeáveis, possibilitando a redução da velocidade do escoamento superficial, a retenção temporária de pequenos volumes na própria superfície do pavimento e a infiltração de parte das águas pluviais;
- Pavimentos dotados de estrutura porosa, onde é efetuada a detenção temporária das águas pluviais, provocando o amortecimento de vazões e a alteração no desenvolvimento temporal dos hidrogramas;
- Pavimentos dotados de estrutura porosa e de dispositivos de facilitação da infiltração, onde ocorre tanto a detenção temporária das águas pluviais como também a infiltração de parte delas. Obtém-se assim o amortecimento de vazões, a alteração temporal dos hidrogramas e a redução dos volumes escoados.

O revestimento destes pavimentos pode ser semipermeável, em paralelepípedo, calçamento poliédrico ou blocos de concreto, ou permeável, em asfalto poroso e blocos de concreto vazados.

D) *TELHADOS ARMAZENADORES*

Os telhados reservatório ou armazenadores são reservatório de armazenamento temporário para captação da precipitação das coberturas das edificações. São também formulados como telhados verdes. Estes contribuem para a redução dos efeitos sobre o escoamento causados pela impermeabilização quando da implantação de edificações.

Esta técnica pode ser implantada isoladamente ou se estender ao planejamento de uma área. Podem ser utilizados telhados planos ou dotados de ligeira declividade, inferior a 5%. É usual a utilização de telhados armazenadores vegetalizados, que apresentam interesse adicional na forma de proteção térmica, contribuindo para o isolamento da edificação.

6.1 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DAS OBRAS DE REDUÇÃO E CONTROLE

A escolha dos tipos de técnicas de medidas de controle na fonte a serem adotadas em uma bacia ou sub-bacia é dependente de fatores urbanísticos, sociais, econômicos e ambientais. Estas podem ser utilizadas em diversas situações, no entanto, devem levar em consideração algumas características da bacia estudada para que suas potencialidades sejam efetivas.

Dentre os fatores que condicionam as medidas de controle na fonte podem ser citados:

- Área de drenagem

Normalmente utilizada como parâmetro para o cálculo hidrológico e hidráulico das obras na bacia, sendo a área que contribui para o local de controle e que deve ser estimada através da determinação do divisor de águas.

- Capacidade de infiltração do solo

Característica utilizada para o dimensionamento de dispositivos de infiltração, podendo viabilizar ou inviabilizar a sua aplicação. Por exemplo, em solos argilosos, a capacidade de infiltração é reduzida quando em comparação a capacidade de infiltração dos solos arenosos.

- Nível do lençol freático

O nível elevado do lençol freático pode reduzir a capacidade de infiltração no solo, acarretando as mesmas restrições citadas para a capacidade de infiltração.

- Declividade do terreno

A declividade determina a condição de escolha das estruturas, podendo inviabilizar estruturas de infiltração, terrenos de elevada declividade produzem escoamento com alta velocidade.

- Disponibilidade de área

Conforme a disponibilidade de área pode-se optar, segundo o tamanho e a disposição, pelos dispositivos mais adequados. Em áreas menores, é aconselhado dispersar os dispositivos.

- Instalações subterrâneas

A presença de instalações subterrâneas pode inviabilizar certos tipos de dispositivo. Isto ocorre pela interferência na infiltração, disposição de espaço e incorre na possibilidade de contaminação no caso de rede de água potável.

- Poluição por esgoto

A poluição proveniente do sistema de coleta separador de esgoto e águas pluviais, que por via de descargas irregulares acaba despejando poluentes no sistema de águas pluviais. Deve ser considerado para que sejam utilizados dispositivos que possam melhorar as condições de qualidade do efluente.

- Sedimentos

Assim como ocorre com a afluência de poluentes, alguns dispositivos não operam bem com um aporte de sedimentos, como é o caso das bacias de retenção e detenção. Portanto, os projetos

Fls. 1073
Proc. 17849/16

devem constar de dispositivos que sejam operados facilmente, não necessitando de limpeza e manutenção tão constantes.

- Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego

O sistema viário adiciona restrições na instalação de canais e galerias. A instalação de dispositivos de infiltração também é restringida pela dimensão das vias.

- Poluição difusa

A poluição difusa é gerada pelo escoamento superficial, em áreas urbanas e rurais, proveniente da deposição de poluentes, de maneira esparsa, sobre a área contribuinte da bacia hidrográfica. Elas aderem aos corpos d'água ao longo de sua extensão.

De acordo com Baptista; Nascimento e Barraud (2005) apud SÃO PAULO (2012), o processo de escolha e de concepção de sistemas pluviais com medidas de controle na fonte pode se dar em duas etapas: a de eliminação e a de decisão ou escolha, propriamente dita. A fase de eliminação baseia-se na análise de suas características físicas e de suas implicações para a área de implantação. Os critérios de análise são fundados essencialmente no confronto entre a tipologia da técnica, seus princípios de funcionamento, de armazenamento e de esvaziamento e em requisitos e restrições de uso.

Diversos são os fatores que condicionam a viabilidade das diferentes medidas. Com base nas experiências norte-americana (SCHUELER, 1987) e francesa (AZZOUT et al., 1994), podem ser apontados os seguintes fatores:

- Área da bacia de contribuição a ser controlada: dependente da natureza do dispositivo que pode ser projetado para o controle de pequenas ou grandes áreas;
- Capacidade de infiltração do solo: tem influência sobre o desempenho dos dispositivos de infiltração;
- Nível do lençol freático: o nível máximo do lençol freático deve ser de até 1 m abaixo do fundo do dispositivo de infiltração, proximidades maiores reduzem a capacidade de infiltração. Em reservatórios subterrâneos pode haver infiltração de água para o interior dos mesmos, exigindo bombeamento;
- Risco de contaminação de aquífero: ocorre devido à infiltração de águas superficiais poluídas;
- Fragilidade do solo à ação da água: possibilidade de desestruturação do solo em presença de água o que restringe a implantação de dispositivos de infiltração. É o caso de solos argilosos ou com muitos finos;
- Permeabilidade do subsolo: limita o escoamento da água percolada nos dispositivos de infiltração;
- Declividade do terreno: altas declividades restringem a implantação de dispositivos de detenção e infiltração;

- Ausência de exutório: limita a utilização de dispositivos de detenção, pois estes exigem um local de destino para a descarga do volume armazenado. Isto pode ser dar pela inexistência de uma rede pluvial ou curso d´água nas proximidades ou devido a questões ambientais que podem impedir este tipo de despejo;
- Disponibilidade de área: restringe a implantação de dispositivos que necessitam espaços amplos;
- Presença de instalações subterrâneas: interferências com outras redes subterrâneas é limitante;
- Restrição de urbanização: áreas com alta densidade habitacional restringe a implantação de valas de inundação, enquanto a maioria dos pavimentos porosos não resiste ao tráfego intenso;
- Afluência poluída: a maioria das técnicas compensatórias não toleram afluências com altas concentrações de poluentes (esgotos ou carga difusa), nestes casos é recomendada a utilização de pré-tratamento;
- Afluência com alta taxa de sedimentos e lixo: igualmente a afluência poluída, as técnicas compensatórias não toleram afluências com altas concentrações de sedimentos e lixo, deve-se considerar manutenção como rotina;
- Risco sanitário por falha de operação: a manutenção periódica é essencial para contornar este tipo de risco;
- Risco sedimentológico por falha de operação: neste caso também é essencial que seja realizada manutenção periódica;
- Esforços e tráfego intensos: esforços e vibrações podem danificar a estruturas de bacias subterrâneas e condutos enterrados; dispositivos de infiltração sofrem degradação sob tráfego intenso;
- Flexibilidade de desenho: restringe a implantação de estruturas que exigem escoamento por gravidade, como é o caso do micro reservatório e bacias subterrâneas. Já os telhados reservatórios são limitados à configuração da edificação;
- Limites de altura ou profundidade da medida compensatória (MC): é dependente do tempo de residência desejado (MCs de infiltração) e da capacidade de infiltração do solo.

A Tabela 38 sintetiza os fatores que orientam a análise das técnicas mais adequadas para o manejo de águas pluviais.

A Tabela 39, Tabela 40 e Tabela 41 apresentam as matrizes de aplicabilidade das medidas de controle na fonte desenvolvida por WOODS-BALLARD et al. (2007).

Fls. 1074
Proc. 17849/16

Tabela 38 - Fatores Condicionantes para a Implantação e Operação das Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana

Medidas de controle na fonte	Áreas Contribuintes Adequadas	Capacidade de Infiltração no Solo Adequadas (mmh^{-1})	Condições Solo-Aquífero				Condições de Localização					Condições Sanitárias e Sedimentológicas				Restrições Estruturais e de Desenho		
			Freático alto	Aquífero em risco	Solo frágil à água	Subsolo impermeável	Declividade alta	Ausência de exutório	Restrição de área disponível	Presença de instalações subterrâneas	Restrição de urbanização	Afluência poluída	Afluência com alta taxa de sedimentos e lixo	Risco sanitário por falha de operação	Risco sedimentológico por falha de operação	Esforço e tráfego intensos	Flexibilidade de desenho	Limite na altura da MC
Pavimento Poroso	< 10 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●			●	●	●	●	◐	◐	●	◐	●
Trincheira de infiltração	< 6 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●		◐	●	◐	●	●	◐	◐	●	◐	●
Vala de infiltração	< 6 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●		◐	●	●	●	●	◐	◐	●	◐	●
Poço de Infiltração	< 6 ha	4,0 a 200,0		●	●	●			◐	●	◐	●	●	◐	◐	●	◐	●
Micro reservatório	< 2 ha	7,0 a 200,0 (*)	◐	◐	◐	◐	◐	●	◐	◐	◐	●	●		◐	◐		◐
Telhado reservatório	< 2 ha	N.A.	◐	◐	◐	◐	◐	●	◐	◐	◐	●	●		◐			◐
Reservatório de detenção	> 2 ha	1,0 a 200,0 (**)			●			●	●	●	◐	●		●	●	◐	◐	
Reservatório de retenção	> 6 ha	0,5 a 60,0	◐	●	●	●	◐	●	●	●	◐	●		●	●	◐	◐	●
Reservatório subterrânea	< 8 ha	N.A.	●		◐	●	◐	●			●	●	●	●	●			◐
Condutos de armazenamento	< 4 ha	N.A.	◐		◐	●	◐	●	◐		◐		●	◐	◐		◐	◐
Faixa gramada	< 6 ha	1,0 a 200,0			●			●	◐			●	●	◐	◐	●	◐	◐

◐ = viabilidade de implantação; = viabilidade dependente de condição específica; ● = inviável, a princípio

(*) variante infiltrante (sem fundo); (**) variante bacia de infiltração

(Adaptado do Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba - PR)

Tabela 39 - Matriz de Aplicabilidade em Relação ao Uso e Ocupação do Solo

Grupo	Técnica	Baixa Densidade	Residência	Ruas	Comércio	Indústria	Contrução	Zonas Industriais em Reurbanização	Área Contaminada
Retenção	Reservatório de retenção	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●[3]	●	●[2]
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Detenção em alagado	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Tanque/Alagado	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Alagado pequeno	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Alagado sub-superficial	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Alagado em canal	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●[1]	●[2]	●	●	●	●[4]
	Bacia de infiltração	●	●	●[1]	●[2]	●	●	●	●[4]
	Sumidouro	●	●	●[1]	●[2]	●	●	●	●[4]
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Filtro de areia sub-superficial	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Filtro de areia perimetral	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Biorretenção	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Trincheira de filtração	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
Detenção	Bacia de detenção	●	●	●[1]	●[2]	●[1,2]	●[3]	●	●[2]
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●[3]	●	●[2]
	Vala seca	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●[3]	●	●[2]
	Vala úmida	●	●	●[1]	●[2]	●[1]	●[3]	●	●[2]
Controle na Fonte	Telhado verde	●	●	●	●[2]	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●[2]	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●[2]	●[1]	●	●	●[2]

● = sim; ● = não; [1] pode necessitar de mais um estágio de tratamento; [2] pode necessitar de mais dois estágio de tratamento; [3] pode necessitar de reabilitação após a construção; [4] o projeto de inibir a movimentação dos contaminantes

Fls. 1075
Proc. 17849/16

Tabela 40 - Matriz de Aplicabilidade em Relação às Características Locais

Grupo	Técnica	Solo		Área de drenagem		Prof. do lençol		Declividade		Carga hidráulica		Espaço disponível	
		Impermeável	Permeável	0 a 2 ha	>2 ha	0-1 m	>1 m	0 – 5 %	>5 %	0 – 1 m	1 – 2 m	Pouco	Muito
Retenção	Reservatório de retenção	●	●[1]	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
	Reservatório enterrado	●	●	●	●[5]	●	●	●	●	●	●		●
Alagados Construidos	Alagado raso	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Detenção em alagado	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Tanque/Alagado	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Alagado pequeno	●[2]	●[4]	●[4]	●	●[2]	●[2]	●	●	●	●		●
	Alagado sub-superficial	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia sub-superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Trincheira de filtração	●	●[1]	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Bacia de detenção	●	●[1]	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
	Vala úmida	●[2]	●[4]	●	●	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
Controle na Fonte	Telhado verde	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = sim; ● = não ; [1] com manta impermeável; [2] com provável vazão base; [3] a não ser que siga curvas de nível; [4] com manta impermeável a vazão base; [5] possível mas não recomendado; [6] com desvio das vazões mais altas

Tabela 41 - Matriz de Aplicabilidade em Relação à Quantidade e Qualidade

Grupo	Técnica	Qualidade					Quantidade			
		Sólidos Totais	Metais	Nutrientes	Bactérias	Sedimentos finos e poluentes	Redução de volume	Período de retorno adequado		
								1 – 2 anos	25 anos	100 anos
Retenção	Reservatório de retenção	●				●	●	●	●	●
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	●		●		●	●	●		●
	Detenção em alagado	●		●		●	●	●		●
	Tanque/Alagado	●		●		●	●	●		●
	Alagado pequeno	●		●		●	●	●		●
	Alagado sub-superficial	●		●		●	●	●		●
	Alagado em canal	●		●		●	●	●		●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●		●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●		●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●		●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●		●	●	●		●
	Filtro de areia sub-superficial	●	●	●		●	●	●		●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●		●	●	●		●
	Biorretenção	●	●	●		●	●	●		●
	Trincheira de filtração	●	●	●		●	●	●		●
Detenção	Bacia de detenção			●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●				●		●	●	●
	Vala seca	●	●	●		●		●	●	●
	Vala úmida	●	●		●	●	●	●	●	●
Controle na Fonte	Telhado verde	-	-	-	-	●	●	●	●	●
	Cisterna		●	●	●	-			●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = alto; = médio; ● = baixo

Fls. 1076
Proc. 17849/16
FCTH

6.2 DIMENSIONAMENTO DAS MEDIDAS DE CONTROLE

Medidas de controle são aquelas construídas para reduzir o volume e/ou remover os poluentes do escoamento. São medidas estruturais a construção de bacias de detenção, colocação de pavimento poroso, uso de áreas ou canais cobertos de vegetação para infiltração, obras de retenção de sedimentos nos locais em construção e criação de banhados.

A escolha das medidas mais apropriadas deve levar em consideração se a área está em processo de urbanização ou se já está urbanizada. No primeiro caso, a possibilidade de implantação de medidas não estruturais como zoneamento urbano é mais fácil, enquanto que em zonas já urbanizadas é praticamente impossível. Algumas medidas estruturais, como a criação de bacias de detenção, são também mais simples de serem adotadas na fase de planejamento, pela possibilidade de se deixar espaço livre para tal. Em áreas já urbanizadas, nas quais é complicada a implantação de medidas que requeiram o uso de áreas já ocupadas, medidas não estruturais, como as relativas à melhoria dos serviços de limpeza, são fundamentais para a diminuição da carga poluidora.

Devem também ser levadas em conta as características hidrológicas, topográficas e pedológicas da bacia para a escolha das medidas a serem adotadas e, no caso de não haver experiência local, pode sempre ser selecionada uma área piloto para testes de eficiência das ações pretendidas.

6.2.1 Faixa Gramada

Para o dimensionamento das faixas gramadas é preciso prestar atenção nos seguintes aspectos:

a) avaliar a capacidade de infiltração por meio de ensaios de infiltração;

b) evitar escoamentos concentrados que prejudiquem sua função de escoamento laminar:

- a faixa gramada deve ser o mais plana possível;
- a grama deve ser densa para evitar a erosão.

c) investigar o solo suporte, se tem capacidade de absorver por infiltração a chuva adotada;

d) aconselha-se a implantação das faixas gramadas quando:

- o solo do leito é permeável;
- nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da base da vala;
- aporte de sedimentos finos e poluição não é muito significativo;
- o solo do leito é propício à presença de água;
- a vala não atravessa uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e do lençol freático.

e) quanto ao dimensionamento da profundidade e largura da vala:

- não pode apresentar inclinação das paredes superior à indicada para o solo;
- a profundidade deve situar-se entre 4 e 10 vezes menor que a largura das valas (Baptista, M.; Nascimento, N.; Barraud, 2005 apud SÃO PAULO, 2012);

6.2.2 Microrreservatórios

Os microrreservatórios podem ser de dois tipos:

- Microrreservatório estanque: são de alvenaria ou fibrocimento, que esgotam para a rede pluvial;
- Microrreservatório poroso: são normalmente escavados e estruturados com material poroso como a brita, podendo infiltrar seu conteúdo no solo ou para a rede pluvial enterrada, se o solo for pouco permeável.

O pré-dimensionamento de um microrreservatório não requer o atendimento de condições muito restritivas, pois trata-se de um dispositivo de pequeno porte, mas de acordo com PARANÁ (2002), para os microrreservatórios que têm a função de infiltração, os mesmos devem atender as seguintes condições:

- solo permeável;
- nível freático máximo precisa ficar ao menos 1 metro abaixo da sua base;
- solo não pode ser propício à presença de água;
- lote fora de área de risco de poluição do freático;
- aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo.

No caso de microrreservatórios estanque:

- o cálculo do volume de armazenamento precisa considerar a vazão de pré-urbanização, a qual representa a vazão nas condições mais próximas da situação natural da área ou do lote (Tucci e Genz, 1995), pode ser calculada pelo Método Racional (ver item 4.4.1 deste Manual), de acordo com a IDF da região.

  A fórmula para o cálculo do volume do microrreservatório considera, além da vazão de pré-urbanização (vazão de restrição), o período de retorno, a área impermeável e a área do lote e terá o seguinte aspecto:

$$V = X \times T^{Y} \times A_{imp} \times A \qquad (100)$$

  onde:

  V = volume de armazenamento do microrreservatório (m^3);

  T = período de retorno (anos);

  A_{imp} = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100);

Fls. 1077
Proc. 17849/16

A = área do lote (ha);

X e Y = coeficientes regionais.

- os dispositivos de saída (orifícios ou condutos) devem ser dimensionados hidraulicamente para esgotar a vazão de entrada equivalente a vazão de pré-urbanização;
- o projeto detalhado de microrreservatórios deve considerar, além do cálculo dos dispositivos hidráulicos de saída, o aspecto sanitário ou de limpeza para evitar acúmulos de água e sujeiras ao longo do tempo, bem como de aportes de esgoto e sedimentos.

6.2.3 Pavimentos permeáveis com estruturas de detenção e infiltração

É importante salientar que os pavimentos podem funcionar como medidas de controle do escoamento de três maneiras diferentes, sendo somente revestimentos permeáveis, pavimentos de detenção e pavimentos de infiltração.

Para cada um destes casos, a obra deve ser dimensionada de forma diversa.

Para pavimentos com um simples revestimento permeável, não é necessário o dimensionamento propriamente dito da medida, uma vez que será realizada somente a substituição do pavimento tradicional por um que permita a infiltração das águas pluviais. Desta maneira, será necessário somente caracterizar qual o material e configuração do pavimento.

No caso de aplicação de pavimentos de detenção, é necessário, seguindo as restrições impostas pelas solicitações de projeto, calcular o volume esperado de armazenamento na camada do pavimento, que permite o acúmulo de um determinado volume entre seus poros ou em um dreno ou reservatório instalado sob a camada do pavimento. Deste modo, os volumes armazenados poderão ser infiltrados diretamente no solo ou destinados ao sistema de águas pluviais.

Já para o caso dos pavimentos de infiltração, existem duas configurações possíveis, a que visa a reservação temporária e posterior infiltração no terreno e aquela de simples infiltração direta.

Em ambos os casos é necessário dimensionar uma base para o pavimento que seja revestida por material permeável ou impermeável, dependendo da função que o pavimento deve desempenhar. Deste modo o dimensionamento deve obedecer às restrições e volumes de projeto para um tempo de retorno determinado.

De acordo com CIRIA apud Tomaz (2008) a condutividade hidráulica mínima em que pode ser considerada a infiltração no solo é de 0,36 mm/h, além disso, a superfície de infiltração do pavimento poroso deve ter condutividade hidráulica maior que a intensidade de chuva. O lençol freático deverá estar no mínimo a 1,20 m do fundo do pavimento poroso.

As camadas que compõem um pavimento poroso são:

1ª camada: camada de asfalto: possui espessura de 65 mm a 100 mm.

O pavimento poroso possui 16% de vazios muito maiores que os 3% a 5%, comumente encontrado nos pavimentos comuns.

2ª camada: filtro granular com espessura de 25 mm a 50 mm e agregado de 13 mm. Serve para estabilizar a camada de asfalto ou concreto.

3ª camada: reservatório de pedra com diâmetro de 40 mm a 75 mm (pedra britada nº3 e nº4). Em áreas onde há congelamento do solo a profundidade de congelamento pode variar de 0,61 m a 1,22 m. O reservatório de pedra deverá ser drenado em 24h a 72h. Adota-se 0,25 m como altura mínima do reservatório de pedra.

4ª camada: filtro granular que serve como uma interface entre o reservatório e o geotêxtil. Consiste em uma camada de 50 mm com agregados de 1 3mm.

5ª camada: geotêxtil.

6ª camada: solo nativo que deverá ter condutividade hidráulica no mínimo 0,36 mm/h.

Os cálculos do pavimento poroso é semelhante ao pavimento modular, sempre salientando que a condutividade hidráulica do pavimento deve ser maior que a intensidade da chuva. O fator limitante como sempre é o solo.

Conforme CIRIA (2007) a profundidade máxima da água numa **região plana** de infiltração é:

$$h = (D/n) \times (R \times i - q) \qquad (101)$$

onde:

h= profundidade máxima da camada de pedras britadas (m);

D= duração da chuva (h);

i= intensidade da chuva (mm/h) conforme período de retorno adotado determinada pela IDF de Cubatão (item 4.4.2.1 deste Manual);

q=condutividade hidráulica do solo (m/h);

R= razão entre a área drenada com a área de infiltração $\rightarrow R=A_D/A_b$

A_D= área drenada (m^2);

A_b=base da área do sistema de infiltração (m^2);

n= porosidade do material (volume dos vazios/volume total);

Para infiltração em pavimento com subbase de pedras britadas e $A_D=A_b$ fazem o valor de R=1 e tem-se:

Fls. 1078
Proc. 17845/16

$$h = (D/n) \times (i - q) \quad (102)$$

Para infiltração em pavimentos sem sub-base fazemos R=1 e n=1.

$$h = D \times (i - q) \quad (103)$$

Na prática pode-se impor um certo valor da altura $h_{máx}$ e obter a área da base da infiltração A_b.

$$A_b = (A_D \times i \times D)/(n \times h_{máx} + q \times D) \quad (104)$$

Equação de Darcy para quando há declividade

$$Q = A \times K \times i \quad (105)$$

onde:

Q= vazão na sub-base (m^3/s);

A= área da seção transversal (m^2);

K= coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s);

i=gradiente hidráulico. Geralmente é assumido como a declividade da sub-base.

Vazão de saída da estrutura do pavimento quando não há declividade (plano)

No reservatório de pedras britadas, isto é, na sub-base do pavimento permeável serão instalados tubos perfurados com objetivo de remover parcialmente ou toda a água infiltrada.

A vazão estimada pode ser estimada pela equação seguinte (INTERPAVE, 2008 apud TOMAZ, 2008):

$$q = K \times (h/b)^2 \quad (106)$$

onde:

q= taxa de runoff no pavimento (m/s);

K= coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s);

h=espessura da sub-base acima da área impermeável (m);

b= metade da distância entre os drenos (m);

Critério de seleção

- Aplicável e econômico em áreas de 0,1ha a 4ha;
- Aplicável a baixo *runoff* e áreas de estacionamento e *runoff* dos telhados de áreas pavimentadas;
- A declividade do solo deve ser S ≤ 5%;
- Preserva as condições do pré-desenvolvimento, reduzindo as vazões à jusante.

Limitações

- Não pode ser construído em locais de tráfegos pesados ou em locais que veículos tenham velocidade mais de 50 km/h;
- Os pavimentos permeáveis são viáveis para taxa de infiltração superior a 0,36mm/h conforme CIRIA (2007);
- Declividades menores que 5%. Quanto mais plano é melhor;
- Um pavimento poroso de concreto assentado em blocos tem taxa de percolação de 4.000mm/h, mas adota-se somente 10% do valor ou seja 400mm/h conforme CIRIA (2007);
- Em pavimento poroso com grama a infiltração de quando o pavimento é novo é de 900mm/h e supõe-se que quando fica velho chegue a 20% do valor, ou seja, 180mm/h conforme Árgue apud Tomaz (2008);
- Asfalto poroso tem valores de condutividade hidráulica K= 5.760mm/h; K=13.680mm/h;
- A porosidade efetiva dos agregados normalmente adotada é n=0,30 conforme CIRIA (2007);
- O dimensionamento padrão tem altura de 360mm para os agregados onde a água será armazenada conforme CIRIA (2007);
- *Capacidade de troca catiônica do solo* maior que 5 miliequivalente CEC/ 100 gramas de solo seco;
- Distância mínima de 1,20m da rocha ou do lençol freático;
- Não pode ser construído em locais onde há erosão e se espera grande quantidade de sedimentos;
- Pode causar a *contaminação da água subterrânea*, principalmente em posto de gasolina, oficinas mecânicas etc.;
- É necessário *operário especializado* para a sua construção e manutenção;
- O pavimento poroso tem aplicação limitada devido aos problemas de redução da capacidade de infiltração dos solos;
- Tendência a entupir em 1 ano a 3 anos, segundo Urbonas (1993);

Fls. 1079
Proc. 17849/16

- Algumas cidades e estados nos Estados Unidos, não aceitam o pavimento poroso e nem o modular como solução para melhorar o BMPs;
- O tempo para esvaziamento do reservatório de pedras num pavimento poroso deve ser de 24h a 72h;
- Urbonas, 1993 cita que o esvaziamento pode estar entre 6h a 12h;
- Para não haver escoamento no reservatório de pedras quando há declividade, Urbonas (1993) recomenda que sejam feitas células.

Manutenção

- A duração de um pavimento poroso é de 5 anos a 10 anos;
- Deve ser inspecionado a cada 6 meses;
- Os danos devem ser reparados imediatamente;
- Inspeções devem ser feitas mensais nos primeiros meses após construção e depois, de seis em seis meses;
- Deverá ser monitorado para ver se não está havendo entupimento e quebra do pavimento poroso;
- As áreas que estiverem entupidas deverão ser refeitas imediatamente;
- Existem equipamentos de sucção a vácuo e jatos de alta pressão para manter a porosidade do pavimento poroso e deve ser feita no mínimo duas vezes por ano.

Pré-tratamento

- Quando há escoamento sobre o pavimento poroso deve ser feito um pré-tratamento usando, por exemplo, o *filter strip*, ou seja a faixa de filtro gramada com largura mínima de 6,00 m.

Construção

- Para evitar entupimento dos poros, só deve ser feito o pavimento poroso quando o solo da vizinhança for estabilizado;
- Deve-se ter cuidado com equipamentos pesados para não afetar a permeabilidade do solo;
- As pedras usadas devem ser limpas.

Dados para projetos

- O solo deve ter permeabilidade maior ou igual a 7mm/h, conforme FHWA, 2004 ou 0,36 mm/h conforme CIRIA (2007);
- O lençol freático tem que estar, no mínimo, 1,20 m distante do fundo do pavimento poroso ou 1,00 m conforme CIRIA (2007);

- O solo deve suportar as cargas nas condições saturadas;
- Evite que os tubos de drenos percorram longas distâncias;
- Não fazer a infiltração em área aterrada e compactada;
- A superfície do pavimento poroso não pode ter declividade maior que 5%. Em áreas de grandes declividades usar pavimento asfáltico convencional;
- Como regra prática, adota-se usualmente 5:1 como a relação ótima entre a área impermeável e a área de infiltração. Assim, uma área impermeável com 2 ha tem área com 0,4 ha para infiltração;
- A camada de pedra funciona como um reservatório;
- Não é permitido runoff sobre o pavimento modular;
- Deve ser testado para a porosidade, permeabilidade e capacidade de troca catiônica;
- O espaço do concreto poroso varia de 15% a 22% com média de 18%;
- As áreas de estacionamento para cargas pesadas são admitidas;
- Depende de dois fatores básicos: permeabilidade do solo e da capacidade de carga do solo;
- O pavimento será projetado para drenar a água em 24h a 72h;
- Se a taxa de permeabilidade do solo é muito baixa, a água drenada pode ser encaminhada para uma trincheira de infiltração;
- Deverá haver um geotêxtil (bidim) adequado para evitar o entupimento;
- A infiltração da água no solo poderá ser total ou parcial;
- Solos com infiltração menor que 0,36mm/h não pode haver infiltração;

A Tabela 42 mostra os valores típicos da condutividade hidráulica K.

Tabela 42 - Condutividade Hidráulica K em função do Tipo de Solo

Tipo de Solo	K (mm/h)	K (m/dia)
Areia	210,06	4,96
Areia franca	61,21	1,45
Franco arenoso	25,91	0,61
Franco	13,21	0,31
Franco siltoso	6,86	0,16
Franco argilo arenoso	4,32	0,10
Franco argiloso	2,29	0,05
Franco argiloso siltoso	1,52	0,04
Argila arenosa	1,27	0,03
Argila siltosa	1,02	0,02
Argila	0,51	0,01

Fonte: Febusson e Debo apud Tomaz (2008)

Fls. 1080
Proc. 17849/16

6.2.3.1 *Pavimento poroso de concreto*

O concreto poroso tem porosidade efetiva que varia de 15% a 22%, sendo adotado, na prática, o valor médio n= 0,18, correspondente a 18%.

A condutividade mínima no solo que se admite é K= 0,36 mm/h.

O concreto poroso deve ter declividade menor ou igual a 2% e, no caso de as declividades serem maiores que 2%, devemos barrar perpendicularmente ao escoamento de maneira a não dar continuidade ao escoamento.

Deve estar distante no mínimo a 30 m de um poço raso e 3 m de uma construção.

Não deve ser construído pavimento poroso de concreto em locais de grande potencial de contaminação, como um posto de gasolina e outros, pois poderá contaminar o lençol freático subterrâneo.

A espessura do concreto poroso varia de 0,05 m a 0,10 m e como a porosidade efetiva é n= 0,18 para espessura de 0,10 m.

O diâmetro do agregado máximo deverá ser maior que 9,5 mm.

O reservatório de pedra britada corresponde a diâmetros de brita de 38 mm a 6,35 mm para que o vazio seja de 40%. A espessura do reservatório de pedra britada depende do tipo de solo, mas na prática varia de 0,25 m a 1,2 m, sendo a espessura mínima de 0,25 m.

O concreto poroso deverá ser assentado em área totalmente plana sobre camada de 0,05 m a 0,15 m de areia ou pedra britada. Uma outra camada de 0,15 m, que ficará assente sobre o geotêxtil. Portanto, a camada de pedras britadas está entre duas camadas de areia, uma superior e outra inferior.

Critério usando determinado período de retorno e chuva de uma certa duração

Existe uma outra maneira de se calcular e para isto adota-se um determinado período de retorno e uma determinada duração de chuva. Para aplicação deste critério tem sido adotado o seguinte:

- Período de retorno de 2 anos e chuva de duração de 1h;
- Período de retorno de 10 anos e chuva de duração de 2h.

$$d = (K \times T)/(1000 \times n) \qquad (107)$$

onde:

d= altura da camada de pedra (m);

K= condutividade hidráulica (mm/h);

T= tempo de detenção do escoamento, variando entre 24h a 72h;

n= porosidade efetiva da pedra.

A área da superfície do pavimento poroso "A" é fornecida pela equação seguinte.

$$A = V/(n \times d) \rightarrow d = V/(A \times n) \quad (108)$$

onde:

A= área da superfície do pavimento poroso (m^2);

V= volume para melhoria da qualidade das águas pluviais (m^3).

O volume para melhoria da qualidade das águas pluviais é calculado por:

$$V = A_d \times I \times D \times 10 \quad (109)$$

onde:

Ad= área total de drenagem (ha);

D= duração da chuva (h);

I= intensidade da chuva (mm/h).

6.2.3.2 *Pavimento modular*

O pavimento modular é constituído de estruturas rígidas com cerca de 30% de espaços vazios que são preenchidas com materiais permeáveis como pedrisco, executados por uma camada de pedra britada para armazenamento de águas pluviais, podendo ser tijolos, blocos de concreto, cerâmica, etc.

O coeficiente de runoff normalmente usado é 0,10 a 0, pois absorve 90% a 100% da água. Para aproveitamento de água de chuva com o pavimento modular deve ser usar C=0,40 conforme Interpave apud Tomaz (2008).

No pavimento modular o concreto não é poroso, pois a água entra pelas juntas entre os blocos.

A infiltração tem efeito a partir dos primeiros 5 mm de chuva conforme Interpave (2008) apud Tomaz (2008). Normalmente o pavimento modular é usado em **áreas de estacionamentos e passeios públicos.**

O lençol freático deve estar a mais de 1,00m do fundo do pavimento modular e haverá geotêxtil (bidim) para evitar o entupimento.

Fls. 1081
Proc. 17849/16

A declividade do pavimento modular não pode ser maior que 5%.

O pavimento permeável remove a poluição dos primeiros 10mm a 15mm de runoff, que é o chamado *first flush*, conforme Interpave apud Tomaz (2008).

Podem ser feito em blocos de concreto pré-moldado ou moldado *in loco*, ou tijolos, granito ou outro material. O *pavimento modular* é também chamado de *pavimento permeável* conforme Urbonas (1993).

Na fórmula racional:

$$Q = C \times i \times A/360 \qquad (110)$$

onde:

Q= vazão de pico (m^3/s);

I= intensidade de chuva (mm/h);

A= área da bacia (ha);

C= coeficiente de runoff.

Quando se calcula microdrenagem, CIRIA (2007) recomenda que se leve em conta o **coeficiente de runoff C=0,35 a favor da segurança**.

O pavimento modular precisa possuir uma camada de areia grossa de 0,10 m para o assentamento dos módulos de concreto.

Abaixo da camada de areia existe o geotêxtil (bidim) para evitar a migração da areia fina para a camada granular logo abaixo, que terá no mínimo 0,25m de espessura e feita geralmente de pedra britada nº3, cujo diâmetro varia de 2,5 cm a 5 cm.

No fundo do reservatório de pedra britada terá também o geotêxtil e abaixo estará o solo nativo.

Caso quando a condutividade hidráulica do solo for menor que 0,36 mm/h recomenda-se a colocação de um tubo para drenagem.

Critérios de seleção do pavimento modular

- econômico para área < 2ha;
- declividade S ≤ 5%;

Limitações do pavimento modular

- Não podem ser construídos em locais onde há erosão e se espera grande quantidade de sedimentos.
- É aplicável onde o pavimento está no mínimo 1,00m acima da rocha ou do lençol freático.
- Não podem ser construídos em locais de provável contaminação, como postos de gasolina, oficinas mecânicas e locais de onde são manuseadas substâncias potencialmente poluidoras.
- É necessário um operário especializado para a manutenção do pavimento modular.

Dados para projetos para pavimento modular

- É importante que o solo seja permeável para o sucesso do pavimento modular.
- Não fazer pavimento modular em solos com muita carga de silte que podem ser levados por veículos ou pelo vento.
- A condutividade hidráulica deve ser no **mínimo de 3,6mm/h.** Quando a condutividade hidráulica for menor que 0,36mm/h (8,64 L/m² x dia) consideramos que o solo é impermeável e então temos que instalar tubos para drenagem.
- As águas pluviais devem ser armazenadas antes de serem percoladas.
- **O tempo de esvaziamento de variar de 24h a 48h, mas na prática admite-se 12h como razoável.**
- Deve ser testada para a porosidade, a permeabilidade e se possível a capacidade de troca catiônica.
- Há grande quantidade de erros na avaliação da permeabilidade do solo, usa-se fator de segurança igual a 2 (dois).
- O reservatório de pedra britada deve ser separado um do outro no intervalo de 3,00 m a 8,00 m. A separação é feita através de parede, isolando cada reservatório evitando a migração horizontal. A distância separadora
- Podem ser colocados tubos perfurados entre 3,00 m a 8,00 m. Estes tubos perfurados serão unidos posteriormente em um tubo que não é perfurado para lançamento na rede de drenagem.

Fls. 1082
Proc. 17849/16

Porosidade e condutividade hidráulica

As porosidades efetivas de pedras britadas, areia e pedregulho podem ser encontradas na Tabela 43 e Tabela 44.

Tabela 43 - Porosidades Típicas

Material	Porosidade (%)	Condutividade Hidráulica (mm/h)
Pedras britadas (Blasted rock)	30	
Pedras britadas uniformemente graduadas	40	
Pedras graduadas maiores que ¾" (19 mm)	30	
Areia	25	36 a 36.000
Pedregulho	15 a 25	3.600 a 360.000
Argila		< 0,0036 mm/h
Silte		0,0036 a 36

Fonte: Urbonas, 1993

Usa-se costumeiramente a porosidade de 30% como estimativa.

Tabela 44 - Valores de Porosidade

Material	Porosidade (n)
Sistema de geocélulas	0,90 a 0,95
Pedras limpas	0,40 a 0,50
Distribuição uniforme de pedras	0,30 a 0,40
Areia graduada ou pedregulho	0,20 a 0,30

Fonte: CIRIA, 2007

A Tabela 42 e Tabela 45 mostram alguns valores típicos da condutividade hidráulica K.

Tabela 45 - Coeficientes de Condutividade Hidráulica K

Material	Granulométrica (cm)	Condutividade Hidráulica K (cm/s)	(mm/h)	(m/s)
Brita 5	7,5 a 10,0	100	3600000	1,0
Brita 4	5,0 a 7,5	60	2160000	0,6
Brita 3	2,5 a 5,0	45	1620000	0,45
Brita 2	2,0 a 2,5	25	900000	0,25
Brita 1	1,0 a 2,0	15	540000	0,15
Brita 0	0,5 a 1,0	5	180000	0,05
Areia grossa	0,2 a 0,5	1×10^{-1}	3600	0,001
Areia fina	0,005 a 0,040	1×10^{-3}	36	0,00001
Silte	0,0005 a 0,0050	1×10^{-5}	0,36	1×10^{-7}
Argila	menor que 0,0005	1×10^{-8}	0,00036	1×10^{-10}

Fonte: Manual de Drenagem do DNER, 1990

Juntas

O objetivo das juntas é facilitar o movimento vertical da água na sub-base do pavimento modular.

É recomendado o uso de **pedrisco com diâmetro entre 2 mm a 6,3 mm** sendo que se existir diâmetros maiores que 6,3 mm ou menores que 2 mm deverão ser em pequena porcentagem.

Não é recomendado o uso de areia nas juntas.

Blocos de concreto

Os blocos pré-moldados de concreto possuem vários tamanhos a partir de 100 mm x 200 mm e formas, podendo ser chanfrados.

Conforme o uso o mesmo possui espessura diferente conforme Tabela 46.

Tabela 46 - Espessura dos Blocos de Concreto Pré-Moldado do Pavimento Modular Conforme o Uso

Uso do bloco de concreto	Espessura do bloco (mm)
Área para pedestre	35 mm; 50 mm ou 100 mm
Tráfego leve	60 mm a 120 mm
Tráfego pesado	80 mm a 120 mm

Período de retorno

Geralmente deve ser adotado período de retorno Tr=5anos e chuva de duração de 60 min (1h) conforme Tabela 47, mas nada impede que os mesmos sejam dimensionados para T=25anos e verificados para T=100 anos.

Tabela 47 - Duração das Chuvas para Diversos Períodos de Retorno

Período de retorno	Duração da chuva
5 anos	60 min
25 anos	60 min
100 anos	60 min

Cálculos do pavimento modular segundo CIRIA, 2007

Conforme CIRIA (2007) a profundidade máxima da água numa **região plana** de infiltração é:

$$h = (D/n) \times (R \times i - q) \qquad (111)$$

Fls. 1083
Proc. 17849/16

onde:

h= profundidade máxima da camada de pedras britadas (m);

D= duração da chuva (h);

i= intensidade da chuva (mm/h) conforme período de retorno adotado;

q=condutividade hidráulica do solo (m/h);

R= razão entre a área drenada com a área de infiltração= R=AD/Ab. Nota: R≤2

A_D= área drenada (m^2);

Ab=base da área do sistema de infiltração (m^2);

n= porosidade do material (volume dos vazios/volume total);

Para infiltração em pavimento **com sub-base** de pedras britadas e A_D=Ab adota-se o valor de R=1 e tem-se.

Para infiltração em pavimentos **sem sub-base** adota-se R=1 e n=1.

Na prática podemos impor certo valor da altura $h_{máx}$ e obtermos a área da base da infiltração Ab.

$$A_b = (A_D \times i \times D)/(n \times h_{máx} + q \times D) \quad (112)$$

6.2.4 Telhados armazenadores

O dimensionamento de telhados reservatório obedece aos critérios de tempo de retorno estabelecidos pelas normas brasileiras de instalações prediais, que determinam o tempo de duração de precipitação e o tempo de retorno. Como uma referência, a NBR 10844 estabelece que a instalação dos condutos de águas pluviais deve ter cobertura para um tempo de retorno de 5 anos e para o tempo de precipitação de 5 minutos. A norma também fornece as informações necessárias para o projeto do número de descidas, a partir de ábacos que relacionam o diâmetro interno dos condutos com a vazão de dimensionamento.

A vazão de dimensionamento será condicionada pela vazão de restrição do lote, determinada pelo método racional.

O dispositivo lida também com o carregamento da estrutura e, portanto, não deve, para situações de solicitação maiores que a de projeto, sobrecarregar a estrutura. Esta sobrecarga poderá levar ao comprometimento ou até o colapso dos telhados. Assim sendo, para solicitação maior que as determinadas para projeto, o sistema de águas pluviais deve funcionar normalmente, não funcionando mais como reservatórios e sim como sistema de escoamento.

A cobertura verde é constituída por varias camadas, desde as plantas até a estrutura do prédio. Os elementos comuns de uma cobertura verde, segundo Tomaz (2008) são:

- Camada impermeável;
- Sistema de drenagem eficiente
- Elementos para permitir a vegetação devem ter baixa densidade, boa retenção da água.
- Escolha adequada da vegetação para atender os tempos quentes e frios;
- As espécies de plantas devem ser: vigorosas, tolerantes ao solo seco, ao sol e a solos pobres, por exemplo, a *Carex Festuca, Stipa e Achillea, mas que de preferência sejam nativas*;
- A camada de solo varia de 150 mm a 300 mm.

Alguns cuidados que devem ser levados em conta ao se escolher os telhados armazenadores:

- O número da curva segundo o SCS adotado normalmente em coberturas verdes é CN=61;
- A cobertura deve ser resistente à infiltração das raízes e de vazamentos de água;
- A declividade mínima deve ser de 1,5% e menor que 5%;
- As plantas devem ser resistentes às secas e ao calor. A vegetação escolhida poderá ter características extensivas (grama) ou intensivas (plantas de maiores dimensões); recomenda-se de preferência a utilização de plantas nativas;
    - o solo com vegetação extensiva varia de 50 mm a 150 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de 80kg/m^2 a 150kg/m^2 (HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008);
    - o solo com vegetação intensiva varia de 200 mm a 2000 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de 300kg/m^2 a 1000kg/m^2 HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008).
- A irrigação nos períodos de seca é feita através de mangueira ou de *sprinklers* automáticos;
- Limpeza periódica com a retirada das folhas e lixo.
- O cálculo do volume de armazenamento precisa considerar a vazão de pré-urbanização, a qual representa a vazão nas condições mais próximas da situação natural da área ou do lote (Tucci e Genz, 1995), que pode ser calculada pelo Método Racional (ver item 4.4.1 deste Manual), de acordo com a IDF da região.

  A fórmula para o cálculo do volume do telhado considera somente a chuva que caí sobre o próprio telhado e tem o seguinte aspecto:

$$V = X \times T^{Y} \times A \quad (113)$$

  onde:

Fls. 1084
Proc. 17849/16

V = volume de armazenamento do telhado (m^3);

T = período de retorno (anos);

A = área do telhado (m^2);

X e Y = coeficientes regionais.

- O dimensionamento dos dispositivos de saída (orifícios, tubos de queda) é feito de acordo com a vazão de restrição do lote;
- Em relação à determinação da lâmina máxima admitida para a segurança estrutural do telhado para chuvas maiores que as de projeto, recomenda-se:
  - Azzout et al. (1994) que o orifício de extravazamento (ladrão) tenha uma capacidade de vazão de 180L/(h.m^2);
  - em nível de pré-dimensionamento, que a base do ladrão coincida com a altura da lâmina de regulação mais 5 cm.
- Em relação à vegetação presente nos telhados, vale as seguintes observações:
  - o solo com vegetação extensiva (grama) varia de 50 mm a 150 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de 80kg/m2 a 150kg/m2 (HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008);
  - o solo com vegetação intensiva (plantas de maiores dimensões) varia de 200 mm a 2000 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de 300kg/m2 a 1000kg/m2 (HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008).
- Quanto à verificação da capacidade da edificação suportar o peso adicional decorrente de um volume máximo armazenado no telhado:
  - dependendo da sobrecarga mecânica pode haver a necessidade ou não de reforço estrutural;
  - Azzout et al. (1994) afirmam que não se considera sobrecarga estrutural se a pressão da água for inferior a 100 N/m^2, valor normalmente previsto como sobrecarga para manutenção.

7. MANUTENÇÃO E LIMPEZA

7.1 DIRETRIZES PARA OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DOS SISTEMAS DE MICRO E MACRODRENAGEM

As diretrizes para operação e manutenção da micro e macrodrenagem compreendem um conjunto de rotinas que deverão ser incorporadas para que o sistema de drenagem do município de Praia Grande funcione apropriadamente.

7.1.1 Sistema de drenagem inicial

A limpeza e desobstrução de bueiros e bocas de lobo devem ser executadas com periodicidade diferenciada nos períodos secos e chuvosos, lembrando sempre que antes do início do período chuvoso o sistema de drenagem inicial deve estar completamente livre de obstruções ou interferências. A forma de execução dos serviços de manutenção do sistema de drenagem inicial pode se dar com a varrição de guias e sarjetas.

7.1.2 Sistema de macrodrenagem

Apresenta-se a seguir o conjunto de diretrizes para os procedimentos e rotinas de manutenção preventiva e/ou corretiva das obras e equipamentos que integram os sistemas de micro e macrodrenagem do município.

A principal finalidade de um serviço de manutenção é manter o sistema de drenagem em condições de receber, conduzir, armazenar e tratar as águas pluviais a qualquer momento, reduzindo assim os riscos de falha e, consequentemente, os riscos de inundação e da poluição hídrica na sua área de influência.

Um dos grandes problemas do sistema de drenagem decorre da falta de manutenção e da má utilização de seus mecanismos. Podem ser observadas falhas no sistema de drenagem em virtude da falta de manutenção, seja por assoreamento da calha dos corpos receptores seja pelo mau funcionamento das estruturas de armazenamento.

Assim sendo, a elaboração de um plano de manutenção é vital para se obter a efetiva gestão da drenagem urbana do município.

As ferramentas típicas que compõem um sistema de manutenção incluem o mapa de planejamento com as rotinas de controle, acompanhamento e inspeção de cada parte do sistema e a ficha de cadastro histórico de manutenção conforme modelo apresentado na Figura 43.

Fls. 1085
Proc. 17849/16

Modelo de Ficha de Cadastro Histórico de Manutenção	
Identificação/Localização:	Data: ___/___/___
Estrutura/Código:	Localidade:
Cursos D'água:	Bacia:
Coordenadas GPS Latitude: Longitude: Altitude:	
Tipo de material da estrutura: Componentes/Equipamentos:	
Administração	
( ) Concessão ( ) Município ( ) Outros Nome (para o caso de concessão/outros):	
Elementos do Sistema de Drenagem	
Galerias: ( ) Sim ( ) Não Canais: ( ) Sim ( ) Não Bocas de Lobo: ( ) Sim ( ) Não Ramais: ( ) Sim ( ) Não Poços de visita: ( ) Sim ( ) Não	
Dimensões	
Extensão (m): Largura (m): Diâmetro (m):	
Comentários Gerais	

Modelo de Ficha de Cadastro Histórico de Manutenção
a) Condições de estabilidade: ( ) Boa ( ) Sofrível ( ) Precária b) Inspeção especializada (por engenheiro) necessária? ( ) Sim ( ) Não c) Ocorrência de acidentes: ( ) Sim ( ) Não d) Seção da vazão adequada: ( ) Sim ( ) Não
Observações Adicionais:

Figura 43 - Modelo de Ficha de Cadastro de Manutenção

7.1.3 Manutenção

A manutenção pode ser definida como o conjunto de atividades destinadas a garantir as condições operacionais pré-estabelecidas para o sistema de drenagem de forma a reduzir o risco de falhas devido ao mau funcionamento de seus componentes.

7.1.3.1 *Tipos de manutenção*

A manutenção deve se dar através de três práticas básicas, a saber:

- Manutenção corretiva: caracteriza-se como uma intervenção realizada após a ocorrência de eventuais falhas do sistema ou até mesmo após seu funcionamento, como o caso dos reservatórios de detenção que necessitam de limpeza após a ocorrência dos eventos de chuva;
- Manutenção preventiva: é uma intervenção programada que tem como objetivo manter a disponibilidade do sistema de drenagem para quando o mesmo for requisitado;
- Manutenção preditiva: permite garantir uma qualidade desejada do funcionamento do sistema de drenagem, por meio de análises e supervisões sistemáticas do sistema visando diminuir as manutenções corretiva e preventiva, ou seja, a manutenção preditiva é uma técnica de gerenciamento da manutenção.

7.1.3.2 *Diretrizes da manutenção*

Neste Item é apresentado um conjunto de instruções que deve ser seguido para a efetivação das metas previstas pelo sistema de manutenção da rede de drenagem do município de Praia Grande. Dentre elas destacam-se:

- O plano de manutenção deverá ser composto por um conjunto de atividades que visem à preservação do desempenho, da segurança e da confiabilidade dos componentes do

Fls. 1086
Proc. 17849/16
FCTH

sistema de drenagem, de forma a prolongar a sua vida útil e reduzir os custos de manutenção.

- O plano de manutenção será configurado pelos seguintes pontos essenciais: organização da área de manutenção, arquivo técnico e cadastro dos componentes do sistema de drenagem e programa de manutenção;
- A forma de organização do programa de manutenção será compatível com o porte e complexidade do sistema de drenagem de cada região;
- A gestão do sistema de manutenção deverá compreender a manutenção do arquivo técnico e cadastro dos componentes do sistema de águas pluviais e elaboração do programa de manutenção;
- O arquivo técnico do sistema de drenagem deverá ser composto por todos os documentos de projeto e construção, incluindo memoriais descritivos, memoriais de cálculo, desenhos e especificações técnicas;
- O cadastro dos componentes do sistema de águas pluviais deverá conter o registro de todos os componentes e sistemas abrangidos pelo programa de manutenção, incluindo identificação, descrição e localização;
- O arquivo técnico e o cadastro dos componentes do sistema de águas pluviais serão mantidos permanentemente atualizados, refletindo fielmente todas as modificações e complementações realizadas ao longo da vida útil do sistema de drenagem;
- A gestão do Sistema de Manutenção deverá apoiar-se em um sistema de informações sobre a drenagem, no qual deverão fazer parte deste sistema dados e informações pertinentes às atividades de manutenção, constituído pelo arquivo técnico e o cadastro dos componentes do sistema de drenagem, o programa de manutenção, o registro dos serviços, datas, custos de manutenção e outros dados de interesse;
- Os procedimentos e rotinas de manutenção deverão ser continuamente avaliados e ajustados, de modo a permanecerem sempre atualizados e consistentes com as necessidades e experiência adquirida na gestão do Sistema de Manutenção.

7.1.4 Diagrama funcional da manutenção

O Plano de Manutenção deve ser estabelecido considerando algumas funções básicas, conforme apresentadas a seguir.

7.1.4.1 *Gerenciar*

- Estabelecer políticas de manutenção;
- Elaborar plano estratégico global da manutenção;
- Estabelecer diretrizes, metas, prioridades e níveis de eficiência;
- Sugerir medidas administrativas;

- Avaliar desempenho e propor ajustes que garantam a melhoria do desempenho do sistema;
- Garantir e apresentar resultados estabelecidos no planejamento;
- Fazer cumprir normas e procedimentos do programa de manutenção.

7.1.4.2 *Planejar*

- Estabelecer metas de trabalho para o período;
- Desenvolver o plano de trabalho para a consecução das metas estabelecidas;
- Analisar e identificar serviços passíveis de planejamento;
- Estudar e estabelecer métodos e processos de planejamento;
- Definir sequências e períodos de intervenção;
- Definir parâmetros de gestão da manutenção;
- Propor métodos, parâmetros e orientação para elaboração da programação;
- Avaliar relatórios gerenciais de modo a aprimorar continuamente os processos e métodos de planejamento.

7.1.4.3 *Programar*

- Elaborar e priorizar relação de serviços a executar;
- Alocar recursos;
- Programar os serviços de manutenção.

7.1.4.4 *Executar*

- Cumprir normas, procedimentos e rotinas de manutenção;
- Viabilizar recursos para os serviços;
- Alocar/distribuir recursos necessários para a execução dos serviços;
- Executar os serviços programados;
- Garantir a qualidade de execução;
- Analisar a necessidade de troca ou substituição dos componentes do sistema de drenagem;
- Registrar dados técnicos de execução;
- Detectar/analisar a origem de eventuais falhas ou defeitos;
- Emitir as ordens de manutenção não programadas.

7.1.4.5 *Controle da manutenção*

- Manter acervo técnico atualizado;

Fls. 1087
Proc. 17849/16

- Analisar dados de manutenção;
- Apresentar relatórios gerenciais de manutenção;
- Divulgar indicadores de desempenho do sistema de drenagem e manejo das águas pluviais.

7.1.4.6 *Inspecionar*

- Realizar inspeção, identificando falhas e defeitos;
- Definir necessidades de intervenção;
- Identificar e comunicar falhas de evidências à execução;
- Fornecer subsídios quantitativos para estudos de desempenho e confiabilidade de equipamentos.

7.1.5 Plano de ação operacional

O Plano de Manutenção deverá prever uma série de atividades fundamentais tendo em vista o bom funcionamento e efetivação dos serviços de manutenção.

7.1.5.1 *Central de atendimento*

O Plano de Manutenção deverá prever uma central de atendimento à população. Estes atendimentos visam atender as necessidades de intervenção, mediante solicitação, que interrompam as atividades previamente programadas.

As solicitações poderão ser feitas, por qualquer meio de comunicação, a qualquer momento do período de 24 horas, para o setor de plantão.

7.1.5.2 *Cadastramento*

Para o estabelecimento do Plano de Manutenção é essencial a existência do cadastro da rede de drenagem, incluindo todos os equipamentos do sistema com as devidas especificações técnicas, localização e informações relativas ao processo de manutenção.

7.1.5.3 *Diagnóstico*

As informações quanto à situação atual do sistema de drenagem devem ser elaboradas tendo em vista a identificação de pontos críticos nos equipamentos do sistema com o consequente levantamento das necessidades de adequação e melhorias.

7.1.5.4 *Planejamento operacional*

Neste item deve ser considerada a distribuição das atividades ao longo do tempo e alocação de recursos, levando em consideração o período seco e chuvoso, assim como a necessidade operativa dos equipamentos, como o caso dos reservatórios de armazenamento.

7.1.5.5 *Programação de serviços*

A programação dos serviços consiste na definição de quem irá fazer, como e quando, mediante a necessidade de manter em boas condições de operação todos os componentes do sistema de drenagem.

7.1.5.6 *Execução da manutenção*

- Inspeção – trata-se do acompanhamento das condições dos equipamentos do sistema de drenagem, permitindo desta forma prever as necessidades de ajustes ou reparos;
- Manutenção preventiva – a partir dos dados obtidos nas inspeções, serão planejadas as ações com o objetivo de eliminar os defeitos e as irregularidades constatadas;
- Manutenção corretiva – visa restabelecer o padrão operacional do sistema de drenagem em virtude de falhas ou necessidades detectadas pela inspeção, manutenção preventiva ou pela própria população;
- Operação – inclui as atividades específicas de funcionamento, acompanhamento, leitura de dados, pequenos ajustes e atividades de conservação nos equipamentos do sistema.

7.1.5.7 *Controle da manutenção*

O controle da manutenção deverá ser realizado através da emissão de relatórios operacionais, os quais permitirão a análise do desempenho operacional e avaliação do histórico dos componentes do sistema de drenagem, assim como informações de ocorrência. Laudos e pareceres técnicos deverão ser elaborados sempre que observadas falhas dos equipamentos, detectando e apontando as possíveis soluções para o problema.

7.1.6 Procedimentos e rotinas

7.1.6.1 *Objetivos*

Estabelecer as diretrizes gerais para a execução de serviços de conservação e manutenção do sistema de drenagem urbana do Município de São Paulo.

7.1.6.2 *Execução dos serviços*

Os serviços de conservação e manutenção correspondem às atividades de inspeção, limpeza e reparos dos componentes do sistema de drenagem e deverão ser executados em obediência ao Plano de Manutenção, baseado em rotinas e procedimentos periodicamente aplicados nos equipamentos do sistema.

Os procedimentos e rotinas de serviços, dentre os quais estão a inspeção, limpeza e manutenção, serão aplicados aos seguintes componentes:

- Sarjetas
- Bocas-de-lobo, bueiros e galerias;

Fls. 1088
Proc. 17849/16

- Canais abertos e fechados;
- Reservatórios de armazenamento;
- Equipamentos eletromecânicos: bombas, painéis eletrônicos, tubulações, comportas, etc.

A Tabela 48 indica as estruturas do sistema de drenagem que devem ser submetidas à inspeção com suas rotinas e frequência mínima de execução das atividades.

Tabela 48 - Procedimento de Inspeção para as Estruturas do Sistema de Drenagem

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
Sarjetas	Inspecionar os pontos de acesso bem como a superfície na área dos pontos de acesso. Atenção especial deve ser dada aos danos ou bloqueios	A cada 60 dias
	Inspecionar revestimento das estruturas para determinar quaisquer danos e deteriorações	A cada 60 dias
	Procurar por obstruções causadas por acúmulo de resíduos e sedimentos	A cada 60 dias
Bocas-de-lobo, bueiros, galerias e canais abertos e fechados	Inspecionar os pontos de acesso bem como a superfície na área dos pontos de acesso. Atenção especial deve ser dada aos danos ou bloqueios	A cada 60 dias
	Inspecionar revestimento das estruturas para determinar quaisquer danos e deteriorações	A cada 60 dias
	Procurar por obstruções causadas por acúmulo de resíduos e sedimentos	A cada 60 dias
Reservatórios de armazenamento	Inspecionar o revestimento do reservatório para determinar quaisquer danos e deteriorações	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	Verificar se ocorre acúmulo de detritos ou decomposição anaeróbia no reservatório	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	No caso de reservatórios de retenção, verificar se	Nos períodos de estiagem

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
	ocorre proliferação de algas	inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	Inspecionar grades de retenção de resíduos para garantir que elas estão livres de detritos e lixo	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	Inspecionar estruturas de controle, equipamentos hidromecânicos (válvulas, registros, comportas, stop-logs ou outros existentes)	Nos períodos de estiagem a cada 60 dias, e sempre que for efetuada alguma manobra (enchimento ou esvaziamento) durante o período chuvoso
	Inspecionar os equipamentos eletromecânicos existentes no reservatório (bombas, quadros de comando, chaves de acionamento, sensores de monitoramento)	Na estiagem a cada 60 dias e no período chuvoso, as inspeções deverão ser realizadas sempre logo após ocorrer alguma operação no reservatório
Equipamentos eletromecânicos	Inspecionar mensalmente, nos períodos de estiagem, bombas hidráulicas, registros, motores elétricos, quadros de comando e chaves de acionamento, bem como outros elementos existentes na casa de bombas (sensores de monitoramento, iluminação etc.)	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso em que se observar alagamento na área de controle dos equipamentos hidromecânicos

A Tabela 49 indica as estruturas do sistema de drenagem que devem ser submetidas à limpeza com suas rotinas e frequência mínima de execução das atividades.

Fls. 1089
Proc. 17849/16
FCTH

Tabela 49 - Procedimento de Limpeza para as Estruturas do Sistema de Drenagem

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
Sarjetas	Limpar sedimentos acumulados e resíduos sólidos	Diariamente de forma contínua
Bocas-de-lobo, bueiros, galerias e canais abertos e fechados	Limpar sedimentos acumulados e resíduos sólidos	A cada 60 dias, com devida atenção nos períodos de chuvas
Reservatórios de armazenamento	Limpar sedimentos, resíduos sólidos e outros detritos acumulados Remover vegetação Desinfecção da área do reservatório	Nos períodos de estiagem limpar mensalmente. Durante o período chuvoso, após a ocorrência de cada evento de chuva

A Tabela 50 indica as estruturas do sistema de drenagem que devem ser submetidas à manutenção com suas rotinas e frequência mínima de execução das atividades.

Tabela 50 - Procedimento de Manutenção para as Estruturas do Sistema de Drenagem

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
Sarjetas	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados Refazer revestimento	Quando verificada a necessidade durante a inspeção
Bocas-de-lobo, bueiros, galerias e canais abertos e fechados	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados Refazer revestimento	Quando verificada a necessidade durante a inspeção
Reservatórios de armazenamento	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados Refazer revestimento	Quando verificada a necessidade durante a inspeção
Equipamentos eletromecânicos	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados	Quando verificada a necessidade durante a inspeção

Antes do início de qualquer serviço de limpeza é preciso elaborar um "**planejamento de execução**", embasado em inspeções locais com definição do tipo e forma de limpeza, frentes de serviço, localização de bota-foras provisórios, sistema de sinalização e outros.

Caso haja a contratação de uma empreiteira para os serviços de limpeza, esta será a responsável pela confecção do "planejamento de execução" e caberá à fiscalização, no caso, a Prefeitura, aprová-lo e permitir o início dos serviços.

As recomendações que se seguem foram extraídas do documento **Diretrizes Executivas de Serviços de Drenagem Urbana** da Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura de Recife.

7.2 LIMPEZA DE CANAIS

A limpeza de canais consiste no conjunto de ações que visa garantir o livre escoamento das águas pluviais ao longo das calhas dos canais. Fazem parte deste conjunto a capinação, escavação e remoção de resíduos.

As condições físicas e o porte dos canais determinam o tipo de limpeza recomendável, são elas:

- limpeza mecânica;
- limpeza manual;
- limpeza mista.

Deverá estar atento, se é necessário requerer junto ao Órgão Estadual do Meio Ambiente, a "Licença Ambiental", para dar início aos trabalhos de campo.

7.2.1 Limpeza mecânica

A limpeza mecanizada deverá ser adotada para todas as calhas que permitam acesso de equipamentos. O tipo de equipamento deverá ser compatível com o porte da calha e o nível de assoreamento. Dentre os equipamentos usuais, destacam-se:

- Draga de sucção e recalque
- Drug-line
- Escavadeira hidráulica
- Retro-escavadeira
- Trator de esteira
- Outros.

A cota fina de dragagem deverá ser compatível com a cota do corpo receptor, caso haja condições de descarga satisfatória, os serviços de desassoreamento podem ser iniciados de jusante para montante, com exceção de canais que recebam draga de sucção, os quais, para cada caso, terão um planejamento operacional específico.

Quando da utilização de draga de sucção, deverão ser precedidos os seguintes serviços:

Fls. 1090
Proc. 17849/16

- Levantamento batimétrico com seções transversais a cada 10(dez) metros;
- Definição de locação de ensecadeiras;
- Definição de bota-foras provisórios (diques);
- Definição de transposição do equipamento em canais com travessias (pontes, etc.);
- Definição de cota final de dragagem.

Quando da utilização de escavadeira mecânica tipo drug-line, cuidados especiais deverão ser adotados no deslocamento e manuseios da máquina, durante a operação de escavação.

As escavadeiras hidráulicas são adotadas para calhas de médio porte, podendo ser utilizadas para calhas de maior porte, desde que, a operação se faça por ambas as margens.

As retro-escavadeiras são normalmente utilizadas para canais de pequeno porte. A conformação final da calha em canais em terreno natural deverá ser previamente definida e acompanhada pela fiscalização.

Recomenda-se a utilização de caçambas estanques para a remoção de resíduos, a fim de evitar o derrame de material durante o percurso canal/bota-fora definitivo.

7.2.2 Limpeza manual

A limpeza manual é recomendável para as seguintes situações:

- Canais que não permitam acesso de máquinas às suas margens;
- Canais de pequeno porte, cuja escavação exigida não seja superior a 0,50 m de profundidade.

Antes do início da escavação manual deverão ser realizados os seguintes serviços:

- A limpeza é feita de jusante para montante;
- As equipes devem possuir no mínimo 10 homens, distribuídas em frentes de serviços e cada uma delas, dirigida por um chefe de equipe;
- Canais cobertos com vegetação do tipo baronesa deverão ser abordados com o uso de gadanho de cabo longo. A vegetação deverá ser arrastada para as margens e confinada para posterior remoção;
- A operação de capinação deverá ser feita com o uso de estrovenga, no leito, talude e margens. Normalmente, quando possível, é recomendável a limpeza de uma faixa de no mínimo 03(três) metros, em ambas as margens;
- Após o serviço de capinação, segue o destocamento de raízes, o qual deverá ser executado com uso de enxada e enxadecos;

A escavação manual precisa ser realizada como uso de enxadas e pás, a remoção do material do leito do canal para as margens deverá ser feita com tombo de pá.

Algumas recomendações a respeito do serviço de escavação devem ser observadas:

- O material escavado deverá ser confinado em pontos estratégicos para posterior remoção e transportado para o bota-fora definitivo;
- A remoção é feita com carga manual ou mecânica em caminhão basculante, no máximo até 48 horas após a conclusão dos serviços de escavação.

A título de exemplo segue um modelo de "Kit" de ferramentas, fardamento e equipamento de proteção para uma equipe padrão.

Tabela 51 - "Kit" para Limpeza Manual de Canais – Equipe 10(dez) Homens

1 – Ferramentas	
Pá viat	05 unidades
Enxada cabo normal	05 unidades
Garfo	02 unidades
Gadanho cabo longo	02 unidades
Foice	03 unidades
Enxadeco	03 unidades
Carro de mão com pneus	05 unidades
Estrovenga	02 unidades
Chibanca	02 unidades
2 – Fardamentos (02 unidades por homem)	
Bermuda padrão	20 unidades
Camisa em malha de algodão padrão	20 unidades
3 – Equipamentos de proteção	
Capacete	10 unidades
Bota de cano longo	10 pares
Luvas de proteção (de raspa)	10 pares
Estojo para primeiros socorros	01 unidade

7.3 LIMPEZA E DESOBSTRUÇÃO DE GALERIAS

Define-se limpeza de galerias – tubulações, um conjunto de operações que visam à remoção de resíduos do interior das linhas troncos, linhas secundárias, ramais coletores, dispositivos de inspeção e de coleta.

Quando da elaboração de projetos básicos para limpeza de galerias, deverá ser um levantamento dos seguintes dados cadastrais:

- Locação de poço de visita (PV) não registrado no cadastro PCR – 1988;

Fls. 1091
Proc. 17849/16

- Locação de dispositivo de coleta;
- Diâmetro e sentido de escoamento por tramo;
- Levantamento de medidas em cada poço de visita;
- Profundidade de cada PV – fundo em relação a superfície do tampão;
- Alturas entre geratrizes inferiores dos tubos de chegada e saída(s) em relação à superfície do tampão;
- Diâmetro dos ramais coletores.

A seguir são descritas as atividades necessárias para a execução de limpeza das galerias.

7.3.1 Serviços de escritório

Recomenda-se a elaboração de projeto básico, cobrindo toda a área objeto dos serviços de limpeza, o qual deve ser apresentado contendo no mínimo as seguintes informações:

- Planimetria da área a ser trabalhada;
- Lançamento da rede com a indicação dos poços de visita;
- Sentido de escoamento;
- Diâmetros das tubulações e secções das canaletas;
- Dispositivos de coleta;
- Pontos de jusante (descargas);
- Orçamento básico;
- Outros.

7.3.2 Serviços de campo

7.3.2.1 *Limpeza manual*

De posse do "**planejamento de execução**" os serviços devem ser iniciados de jusante para montante, aplicando a metodologia proposta, após atendido os requisitos de sinalização.

A retirada de tampões de Poços de Visitas (PVs), tampas e/ou sobre-tampas de bocas de lobo e grades, deverá ser feita com o máximo cuidado com o uso de ferramentas especiais e/ou dispositivos mecânicos.

A Prefeitura deverá exigir, caso seja contratada uma empreiteira o cumprimento das regras de segurança e medicina do trabalho, no que diz respeito ao acesso de pessoal em ambientes confinados, isto é, no interior das galerias.

Recomenda-se a abertura de no mínimo 3 (três) poços de visita e a limpeza precisa ser iniciada pela remoção de resíduos de cada poço, seguido pela limpeza do tramo utilizando o método de arraste com o uso sistemático de bengala para tramos com diâmetro igual ou inferior a 60 cm a operação é feita entre cada dois poços e nos dois sentidos.

Para tubulações com diâmetro maior que 60 cm, será permitida a entrada de pessoal no interior da galeria, obedecidas as exigências de segurança. Os ramais coletores e bocas de lobo deverão receber paralelamente os serviços de limpeza.

Os resíduos removidos deverão ser lançados em caçambas estacionárias distribuídas adequadamente para posterior transporte até o bota-fora definitivo.

Caso seja detectada alguma interferência física, esta deverá ser cadastrada, bem como outros problemas físicos, como abatimentos, quebra de caixilhos de poços de visita e de tampa de boca de lobo, falta ou defeito em tampões e sobre-tampas, relacionando-os em planilha de serviços excedentes e/ou extras para orçamento com pedido de autorização para execução dos serviços e substituição das peças danificadas.

A título de exemplo segue um modelo de "Kit" de ferramentas, fardamento e equipamento de proteção para uma equipe padrão.

Tabela 52 - "Kit" para Limpeza Manual de Galerias – Equipe 05(cinco) Homens

1 – Ferramentas	
Picareta	02 unidades
Balde de construção	03 unidades
Carro de mão	01 unidade
Enxada de cabo normal	02 unidades
Enxada de cabo curto	02 unidades
Corda sisal de 1"	10 metros
Pá viat	02 unidades
Arame CA-60 de 5/8"	20 metros
Marreta de 5kg	01 unidade
Ponteiro de 2"	01 unidade
Garfo	02 unidades
Gadanhos com cabo longo	02 unidades
Alavanca	01 unidade
Cavalete de sinalização	03 unidades
Bengala composta de: - 14 tubos de ferro galvanizado de ¾" com rosca e 50 cm de comprimento - 08 tubos de ferro galvanizado de ¾" com rosca e 100 cm de comprimento - 22 luvas galvanizadas de ¾" - 01 pá para tubosaté 30 cm diâmetro	
Pá para tubos com diâmetro superior a 30 cm	02 unidades

Fls. 1092
Proc. 17849/16

1 – Ferramentas	
Chave inglesa nº 10	01 unidade
2 – Fardamentos (02 unidades por homem)	
Bermuda padrão	10 unidades
Camisa em malha de algodão padrão	10 unidades
3 – Equipamentos de proteção	
Bota de cano curto	05 pares
Luva de raspa	05 pares
Estojo para primeiros socorros	01 unidade
Máscara contra gases	02 unidades

7.3.2.2 *Limpeza mecânica*

- Hidrojateamento

O início dos serviços deverá ser precedido de consulta aos cadastros de serviços, visita ao campo e sinalização.

A limpeza é iniciada pelos tramos mais a montante, de modo que eventuais passagens de material sólido por sobre o dique não obstruam trechos limpos.

Caso a área possua tráfego de veículos mais intenso, é recomendável que seja feito um planejamento prévio, devido à interrupção de uma faixa de rolamento, exigindo deste modo uma sinalização adequada e eventuais desvios de tráfego.

As etapas de limpeza por hidrojateamento estão descritas a seguir. Estas informações foram extraídas do documento **Metodologias Construtivas de Drenagem – Volume 8** da Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura de Recife.

1) Instalação de Diques

Para início dos serviços deverá ser executado um dique no PV de jusante do trecho a ser limpo e desobstruído, para o represamento da água, e obter condições de trabalho para a bomba de sucção.

A execução do dique deverá ser realizada com o emprego de sacos empilhados ou tijolos rejuntados. Os sacos utilizados podem ser preenchidos com areia ou solo-cimento.

Outras alternativas podem ser empregadas de acordo com as dimensões geométricas da galeria e a vazão de escoamento.

A operação de limpeza deve ser iniciada pelo tramo mais a montante do trecho a ser limpo, de modo que, eventuais passagens de material sólido por sobre o dique não destruam trechos já limpos.

2) Instalação dos Equipamentos

Os equipamentos necessários para a execução dos serviços deverão preferencialmente ser instalados sobre caminhões, possibilitando maior mobilidade. Deverão ser utilizados: conjunto de bombas, mangueiras e tanque de armazenamento de água, sistema de tratamento da água de circulação, separação de sólidos e depósito de material removido e transporte para "bota-fora".

A bomba de sucção deverá ser instalada junto ao dique, no PV de jusante. A mangueira equipada com o bico de alta pressão deverá ser posicionada neste local para o início dos serviços.

3) Operação de Limpeza

A operação de limpeza é iniciada com a operação da bomba de sucção conduzindo a água acumulada no dique para o sistema de reprocessamento e efetuando o armazenamento no tanque de água.

Ligada à bomba de alta pressão, a mangueira equipada com o bico de alta pressão é posicionada e inicia a desagregação do material depositado na galeria. O fluxo de água deverá proporcionar o arraste do material para as proximidades do dique, permitindo que a bomba de sucção remova-o para fora da galeria.

A água succionada passa por peneiras estáticas e filtro para o posterior armazenamento e reutilização. O material retido será encaminhado para o depósito de material removido. O ciclo de uso da água se completa. A operação deverá prosseguir até a total desobstrução e limpeza da galeria. Durante a operação de limpeza, o excesso de água afluente pela galeria deverá escoar para jusante, por sobre a ensecadeira.

4) Remoção dos Equipamentos

Com o término dos serviços em um tramo entre dois PV's, os equipamentos deverão ser removidos e o dique desfeito, removendo integralmente o material utilizado na sua confecção. A água dos equipamentos deverá ser despejada na galeria. Deverá ser assegurado que nenhum material removido seja deixado na via pública.

O serviço de limpeza estará finalizado quando todos os tramos da galeria estiverem desobstruídos.

- Método de arraste

O início dos serviços deverá ser precedido de consulta aos cadastros de serviços, visita ao campo e sinalização.

A limpeza é iniciada pelos tramos mais a montante, de modo que eventuais passagens de material sólido por sobre o dique não obstruam trechos limpos.

Fls. 1093
Proc. 17849/16

Caso a área possua tráfego de veículos mais intenso, é recomendável que seja feito um planejamento prévio, devido à interrupção de uma faixa de rolamento, exigindo deste modo uma sinalização adequada e eventuais desvios de tráfego.

Será necessária uma inspeção prévia dos PV´s a fim de averiguar eventuais avarias e irregularidades para passagem das caçambas de arraste, as quais deverão ser corrigidas antes do início da operação de limpeza.

As etapas de limpeza pelo método de arraste estão descritas a seguir. Estas informações foram extraídas do documento **Metodologias Construtivas de Drenagem – Volume 8** da Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura de Recife.

1) Inspeção dos PV's

Antes do início dos serviços, os PV's deverão ser inspecionados. Eventuais avarias e irregularidades que provoquem dificuldades na passagem das caçambas deverão ser corrigidas ou reparadas.

2) Posicionamento dos Equipamentos

Os equipamentos necessários à execução dos serviços deverão ser posicionados junto aos PV's, preferencialmente instalados sobre veículos, para minimizar as interferências com o trânsito.

A montante deverá ser instalado o equipamento que propicia a fixação de caçamba de limpeza ao cabo de aço e sua introdução vertical no PV, e a jusante o equipamento tracionador e que propicia a retirada da caçamba, seu basculamento na caçamba para depósito e transporte ao "bota-fora".

3) Instalação das Roldanas e Passagem do Cabo de Aço

Dentro dos PVs, na entrada e na saída do tramo de galeria a ser limpo e desobstruído, são instaladas roldanas para o giro e guia do cabo para dentro da galeria. Tais roldanas deverão ser compatíveis com a caçamba para a perfeita operação dos equipamentos.

O cabo de aço deverá ser passado entre os PV's interligando os equipamentos instalados e passando pelas roldanas. Logo após, deverá ser tensionado para que se iniciem os serviços com a fixação da caçamba de arraste.

4) Operação de Limpeza

A operação de limpeza se inicia com a fixação da caçamba no cabo de aço junto ao equipamento de jusante.

Uma vez fixada, os equipamentos iniciam o deslocamento do cabo de aço introduzindo-a no PV. Passando pela roldana, inicia-se a limpeza através do arrasto da caçamba no fundo da galeria capturando os detritos acumulados.

Ao ser retirada do PV de montante, a caçamba é descarregada no depósito que destinará o material para "bota-fora". A caçamba vazia deve ser desprendida do cabo de aço e transportada até o PV de jusante para o reinício dos serviços.

A passagem da caçamba pelo trecho de galeria se fará tantas vezes quantas forem necessárias para a completa limpeza e desobstrução da galeria. Durante a operação de limpeza, cuidados especiais deverão ser tomados cuidados para evitar que materiais removidos da galeria venham a cair sobre a via pública.

5) Remoção dos Equipamentos

Com o término dos serviços, os equipamentos utilizados deverão ser removidos do local desobstruindo a via pública. Deverá ser assegurado que nenhum material removido permaneça na via pública.

6) Repetição dos serviços nos demais trechos

Completados os serviços de limpeza em um tramo, deverá ser efetuada a limpeza nos tramos a jusante até se completarem os serviços de limpeza de todo o trecho.

Deverá ser feita a limpeza da via pública para remoção de eventuais materiais derramados pelo processo de limpeza.

Fls. 1094
Proc. 17849/16

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZZOUT, Y et al. **Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial: Choix, Conception, Réalisation et Entretien**. Paris: Collection Tec & Doc Lavoisier, 1994. 378 p.

BAPTISTA, M. ETG UFMG, 2011. Disponível em: <http://www.etg.ufmg.br/tim1/palestradrenagemmarcio.pdf>. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

_____; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. Rio de Janeiro: 1990.

_____. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Drenagem: Dissipadores de energia; Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: 2006. 7 p. (Norma DNIT 022/2006 - ES).

_____. _____. _____. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. 2ª ed. Rio de Janeiro: 2005. 133 p. (IPR. Publ., 715).

BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. **Estabilização e Proteção de Margens**. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 2001. (Apostila da Disciplina PHD 5023 – Obras Fluviais).

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

_____. Soluções Estruturais não Convencionais em Drenagem Urbana. 1995. 215 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics**: International Student Edition. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha LTD, 1959.

CSOBI, A. **Amortecimento superficial nos sistemas de micro-drenagem em regiões de baixa declividade**. 2011. 152 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 2011.

DENVER. City and County of Denver. Departament of Public Works. Wastewater Management Division. Engineering Division. **Storm Drainage Design and Technical Criteria**. [Denver]: 2006.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. Prefeitura da Estância Balneária de Mongaguá. **Diretrizes para Drenagem Urbana**. São Paulo: FCTH/PMM/FEHIDRO, 2001.

FRENCH, R. H. **Open Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hil, 1986. 739 p.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. New York: The Macmillan Company, 1966. 522 p.

HUFF, F. A. **Time Distributions of Heavy Rain Storms in Illinois**. Champaign: ISWS/IDENR, Circular 173, 1990. 22 p.

JUIZ DE FORA. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Econômico. **Plano de Drenagem de Juiz de Fora**: Manual de Drenagem. Juiz de Fora: FADEPE/PJF/AGEVAP, v. 3, 2011. 221 p. 3 v.

KIBLER D. F. Urban Stormwater Hydrology. Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington. D.C. EUA, 1982.

KITE. G. W. **Frequency and Risk Analyses in Hidrology**. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1977.

LANE, E. W. **The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering**. Proceedings, American Society of Civil Engineers, n. 745, jul. 1955.

LENCASTRE, A. Manual de Hidráulica Geral. São Paulo: Edgard Blücher, 1972. 411 p.

MARTINEZ JÚNIOR, F.; MAGNI, N. L. G. **Precipitações Intensas no Estado de São Paulo**. São Paulo: SSRH/DAEE/CTH, 2014. 283 p.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL. **Flood Studies Report**. London: NERC, 1975. v. 2.

NEW YORK. The city of New York. **NYC Green Infrastucture Plan - A Sustainable Strategy for Clean Waterways**. [New York]: 2010.

PARANÁ. Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná. **Drenagem: dissipadores de energia**. Curitiba: 2005. 9 p. (DER/PR ES-D 04/05).

_____. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba**: Manual de Drenagem Urbana. Curitiba: SUDERHSA/CH2MHILL, 2002. 150 p. (Programa de Saneamento Ambiental da Região Metropolitana de Curitiba).

PINTO. N. L. S. et al. **Hidrologia Básica**. São Paulo: Edgard Blücher, 1976. 278 p.

PORTO ALEGRE. Departamento de Esgotos Pluviais. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**: Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: PMPA/DEP/ IPH/UFRGS, v. 6, 2005. 167 p. 9 v.

Fls. 1095
Proc. 17849/16

RECIFE. Secretaria de Serviços Públicos. **Diretrizes Executivas de Serviços de Drenagem Urbana: Diretrizes Executivas de Serviços para Limpeza de Canais, Galerias e Cadastro**. Recife: Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, v. 4, 2003. 24 p. (ES-D04: Limpeza de Canais, Galerias e Cadastro).

_____. _____. **Metodologias Construtivas de Drenagem**. Recife: Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, v. 8, 2002. 46 p.

SÃO PAULO. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT**. São Paulo: 1998.

_____. _____; Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Drenagem Urbana**: Manual de Projeto. 2ª ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 1980. 468 p.

_____. Secretaria de Estado de Saneamento e Energia. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização. **Instrução DPO Nº 002, de 30/07/2007**. São Paulo: DAEE/DPO, 2007. 6 p.

SÃO PAULO (cidade). Prefeitura do Município de São Paulo; FCTH - Fundação Tecnológico de Hidráulica. **Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo**. São Paulo: 1999.

_____. _____. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos**. São Paulo: SMDU, 2012. 220 p. il. v. 2

_____. _____. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. São Paulo: SMDU, 2012. 128 p. il. v. 3

SCHUELER, T.R. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs**. Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

SETZER, J. ; PORTO, R. L. L. **Tentativa de avaliação de escoamento superficial com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo**. In: Boletim Técnico DAEE, v. 2, n.2, São Paulo. 1979.

SOUZA, P. A. **Eficiência Hidráulica da Boca de lobo**. Boletim 3, Centro Tecnológico de Hidráulica, DAEE, São Paulo, 1986. 36 p.

SWAMEE, P. K. **Optimal Irrigation Canal Section**. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, v. 121, n. 6, Nov/Dec. 1995.

TORRICO, J. J. T. **Práticas hidrológicas**. Rio de Janeiro: TRANSCON, 1974. 119 p.

TOMAZ, P. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**. 2008. Disponível em: <http://www.pliniotomaz.com.br/cursos.shtml>. Acesso em: 20 jul. 2013.

TUCCI, C.E.M. **Gerenciamento de Drenagem Urbana**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 7, n. 1, Jan/Mar. 2002.

_____ (Org.). **Hidrologia Ciência Aplicação**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH/EDUSP, 1993. 943 p. (coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 4).

_____, Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 1995. 428 p. (coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 5).

URBONAS, B.; STAHRE, P. **Best Management Practices and detention for water quality drainage and CSO management**. Prentice-Hall, 1993, 449 p.

VIRGILIIS, A. L. C. de. **Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheia**. 2009. 191 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2009.

WOODS-BALLARD, et al. **The SUDS manual**. 2007. Disponível em: <CIRIAwww.ciria.org/>. Acesso em: 24 jul. 2012.

WSUD. WSUD, 2010. Disponível em: <http://www.wsud.org/picture-library/>. Acesso em: 24 jan. 2012.

Fls. 1096
Proc. 17849/16

9. EQUIPE TÉCNICA

Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros	*Diretor Presidente*
Eng. Renato Carlos Zambon	*Diretor Administrativo-Financeiro*
Eng. José Carlos Mierzwa	*Diretor Técnico-Científico*

Área Drenagem

Eng. Rodrigo Martins Lucci	*Engenheiro Civil*
Eng. Cristiane Araújo Amaro	*Engenheira Civil*
Eng. Maria Cristina Santana Pereira	*Engenheira Ambiental*
Eng. Fábio Ferreira Nogueira	*Engenheiro Ambiental*
Eng. José Rodolfo Scarati Martins	*Engenheiro Civil e Consultor*

ANEXO 1 - GRÁFICOS DE CAPACIDADE E NOMOGRAMAS

Fls. 1097
Proc. 17849/16
ECTH

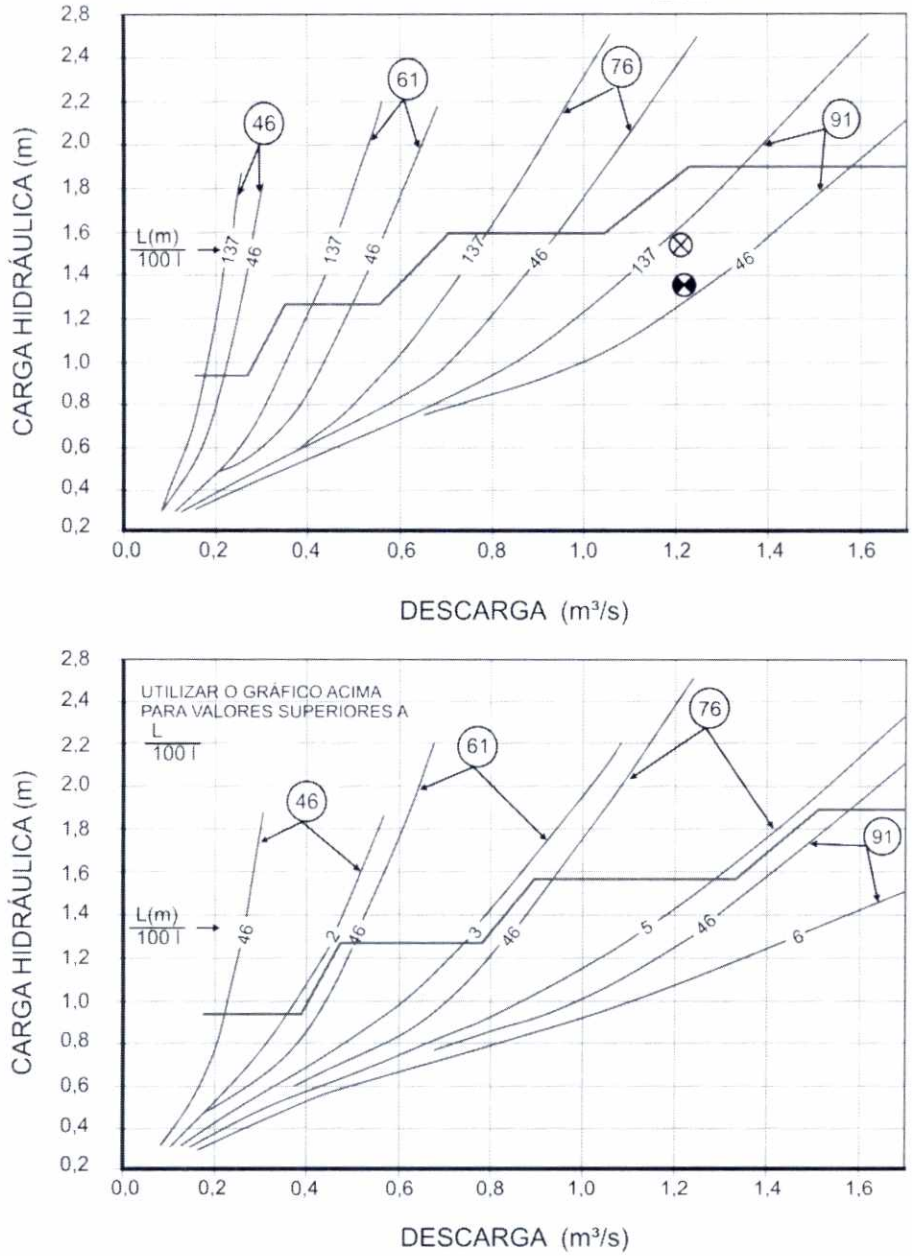


Figura 44 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

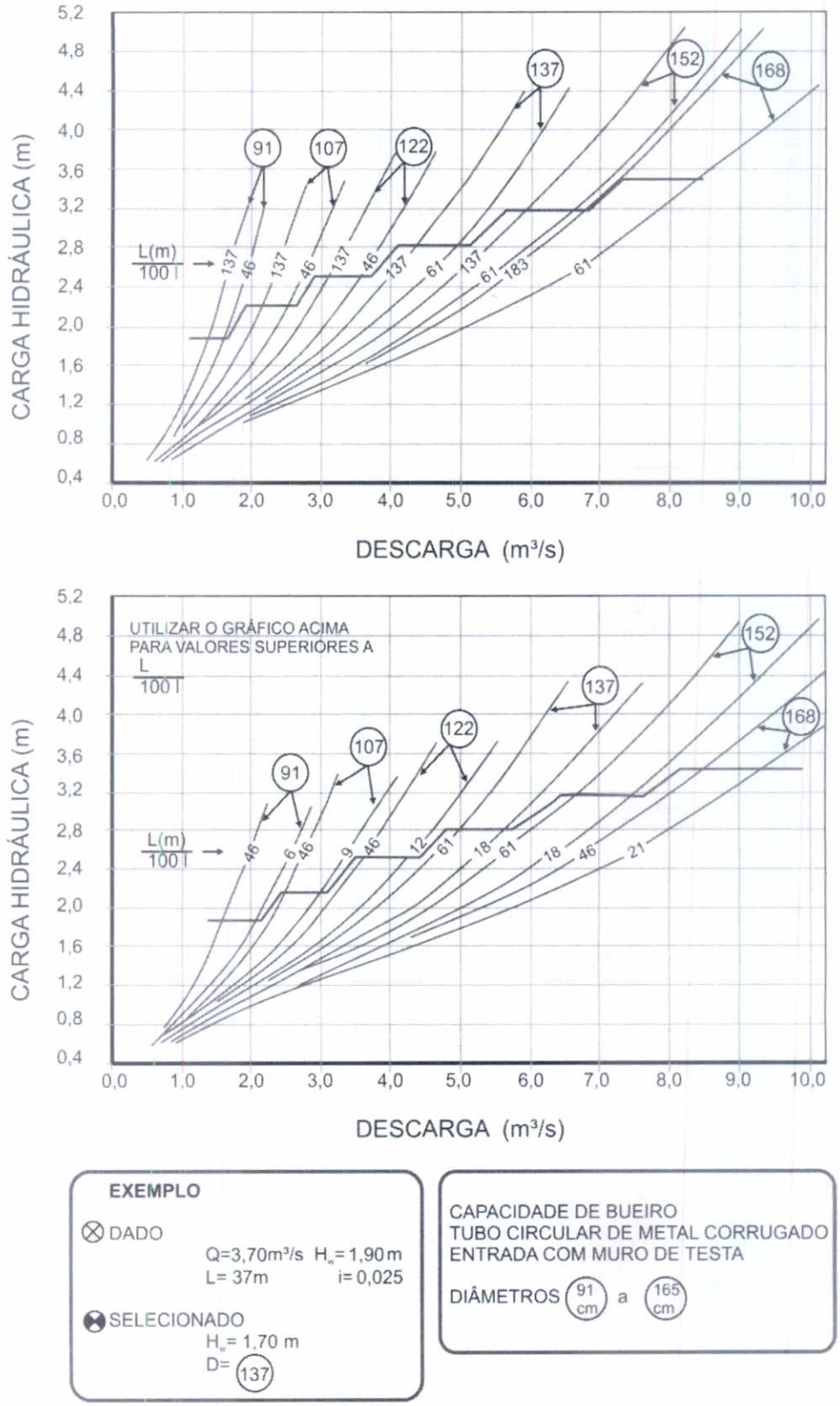


Figura 45 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1098
Proc. 17849/16

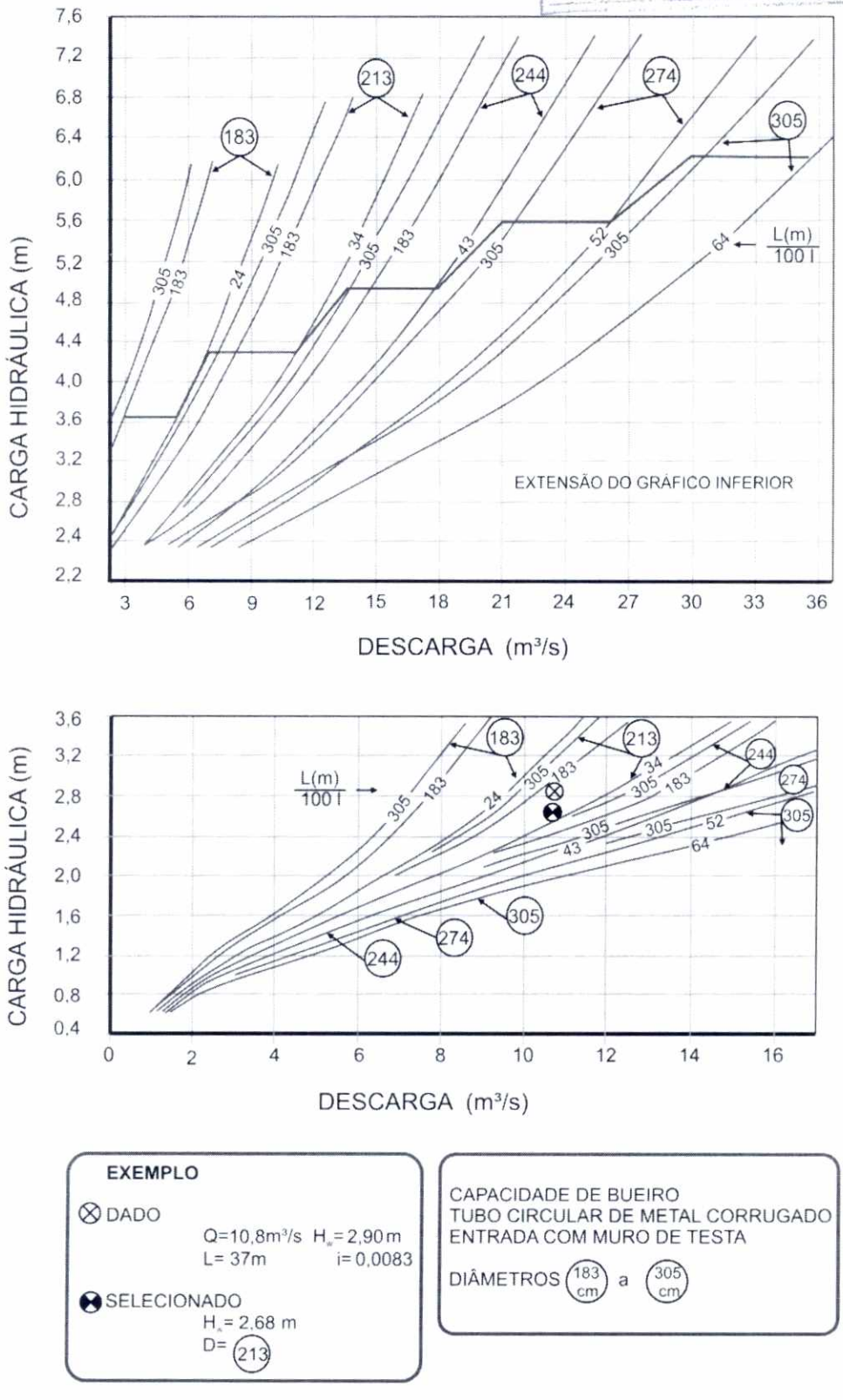


Figura 46 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

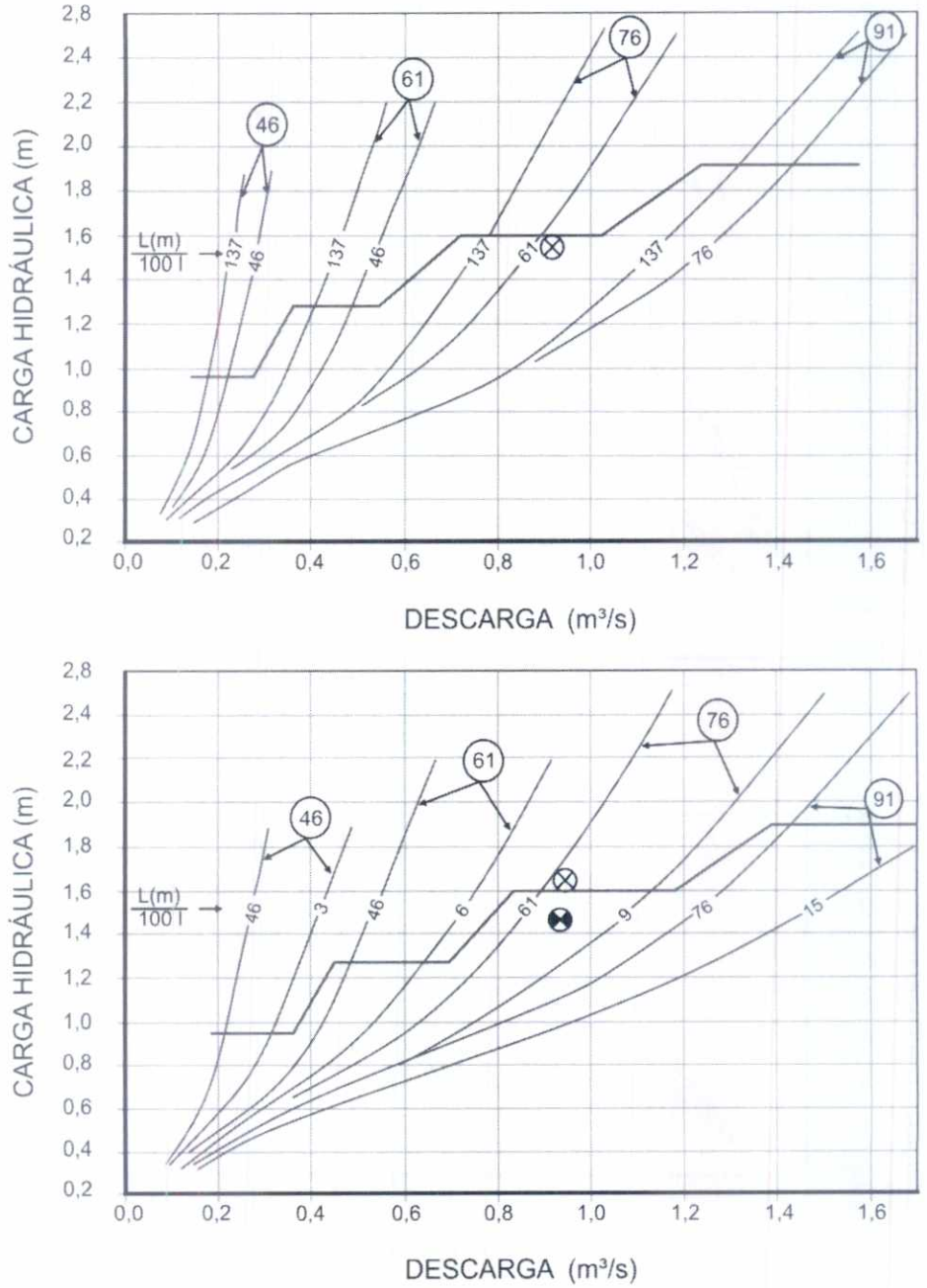


Figura 47 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1099
Proc. 17849/16

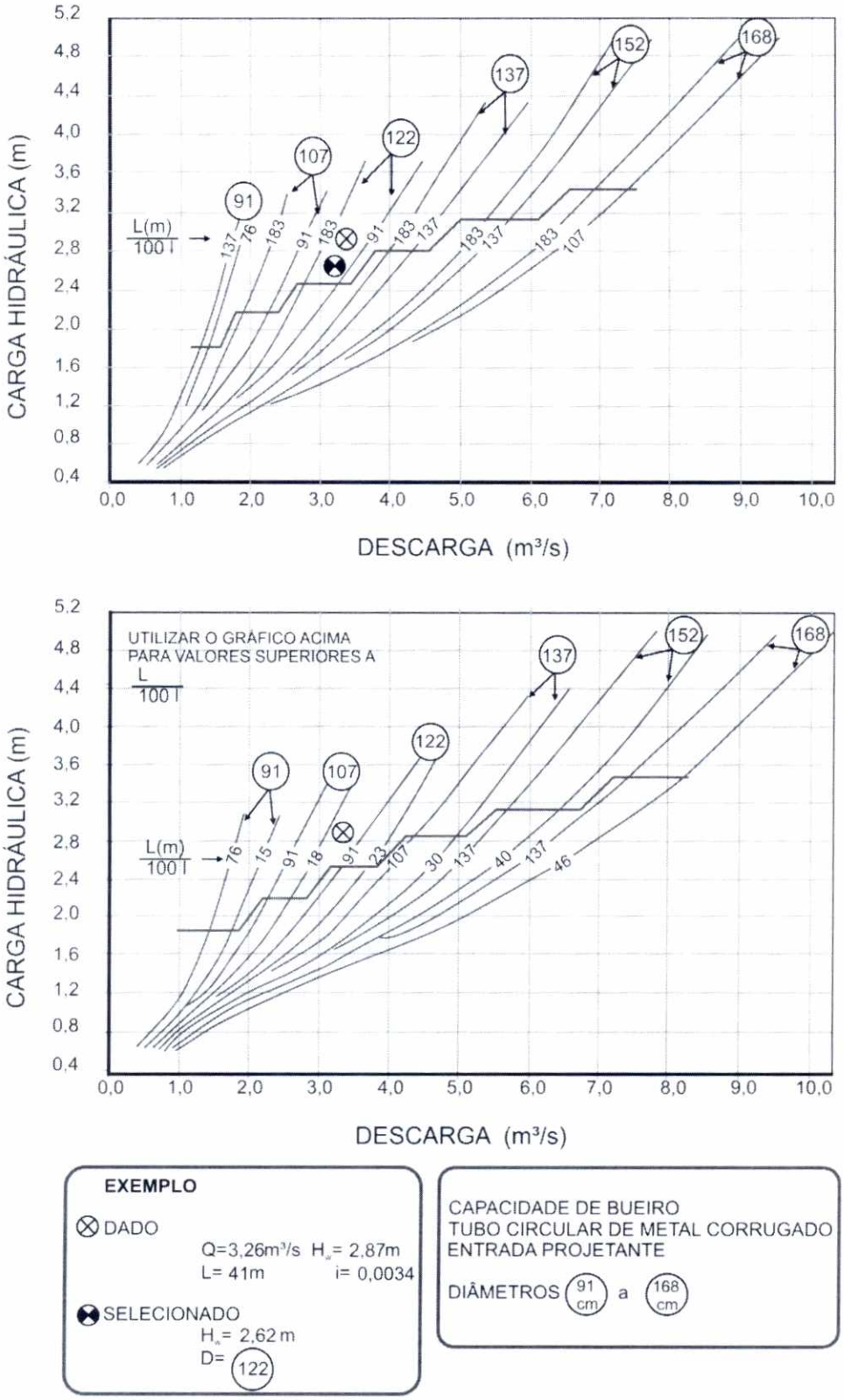
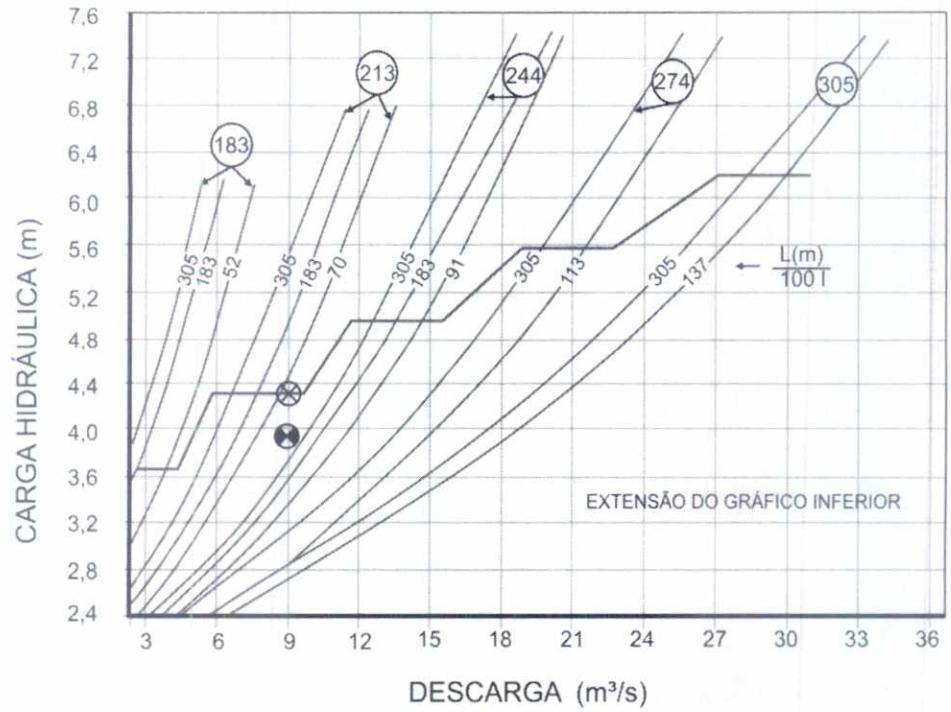
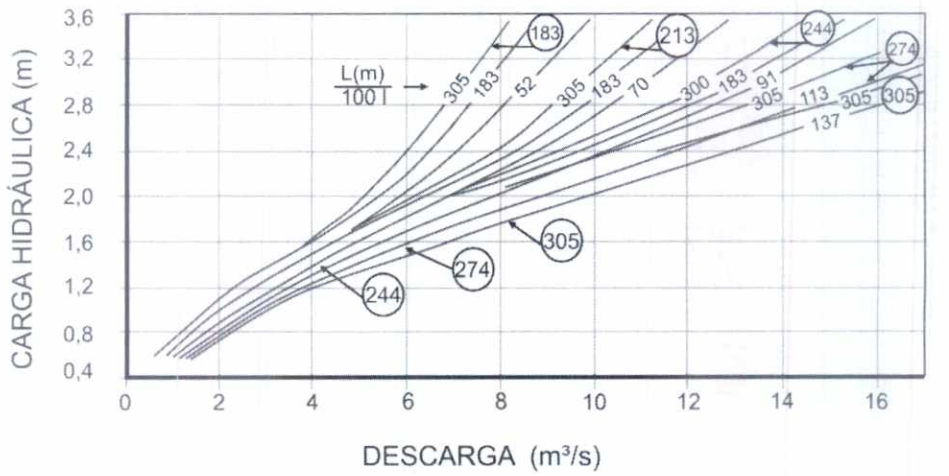


Figura 48 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)





EXEMPLO

⊗ DADO

Q= 15m³/s H_w=4,21 m

L= 82m i=0,0060

SELECIONADO

H_w= 3,96m

D= (229)

CAPACIDADE DE BUEIRO
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO
ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS (183 cm) a (305 cm)

Figura 49 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1100
Proc. 17849/16 FCTH

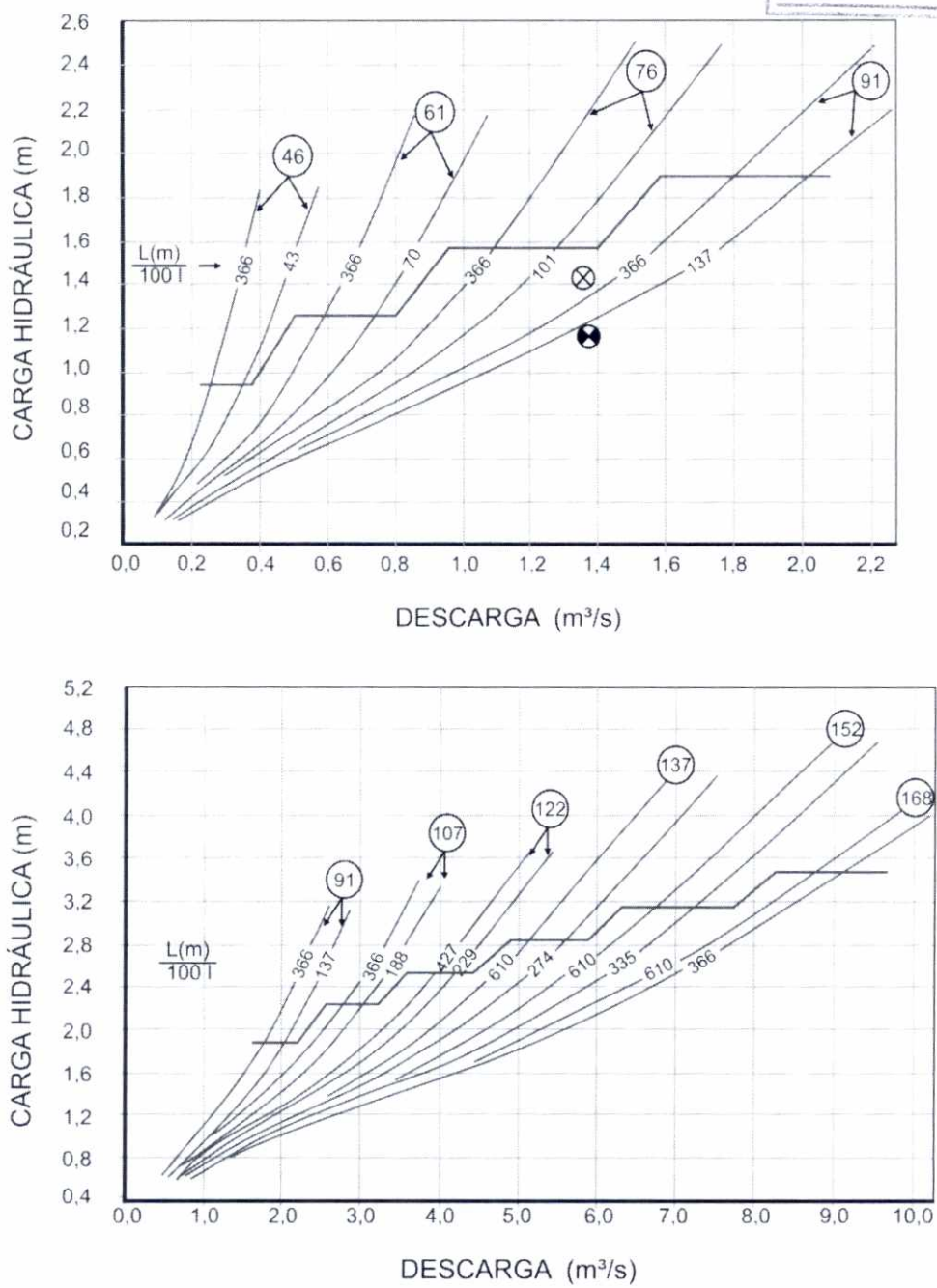


Figura 50 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

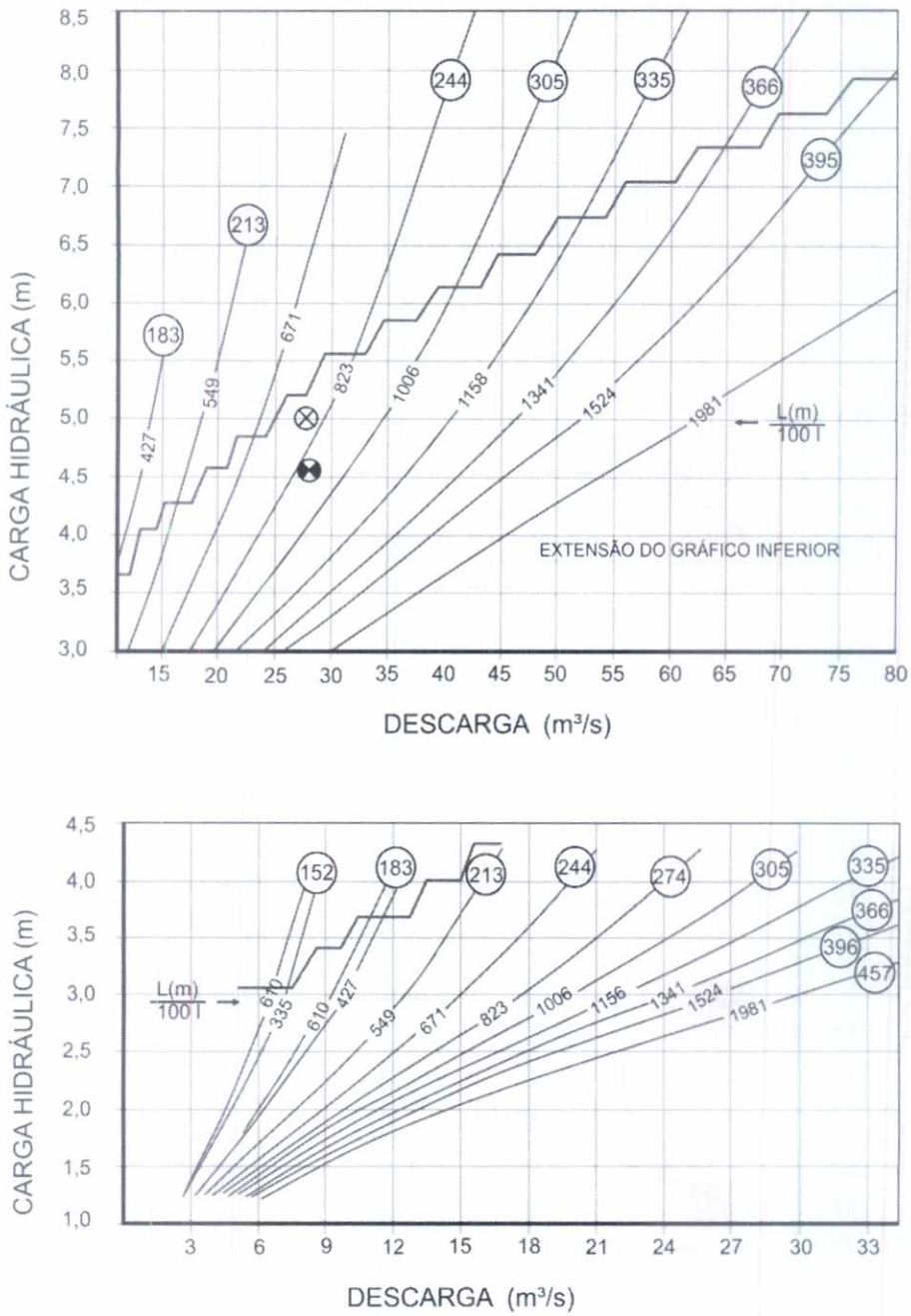


Figura 51 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1101
Proc. 17849/16

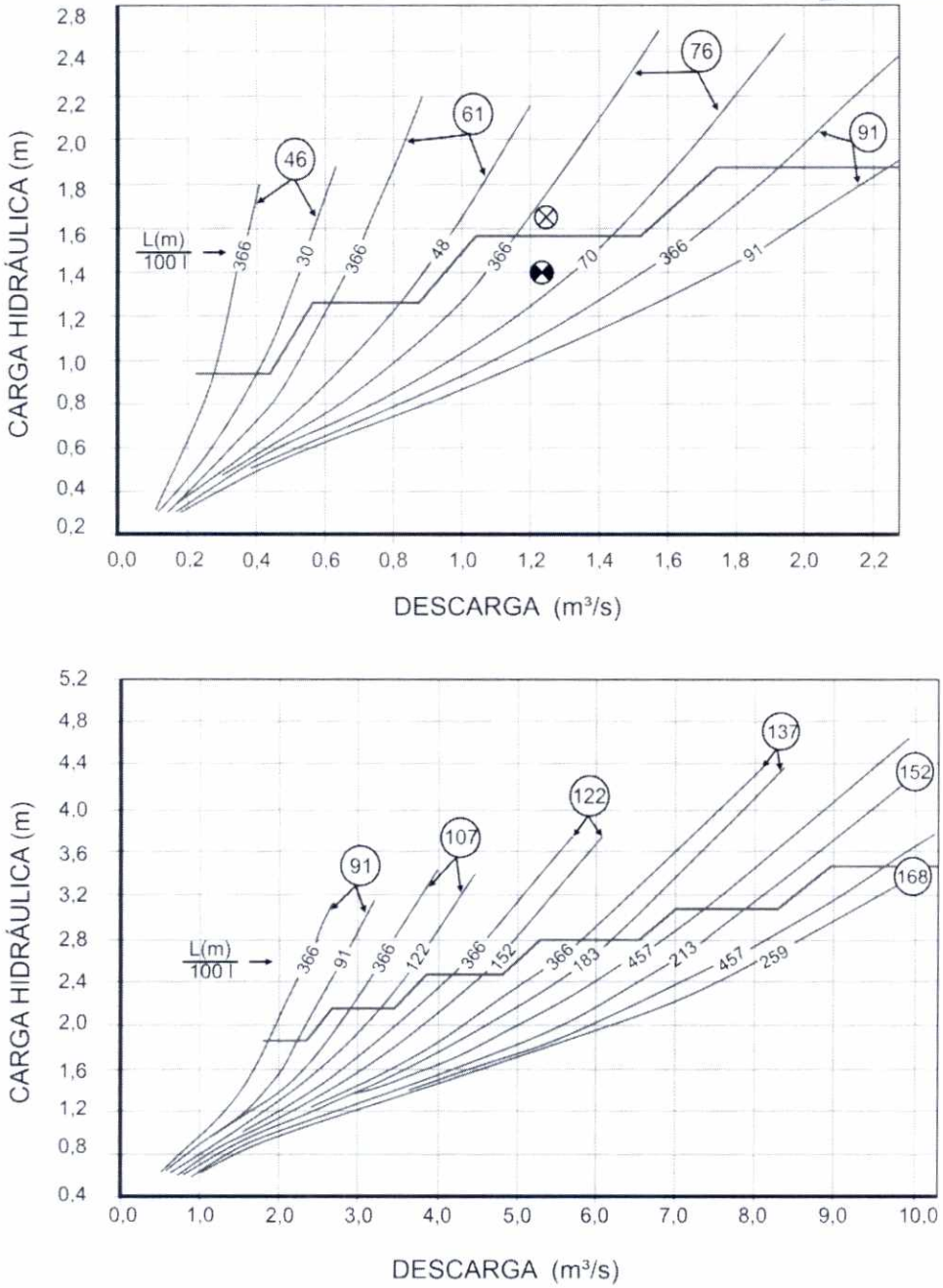


Figura 52 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

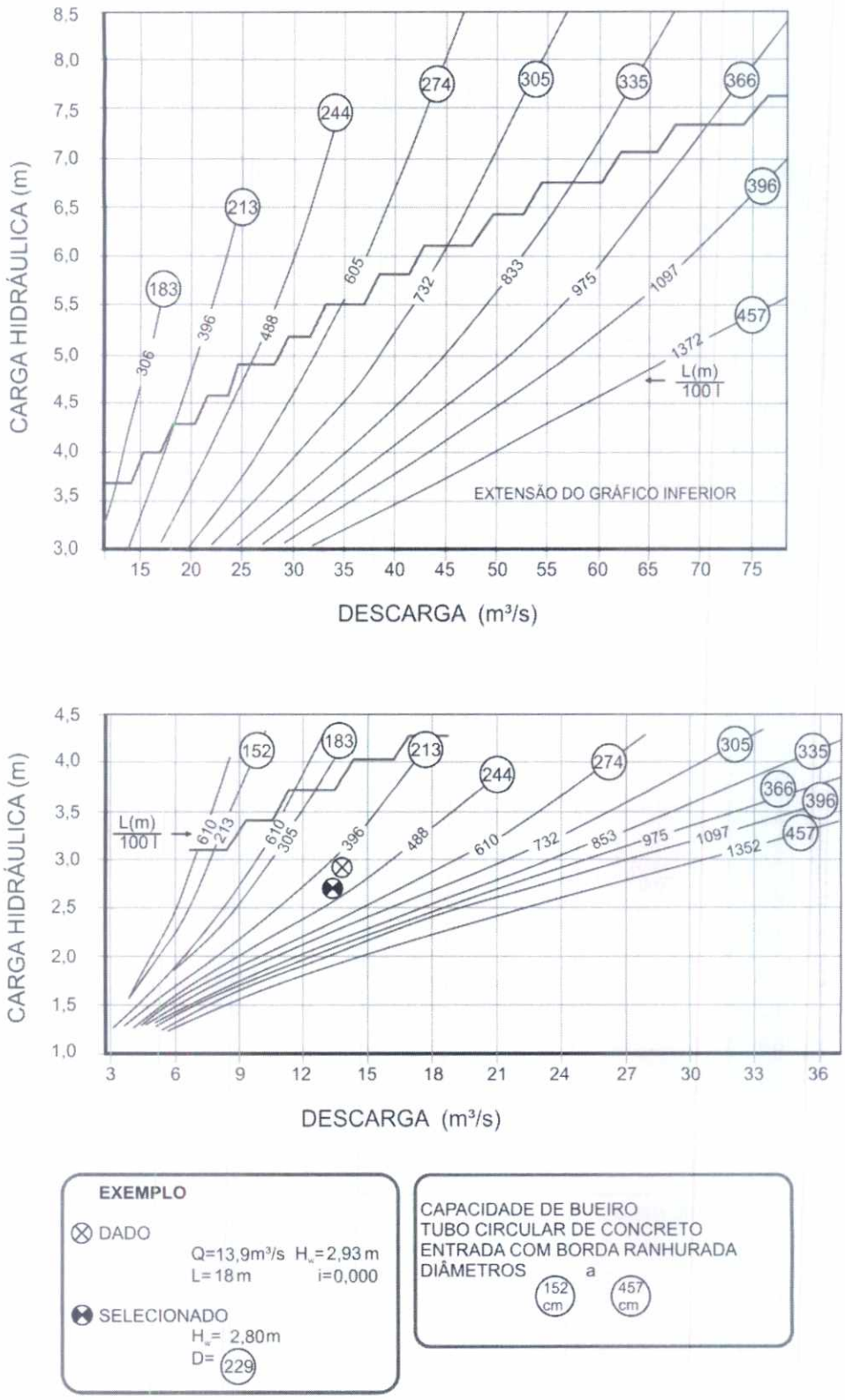


Figura 53 - Gráfico de capacidade de bueiro
Fonte: SÃO PAULO (2012)

FCTH
Fls. 1102
Proc. 17849/16

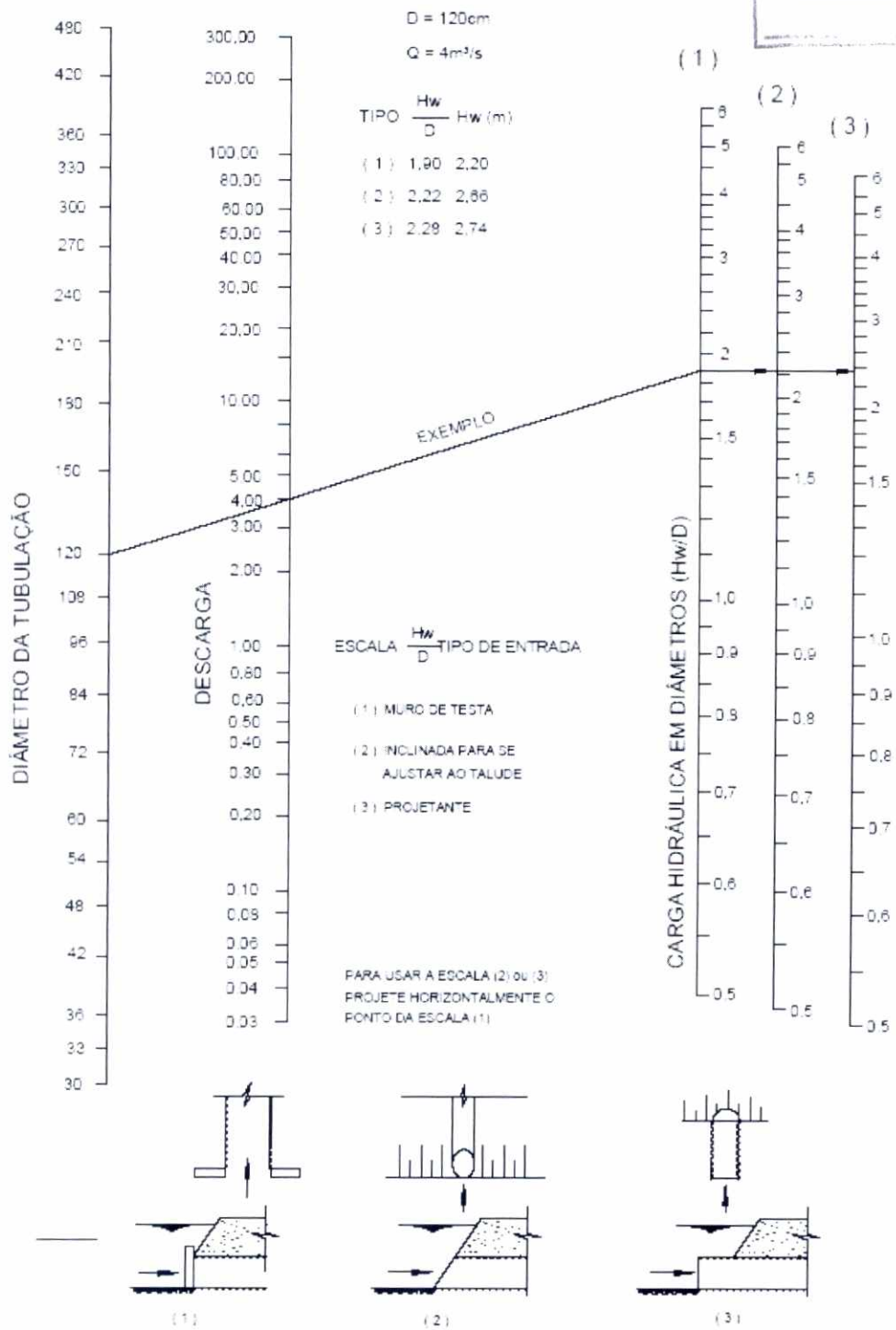


Figura 54 - Nomograma de carga hidráulica a montante para tubos de metal corrugado com controle na entrada

Fonte: SÃO PAULO (2012)

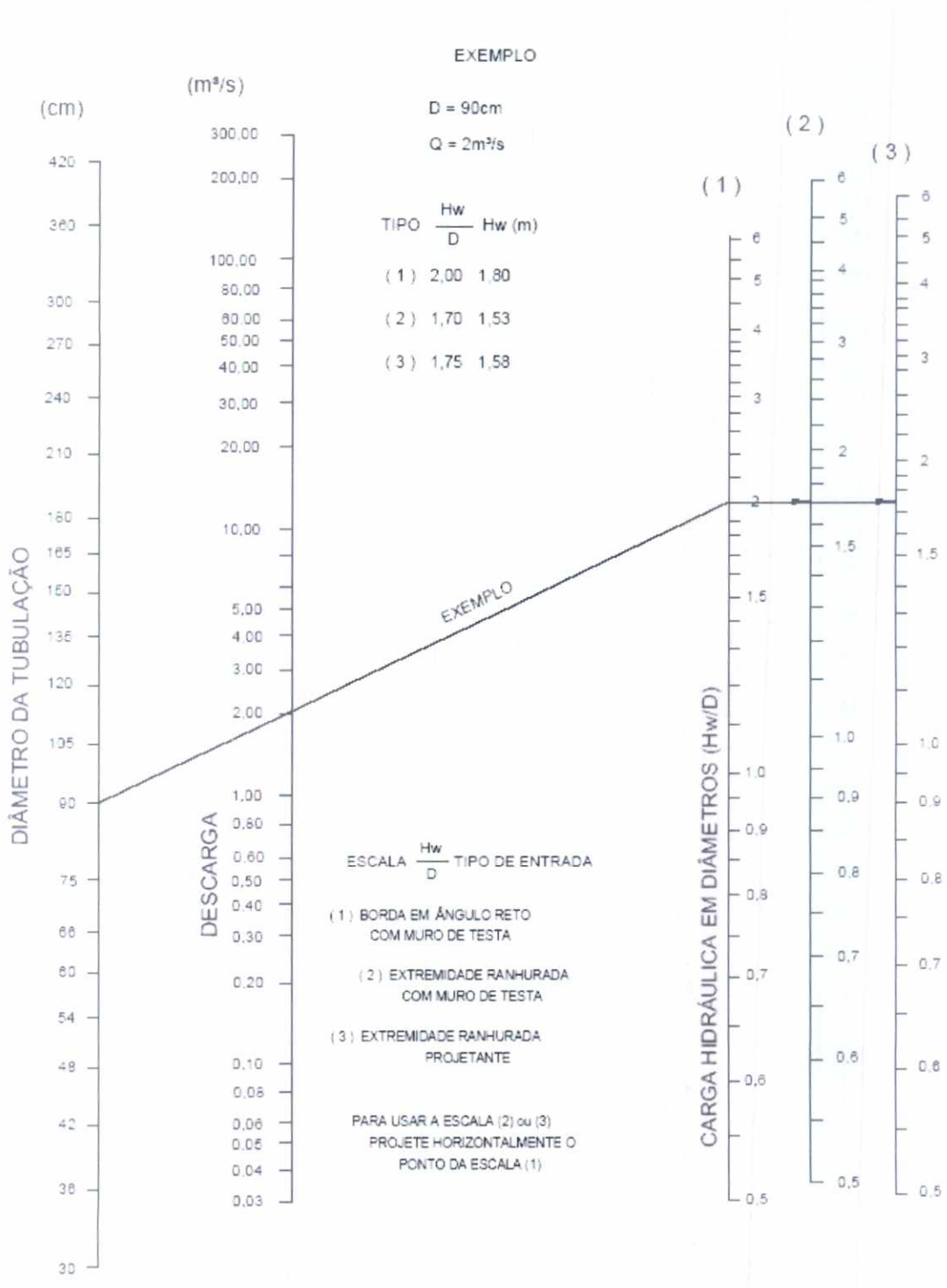
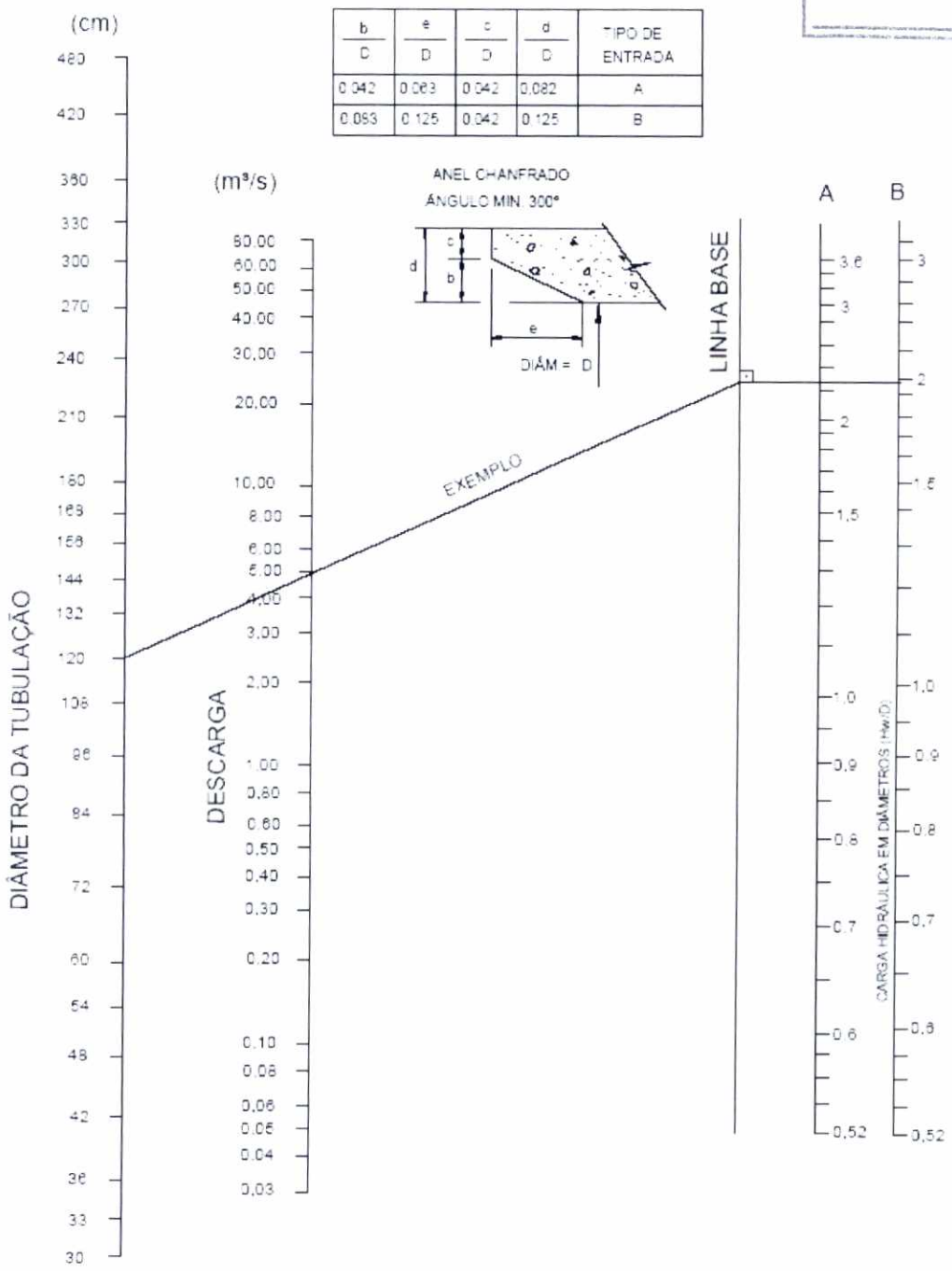


Figura 55 - Nomograma de carga hidráulica a montante para tubos de concreto com controle na entrada

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1103
Proc. 17849/16



b/D	e/D	c/D	d/D	TIPO DE ENTRADA
0.042	0.083	0.042	0.082	A
0.083	0.125	0.042	0.125	B

Figura 56 - Nomograma de carga hidráulica a montante para tubos circulares com anel chanfrado com controle na entrada

Fonte: SÃO PAULO (2012)

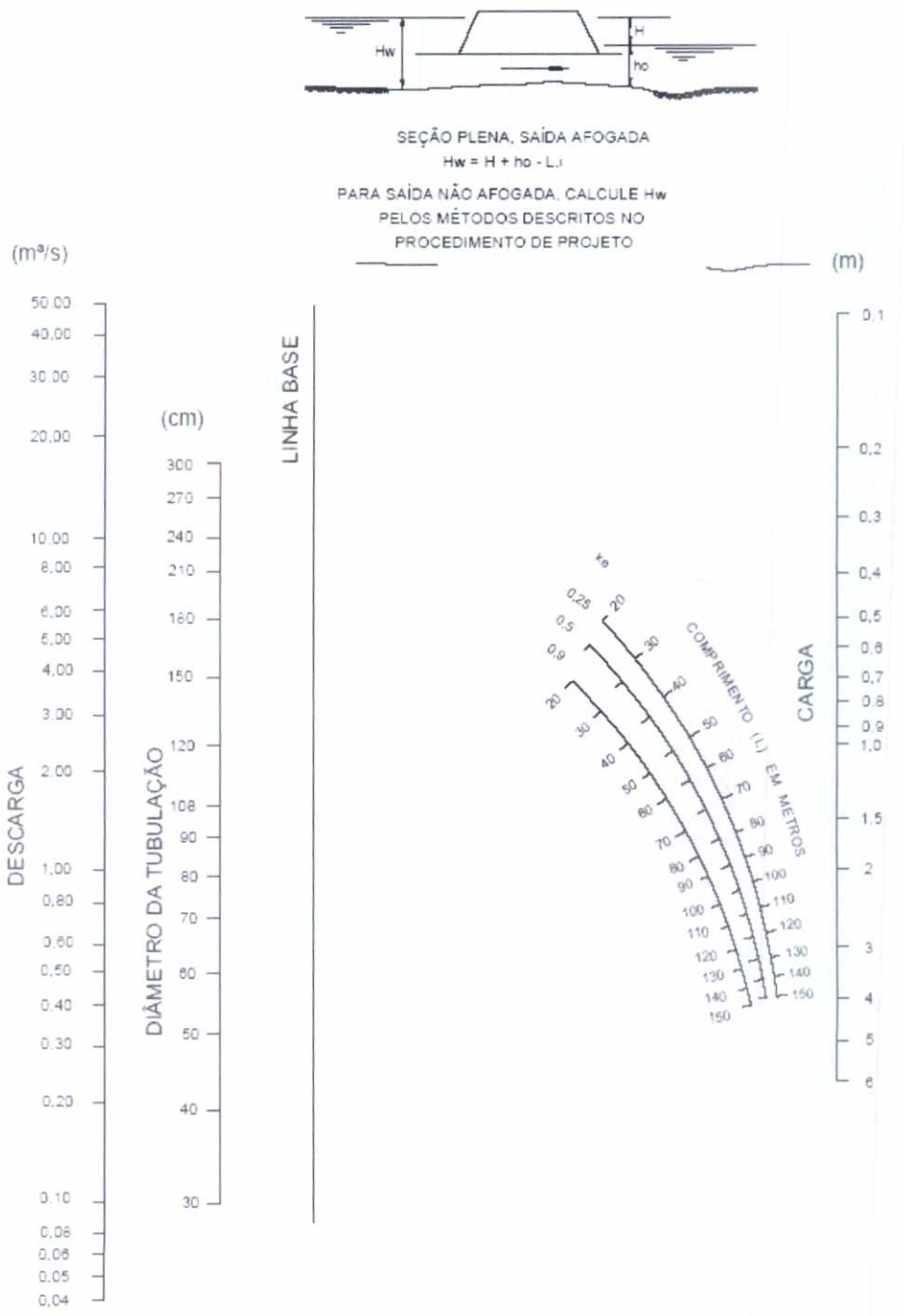


Figura 57 - Nomograma de carga hidráulica para bueiro de metal corrugado, escoando a seção plena com n = 0,024

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Fls. 1104
Proc. 17849/16

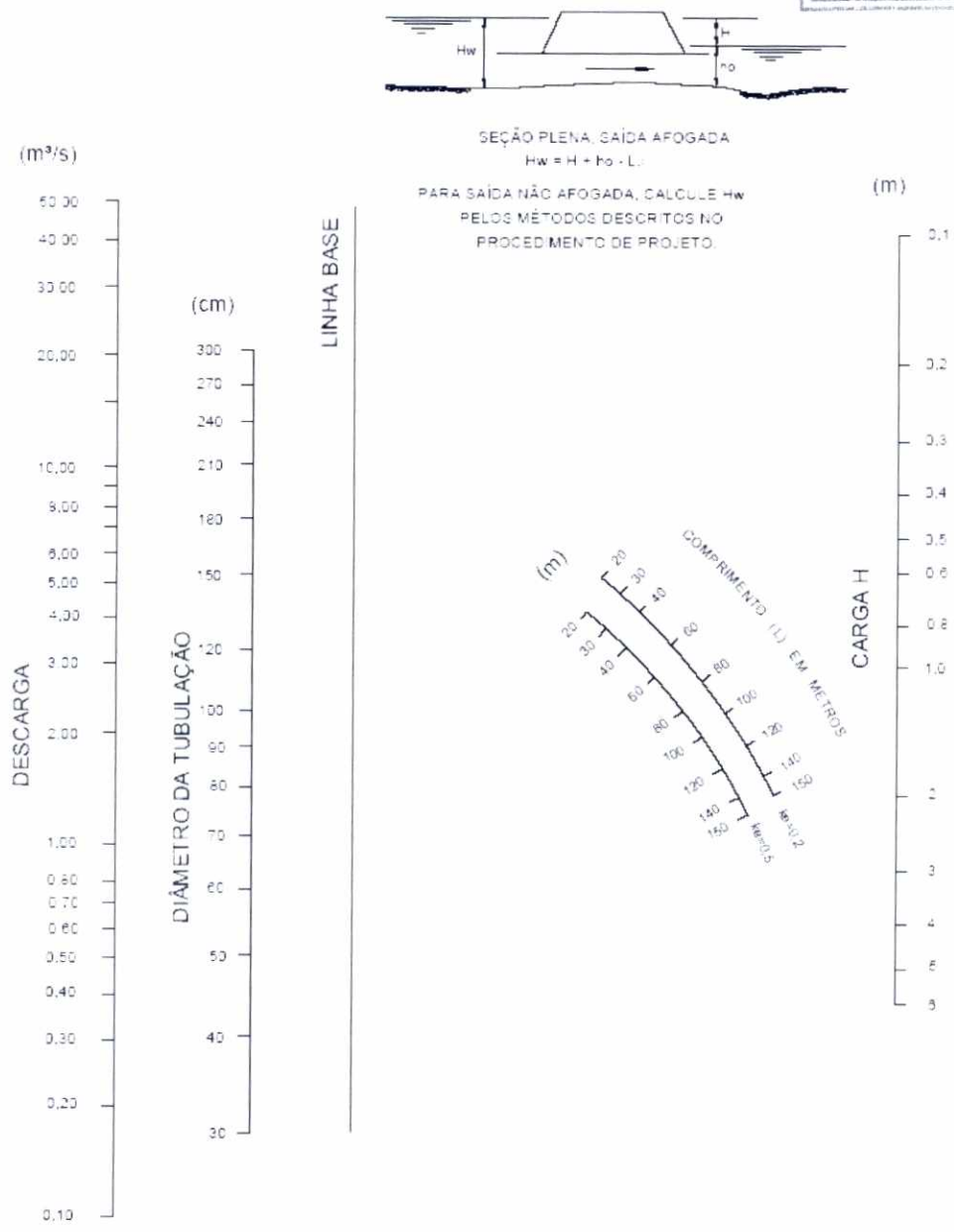


Figura 58: Nomograma de carga hidráulica para bueiro de concreto, escoando a seção plena com n = 0,012

Fonte: SÃO PAULO (2012)