



ESTUDO 2 VULNERABILIDADE E RISCOS AMBIENTAIS

Palmas

Equipe Responsável Coordenação ICES-BID

Ellis Juan (Coordenador Geral)
Márcia Casseb
Horacio Terraza

Supervisão e revisão de estudos por parte de ICES-BID

Avelina Ruiz
David Maleki
Ginés Suarez
Sebastián Lew
Maricarmen Esquivel
Martin Kerres
Gisela Campillo
Marcelo Facchina
Renata Seabra
Mônica de Oliveira Santos da Conceição
Andreza Leodido de Siqueira
Thiago de Araujo Mendes

Redação de estudos base (IDOM – COBRAPE)

Phd. Daniel Rubio Blanco- IDOM (Direção Geral)

1- Câmbio Climático

Phd. Ing. Éder Zanetti (Direção Estudo 1) - COBRAPE
Eng. Camila de Carvalho Almeida - COBRAPE
Msc. Ing. Iñigo Aizpuru- IDOM
Eng. Igor Ruiz Galnares - IDOM
Msc. Rafael Fernando Tozzi - COBRAPE
Eng. Robson Klisiowicz – COBRAPE

2- Riscos Naturais

Geólogo José Joaquín Arribas (Direção Estudo 2) - IDOM
Eng. Pablo Caffarena – IDOM
Geólogo Ignacio Olague – IDOM
Eng. Fernando Trujillo – IDOM
Geólogo Eduardo Pérez – IDOM
Ana Cristina Rueda Zamora – IHC
Antonio Espejo Hermosa – IHC
Alexandra Toimil Silva – IHC
Paula Camus Braña – IHC
Fernando Méndez Incera – IHC
Iñigo J. Losada Rodríguez – IHC
Melisa Meñendez García – IHC

3- Crescimento urbano

Arq. María Álvarez (Direção Estudo 3) - IDOM
Arq. Heloisa Helena Barbeiro – IDOM
Geólogo Urko Elozegi - IDOM
Arq. Patcha Cademartori Pietrobelli – IDOM
Arq. Carolina Valenzuela – IDOM
Msc. Mariana Jundurian Corá

4- SIG

BSc. Belén Rodríguez Pérez- IDOM (Direção SIG e Cartografia)
Carlos Tarragona – IDOM
Antonio Rodríguez García - IDOM
José Manuel Algaba Tena- IDOM



Relatório Final

ESTUDO 2 VULNERABILIDADE E RISCOS AMBIENTAIS

Palmas

RESUMO EXECUTIVO

O Estudo de Vulnerabilidade e Risco Naturais visa analisar os principais perigos naturais da área de estudo que engloba a Área Conurbada de Palmas (ACP), caracterizada pela área urbana de Palmas e o distrito de Luzimangues, Porto Nacional (Figura 01). Faz-se destaque para a capital Palmas.

Figura 01. *Limite da zona do estudo*



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Este estudo tem como objetivo secundário a realização de uma estimativa para o risco de desastre associado, isto é, a medição da probabilidade de ocorrer um evento e de quais seriam suas consequências – em termos de impactos econômicos e humanos.

Os principais riscos a serem analisados na área de estudo, diante das limitações dos dados disponíveis, são os relativos a Inundação fluvial e seca, sendo as inundações fluviais os eventos mais importantes para a ACP.

Os dados e mapas gerados facilitam a revisão dos instrumentos de desenvolvimento relacionados ao ordenamento territorial, guiando assim o crescimento da cidade e evitando a criação de assentamentos em zonas de risco. Estes resultados permitem, portanto, o poder público priorizar seus investimentos para a melhoria de seus mecanismos de gestão de risco.

Os estudos de base analisam três componentes do risco:

1. Ameaça: a intensidade em um local específico e para uma frequência ou suscetibilidade dada do evento;
2. Exposição: a quantidade de infraestrutura, população ou bens geograficamente afetados pela ameaça;
3. Vulnerabilidade: as características e as circunstâncias de uma comunidade, sistema ou bem que os fazem suscetíveis aos efeitos danosos de uma ameaça.

Inundação fluvial

O estudo de inundações fluviais está centrado, fundamentalmente, no estudo hidrológico e hidráulico, e nas análises das áreas de inundação das diferentes redes de drenagem que ficam contidas na ACP, principalmente em Palmas.

O objetivo de tais análises é identificar as principais áreas de inundação fluvial, para diversos períodos de retorno e incluindo, também, as possíveis variações nas chuvas e temperatura no caso de um cenário de mudanças climáticas.

O estudo de inundações fluviais se concentra fundamentalmente no estudo hidrológico e hidráulico e em análises das áreas de inundação das diferentes redes de drenagem que estão presentes no âmbito do estudo de vulnerabilidade e riscos naturais. O objetivo de tais análises é identificar as principais áreas de inundação fluvial, para diversos períodos de retorno e incluindo, também, as possíveis variações nas chuvas e temperatura no caso de um cenário de mudanças do clima.

O limite da análise vem definido pela precisão do MDT necessária para a realização dos modelos hidráulicos. Para o âmbito de estudo dispôs-se de linhas de nível a cada metro na zona urbana de Palmas e de Luzimangues e para o resto da região dispõem-se de um ASTER de células de 30 metros de lado.

Para este estudo fez-se a análise das estações pluviométricas da área de influência para poder chegar na relação entre a intensidade da chuva e sua frequência, ou sua probabilidade de ocorrência.

Com respeito dos efeitos das mudanças climáticas no regime de precipitação, a maioria dos modelos, tanto globais como regionais, projetam uma diminuição das precipitações médias em Palmas, isto por si só não é indicativo de uma diminuição das precipitações máximas na mesma proporção, em fato é esperado que o número de dias úmidos seja ligeiramente maior, o que poderia indicar uma diminuição das precipitações máximas maior que das precipitações médias, contudo, isto não teria que suceder necessariamente assim.

Por último a relação entre a temperatura e as precipitações extremas indicam que apesar de incerto o aumento das temperaturas poderia aumentar os eventos de chuvas.

Conforme o diagnóstico, a situação mais provável das previsões que consideram as mudanças climáticas é uma diminuição da quantidade total de precipitação, e das precipitações média, mesmo que esta não seja uma situação garantida o atual estudo não considerou para o cálculo de ameaça e de risco de inundação o efeito destas alterações no clima, já que o cenário atual já apresenta a situação mais pessimista a ser analisada. Entretanto, isto não significa que estes efeitos não devam ser considerados na implantação de medidas mitigadoras a futuro, principalmente no que compete aos eventos de precipitação extremos.

Os condicionantes do terreno também foram analisados (geologia, usos do solo, inclinações, geometria dos canais, etc.) para se poder estimar as diferentes características de vazão da chuva. Estes são os dados de entrada do modelo hidráulico.

O estudo hidráulico analisa como as vazões, que estão associadas aos períodos de retorno e à frequência dos eventos, podem ser uma ameaça potencial para a população e para as infraestruturas das cidades. Para isto foi calculada a inundação para cada período de retorno, tanto nos cenários sem as mudanças climáticas como nos cenários com as mudanças climáticas.

A Figura 02 mostra a mancha de inundação fluvial para os eventos de chuva no período de retorno de 500 anos.

O modelo digital do terreno foi efetuado a partir de linhas de nível a cada metro, este modelo não reflete as cotas do terreno que encontram-se permanentemente submersas como consequência da cota de inundação do lago, quer dizer, não há a batimetria destas zonas, pois estas seções representam-se com o fundo plano a cota de água.

Para suprir esta falta de informação topográfica, partiu-se da hipótese de que a parte da seção que está permanentemente submersa não colabora com o transporte da vazão de chuva ao estar sempre inundado, mas ajuda diminuindo o racionamento de água com a base.

Esta simplificação não é válida para aprovar um projeto de construção ou de infraestruturas, mas é considerada suficiente para ter uma ideia das áreas inundáveis e da capacidade do canal para transportar as vazões de avenida.

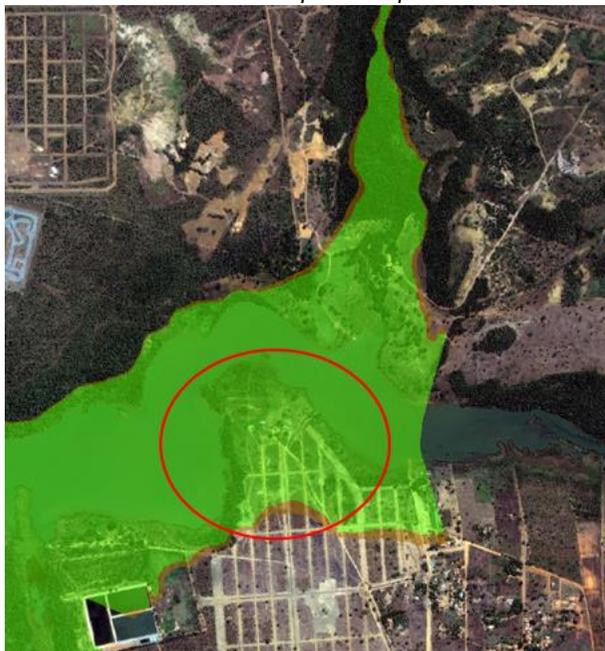
Figura 02. *Profundidades para 500 anos de período de retorno*



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Na maioria dos rios estudados não houve inundação dos canais, nem mesmo no período de retorno de 500 anos. Entretanto, no Ribeirão Taquaruçu Grande foi detectado algumas áreas com risco de inundação, conforme apresentado na Figura 03.

Figura 03. Periculosidade na área afetada de habitações no Ribeirão Taquaruçu Grande para um período de retorno de 500 anos



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Na Tabela 01 está o cálculo da perda máxima prevista (PML), relacionada com cada período de retorno. Enquanto que a Tabela 02 traz a perda anual esperada (PAE), que é o valor médio de perdas esperado para o ano em caso da não adoção de medidas de mitigação. Por fim, a Tabela 03 mostram a população afetada ou exposta à inundação nos períodos de retorno de 25 e 500 anos.

Tabela 01. Cálculo de PML para a inundação fluvial

CENÁRIO	PERÍODO DE RETORNO (anos)	SUPERFÍCIE CONSTRUÍDA EXPOSTA (m ²)	PERDA MÁXIMA PROVÁVEL-PML (R\$)
Clima Atual	2	715	28.568
	25	2.560	245.553
	50	2.936	320.819
	100	3.324	407.950
	500	4.490	679.617

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 02. Cálculo de Perda Anual esperada para a inundação fluvial

CENÁRIO	PAE FLUVIAL (R\$)	Valor Exposto (R\$)	PAE/VTE (%)
Fluvial Clima Atual	84.337	2.614.141	3,2

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 03. População assentada e potencialmente afetada em zona de perigo por inundação fluvial

PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	SUPERFÍCIE RESIDENCIAL EXPOSTA (m ²)	POPULAÇÃO EXPOSTA (4/60 m ²)	AFETADOS POTENCIAIS (%)
25	2.560	171	1,7
500	4.490	299	3,0

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Da análise de inundações fluviais foi possível perceber que, de modo geral, os canais se encontram deteriorados e danificados supondo um risco para a população e para o ecossistema da área. É necessário considerar também as áreas inundáveis dos córregos não urbanos, na hora de se propor a ocupação futura de suas margens de uma forma racional nos níveis ambiental, hidráulico e formal.

Entendendo que os componentes físicos (biótopos) de um ecossistema estão estritamente inter-relacionados com os elementos bióticos (biocenoses), sua problemática deve ser analisada de forma conjunta. Assim, o entorno geomorfológico, os ecossistemas materiais, o meio urbano, a paisagem e a acessibilidade são alguns dos condicionantes cuja atenção melhora a qualidade final da zona marginal dos corpos d'água. As intervenções em margens devem incorporar também as condicionantes de segurança estrutural, de capacidade de desague e a econômica.

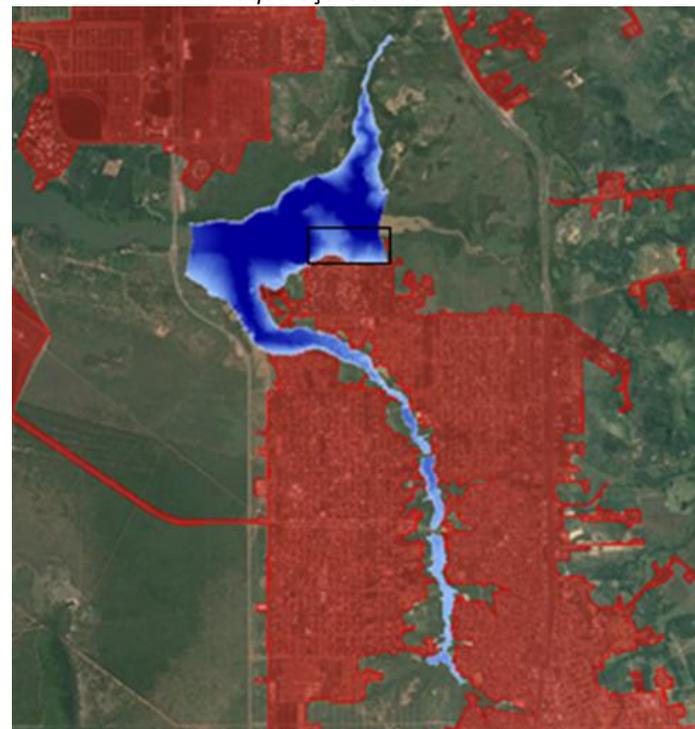
O conhecimento hidrológico das bacias estudadas nos informa, da magnitude e distribuição espacial e temporal de vazões em um lugar concreto da rede permitindo criar estratégias de atuação para os riscos analisados. As atuações que são propostas nas vazões estudadas podem ser classificadas em estruturais e não estruturais, ou também conhecidas como atuação de gestão.

Apenas no Ribeirão Taquaruçu Grande foi detectada a incapacidade do canal para conduzir os fluxos de avenida sem transbordamentos, afetando os assentamentos que se encontram nas zonas de fluxo, ou seja, em zonas cuja seção hidráulica colabora para o transporte do fluxo de avenidas. Assim, as atuações estruturais que resultam necessárias, tendo como base a relocação das habitações afetadas. Esta atuação supõe uma atividade de gestão de grande porte de forma que é considerada tanto estrutural como não estrutural.

Conforme mostra a Figura 04 são poucas e muito disseminadas as habitações afetadas pela inundação, no período de retorno de 500 anos, por isto não são executadas atuações do tipo infraestrutura civil, sendo suficiente o remanejamento da população em área de risco.

O custo para remover a população é bastante elevado, tendo sido estimado em R\$ 3 milhões, gerando uma economia de aproximadamente R\$ 85 mil ao ano. De tal forma que do ponto de vista estritamente econômico a medida é pouco rentável, mas deve-se para analisar a viabilidade de fato é necessário considerar outros fatores como o humano, social, saúde pública e o meio ambiente.

Figura 04. *Área de inundação para um período de retorno de 500 anos, Ribeirão Taquaruçu Grande.*



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 05. População afetada p elo fluxo da avenida para o período de retorno de 500 anos, Ribeirão Taquaruçu Grande



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Nos córregos urbanos é muito difícil ordenar o território ao redor dos canais de forma que o deságue nas cheias não impacte a população. Para isto é necessário, como foi visto anteriormente, ações estruturais e não estruturais.

Dentro das atuações não estruturais, a mais importante é o zoneamento e a regulação legal das margens. Nas bacias situadas fora do núcleo urbano, que ainda não estão desenvolvidas, por exemplo, deve-se ordenar o uso do território de maneira racional de forma que as áreas mais expostas às inundações se destinem às atividades nas quais os danos potenciais não sejam muito importantes. Esta ordenação pode ser feita de forma direta e definitiva, mediante a proibição de implantar determinados usos, ou em forma indireta concedendo a permissão de uso mediante a determinadas intervenções estruturais, como estruturas de proteções e impondo coeficientes de segurança, afim de minimizar os perigos e danos potenciais.

A regulação consiste em diferenciar três zonas progressivamente menos sujeitas a limitações de uso definindo, respectivamente, como de proibição, restrição e precaução.

Zona de proibição: área do canal natural, ou seja área do terreno que é coberto pelas águas nas máximas cheias ordinárias, calculadas a partir do valor médio das máximas vazões anuais, em seu regime natural. Este canal é calculado para um período de retorno de 2,33 anos, adotando o ajuste estatístico dos dados segundo a Lei de Gumbel. Dentro de seus limites estariam vetadas as construções de qualquer edifício ou obra.

Zona de restrição: o terreno fronteiro às das margens dos canais, sendo áreas afetadas aos eventos de inundação mais extremos principalmente por possuírem uma drenagem mais lenta, que por vezes é inclusive feita no sentido contrário ao normal. Nesta área deve-se manter uma zona de servidão de 5 metros e uma zona de vigilância de 100 metros, na qual será condicionada o uso do solo e as atividades. Assim, não fica impedida a construção de edifícios, mas fica a ressalva de que suas construções devem ser adaptadas às condições, considerando em seu projeto especificações dos materiais empregados.

Zona de precaução: é a área mais distante do canal e corresponde aos lugares cuja inundação é extremadamente pequena e pouco provável, mas não impossível, podendo se constituir como área inundável no período de retorno de 500 anos. Nesta zona não fica impedida a construção de nenhum tipo de obra nem impõe condicionamentos nos projetos, mas é informado aos proprietários que queiram desenvolver alguma atividade em seu interior sobre a cota até a que pode chegar ao nível das águas.

Entretanto, o zoneamento e ordenamento legal das margens não podem funcionar sem um organismo competente se encarregue por velar pelo respeito destas zonas sensíveis. Seja mediante a vigilância e controle das atividades realizadas nestas zonas, seja mediante a criação de um mecanismo que desaprove o uso impactante e que conscientize a população a dar um uso adequado a estes terrenos.

A melhor forma de conseguir que este zoneamento seja um bem comum respeitado por toda a população é fazer com que a comunidade participe das reuniões e das tomadas de decisões sobre o ordenamento territorial, mediante a comunicação e a informação detalhada dos perigos e benefícios que este zoneamento acarreta a nível ambiental e social.

Neste sentido, o remanejamento da população que vive nas margens do Ribeirão Taquaruçu Grande tem como objetivo evitar o risco desta população, principalmente no caso de no futuro amplie o impacto antrópico no canal e altere esta planície, impedindo o fluxo das águas em possíveis cheias. Assim, uma correta ordenação dos usos do solo em função da distância ao canal será primordial para evitar futuros problemas. A Figura 06

mostra exemplos de áreas de habitações afetadas pela inundação, demonstrando a importância das medidas estruturais e gerenciais para zonear as margens dos rios.

Figura 06. Zonas inundáveis que serão ocupadas a futuro, sem regulação urbanística adequada



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

A medida de gestão necessária consiste no desenvolvimento e aprovação de uma norma legal que ordene os futuros espaços sujeitos à urbanização na cidade, afim de evitar as áreas inundáveis mapeadas neste diagnóstico. O custo para a redação desta normativa é estimado em R\$ 150 mil.

Em adição, as perdas anuais esperadas (PAE) com a projeção do crescimento urbano a 2050 foi estimada em R\$ 163 mil, subtraindo a PAE combinada de R\$ 84.337, restam R\$ 78 mil que divididos em 35 anos de horizonte para o projeto (2015-2050), geram um custo anual da ordem de R\$ 2.250 (Tabela 04).

Tabela 04. Resumo de dados de partida e resultados da análise Custo-Benefício para medidas no estruturais

	Milhões R\$	Anos	%
Investimento Medidas não estruturais	0,015		
Período Investimento		1	
Redução Risco Anual	2.251		
Custo Anual Manutenção	0		
Horizonte temporal investimento		2050	
Taxa de Desconto			12%
Valor Atual Líquido (VAN)	7.954		
Taxa Interna de Retorno (TIR)			12,4%

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Assim, com o valor atual líquido (VAN) de aproximadamente R\$ 8 mil e uma taxa interna de retorno (TIR) de 12,4%, conclui-se que a medida não estrutural proposta é rentável e economicamente viável, e cumpre com os critérios de rentabilidade exigidos pelo BID.

Análises do risco

A partir da avaliação das ameaças naturais existentes na ACP, percebeu-se que são as inundações fluviais as mais relevantes, por serem causadoras de danos de dimensões maiores, de modo que a análise de risco apenas foi feita para este tipo de evento.

Após o diagnóstico das ameaças fez-se o cálculo de probabilidade associado as ameaças identificadas, seguindo a metodologia proposta:

- Análise dos elementos expostos;
- Análise da vulnerabilidade; e
- Cálculo do risco acumulado.

Cabe indicar que a grande maioria das edificações observadas na cidade possuem uma estrutura de concreto armado, o qual reduz sua vulnerabilidade estrutural frente a eventos de inundação. Esta observação generalizada foi usada para padronizar as categorias de vulnerabilidade aplicadas as edificações em uma tentativa de obter resultados de danos mais realistas.

Para o cálculo do risco fez-se a estimativa de três variáveis:

- Perda máxima provável (PML) para as inundações fluviais e marinhas de acordo a distintos cenários climáticos possíveis com o horizonte temporal de 2050;
- Perda anual esperada (PAE) para as inundações fluviais e marinhas;
- Número de pessoas residentes em zonas com risco de inundação.

Sabendo que os principais resultados da avaliação de riscos naturais são dependentes do grau de precisão da informação disponível para o processo de análise, pode-se chegar às seguintes conclusões:

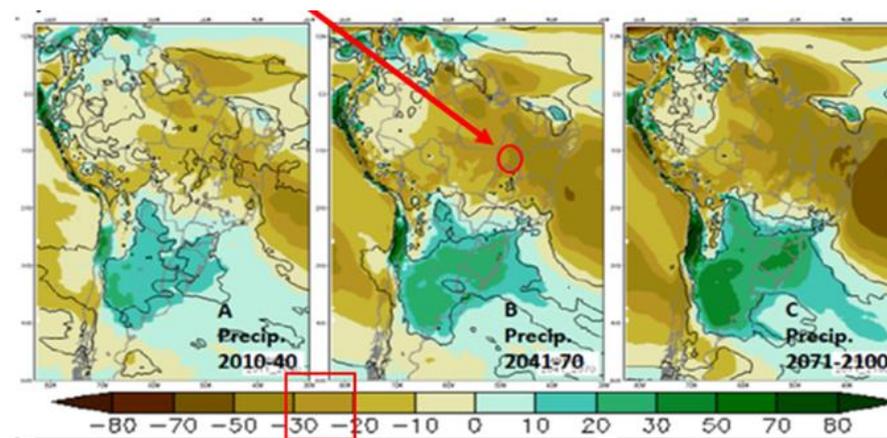
- Devido a falta de dados não foi possível realizar uma avaliação detalhada da vulnerabilidade funcional da cidade de Palmas, em conjunto parece relativamente pouco sensível.
- A perda máxima esperada (PML) por inundação fluvial varia em uma categoria de aproximadamente entre 28.000 e 680.000 reais de acordo com os períodos de retorno respectivos de 2 e 500 anos, considerando o cenário de clima atual.
- A perda anual esperada (PAE) por efeito de inundações fluviais e marinhas, de acordo ao cenário de clima atual, se encontra na ordem dos 85.000 reais.
- O número de pessoas potencialmente afetadas pela ameaça de inundação em Palmas, em condições de clima atual, é de ordem de entre 170 e 300.

Seca

A análise dos efeitos das mudanças climáticas fez necessário incluir o estudo da ameaça das secas, mesmo que atualmente não seja um problema para a população local, visto que o pré-diagnóstico realizado indica que não houve seca nos últimos 10 anos. Entretanto há o risco de vir acontecer diante das mudanças climáticas e do aumento populacional esperado a 2050.

A Figura 07 traz a projeção das precipitações anual para o de 2050 realizada pelo Instituto de Pesquisas Espaciais do Brasil (INPE), sendo atualmente o modelo de melhor resolução para Palmas. Como resultado, percebe-se uma diminuição de 30% das precipitações anuais.

Figura 07. *Projeção da precipitação média anual segundo o modelo regional de circulação RCM realizado por INPE*



Fonte: INPE, elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

O balanço hídrico de Palmas foi analisado segundo três cenários:

1. Situação atual;
2. Crescimento urbano para o ano de 2050 e redução das precipitações anuais em 30%;
3. Crescimento populacional para o ano de 2050 sem considerar os efeitos das mudanças climáticas.

Cálculo da demanda de água

Para a obtenção do consumo per capita diário foi considerado os dados do “Plano Municipal de Saneamento Básico” volume II realizado em outubro de 2013, em que recolhem os seguintes dados da Concessionária para o ano 2012. De acordo com este documento o consumo per capita de Palmas é por volta de 181 l/hab/dia para a região central e sul (Tabela 05).

Tabela 05. *Consumo per capita*

LOCALIDADE	l/hab/dia
SEDE MUNICIPAL (Região Central)	160
SEDE MUNICIPAL (Região Central + Sul)	181
SEDE MUNICIPAL (Região Sul)	127
DISTRITO de Taquaruçu	125
DISTRITO de Buritirana	107

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

O Plano Municipal de Saneamento Básico” mencionado anteriormente, apresenta também os índices de perdas no sistema de distribuição (IPD) obtidos do Banco de Dados da Concessionária para o ano 2012. Segundo o documento o sistema municipal de distribuição de água perde 33,44% do total disponibilizado (Tabela 06).

Tabela 06. *Índices de perdas no sistema de distribuição*

LOCALIDADE	IPD
SEDE MUNICIPAL (Região Central + Sul)	33.04
DISTRITO de Taquaruçu	37.5
DISTRITO de Buritirana	34.44
IPD MÉDIO	33.44

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Diante do alto nível de perdas do sistema municipal, o município colocou como meta reduzir estes índices de perdas até 30% em 5 anos, até 25% em 10 anos e até 20% em 20 anos, não obstante, para os cálculos de demanda será considerado o dado atual, mais conservador de 33,44%.

Diante destes três componentes foi possível estimar o consumo total esperado para o ano 2050, conforme apresentado na Tabela 07. Como referência para comparação, a 0 traz os dados do consumo de água para o ano 2010.

Tabela 07. *Consumo total para o ano de 2050*

Ano	2050
Habitantes	559.029
Consumo per capita (l/hab.dia)	200
Perdas na distribuição (%)	33,44
Consumo diário (m ³ /dia)	149.194
Consumo anual (m³/ano)	54.455.686

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 08. *Consumo total para o ano de 2010*

Ano	2010
Habitantes	222.045
Dotação (l/hab/dia)	180
Perdas na rede (%)	33,44
Consumo diário (m ³ /dia)	53.333
Consumo anual (m³/ano)	19.466.703

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Balanço hídrico

A região é possível encontrar diversas bacias provedoras de água, Tabela 09 traz a abrangência das bacias de captação dos rios Taquaruçu, Água Fria, Comprido, Suçuapara e Taquari.

Tabela 09. Áreas de abrangência de cada bacia

Bacias	Áreas (km²)
Água Fria	89
Comprido	47
Suçuapara	12
Taquaruçu	435
Taquari	18
TOTAL	601

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Ao se considerar o balanço em uma escala anual, foi possível perceber que a oferta de água e seu consumo tem uma relação positiva, em que no cenário mais pessimista (considerando efeito das mudanças climáticas) a relação era de três vezes mais água que o consumo. Entretanto, ao se considerar este balanço em uma escala mensal o balanço passa a responder de maneira individualizada, dividindo os resultados em positivos, nos meses chuvosos (maio a agosto), e negativos, nos meses de estiagem (outubro a abril). É este o cenário que se fez maior aprofundamento da análise.

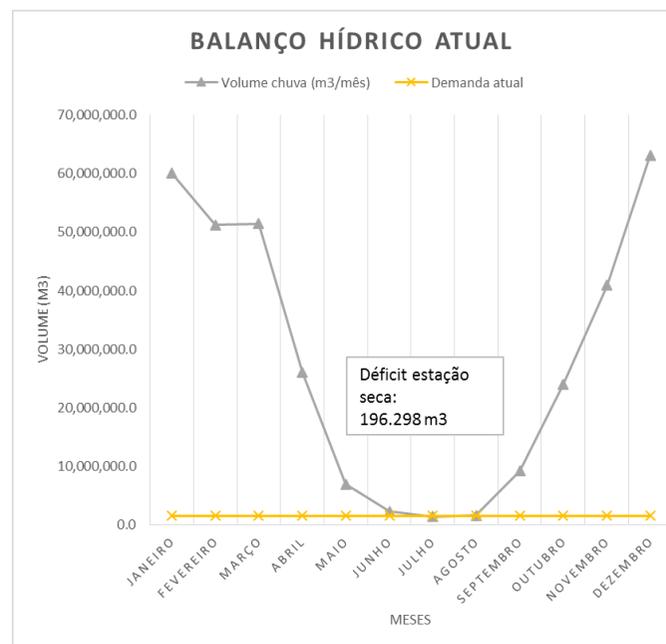
Sabendo que a escassez de chuva afeta também o estado de humidade do solo, que acaba diminuindo o escoamento da chuva em períodos de seca, pode afetar a oferta deste recurso em caso de escassez de água. Para este caso foi calculado o coeficiente em função do volume acumulado de chuva do mês referente e do mês anterior, variando o valor desde 0,35 para janeiro, até 0,15 para os meses de julho e agosto. Este fator implica que nos meses mais secos a quantidade de água perdida por retenção no terreno ou evapotranspiração é maior, diminuindo sua contribuição para o abastecimento das bacias.

A Figura 08 mostra em cinza o volume de escoamento da chuva e em amarelo a demanda ao longo do ano, para o cenário atual. É possível ver que nos meses chuvosos existe um

superávit, enquanto que nos meses secos (julho e agosto) estas linhas quase que se sobrepõe, podendo inclusive apresentar quatro dias de déficit, que representariam uma demanda maior que a oferta.

Os indicadores ICES indicam que não houve seca nos últimos 10 anos, possivelmente porque parte do lençol freático oferta 15% da demanda local, e por isto os valores de escoamento poderiam ser maiores aos estimados (considerados bastante conservadores). Mesmo assim, é evidente que nos meses mais secos o balanço hídrico é menor.

Figura 08. Balanço hídrico cenário atual

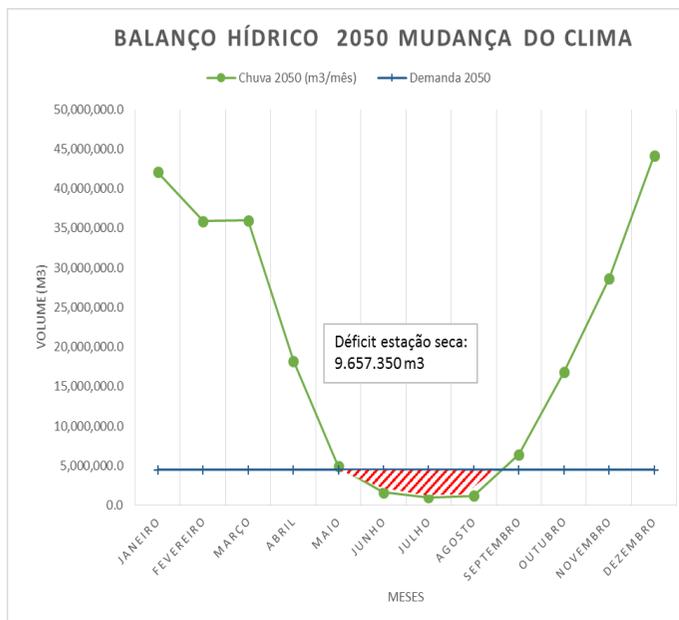


Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

O atual balanço hídrico na estação de seca, aproximado a zero, pode ainda ser agrado a futuro caso não seja tomada nenhuma ação mitigatória, e ainda mais se considerar os efeitos das mudanças climáticas (diminuição de 30% das precipitações anuais) (Figura 09).

Neste cenário o balanço hídrico dos meses mais secos seria negativo, cujo déficit seria de 2,2 vezes o consumo mensal, respectivamente.

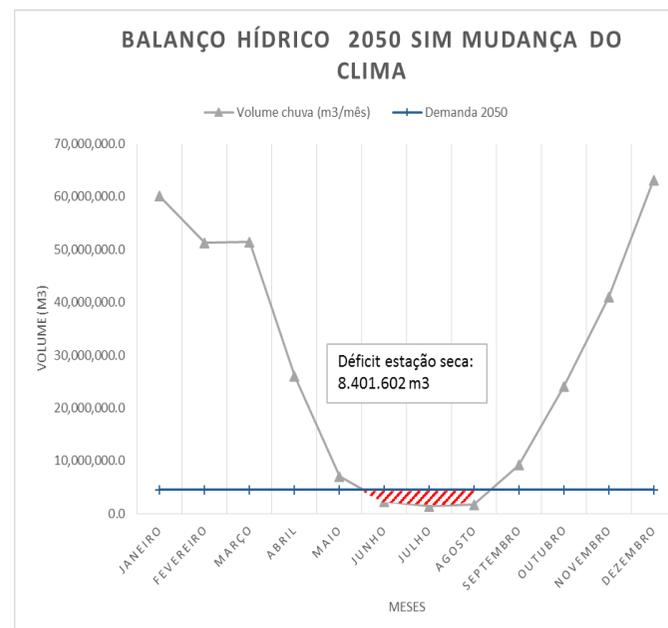
Figura 09. *Balanço hídrico para o ano de 2050 considerando as mudanças climáticas*



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Mesmo sem considerar os efeitos das mudanças climáticas o simples fato de não se aplicar nenhuma medida de mitigação geraria nos meses de estiagem de 2050 um déficit na oferta de água da ordem de 1,8 vezes menor que o consumo (Figura 10).

Figura 10. *Balanço hídrico para o ano de 2050 sem considerar as mudanças climáticas*



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

O município está consciente deste futuro problema, de modo que está avaliando a possibilidade de instalar um novo ponde de coleta de água superficial do lado na UHE Lajeado, ponto este abastecido pelo rio Tocantins, maior rio da região. Com isto se pretende, em primeiro momento, aumentar a capacidade de captação para 800 l/s, chegando ao final do cronograma com uma capacidade de 1040 l/s. Estas novas capacidades permitiriam eliminar a captação subterrânea e reduzir a captação do Taquaruçu, que está perto de seu limite máximo. Este planejamento precisaria de um novo reajuste no prazo de 20 anos em função da evolução da população do município, já que no atual cenário de crescimento esta medida seria insuficiente no horizonte de 2050 sem alterações climáticas no regime de chuvas.



Relatório Final

ESTUDO 2 VULNERABILIDADE E RISCOS AMBIENTAIS

Palmas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
1.1	Definição da Área de Estudo	9
2	QUADRO GERAL	10
2.1	Seleção das Ameaças.....	10
2.2	Análise Histórica da Problemática.....	10
3	INUNDAÇÕES FLUVIAIS	17
3.1	Introdução.....	17
3.2	Estudo Hidrológico	19
3.2.1	Dados de partida.....	19
3.2.1.1	Pluviometria	19
3.2.1.2	Ajustes Estatísticos.....	20
3.2.1.3	Distribuição temporal da chuva	29
3.2.2	Método de Abstração	33
3.2.3	Cálculo de fluxos de avenida. Método Racional	36
3.2.3.1	Metodologia cálculo tempo de concentração.....	38
3.2.3.2	Relação entre o coeficiente de escoamento e o número de curva.....	38
3.2.4	Resultados obtidos do cálculo de fluxos de avenida pelo Método Racional	38
3.2.5	Hidrograma Unitário SCS, Transformação Chuva-Escoamento	43
3.2.6	Modelo HMS, Propagação do Hidrograma	43
3.2.7	Projeções de precipitações devido as alterações do clima	51
3.3	Estudo Hidráulico	60
3.3.1	Descrição do modelo.....	60

3.3.2	Condições de contorno	62
3.3.3	Limitações do modelo	62
3.4	Análise da periculosidade por inundações	62
3.5	Resultados e conclusões.....	65
4	SECA	67
4.1	Introdução	67
4.2	Cálculo da demanda	67
4.3	Estimativa do volume de água disponível	68
4.3.1	Análise Pluviométrica.....	71
4.3.2	Balanco hídrico anual.....	73
4.3.3	Balanco hídrico mensal	74
5	RECOMENDAÇÕES DE GESTÃO E/OU ENGENHARIA	76
5.1	Recomendações relacionadas com as inundações fluviais	76
5.1.1	Atuações estruturais	76
5.1.2	Atuações não estruturais	77
6	DESENVOLVIMENTO DA VALORAÇÃO DE RISCOS	81
6.1	Introdução	81
6.2	Resumo das ameaças	81
6.2.1	Inundação fluvial.....	81
6.3	Elementos expostos	82
6.3.1	Análise dos elementos materiais	82
6.3.2	Estimativa do valor exposto.....	83
6.4	Exposição de infraestruturas e edifícios públicos e sociais	84
6.5	Vulnerabilidade	85

6.5.1	Introdução.....	85
6.5.2	Vulnerabilidade material frente a inundações.....	86
6.5.3	Vulnerabilidade humana frente a inundações.....	88
6.6	Cálculo do risco	89
6.6.1	Risco e PML por inundação	89
6.6.2	Cálculo da Perda Anual Esperada por inundação.....	91
6.6.3	Danos humanos por inundação	92
6.7	Conclusões da valoração de riscos	93
7	ESTIMATIVA DE CUSTO/BENEFÍCIO.....	94
7.1	Avaliação geral	94
7.2	Avaliação quantitativa	94
7.2.1	Cenário 1: Inundação fluvial global.....	94
7.2.2	Cenário 2: Implementação de medidas não estruturais.....	95
7.2.3	Rentabilidade de infraestrutura para mitigar o desabastecimento urbano	96
8	BIBLIOGRAFIA.....	101
	ANEXO C FOLHAS DE CÁLCULO DAS ANÁLISE DE CUSTO/BENEFÍCIO	102
	ANEXO A INUNDAÇÕES FLUVIAIS	
	ANEXO B ANALISE DO RISCO	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01.	Âmbito Estudo 2.....	9	Figura 21.	Ribeirão Taquaruçu Grande	31
Figura 02.	Frequência mensal de estiagem e seca (1991-2010)	11	Figura 22.	Mapa de cultivos considerados.....	35
Figura 03.	Frequência mensal de incêndios (1991-2010)	12	Figura 23.	Mapa de solos considerados	36
Figura 04.	Mapa de Incêndios no Estado de Tocantins (1991-2010).....	12	Figura 24.	Mapa do CN para cada subacia	36
Figura 05.	Mapa desastres naturais causados por inundação brusca no Tocantins (1991-2010)	13	Figura 25.	Tc da Bacia.....	43
Figura 06.	Frequência mensal de inundação brusca (1991-2010)	13	Figura 26.	Mapa do modelo em HMS Córrego Das Porteiras	44
Figura 07.	Mapeamento dos desastres naturais em Palmas (2008-2014).....	14	Figura 27.	Mapa do modelo em HMS Ribeirão Taquaruçu Grande	44
Figura 08.	Mapa urbano de Palmas, Taquaruçu e Buritirana. (2014)	15	Figura 28.	Retro efeitos do Clima e de escalas temporais. Fonte: 5º Informe de avaliação do IPCC	52
Figura 09.	Mapa de bacias urbanas e hidrográficas. (2014)	15	Figura 29.	Redução da resolução dos GCMs.	52
Figura 10.	Frequência mensal de vendaval e/ou ciclone (1991-2010)	16	Figura 30.	Representação esquemática do enfoque de alinhamento do modelo climático regional (RCM)	52
Figura 11.	Mapa Hidrológico no âmbito de estudo	17	Figura 31.	Distribuição hipotética de anteriores e futuras variáveis climáticas mostrando uma mudança na média.....	53
Figura 12.	Corte transversal no Ribeirão Água Fria, limite do ASTER e a zona com linhas de nível cada metro.	18	Figura 32.	Comparação das projeções para os diferentes cenários recolhidos nos anteriores informes do IPCC com as observações de emissões de CO2 (acima), com a temperatura média da superfície terrestre (meio) e com o nível médio do mar (abaixo). 53	
Figura 13.	Comparação do mesmo corte transversal no ASTER de 30 metros e no MDT realizado a partir de linhas de nível a cada metro	18	Figura 33.	Emissões GHC atuais e cenários IPCC.....	54
Figura 14.	Limite da área de estudo.....	19	Figura 34.	Cenários RCP segundo RF (w/m2).	54
Figura 15.	Mapa de estações pluviométricas no âmbito do estudo	19	Figura 35.	Variação das precipitações médias de outubro a março para o cenário RCP4.5	55
Figura 16.	Resultado das precipitações máximas diárias (24h) por estação.....	21	Figura 36.	Anomalias nas precipitações (mm/dia) na América do Sul para o período 2071-2099 (Cenário A2) em relação com o período base 1961-1990 para 15 modelos climáticos diferentes	55
Figura 17.	Mapa resultante da aplicação do Método dos Polígonos de Thiessen.....	22	Figura 37.	Variações de precipitação projetadas (%) para América do Sul para os anos 2011-2100 (cenário A1B) em relação com o período base 1961-1990 gerado pelo modelo Eta-CPTEC de 40 km	56
Figura 18.	Identificação das Sub-bacias analisadas no entorno da cidade de Palmas... 23				
Figura 19.	Curva logarítmica de intensidade-duração Brasil	29			
Figura 20.	Distribuição gráfica método dos blocos alternos Córrego Das Porteiras.....	30			

Figura 38. Exemplo de variação da precipitação projetada para 2050, cenário CGCM3.1	57	Figura 52. Localização das principais estruturas de abastecimento de águas.	69
Figura 39. Variação nos dias com chuva extrema (esquerda) e nos dias chuvosos para o cenário B2 para 2071-2100 em relação a 1961-1990.	58	Figura 53. Mapa de índices pluviométricos na área de estudo.....	71
Figura 40. Variação nos dias com chuva extrema (esquerda) e nos dias chuvosos para o cenário A2 para 2071-2100 em relação a 1961-1990.	59	Figura 54. Mapa estações pluviométricas âmbito de estudo	72
Figura 41. Variação na intensidade da chuva (esquerda), a porcentagem dos dias com chuva extrema (centro) e na porcentagem de dias com chuva (>10mm). Estes dados são representados como médias anuais (acima), meses de dezembro a fevereiro (centro) e de junho a agosto.	59	Figura 55. Precipitação mensal acumulada na estação de influência	72
Figura 42. Modelo HEC-RAS do Córrego Comprido e seus afluentes	61	Figura 56. Precipitação anual acumulada na estação de influência.....	73
Figura 43. Córrego Comprido e sus afluentes.....	62	Figura 57. Balanço hídrico atual (esquerda), para o ano 2050 com considerações de mudanças climáticas (centro) e para 2050 sem mudanças climáticas (direita).....	75
Figura 44. Critérios de periculosidade de ornamentação máxima: referências a nível mundial	63	Figura 58. Área de inundação para um período de retorno de 500 anos, Ribeirão Taquaruçu Grande.....	76
Figura 45. Critérios de periculosidade de velocidade máxima: referências a nível mundial	63	Figura 59. Foco: População afetada pelo fluxo da avenida para o período de retorno de 500 anos, Ribeirão Taquaruçu Grande.....	77
Figura 46. Critérios de periculosidade de ornamentação (m) e velocidade (m/s): referências a nível mundial.....	63	Figura 60. Zonas de proibição e de restrição.	78
Figura 47. Regime de profundidade no Córrego Comprido para um período de retorno de 100 anos	64	Figura 61. Lâmina de inundação para a máximo crescimento ordinário e para um período de retorno de 500 anos.....	78
Figura 48. Regime de velocidades no Córrego Comprido para um período de retorno de 100 anos	64	Figura 62. Área de inundação para o período de retorno de 100 anos, Córrego Comprido e Córrego Suçuapara.....	79
Figura 49. Periculosidade no Córrego Comprido para um período de retorno de 100 anos	65	Figura 63. Área de inundação para o período de retorno de 100 anos, Córrego Das Porteiras	79
Figura 50. Periculosidade na área afetada de habitações no Ribeirão Taquaruçu Grande para um período de retorno de 500 anos.....	66	Figura 64. Área de inundação para o período de retorno de 100 anos, Córrego De Prata	80
Figura 51. População atual e projetada por distintos estudos e pelo consórcio IDOM-COBRAPE realizada no Estudo 3 deste contrato	67	Figura 65. Identificação das pegadas de inundação dos canais modelados (PR 500)	81
		Figura 66. Distribuição de tipo de edifício e nível econômico para a cidade de Palmas	82
		Figura 67. Exemplos de moradias residenciais precárias típicas de Palmas.	83
		Figura 68. Exemplos de moradias residenciais de um bairro tipo unifamiliar formal de Palmas	83
		Figura 69. Exemplos de moradias residenciais de um bairro tipo unifamiliar formal com vazios de Palmas	83

Figura 70. Análise de coincidência de rede de rodovias e aeroporto sobre manchas de inundação 85

Figura 71. Exemplos de funções de vulnerabilidade a inundação para estruturas de um nível, inclui dano à estrutura e aos conteúdos 86

Figura 72. Exemplos de funções de vulnerabilidade a inundação para edifícios de um ou vários níveis 87

Figura 73. Quadro de estimação de danos em edifícios por inundação 87

Figura 74. Representação gráfica das curvas de vulnerabilidade aplicadas como base orientativa de cálculo..... 87

Figura 75. Função de vulnerabilidade humana para estruturas de alvenaria..... 88

Figura 76. Representação gráfica da PML por inundação fluvial (Clima Atual) 90

Figura 77. Representação gráfica curva de excesso de perdas por inundação fluvial (Clima Atual) 90

Figura 78. Representação da PAE repartida (Zona de detalhe) 92

Figura 79. Vista das zonas inundáveis que serão ocupadas a futuro, sem regulação urbanística adequada. 95

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 01.	Mapeamento de Desastres – Defesa Civil Palmas (2008-2013).....	11	Tabela 20.	Consumo per capita	67
Tabela 02.	Número de registros de desastres – Defesa Civil Palmas (2008-2013).....	16	Tabela 21.	Índices de perdas no sistema de distribuição	68
Tabela 03.	Denominação e características das estações pluviométricas	20	Tabela 22.	Consumo total para o ano de 2050	68
Tabela 04.	Seção das precipitações do desenho no entorno da cidade de Palmas, método racional	25	Tabela 23.	Consumo total para o ano de 2010	68
Tabela 05.	Seleção das precipitações de desenho para o modelo HMS, Córrego das Porteiras	26	Tabela 24.	Água purificada em cada ETA em 2012	70
Tabela 06.	Seleção das precipitações de desenho para o modelo HMS, Ribeirão Taquaruçu Grande	27	Tabela 25.	Capacidade de armazenamento de água potável	71
Tabela 07.	Relação de intensidades Brasil.....	29	Tabela 26.	Precipitação anual acumulada	72
Tabela 08.	Classificação das condições hidrológicas dos solos segundo seu tipo.	34	Tabela 27.	Áreas de abrangência de cada bacia	73
Tabela 09.	CN em função do solo e do grupo hidrológico do solo (SCS)	34	Tabela 28.	Balanço hídrico mensal para a situação atual e para o ano 2050 considerando o efeito das mudanças climáticas e o clima atual	75
Tabela 10.	Resumo dos resultados obtidos, características canais e vazões de avenida.....	39	Tabela 29.	Preços médios de construção estimados para o cálculo do valor exposto ...	84
Tabela 11.	Características das sub-bacias Córrego das Porteiras, propagação de vazões e parâmetros para abstrações.....	46	Tabela 30.	Resultado do cálculo do valor exposto para as inundações fluviais.....	84
Tabela 12.	Características das sub-bacias Ribeirão Taquaruçu Grande, propagação de vazões e parâmetros para abstrações	47	Tabela 31.	Cálculo de PML para a inundação fluvial.....	89
Tabela 13.	Aguaceiro de cálculo adotado 4 e 8 horas – Córrego Das Porteiras	49	Tabela 32.	Dados de cálculo da curva de PML por inundação fluvial (Clima Atual)	90
Tabela 14.	Aguaceiro de cálculo adotado 4 e 8 horas – Ribeirão Taquaruçu Grande	49	Tabela 33.	Dados de cálculo da curva de excesso de perdas por inundação fluvial (Clima Atual)	90
Tabela 15.	Aguaceiro de cálculo adotados – Córrego Das Porteiras	50	Tabela 34.	Cálculo de Perda Anual esperada para a inundação fluvial	91
Tabela 16.	Aguaceiro de cálculo adotados – Ribeirão Taquaruçu Grande	51	Tabela 35.	Resultado do cálculo da perda anual esperada (PAE) repartida por tipo de bairro/edificação para a inundação fluvial no cenário de clima atual	91
Tabela 17.	Valores de aumento de precipitação (mm) para os cenários A2 e B1 para o ano 2050	57	Tabela 36.	População assentada e potencialmente afetada em zona de perigo por inundação fluvial	93
Tabela 18.	Variáveis baseadas no 9 GCMs (World Bank) para o intervalo 2040-2059 em relação à 1960-1990	58	Tabela 37.	Resumo de dados de partida e resultados da análise Custo-Benefício na cidade de Palmas.....	95
Tabela 19.	Resumo dos resultados obtidos nos distintos modelos de projeção e cenários de emissão estudados.....	60	Tabela 38.	Resumo de dados de partida e resultados da análise Custo-Benefício para medidas no estruturais	96
			Tabela 39.	Projeção dos consumos diários	97
			Tabela 40.	Projeção de déficit hídrico.....	98

Tabela 41. Ingressos e gastos esperados. Resultado do investimento..... 99

Tabela 42. Sensibilidade do investimento 100

1 INTRODUÇÃO

Desenvolve-se no presente documento uma avaliação do risco de desastres naturais em Palmas (Tocantins - Brasil), considerando diversos cenários ao efeito do clima atual e das alterações climáticas a futuro.

1.1 Definição da Área de Estudo

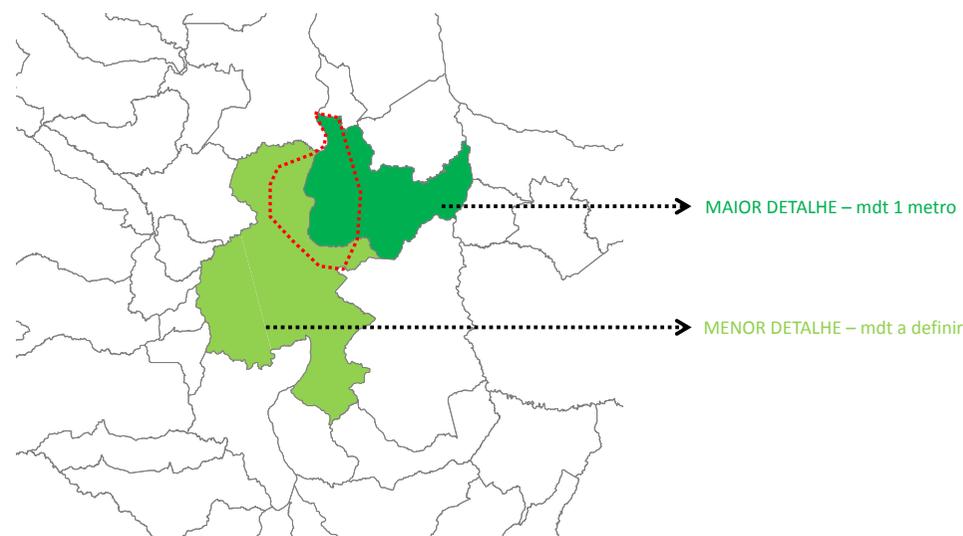
A área de estudo compreende limites municipais da cidade ICES Palmas, mas também o limite administrativo municipal de Porto Nacional, município vizinho e onde já se nota um processo de conurbação urbana e que será alvo de análise do Estudo 3 – Crescimento Urbano e do Estudo 1 – Mitigação e Mudanças do Clima. O detalhamento apresentado a seguir segue uma Metodologia específica, de acordo com o estabelecido nos termos de referência deste projeto, utilizando a base de dados e informações encontradas e disponibilizadas sobre cada município, sendo Palmas a cidade ICES, onde o estudo tem como objetivo aprofundar nas questões, e que, portanto, tem o maior detalhamento dos dados.

O nível de definição do estudo também foi escolhido em função da qualidade da informação disponibilizada pela Prefeitura de Palmas e outras instituições territoriais. Assim, para a análise de riscos e vulnerabilidade ambiental, o modelo digital do terreno (MDT) a ser utilizado para o município de Palmas conta com uma qualidade de curvas de nível a cada um metro, possibilitando uma análise detalhada do município ICES. O distrito de Luzimangues (área detalhada de Porto Nacional) também apresenta informações topográficas a cada metro, o que possibilitou a montagem de um MDT da “Área Conurbada de Palmas” com maior detalhe.

Já o restante da área dos municípios de Palmas e de Porto Nacional teriam uma análise menos detalhada, por só existir informações de ASTER com células de 30 metros o que dificulta em grande parte a evolução da ameaça, de maneira que se ampliará a análise nas zonas onde se pode calcular o risco com um valor de incerteza admissível, que permita definir um zoneamento adequado do território.

O conjunto destas informações fornecerão insumos para a criação de diretrizes de zoneamento de riscos para as propostas de cenários de crescimento urbano do Estudo 3.

Figura 01. Âmbito Estudo 2



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE com base em IBGE, 2010.

2 QUADRO GERAL

São analisados os seguintes aspectos gerais para o desenvolvimento do estudo, tanto em relação às principais ameaças potenciais na zona como a sua relação com o marco físico no qual se enquadram.

2.1 Seleção das Ameaças

Conforme colocado anteriormente, a análise para a área conurbada de Palmas (ACP) terá um maior grau de detalhamento, principalmente no que diz respeito à Palmas, visto que é um município ICES e por possuir mais informações disponíveis, enquanto que o restante dos municípios esta abordagem será mais generalizada.

Inicialmente foram mapeados os seguintes tipos de ameaças com possibilidade de afetar a área de estudo:

- Movimentos de massa (deslizamentos)
- Seca - estiagem
- Inundação
- Chuvas intensas

Entretanto, durante as visitas técnicas e as reuniões realizadas com diversos órgãos locais, tais como a Prefeitura Municipal de Palmas e a Coordenadoria Municipal de Proteção da Defesa Civil, a principal ameaça identificada para a região foi:

- Inundação fluviais

De tal forma que ficou definido analisar as ameaças naturais que representassem maior risco na área de estudo. A seleção final se estabeleceu, portanto, com base em critérios acordados com governos nacionais, locais e consultas a pessoal do Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID). De tal forma que, ficam definidas como foco da análise:

- Inundações, encharcamento = Riscos de Inundação.

2.2 Análise Histórica da Problemática

Historicamente, o estado do Tocantins apresenta uma série de riscos e desastres naturais em diversos pontos de seu território. A importância da avaliação das séries históricas desses fenômenos e seu mapeamento está relacionado com as possibilidades de mitigação e discussão sobre esses eventos, o que contribui para a formação de uma importante cultura de cuidados e prevenção de riscos.

Essa análise histórica utilizará dados do estado do Tocantins, da Secretaria Nacional de Defesa Civil e do Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres da Universidade Federal de Santa Catarina, que em um trabalho de cooperação entre estes dois últimos originou o Atlas de Desastres Naturais (CEPED-UFSC, 2011), importante base de informações e pesquisa.

Documentos oficiais da Prefeitura do Estado apontam que em todo o estado do Tocantins o total de danos humanos por desastres entre os anos de 1991 a 2010 atingiram 112.597 pessoas. Subdividindo esse número em categorias os números são 103.942 pessoas foram afetadas de alguma forma, 5.983 foram desalojados, 1.571 desabrigados, 814 deslocados, 3 desaparecidos, 20 levemente feridos, 2 gravemente feridos e 262 enfermos.

Baseado nesses registros, observou-se que os fenômenos que mais afetam a população por serem mais recorrentes são: estiagem e secas, incêndios, inundações e vendavais. Tais eventos são responsáveis por muitos dos decretos de emergência e de calamidade pública no estado. (CEPED-UFSC, 2011)

Para dois dos municípios de maior importância do estado do Tocantins, Palmas e Porto Nacional, os mesmos riscos citados acima atingem seus territórios de forma mais frequente, e por abrigarem a maior parte da população do estado as possibilidades de danos humanos é incrementada.

A Tabela 01 aponta os registros da Defesa Civil entre os anos de 2008 e 2013, especificando os tipos de desastres ocorridos mês a mês nesses seis anos em Palmas. Estes desastres serão explicados um a um e indicados os períodos de maior frequência assim como os dados obtidos dos danos humanos ocasionados.

Tabela 01. Mapeamento de Desastres – Defesa Civil Palmas (2008-2013)

	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Janeiro	2	0	0	7	3	0
Fevereiro	1	0	0	1	1	2
Março	0	0	0	0	2	4
Abril	0	0	0	0	0	0
Maio	0	0	0	0	2	0
Junho	0	0	0	0	0	0
Julho	0	0	1	0	0	0
Agosto	1	0	0	0	0	0
Setembro	1	0	0	0	0	0
Outubro	1	0	0	1	0	0
Novembro	0	0	0	0	0	3
Dezembro	0	0	0	1	0	5
Total	6	0	1	10	8	14

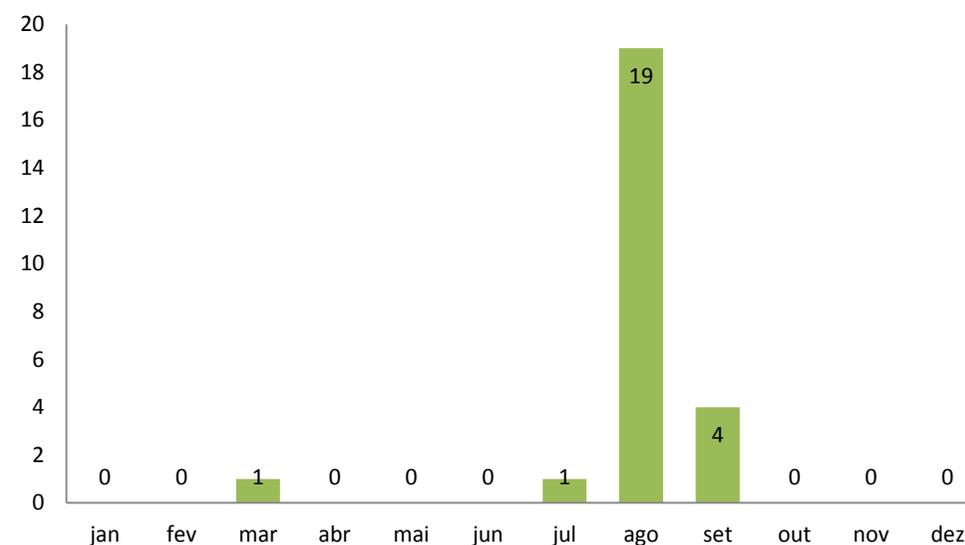
	Eventos relacionados com precipitações hídricas e com inundações
	Eventos de causa Eólica
	Eventos relacionado a intensa redução das precipitações hídricas
	Eventos relacionado a erosão do solo

Fonte: PALMAS,2013 e elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

Estiagem e Secas: Este tipo de fenômeno é caracterizado pelos baixos índices de precipitações no território formando um cenário de estiagem, que acontece quando os níveis de chuva permanecem inferiores a 60% das médias mensais se comparadas aos anos anteriores. Quando a estiagem é prolongada se torna então seca, que é caracterizada por ser mais intensa e adversa que a estiagem. Ambos eventos são relacionados aos baixos recursos hídricos e são, também, resultados de sua localização, que tem como variáveis o relevo, vegetação, a proximidade a grandes coberturas florestais, já que este é um

elemento minimizador dos efeitos severos desta categoria de desastre. De acordo com as Figura 02 os meses de agosto e setembro são os mais sujeitos à ocorrência destes eventos.

Figura 02. Frequência mensal de estiagem e seca (1991-2010)

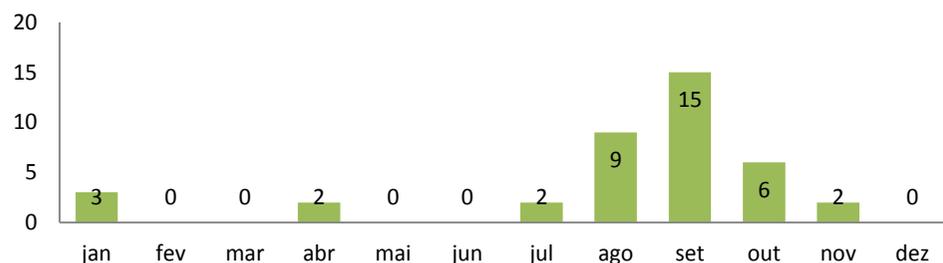


Fonte: CEPED-UFSC, 2011 e elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

Entre 1991 e 2010 o número de pessoas afetadas pelas estiagens e secas totalizou 58.886, todas atingidas pela falta de comida e de água. No entanto o prejuízo se estende também aos danos materiais, por exemplo pelas reduções e perdas das produções agrícolas ou o desaparecimento de rios, lagos e barragens, comprometendo toda a dinâmica econômica e ambiental da região.

Queimadas e Incêndios: Queimadas florestais e urbanas estão fortemente relacionadas com as secas e estiagens. A baixa precipitação hídrica e baixa umidade ambiental colaboram com o aumento dos focos de incêndio e a sua propagação, além de dificultar o seu controle. Assim, os meses de maior ocorrência de queimadas coincidem com os períodos de estiagem e seca em vários dos municípios do estado, inclusive em Palmas e Porto Nacional, como mostra a Figura 03.

Figura 03. Frequência mensal de incêndios (1991-2010)



Fonte: CEPED-UFSC, 2011 e elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

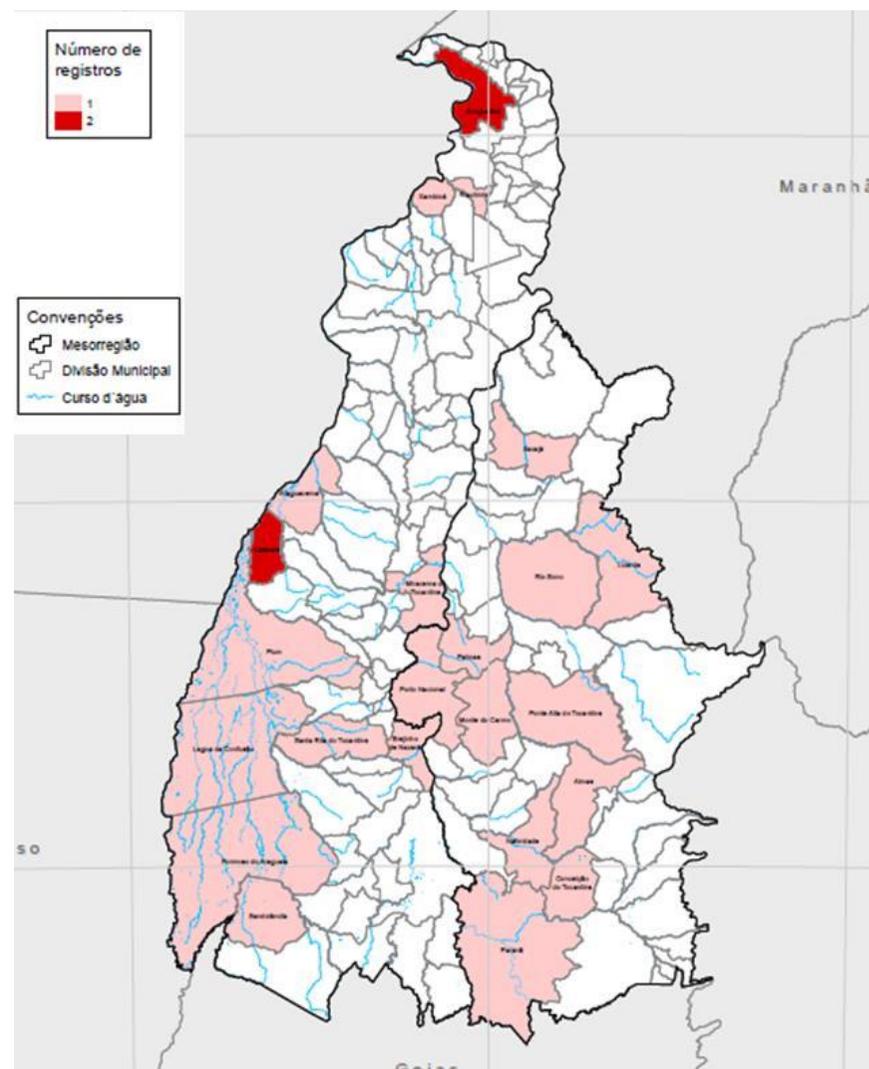
As causas das queimadas são diversas, em meios rurais podem iniciar em decorrência da prática da renovação de áreas de pastagem, ou em meio urbano decorrente do acúmulo de materiais combustíveis. A distribuição dos eventos nas últimas duas décadas está apresentada na Figura 04.

Quanto aos danos humanos ocasionados por incêndio em todo o Estado entre os anos 1991 e 2010, foram registrados:

- 34 desalojados
- 22 desabrigados
- 65 deslocados
- 3 desaparecidos
- 55 afetados (CEPED-UFSC, 2011)

Diante de um cenário rotineiro de queimadas e incêndios, a Prefeitura de Palmas elaborou um Plano de Contingência de Incêndios Florestais e Queimadas Urbanas. Em relação a 2012 a redução do número de queimadas foi de 62% e para 2014 a meta era de diminuir mais 10% em relação à média das queimadas dos últimos 3 anos. O Projeto conta com a colaboração do Corpo de Bombeiros, Polícia Militar, Defesa Civil, IBAMA, SETURB, entre outros órgãos (PMP, 2013).

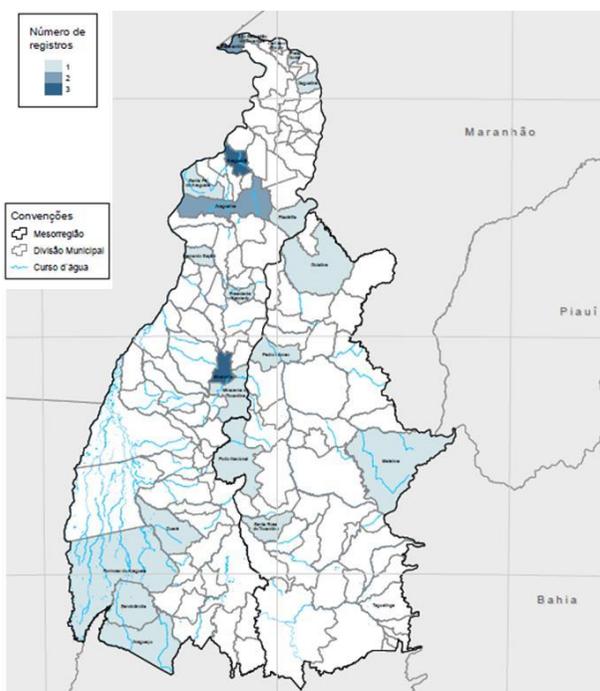
Figura 04. Mapa de Incêndios no Estado de Tocantins (1991-2010)



Fonte: CEPED-UFSC, 2011.

Inundações: Outro fenômeno recorrente na região é o das inundações bruscas, sendo esta categoria responsável por 22% dos desastres totais ocorridos em todo o estado, afetando 23 dos 139 municípios pertencentes a Tocantins, inclusive Palmas e Porto Nacional. As principais comunidades atingidas nos últimos vinte anos foram: Araguana, Miranorte, Goiatina, Pedro Afonso, Porto Nacional, Mateiros, Santa Rosa do Tocantins e Taguatinga (Figura 05).

Figura 05. Mapa desastres naturais causados por inundação brusca no Tocantins (1991-2010)



Fonte: CEPED-UFSC, 2011.

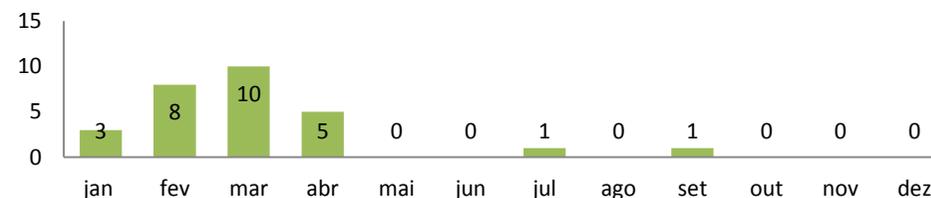
Segundo mapeamento da Defesa Civil as áreas mais atingidas por inundações estão predominantemente em áreas urbanas, como mostra a 0. O evento está bastante relacionado com o aumento das áreas impermeabilizadas (áreas pavimentadas ou

compactadas) no decorrer dos anos, o que reduz a superfície de infiltração natural do solo, e também está relacionado com o aumento das construções às margens de rios.

Diante de danos materiais e humanos causados pelas inundações, a Prefeitura de Palmas estruturou planos de ação emergencial para conter o problema dentro da mancha urbana. Um desses planos é o Plano de Ação para a Ocorrência de Alagamentos provenientes da Micro e Macrodrenagem. A estratégia conta com o apoio de políticas e controle social, implementação e acompanhamento de metas, investimentos e administração de recursos humanos e materiais.

Os documentos da Defesa Civil do Estado do Tocantins, apontam que os meses com maior ocorrência de inundações são os meses de verão (janeiro, fevereiro e março), período caracterizado por altos índices pluviométricos influenciados pelo regime hidrológico da bacia Tocantins-Araguaia (Figura 06).

Figura 06. Frequência mensal de inundação brusca (1991-2010)

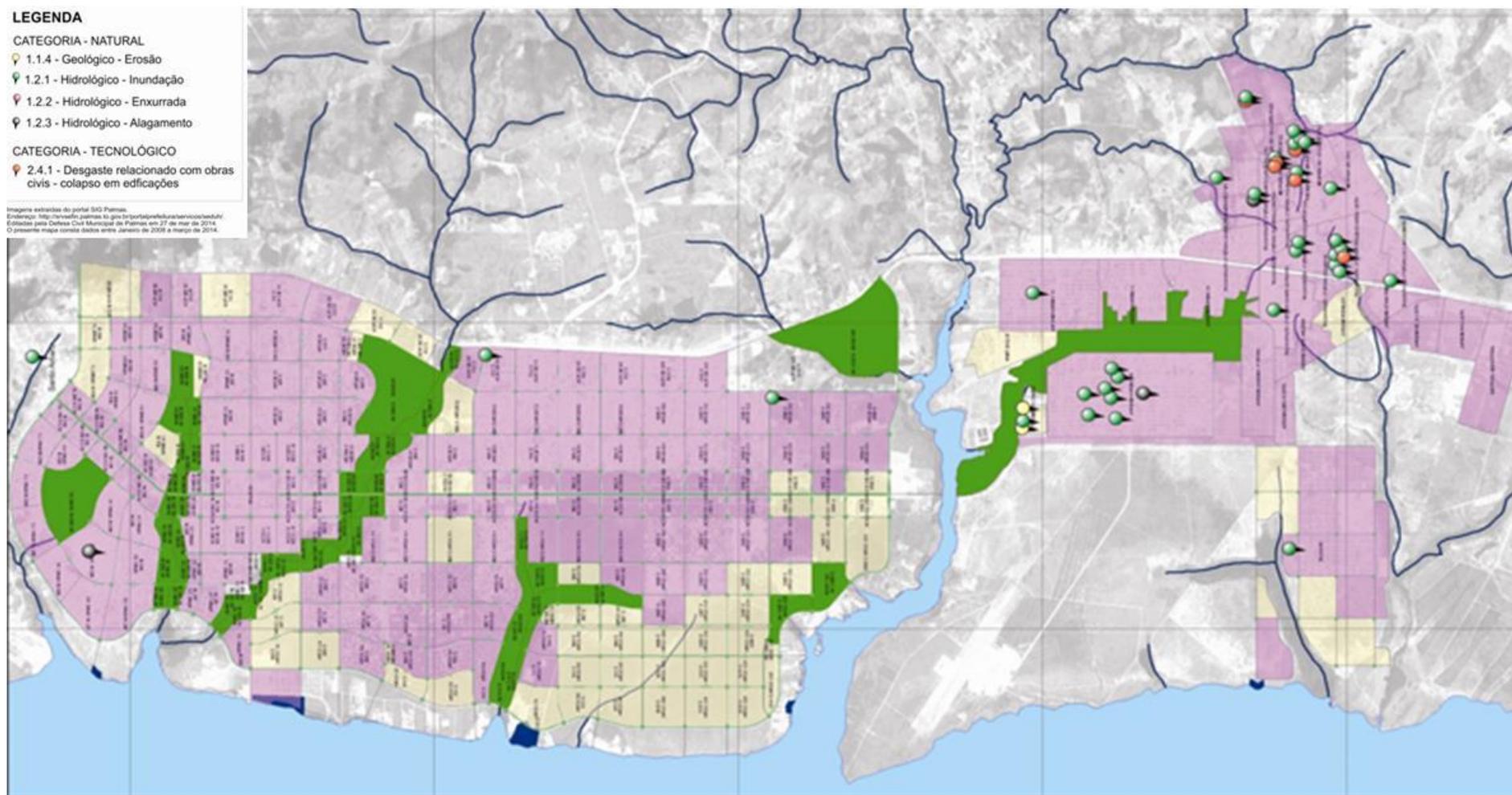


Fonte: CEPED-UFSC, 2011 e elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

De acordo com a Defesa Civil estadual, entre os anos de 1991 e 2010, os danos humanos causados por esta categoria de desastre geraram:

- 355 pessoas desalojadas.
- 844 desabrigados.
- 394 pessoas deslocadas.
- 218 pessoas enfermas
- Total de 38.543 pessoas afetadas por inundações nesse período.

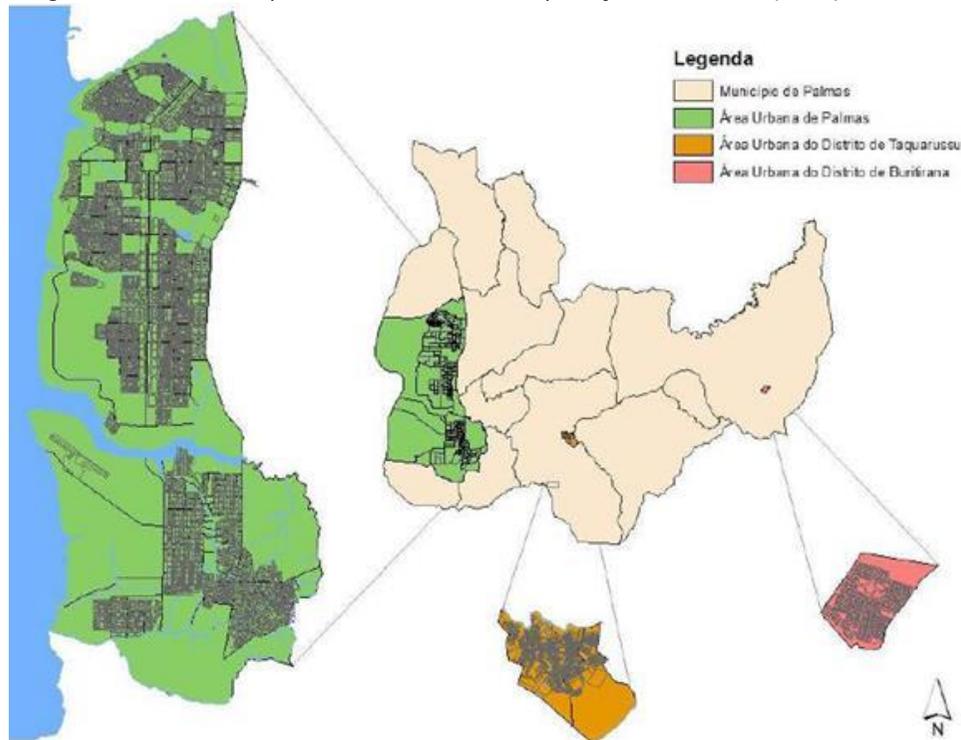
Figura 07. Mapeamento dos desastres naturais em Palmas (2008-2014)



Fonte: PALMAS, 2014.

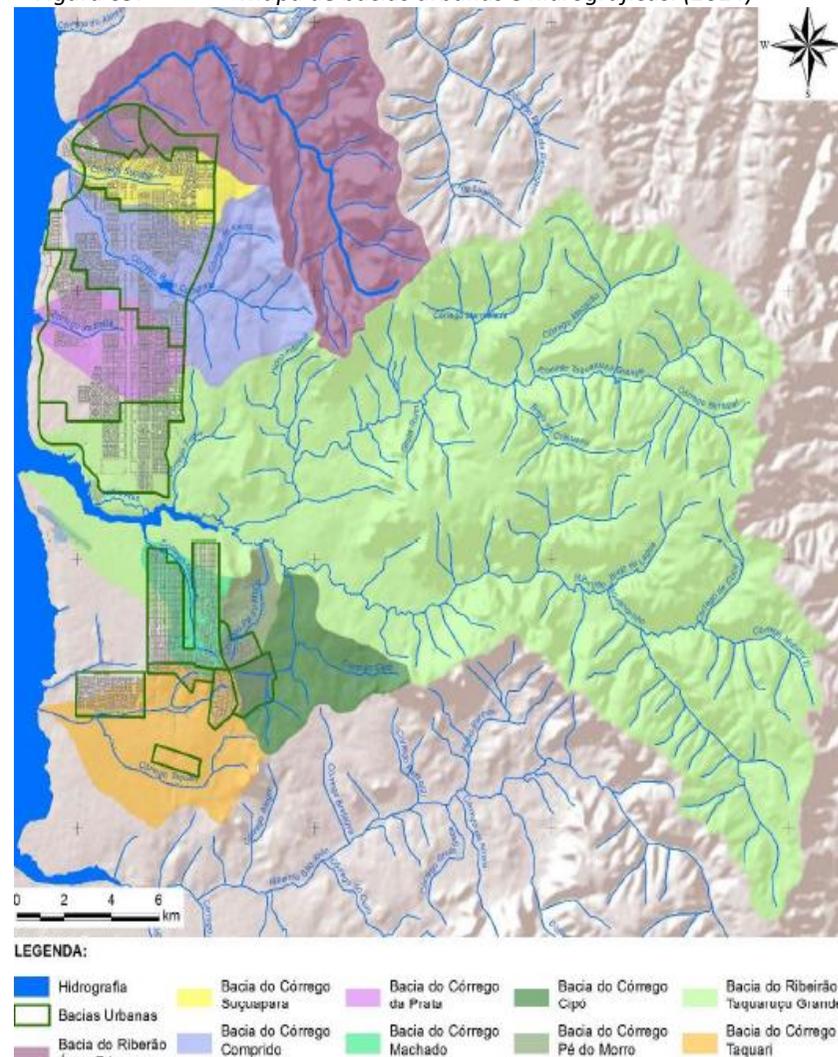
As figuras Figura 08 e Figura 09 mostram o diagnóstico das áreas urbanas de Palmas que estão próximas a córregos e rios, suscetíveis a inundações em épocas de cheias ou em períodos de fortes chuvas. Esse levantamento faz parte do plano de política pública que compõem um conjunto de propostas para a redução de problemas gerados por esse fenômeno. Para toda essa área da mancha urbana as propostas preveem projetos de drenagem, revitalização dos corpos d'água, monitoramento e manutenção corretiva, atendimento as normativas legais e educação ambiental em drenagem urbana sustentável (PALMAS, 2014).

Figura 08. Mapa urbano de Palmas, Taquaruçu e Buritirana. (2014)



Fonte: PALMAS, 2014.

Figura 09. Mapa de bacias urbanas e hidrográficas. (2014)



Fonte: PALMAS, 2014.

Vendavais e/ou ciclones: O fenômeno de vendaval se enquadra como um desastre de causa eólica, já que está relacionado com a intensidade e violência no deslocamento das massas de ar ou a forte redução da circulação atmosférica (CEPED-UFSC, 2011). Estes eventos acontecem normalmente nos períodos de fortes chuvas, entre outubro e abril que são os meses característicos de chuva na região. Nesses meses o encontro entre o ar tropical quente e úmido com sistemas frontais gera intensa precipitação, as vezes com o agravamento da ocorrência de ventos fortes e granizos.

No decorrer dos 20 anos analisados ocorreram apenas 2 registros oficiais na Defesa Civil de vendavais e/ou ciclones em todo Tocantins, como mostra a Figura 10, sendo um deles em Palmas no ano de 2007. No total os 2 registros deixaram:

- 14 pessoas desalojadas,
- 20 levemente feridas,
- 2 gravemente feridas
- e mais 35 que foram afetadas segundo Atlas de Desastres Naturais (CEPED-UFSC, 2011).

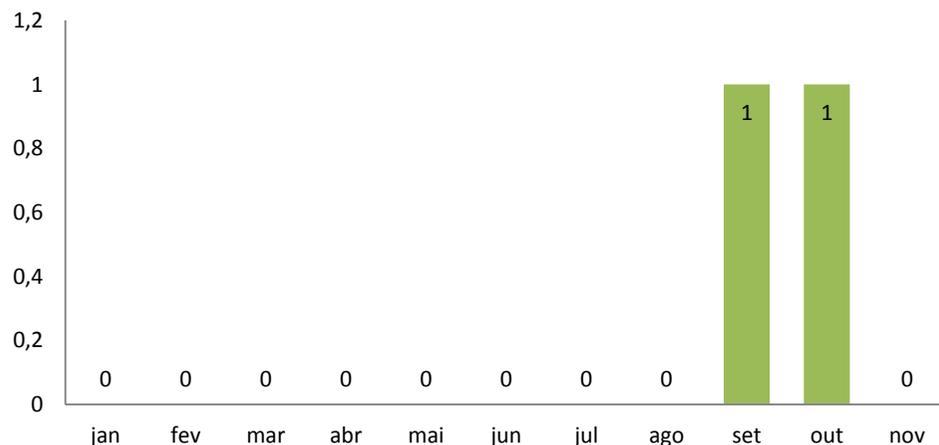
Como se pode observar em todos os eventos de desastres, os danos humanos e materiais acontecem, alguns casos em maior outros em menor proporção. Para todos se faz necessária a implantação efetiva de políticas públicas para evitar os danos causados. As pesquisas e registros mostram que 87% dos eventos de risco que acontecem em Palmas estão relacionados aos eventos hidro meteorológicos, como mostra a Tabela 02 abaixo, e como resposta a essa quantidade de ocorrências, a Prefeitura tem criado planos com foco na prevenção e redução dos danos causados por tais eventos através de Planos de Ação e Evacuação para áreas de risco, por exemplo, elaborados nos últimos anos.

Tabela 02. Número de registros de desastres – Defesa Civil Palmas (2008-2013)

Relacionados com o incremento das precipitações hídricas e com as inundações	34	87%
De causa Eólica	2	5%
Relacionado a intensa redução das precipitações hídricas	1	3%
Relacionado a erosão do solo	2	5%

Fonte: PALMAS, 2013 e elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 10. Frequência mensal de vendaval e/ou ciclone (1991-2010)



Fonte: CEPED-UFSC, 2011 e elaboração do Consórcio IDOM-COBRAPE.

3 INUNDAÇÕES FLUVIAIS

3.1 Introdução

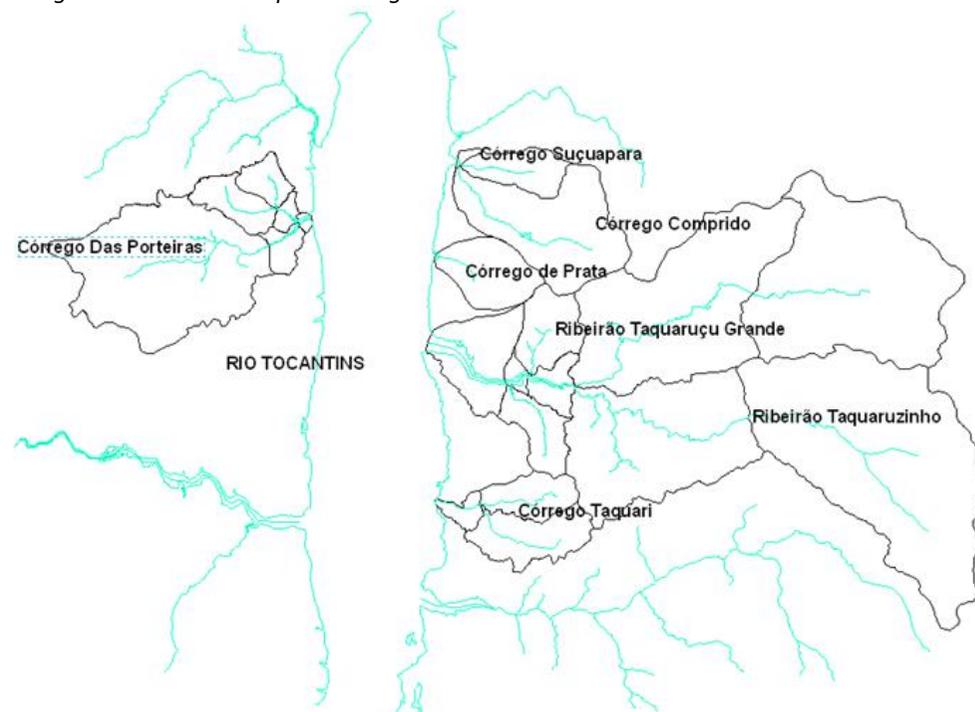
O estudo de inundações fluviais se concentra fundamentalmente no estudo hidrológico e hidráulico e em análises das áreas de inundação das diferentes redes de drenagem que estão presentes no âmbito do estudo de vulnerabilidade e riscos naturais.

Para isso foi necessário conhecer as características hidrológicas do terreno que constitui as bacias de captação. As características de cada um dos rios, as bacia e afluentes principais foram analisadas simultaneamente. Foram também coletados os dados de registro de chuvas que posteriormente através de análises de um modelo de perdas de transformação da chuva-escoamento e de propagação dos fluxos gerou dados de fluxos máximos de avenida para cada um dos períodos de retorno no estudo nos pontos críticos de análises.

Estes fluxos máximos de avenida são necessários para a elaboração de um estudo hidráulico dos canais no estudo, do qual se obtém a relação de profundidades, velocidades e áreas inundadas adequadas à realidade.

Os principais rios e riachos da área de estudos foram analisados, sendo eles: Córrego Das Porteiras; Córrego Comprido; Córrego de Prata; Córrego Suçuapara; Ribeirão Taquaruçu Grande; Ribeirão Taquaruzinho; Córrego Taquari. Na Figura 11 estes corpos d'água estão espacializados, em que a linha cinza representa o limite da bacia ou subacia vertente a cada um dos canais.

Figura 11. Mapa Hidrológico no âmbito de estudo

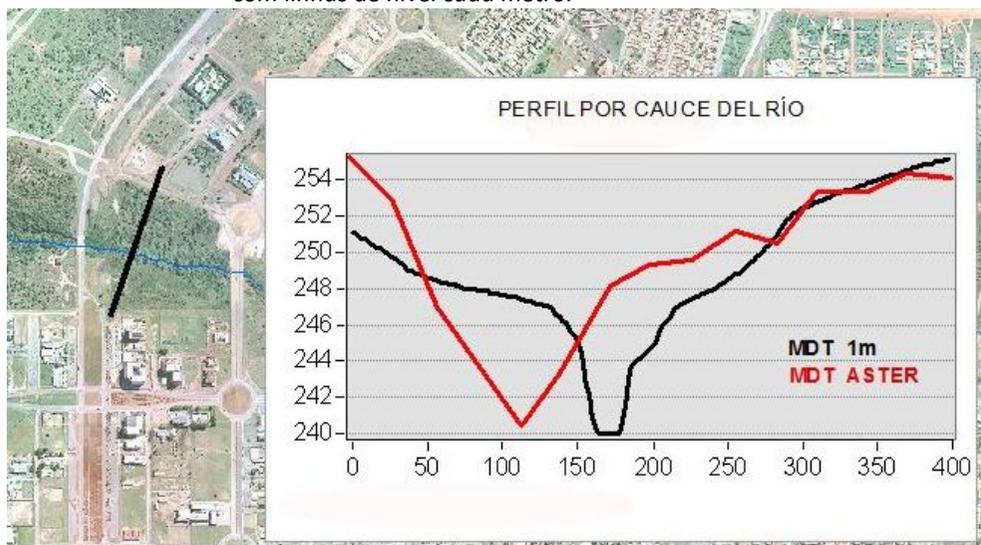


Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

O limite do estudo vem definido pela precisão do MDT necessária para a realização dos modelos hidráulicos. No âmbito de estudo dispõe-se de linhas de nível a cada metro na zona urbana de Palmas e de Luzimangues e para o resto da região dispõe-se de um ASTER de células de 30 metros de lado. Os corpos d'água que não são visualizados nestas escalas foram descartados.

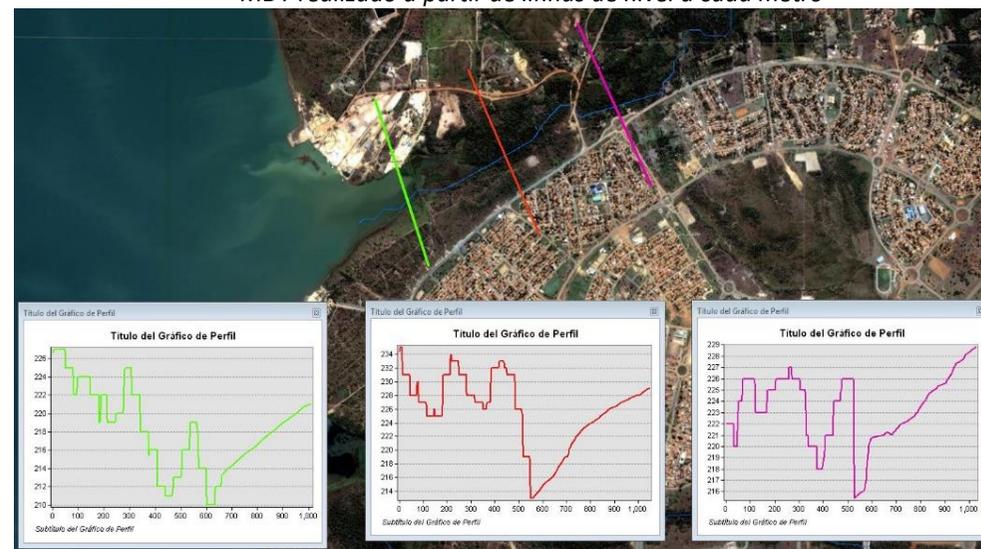
A Figura 12 mostra uma seção transversal do Ribeirão Água Fria realizada para águas acima onde se aprecia claramente a diferença de precisão em ambas as margens, sendo praticamente vertical a margem correspondente ao ASTER de 30 metros.

Figura 12. Corte transversal no Ribeirão Água Fria, limite do ASTER e a zona com linhas de nível cada metro.



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

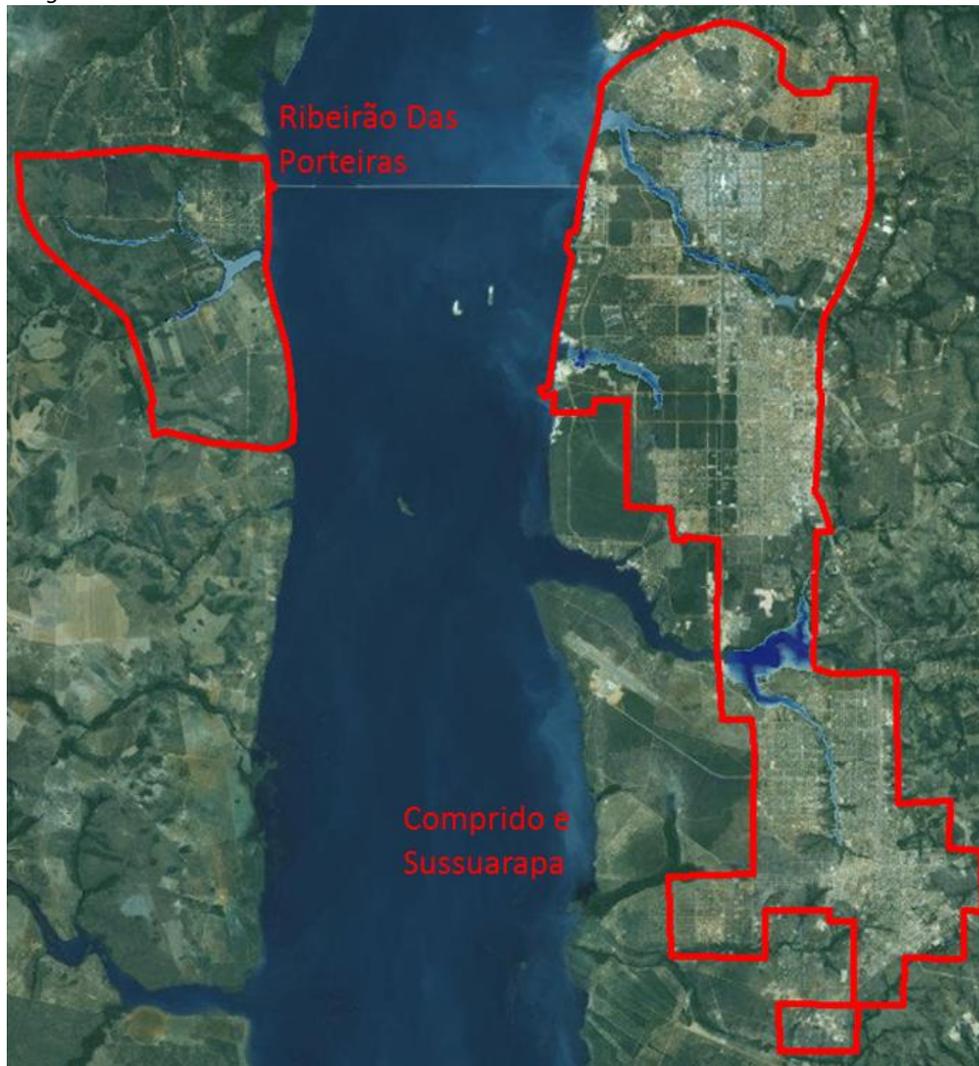
Figura 13. Comparação do mesmo corte transversal no ASTER de 30 metros e no MDT realizado a partir de linhas de nível a cada metro



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Na Figura 13 foi realizado o mesmo corte sobre o MDT feito a partir de linhas a cada metro e sobre o ASTER de 30 metros. Como resultado se pode apreciar como o eixo do Rio se encontra deslocado cerca de 70 metros, dando para o ASTER alguns resultados que não servem para uma análise de riscos. Como consequência, a área de estudo foi definida pela área contemplada pelas linhas de nível de um metro, tal e como se mostra na Figura 14.

Figura 14. Limite da área de estudo



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.2 Estudo Hidrológico

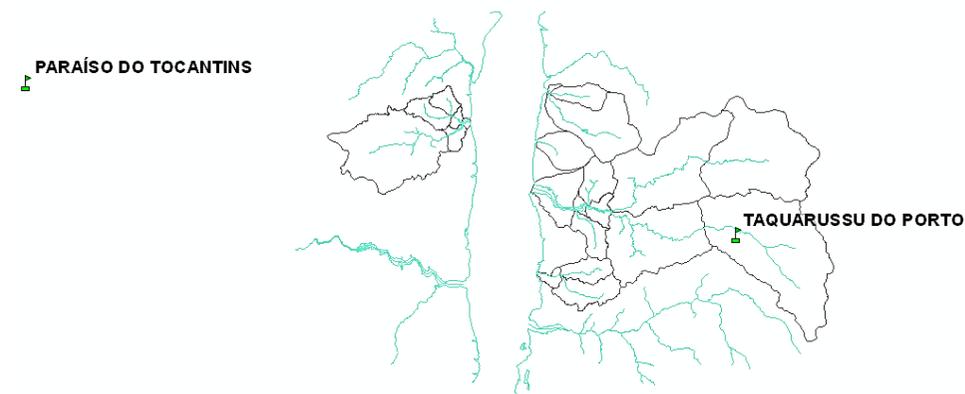
3.2.1 Dados de partida

3.2.1.1 Pluviometria

O estudo das séries de dados de Precipitações Máximas Mensais do ano permite conhecer por meio da aplicação das correspondentes funções de distribuição, para cada período de retorno, o valor da Precipitação Máxima Diária nas 24 horas correspondente.

Para o estudo pluviométrico, foram consideradas inicialmente as estações pluviométricas da rede da ANA (Agência Nacional de Águas), marcadas na Figura 15 com uma bandeira verde. Neste mapa foram selecionadas as estações com maior número de anos completos das séries mais longas registradas (Tabela 03). Das duas estações registradas apenas uma delas está no entorno da área de estudo da cidade de Palmas.

Figura 15. Mapa de estações pluviométricas no âmbito do estudo



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 03. Denominação e características das estações pluviométricas

NOME	SUBBACIA	CÓDIGO	ANOS_COMPL
TAQUARUÇU DO PORTO	RIO TOCANTINS, MANUEL	1048005	31
PARAÍSO DO TOCANTINS	RIO ARAGUAIA, COCO, PA	1048001	40

DATA INICIAL	DATA FINAL	SÉRIE1_IR	SÉRIE2_IR	ELEVAÇÃO
1976	2014	1977-1988 (22)	2000-2004 (5)	406
1971	2014	1972-2013 (33)	2009-2013 (5)	390

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.2.1.2 Ajustes Estatísticos

Dos dados registrados das estações pluviométricas selecionadas da ANA, foram selecionadas as precipitações máximas mensais para cada ano da série histórica registrada. Esta série contínua de valores de precipitações foi utilizada para fazer o ajuste estatístico e o cálculo das precipitações máximas diárias em 24 horas, para os diferentes períodos de retorno.

Sabendo que Período de retorno é o tempo esperado ou tempo médio entre duas avenidas com vazões iguais ou superiores a um determinado valor que varia conforme a área de estudo, cidade, país e legislação obrigatória na matéria. Os Períodos de retorno selecionados para este estudo de inundações foram de 2, 10, 50, 100 e 500 anos.

De maneira que os Períodos de retorno alto são usados para limitar a área ou zona inundável nas planícies de inundação dos mesmos e sabendo que os Períodos de retorno baixo são utilizados para determinar limitações das máximas crescidas ordinárias e costumam limitar os usos do solo nas margens dos canais. Neste estudo o Período de retorno utilizado foi o de 100 anos, limitando as consequências e possíveis medidas de atuação das zonas inundáveis.

Os métodos estatísticos com maior aceitação e mais utilizados são o ajuste de Gumbel e ajuste pela função SQRT, que empregam a seguinte formulação. Para comparar e ajustar melhor os resultados, adiciona também a função Pearson tipo III. O ajuste Gumbel é usado para modelar a distribuição do máximo (ou o mínimo), para calcular valores extremos. Por outro lado, a distribuição SQRT originalmente é uma proposta no contexto de precipitações

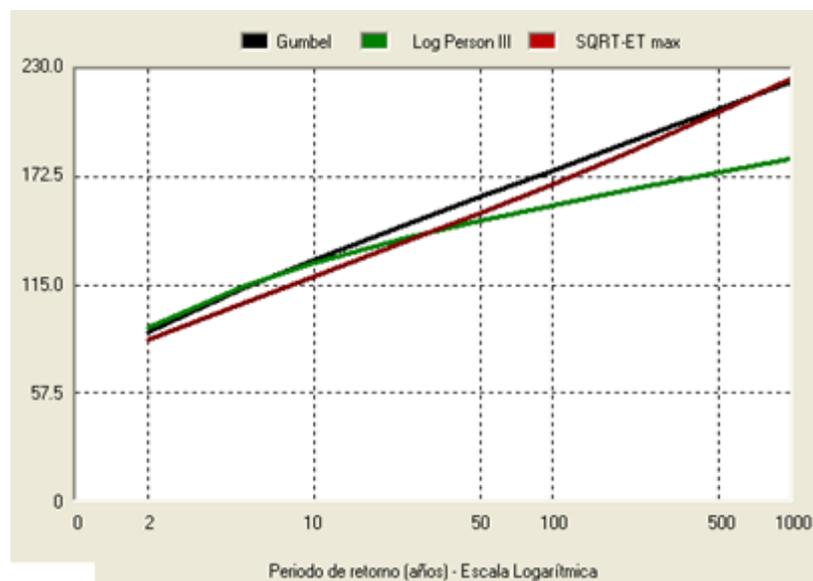
máximas no Japão, para a função que está mais abaixo, em valores positivos de (x) recomendada para avaliar cálculos por sua simplicidade. A distribuição log-Pearson Tipo III, supõe modelizar os dados registrados de chuva em escala logarítmica $Y = \log X$, mesmo que existam distintas definições desta distribuição, foi incluído a continuação das mais habituais:

- Ajuste de Gumel: $P(x \leq x_0) = e^{-e^{-\alpha(x-v)}}$
onde os parâmetros ajustados são α y v .
- Ajuste pela função SQRT: $P(x \leq x_0) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}}$
onde os parâmetros ajustados são α y K .
- Ajuste pela função Pearson tipo III: $F(x) = \frac{1}{\beta \Gamma(\gamma)} \int_0^x \frac{1}{x} e^{-\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma-1} dx$
onde os parâmetros ajustados são β y γ .

Na Figura 16 é apresentado o resumo dos resultados obtidos para as precipitações máximas diárias em 24 horas em mm na coluna MEDIA (média ponderada dos resultados obtidos).

Figura 16. Resultado das precipitações máximas diárias (24h) por estação Estação 1048001

TR	GUMBEL	LPIII	SQRT	MEDIA
2	89.64	91.85	85.49	89.00
5	112.79	113.95	105.27	110.67
10	128.12	126.37	119.40	124.63
25	147.48	140.19	138.40	142.02
50	161.85	149.38	153.34	154.86
100	176.11	157.75	168.87	167.57
200	190.31	165.54	185.03	180.30
500	209.06	175.04	207.42	197.17
1000	223.22	182.13	225.12	210.16

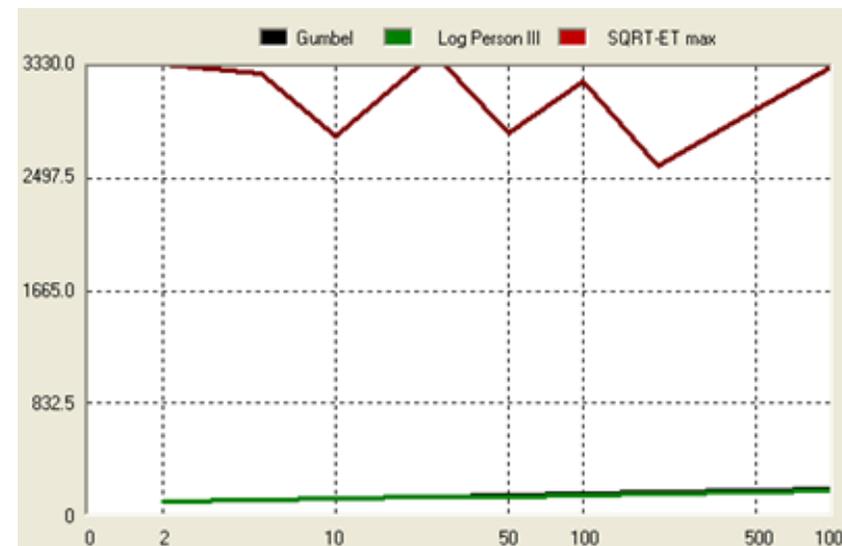


Estação 1048005

TR	GUMBEL	LPIII	SQRT	MEDIA
2	88.42	88.94	3357.30	1178.22
5	104.71	104.29	3280.79	1163.27
10	115.50	113.88	2813.73	1014.37
25	129.14	125.55	3440.94	1231.87
50	139.25	133.99	2838.53	1037.26
100	149.29	142.25	3223.42	1171.65
200	159.29	150.43	2589.08	966.27
500	172.49	161.21	3010.69	1114.80
1000	182.46	169.53	3329.34	1227.11



TR	GUMBEL	LPIII
2	88.42	88.94
5	104.71	104.29
10	115.50	113.88
25	129.14	125.55
50	139.25	133.99
100	149.29	142.25
200	159.29	150.43
500	172.49	161.21
1000	182.46	169.53



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

O ajuste de distribuição da função SQRT, o coeficiente de variação da série de dados cronológicos encontra-se fora do intervalo. É por essa razão que os resultados não se ajustaram corretamente e seus valores serão rechaçados para o estudo.

A nova media só contemplará as funções de distribuição de Gumbel e Person III.

Para uma distribuição mais adequada das precipitações, aplica-se o **Método dos Polígonos de Thiessen**. Este método considera que a chuva em qualquer ponto de uma bacia é igual à do pluviômetro ou da estação meteorológica mais próxima. Assim, a medição é mais exata do que a da média aritmética visto que considera os pesos relativos. A precipitação média da bacia é estimada aplicando a seguinte formulação:

Onde:

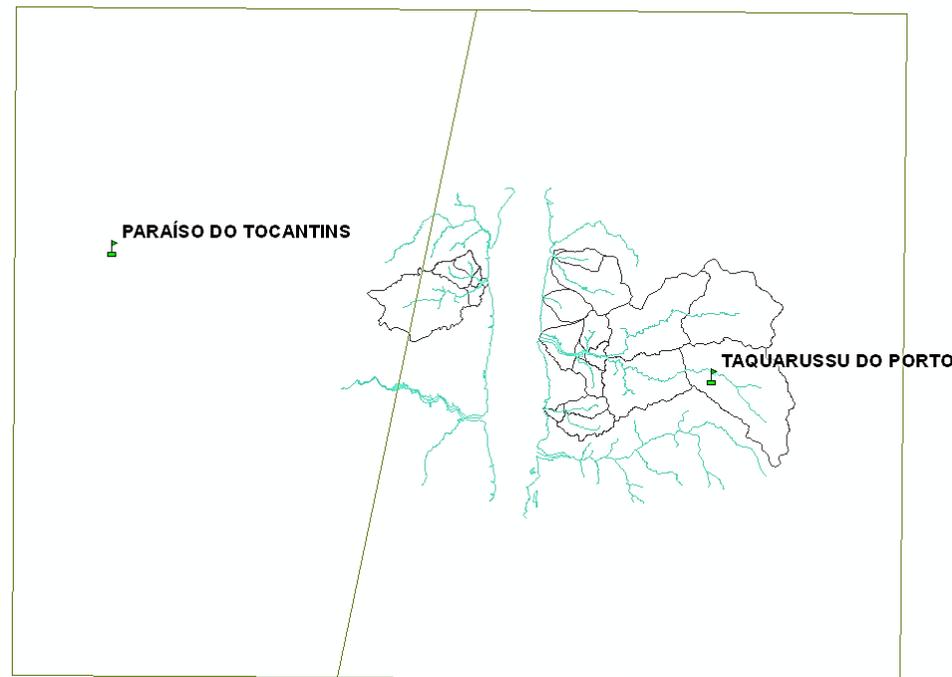
$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_{j=1}^J A_j P_j$$

- J= nº de pluviômetros ou estações meteorológicas.
- A_j= área da BACIA atribuída a cada pluviômetro.
- P_j=Chuva registrada no pluviômetro j-ésimo.
- A= área da BACIA

$$\sum_{j=1}^J A_j$$

Foi englobado e limitado o contorno máximo da aplicação do método, em um quadrado de influência que engloba a zona de estudo. A triangulação dos polígonos em cor verde e suas áreas de influências respectivas às estações podem ser observados na Figura 17 e Figura 18.

Figura 17. Mapa resultante da aplicação do Método dos Polígonos de Thiessen



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 18. Identificação das Sub-bacias analisadas no entorno da cidade de Palmas



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Uma vez conseguidas estas áreas de precipitação a seguir são apresentados os resultados quantitativos de precipitação máxima diária em 24 horas (mm) para cada sub-bacia no âmbito do estudo, neste caso no entorno da cidade de Palmas.

Na primeira tabela são indicadas as precipitações máximas em 24 horas para as 2 estações pluviométricas com influência direta sobre as sub-bacias estudadas, ajustadas segundo a metodologia anteriormente citada. Em seguida, na segunda tabela, indica-se os pesos por superfície afetados por cada sub-bacia a cada uma das estações.

Finalmente na última tabela os resultados coletam os dados das precipitações associadas a cada bacia ou canal, para cada um dos períodos de retorno do estudo, tendo em conta que a chuva foi ponderada em função da área de influência afetada por cada uma das bacias, obtendo uma precipitação de desenho para o estudo.

Tabela 04. Seção das precipitações do desenho no entorno da cidade de Palmas, método racional

PERÍODO DE RETORNO	TAQUARUÇU DO PORTO (1048005)	PARAÍSO DO TOCANTINS (1048001)
T 2	88,68	89
T 25	127,33	142,02
T 50	136,59	154,86
T 100	145,73	167,57
T 500	166,75	197,17

PESOS DE CADA ESTAÇÃO Km2			
BACIA	SUPERFÍCIE Km ²	TAQUARUÇU DO PORTO- 1048005	PARAÍSO DO TOCANTINS- 1048001
Dp-1	105,13	73,36	31,77
Cp-1	61,03	61,03	0
Pr-1	19,47	19,47	0
Ct-1	34,99	34,99	0
TOTAL	220,63	188,85	31,77

PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS (Pd) mm EM 24 HORAS PARA DISTINTOS PERÍODOS DE RETORNO (anos)					
BACIA	T 2	T 25	T 50	T 100	T 500
Dp-1	88,77	131,77	142,11	152,32	175,94
Cp-1	88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
Pr-1	88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
Ct-1	88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
TOTAL	88,72	129,44	139,22	148,87	171,13

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 05. Seleção das precipitações de desenho para o modelo HMS, Córrego das Porteiras

Período de retorno	TAQUARUÇU DO PORTO- 1048005	PARAÍSO DO TOCANTINS- 1048001
T 2	88,68	89
T 25	127,33	142,02
T 50	136,59	154,86
T 100	145,73	167,57
T 500	166,75	197,17

PESOS DE CADA ESTAÇÃO Km2			
BACIA	SUPERFÍCIE Km ²	TAQUARUÇU DO PORTO- 1048005	PARAÍSO DO TOCANTINS- 1048001
Dp-1	77,77	46	31,77
Dp-2	10,18	10,18	0
Dp-3	6,43	6,43	0
Dp-4	2,32	2,32	0
Dp-5	5	5	0
Dp-6	0,8	0,8	0
TOTAL	102,51	70,74	31,77

PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS (Pd) mm EM 24 HORAS PARA DISTINTOS PERÍODOS DE RETORNO (anos)				
T 2	T 25	T 50	T 100	T 500
88,81	133,33	144,05	154,64	179,17
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75

PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS (Pd) mm EM 24 HORAS PARA DISTINTOS PERÍODOS DE RETORNO (anos)				
T 2	T 25	T 50	T 100	T 500
88,78	131,88	142,25	152,49	176,17

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 06. Seleção das precipitações de desenho para o modelo HMS, Ribeirão Taquaruçu Grande

Período de retorno	TAQUARUÇU DO PORTO- 1048005	PARAÍSO DO TOCANTINS- 1048001
T 2	88,68	89
T 25	127,33	142,02
T 50	136,59	154,86
T 100	145,73	167,57
T 500	166,75	197,17

PESOS DE CADA ESTAÇÃO Km2			
BACIA	SUPERFÍCIE Km ²	TAQUARUÇU DO PORTO- 1048005	PARAÍSO DO TOCANTINS- 1048001
Tg-1	98,4	98,4	0
Tg-2	90,54	90,54	0
Tg-3	7,09	7,09	0
Tg-4	15,32	15,32	0
Tg-5	12,4	12,4	0
Tg-6	2,35	2,35	0
Tg-7	22,79	22,79	0
Rt-1	134,73	134,73	0
Rt-2	73,94	73,94	0
TOTAL	457,56	457,56	0

PESOS DE CADA ESTAÇÃO Km2				
BACIA	SUPERFÍCIE Km ²	TAQUARUÇU DO PORTO- 1048005		PARAÍSO DO TOCANTINS- 1048001
PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS (Pd) mm EM 24 HORAS PARA DISTINTOS PERÍODOS DE RETORNO (anos)				
T 2	T 25	T 50	T 100	T 500
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75
88,68	127,33	136,59	145,73	166,75

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.2.1.3 Distribuição temporal da chuva

Para uma distribuição adequada da chuva necessitamos da relação intensidade-duração do evento. Em um âmbito tão amplo considerado para este estudo, não é fácil ajustar esta relação, tendo sido tomado como base partida a Tabela 07 que contém as relações obtidas da chuva com durações inferiores a 24 horas para todo o Brasil, aferida pela CETESB (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo), companhia de referência no setor que promove e supervisiona a aplicação de políticas ambientais e desenvolvimento sustentável garantindo a melhora contínua de qualidade do meio ambiente.

Tabela 07. Relação de intensidades Brasil

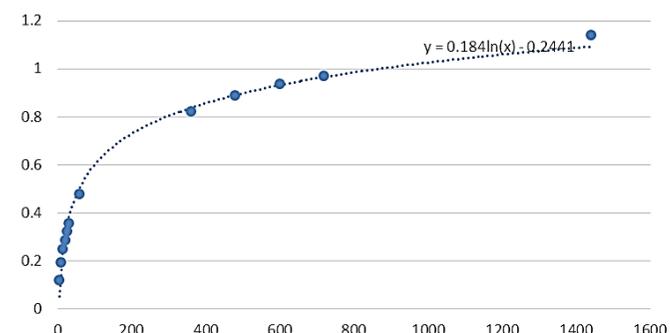
RELAÇÃO	BRASIL	ESTADOS UNIDOS	
		U.S.W. Bureau	Denver
5min/30min	0,34	0,37	0,42
10min/30min	0,54	0,57	0,63
15min/30min	0,7	0,72	0,75
20min/30min	0,81		0,84
25min/30min	0,91		0,92
30min/1h	0,74	0,79	
1h/24h	0,42		
6h/24h	0,72		
8h/24h	0,78		
10h/24h	0,82		
12h/24h	0,85		
24h/1 dia	1,14*	1,13	
24h/1 dia	1,10**		

* valor da cidade de São Paulo
 ** Taborga (1974)

Fonte: CETESB, 1979. Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Com estas relações intensidade-duração elaborou-se uma equação logarítmica capaz de relacionar qualquer duração de chuva em um Período de 24 horas, como mostra a Figura 19. O eixo horizontal representa a duração da chuva em minutos e o eixo vertical representa a relação entre o volume de chuva para esta duração e o volume acumulado durante um dia de chuva.

Figura 19. Curva logarítmica de intensidade-duração Brasil
 Volumen



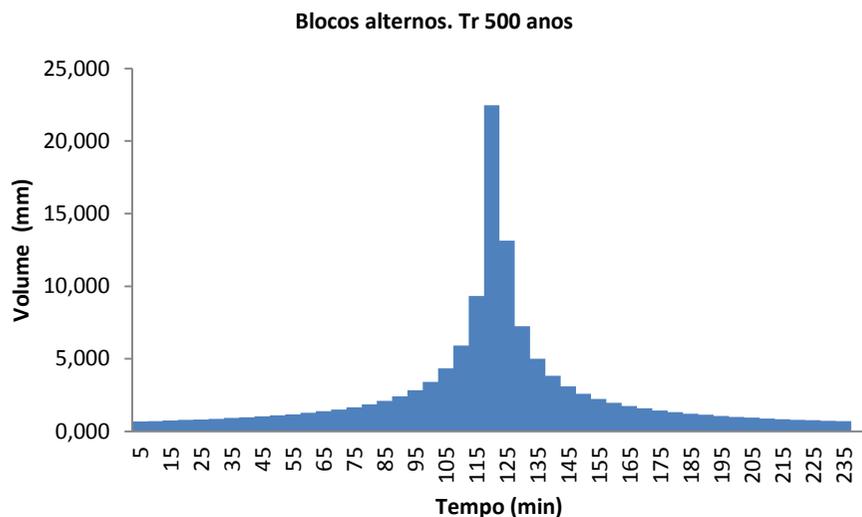
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Posteriormente, tendo em consideração a curva logarítmica obtida foram calculadas as intensidades (I) em mm/h para cada uma das sub-bacias em estudo.

Seguindo esta mesma metodologia para os modelos implementados em HMS, dada a possibilidade que se dispõe o programa, para os canais Córrego Das Porteiras e Ribeirão Taquaruçu Grande respectivamente, foram calculadas as precipitações por cada sub-bacia dos canais mencionados, obtendo assim uma precipitação de desenho por canal. Estes dados serviram de base para o cálculo dos hietogramas de desenho para todos os períodos de retorno de estudo (ver parte de Cálculo de bacia de avenida, Método racional e seção Modelo HMS, Propagação do Hidrograma).

As Figura 20 e Figura 21 indicam gráficos da distribuição de uma chuva não uniforme pelo método dos blocos alternos, para o período de retorno de 500 anos, para uma hipótese de duração de aguaceiro de 4 horas em ambos os canais.

Figura 20. Distribuição gráfica método dos blocos alternos Córrego Das Porteiras



Tempo (min)	Curva de possibilidade pluviométrica		Chuva total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	110,01	9,17	9,17	0,682
10	189,82	31,64	22,47	0,712
15	179,12	44,78	13,14	0,745
20	162,32	54,11	9,33	0,781
25	147,21	61,34	7,23	0,821
30	134,50	67,25	5,91	0,864
35	123,85	72,25	5,00	0,913
40	114,86	76,57	4,33	0,968
45	107,19	80,39	3,82	1,029
50	100,57	83,81	3,42	1,099

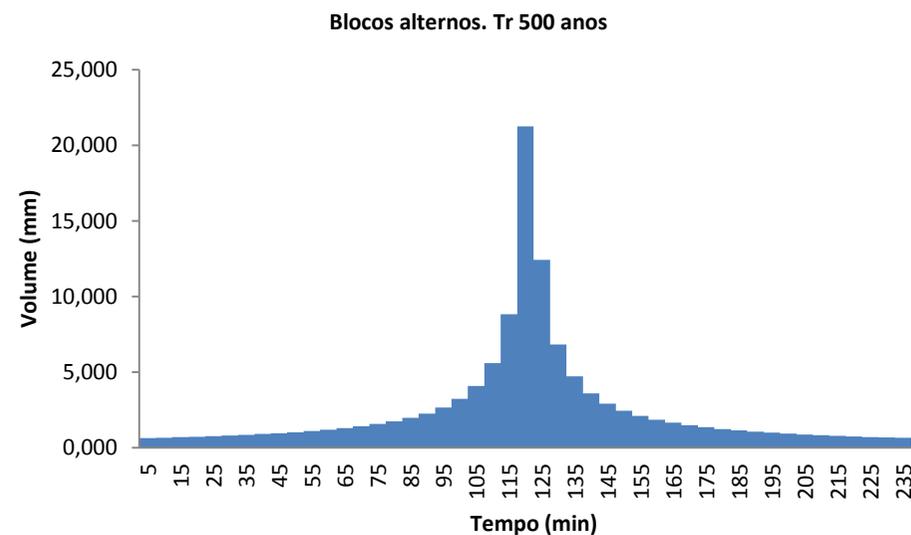
Tempo (min)	Curva de possibilidade pluviométrica		Chuva total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
55	94,80	86,90	3,09	1,179
60	89,72	89,72	2,82	1,271
65	85,21	92,31	2,59	1,380
70	81,18	94,72	2,40	1,508
75	77,56	96,95	2,24	1,663
80	74,28	99,04	2,09	1,853
85	71,30	101,01	1,97	2,092
90	68,57	102,86	1,85	2,402
95	66,07	104,61	1,75	2,821
100	63,77	106,28	1,66	3,415
105	61,63	107,86	1,58	4,329
110	59,65	109,37	1,51	5,910
115	57,81	110,81	1,44	9,326
120	56,09	112,19	1,38	22,469
125	54,49	113,51	1,32	13,144
130	52,98	114,78	1,27	7,233
135	51,56	116,01	1,22	4,997
140	50,22	117,18	1,18	3,818
145	48,96	118,32	1,14	3,090
150	47,77	119,42	1,10	2,595
155	46,64	120,48	1,06	2,236
160	45,57	121,51	1,03	1,965
165	44,55	122,51	1,00	1,753

Tempo (min)	Curva de possibilidade pluviométrica		Chuva total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
170	43,58	123,48	0,97	1,582
175	42,66	124,42	0,94	1,441
180	41,78	125,33	0,91	1,323
185	40,94	126,22	0,89	1,223
190	40,13	127,08	0,86	1,138
195	39,36	127,93	0,84	1,063
200	38,62	128,75	0,82	0,997
205	37,92	129,55	0,80	0,940
210	37,24	130,33	0,78	0,888
215	36,58	131,09	0,76	0,842
220	35,96	131,84	0,75	0,800
225	35,35	132,56	0,73	0,763
230	34,77	133,28	0,71	0,728
235	34,21	133,97	0,70	0,697
240	33,66	134,66	0,68	0,000

Dados de partida		
Tr	500	anos
Pd	176,17	mm/h

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Figura 21. Ribeirão Taquaruçu Grande



Tempo (min)	Curva de possibilidade pluviométrica		Chuva total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	104,13	8,68	8,68	0,646
10	179,67	29,95	21,27	0,674
15	169,54	42,39	12,44	0,705
20	153,64	51,21	8,83	0,739
25	139,34	58,06	6,85	0,777
30	127,31	63,65	5,59	0,818
35	117,23	68,38	4,73	0,864
40	108,72	72,48	4,10	0,916
45	101,46	76,09	3,61	0,974
50	95,19	79,33	3,23	1,040

Tempo (min)	Curva de possibilidade pluviométrica		Chuva total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
55	89,73	82,25	2,92	1,116
60	84,92	84,92	2,67	1,203
65	80,66	87,38	2,46	1,306
70	76,84	89,65	2,27	1,427
75	73,41	91,77	2,12	1,574
80	70,31	93,75	1,98	1,754
85	67,49	95,61	1,86	1,980
90	64,91	97,36	1,75	2,274
95	62,54	99,02	1,66	2,670
100	60,36	100,59	1,57	3,233
105	58,34	102,09	1,50	4,097
110	56,47	103,52	1,43	5,594
115	54,72	104,88	1,36	8,827
120	53,09	106,19	1,31	21,268
125	51,57	107,44	1,25	12,441
130	50,14	108,65	1,20	6,847
135	48,80	109,80	1,16	4,730
140	47,54	110,92	1,12	3,614
145	46,34	112,00	1,08	2,924
150	45,21	113,04	1,04	2,456
155	44,15	114,04	1,01	2,117
160	43,13	115,02	0,97	1,860
165	42,17	115,96	0,94	1,659
170	41,25	116,88	0,92	1,497

Tempo (min)	Curva de possibilidade pluviométrica		Chuva total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
175	40,38	117,77	0,89	1,364
180	39,54	118,63	0,86	1,253
185	38,75	119,47	0,84	1,158
190	37,99	120,29	0,82	1,077
195	37,26	121,09	0,80	1,006
200	36,56	121,86	0,78	0,944
205	35,89	122,62	0,76	0,889
210	35,25	123,36	0,74	0,841
215	34,63	124,08	0,72	0,797
220	34,03	124,79	0,71	0,758
225	33,46	125,48	0,69	0,722
230	32,91	126,15	0,67	0,690
235	32,38	126,81	0,66	0,660
240	31,86	127,46	0,65	0,000

Dados de partida		
Tr	500	anos
Pd	166,75	mm/h

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.2.2 Método de Abstração

Esta Metodologia pretende obter a chuva eficaz, ou seja, estimar a parte da precipitação total que realmente contribui para a geração de vazões, a partir dos seguintes fenômenos:

- **Interceptação:** parte da precipitação que é “retida” pela vegetação antes que alcance o solo, retornando para a atmosfera como evaporação.
- **Retenção:** parte da precipitação que se deposita em pequenas fissuras do terreno em forma de poças que não contribuem para o escoamento superficial até que não encham por completo e transbordam.
- **Infiltração:** parte da chuva passa para camadas de solo superficiais nas que ficam armazenadas até que supera a capacidade de retenção de água das partículas, momento, que produz uma drenagem vertical em aquíferos profundos, e horizontal, que devolve a água aos canais através do terreno, constituindo o “inter-fluxo”, que tem um considerável atraso sobre as vazões principais.

Os fenômenos de interceptação e retenção têm uma incidência fundamental no começo da tormenta, constituindo a denominada “abstração ou perda inicial”, enquanto que o da infiltração tem uma importância decrescente com o tempo, mas influencia durante todo o desenvolvimento temporal da chuva.

Para ter em conta este conjunto de fenômenos foi empregada a Metodologia proposta pelo Soil Conservation Service dos Estados Unidos (S.C.S), cuja vantagem fundamental está na grande quantidade de experiência existente em sua aplicação.

Esta Metodologia determina a possibilidade de estabelecer os parâmetros considerados no método a partir de tabelas publicadas que incorporam uma grande quantidade de resultados diretos de ensaios reais. Portanto, as perdas por interceptação e infiltração são calculadas mediante o método do número de curva do S.C.S que baseado na experimentação e experiência desenvolveu uma classificação dos solos em função de sua cobertura vegetal, do uso a que se destinam e das condições de umidade prévias (% Impermeável), além disto se relacionou o tipo de solo com um número de curva. As perdas de precipitação, neste método, permitem calcular alguns valores de CN (número de curva) e IA (capacidade inicial de umidade armazenada pelo solo em mm). As fórmulas desta Metodologia são:

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

Sendo:

Q = Excesso de precipitações ou escoamento direto acumulado (mm)

P = Precipitação total acumulada (mm)

S = Déficit de armazenamento de umidade (mm)

Em função do número de curva, tem-se:

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

O valor de IA considera IA = 0,2 * S

A seguir é apresentado o mapa de cultivos das sub-bacias, em função dos diferentes grupos de solos considerados e dos números de curva adotados para os mesmos, determinando o número de curva do meio para cada uma das sub-bacias analisadas, além de também apresentar os quadros correspondentes, apontando inclusive o estado antecedente de umidade II.

As tabelas foram elaboradas a fim de se obter o CN segundo os seguintes aspectos:

- a) Condições de umidade antecedente, com base na chuva anterior de 5 a 30 dias.
 - Condição AMC(I): Solo seco. Não aplicável a crescida de projeto. Bacia baixas.
 - Condição AMC(II): Solo médio. Associado a crescidas anuais ou médias.
 - Condição AMC(III): Solo úmido. Crescidas máximas. Bacia altas.
- b) Tipo de terreno: refere-se ao uso do solo, a cobertura vegetal e as práticas de cultivo.
 - Pouca densidade de vegetação: Condição que conduz a maiores valores de CN e maiores valores de escoamento.
 - Alta densidade de vegetação: Condição que conduz a menores valores de CN e menores valores de escoamento.

- c) Condições hidrológicas dos solos. Existe uma classificação segundo as condições hidrológicas dos solos que é resumido na seguinte tabela.
- Grupo A: Arena profunda, solos profundos depositados pelo vento, lodos e agregados.
 - Grupo B: Solos pouco profundos depositados pelo vento, barro arenoso.
 - Grupo C: Barro argiloso, barro arenoso pouco profundas, solos com alto teor de argila.
 - Grupo D: Solos expansivos, argilas altamente plásticas.

Tabela 08. Classificação das condições hidrológicas dos solos segundo seu tipo.

Grupo	Infiltração	CN	Q	Tipo de solo
A	Alta	Muito baixo	Muito baixo	Areia
B	Moderada	Baixo	Baixo	+Areia
				- Argila
C	Lenta	Alto	Alto	-Areia
				+ Argila
D	Muito lenta	Muito alto	Muito alto	Argila

Fonte: Chow, 1994.

Tabela 09. CN em função do solo e do grupo hidrológico do solo (SCS)

Descrição do uso da terra	Grupo hidrológico do solo			
	A	B	C	D
Terra cultivada				
Sem tratamentos de conservação	72	81	88	91
Com tratamentos de conservação	62	71	78	81
Gramados				
Condições pobres	68	79	86	89

Descrição do uso da terra	Grupo hidrológico do solo			
	A	B	C	D
Condições ótimas	39	61	74	80
Vegas de rios: condições ótimas	30	58	71	78
Bosques				
Cobertura pobre, sem ervas	45	66	77	83
Cobertura boa	25	55	70	77
Áreas abertas, gramado, parques, campos de golfe, cemitérios				
Condições ótimas: 75% de gramado ou mais				
Condições aceitáveis: 50-75% de gramado	39	61	74	80
	49	69	79	84
Áreas comerciais (85% impermeáveis)	89	92	94	95
Distritos industriais (72% impermeáveis)	81	88	91	93
Residencial				
Tamanho	% impermeável			
1/8 acre	65	77	85	90
Descrição do uso da terra	Grupo hidrológico do solo			
	A	B	C	D
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81

Descrição do uso da terra		Grupo hidrológico do solo			
		A	B	C	D
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Descrição do uso da terra		Grupo hidrológico do solo			
Estacionamentos Pavimentados		98	98	98	98
Telhados					
Ruas e Rodovias:					
Pavimentos com Calçada e Saneamento Básico		98	98	98	98
Cascalho		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

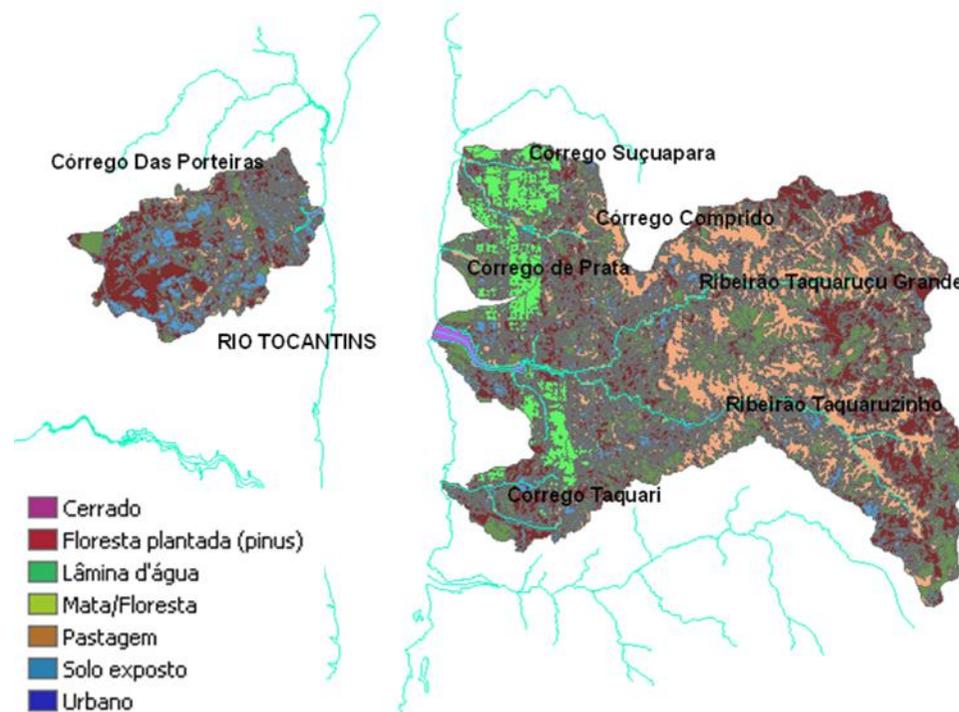
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Posteriormente estas condições de umidade II ou normais, passaram para condições de umidade péssimas e conservadoras, condições de umidade III ou úmidas.

Esta mudança a respeito das condições de umidade será realizada mediante a seguinte formulação deduzida pelo SCS:

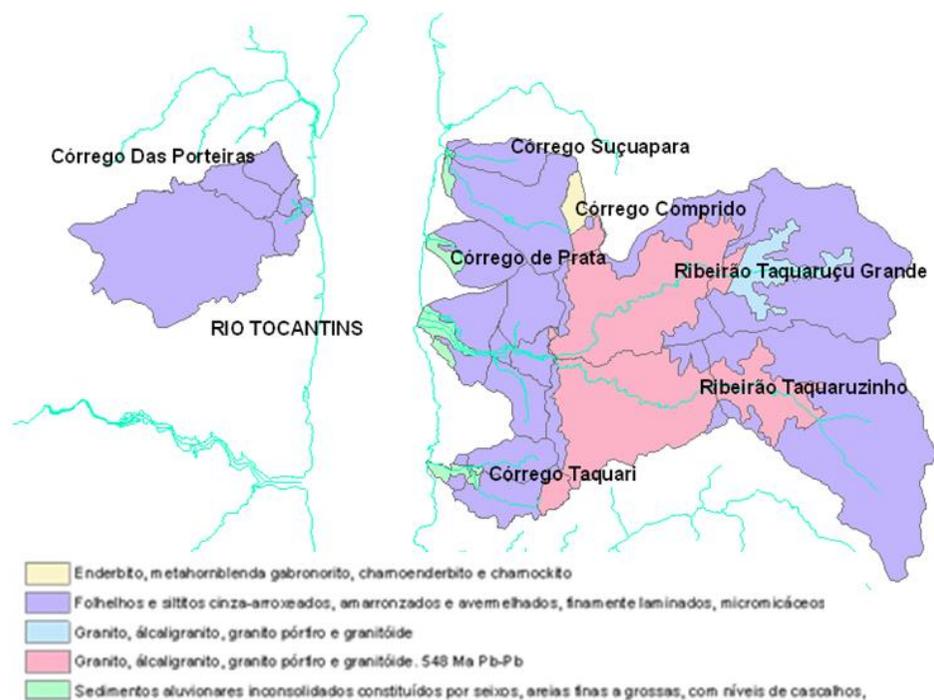
$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Figura 22. Mapa de cultivos considerados



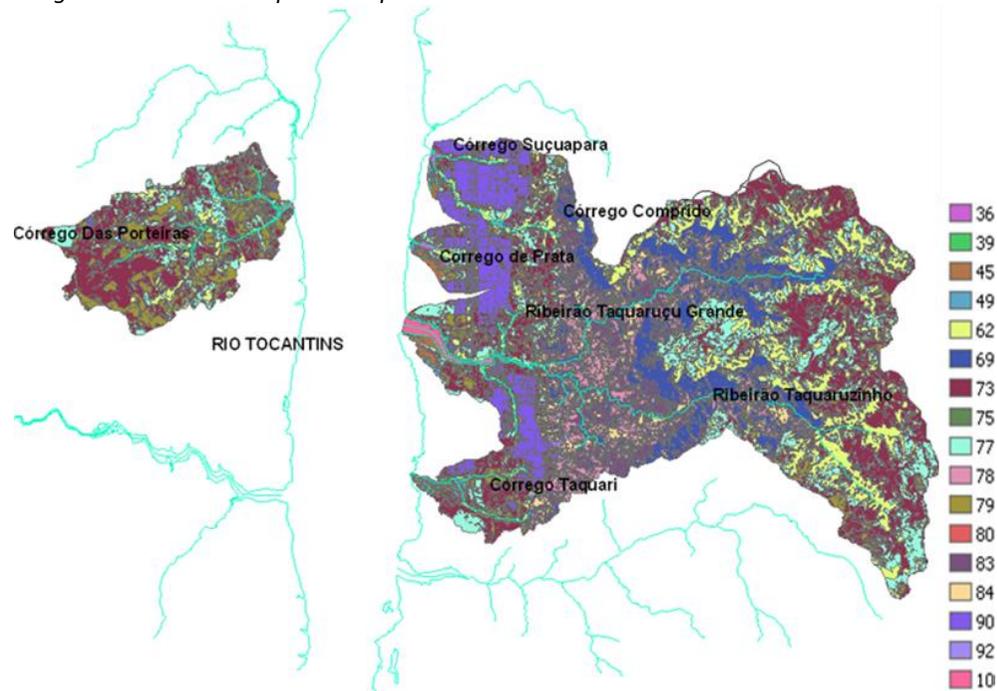
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 23. Mapa de solos considerados



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 24. Mapa do CN para cada sub-bacia



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.2.3 Cálculo de fluxos de avenida. Método Racional

Na determinação das vazões máximas de avenida nas bacias ou sub-bacias naturais no âmbito de atuação, optou-se em aplicar a equação ou método racional que se atribui geralmente a Kuicling (1888) e a Lloyd Davis (1906), mas Mulvaney (1851) já havia explicado claramente as bases da sua fundamentação em um artigo.

O método racional apresenta uma concepção simples, restringindo-se a áreas de menor tamanho e áreas pouco heterogêneas em suas propriedades. Este método perde precisão em bacias grandes e, portanto, a estimativa de vazões nas mesmas é menos correta. A fronteira entre bacias grandes e pequenas corresponde aproximadamente ao cenário da área de estudo, cuja a área é por volta dos 50 km², variando conforme a aplicação de alguns

fatores corretores opcionais que foram editados posteriormente, ampliando o limite anterior das bacias, que são próximas a fronteira correspondente e com tempo de concentração igual a 6 horas. Para o cálculo aplica-se a seguinte equação:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

Onde:

- Q: Vazão correspondente ao Período de retorno de desenho selecionado (m^3/s);
- I: Intensidade da precipitação correspondente ao tempo de concentração da bacia (mm/h);
- A: Área de drenagem (km^2);
- C: Coeficiente de escoamento do solo que depende do solo, cultivo e do Período de retorno de desenho considerado.

Os períodos de retorno selecionados para este estudo de inundações são 2, 10, 50, 100 e 500 anos. Assim, o método proposto parte das seguintes hipóteses:

- a) A intensidade da precipitação é supostamente constante durante o tempo de chuva.
- b) É suposta uma distribuição uniforme da chuva no terreno.
- c) Só são consideradas as águas de escoamento superficial.

A seguir é proposto empregar alguns fatores corretores da expressão anterior, proposta por Ferrer (1993), em bacias superiores a $50 km^2$. Estes fatores melhoram algumas das hipóteses levantadas anteriormente a) e b), que não são cumpridas. O emprego ou não emprego das mesmas terá uma limitação como foi comentado anteriormente, em bacias com um tempo de concentração máximo de 6 horas. A partir desse limite máximo, propõe-se aplicar modelos matemáticos de simulação transformação chuva-escoamento e propagação de fluxos, dos que poderíamos obter diferentes hidrogramas de saída, também de fluxos ponta de avenida para diferentes aguaceiros de cálculo em função do tempo.

A vazão então é obtida mediante a seguinte fórmula, que chamaremos adiante, Método Racional Modificado:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3} \times K$$

Onde:

- A = Superfície da bacia, em km^2 . A este parâmetro é aplicado um coeficiente redutor por área K_a (corrige o fato de que a precipitação não é uniforme geograficamente).
- K_a = Coeficiente redutor por área, que corrige o fato de que a distribuição não é uniforme geograficamente.

$$K_a = 1 - \frac{\log(A)}{15}$$

- K = Coeficiente de uniformidade (corrige o fato de que a precipitação não é uniforme no tempo).

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

As modificações referentes as hipóteses anteriores são as seguintes:

- a) Generaliza-se o método dos aguaceiros reais incorporando um coeficiente que reflita a influência das distribuições habituais da chuva.
- b) É limitada a aplicação do método em bacias menores de $3.000 km^2$.

$$K_A = 1 \quad \text{para } A < 1 km^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \quad \text{para } 1 \leq A \leq 3000 km^2$$

- c) O tempo de concentração estará compreendido entre 0,25 e 24 horas. O limite mínimo de 0,25 h exclui aquelas bacias minúsculas onde o tempo de percurso do

fluxo difuso (land flow) tem relevância diante do percurso para a rede de drenagem (channel flow).

Em tais casos o tempo de concentração só pode ser estimado de uma forma aproximada pela seguinte fórmula proposta:

$$t_c = 0,05 + 0,1 \left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76}$$

3.2.3.1 Metodologia cálculo tempo de concentração

O cálculo do tempo de concentração estimado para cada bacia, ou tempo de escoamento da última gota, foi realizado a partir da média ponderada de diferentes Metodologias já conhecidas. A seguir estão descritas as equações empregadas para a determinação do tempo de concentração no entorno da cidade de Palmas:

Kirpich $t_c(\text{min}) = 3.989 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$

California Culverts: $t_c(\text{min}) = 57 \times L^{1.155} \times H^{-0.385}$

Dooge $t_c(\text{min}) = 21.88 \times A^{0.41} \times S^{-0.17}$

SCS "Lag Formula": $t_c(\text{min}) = 3.42 \times L^{0.8} \times [(1000/CN) - 9]^{0.7} \times S^{-0.5}$

Método racional: $t_c(\text{min}) = 0.3 \times [(L/J^{0.25})^{0.76}] \times 60$

Onde:

L = Longitude (Km);

H = diferença de cotas (Cota máx – Cora mín);

A = Área (Km²);

S, J = Inclinação (m/m).

3.2.3.2 Relação entre o coeficiente de escoamento e o número de curva

Por definição, o coeficiente de escoamento médio final de um aguaceiro é:

$$C = \frac{E_s}{P}$$

O escoamento superficial (ES) que gera qualquer aguaceiro (P) se pode quantificar mediante o método do número de curva.

$$I_a = P_0 = 0.2 \cdot S$$

Admitindo a relação habitual se tem que:

$$E_s = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4 \cdot P_0} \quad \text{se } P > P_0$$

Substituindo no quociente de C se tem:

$$C = \frac{E_s}{P} = \frac{\left(\frac{P}{P_0} - 1 \right)^2 \cdot P_0^2}{P^2 + 4 \cdot P \cdot P_0}$$

Por sua vez, o limiar de escoamento P_0 é função do número de curva:

$$P_0 = 0.2 \cdot \frac{25400 - 254 \cdot N}{N} = \frac{5080 - 50.8 \cdot N}{N}$$

Assim, é observado a dependência do coeficiente de escoamento perante a precipitação analisada e ao número de curva.

3.2.4 Resultados obtidos do cálculo de fluxos de avenida pelo Método Racional

A seguir são apresentados os fluxos de avenida (Q) e (Qm) obtidos para cada uma das bacias de estudo no entorno da cidade de Palmas, obtidos mediante a aplicação do método racional (Q) o método racional modificado (Qm), apoiados em toda a informação prévia obtida e necessária pelo método de abstração do S.C.S. chuva e escoamento.

Tabela 10. Resumo dos resultados obtidos, características canais e vazões de avenida

Bacia		Dados geométricos					Tempo de concentração (h)					
		Área (Km ²)	Longitude (Km)	Cota sup.	Cota inf.	Pdte m/m	Kirpich	Califórnia Culverts	Dooge	SCS "Lag Fórmula"	Método racional	Promédio
Córrego Comprido	Cp-1	61,03	13,26	589	209	0,03	1,91	1,91	3,60	4,65	4,20	3,24
	Cp-3	47,80	10,93	589	212	0,03	1,53	1,53	3,16	3,73	3,50	2,73
Córrego Suçuapara	Cp-2	12,39	4,63	309	213	0,02	0,96	0,96	1,98	2,10	2,01	1,65
Córrego de Prata	Pr-1	19,47	3,10	310	209	0,03	0,59	0,59	2,20	1,43	1,36	1,13
Córrego Taquari	Ct-1	34,99	10,34	421	215	0,02	1,81	1,81	3,05	5,11	3,73	2,86
	Ct-2	18,76	6,47	421	223	0,03	1,07	1,07	2,19	2,75	2,40	1,89
	Ct-3	12,53	5,63	296	221	0,01	1,33	1,33	2,14	3,45	2,53	2,00

Bacia		Vazão de cálculo Tr = 2 anos										
		Tr (anos)	I (mm/h)	CN (II)	CN(III)	S (mm)	Ia (mm)	C	Ka	K	Q (m ³ /s)	Qm (m ³ /s)
Córrego Comprido	Cp-1	2	17,01	78,16	89,17	30,86	6,17	0,17	0,88	1,24	-	62,46
	Cp-3	2	19,30	76,93	88,47	33,12	6,62	0,18	0,89	1,20	46,58	-
Córrego Suçuapara	Cp-2	2	27,67	83,05	91,85	22,54	4,51	0,42	0,93	1,12	40,40	-
Córrego de Prata	Pr-1	2	35,77	75,98	87,92	34,91	6,98	0,36	0,91	1,08	70,39	-
Córrego Taquari	Ct-1	2	18,63	73,11	86,21	40,62	8,12	0,12	0,90	1,21	21,00	-
	Ct-2	2	25,15	74,49	87,04	37,81	7,56	0,22	0,92	1,14	29,10	-
	Ct-3	2	24,16	77,90	89,02	31,33	6,27	0,27	0,93	1,15	22,65	-

Bacia		Vazão de cálculo Tr = 25anos										
		Tr (anos)	I (mm/h)	CN (II)	CN(III)	S (mm)	Ia (mm)	C	Ka	K	Q (m ³ /s)	Qm (m ³ /s)
Córrego Comprido	Cp-1	25	24,43	78,16	89,17	30,86	6,17	0,28	0,88	1,24	-	150,39
	Cp-3	25	27,71	76,93	88,47	33,12	6,62	0,30	0,89	1,20	108,91	-
Córrego Suçuapara	Cp-2	25	39,74	83,05	91,85	22,54	4,51	0,54	0,93	1,12	73,92	-
Córrego de Prata	Pr-1	25	51,37	75,98	87,92	34,91	6,98	0,48	0,91	1,08	134,38	-

Bacia		Vazão de cálculo Tr = 25anos										
		Tr (anos)	I (mm/h)	CN (II)	CN(III)	S (mm)	la (mm)	C	Ka	K	Q (m³/s)	Qm (m³/s)
Córrego Taquari	Ct-1	25	26,76	73,11	86,21	40,62	8,12	0,22	0,90	1,21	56,94	-
	Ct-2	25	36,12	74,49	87,04	37,81	7,56	0,34	0,92	1,14	64,01	-
	Ct-3	25	34,69	77,90	89,02	31,33	6,27	0,39	0,93	1,15	47,07	-

Bacia		Vazão de cálculo Tr = 50 anos										
		Tr (anos)	I (mm/h)	CN (II)	CN(III)	S (mm)	la (mm)	C	Ka	K	Q (m³/s)	Qm (m³/s)
Córrego Comprido	Cp-1	50	26,20	78,16	89,17	30,86	6,17	0,30	0,88	1,24	-	174,77
	Cp-3	50	29,73	76,93	88,47	33,12	6,62	0,32	0,89	1,20	126,04	-
Córrego Suçuapara	Cp-2	50	42,63	83,05	91,85	22,54	4,51	0,56	0,93	1,12	82,42	-
Córrego de Prata	Pr-1	50	55,10	75,98	87,92	34,91	6,98	0,51	0,91	1,08	150,85	-
Córrego Taquari	Ct-1	50	28,70	73,11	86,21	40,62	8,12	0,24	0,90	1,21	67,25	-
	Ct-2	50	38,75	74,49	87,04	37,81	7,56	0,36	0,92	1,14	73,43	-
	Ct-3	50	37,22	77,90	89,02	31,33	6,27	0,41	0,93	1,15	53,54	-

Bacia		Vazão de cálculo Tr = 100 anos										
		Tr (anos)	I (mm/h)	CN (II)	CN(III)	S (mm)	la (mm)	C	Ka	K	Q (m³/s)	Qm (m³/s)
Córrego Comprido	Cp-1	100	27,95	78,16	89,17	30,86	6,17	0,32	0,88	1,24	-	199,80
	Cp-3	100	31,71	76,93	88,47	33,12	6,62	0,34	0,89	1,20	143,58	-
Córrego Suçuapara	Cp-2	100	45,48	83,05	91,85	22,54	4,51	0,58	0,93	1,12	90,93	-
Córrego de Prata	Pr-1	100	58,79	75,98	87,92	34,91	6,98	0,53	0,91	1,08	167,40	-
Córrego Taquari	Ct-1	100	30,62	73,11	86,21	40,62	8,12	0,26	0,90	1,21	77,94	-
	Ct-2	100	41,34	74,49	87,04	37,81	7,56	0,39	0,92	1,14	83,02	-
	Ct-3	100	39,70	77,90	89,02	31,33	6,27	0,43	0,93	1,15	60,10	-

Bacia		Vazão de cálculo Tr = 500 anos										
		Tr (anos)	I (mm/h)	CN (II)	CN(III)	S (mm)	Ia (mm)	Ka	K	C	Q (m ³ /s)	Qm (m ³ /s)
Córrego Comprido	Cp-1	500	31,99	78,16	89,17	30,86	6,17	0,88	1,24	0,37	-	260,66
	Cp-3	500	36,29	76,93	88,47	33,12	6,62	0,89	1,20	0,39	186,10	-
Córrego Suçupara	Cp-2	500	52,04	83,05	91,85	22,54	4,51	0,93	1,12	0,62	110,93	-
Córrego de Prata	Pr-1	500	67,27	75,98	87,92	34,91	6,98	0,91	1,08	0,57	206,51	-
Córrego Taquari	Ct-1	500	35,04	73,11	86,21	40,62	8,12	0,90	1,21	0,31	104,26	-
	Ct-2	500	47,30	74,49	87,04	37,81	7,56	0,92	1,14	0,43	106,09	-
	Ct-3	500	45,43	77,90	89,02	31,33	6,27	0,93	1,15	0,48	75,75	-

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

- I: Intensidade da precipitação correspondente ao tempo de concentração do canal (mm/h).
- Condição AMC(II): Solo médio. Associado a crescidas anuais ou médias. Condição AMC(III): Solo húmido. Crescidas máximas. Bacia altas.
- S = Déficit de armazenamento de umidade (mm). IA (capacidade inicial de umidade armazenada pelo solo em mm)
- C: Coeficiente de escoamento do solo que depende do tipo de solo, cultivo e do período de retorno de desenho considerado
- Ka= Coeficiente redutor por área, que corrige o fato de que a distribuição não é uniforme geograficamente
- K = Coeficiente de uniformidade (corrige o fato de que a precipitação não é uniforme no tempo)
- Q = Bacia máximas de avenida nas bacias para cada período de retorno (T) selecionado. Qm = Canal máx. de avenida nas bacias para cada (T) selecionado.

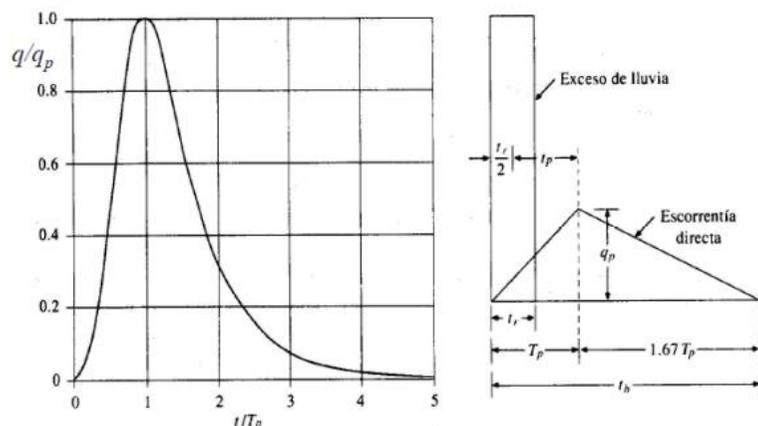
Resumo de Vazões						
Bacia		Q ₂ (m ³ /s)	Q ₂₅ (m ³ /s)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₅₀₀ (m ³ /s)
Córrego Comprido	Cp-1	62,46	150,39	174,77	199,80	260,66
	Cp-3	46,58	108,91	126,04	143,58	186,10
Córrego Suçupara	Cp-2	40,40	73,92	82,42	90,93	110,93
Córrego de Prata	Pr-1	70,39	134,38	150,85	167,40	206,51

Resumo de Vazões						
Bacia		$Q_{25} (m^3/s)$	$Q_{50} (m^3/s)$	$Q_{100} (m^3/s)$	$Q_{200} (m^3/s)$	$Q_{500} (m^3/s)$
Córrego Taquari	Ct-1	21,00	56,94	67,25	77,94	104,26
	Ct-2	29,10	64,01	73,43	83,02	106,09
	Ct-3	22,65	47,07	53,54	60,10	75,75

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.2.5 Hidrograma Unitário SCS, Transformação Chuva-Escoamento

O diagrama adimensional do SCS, é um hidrograma unitário sintético no qual expressam-se as bacias em função da vazão pico, q_p e os tempos em função do tempo ao pico, T_p .



Do que podemos deduzir mediante fórmulas empíricas que:

$$T_p = \frac{tr}{2} + 0.6 \cdot T_c$$

Onde (t_r) é a duração da chuva efetiva e (T_c) é o tempo de concentração da bacia.

O tempo de concentração (hrs) levado para chegar ao ponto final de deságue da subacia, foi calculado tendo em conta diferentes metodologias e adotando como resultado a média ponderada dos resultados calculados.

A seguir serão apresentados diferentes métodos de cálculo para T_c das diferentes bacias. Será considerado como valor aproximado obtido pela média ponderada dos resultados dos diferentes métodos:

Figura 25. T_c da Bacia

Kirpich $tc(\text{min}) = 3.989 \times L^{0.77} \times S^{-0.385} =$

Caifornia Culverts: $tc(\text{min}) = 57 \times L^{1.155} \times H^{-0.385} =$

Dooge $tc(\text{min}) = 21.88 \times A^{0.41} \times S^{-0.17} =$

SCS "Lag Formula": $tc(\text{min}) = 3.42 \times L^{0.8} \times [(1000/CN) - 9]^{0.7} \times S^{-0.5}$

Metodo racional: $tc(\text{min}) = 0.3 \times [(L/J^{0.25})^{0.76}] \times 60$

Onde :
 L= Longitude em Km
 H = diferença de cotas (Cota max- Cota min)
 A= Área Km²
 S= Inclinação (m/m)

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Com esta teoria acompanhada do método de abstração, se obteve um hidrograma de saída para cada sub-bacia, mediante a aplicação do software HMS, nos pontos de estudo necessários que tenham considerado para tal caso.

3.2.6 Modelo HMS, Propagação do Hidrograma

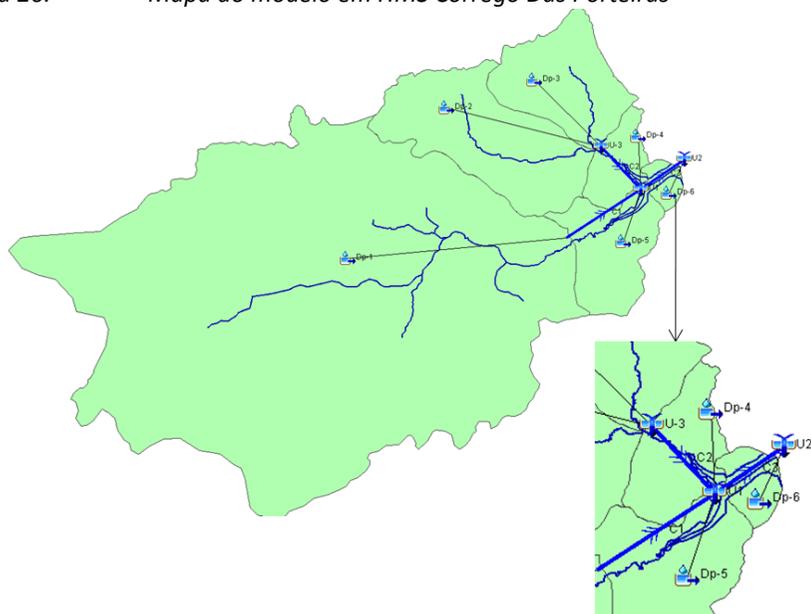
O software HMS, (Flood Hydrograph Package) desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center dos U.S. Army Corps of Engineers, é uma ferramenta de ajuda para o cálculo, em que determina hidrogramas de saída nos pontos de estudo ou os pontos de união determinados sobre o canal. Este software é baseado na aplicação do modelo matemático de transformação chuva-escoamento-propagação.

O modelo está desenhado, em geral, para simular a resposta de uma bacia complexa a precipitação, representando como um sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos; um componente pode ser uma sub-bacia, um trecho de rio, um reservatório, etc. O resultado do processo de simulação é o cálculo do hidrograma de avenida nos pontos desejados. Foi desenvolvido um modelo HMS para os canais Córrego Das Porteiras e Ribeirão Taquaruçu Grande respectivamente, os quais serão descritos a seguir.

Para o Córrego Das Porteiras foram identificadas 6 sub-bacias (Dp-1 a Dp-6) e 3 interconexões (C-1 a C-3) para a propagação de vazões entre umas sub-bacias. Também foram identificados três pontos de união (U-1 ao U-3). A partir daí foi possível desenhar o hidrograma de saída.

As características de todos estes elementos necessários como dados de partida para o modelo, são incluídos a seguir nas tabelas abaixo e sua distribuição espacial na Figura 26.

Figura 26. Mapa do modelo em HMS Córrego Das Porteiras

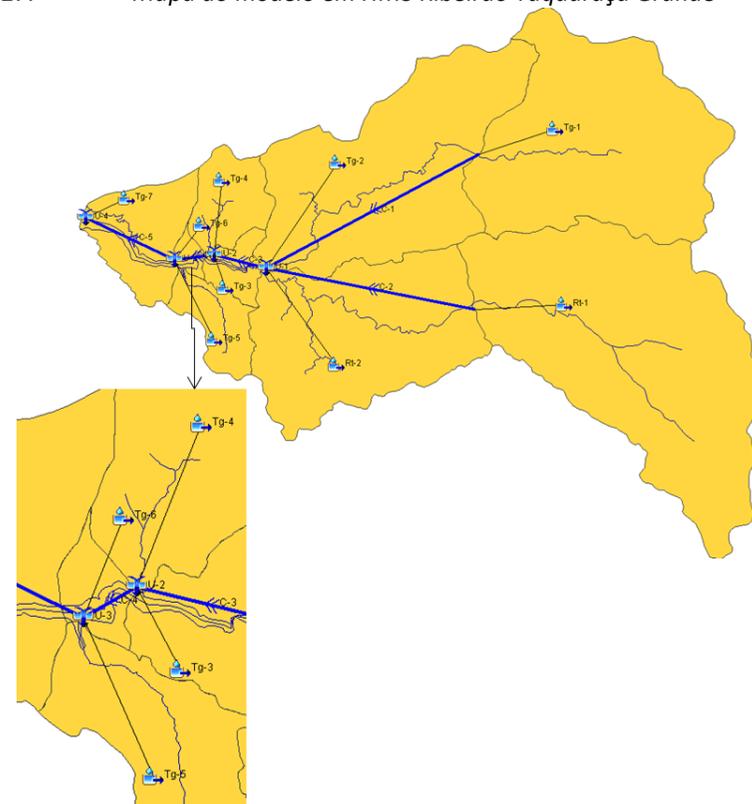


Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Para o Ribeirão Taquaruçu Grande foram identificadas 9 sub-bacias (Tg-1 a Tg-7, e Rt-1 e Rt-2) e 5 interconexões (C-1 a C-5) para a propagação de vazões entre umas sub-bacias e outras, e por último foram identificados quatro pontos de união (U-1 ao U-4). Estes dados permitiram desenhar o hidrograma de saída.

Igualmente ao Córrego das Porteiras, as características de todos estes elementos necessários como dados de partida para o modelo, estão nas tabelas apresentadas a seguir e sua distribuição espacial na seguinte figura.

Figura 27. Mapa do modelo em HMS Ribeirão Taquaruçu Grande



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

A transformação do excesso de precipitação em escoamento e, portanto, de vazões a saída da bacia, foi realizado mediante ao Método do hidrograma unitário do SCS, que considera o transporte do hidrograma mediante ao método de Muskingum.

O hidrograma unitário é característico da sub-bacia considerada e não depende da tormenta, podendo ser linearmente superpostos os escoamentos devidos a diferentes períodos de precipitação. O método do hidrograma unitário do SCS requer um parâmetro para o cálculo:

- O tempo de retardo da sub-bacia (t-lag), ver tabela 08.
 - $t\text{-lag} = 0,6 * T_c$
- Retenção Máxima (S), ver ponto 3.3.
- Abstração inicial (Ia), ver ponto 3.3.

Para o transporte do hidrograma mediante o método de Muskingum foram calculados os parâmetros correspondentes ao mesmo (k, x), sendo (k) o tempo de viagem da onda em horas e (x) o coeficiente de ponderação que depende dos fluxos de entrada e saída e cujos resultados foram apresentado nas Tabela 11 e Tabela 12.

Tabela 11. Características das sub-bacias Córrego das Porteiras, propagação de vazões e parâmetros para abstrações

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS SUBBACIAS												
Identificação	Cota máx	Cota mín	Inclinação (S, J)	Longitude (L)	Área (A)	CN	Tc (hs)					
	(m)	(m)	m/m	(Km)	(km2)	médio	Kirpich	Califórnia Culverts	Dooge	SCS "Lag Formula"	Método racional	Tc Promédio
Dp-1	363,00	215,22	0,012	11,91	77,78	74,33	2,43	2,43	4,58	10,56	4,54	3,85
Dp-2	346,00	223,00	0,028	4,43	10,18	75,54	49,87	0,83	1,74	3,09	1,84	2,22
Dp-3	316,00	218,00	0,041	2,38	6,43	74,88	26,56	0,44	1,35	1,57	1,06	1,33
Dp-4	248,00	212,00	0,022	1,61	2,32	77,20	24,86	0,41	0,98	1,46	0,89	1,11
Dp-5	267,00	212,00	0,016	3,42	5,00	76,05	50,42	0,84	1,42	3,25	1,67	2,12
Dp-6	241,00	212,00	0,026	1,12	0,80	81,10	17,77	0,30	0,62	0,90	0,65	0,72

Conexões	Cota máx	Cota mín	Inclinação (S,J)	Longitude (L)	CN	Tc (hs)					K	X
(C)	(m)	(m)	m/m	(km)	médio	Kirpich	Califórnia Culverts	SCS "Lag Fórmula"	Método racional	Tc Promédio	(hs)	
C1	215,79	212,2	0,001391473	2,58	95,00	1,74	1,74	4,39	2,15	1,94	0,350	0,20
C2	217	212,2	0,002696629	1,78	95,00	1,01	1,01	2,34	1,43	1,22	0,220	0,20
C3	212,2	212	0,00021978	0,91	95,00	1,58	1,58	4,79	1,38	1,58	0,285	0,20

PARÂMETRO PARA ABASTRAÇÕES						
Identificação	Total	CN médio	Retenc. Máx	Perda Inic.	Retardo	Retardo
	Km2		S	la	t-lag	t-lag
			(mm)	(mm)	(hrs)	(min)
Dp-1	77,78	74,33	87,72	17,54	2,310	139
Dp-2	10,18	75,54	82,25	16,45	1,333	80
Dp-3	6,43	74,88	85,22	17,04	0,796	48
Dp-4	2,32	77,20	75,04	15,01	0,666	40
Dp-5	5,00	76,05	80,00	16,00	1,270	76

PARÂMETRO PARA ABSTRAÇÕES						
Identificação	Total	CN médio	Retenc. Máx	Perda Inic.	Retardo	Retardo
	Km2		S	la	t-lag	t-lag
			(mm)	(mm)	(hrs)	(min)
Dp-6	0,80	81,10	59,21	11,84	0,435	26

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 12. Características das sub-bacias Ribeirão Taquaruçu Grande, propagação de vazões e parâmetros para abstrações

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS SUBBACIAS												
Identificação	Cota máx	Cota mín	Inclinação (S,J)	Longitude (L)	Área (A)	CN	Tc (hs)					
	(m)	(m)	m/m	(Km)	(km2)	médio	Kirpich	Califórnia Culverts	Dooge	SCS "Lag Fórmula"	Método racional	Tc Promédio
Tg-1	693,00	320,00	0,027	13,68	98,40	71,70	1,99	1,99	4,42	8,57	4,34	3,58
Tg-2	440,00	272,00	0,031	5,44	90,54	74,65	56,07	0,93	4,18	3,55	2,10	3,28
Tg-3	291,00	218,00	0,039	1,86	7,09	78,24	22,38	0,37	1,41	1,20	0,89	1,17
Tg-4	365,00	213,50	0,026	5,88	15,32	75,55	63,83	1,06	2,08	4,02	2,31	2,80
Tg-5	282,00	213,00	0,010	6,70	12,40	81,82	100,47	1,67	2,23	5,83	3,04	3,70
Tg-6	245,00	213,25	0,024	1,34	2,35	80,68	21,11	0,35	0,98	1,10	0,76	0,95
Tg-7	244,00	211,00	0,010	3,19	22,79	75,96	56,64	0,94	2,86	3,85	1,73	2,81
Rt-1	701,00	294,00	0,020	20,46	134,73	71,85	184,19	3,07	5,30	13,79	6,26	8,45
Rt-2	437,00	259,00	0,046	3,90	73,94	77,34	37,34	0,62	3,60	2,07	1,52	2,39

PROPAGAÇÃO DE VAZÕES												
Conexões	Cota máx	Cota mín	Inclinação (S,J)	Longitude (L)	CN	Tc (hs)					K	X
(C)	(m)	(m)	m/m	(km)	médio	Kirpich	Califórnia Culverts	SCS "Lag Fórmula"	Método racional	Tc Promédio	(hs)	
C1	320	224	0,005591147	17,17	95,00	4,37	4,37	9,97	6,97	5,67	1,021	0,20
C2	294	224	0,004507405	15,53	95,00	4,40	4,40	10,24	6,73	5,56	1,002	0,20

PROPAGAÇÃO DE VAZÕES												
Conexões	Cota máx	Cota mín	Inclinação (S,J)	Longitude (L)	CN	Tc (hs)					K	X
(C)	(m)	(m)	m/m	(km)	médio	Kirpich	Califórnia Culverts	SCS "Lag Fórmula"	Método racional	Tc Promédio	(hs)	
C3	224	213,5	0,003291536	3,19	95,00	1,47	1,47	3,38	2,15	1,81	0,325	0,20
C4	213,5	213	0,000282486	1,77	95,00	2,40	2,40	7,20	2,19	2,40	0,432	0,20
C5	213	209	0,00070922	5,64	95,00	4,11	4,11	11,48	4,43	4,27	0,768	0,20

PARÂMETRO PARA ABSTRAÇÕES						
Identificação	Total	CN médio	Retenc. Máx	Perda Inic.	Retardo	Retardo
	Km2		S	Ia	t-lag	t-lag
			(mm)	(mm)	(hrs)	(min)
Tg-1	98,40	71,70	100,24	20,05	2,151	129
Tg-2	90,54	74,65	86,27	17,25	1,966	118
Tg-3	7,09	78,24	70,65	14,13	0,700	42
Tg-4	15,32	75,55	82,19	16,44	1,683	101
Tg-5	12,40	81,82	56,44	11,29	2,220	133
Tg-6	2,35	80,68	60,81	12,16	0,568	34
Tg-7	22,79	75,96	80,37	16,07	1,686	101
Rt-1	134,73	71,85	99,50	19,90	5,069	304
Rt-2	73,94	77,34	74,44	14,89	1,436	86

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Uma vez definido o modelo hidrológico da bacia foram analisados os distintos aguaceiros com objetivo de determinar a tormenta péssima, ou seja, aquela que gerou os maiores canais de avenida.

Foram estudadas 4 hipóteses de duração do aguaceiro, de 2,4,8 e 16 horas e de 2,4,8 e 12 horas, para um período de retorno de 2, 25, 50, 100 e 500 anos, para o Córrego Das Porteiras e Ribeirão Taquaruçu Grande respectivamente, considerando também distribuições uniformes para tais períodos de retorno, do qual obteremos a vazão pico de avenida péssimo no ponto final de desagüe. Para isto atribuiu-se:

- Precipitação uniforme, com igual quantidade de precipitação ao longo de todo o período de duração do aguaceiro, de maneira que nas diferentes horas de duração do aguaceiro a intensidade será a mesma proporção da precipitação total.

Posteriormente, e partindo da hipótese anterior a obtenção dos valores de avenida com distribuição no uniforme mediante o método dos blocos alternos (Figura 20 e Figura 21), resulta, em geral, em valores superiores aos obtidos por distribuições uniformes. Gerando, finalmente, os hidrogramas de desenho ou tormentas de desenho resultante para todos os pontos de controle ou união. Levou-se em consideração a:

- Precipitação não uniforme, sendo aquela que distribui a quantidade total de precipitação de maneira não uniforme ao longo da duração do aguaceiro, de maneira que as intensidades máximas acontecem na parte central do intervalo de duração do mesmo. Este é o procedimento adotado para a obtenção dos hietogramas unitários das figuras anteriores.

A compilação e análise dos dados base resultaram nos seguintes resultados:

Tabela 13. Aguaceiro de cálculo adotado 4 e 8 horas – Córrego Das Porteiras

Duração do Aguaceiro (Hrs)	UNIFORME				NÃO UNIFORME	
	2:00	4:00	8:00	16:00	4:00	8:00
Vazão (m3/s)	94,1	131,4	136,2	101,9	-	146,1
T=2 anos						
Vazão (m3/s)	221,4	280,7	263,2	182,40	266,4	-

T=25 anos	UNIFORME				NÃO UNIFORME	
Vazão (m3/s)	256,1	319,8	294,8	202,01	306,5	-
T=50 anos						
Vazão (m3/s)	291,2	359,3	326,6	221,6	347,2	-
T=100 anos						
Vazão (m3/s)	376,5	453,7	401,1	266,8	445,3	-
T=500 anos						

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 14. Aguaceiro de cálculo adotado 4 e 8 horas – Ribeirão Taquaruçu Grande

Duração do Aguaceiro (Hrs)	UNIFORME				NÃO UNIFORME	
	2:00	4:00	8:00	12:00	4:00	8:00
Vazão (m3/s)						
T=2 anos	322,0	417,2	462,20	433,40	-	479,3
Vazão (m3/s)						
T=25 anos	689,3	861,5	833,20	781,60	814,1	-
Vazão (m3/s)						
T=50 anos	787,5	973,6	965,20	868,80	926,7	-
Vazão (m3/s)						
T=100 anos	887,5	1086,6	1067,00	955,50	1040,8	-
Vazão (m3/s)						
T=500 anos	1127,04	1354,9	1306,10	1157,80	1314,0	-

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

De acordo ao exposto, fica definido como aguaceiro péssimo aquele que tenha de 4 ou 8 horas de duração dependendo da bacia, com uma distribuição não uniforme ao longo da mesma (hipótese mais desfavorável), que é considerada adequada com base nas características da bacia. As vazões de avenidas obtidas para os diferentes períodos de retorno estão medidas em m³/s, tomando o ponto de controle U-2 no caso de Córrego das Porteiras e U-3 em Ribeirão Taquaruçu Grande, considerados os pontos mais baixos do que posteriormente serão consideradas na área contida dentro do Estudo Hidráulico. O resto dos pontos de estudo darão vazões parciais que serão necessários para ramificar adequadamente o canal e afluentes no Estudo Hidráulico, para obter resultados coerentes com a realidade.

A seguir é apresentada uma tabela resumo com as vazões ponta obtidos para o aguaceiro anteriormente comentado, no ponto de controle U-2 e U-3 para cada canal respectivamente, e um exemplo da propagação do diagrama para um período de retorno de 100 anos nos trechos C-3 e C-5 segundo corresponda.

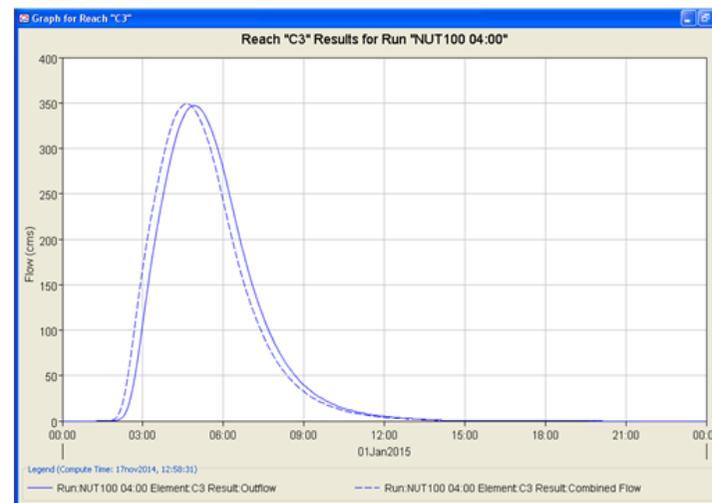
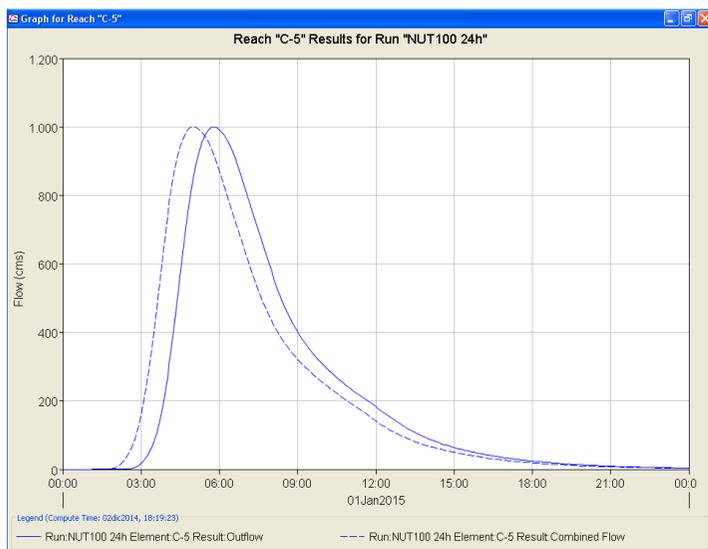


Tabela 15. Aguaceiro de cálculo adotados – Córrego Das Porteiras

Período de retorno (anos)	2	25	50	100	500
Vazão de ponta (m ³ /s)	146,1	266,4	306,5	347,2	445,3

Tabela 16. Aguaceiro de cálculo adotados – Ribeirão Taquaruçu Grande

Período de retorno (anos)	2	25	50	100	500
Vazão de ponta (m3/s)	479,3	814,1	926,7	1040,8	1314,0



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

3.2.7 Projeções de precipitações devido as alterações do clima

A Organização Meteorológica Mundial (OMM) e o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA) criaram o Grupo Intergovernamental de especialistas sobre a alteração climática (Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas – IPCC) em 1988. Trata-se de um grupo aberto a todos os Membros das Nações Unidas e da OMM.

A função do IPCC consiste em analisar a informação científica, técnica e socioeconômica relevante para entender os elementos científicos do risco que supõe a alteração climática

provocada pelas atividades humanas, suas possíveis repercussões e as possibilidades de adaptação e atenuação dos efeitos das mudanças climáticas.

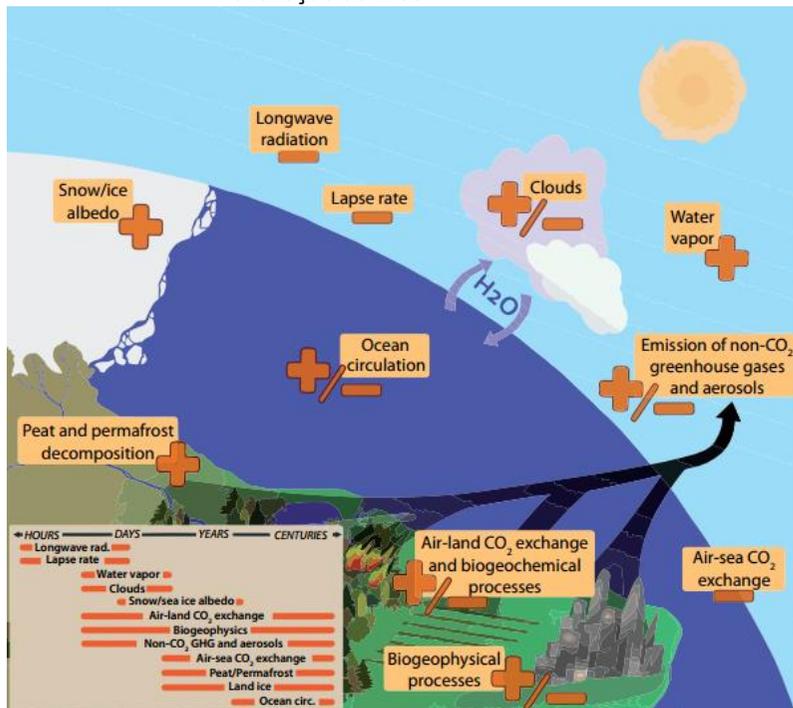
Segundo o 5º Informe do IPCC, as atividades humanas estão continuamente afetando o pressuposto energético da Terra alterando as emissões e as concentrações de gases e aerossóis, modificando por sua vez as propriedades da superfície terrestre.

O clima terrestre depende da energia solar, aproximadamente a metade da energia do Sol é recebida com radiações cuja frequência de onda está dentro do espectro visível. A temperatura da Terra foi relativamente constante durante centenas de anos, o que indica que o balanço da energia solar recebida e a emitida estava próximo ao equilíbrio. A maior parte da energia emitida é em forma de radiação infravermelha.

A superfície terrestre emite radiação de maior longitude de onda que é absorvida principalmente por certos componentes atmosféricos (vapor de água, CO₂, CH₄, N₂O e outros gases de efeito estufa). O aumento destes componentes é responsável por aumentar a absorção da energia emitida pela superfície da terra, desnivelando o balanço histórico da Terra e provocando um aumento das temperaturas.

Este incremento global das temperaturas influi na circulação oceânica, na evapotranspiração e em geral em todos os processos do ciclo da água, provocando uma mudança no regime de precipitações, que apesar de terem relação direta com as alterações na temperatura são difíceis de quantificar, de forma que qualquer valor que se considere deve ser analisado considerando sua incerteza.

Figura 28. Retro efeitos do Clima e de escalas temporais. Fonte: 5º Informe de avaliação do IPCC



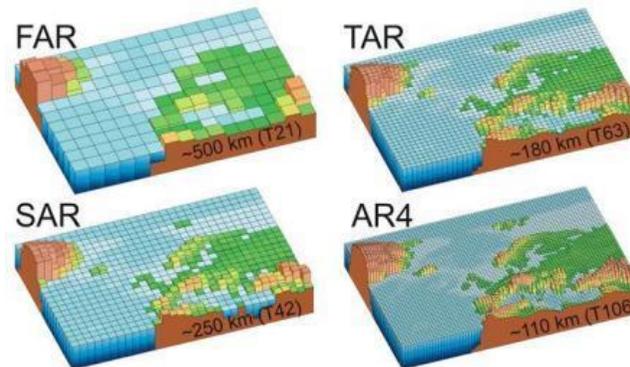
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Os diferentes modelos climáticos globais (GCMs) existentes são difíceis de adaptar às condições locais para se calcular a estimativa de impactos ou de projeção de chuvas regionais. Não obstante a resolução destes modelos melhorou consideravelmente nos últimos anos. A informação dos GCMs foi melhorada para representar melhor as condições que já ocorreram em lugares específicos mediante o uso de informação local histórica recolhida em estações climatológicas locais reduzindo, portanto, a escala dos modelos de projeção.

Estas informações podem ser usadas para modificar a projeção futura respeitando às condições climáticas locais já observadas (“bias-correction”). Ambas as ferramentas

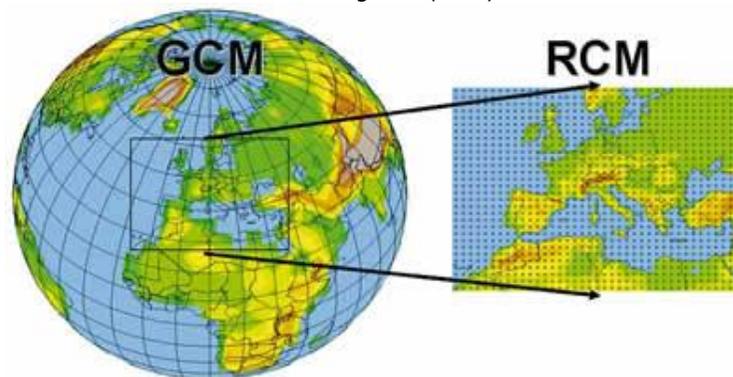
“downscaling” e “bias-correction” são necessárias para representar a influência da topografia e dos padrões regionais do clima e poder avaliar futuros impactos climáticos.

Figura 29. Redução da resolução dos GCMs.



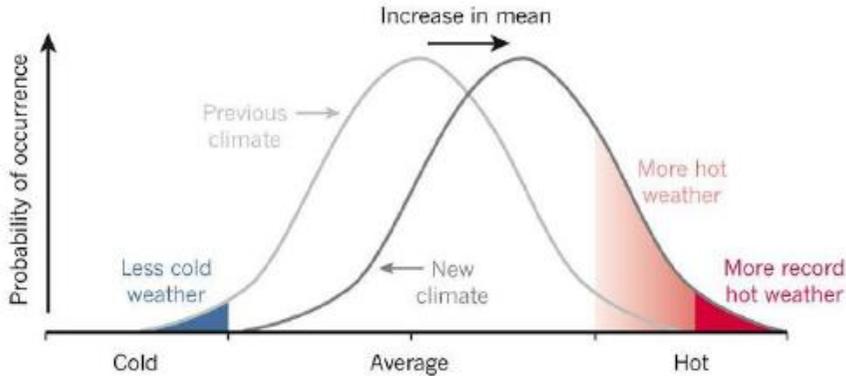
Fonte: wmo.int.

Figura 30. Representação esquemática do enfoque de alinhamento do modelo climático regional (RCM)



Fonte: wrno int

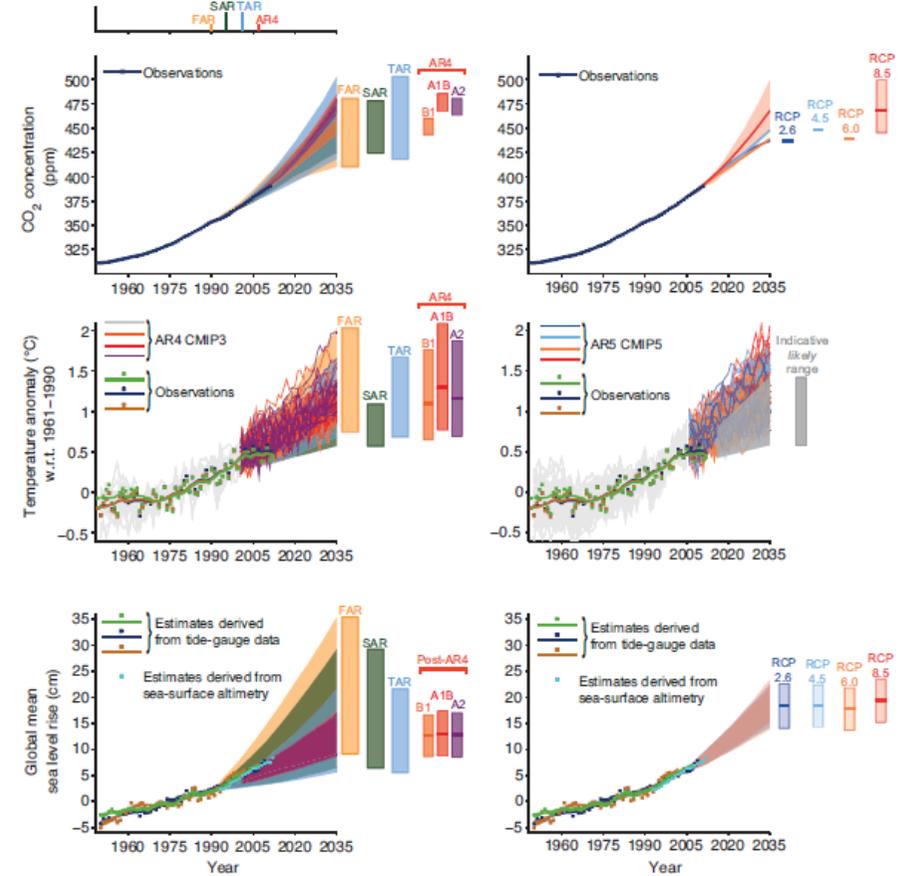
Figura 31. Distribuição hipotética de anteriores e futuras variáveis climáticas mostrando uma mudança na média.



Fonte: Banco Mundial.

O argumento mais convincente para estabelecer a credibilidade na Mudança Climática é verificar que as projeções realizadas até a data correspondam com as observações realizadas.

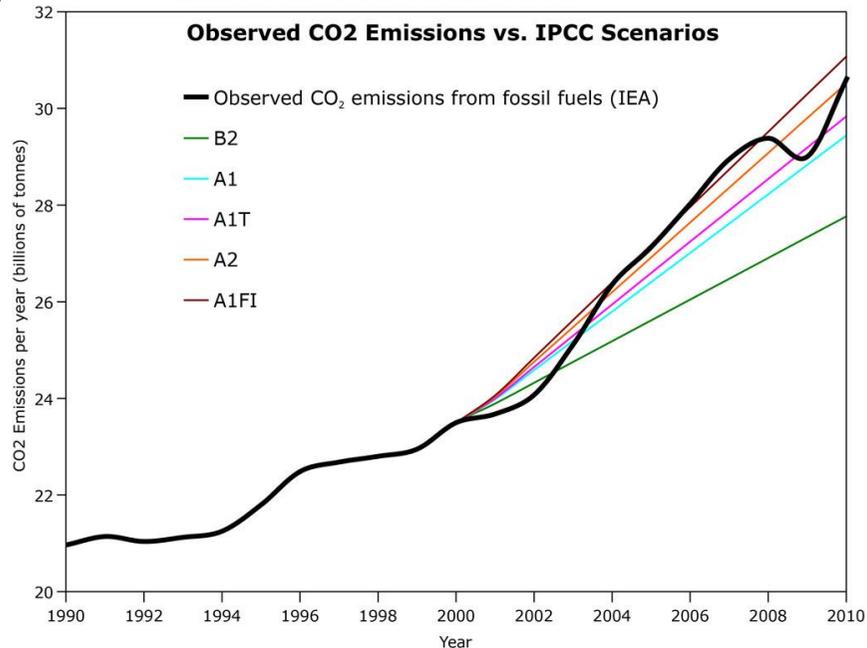
Figura 32. Comparação das projeções para os diferentes cenários recolhidos nos anteriores informes do IPCC com as observações de emissões de CO2 (acima), com a temperatura média da superfície terrestre (meio) e com o nível médio do mar (abaixo).



Fonte: AR5, IPCC.

Os cenários do informe anterior do IPCC (AR4) foram desenhados no ano 2000 e apresentados no grupo de trabalho III do IPCC. As mediações até 2010 indicam que a trajetória real das emissões está situada similarmente como o cenário A2:

Figura 33. Emissões GHG atuais e cenários IPCC.



Fonte: IEA.

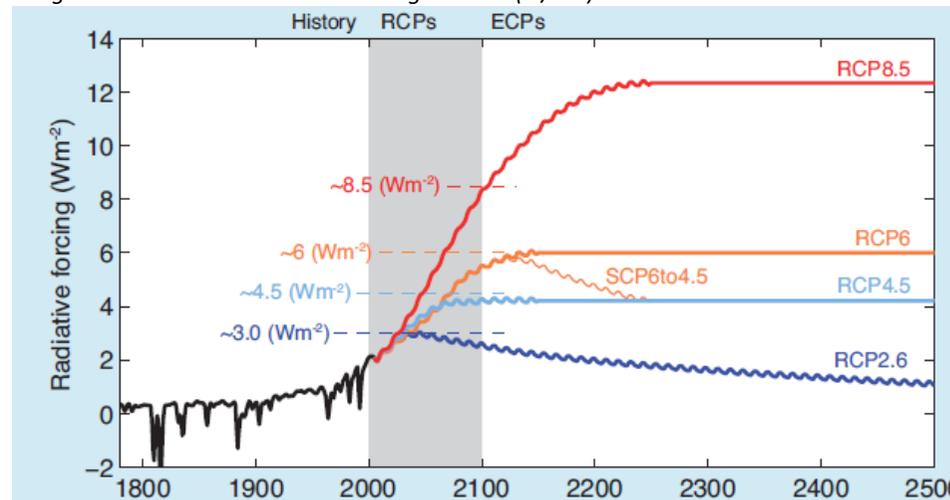
O Quinto Informe de Avaliação (AR5 - 5th Assessment report: Climate Change 2014) mudou a definição dos cenários considerados. Os novos cenários produzem uma gama de respostas desde o aquecimento continuado até a estabilização da força, além disto, considera um cenário de mitigação que finda inicialmente à estabilização das condições para posteriormente reduzir as forçantes radiativas (RF), a partir da segunda metade do século 21 (RCP2.6).

Em contraste com o Quarto Informe de Avaliação (AR4) estes novos cenários estão demarcados como uma combinação de adaptação e mitigação. As ações de mitigação que

começam agora em vários cenários não produzem diferenças notáveis nos próximos 30 anos ou mais, no entanto, no longo prazo, após a segunda metade de século, são observadas mais diferenças entre os distintos cenários propostos.

Estes novos cenários, denominados por suas siglas em inglês RCP (Representative Concentration Pathway) especificam concentrações e suas correspondentes emissões, mas não se baseiam diretamente em cenários socioeconômicos futuros como os cenários SRES recolhidos no AR4. Isto não significa que sejam mais representativos que os anteriores, simplesmente são baseadas em dados quantitativos, baseados concretamente no valor máximo da força radiativa em W/m^2 no século 21, tal e como mostra a Figura 34.

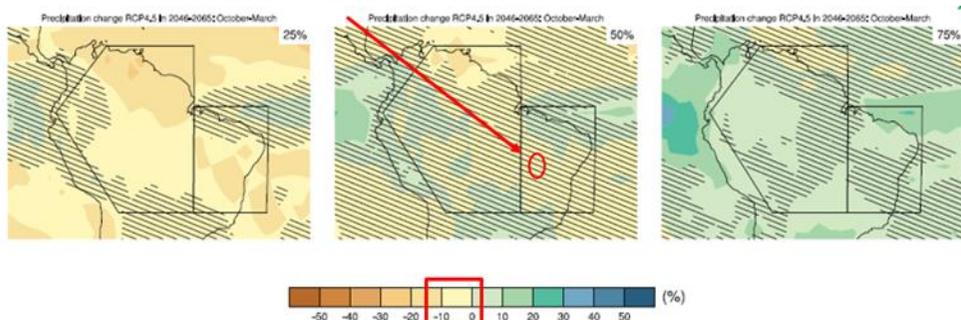
Figura 34. Cenários RCP segundo RF (w/m^2).



Fonte: AR5, IPCC.

Para realizar o mapa correspondente a cada cenário foram utilizados entre 25 e 42 modelos de projeção, representando os resultados classificados em porcentagens, 25, 50 (médio) e 75. A Figura 35 mostra como para Palmas, no cenário intermediário RCP4.5. Neste cenário 25% dos modelos projetaram uma diminuição da precipitação média inferior a 10% nos meses mais chuvosos, e 75% dos modelos projetaram um incremento inferior a 10% para o ano 2050.

Figura 35. Variação das precipitações médias de outubro a março para o cenário RCP4.5



Fonte: AR5, IPCC.

Ministério de Ciência e Tecnologia do Brasil relatou a Comunicação Nacional do Brasil para as Nações Unidas no marco da Convenção Sobre as Alterações Climáticas, em 2010. Este documento tem como objetivo principal de elaborar um enfoque Metodológico em relação à vulnerabilidade e às medidas de adaptação, resultando na elaboração de modelos regionais sobre o clima e sobre os cenários de alteração climática e servir de referência para a investigação e para os estudos de vulnerabilidade e adaptação relacionados com setores estratégicos associados à alteração climática no Brasil.

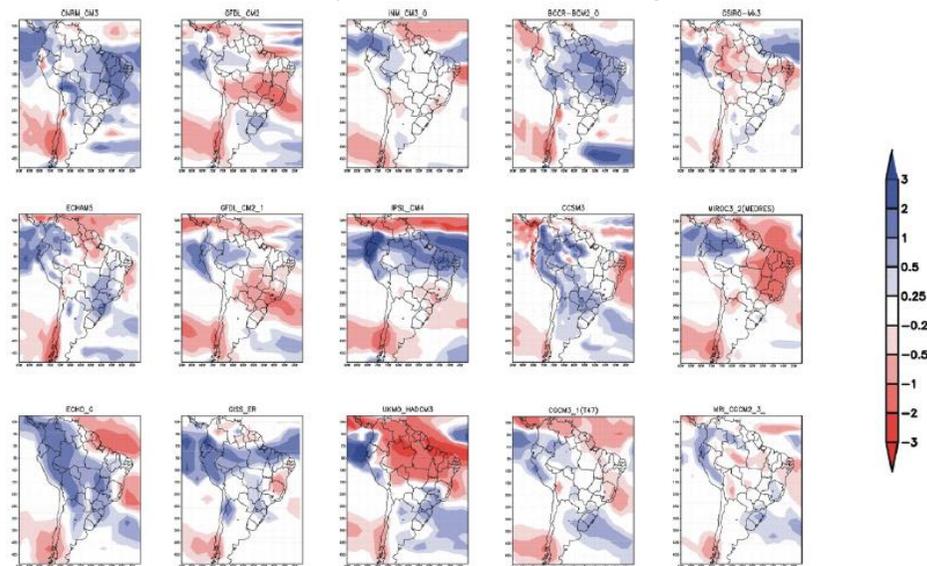
Por sua vez, neste documento a análise dos futuros impactos está baseada em diferentes cenários de emissão de gases de efeito estufa até o ano 2100. Estes cenários não assumem medidas adicionais para combater a alteração climática ou ampliar a capacidade de adaptação dos sistemas nos setores e nas regiões analisadas.

Os impactos mais severos projetados ocorrem em um cenário futuro (2100) onde a emissão de gases de efeito estufa não foi mitigada, especialmente no caso de um incremento

significante de população e crescimento econômico com um uso intensivo de combustíveis fósseis. Portanto, os cenários mais pessimistas e seus impactos projetados poderiam não ocorrer se a comunidade internacional adotasse medidas para combater a alteração climática como a redução de gases de efeito estufa.

Na Figura 36 é observado como as precipitações médias diárias projetadas se comportam de maneira distinta conforme o modelo utilizado. Em 2 (13%) se projeta uma diminuição das precipitações, em 9 (60%) é projetado um aumento em 4 (27%) não se projeta variação alguma.

Figura 36. Anomalias nas precipitações (mm/dia) na América do Sul para o período 2071-2099 (Cenário A2) em relação ao período base 1961-1990 para 15 modelos climáticos diferentes



Fonte: IPCC.

Os cenários de projeções de alteração climática para o século 21 derivaram de vários modelos de alteração climática usados pelo IPCC. O fato destes modelos globais usarem diferentes representações físicas dos processos, a uma resolução relativamente baixa,

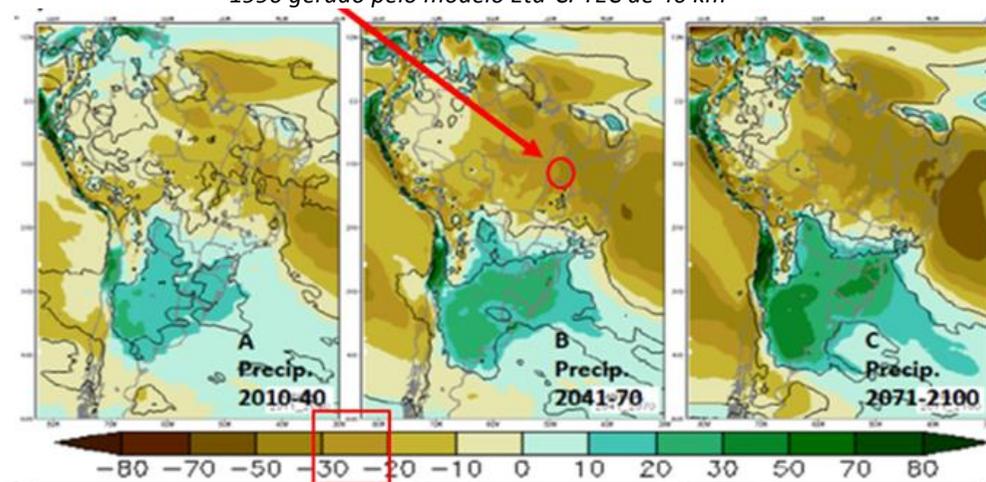
introduz uma quantidade concreta de incerteza nos cenários futuros de alteração climática. Estas incertezas são extremamente significativas quando se avalia a vulnerabilidade e os impactos da alteração climática, bem como no planejamento de medidas de adaptação e mitigação. Por exemplo, para o sudeste do Brasil, alguns modelos sugerem um decréscimo das precipitações, devendo ser avaliada sua precisão para não se inferir conclusões precipitadas.

O Instituto Nacional para a Investigação Espacial (INPE) foi o responsável de coordenar modelos climáticos regionais e cenários de alterações climáticas. O INPE também coordena a relação entre estes resultados e a vulnerabilidade, e a adaptação em relação aos setores estratégicos vulneráveis aos impactos das alterações climáticas.

Para isto foram avaliados diferentes cenários de alteração climática propostos no AR4 do IPCC, sendo desenvolvidos métodos de downscaling para o contexto nacional. Estes modelos se aplicam às projeções de alteração climática partindo de modelos regionais para obter projeções climáticas mais detalhadas. Como resultado o INPE desenvolveu o modelo regional para América do Sul, Eta-CPTEC.

O estudo, relacionado com os métodos de downscaling para Brasil foi aplicado aos cenários de alteração climática partindo do modelo global HadCM3 para obter projeções climáticas mais detalhadas (2010-2040, 2040-2070, 2070-2100) com uma melhora na resolução espacial para o cenário A1B. Na Figura 37 está indicada a projeção da variação das precipitações na zona de estudo de entre 20 e 30% para os anos 2040-2070 em relação com o Período base 1961-1990.

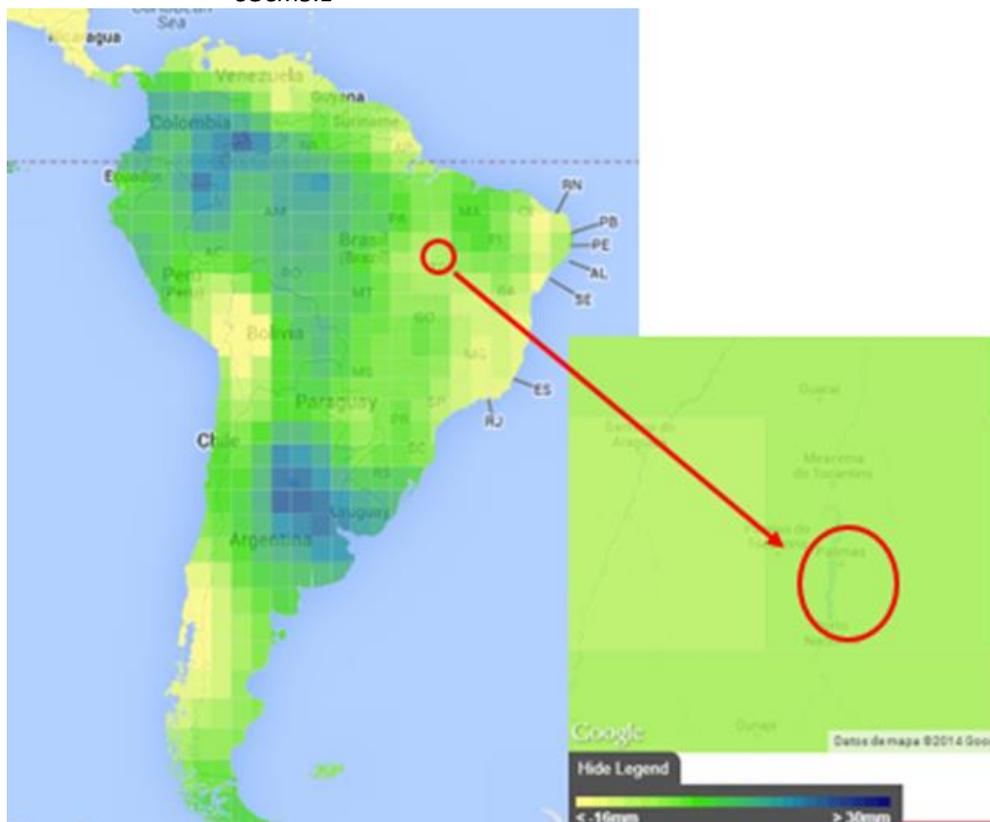
Figura 37. Variações de precipitação projetadas (%) para América do Sul para os anos 2011-2100 (cenário A1B) em relação com o período base 1961-1990 gerado pelo modelo Eta-CPTEC de 40 km



Fonte: HadCM3.

Outra referência para o assunto é o grupo de estudos comandados pelo Banco Mundial, Nature Conservancy, Climate Central e pela Universidade de Santa Clara, responsáveis por realizar um conjunto de projeções diárias de modelos de circulação global (GCM) com escalas reduzidas, englobando toda a superfície do planeta. Os GCM utilizados têm uma precisão de aproximadamente 250 km para a área de estudo, obtendo os valores de incremento de precipitação (mm) para os cenários A2 e B1 para o ano 2050, conforme apresentado na Figura 38 e na Tabela 17.

Figura 38. Exemplo de variação da precipitação projetada para 2050, cenário CGCM3.1



Fonte: Climate Change Knowledge Portal (Banco Mundial).

Tabela 17. Valores de aumento de precipitação (mm) para os cenários A2 e B1 para o ano 2050

Modelo	Cenário A2		Cenário B1	
	Δ (mm)	Δ (%)	Δ (mm)	Δ (%)
bcm2.0	8.5	4.1	7.0	3.3

Modelo	Cenário A2		Cenário B1	
	Δ (mm)	Δ (%)	Δ (mm)	Δ (%)
cgcm3.1(t47)	2.4	1.1	-5.3	-2.5
cnrm_cm3	20.8	9.9	7.0	3.3
csiro_mk3.5	11.6	5.5	-0.7	-0.3
gfdl_cm2.0	-16.0	-7.6	-2.2	-1.0
gfdl_cm2.1	-8.3	-4.0	-16.0	-7.6
mri_cgcm2.3.2	-9.9	-4.7	2.4	1.1
ukmo_hadcm3	-16.0	-7.6	-16.0	-7.6
ukmo_hadgem1	-6.8	-3.2	N/D	N/D
Promédio	-1.5	-0.7	-3.0	-1.4

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

A incerteza destes modelos de circulação global é bastante elevada. Ainda que os resultados variem em função do modelo, em linhas gerais é projetado um aumento das precipitações médias nesta região do Brasil.

Um incremento nas precipitações médias não implica necessariamente um incremento nas precipitações máximas, se o grau de incerteza é elevado, como foi visto para as precipitações médias, onde a variabilidade das projeções é elevada dependendo do cenário e do modelo de projeção utilizado, a incerteza sobre as precipitações máximas é ainda maior, não foi comprovado que exista uma relação direta entre ambas.

Assim, a análise dos eventos extremos exige que outras variáveis sejam consideradas, tais como a variação dos dias chuvosos, dos dias com chuva extrema e dos dias sem chuva. Aplicando todas as variáveis aos GCM, conduzido pelo grupo de estudos “Climate Change knowledge”, do Banco Mundial, ao município de Florianópolis, resultou-se nos seguintes resultados:

Tabela 18. Variáveis baseadas no 9 GCMs (World Bank) para o intervalo 2040-2059 em relação à 1960-1990

Variáveis	Cenário A2	Cenário B1
	Dias	Dias
Dias com chuva	24.8	19.6
Dias com chuva extrema*	0.0	2.4
Dias sem chuva	-2.0	-2.0

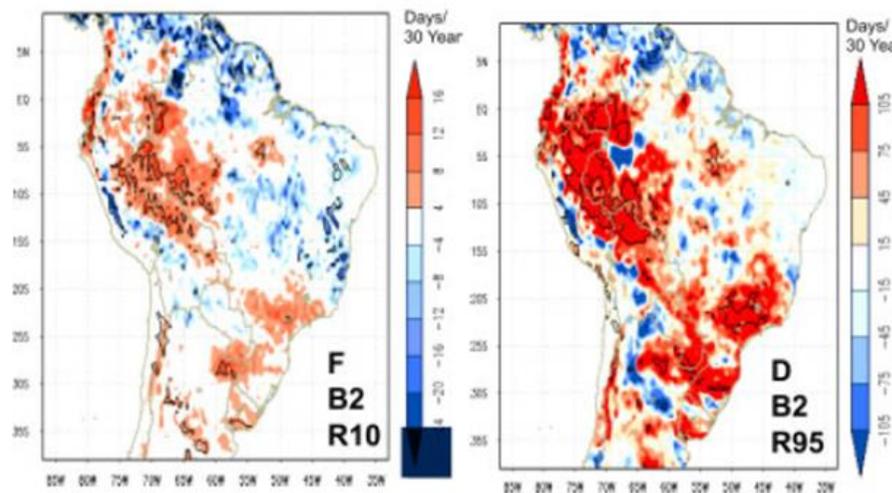
*Chuva extrema: Por cima do percentil 95 do registro histórico.

Fonte: Climate Change Knowledge.

De maneira complementar, J. A. Marengo no documento “Future change of temperature and precipitation extremes in South America” apresenta os resultados do modelo regional HadRM3P realizado a partir de uma redução de escala do modelo de circulação global HadAM3P (Ambrizzi et al 2007 y Marengo et al 2007). Como resultado obteve-se a maior representatividade das duas variáveis de chuvas extremas, dias com chuva extrema (R95P), isto significa o aumento de dias com chuva por cima do percentual 95 do registro histórico, e aumento de dias úmidos ou com chuva (R10), conforme é possível ver nas Figura 39 e Figura 40.

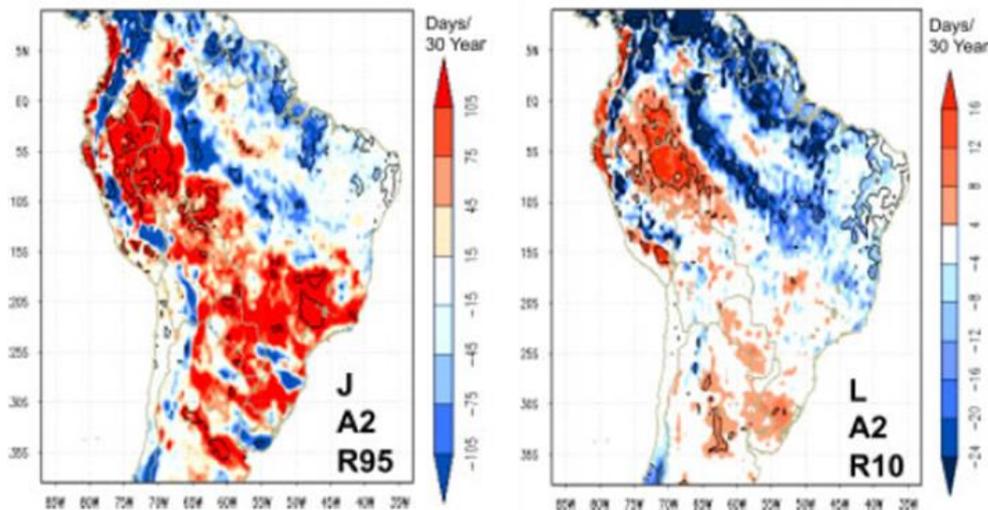
Os resultados refletem um incremento dos dias com chuva extrema em ambos cenários, somando entorno de três dias ao ano. Enquanto aos dias úmidos são projetados valores de incremento anuais próximos a zero em ambos cenários.

Figura 39. Variação nos dias com chuva extrema (esquerda) e nos dias chuvosos para o cenário B2 para 2071-2100 em relação a 1961-1990.



Fonte: Future change of temperature and precipitation extremes in South America, J. A. Marengo.

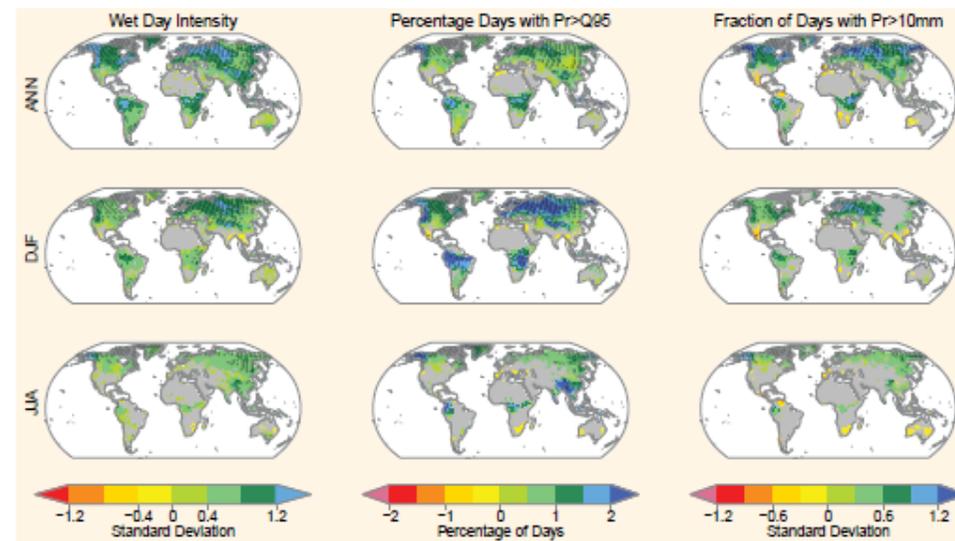
Figura 40. Variação nos dias com chuva extrema (esquerda) e nos dias chuvosos para o cenário A2 para 2071-2100 em relação a 1961-1990.



Fonte: Future change of temperature and precipitation extremes in South America, J. A. Marengo.

O IPCC em seu documento “Managing the risk of extreme events and disaster to advance climate change adaptation” indica que há uma baixa certeza sobre as projeções das precipitações extremas na América Central e na América do Sul em geral. Na Figura 41 imagem é visível na coluna da esquerda um desvio padrão na intensidade de dias com chuva de 0 a 0.4 nos 17 modelos de projeção utilizados, o que significa que os modelos dão valores próximos a média, ainda projetando um ligeiro aumento deste valor.

Figura 41. Variação na intensidade da chuva (esquerda), a porcentagem dos dias com chuva extrema (centro) e na porcentagem de dias com chuva (>10mm). Estes dados são representados como médias anuais (acima), meses de dezembro a fevereiro (centro) e de junho a agosto.



Fonte: Managing the risk of extreme events and disaster to advance climate change adaptation: IPCC

Segundo o Quinto Informe de Avaliação do IPCC (AR5) as precipitações máximas poderiam estar mais relacionadas com o aumento da temperatura. Apesar de não se ter certeza sobre esta relação o informe calcula a relação entre as duas variáveis resultando em um valor médio de 5-10% de incremento da precipitação máxima por cada grau centígrado de aumento de temperatura. No caso de Palmas é esperado um aumento de até 20% das precipitações máximas, sabendo que se espera um incremento de 1,5 a 2°C da temperatura a 2050.

Como conclusão, a grande maioria dos modelos, tanto globais como regionais projetam uma diminuição das precipitações médias em Palmas, isto por si só não é indicativo de uma diminuição das precipitações máximas na mesma proporção, em sentido contrário, é esperado que o número de dias úmidos seja ligeiramente maior, o que poderia indicar uma ocorrência das precipitações máximas maior ao das precipitações médias, contudo, isto não

teria que suceder necessariamente assim. Por último a relação entre a temperatura e as precipitações extremas indicam que correlação, ou seja, aumentando a temperatura poderia aumentar a ocorrência de eventos de chuva, mesmo que exista muito pouca confiança nesta relação.

A Tabela 19 apresenta um resumo das projeções com suas distintas variáveis, discutidas anteriormente para os distintos cenários e modelos analisados.

Tabela 19. *Resumo dos resultados obtidos nos distintos modelos de projeção e cenários de emissão estudados*

Fonte	Variável estudada	Cenário de emissão	Modelo climático	Valor	Período
IPCC; AR5	Precipitações medias	RCP 4.5 RCP 8.5	(35-42) GCMs	50% modelos<-10% precip 75% modelos<+10% precip	2046-2065
Nobre et al.	Precipitações medias	A2	15 GCMs	60% diminuição 13% incremento 27% igual	2071-2099
INPE	Precipitações medias	A1B	RCM: Eta-CPTEC	de -30% -20%	2041-2070
Banco Mundial	Precipitações medias	A2	9 GCMs	-0.70%	2040-2059
		B1	9 GCMs	-1.40%	2040-2059
Banco Mundial	Dias com chuva	A2 / B1	9 GCMs	+24.8 / +19.6	2040-2059
Banco Mundial	Dias com chuva extrema	A2 / B1	9 GCMs	+0.0 / +2.4	2040-2059
Banco Mundial	Dias sim chuva	A2 / B1	9 GCMs	-2.0 / -2.0	2040-2059
J.A. Marengo	Dias com chuva	A2 / B2	HadRM3P	-0.2 / -0.7	2071-2100

Fonte	Variável estudada	Cenário de emissão	Modelo climático	Valor	Período
J.A. Marengo	Dias com chuva extrema	A2 / B2	HadRM3P	-+0.5 / +1	2071-2100
IPCC	Dias com chuva	A2 / B2	17 GCMs	No disponível	2081-2100
IPCC	Dias com chuva extrema	A2	17 GCMs	Ligeiro incremento	2081-2100

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Em geral, a situação mais provável é uma diminuição da quantidade total de precipitação, e das precipitações média, visto que há uma incerteza quanto a ocorrência de eventos extremos, estes não foram considerar para o cálculo de ameaça e de risco de inundação o efeito da Mudança Climática.

3.3 Estudo Hidráulico

3.3.1 Descrição do modelo

A hipótese aceita habitualmente para a determinação do regime de profundidades em um canal é a de que seu fluxo é unidimensional, podendo estimar o nível de água supondo o regime permanente para o canal. Esta hipótese é precisa quando se pode supor que o rio permanece dentro do canal e não transborda para as várzeas, transbordamento que conduz a incrementar extraordinariamente a laminação. Além disto, a aplicação desta hipótese permite estabelecer uma relação biunívoca entre o nível e o canal e, portanto, entre este último e os limites das zonas inundadas. Com isto a gestão das zonas inundáveis e o tratamento dos níveis de avenida e superfícies afetadas ficaria facilitada. O fato de que o fluxo na fatura de inundação não contribui realmente para o transporte hidráulico pode independe do regime permanente.

O HEC-RAS é o modelo mais tradicional que cumpre com as condições anteriores, incluindo a possibilidade de considerar coeficiente de rugosidade variável ao longo da seção

transversal e outra grande quantidade de aspectos que influem no regime. Este modelo assume que o cálculo do campo de velocidades é unidimensional, admitindo a inclusão de zonas de armazenamento no canal que permitem determinar um efeito de laminação, pelo que foi denominado modelo quase-2D.

De acordo com o exposto, a determinação da altura da lâmina de água no canal associada a cada canal foi realizada a partir do modelo matemático HEC-RAS (Versão 4.1), Water Surface Profiles, River Analysis System. As principais hipóteses assumidas no modelo são:

- Fluxo estacionário: não há variação do calado ou a velocidade com o tempo.
- Fluxo gradualmente variado: conduz a uma distribuição hidrostática de pressões.
- Fluxo unidimensional: assume apenas a componente da velocidade da direção do fluxo, mesmo que, como indicado anteriormente, a aplicação permita criar efeitos de laminação e armazenamento.
- As inclinações devem ser pequenas, menores de 1/10 de maneira que $\cos \theta \approx 1$ e a profundidade vertical é representada pela altura de pressão.
- Os contornos são rígidos, não admitindo erosão ou sedimentação no canal.

O procedimento de cálculo está baseado na resolução da equação da conservação da energia, com perdas de fricção avaliadas pela fórmula de Manning, em passos sucessivos, procedimento conhecido como Standard Step Method.

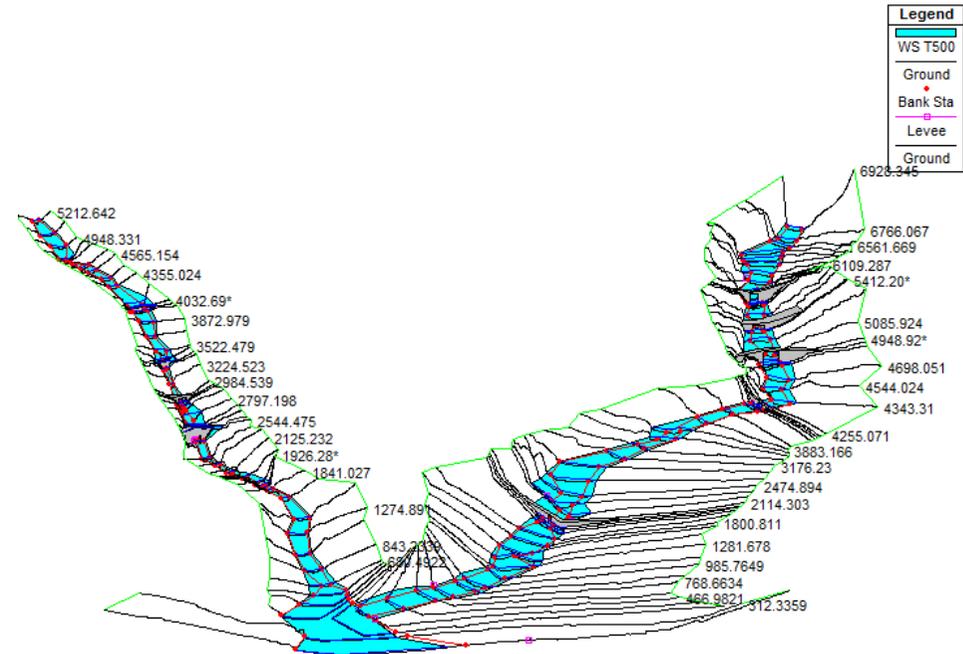
A fórmula utilizada para o cálculo das perdas de fricção (fórmula de Manning) é a seguinte:

$$I = \frac{n^2 v^2}{R_H^3}$$

Onde:

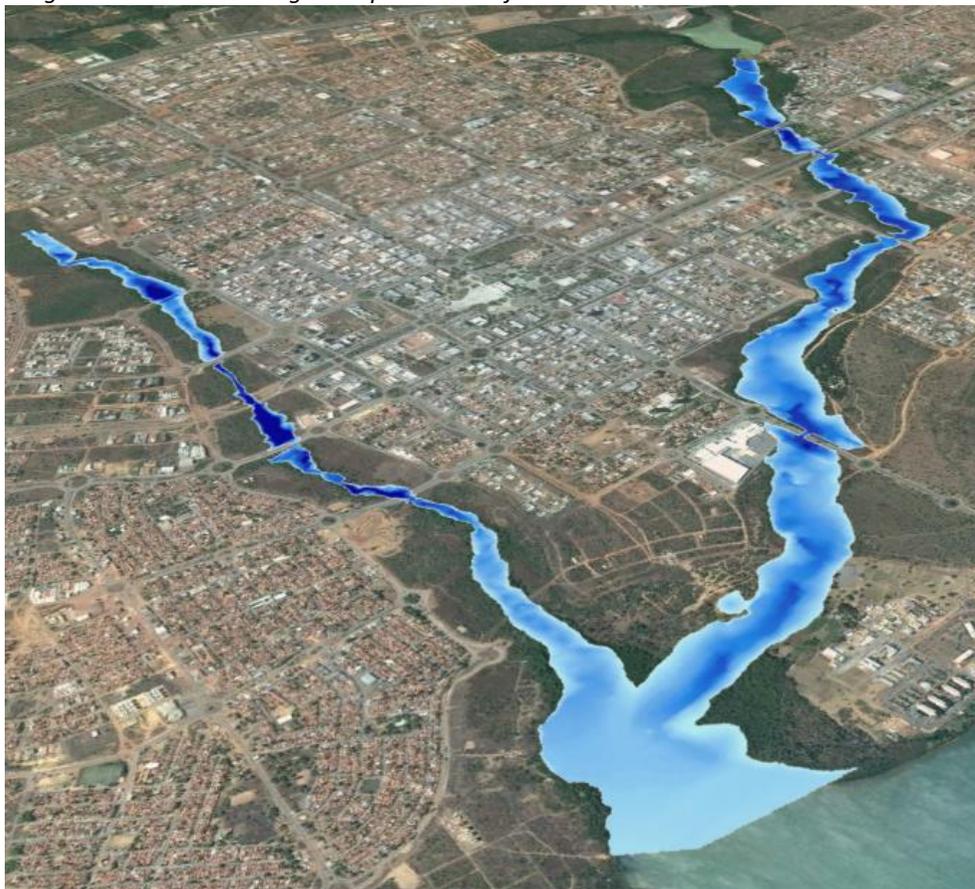
- I= Pista da linha de energia, em tanto por um
- n= Coeficiente de rugosidade de Manning
- v= Velocidade, em m/s
- RH= Rádío hidráulico, em m

Figura 42. Modelo HEC-RAS do Córrego Comprido e seus afluentes



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 43. Córrego Comprido e sus afluentes



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.3.2 Condições de contorno

Para o cálculo do regime de profundidades no canal é necessário estabelecer as condições de contorno das águas acima e abaixo dos trechos estudados. A condição de contorno de águas acima dos trechos será a de profundidade normal, considerando a inclinação do canal de águas acima da primeira seção. Para as águas abaixo, para os afluentes dos rios estudados, a condição de contorno adota é igual à da profundidade no afluente e no canal principal no ponto de conexão. Para o último trecho, a condição será o nível do mar ou o nível esperado no rio.

3.3.3 Limitações do modelo

O modelo digital do terreno foi efetuado a partir de linhas de nível a cada metro, este modelo não reflete as cotas do terreno que se encontram permanentemente submersas como consequência da cota de inundação do lago, ou seja, não há a batimetria destas zonas, pois estas seções representam-se com o fundo plano a cota de água.

Para suprir esta falta de informação topográfica, partiu-se da hipótese de que a parte da seção que está permanentemente submersa não colabora com o transporte da vazão de chuva ao estar sempre inundado, mas ajuda diminuindo o racionamento de água com a base. Esta simplificação não é válida para aprovar um projeto de construção ou de infraestruturas, mas é considerado suficientemente válida para ter uma ideia das zonas inundáveis e a capacidade do canal para transportar as vazões de avenida.

3.4 Análise da periculosidade por inundações

A análise da periculosidade por inundações está relacionada não somente com as zonas inundáveis, mas também com as velocidades alcançadas em cada ponto, por exemplo, considera-se mais perigosa uma pequena área com profundidade maiores de um metro e altas velocidades que uma grande área com velocidades baixas e profundidade menores de meio metro.

Assim, diversos estudos delimitam o risco em função da velocidade e da profundidade, responsáveis pelo fenômeno de virada ou deslizamento. Portanto, para determinar o risco em cada ponto de estudo se tomará em conta as profundidades e as velocidades assim como a função de como ambas podem aumentar o risco. Para isto foram assumidos diferentes níveis de calado, velocidades e profundidades, conforme Figura 44, Figura 45 e Figura 46.

Figura 44. Critérios de periculosidade de ornamentação máxima: referências a nível mundial

Fuente	Referencia	Y_{max} (m)
Urban Storm Drainage Criteria Manual. Urban Drainage and Flood Control District. Denver, Colorado (EE. UU.)	Wright-Mc Laughlin, 1969	0.45
Control del desarrollo urbano en las zonas inundables (España)	Témez, 1992	1.00
Clark County Regional Flood Control District (CCRFCD). Hydrological criteria and drainage design manual. Clark County (EE. UU.)	CCRFCD, 1999	0.30
Criterio de Mendoza (Argentina)	Nania, 1999	0.30
Agricultural and Resource Management Council of Australia and New Zealand (ARMC). Floodplain Management in Australia (Australia y Nueva Zelanda)	ARMC, 2000	1.20 – 1.50
Risques Hydro-météorologiques, crues et inondations / risque, aléa et vulnérabilité / DDS-TUE364/9 (Suiza)	Belleudy, 2004	0.00 – 1.00
PICBA06: Plan Integral de Alcantarillado de Barcelona 2007 (España)	CLABSA, 2007	0.06
Road Drainage Manual, National Transport Commission (Republica de Sud África)	Rooseboom <i>et al.</i> , 1981	0.06
Piano di bacino stralcio per la difesa idraulica e idrogeologica (Italia)	Región Liguria, 1993	1.00 – 2.00

Fonte: Critérios de risco associado ao escoamento urbano, Universidade Politécnica de Catalunya.

Figura 45. Critérios de periculosidade de velocidade máxima: referências a nível mundial

Fuente	Referencia	V_{max} (m/s)
Control del desarrollo urbano en las zonas inundables (Spain)	Témez, 1992	1.00
Agricultural and Resource Management Council of Australia and New Zealand (ARMC). Floodplain Management in Australia (Australia y Nueva Zelanda)	ARMC, 2000	1.50
Risques Hydro-météorologiques, crues et inondations / risque, aléa et vulnérabilité / DDS-TUE364/9 (Suiza)	Belleudy, 2004	0.25 - 1.00
Piano di bacino stralcio per la difesa idraulica e idrogeologica (Italia)	Región Liguria, 1993	0.30 – 0.70

Fonte: Critérios de risco associado ao escoamento urbano, Universidade Politécnica de Catalunya.

Figura 46. Critérios de periculosidade de ornamentação (m) e velocidade (m/s): referências a nível mundial

Fuentes	Referencias	Expresión
Federal Emergency Management Agency (FEMA). The floodway: a guide for community permit officials (EE. UU.)	FEMA, 1979 y 1997	$v \cdot y \leq 0.56$
Australia Runoff and Runoff. A guide of flood estimation. Vol. 1&2 (Australia)	Institution of Engineers (1987)	$v \cdot y \leq 0.40$
Human Stability in a High Flood Hazard Zone. AWRA Water Resources Bulletin (EE. UU.)	Abt <i>et al.</i> , 1989	$v \cdot y \leq (0.50)$ (para monolite)
Human Stability in a High Flood Hazard Zone. AWRA Water Resources Bulletin (EE. UU.)	Abt <i>et al.</i> , 1989	$v \cdot y \leq 0.0929 [e^{0.002(2.2M \cdot H / 25.4) 1.09}]^2$
Management urban development in floodplain (España)	Témez, 1992	$v \cdot y \leq 0.50$
Clark County Regional Flood Control District (CCRFCD). Hydrological criteria and drainage Design manual. Clark County (EE. UU.)	CCRFCD, 1999	$v \cdot y \leq 0.55$
PhD Dissertation. Tech. Univ. of Catalonia (España)	Nania, 1999	$v^2 \cdot y \leq 1.00$
PhD Dissertation. Tech. Univ. of Catalonia (España)	Nania, 1999	$v \cdot y \leq 0.45$
EU-Project RESCDAM. Helsinki PR Water Consulting (Finlandia)	Reiter, 2000	$v \cdot y \leq (0.25 - 0.70)$
EU-Project RESCDAM. Helsinki University of Technology. Finnish Environment Institute. Finlandia	Karvonen <i>et al.</i> , 2000	$v \cdot y \leq 0.006HM 0.3$ (Condiciones buenas) $v \cdot y \leq 0.004HM 0.2$ (Condiciones normales) $v \cdot y \leq 0.002HM 0.1$ (Condiciones malas)
Department of Infrastructure, Planning and Natural Resources (DIPNR). NSW Floodplain Development Manual. South Wales Government, Sydney, Australia.	DIPNR, 2005	$v \leq 3.3y + 2.7$ Limites: $v \leq 2$; $y \leq 0.8$
Flood Risks to People Project (Phase 2) Department for Environment Food and Rural Affairs, Reino Unido.	Ramsbottom <i>et al.</i> , 2006.	Peligrosidad hidráulica = $y(v + 0.5) + DF$ (DF: Debris Factor entre 0-1) 0.75 – 1.5 : Peligro para algunos 1.5 – 2.5 : Peligro para muchos > 2.5 : Peligro para todos

Fonte: Critérios de risco associado ao escoamento urbano, Universidade Politécnica de Catalunya.

Uma vez determinada a profundidade e a velocidade para cada probabilidade de ocorrência mediante o modelo HEC-RAS, foram gerados rásteres para obter estes dados de forma espacial e poder representar as zonas de perigo. Concretamente foram extraídos de cada modelo um ráster de velocidades e outro de profundidades e mediante uma aplicação SIG onde foram representados os pontos que alcançam uma determinada profundidade e sua combinação com a velocidade estabelecida como perigosa.

Para este estudo foram considerados como zonas de periculosidade alta todas as que o ornamento alcança 1 metro de profundidade, que a velocidade supera 1 m/s ou que o produto de ambas supera os 0.5 m/s², resultando nas Figura 47, Figura 48 e Figura 49.

Figura 47. Regime de profundidade no Córrego Comprido para um período de retorno de 100 anos



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 48. Regime de velocidades no Córrego Comprido para um período de retorno de 100 anos



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 49. Periculosidade no Córrego Comprido para um período de retorno de 100 anos



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

3.5 Resultados e conclusões

Foi efetuada a análise das vazões da Ilha de Florianópolis, mediante a realização de quatro modelos matemáticos com o software HEC-RAS. Além disto, foi desenvolvido um modelo unidimensional do canal principal e afluentes. As seções transversais foram baseadas em um MDT da zona de estudo, a partir da qual foi possível obter, entre outros valores, as profundidades e velocidade para cada uma das seções transversais em função das vazões de avenida dos períodos de retorno analisados para este estudo, conforme descrito no Item “Estudo Hidrológico”.

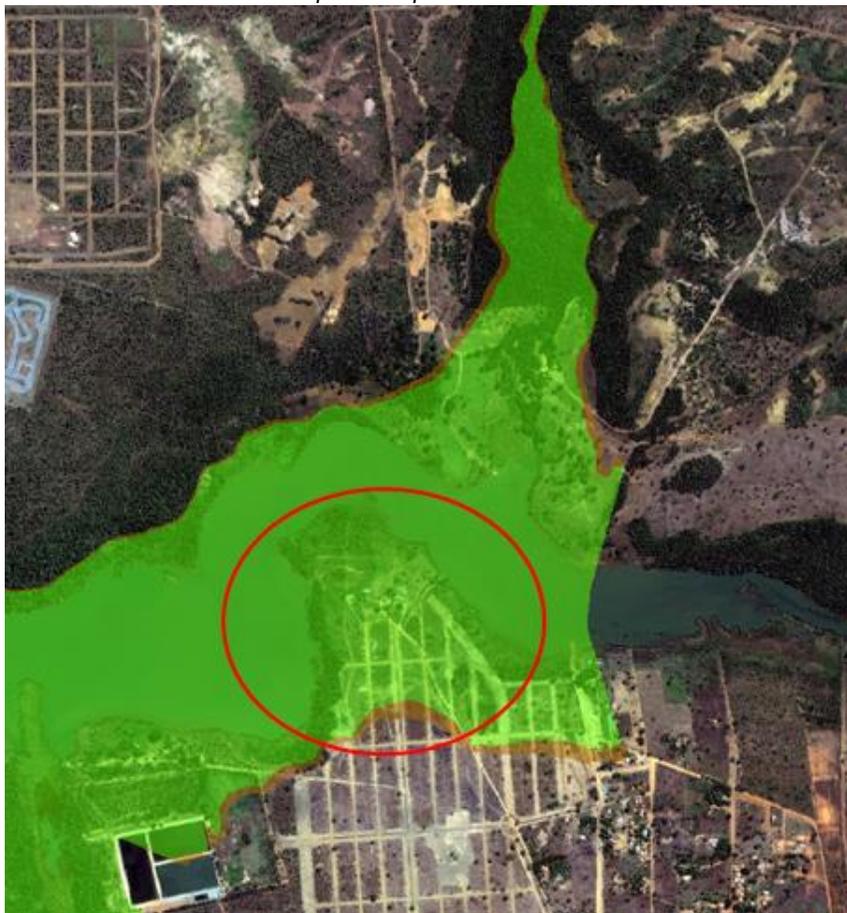
Os dados de profundidades e velocidades foram tratados mediante ferramentas de informação geográfica (SIG), obtendo como resultados diferentes lâminas de inundação em planta sobre ortofoto.

Na cidade de Palmas podemos distinguir dois tipos de resultados obtidos da análise para cada canal para um período de retorno de 500 anos em que se limitam os riscos deste estudo. Uma vez analisadas as manchas de inundação para este período de retorno e suas possíveis condições e riscos observamos que:

- Neste primeiro caso são integrados praticamente todos os canais, onde podemos destacar a ausência de condições generalizadas tanto no canal principal como nas diferentes planícies de inundação que foram afetadas, para o fluxo da avenida do período de retorno anteriormente comentado. Isto não implica no emprego de medidas estruturais, nem no âmbito da obra civil, tampouco no possível deslocamento e remobilização de pessoas. Dentro deste cenário estão o Córrego Das Porteiras; Córrego Comprido; Córrego de Prata; Córrego Suçupara.
- O Ribeirão Taquaruçu Grande obedece ao caso contrário do que ocorre no grupo anterior, a área de inundação afetada sendo uma área urbanizada, incluída na zona de periculosidade, de modo que se propõe deslocar a população afetada para zonas fora de risco natural, como medida de mitigação. Esta decisão foi motivada por diferentes causas tais como, a condição mínima residencial, localização na em uma área pouco desenvolvida (baixa densidade de habitações), ou quando o custo da proposta de uma possível atuação sobre as estruturas ou pontes existentes analisadas no canal seja muito elevado, superior ao custo de remanejamento da população.

A seguir é apresentada uma imagem da área afetada, em que podemos distinguir na cor verde toda a área catalogada de alta periculosidade, e em cor marrom de baixa periculosidade.

Figura 50. Periculosidade na área afetada de habitações no Ribeirão Taquaruçu Grande para um período de retorno de 500 anos



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

De acordo com os resultados obtidos foi comprovado que os canais de cheia não comportam a demanda de drenagem atual. Também foi estimado que esta situação irá piorar com o aumento de novas construções oriundas do desenvolvimento da cidade, já que a ocupação do entorno direto da bacia diminuiria a infiltração da água e por consequência geraria um maior canal de escoamento.

Outras possíveis medidas de mitigação são tratadas com maior detalhe no item “Recomendações relacionadas com as inundações fluviais”.

4 SECA

4.1 Introdução

No item 3.2.7 Projeções de precipitações devido as alterações do clima foi visto que a maioria dos modelos de circulação tanto globais como regionais projetam uma diminuição das precipitações médias. Em consequência desta diminuição pode aumentar a seca, fenômeno que não ainda não se apresenta como uma ameaça nos dias atuais, mas que pode ser agravado no horizonte de 2050, visto que esta diminuição da precipitação poderia afetar no balance hídrico do município.

Para esta análise não se pretende obter valores exatos, apenas obter uma ordem de magnitude tanto da demanda como da disponibilidade de água para o ano de referência, sendo assim possível verificar a hipótese de que independente do cenário pessimista o balanço hídrico continua sendo positivo.

4.2 Cálculo da demanda

O cálculo da demanda depende de três fatores fundamentais, o número total de população projetado para o ano referência, o consumo per capita (hab/dia), e as perdas na rede de distribuição. Para a estimativa da população no ano 2050 vão ser considerados os resultados obtidos no Estudo 3, resumidos na Figura 51.

Figura 51. População atual e projetada por distintos estudos e pelo consórcio IDOM-COBRAPE realizada no Estudo 3 deste contrato

	População 2010	População 2020	População 2030	População 2040	População 2050	
Tocantins	1.383.445	1.599.316	1.736.235			IBGE, 2013
Palmas	228.332	303.579	376.941	429.343		PMSB, 2014 - Cenário Otimista
		300.552	384.063	491.992	559.029	Consórcio IDOM-COBRAPE
Porto Nacional	49.146	59.865	79.463	137.899	146.173	PMMAE, 2013 - Cenário Otimista
		57.404	71.663	95.577	127.896	Consórcio IDOM-COBRAPE
Setor Palmas Norte		209.668	287.614	394.386	449.654	Consórcio IDOM-COBRAPE
Setor Palmas Sul	222.045	110.799	137.575	156.700		PMSB, 2014 - Cenário Otimista
		90.884	96.449	97.536	109.375	Consórcio IDOM-COBRAPE
Setor Luzimangues	2.310	6.759	18.077	69.107	93.662	PMMAE, 2013 - Cenário Otimista
		4.953	13.985	41.970	67.540	Consórcio IDOM-COBRAPE
	IBGE, 2010					

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Para a obtenção do consumo per capita diário foi considerado os dados do “Plano Municipal de Saneamento Básico” volume II realizado em outubro de 2013, em que recolhem os seguintes dados da Concessionária para o ano 2012. De acordo com este documento o consumo per capita de Palmas é por volta de 181 l/hab/dia para a região central e sul (Tabela 20).

Tabela 20. Consumo per capita

LOCALIDADE	l/hab/dia
SEDE MUNICIPAL (Região Central)	160
SEDE MUNICIPAL (Região Central + Sul)	181
SEDE MUNICIPAL (Região Sul)	127
DISTRITO de Taquaruçu	125
DISTRITO de Buritirana	107

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Segundo documento sobre consumo de água realizado pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), o regulamento técnico do setor de água potável e saneamento da Colômbia (RAS-2000), e as recomendações do Ministério de Obra Pública e Habitação na Espanha, as projeções de consumo per capita tendem a não serem estáveis, crescendo na medida em que aumenta a população local. Possivelmente isto se dá em parte pela relação estabelecida entre o consumo e o desenvolvimento econômico, defendida pelo documento “Future long-term changes in global water resources driven by socio-economic and climatic changes. Hydrological Sciences Journal” (Alcamo et al.) Por outro lado, embora não tenha sido considerado neste estudo, é esperado que uma estrutura correta tarifada possa ter um impacto positivo no consumo de água potável.

Além disso, os efeitos das mudanças climáticas podem, por sua vez, aumentar a demanda, especialmente para irrigação necessária devido ao aumento das temperaturas, que segundo o modelo ETA-CPTEC do INPE poderiam aumentar em mais de 3°C, aumentando, portanto, a evapotranspiração. Por outro lado, o aumento de dias chuvosos poderia compensar esta nova demanda.

A partir do exposto, prevê-se um aumento do consumo per capita a 2050 para 200 l/hab/dia para garantir um grau de segurança na obtenção do grau de magnitude do balanço hídrico em questão.

O Plano Municipal de Saneamento Básico” mencionado anteriormente, apresenta também os índices de perdas no sistema de distribuição (IPD) obtidos do Banco de Dados da Concessionária para o ano 2012. Segundo o documento o sistema municipal de distribuição de água perde 33,44% do total disponibilizado (Tabela 21).

Tabela 21. Índices de perdas no sistema de distribuição

LOCALIDADE	IPD
SEDE MUNICIPAL (Região Central + Sul)	33.04
DISTRITO de Taquaruçu	37.5
DISTRITO de Buritirana	34.44
IPD MÉDIO	33.44

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Diante do alto nível de perdas do sistema municipal, o município colocou como meta reduzir estes índices de perdas até 30% em 5 anos, até 25% em 10 anos e até 20% em 20 anos, não obstante, para os cálculos de demanda será considerado o dado atual, mais conservador de 33.44 %.

Diante destes três componentes foi possível estimar o consumo total esperado para o ano 2050, conforme apresentado na Tabela 22. Como referência para comparação, a Tabela 23 traz os dados do consumo de água para o ano 2010.

Tabela 22. Consumo total para o ano de 2050

Ano	2050
Habitantes	559.029
Consumo per capita (l/hab.dia)	200
Perdas na distribuição (%)	33,44

Ano	2050
Consumo diário (m³/dia)	149.194
Consumo anual (m³/ano)	54.455.686

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Tabela 23. Consumo total para o ano de 2010

Ano	2010
Habitantes	222.045
Dotação (l/hab/dia)	180
Perdas na rede (%)	33,44
Consumo diário (m3/dia)	53.333
Consumo anual (m3/ano)	19.466.703

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

4.3 Estimativa do volume de água disponível

O sistema de abastecimento de água do município é composto das seguintes estruturas de captação superficial, poços e estações purificadoras de água (Figura 52). Os volumes produzidos por cada uma das estações purificadoras são indicados na Tabela 24.

De acordo com estes dados a quantidade de água subterrânea total captada e potável é por volta de 15% e a capacidade das estações que extraem água de poços é de aproximadamente 7% do total coletado no município.

Figura 52. Localização das principais estruturas de abastecimento de águas.



Fonte: Prefeitura Municipal de Palmas.

Tabela 24. Água purificada em cada ETA em 2012

Mês	ETA 003 Água Fria	ETA 005 Brejo Comprido	ETA 006 Taquaruçu	ETA 008 Poços Vila União	ETA 008 Poços Taquary	ETA 009 Distrito de Taquaruçu	ETA 007 Distrito de Buritirana	TOTAL
	m3/dia	m3/dia	m3/dia	m3/dia	m3/dia	m3/dia	m3/dia	m3/dia
Janeiro	7.560	6.960	49.976	2.520	8.844	889	120	76.869
Fevereiro	7.560	6.960	49.976	2.520	8.844	889	120	76.869
Março	7.560	6.960	49.976	2.520	8.844	889	120	76.869
Abril	7.560	6.960	49.976	2.520	8.844	889	120	76.869
Maiο	7.560	6.960	49.976	2.520	8.844	889	120	76.869
Junho	6.120	6.048	49.976	2.520	8.844	889	120	74.517
Julho	4.320	5.400	49.976	2.520	8.844	889	120	72.069
Agosto	3.600	4.752	49.976	2.520	8.844	889	120	70.701
Setembro	3.240	4.752	49.976	2.520	8.844	889	120	70.341
Outubro	4.320	5.400	49.976	2.520	8.844	889	120	72.069
Novembro	6.480	6.996	49.976	2.520	8.844	889	120	75.825
Dezembro	7.560	6.960	49.976	2.520	8.844	889	120	76.869

Fonte: PMSB Palmas.

A relação entre a capacidade de armazenamento de água e a quantidade produzida por dia mostra que a relação entre a água tratada e a armazenada não chega a 0,5. Quando analisada a relação entre a capacidade de armazenamento e o volume diário consumido este valor aumenta para 0,6.

Tabela 25. Capacidade de armazenamento de água potável

Sistema	Origem da água	Reservatório	Capacidade (m3)
Sede Municipal (Região Central + Região Sul)	ETA 003	RAP 002	10.000
	ETA 005	RAP 001	10.000
	ETA 006		
	ETA 006	CR-001	4.000
	ETA 006	Pulmão ETA 006	5.000
	Vários	Vários	200
	ETA 008	RAP 006	500
	ETA 009	CR 01-OPERACIONAL	1.600
	Subtotal		31.300
Distrito de Buritirana	MINAS	RAP 001	10
	RAP 001	REL 001	70
	Subtotal		80
Distrito de Taquaruçu	ETA 007	RAP 012	200
	RAP 012	REL 012	50
		REL 018	200
	Subtotal		450
TOTAL GERAL		31.830	

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

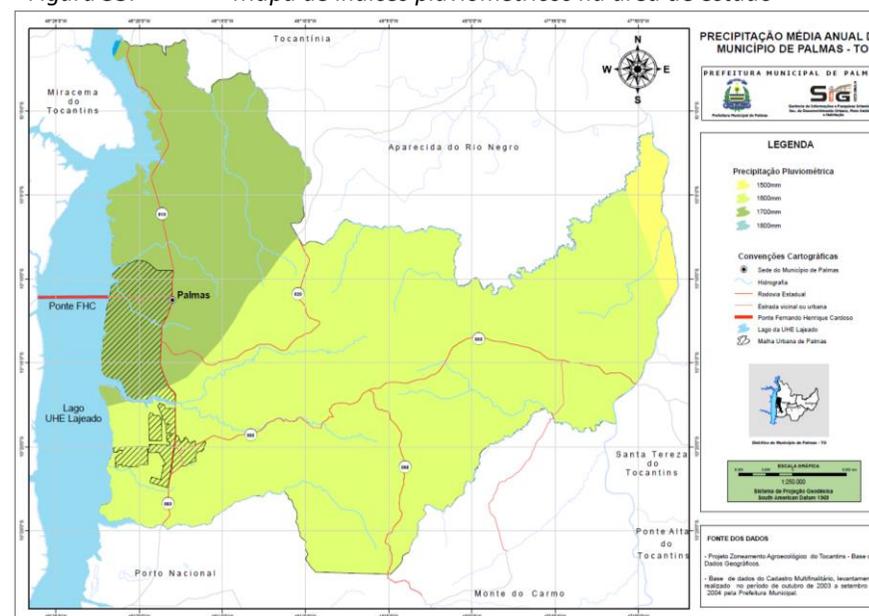
Mesmo que não seja expressa tal qual no mencionado documento, entende-se que os consumos per capita incluem aqueles consumos que não mensurados por não estarem

sujeitos à cobrança, tais como irrigação de jardins e a limpeza de ruas. Assim, a diferença entre o consumo calculado (Tabela 23) e a água produzida (Tabela 24), deve corresponder ao consumo industrial, aumentando o consumo anual médio para 27.275.720 m³.

4.3.1 Análise Pluviométrica

Independentemente do estado das estruturas de abastecimento do município, estruturas de captação, poços, estações purificadoras, redes de distribuição, etc., estas não podem cumprir com a demanda se a água da chuva que abastece todo o sistema não for suficiente. Assim, de acordo com o plano de precipitação média do município de Palmas realizado pela Prefeitura é possível notar que a precipitação média anual nas bacias que estão em zonas de captação do sistema varia entre 1600 mm e 1700 mm.

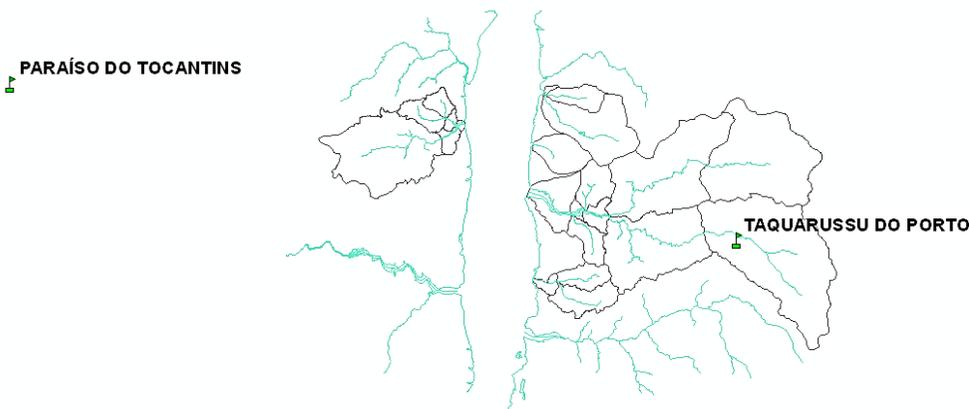
Figura 53. Mapa de índices pluviométricos na área de estudo



Fonte: PMP.

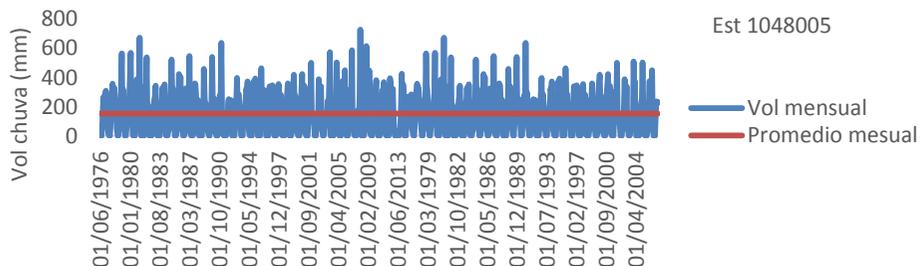
De acordo com os dados da estação da Agência Nacional de Águas (ANA) 1048005 “Taquaruçu do Porto” (Figura 54), situada na zona de influência das bacias vertentes, os 807 registros de eventos mensais registrados entre 1976 e 2006, resultam em um valor médio mensal de 151,91 mm, que multiplicado por 12 faz uma média anual de 1822.92 (Figura 55).

Figura 54. Mapa estações pluviométricas âmbito de estudo



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 55. Precipitação mensal acumulada na estação de influência



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

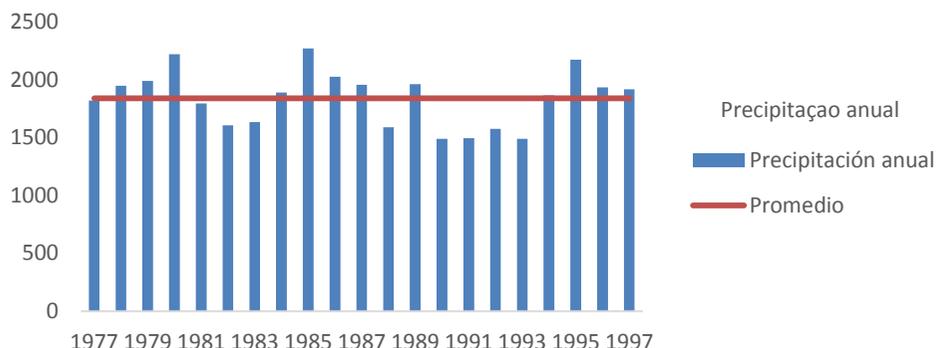
Foi analisada também a média de precipitação acumulada anual, da série contínua com dados anuais completos, tendo sido descartados os anos com algum mês errado ou vazio. Como resultado, encontrando-se a série mais longa entre 1977 e 1997 dando um valor médio de 1839,69 mm (Tabela 26 e Figura 56).

Tabela 26. Precipitação anual acumulada

Ano	Total anual (mm)	Ano	Total anual (mm)
1977	1819,7	1988	1589,6
1978	1948,4	1989	1961,2
1979	1988,5	1990	1489,1
1980	2219,2	1991	1494,2
1981	1795,3	1992	1575
1982	1605,5	1993	1489,8
1983	1632,2	1994	1863,5
1984	1888,1	1995	2173,6
1985	2268,9	1996	1934,4
1986	2026,2	1997	1915,6
1987	1955,6		

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 56. Precipitação anual acumulada na estação de influência



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Para a análise da precipitação anual média considerou o dado mais baixo dos dois analisados, o que corresponde à média dos valores mensais disponíveis multiplicado por 12, de forma que foi adotado o valor de média anual igual a 1822,92 mm.

A Tabela 27 indica a área que abrange das bacias de captação dos rios Taquaruçu, Água Fria, Comprido, Suçuapara e Taquari.

Tabela 27. Áreas de abrangência de cada bacia

Bacias	Áreas (km ²)
Água Fria	89
Comprido	47
Suçuapara	12
Taquaruçu	435
Taquari	18
TOTAL	601

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

4.3.2 Balanço hídrico anual

A partir do levantamento anterior foi possível obter o número preliminar da quantidade média de água de chuva disponível para cada ano, para isto é considerado de forma conservadora que somente a água de escoamento superficial é captada, mesmo que como foi visto o sistema dispõe de poços na bacia baixa do Rio Taquari. Para isto considera um coeficiente de escoamento médio anual, este coeficiente dependerá da distribuição da chuva durante o ano, sabendo que eventos mais intensos dão maiores valores de escoamento, igualmente para chuvas prolongadas no tempo, já que em época chuvosa o solo se encontra saturado e a capacidade de retenção é menor. Diante disto, adotou-se o valor conservador de 0,3, o que significa que 70% do que chove é considerado como retido no terreno e na vegetação, infiltrado ou preso nas depressões do terreno e em rachaduras. Para o modelo realizado na bacia de Taquaruçu para um período de retorno de 2 anos o coeficiente de escoamento das bacias estudadas adotado variou entre 0,3 e 0,45.

Assim, foi possível obter os seguintes dados de vazão de escoamento anual:

$$Q = C \cdot I \cdot A = 0.3 \cdot 1822,92 \frac{l}{m^2 \text{ año}} \cdot 601 km^2 \cdot \frac{1000^2 m^2}{1 km^2} \cdot \frac{1 m^3}{1000 l} = 328.672.476 m^3/ano$$

O que implica em uma diferença entre o consumo atual para o ano 2010 (19,5 hm³) e a disponibilidade de água de chuva (328,7 hm³) de 309,2 hm³, ou seja, a disponibilidade de água de chuva é quase 17 vezes o consumo de água residencial. Em relação ao consumo de água total incluindo os demais usos, esta proporção diminui até 12.

Na parte “Projeções de precipitações devido as alterações do clima” mostra como a maioria dos modelos de circulação tanto globais como regionais projetam uma diminuição das precipitações médias, o dado mais conservador neste sentido é do modelo regional Eta-CPTec desenvolvido pelo INPE, dando um valor de até 30% na redução da precipitação. Isto implicaria que a precipitação anual média para o ano 2050 poderia estar reduzida até um valor de 1276,04 mm.

Segundo as projeções de variação de dias úmidos estes poderiam aumentar o que poderia ser entendido como um aumento do coeficiente de escoamento médio visto que o solo acumularia umidade. No entanto não foi considerado este aumento já que a precipitação

anual diminuiria, mantendo, portanto, o coeficiente em 0,3 para o ano 2050, de acordo com os resultados de escoamento de água disponível:

$$Q = C \cdot I \cdot A = 0.3 \cdot 1276,04 \frac{l}{m^2 \text{ año}} \cdot 601 km^2 \cdot \frac{1000^2 m^2}{1 km^2} \cdot \frac{1 m^3}{1000 l} \\ = 230.070.733 m^3/ano$$

Este cálculo supõe uma diferença entre o consumo de água residencial projetado para o ano 2050 (54,5 hm³) e o volume de chuva médio anual (230,1 hm³) de 175,6 hm³, ou seja, a disponibilidade de água de chuva para o ano 2050 é de 4 vezes o consumo de água residencial. A respeito da água total consumida, supondo a mesma proporção entre água residencial e industrial, isto é 40% maior, o consumo ascenderia a 76,3 hm³, o que supõe uma relação de água disponível frente a consumida de 3 vezes maior.

Com isto, não é esperado para o ano horizonte um problema de desabastecimento de água, inclusive quando adotadas hipóteses mais pessimistas: adotando o aumento de população, a redução das precipitações médias em 30% e desconsiderando a disponibilidade de água infiltrada nos dos poços de captação.

4.3.3 Balanço hídrico mensal

Acima foi concluído que a soma da água disponível é maior que a demanda de água anual, seja para o ano presente seja para o horizonte de 2050. No entanto, o regime de chuvas de Palmas é muito irregular, de tal forma que se faz necessário fazer uma análise do balanço hídrico mensal, para diagnosticar as instabilidades do sistema naqueles meses de menor oferta de água, tais como julho e agosto, onde as precipitações são quase inexistentes.

Inicialmente foi analisado a série histórica da estação de influencia a fim de obter o promédio mensal das precipitações de todos anos com dados registrados. De acordo com esta série histórica foi percebido um desequilíbrio entre os meses de maio a setembro (mais secos) e os meses de outubro a abril (mais chuvoso).

Sabendo que a escassez de chuva afeta também o estado de humidade do solo, que acaba diminuindo o escoamento da chuva em períodos de seca, pode afetar a oferta deste recurso em caso de escassez de água. Para este caso foi calculado o coeficiente em função do volume acumulado de chuva do mês referente e do mês anterior, variando o valor desde 0,35 para janeiro, até 0,15 para os meses de julho e agosto.

Para uma demanda constante ao longo do ano se considerou os dados disponíveis para o ano de 2012, em que o volume potável teve pouca variação ao longo deste ano. Para o cálculo da demanda a 2050 se considerou o aumento populacional e o aumento do consumo per capita, conforme exposto anteriormente.

Na Figura 57, a imagem da esquerda mostra em cinza o volume de escoamento da chuva e em amarelo a demanda ao longo do ano. É possível ver que nos meses chuvosos existe um superávit, enquanto que nos meses secos (julho e agosto) estas linhas quase que se sobrepõe, podendo inclusive apresentar quatro dias de déficit, que representariam uma demanda maior que a oferta.

Os indicadores ICES indicam que não houve seca nos últimos 10 anos, possivelmente porque parte do lençol freático oferta 15% da demanda local, e por isto os valores de escoamento poderiam ser maiores aos estimados (considerados bastante conservadores). Mesmo assim, é evidente que nos meses mais secos o balanço hídrico é menor.

O atual balanço hídrico na estação de seca, aproximado a zero, pode ainda ser agrado a futuro caso não seja tomada nenhuma ação mitigatória (imagem da direita da Figura 57), e ainda mais se considerar os efeitos das mudanças climáticas (imagem central da Figura 57). Em ambos os casos o balanço hídrico dos meses mais secos seria negativo, cujo déficit seria de 2,2 e 1,8 vezes o consumo mensal, respectivamente.

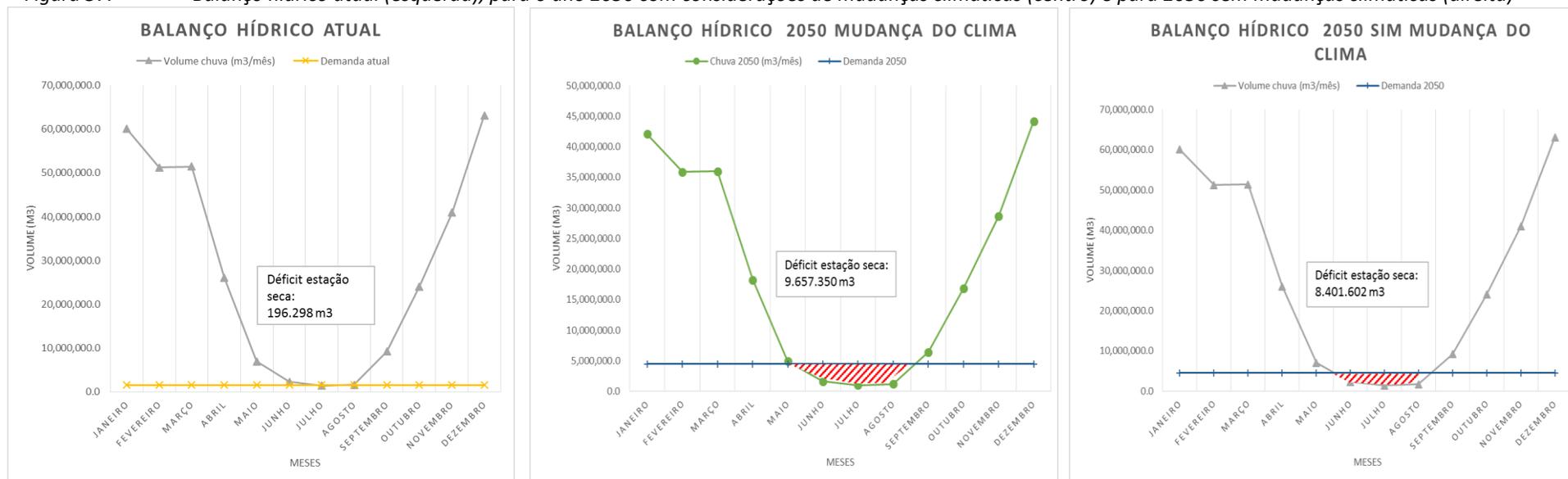
O município está consciente deste futuro problema, de modo que está avaliando a possibilidade de instalar um novo ponde de coleta de água superficial do lado na UHE Lajeado, ponto este abastecido pelo rio Tocantins, maior rio da região. Com isto se pretende, em primeiro momento, aumentar a capacidade de captação para 800 l/s, chegando ao final do cronograma com uma capacidade de 1040 l/s. Estas novas capacidades permitiriam eliminar a captação subterrânea e reduzir a captação do Taquaraçu, que está perto de seu limite máximo. Este planejamento precisaria de um novo reajuste no prazo de 20 anos em função da evolução da população do município, já que no atual cenário de crescimento esta medida seria insuficiente no horizonte de 2050 sem alterações climáticas no regime de chuvas.

Tabela 28. Balanço hídrico mensal para a situação atual e para o ano 2050 considerando o efeito das mudanças climáticas e o clima atual

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Precip. Media (mm/mês)	285.6	258.3	265.0	151.7	55.2	23.2	15.4	18.5	87.2	173.7	239.7	314.7
Coef. Escoamento	0.35	0.33	0.32	0.29	0.21	0.17	0.15	0.15	0.18	0.23	0.28	0.33
Volume chuva neta (m³/mês)	60,104,475.8	51,253,653.3	51,431,383.4	25,999,846.0	7,003,930.2	2,311,550.3	1,403,705.0	1,670,572.1	9,190,685.0	24,027,316.4	40,919,101.3	63,139,660.5
Demanda atual	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0	1,600,003.0
Balanço atual (m³)	58,504,472.8	49,653,650.3	49,831,380.4	24,399,843.0	5,403,927.3	711,547.3	-196,298.0	70,569.1	7,590,682.1	22,427,313.4	39,319,098.3	61,539,657.5
Chuva neta 2050 (m³/mês)	42,073,133.0	35,877,557.3	36,001,968.4	18,199,892.2	4,902,751.2	1,618,085.2	982,593.5	1,169,400.5	6,433,479.5	16,819,121.5	28,643,370.9	44,197,762.3
Demanda 2050	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8	4,475,809.8
Balanço 2050 MC(m³)	37,597,323.3	31,401,747.5	31,526,158.6	13,724,082.4	426,941.4	-2,857,724.6	-3,493,216.3	-3,306,409.3	1,957,669.7	12,343,311.7	24,167,561.1	39,721,952.5
Balanço 2050 SMC(m³)	55,628,666.0	46,777,843.5	46,955,573.6	21,524,036.2	2,528,120.5	-2,164,259.5	-3,072,104.8	-2,805,237.7	4,714,875.2	19,551,506.6	36,443,291.5	58,663,850.7

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 57. Balanço hídrico atual (esquerda), para o ano 2050 com considerações de mudanças climáticas (centro) e para 2050 sem mudanças climáticas (direita)



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

5 RECOMENDAÇÕES DE GESTÃO E/OU ENGENHARIA

Este capítulo se dedica, com maior detalhe, às recomendações de gestão e engenharias em relação às inundações, visto que é o principal risco da área de estudo. Para o restante dos riscos, de pequena repercussão, unicamente são efetuadas recomendações gerais.

5.1 Recomendações relacionadas com as inundações fluviais

Da análise de inundações fluviais foi possível perceber que, de modo geral, os canais se encontram deteriorados e danificados supondo um risco para a população e para o ecossistema da área. É necessário considerar também as áreas inundáveis dos córregos não urbanos, na hora de se propor a ocupação futura de suas margens de uma forma racional nos níveis ambiental, hidráulico e formal.

Existe uma franja paralela ao canal diretamente afetada pela dinâmica fluvial submetida aos períodos de chuva e às estiagens, é uma zona fértil, rica e, às vezes, sensível, na qual o rio impõe suas condições físicas (regime hidráulico, estacional e outras) e na qual é frequente observar mudanças significativas em períodos de tempo muito curtos. Esta superfície se define como margem. Desta forma, define-se zona marginal, “a parte da planície de inundação que forma uma única unidade ambiental com o rio”.

Entendendo que os componentes físicos (biótopos) de um ecossistema estão estritamente inter-relacionados com os elementos bióticos (biocenoses), sua problemática deve ser analisada de forma conjunta. Assim, o entorno geomorfológico, os ecossistemas materiais, o meio urbano, a paisagem e a acessibilidade são alguns dos condicionantes cuja atenção melhora a qualidade final da zona ribeira. As intervenções em margens devem incorporar também as condicionantes de segurança estrutural, de capacidade de desague e a econômica.

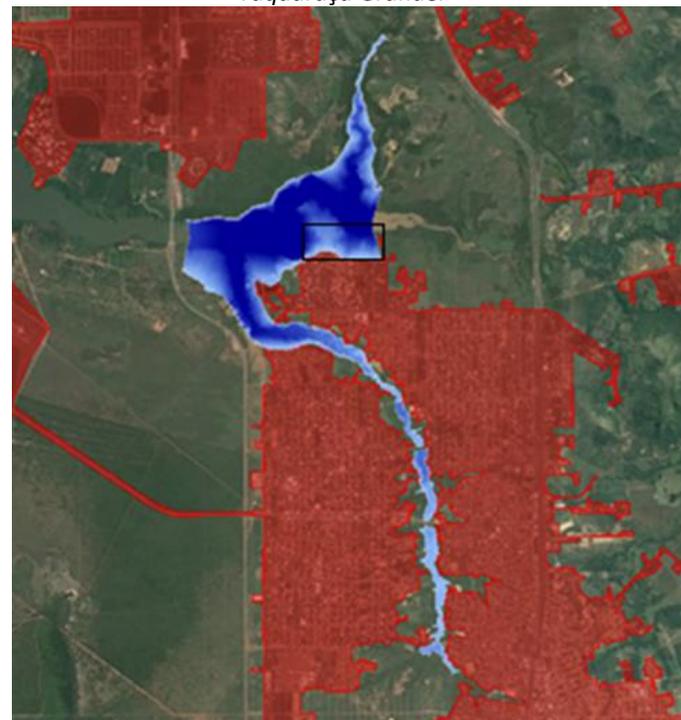
O conhecimento hidrológico das bacias estudadas nos informa, da magnitude e distribuição espacial e temporal de vazões em um lugar concreto da rede permitindo criar estratégias de atuação para os riscos analisados. As atuações que são propostas nas vazões estudadas podem ser classificadas em estruturais e não estruturais, ou também conhecidas como atuação de gestão.

5.1.1 Atuações estruturais

No Ribeirão Taquaruçu Grande foi detectada a incapacidade do canal para conduzir os fluxos de avenida sem transbordamentos, afetando os assentamentos que se encontram nas zonas de fluxo, ou seja, em zonas cuja seção hidráulica colabora para o transporte do fluxo de avenidas.

Conforme é possível ver nas Figura 58 e Figura 59, a área afetada pela inundação afeta habitações muito disseminadas por isso que não são executadas atuações do tipo infraestrutura civil, somente está previsto remanejar as habitações situadas na área potencialmente inundável.

Figura 58. Área de inundação para um período de retorno de 500 anos, Ribeirão Taquaruçu Grande.



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Figura 59. Foco: População afetada pelo fluxo da avenida para o período de retorno de 500 anos, Ribeirão Taquaruçu Grande



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

5.1.2 Atuações não estruturais

Nos córregos urbanos é muito difícil ordenar o território ao redor dos canais de forma que seja permitido o deságue das cheias e é necessário como foi visto, ações estruturais nos próprios canais. Dentro das atuações não estruturais, a mais importante é o zoneamento e a regulação legal das margens.

Nas bacias situadas fora do núcleo urbano, que ainda não estão desenvolvidas, deve-se ordenar o uso do território de maneira racional de forma que as áreas mais expostas às inundações se destinem às atividades nas quais os danos potenciais não sejam muito importantes. Esta ordenação pode ser feita de forma direta e definitiva, mediante a proibição de implantar determinados usos, ou em forma indireta concedendo a permissão de uso mediante a determinadas intervenções estruturais, como estruturas de proteções e impondo coeficientes de segurança, afim de minimizar os perigos e danos potenciais.

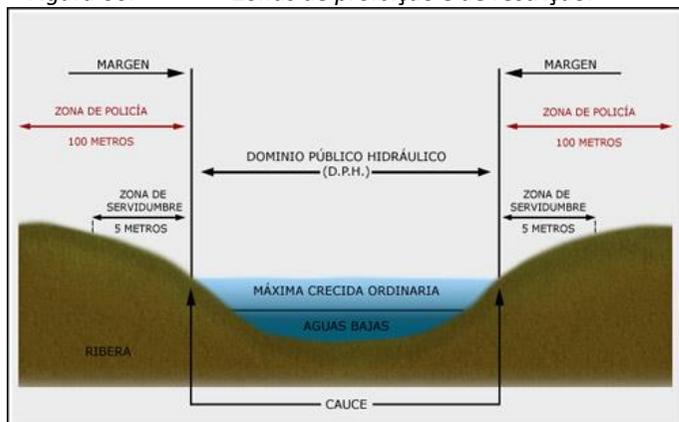
A regulação consiste em diferenciar três zonas progressivamente menos sujeitas a limitações de uso definindo, respectivamente, como de proibição, restrição e precaução.

Zona de proibição: área do canal natural, ou seja, área do terreno que é coberto pelas águas nas máximas cheias ordinárias, calculadas a partir do valor médio das máximas vazões anuais, em seu regime natural. Este canal é calculado para um período de retorno de 2,33 anos, adotando o ajuste estatístico dos dados segundo a Lei de Gumbel. Dentro de seus limites estariam vetadas as construções de qualquer edifício ou obra.

Zona de restrição: o terreno fronteiro às das margens dos canais, sendo áreas afetadas aos eventos de inundação mais extremos principalmente por possuírem uma drenagem mais lenta, que por vezes é inclusive feita no sentido contrário ao normal. Nesta área deve-se manter uma zona de servidão de 5 metros e uma zona de vigilância de 100 metros, na qual será condicionada o uso do solo e as atividades. Assim, não fica impedida a construção de edifícios, mas fica a ressalva de que suas construções devem ser adaptadas às condições, considerando em seu projeto especificações dos materiais empregados.

Zona de precaução: é a área mais distante do canal e corresponde aos lugares cuja inundação é extremadamente pequena e pouco provável, mas não impossível, podendo se constituir como área inundável no período de retorno de 500 anos. Nesta zona não fica impedida a construção de nenhum tipo de obra nem impõe condicionamentos nos projetos, mas é informado aos proprietários que queiram desenvolver alguma atividade em seu interior sobre a cota até a que pode chegar ao nível das águas.

Figura 60. Zonas de proibição e de restrição.



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 61. Lâmina de inundação para a máximo crescimento ordinário e para um período de retorno de 500 anos



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

O zoneamento e ordenamento legal das margens não podem funcionar sem um organismo competente que se encarregue por velar pelo respeito destas zonas sensíveis. Seja mediante a vigilância e controle das atividades realizadas nestas zonas, seja mediante a criação de um mecanismo que desaprove o uso impactante e que conscientize a população a dar um uso adequado a estes terrenos.

A melhor forma de conseguir que este zoneamento seja um bem comum respeitado por toda a população é fazer com que a comunidade participe das reuniões e das tomadas de decisões sobre o ordenamento territorial, mediante a comunicação e a informação detalhada dos perigos e benefícios que este zoneamento acarreta a nível ambiental e social.

Tudo isso leva a necessidade de conseguir os seguintes objetivos:

- Marco normativo para a regulação e zoneamento das margens, sendo uma Lei de Domínio Público Hidráulico;
- Adoção de estratégias de gestão ligadas ao controle e fiscalização dos regramentos estabelecidos;
- Divulgação e instituição de campanha de conscientização cidadã, com base na inclusão de toda a população, principalmente naquelas afetadas diretamente pelos problemas aqui tratados. Com isto pretende-se aumentar a legitimidade do ordenamento e o respeito ao Domínio Público Hidráulico.

O resto de canais a exceção do Ribeirão Taquaruçu Grande objeto de estudo na cidade de Palmas, correm por seu canal natural sem encontrar nenhum obstáculo que altere sua planície de inundação, de forma que para o período de retorno estudado não será produzida nenhuma chuva com um risco potencial para os núcleos de população próximos aos rios mencionados.

Conforme indicado anteriormente, o remanejamento da população que vive nas margens do Ribeirão Taquaruçu tem como objetivo evitar o risco desta população, principalmente no caso de no futuro amplie o impacto antrópico no canal e altere esta planície, impedindo o fluxo das águas em possíveis cheias

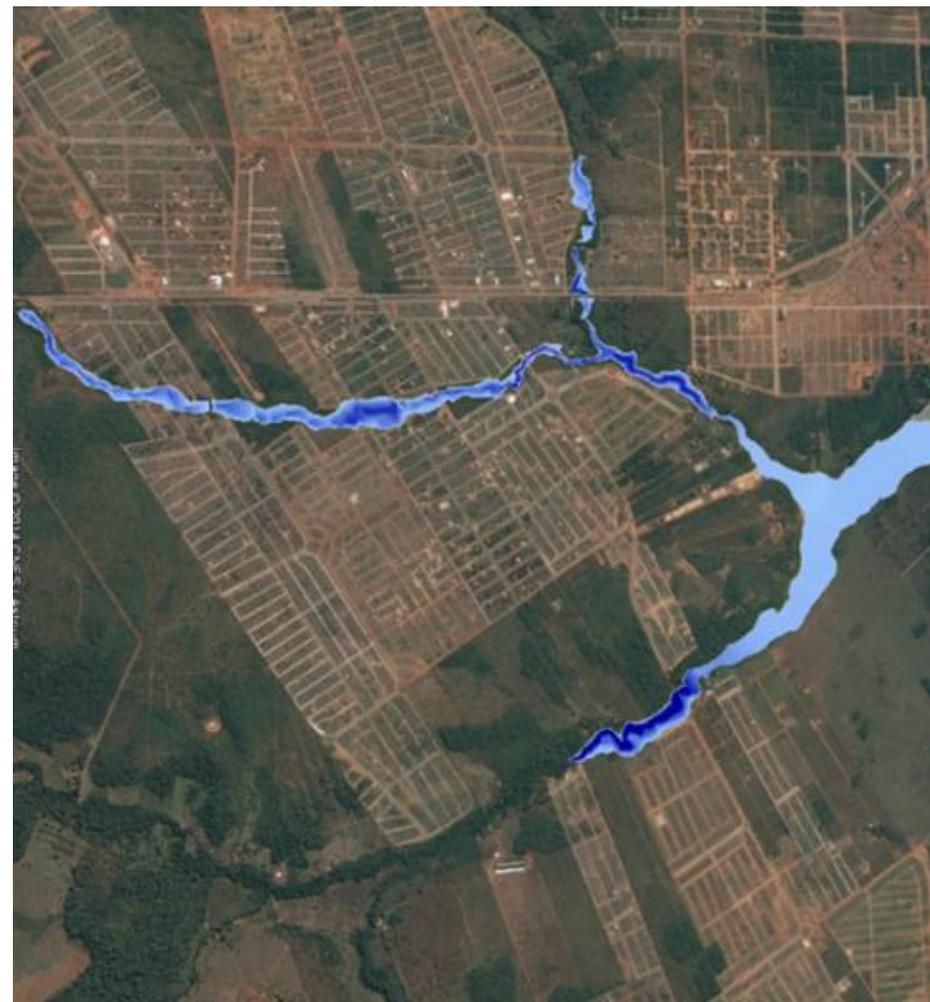
Uma correta ordenação dos usos do solo em função da distância ao canal será primordial para evitar futuros problemas. Mostra-se a continuação em cor vermelha, o limite de habitações na atualidade, demonstrando a importância das medias estruturais e gerenciais para zonear as margens dos rios.

Figura 62. Área de inundação para o período de retorno de 100 anos, Córrego Comprido e Córrego Suçuapara



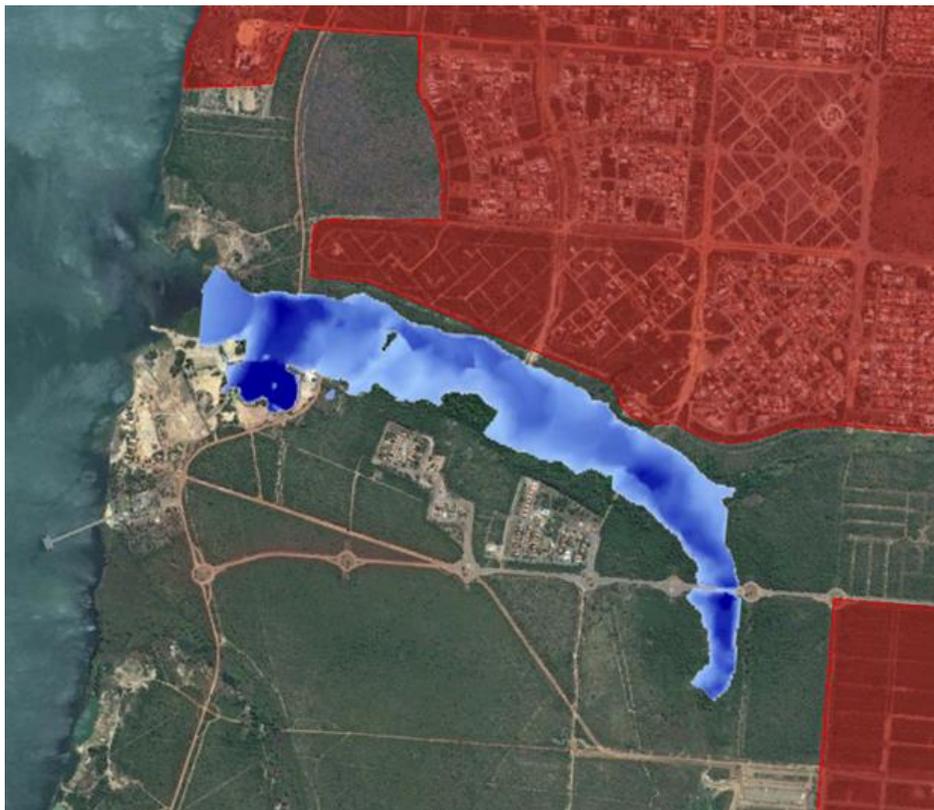
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 63. Área de inundação para o período de retorno de 100 anos, Córrego Das Porteiras



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 64. Área de inundação para o período de retorno de 100 anos, Córrego De Prata



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

6 DESENVOLVIMENTO DA VALORAÇÃO DE RISCOS

6.1 Introdução

Nos primeiros capítulos deste documento foram selecionadas e avaliadas as ameaças naturais mais relevantes existentes na cidade de Palmas, de tal forma que as inundações fluviais são as principais causadoras de danos de dimensões relativamente maiores.

Como primeiro passo para a valoração de riscos é realizado um resumo das três ameaças descritas previamente, depois se segue as etapas Metodológicas descritas no primeiro capítulo deste documento, sendo:

- Análise dos elementos expostos;
- Análise da vulnerabilidade; e
- Cálculo do risco acumulado.

Cabe indicar a dificuldade enfrentada para o cálculo do risco às ameaças diante da indisponibilidade de um banco de dados em formato shape com o cadastro do conjunto da cidade. Diante da incerteza do cálculo os resultados apresentados consideram apenas a ordem de grandeza do risco.

Na prática foi necessário trabalhar com base nas densidades de construção estimadas para os distintos polígonos de tipo de edificação concreta que coincidiam com as manchas de inundação. Como resultado principal, chegou-se a conclusão de que nível de risco em termos econômicos parece bastante baixo visto que a densidade de edificações dentro das manchas de inundação é muito baixa e em muitos casos praticamente não se identificou nenhuma construção dentro dos polígonos.

6.2 Resumo das ameaças

6.2.1 Inundação fluvial

Na Figura 65 é apresentada a pegada de inundação calculada para a cidade de Palmas para o período de retorno de 500 anos (nos anexos são incluídos os correspondentes mapas de inundação com os períodos de retorno de 2, 25, 50 e 100 anos, que foram usados da mesma forma que este no cálculo de riscos para esses períodos.)

Figura 65. Identificação das pegadas de inundação dos canais modelados (PR 500)



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE

6.3 Elementos expostos

A análise dos elementos expostos considerou diversas escalas de detalhe e sistemas, tendo sido, por conseguinte, classificados em:

- **Funcional:** número e tipo de infraestruturas e instalações sociais de distintos tipos que poderiam ser afetadas pela ameaça considerada;
- **Material:** número e tipos de materiais expostos, fundamentalmente edifícios; e
- **Humano:** número de pessoas residentes dentro das zonas cobertas pelas pegadas de inundação e de suscetibilidade ao deslizamento.

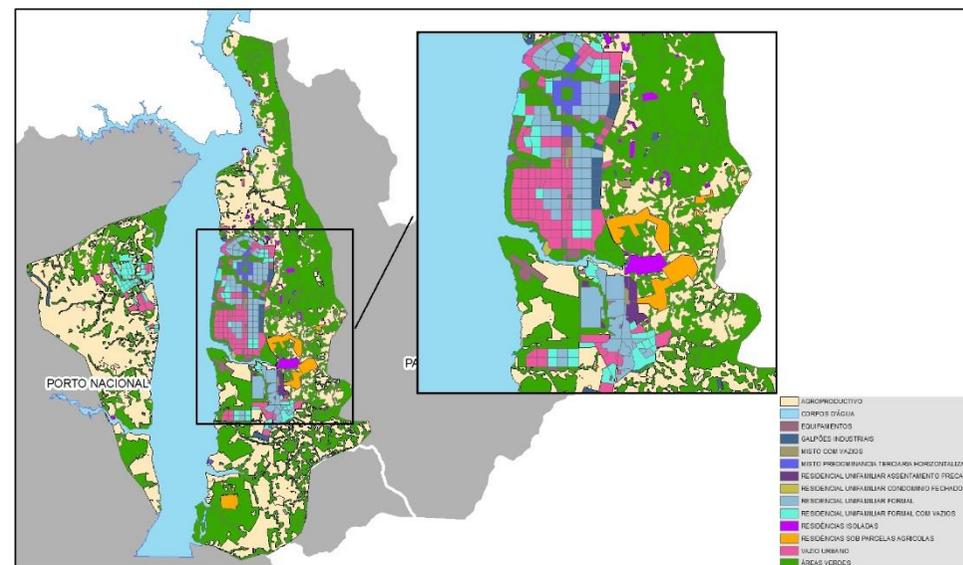
6.3.1 Análise dos elementos materiais

Devido ao grande número de construções, edifícios, plantas industriais e outros tipos de edificações, que podem ser afetadas pelas inundações periódicas, torna-se impossível avaliar as características de cada uma destas edificações de forma individualizada, de modo a estabelecer a vulnerabilidade do conjunto de elementos que compõem o sistema vulnerável.

Como estratégia o trabalho foi baseado na caracterização geométrica do grupo de elementos recolhidos em um formato *shape* para sua gestão dentro de uma plataforma de dados GIS em combinação com os registros cadastrais, ou outra informação disponível, nos quais se especificam as características do elemento e eventualmente sua ocupação para finalmente aplicar uma ponderação referencial por unidade de elementos, por exemplo uma quadra, para os distintos componentes do elemento a considerar. Lamentavelmente, neste caso não se dispõe de um registro cadastral detalhado, de tal forma que a avaliação dos edifícios expostos se realizou mediante a revisão de ortofotos e a estimação de densidade de zonas construídas.

Nesta ocasião, a classificação das habitações coincidentes com as pegadas de inundação fluvial foi feita de acordo com a avaliação de distribuição de tipo e nível econômico de edificações elaborado para o estudo 3 deste projeto e cujo mapa resultante é apresentado na Figura 66.

Figura 66. Distribuição de tipo de edifício e nível econômico para a cidade de Palmas



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

A seguir são apresentadas fotografias representativas dos distintos tipos de edificação existentes ao longo das zonas de risco em Palmas, para a ameaça descrita.

Baseado nas distintas zonas da cidade e níveis econômicos dos residentes, observou-se tipos de moradias com qualidades e gamas de preços bastante diversos. Entretanto, é possível indicar que a grande maioria das edificações observadas possuem uma estrutura de concreto armado, o qual reduz sua vulnerabilidade estrutural frente a eventos de inundação. Além disso, tal como pode-se observar nas seguintes figuras, no caso concreto dos tipos de edificações potencialmente inundáveis em Palmas, não há muita diferença entre os demais, havendo se aplicado a separação basicamente de acordo com a configuração visual do bairro observada na ortofoto.

Esta observação generalizada foi usada para padronizar em certa medida a categoria de vulnerabilidade aplicadas as edificações, tal como será vista mais adiante, em uma tentativa de obter resultados de dados mais realistas.

Figura 67. Exemplos de moradias residenciais precárias típicas de Palmas.



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 68. Exemplos de moradias residenciais de um bairro tipo unifamiliar formal de Palmas



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Figura 69. Exemplos de moradias residenciais de um bairro tipo unifamiliar formal com vazios de Palmas



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

6.3.2 Estimativa do valor exposto

A estimativa do valor total exposto foi realizada mediante o cruzamento do mapa de zoneamento de edificações segundo nível econômico local (Figura 66) e os distintos planos de pegada de ameaça (inundação fluvial). Esta operação teve como base todos os mapas para cada período de retorno, definidos neste estudo.

Os edifícios de Palmas são predominantemente de um ou dois andares, de forma que para o cálculo de valor exposto dos edifícios usou como padrão os edifícios de um andar cuja profundidade de inundação que alcançam um máximo aproximado de 2,5 m.

A extensão dos polígonos resultantes se converteu em uma série de matrizes com as quais foi calculado em primeiro lugar a extensão das edificações expostas mediante a soma de polígonos. Posteriormente, realizou-se uma inspeção de polígonos de igual categoria para estabelecer uma densidade média aproximada de ocupação da mesma. Desta forma foi estabelecida a extensão construída potencialmente exposta.

Os preços de reposição dos danos foram recalculados com base em preços de mercado de construção médios consultados a través da internet em páginas web especializadas. A partir destas referências realizou-se uma estimativa de ponderação para cada tipo de edificação selecionando segundo o nível social e econômico ao que corresponde (Tabela 29).

Tabela 29. Preços médios de construção estimados para o cálculo do valor exposto

TIPO DE EDIFICAÇÃO	PREÇO CONSTRUÇÃO (R\$/m²)
RESIDENCIAL UNIFAMILIAR ASSENTAMENTO PRECARIO	450
RESIDENCIAL UNIFAMILIAR FORMAL	845
RESIDENCIAL UNIFAMILIAR FORMAL COM VAZIOS	845

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Finalmente, o valor exposto foi obtido da multiplicação entre superfície exposta (m2) e custo unitário de construção (R\$/m2) estimado, para os distintos períodos de retorno (Tabela 30).

Tabela 30. Resultado do cálculo do valor exposto para as inundações fluviais

CENÁRIO	PERÍODO DE RETORNO (anos)	SUPERFÍCIE CONSTRUÍDA EXPOSTA (m²)	VALOR EXPOSTO (R\$)
Clima Atual	2	715	596.069
	25	2.560	1.619.689
	50	2.936	1.865.901
	100	3.324	2.075.260
	500	4.490	2.614.141

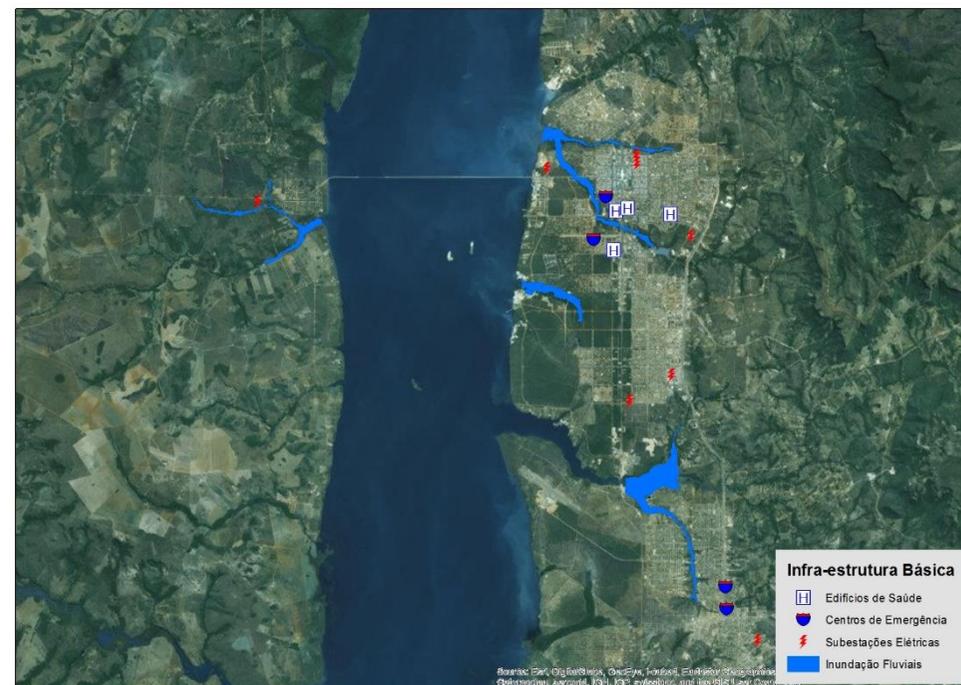
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

6.4 Exposição de infraestruturas e edifícios públicos e sociais

Foi estudado o possível risco de inundação existente para os centros de serviços públicos e privados (Figura 70.) e sabendo a constatação da inexistência desse tipo de instalação em zonas coincidentes com a mancha de inundação projetada.

Por outro lado, em relação ao possível risco para infraestruturas de abastecimento e limpeza da cidade (água, eletricidade e saneamento), igualmente pode se descartar um nível de risco minimamente relevante.

Figura 70. Análise de coincidência de rede de rodovias e aeroporto sobre manchas de inundação



Assim, a análise de potenciais danos ou interrupções de funcionamento a estes serviços se limita à análise das rodovias que cruzam Palmas.

Na Figura 71 é apresentado o mapa de inundação fluvial, para um período de retorno de 500 anos. Nesta imagem é possível perceber que o Córrego Comprido coincide com a autovia de acesso a ponte Fernando Henrique Cardoso que cruza o Rio Tocantins. No entanto neste ponto, a rodovia está sobre elevada com uma altura considerada suficiente para não sofrer um corte efetivo.

Também, foi incluído o aeroporto como infraestrutura pública principal de comunicações com o exterior. A respeito deste último, não se encontra inundável de tal forma que qualquer interrupção de seu funcionamento por esta ameaça fica descartado.

No entanto, as vias de acesso de menor porte, que são cortadas por algumas bacias, poderiam ser afetadas com chuvas mais intensas em períodos de retorno maiores, de tal forma que nesta situação poderia gerar um corte no funcionamento normal da instalação sem que isto deva supor um custo elevado.

Por outro lado, desde um ponto de vista estrutural, as inundações fluviais que poderiam acontecer não teriam um efeito destrutivo para o tipo de via, asfaltada, existente. Portanto, acredita-se que o dano econômico potencial relacionado com esta ameaça não seria significativo desde o ponto de vista das infraestruturas principais da cidade.

Figura 71. Análise de coincidência de rede de rodovias e aeroporto sobre manchas de inundação



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

6.5 Vulnerabilidade

6.5.1 Introdução

De acordo com a definição apresentada no programa “Aproximação holística para a avaliação probabilística do risco” (Central America Probabilistic Risk Assessment CAPRA, 2005) a vulnerabilidade é a predisposição de um sistema, elemento, componente, grupo humano ou qualquer grupo biológico ou não, a ser afetado ante a ação de uma situação de ameaça específica.

A Análise de vulnerabilidade deve identificar os elementos componentes ou sistemas de uma comunidade ou grupo de comunidades (cidade, região, país, etc.) objeto de avaliação, tais como os sistemas de educação, saúde, proteção civil (polícia e bombeiros), redes

elétricas e de esgoto, etc. Existem distintos enfoques para a avaliação deste parâmetro, destacando-se bibliograficamente¹:

- **Vulnerabilidade física:** o potencial de impacto físico sobre o entorno construído e a população; expresso numericamente como um valor entre 0, nenhuma deterioração, e 1, colapso total.
- **Vulnerabilidade econômica:** os potenciais danos gerados pelo conjunto de ameaças a ativos econômicos e processos, por exemplo, interrupção de uma atividade econômica, perda de postos de trabalho, incremento da pobreza, etc.
- **Vulnerabilidade social:** os potenciais danos sofridos por grupos sociais concretos, tal como os pobres, idosos, crianças, etc.
- **Vulnerabilidade ambiental:** os potenciais impactos derivados de uma ameaça sobre o entorno ambiental de uma zona.

No caso presente, vamos nos centrar na valoração da vulnerabilidade física, edificações e pessoas, considerando que não pode fazer uma Análise da vulnerabilidade funcional da cidade, pois a vulnerabilidade das infraestruturas parece relativamente baixa às ameaças consideradas, e devido ao fato de que tanto a Análise da vulnerabilidade econômica como ambiental, tal como estão aqui definidas, estarem fora do escopo de trabalho deste projeto.

6.5.2 Vulnerabilidade material frente a inundações

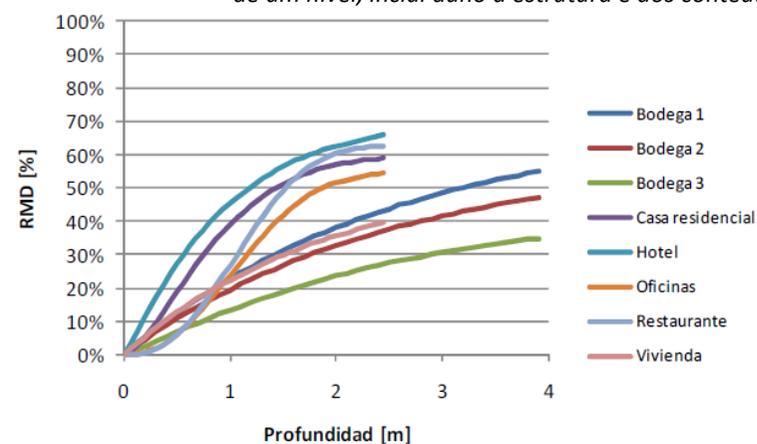
Em relação à metodologia seguida para a definição da vulnerabilidade diante de inundações, fluviais e marinhas, optou-se por uma calibração e extrapolação entre as curvas e tabelas de vulnerabilidade propostas por CAPRA, a agência federal de gestão de riscos americana (Federal Emergency Management Agency-FEMA) em 2001² e o instituto Flood Hazard Research Centre (FHRC)³ de Reino Unido.

O objetivo desta análise é cobrir com esta diversidade de fontes os distintos tipos de edificação descritos anteriormente que coincidem com as pegadas de inundações

comentadas. Estas fontes estão baseadas em observações empíricas realizadas em países como EUA e Reino Unido, nos quais as inundações fluviais ocorrem com certa frequência em internos urbanos e rurais, e onde existe uma importante rede de cobertura de seguros, de tal forma que pode confiar que os níveis de destruição, estrutural e de conteúdo definidos estejam contrastados por vários pontos de vista.

A seguir apresentam-se gráficos e uma tabela de onde foi baseada a valoração de vulnerabilidade por inundações de Palmas.

Figura 72. Exemplos de funções de vulnerabilidade a inundações para estruturas de um nível, inclui dano à estrutura e aos conteúdos



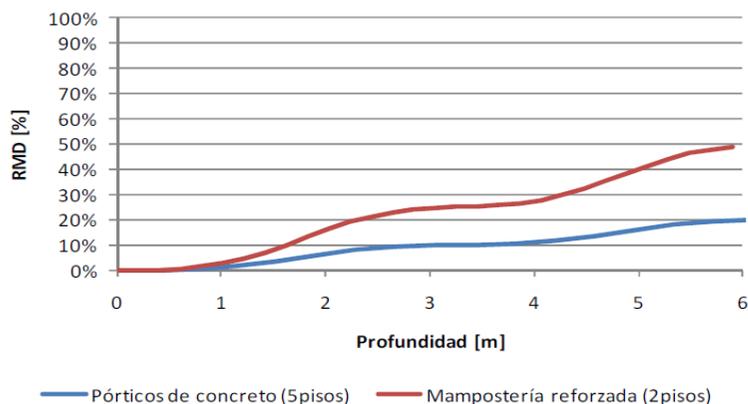
Fonte: CAPRA.

¹ Multi-hazard risk assessment guide book: United Nations University – ITC School of Disaster Geoinformatics Management, 2011

² Understanding your risks – Identifying hazards and estimating losses. FEMA 386-2, 2001.

³ Evaluating flood damages: guidance and recommendations on principles and methods (T09-06-01). Messner et al., 2007. Editado na web www.floodsite.net.

Figura 73. Exemplos de funções de vulnerabilidade a inunda o para edifícios de um ou vários níveis



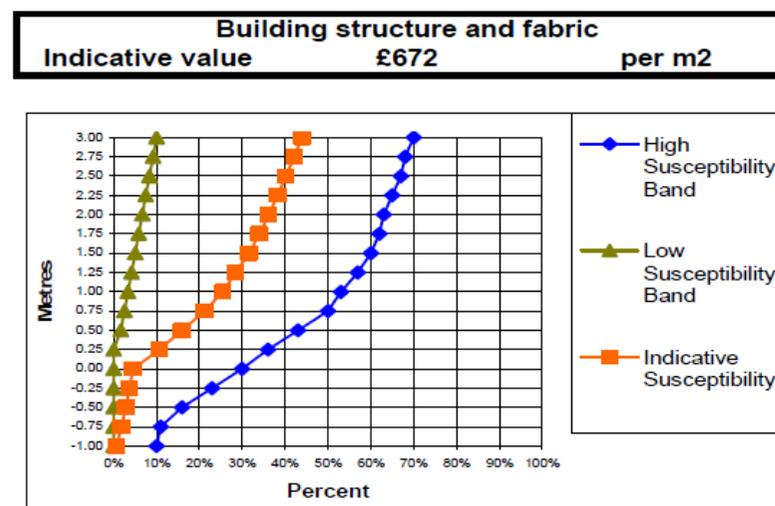
Fonte: CAPRA.

Figura 74. Quadro de estimacão de danos em edifícios por inunda o

Flood Depth (feet)	One Story No Basement (% Building Damage)	Two Story No Basement (% Building damage)	One or Two Story With Basement (% Building damage)	Manufactured Home (% Building damage)
-2	0	0	4	0
-1	0	0	8	0
0	9	5	11	8
1	14	9	15	44
2	22	13	20	63
3	27	18	23	73
4	29	20	28	78
5	30	22	33	80
6	40	24	38	81
7	43	26	44	82
8	44	29	49	82
>8	45	33	51	82

Fonte: FEMA.

Figura 75. Representac o gráfica das curvas de vulnerabilidade aplicadas como base orientativa de cáculo



Fonte: FHRC.

Partindo dos níveis de vulnerabilidade das referências apresentadas, assim como das características estruturais dos edifícios observados, especialmente nas zonas inundáveis, optou-se por aplicar um critério relativamente conservador na eleic o das curvas de vulnerabilidade, de tal forma que foram priorizadas aquelas de menor nível de dano dentro das categorias que poderiam ser aplicáveis aos distintos grupos de forma mais genérica. Isto se deve a constatac o de que predominam os edifícios e moradias com estrutura de concreto armado. Além disso, quanto às estruturas edificáveis foram considerados todos os edifícios de um andar, cujas profundidades máximas de inunda o estão em torno a 2,5 m.

Seguindo estas observa es, finalmente optou por basear as estimacões de vulnerabilidade nas seguintes curvas:

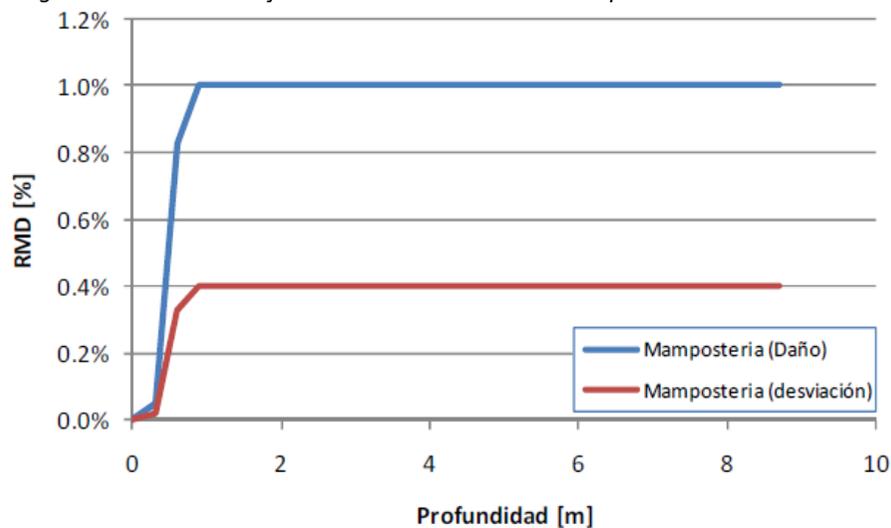
- Moradias classificadas como precárias: Curva para moradia tipo de CAPRA (Figura 72); e
- Resto de edifícios (estrutura reforada): Curva de baixa suscetibilidade de FHRC (Figura 73).

Finalmente indicar que inclusive os bairros e moradias definidos como precários no Estudo 3 deste projeto, na realidade apresentam uma qualidade de acabamento muito superior ao que habitualmente se entende como construções precárias em outras zonas da América do Sul. Portanto, considera-se razoável não adotar para este grupo um foco de valoração alarmista.

6.5.3 Vulnerabilidade humana frente a inundações

Diante de inundações que tem caráter empírico CAPRA aplica a seguinte curva de vulnerabilidade humana baseada na estimativa do total de vítimas afetadas em eventos recentes.

Figura 76. Função de vulnerabilidade humana para estruturas de alvenaria



Fonte: CAPRA.

6.6 Cálculo do risco

6.6.1 Risco e PML por inundação

Os cálculos do risco (específico) e a perda máxima esperada (PML) foram realizados de acordo com os seguintes passos e suposições:

- Sobrepôs-se o shape da distribuição de tipo de edifício nível econômico elaborado para a cidade de Palmas com os shapes das pegadas de inundação fluvial;
- Os polígonos obtidos foram ordenados em uma folha de cálculo Excel de acordo com sua classificação de acordo com a distribuição de tipo de habitação predominante;
- Em seguida foi estabelecida no GIS as superfícies destes polígonos anotando-os na mesma folha Exco de forma ordenada. Foi estabelecido um segundo nível de categorização baseado na profundidade de inundação (0-1 m, 1-2 m, 2-2,5 e >2,5 m);
- Devido ao fato de não se ter contado com uma base shape do cadastro de Palmas foi necessário fazer uma estimativa da superfície de construção exposta mediante estimativa da densidade de edificação em cada grupo de polígonos de idêntica categoria;
- A partir da multiplicação de superfície e da densidade se obteve a superfície de edificação exposta.
- Estimou-se o valor de edificação exposto multiplicando a superfície de edificação exposta com o custo médio de reposição para a correspondente categoria, de acordo aos preços estimativos;
- A vulnerabilidade da edificação de acordo com o nível de profundidade da inundação foi extraída das curvas de vulnerabilidade e critérios de estimativa analisados anteriormente;
- Para obter o risco parcial de cada polígono e profundidade de inundações foi multiplicado o produto do valor exposto e sua vulnerabilidade de acordo com as categorias de profundidade de inundação antes definidos.
- Finalmente, foi realizada a soma de riscos parciais para o conjunto de polígonos, obtendo assim o risco total para um período de retorno concreto.

- Esta operação foi repetida para todos os períodos de retorno modelados, isto é, 2, 25, 50, 100 e 500 anos (sem consideração de possíveis efeitos de alterações climáticas).
- Este nível de risco do conjunto de polígonos para um período de retorno específico é definido igualmente como a perda máxima provável (PML-provável maximum loss) para esse período de retorno.

A seguir apresentam-se as tabelas resumo com os resultados obtidos após a finalização deste processo para as inundações.

Tabela 31. Cálculo de PML para a inundação fluvial

CENÁRIO	PERÍODO DE RETORNO (anos)	SUPERFÍCIE CONSTRUÍDA EXPOSTA (m ²)	PERDA MÁXIMA PROVÁVEL-PML (R\$)
Clima Atual	2	715	28.568
	25	2.560	245.553
	50	2.936	320.819
	100	3.324	407.950
	500	4.490	679.617

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Resumindo, estima-se que a perda máxima esperada (PML) por inundação fluvial pode variar entre 28 e 680 mil reais para o cenário de clima atual e períodos de retorno respectivamente de 2 e 500 anos.

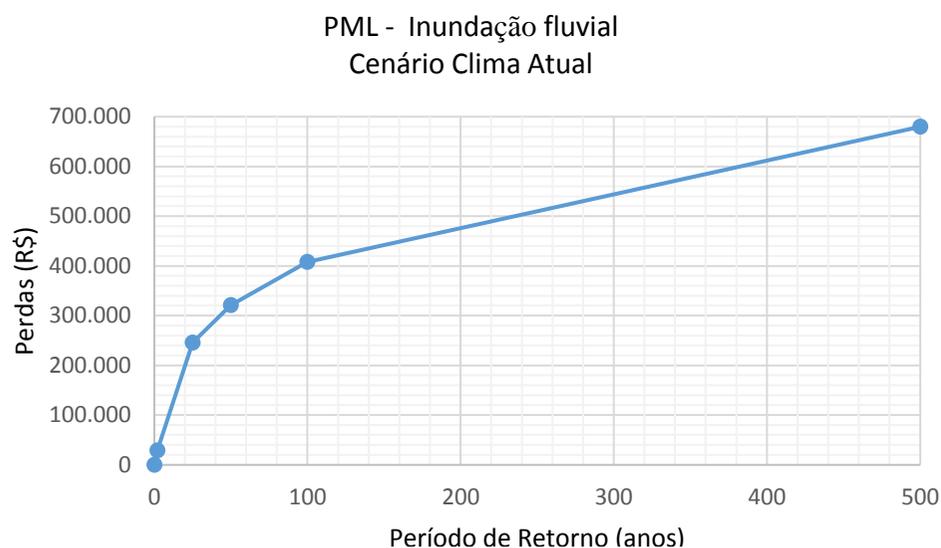
A seguir estão os gráficos de PML e curva de excesso de perdas elaborados para a inundação fluvial. Cada gráfico tem uma tabela associada para facilitar sua leitura e compreensão.

Tabela 32. Dados de cálculo da curva de PML por inundação fluvial (Clima Atual)

PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	PERDA MÁXIMA PROVÁVEL - PML (R\$)	ORIGEM DADO
0	0	Extrapolado
2	28.567,7	Calculado
25	245.553,4	Calculado
50	320.818,6	Calculado
100	407.950,5	Calculado
500	679.616,9	Calculado

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Figura 77. Representação gráfica da PML por inundação fluvial (Clima Atual)



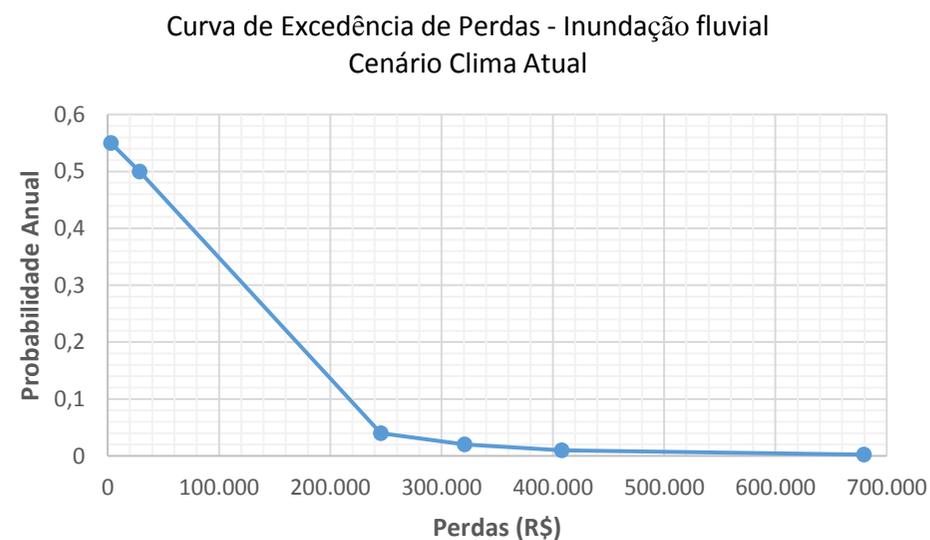
Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Tabela 33. Dados de cálculo da curva de excesso de perdas por inundação fluvial (Clima Atual)

PERDAS (R\$)	PROBABILIDADE ANUAL	ORIGEM DADO
3.000	0,55	Extrapolado
28.568	0,5	Calculado
245.553,4	0,04	Calculado
320.818,6	0,02	Calculado
407.950,5	0,01	Calculado
679.616,9	0,002	Calculado

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Figura 78. Representação gráfica curva de excesso de perdas por inundação fluvial (Clima Atual)



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

6.6.2 Cálculo da Perda Anual Esperada por inundação

De acordo com os gráficos das curvas de excesso de perdas para inundação fluvial foi estimada a perda anual esperada (PAE) que coincide com a superfície sob estas curvas (Tabela 34).

Tabela 34. Cálculo de Perda Anual esperada para a inundação fluvial

CENÁRIO	PAE FLUVIAL (R\$)	Valor Exposto (R\$)	PAE/VTE (%)
Fluvial Clima Atual	84.337	2.614.141	3,2

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

De acordo com o cálculo acima, pode-se concluir que a ordem de grandeza da perda anual esperada (PAE) para a ameaça de inundação combinada fluvial, considerando o cenário de clima atual, é de R\$ 85 mil. Evidentemente esta cifra poderia incrementar ligeiramente considerando custos de conteúdos não inclusos em alguma das curvas de vulnerabilidade usadas, tais como os custos de limpeza após cada evento de inundação.

Adicionalmente, foi realizado o exercício de repartição das PAE específicas para os distintos tipos de edificação conforme a Tabela 35.

Tabela 35. Resultado do cálculo da perda anual esperada (PAE) repartida por tipo de bairro/edificação para a inundação fluvial no cenário de clima atual

TIPO BAIRRO / EDIFICAÇÃO	PAE REPARTIDA (R\$)
Assentamentos dispersos	38.589
Misto predominância residência unifamiliar	2.084
Misto predominância terciária horizontalizada	43.660

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Posteriormente, desagregou-se cada categoria de edificação da parte proporcional de PAE correspondente de cada um dos períodos de retorno considerados (2, 25, 50, 100 e 500 anos), obtendo assim cinco valores da PAE por grupo, em que o PR de 25 anos teria maior peso, com uma ampla diferença das demais categorias. Em sequência foi dividido cada valor de PAE desmembrado pelo correspondente valor de superfície bruta de edificação exposta à mancha de inundação do período de retorno em questão, obtendo assim um valor por metro quadrado (R\$/m²) de PAE desagregado por tipo de edificação para cada período. Estes valores foram associados a polígonos de tipo de moradia específico, tal como estes vêm definidos nos distintos mapas de inundação.

Ao não fornecer uma partida de um mapa cadastral em formato shape teve-se que realizar a análise de acordo com as superfícies brutas dos polígonos de cada um dos grupos de edificação indicados. O resultado é da repartição da PAE é realizado em nível de polígono o que gera o aspecto alargado de zonas afetadas visíveis na figura.

Finalmente foram somadas as cinco varreduras de inundação para compor assim o mapa da PAE repartida que se apresenta na Figura 79.

Figura 79. Representação da PAE repartida (Zona de detalhe)



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Com o objetivo de obter uma melhor diferenciação visual da entrada individual de cada polígono ao PAE global foi estabelecido um critério de agrupamento em três categorias (<R\$1.000, entre R\$1.000 e R\$5.000, e > R\$5.000). Em todo caso, a eleição dos limites entre categorias de nível da PAE é de carácter qualitativo.

Pode-se observar que as perdas são concentradas principalmente na bacia do Ribeirão Taquarunzinho e em menor medida na bacia do Córrego de Porteiras. Devido aos baixos valores predominantes das perdas ao longo destas bacias a maior parte apresenta uma cor verde o que dificulta sua representação visual na imagem. Em todo o caso, tratam-se de

valores de perdas repartidas pouco significativas no anexo C se apresenta o mapa com maior detalhe.

6.6.3 Danos humanos por inundação

O manual da plataforma CAPRA indica que a vulnerabilidade humana é dependente do número esperado de vítimas, podendo ser classificados em diferentes categorias seguindo a informação disponível, como a porcentagem do número total de pessoas expostas ao evento, podendo ser falecidos, feridos, afetados, etc.

Em paralelo, recolhe-se a curva de vulnerabilidade humana em inundações apresentada no anteriormente. Assim, entende-se que a partir de uma profundidade de inundação de 1 m a porcentagem da população potencialmente exposta em termos gerais é de 1%, com um grau de desvio em função das características específicas do tipo de moradia de 0,4%.

A curva de vulnerabilidade é específica para edificações de alvenaria em geral, podendo ser aplicável para o conjunto de edifícios residenciais identificados na mancha de inundação de Palmas.

Portanto, para analisar esta questão de maneira semi-quantitativa, parte-se da seguinte metodologia:

- Somaram-se as superfícies residenciais expostas de acordo com a estimativa das densidades de edificação na superfície bruta dos polígonos de inundação identificados.
- Foi realizado a estimativa de população exposta na superfície resultante recalculando a unidades de 60 m² (como superfície de uma habitação média) e assumindo 4 habitantes por moradia. Evidentemente este algoritmo poderia padronizar os bairros, mas para efeito de uma análise nesta escala, esta aproximação é bastante razoável.

A seguir estão os resultados do cálculo para o período de retorno de 500 anos, o que representa a marca de inundação mais ampla.

Tabela 36. População assentada e potencialmente afetada em zona de perigo por inundação fluvial

PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	SUPERFÍCIE RESIDENCIAL EXPOSTA (m ²)	POPULAÇÃO EXPOSTA (4/60 m ²)	AFETADOS POTENCIAIS (1%)
25	2.560	171	1,7
500	4.490	299	3,0

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

De acordo com os dados recolhidos na anterior tabela o número de população exposta a ameaça de inundação fluvial combinada é de ordem de entre 170 e 300 pessoas, sendo o número de afetados hipotéticos aproximadamente da ordem de 1,7 a 3, ou 1%.

É importante destacar que devido ao fato da plataforma CAPRA não descrever a forma de valorar o resultado de cálculo de afetados hipotéticos, torna-se difícil contextualizar o dado em termos de gravidade do dano sofrido. De tal forma que foram interpretados como o número de pessoas que em caso de uma inundação extrema sofreria potencialmente consequências muito graves ou inclusive a morte. Evidentemente a maior parte desta população em risco encontraria coincidindo com os núcleos de maior custo de perda anual, como mapeado anteriormente.

6.7 Conclusões da valoração de riscos

Os principais resultados da presente avaliação de riscos naturais podem ser resumidos de acordo com o grau de precisão da informação disponível para o processo de análise considerando como limites de ordem de magnitude:

- A falta de dados não permitiu realizar uma avaliação detalhada da vulnerabilidade funcional da cidade de Palmas, mas aparentemente o conjunto parece pouco sensível.
- A perda máxima esperada (PML) por inundação fluvial varia em uma categoria de aproximadamente entre R\$ 28 e R\$ 680 mil de acordo com os períodos de retorno respectivos de 2 e 500 anos, considerando o cenário de clima atual.

- A perda anual esperada (PAE) por efeito de inundações fluviais, de acordo ao cenário de clima atual, encontra-se na ordem dos R\$ 85 mil.
- O número de pessoas potencialmente afetadas pela ameaça de inundação em Palmas, em condições de clima atual, é de ordem de entre 170 e 300.

7 ESTIMATIVA DE CUSTO/BENEFÍCIO

7.1 Avaliação geral

Conforme detalhado no item 5.1, dos rios estudados somente no Ribeirão Taquaruçu Grande foi detectada a insuficiência de vazão gerando transbordamentos, afetando assentamentos que se encontram nas margens e áreas de fluxo preferencial. Como atuações estruturais necessárias dos córregos estudados diagnosticou unicamente a recolocação das habitações afetadas.

O custo desta medida é da ordem de R\$ 2,96 milhões, a perda anual esperada é de menos de um milhão, não sendo, portanto, necessário fazer um estudo detalhado do investimento para entender que a nível exclusivamente econômico, sem incluir nenhum custo social, executar estas medidas não é rentável.

Além da perspectiva econômica, a valoração de executar estas medidas deve considerar ainda outros fatores como o custo ambiental, a possível perda de vidas humanas, o aumento de enfermidades ou o custo social. A adoção de todos estes critérios faz aumentar ainda mais os custos da medida proposta, criando a necessidade de executar medidas não estruturais.

Medidas não estruturais são fundamentais para evitar que o desenvolvimento urbano continue ocupando zonas protegidas e de alto risco, de forma que se deve evitar a qualquer custo o desenvolvimento urbano tendencial, mediante a realização de um zoneamento adequado, que considere estas zonas de ameaças tal como se detalha no estudo 3 do presente projeto.

7.2 Avaliação quantitativa

Considerando os detalhes explicados no item anterior, a análise quantitativa do custo benefício foi feita para três cenários distintos.

- Inundação fluvial de Palmas no horizonte temporal de 2050;
- Evolução tendencial de crescimento urbano com implantação de medidas não estruturais.

7.2.1 Cenário 1: Inundação fluvial global

A Perda Anual Esperada (PAE) para Palmas, sem considerar as mudanças climáticas, chega ao montante de R\$ 84 mil. Além disto, o custo de investimento para realojamento da população residente em áreas de risco de inundação, no período de retorno de 500 anos foi estimado em R\$ 2,9 milhões. Este investimento poderia ser dividido em três anos, de forma que os resultados da medida de mitigação somente começariam a gerar efeito a partir do terceiro ano. Para esta análise não foram considerados os custos de manutenção, dado que a proposta não pressupõe nenhuma construção de infraestrutura.

Na tentativa de ser mais objetivo, o modelo aplicado adotou os custos não estruturais, que até então não haviam sido mensurados. Estas medidas implicam em economia ao pressupor ações preventivas ao problema. Especificamente, seguindo o manual de técnicas de avaliação de benefícios de gestão de ameaça de inundação editado pela Universidade de Middlesex (2005), Reino Unido, foi incluído na análise a redução de gastos por gestão de emergências, podendo ser:

- Assistência de polícia, bombeiros e serviços sanitários (ambulâncias, etc.),
- Custos incorridos por parte das autoridades locais, e
- Custos dos serviços de meio ambiente.

De acordo a esta publicação, estatisticamente estes custos podem supor até 10,7% do total de danos estruturais gerados, de tal forma que foram acrescentados 10% dos custos à soma de benefícios obtidos pelo cálculo da PAE. Ainda assim, o resultado ainda não seria rentável.

Inicialmente a análise foi feita de acordo com a taxa de desconto de 12%, estabelecida pelo BID. No entanto o resultado permaneceu negativo, de tal forma que segundo os critérios de rentabilidade exigidos pelo BID a proposta não seria economicamente viável, tampouco rentável.

Como alternativa, fez-se um novo cálculo buscando um valor atual líquido (VAN) seria positivo e a taxa interna de retorno (TIR) superior a taxa de desconto. Para isto foi necessário adotar a taxa de desconto de 0,15%. Na Tabela 37 estão os resultados desta análise, de forma a contribuir com a avaliação da conveniência de implantação da medida, principalmente para quando forem considerados os benefícios sociais não contemplado nesta análise.

Tabela 37. Resumo de dados de partida e resultados da análise Custo-Benefício na cidade de Palmas

	Milhões R\$	Anos	%
Investimento Infraestruturas	2,96		
Período Investimento		3	
Redução Risco Anual	0,1		
Custo Anual Manutenção	0		
Horizonte temporal investimento		2050	
Taxa de Desconto			0,15%
Valor Atual Líquido (VAN)	0,02		
Taxa Interna de Retorno (TIR)			0,19%

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Assumindo um valor atual líquido (VAN) de algo R\$ 50 mil e uma taxa interna de retorno (TIR) de 12,6% o plano de atuação proposto passa a ser rentável e economicamente viável, cumprindo com os critérios de rentabilidade exigidos pelo BID.

7.2.2 Cenário 2: Implementação de medidas não estruturais

Avaliando o conjunto do grau de viabilidade econômica para as medidas estruturais propostas, foi possível perceber a importância da adoção de medidas não estruturais, centradas principalmente em um planejamento de desenvolvimento urbano que evite a ocupação de áreas inundáveis, principalmente aquelas que têm previsão de receber ocupação a curto-médio prazo. Estas medidas estão melhor detalhadas no Estudo 3 deste projeto. A Figura 80 mostra as áreas onde é necessária a adoção de medidas de mitigação.

Figura 80. Vista das zonas inundáveis que serão ocupadas a futuro, sem regulação urbanística adequada.



Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

A medida de gestão necessária consiste no desenvolvimento e aprovação de uma norma legal que ordene os futuros espaços sujeitos à urbanização na cidade, afim de evitar as áreas inundáveis mapeadas neste diagnóstico. O custo para a redação desta normativa é estimado em R\$ 150 mil, este valor é bastante inferior a outras cidades. O cálculo da viabilidade foi feito com a adoção de valor atual líquido (VAN) positivo, e a taxa interna de retorno (TIR) superior à taxa de desconto de 12%. Assim, apesar dos custos administrativos para o desenvolvimento desta medida de gestão serem baixos, acredita-se que no caso de Palmas, por ser pouco ocupada, este baixo custo é razoável.

As perdas anuais esperadas (PAE) com a projeção do crescimento urbano a 2050 foi estimada em R\$ 163 mil, subtraindo a PAE combinada de R\$ 84.337, restam R\$ 78 mil que divididos em 35 anos de horizonte para o projeto (2015-2050), geram um custo anual da ordem de R\$ 2.250 (Tabela 38).

Tabela 38. Resumo de dados de partida e resultados da análise Custo-Benefício para medidas no estruturais

	Milhões R\$	Anos	%
Investimento Medidas não estruturais	0,015		
Período Investimento		1	
Redução Risco Anual	2.251		
Custo Anual Manutenção	0		
Horizonte temporal investimento		2050	
Taxa de Desconto			12%
Valor Atual Líquido (VAN)	7.954		
Taxa Interna de Retorno (TIR)			12,4%

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPÉ.

Assim, com o valor atual líquido (VAN) de aproximadamente R\$ 8 mil e uma taxa interna de retorno (TIR) de 12,4%, conclui-se que a medida não estrutural proposta é rentável e economicamente viável, e cumpre com os critérios de rentabilidade exigidos pelo BID. Entretanto, a ordem de magnitude dos custos se apresentou muito inferior as demais cidades estudadas. Por isto, esta análise pode apresentar dados menos precisos, diminuindo a justificativa financeira da adoção desta proposta, entretanto no Estudo 3 estão diversas justificativas que respaldam esta medida de atuação que vão além deste estudo financeiro. No Anexo C estão as folhas de cálculo referente a análise realizada.

7.2.3 Rentabilidade de infraestrutura para mitigar o desabastecimento urbano

Como foi visto no capítulo “Balanço hídrico mensal” a diferença entre a oferta e a demanda nos meses secos é próxima a zero atualmente, tornando-se negativa a medida que aumenta a população, inclusive sem ter em conta considerações de câmbio climático, que poderiam, segundo as projeções mais pessimistas, provocar uma diminuição das precipitações médias a 30%.

O custe do desabastecimento urbano é difícil de quantificar, porque vai além do custe econômico que poderia provocar o término da atividade em uma empresa ou a perda de

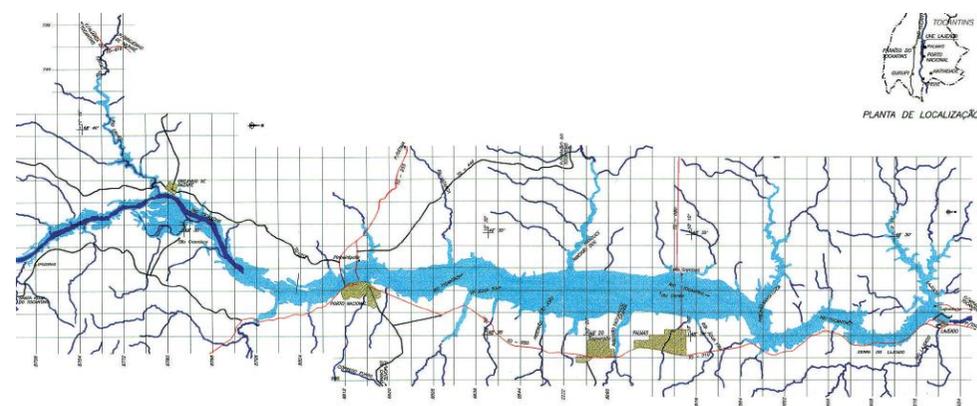
uma colheita na agricultura, no caso urbano tem graves custos sociais, ao se cortarem o fornecimento de um bem básico como a água potável.

A gestão da água deve ser feita segundo critérios de equidade e toda a população deve ter acesso a ela, mas também deve ser autossuficiente, a água deve pagar a água, para provocar o consumo responsável e assegurar a sustentabilidade financeira do serviço.

Para isso são analisadas as necessidades infraestruturais para suprir o déficit esperado em 2050, e o retorno deste investimento com os custos operacionais e a tarifa atual.

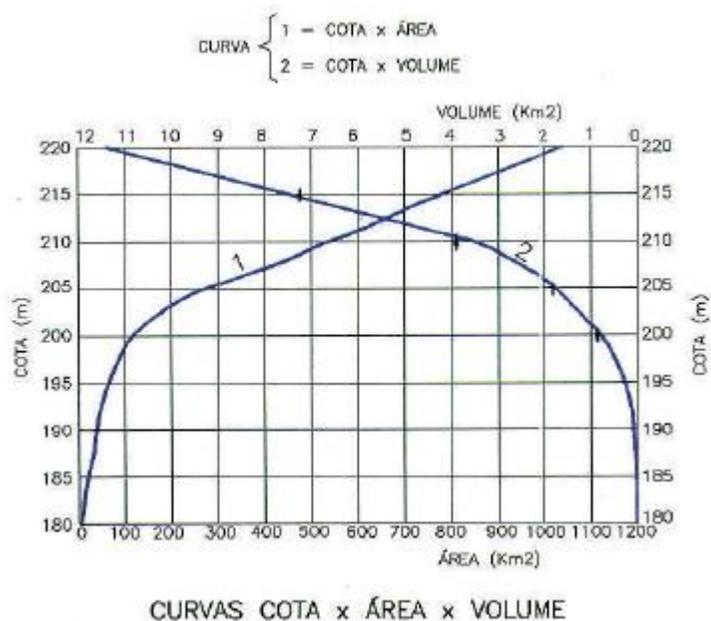
O balanço hídrico realizado no item 4.3.3 mostra a enorme diferença entre os meses secos e húmidos, sendo necessário aumentar a capacidade de armazenamento do município para enfrentar estes meses secos com maior margem de erro da capacidade necessária. Neste sentido, o município optou por aproveitar a enorme capacidade de armazenamento do lago UHE Lajeado (ver Figura 82) para suprir esta demanda, passando a ser apenas um problema de potabilização desta água na medida que a população aumente.

Figura 81. Reservatório UHE Lajeado



Fonte: Companhia de Energia Elétrica do Estado do Tocantins

Figura 82. Curvas cota-área-volume. Reservatório UHE Lajeado



Fonte: Companhia de Energia Elétrica do Estado do Tocantins.

Dimensionamento da infraestrutura

Para dimensionar a capacidade de potabilização necessária em primeiro lugar foi realizada uma projeção do consumo diário tendo em conta o aumento populacional projetado no estudo 3 e o aumento dotacional, que foi considerado linear desde 180 l/ (hab dia) atuais até 200 l/hab dia estimados para 2050.

Tabela 39. Projeção dos consumos diários

Ano	População	Dotacional	Consumo diário (m ³ /dia)
2010	222,045	180	53,333

Ano	População	Dotacional	Consumo diário (m ³ /dia)
2011	229,896	180.5	55,372
2012	237,746	181	57,422
2013	245,597	181.5	59,482
2014	253,448	182	61,553
2015	261,299	182.5	63,634
2016	269,149	183	65,725
2017	277,000	183.5	67,827
2018	284,851	184	69,939
2019	292,701	184.5	72,062
2020	300,552	185	74,195
2021	308,903	185.5	76,463
2022	317,254	186	78,742
2023	325,605	186.5	81,032
2024	333,956	187	83,333
2025	342,308	187.5	85,645
2026	350,659	188	87,969
2027	359,010	188.5	90,303
2028	367,361	189	92,649
2029	375,712	189.5	95,006
2030	384,063	190	97,374
2031	392,811	190.5	99,854
2032	401,560	191	102,346
2033	410,308	191.5	104,849
2034	419,056	192	107,364
2035	427,805	192.5	109,891

Ano	População	Dotacional	Consumo diário (m³/dia)
2036	436,553	193	112,429
2037	445,301	193.5	114,980
2038	454,049	194	117,541
2039	462,798	194.5	120,115
2040	471,546	195	122,700
2041	480,294	195.5	125,297
2042	489,043	196	127,905
2043	497,791	196.5	130,526
2044	506,539	197	133,157
2045	515,288	197.5	135,801
2046	524,036	198	138,456
2047	532,784	198.5	141,123
2048	541,532	199	143,802
2049	550,281	199.5	146,492
2050	559,029	200	149,194

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Realizando os mesmos cálculos mostrados na Tabela 28 para todos os anos até 2050 obtemos o seguinte déficit anual:

Tabela 40. *Projeção de déficit hídrico*

Déficit acumulado anual (m³)	Número de meses com déficit	Déficit pior mes (l/s)
-869,219.5	2.0	-219.2
-995,334.6	2.0	-243.5

Déficit acumulado anual (m³)	Número de meses com déficit	Déficit pior mes (l/s)
-1,122,078.2	2.0	-267.9
-1,249,450.3	2.0	-292.5
-1,377,451.1	2.0	-317.2
-1,513,512.2	2.0	-343.4
-1,700,951.3	3.0	-369.8
-1,907,048.9	3.0	-396.3
-2,114,149.4	3.0	-423.0
-2,322,252.9	3.0	-449.7
-2,531,359.3	3.0	-476.6
-2,741,468.7	3.0	-503.6
-2,952,581.0	3.0	-530.8
-3,164,696.2	3.0	-558.1
-3,377,814.4	3.0	-585.5
-3,601,022.7	3.0	-614.2
-3,825,281.7	3.0	-643.0
-4,050,591.3	3.0	-672.0
-4,276,951.5	3.0	-701.1
-4,504,362.4	3.0	-730.3
-4,732,823.9	3.0	-759.7
-4,962,336.1	3.0	-789.2
-5,192,898.9	3.0	-818.9
-5,424,512.3	3.0	-848.7
-5,657,176.4	3.0	-878.6
-5,890,891.1	3.0	-908.6

Déficit acumulado anual (m ³)	Número de meses com déficit	Déficit pior mes (l/s)
-6,125,656.4	3.0	-938.8
-6,361,472.4	3.0	-969.2
-6,598,339.0	3.0	-999.6
-6,836,256.2	3.0	-1,030.2
-7,075,224.1	3.0	-1,060.9
-7,315,242.6	3.0	-1,091.8
-7,556,311.8	3.0	-1,122.8
-7,798,431.6	3.0	-1,154.0
-8,041,602.0	3.0	-1,185.2

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

No ano de 2050 será necessário um aumento de 1185 l/s referente a capacidade de potabilidade atual, supondo zero o déficit em 2010 no balanço hídrico realizado e os indicadores ICES.

Analisando projetos construtivos de instalações similares, pode-se estabelecer o custe desta infraestrutura, em 8-10 milhões de dólares, em torno de 30 milhões de reais.

Gastos operacionais

Entende-se por gastos operacionais os gastos variáveis que dependem do volume de água potabilizada e distribuída ao usuário final. Estes custes variam de uma empresa para outra, que no geral não costuma passar de 10% do custe da água em alta, o que faz com que a porcentagem respeito ao preço cobrado ao usuário esteja abaixo deste valor. A efeito de cálculo, neste estudo será tomado em conta o dado conservador para os gastos variáveis de 8% do preço cobrado ao usuário.

Preço da água

No documento “Aspectos Ambientais associados ao consumo de água no município de Palmas-Tocantins” realizado pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (ULBRA), são relacionados os seguintes custes por consumo:

44 R\$ por 16 m³ → 2.75 R\$/m³

54 R\$ por 20 m³ → 2.70 R\$/m³

Rentabilidade do investimento

A seguir são indicados os ingressos e gastos projetados cada ano até o ano 2050, os ingressos correspondem a água paga pelo usuário, dessa forma, a água contabilizada é a que se pode potabilizar e portanto cobrar graças ao investimento realizado, neste caso corresponde ao volume de déficit que teria caso nada seja feito. Os gastos, são os custes operacionais que correspondem a 8% da tarifa de água, quer dizer, 8% dos ingressos.

Aqui não é levado em conta a amortecimento da obra, já que foi considerado um valor residual nulo no 2050.

Tabela 41. Ingressos e gastos esperados. Resultado do investimento

investimento (R\$)	Custos (R\$)	Ingressos (R\$)	Resultado (R\$)
-30,000,000.0	0.0	0.0	-30,000,000.0
	-214,992.3	2,687,403.3	2,472,411.0
	-242,368.9	3,029,611.1	2,787,242.2
	-269,881.3	3,373,515.9	3,103,634.7
	-297,529.4	3,719,117.9	3,421,588.5
	-326,918.6	4,086,483.1	3,759,564.4
	-367,405.5	4,592,568.4	4,225,163.0
	-411,922.6	5,149,032.0	4,737,109.4
	-456,656.3	5,708,203.5	5,251,547.2
	-501,606.6	6,270,082.9	5,768,476.3
	-546,773.6	6,834,670.2	6,287,896.6

investimento (R\$)	Custos (R\$)	Ingressos (R\$)	Resultado (R\$)
	-592,157.2	7,401,965.5	6,809,808.2
	-637,757.5	7,971,968.6	7,334,211.2
	-683,574.4	8,544,679.7	7,861,105.4
	-729,607.9	9,120,098.7	8,390,490.8
	-777,820.9	9,722,761.3	8,944,940.4
	-826,260.8	10,328,260.5	9,501,999.7
	-874,927.7	10,936,596.5	10,061,668.7
	-923,821.5	11,547,769.1	10,623,947.6
	-972,942.3	12,161,778.5	11,188,836.2
	-1,022,290.0	12,778,624.6	11,756,334.7
	-1,071,864.6	13,398,307.5	12,326,442.9
	-1,121,666.2	14,020,827.0	12,899,160.8
	-1,171,694.7	14,646,183.3	13,474,488.6
	-1,221,950.1	15,274,376.2	14,052,426.1
	-1,272,432.5	15,905,405.9	14,632,973.4
	-1,323,141.8	16,539,272.3	15,216,130.5
	-1,374,078.0	17,175,975.5	15,801,897.4
	-1,425,241.2	17,815,515.3	16,390,274.1
	-1,476,631.3	18,457,891.9	16,981,260.5
	-1,528,248.4	19,103,105.1	17,574,856.7
	-1,580,092.4	19,751,155.1	18,171,062.7
	-1,632,163.3	20,402,041.8	18,769,878.5
	-1,684,461.2	21,055,765.3	19,371,304.0
	-1,736,986.0	21,712,325.4	19,975,339.4

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

Isto supõe uma TIR de 16.5 % e um VAN, para uma taxa interna de retorno de 12% de 15.8 milhões de reais.

Sensibilidade do investimento

É indicado a seguir a sensibilidade da rentabilidade do investimento, verificando como se comporta frente a hipóteses mais desfavoráveis, como o aumento dos gastos variáveis ou o aumento do investimento inicial

Tabela 42. Sensibilidade do investimento

Investimento (R\$)	Gastos variáveis (R\$/m3)	TIR (%)	VAN (12%, R\$)
30 milhões	8% preço agua	16.5	15.8 milhões
30 milhões	10% preço agua	16.3	14.9 milhões
35 milhões	10% preço agua	14.6	10.4 milhões
35 milhões	12% preço agua	14.4	9.5 milhões
40 milhões	12% preço agua	13.2	5.0 milhões

Fonte: Elaboração Consórcio IDOM-COBRAPE.

É indicado como através de um aumento do investimento inicial de 33% e alguns gastos operacionais, quatro pontos percentuais por cima, o investimento continua sendo rentável. Tudo isto sem ter em conta as externalidades positivas da obra como a melhora da qualidade de vida, o desenvolvimento social, a atração de investidores, etc.

8 BIBLIOGRAFIA

BID “Guía metodológica. Iniciativa Ciudades Emergentes y Sostenibles. Primera edición. 2012

Paiva Reis, J.P.; Ramos Tomazzoli, E. “Evidencias De neotectónica Na Bacia do Rio Vargem do Braço. S.C. Revista de Geografía V. especial VIII SINAGEO nº 1 2010

Romero, H. Mendoça, M. “Amenazas naturales y evaluación subjetiva en la construcción de la vulnerabilidad social ante desastres naturales en Chile y Brasil”. Revista Internacional e Interdisciplinar Intearthesis vol 9, nº 1 Enero 2012.

UFSC, CEUPD “Atlas Brasileiro de Desastres Naturais 1991-2010”. Vol. Tocantins. ISBN 978-85-64695-26-9

Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays (1994), Applied Hydrology

Ven Te Chow (1994), Open-channel hydraulics

Juan P. Martín Vide, Politext Área de Ingeniería; Ingeniería fluvial

Leonardo S. Nanía, Manuel Gómez Valentín; Ingeniería Hidrológica

MOPU; Cálculo hidrometeorológico de vazões máximos em pequenas bacias naturais.

Francisco Javier Ferrer Polo, CEDEX, Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas

Coordinación General de Cambios Globales del Clima. Ministerio de Ciencia y Tecnología. Brasilia, 2010.

Ministry of Science and Technology, Federal Republic of Brazil, 2010, Second National Communication of Brazil to the United Nations Framework Convention on Climate Change - Volumen 2.

Slangen, A.B.A., Carson, M., Katsman, C.A., Van de Wal, R.S.W., Köhl, A., Vermeersen, L.L.A. and Stammer, D., (2014). Projecting twenty-first century regional sea-level changes. Climatic Change 124:317-332.

Working Groups I and II of the IPCC, 2012 “Managing the risk of extreme events and disaster to advance climate change adaptation

J. A. Marengo, R. Jones, L.M. Alves y M.C. Valverde, 2009 Future change of temperature and precipitation extremes in South America as derived from PRECIS regional climate modeling system

Carlos A. Nobre 2008, Climate change scenarios for South America for the end of the 21st Century

J.F. Pesquero, Sin Chan Chou, C.A. Nobre, J.A. Marengo 2009, Climate downscaling over South America for 1961-1970 using the Eta Model

CAPRA – Metodologia de modelagem probabilista de riscos naturais;

FEMA Understanding your risks – Identifying hazards and estimating losses. FEMA 386-2, 2001.

ITC Multi-hazard risk assessment guide book: United Nations University – ITC School on Disaster Geoinformatics Management, 2011

Messner et al., 2007 - Avaliando flood damages: guidance and recommendations on principles and methods (T09-06-01). Messner et al., 2007. Editado na web www.floodsite.net.

SUBDERE - Guia Análise de Riscos Naturais para o Ordenamento Territorial” publicada em 2011 pela Subsecretaria de Desenvolvimento Regional e Administrativo (SUBDERE) do Governo de Chile

Gómez, Manuel. Critérios de risco associado ao escoamento urbano. Universidade Politécnica de Catalunya



ANEXOS

ANEXO C FOLHAS DE CÁLCULO DAS ANÁLISE DE CUSTO/BENEFÍCIO

ESTUDO 2: VULNERABILIDADE E RISCOS NATURAIS

ESTIMATIVA DE CUSTO/BENEFÍCIO: PALMAS (BRASIL)								
Cenário: Inundação fluvial, análise com horizonte temporal do ano de 2050								
Custos de Investimento (R\$): - Mover a população em zonas afectadas T 500 anos						2.960.000		
						Total		
						2.960.000		
Custo Investimento:	2.960.000	Inv. anual (3 anos)	1.480.000					
ANÁLISIS COSTE-BENEFICIO								
Cenário Clima Atual	Custos: Investimento total	Benefícios: Redução anual risco	Cenário redução inundações fluviais	Valor Atual Líquido (VAN) con taxa de desconto del 0,15%	TIR			
Clima Atual	2.960.000	84.337	Clima Atual	20.180 €	0%			
Cenário: Mitigação perdas por inundações fluviais com clima atual								
Ano	Ano contável	Redução Risco (IPC 0%)	Redução custo gestio emergências (10%)	Investimento	Manutenção (IPC 0%)	Beneficio acumulado	VAN (12%)	Taxa de desconto
2015	1	0		986.667	0	-986.667,0	20.180,31 €	0,15%
2016	2	0		986.667	0	-986.667,0	TIR	0,19%
2017	3	0		986.667	0	-986.667,0		
2018	4	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2019	5	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2020	6	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2021	7	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2022	8	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2023	9	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2024	10	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2025	11	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2026	12	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2027	13	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2028	14	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2029	15	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2030	16	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2031	17	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2032	18	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2033	19	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2034	20	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2035	21	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2036	22	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2037	23	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2028	24	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2029	25	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2040	26	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2041	27	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2042	28	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2043	29	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2044	30	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2045	31	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2046	32	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2047	33	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2048	34	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2049	35	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
2050	36	84.337	8.434	0	0	92.770,7		
Suma		2.783.121	2.960.001	0	101.432			
		Beneficios	Custos Inv.	Manutenção	Beneficios Acum.			

ESTIMATIVA DE CUSTO/BENEFÍCIO: PALMAS (BRASIL)								
Cenário: Evolução tendencial de crescimento urbano com a implementação de medidas não estruturais								
Perdas projetadas para o ano de 2050 (R\$):						- PAE fluvial	163.127,0	
						Total	163.127,0	
						- PAE fluvial atual	84.337	
						- Mitigação PAE líquida (acumulada ano 2015)	78.790,0	
Custo Investimento:	600.000,0	milhões R\$						
ANÁLISIS COSTE-BENEFICIO								
Cenário Clima Atual	Custos: Investimento total estimado	Hipotética redução anual PAE complementaria	Cenário redução inundações	Valor Atual Líquido (VAN) con taxa de desconto del 12%	TIR			
Normativa legislativa	600.000,0	2.251,14	Clima Atual	7.954,5 €	12%			
Cenário: Mitigação perdas por inundações fluviais com clima atual								
Ano	Ano contável	Redução Risco compl. (IPC 0%)	Redução custo gestio emergências (10%)	Investimento	Manutenção (IPC 0%)	Beneficio acumulado	VAN (12%)	Taxa de desconto
2015	1	0		150.000,0	0	-150.000,0	7.954,48 €	12%
2016*	2	2.251	225	0	2.000	476,1	TIR	12,42%
2017	3	4.502	450	0	2.000	2.952,2		
2018	4	6.753	675	0	2.000	5.428,3		
2019	5	9.004	900	0	2.000	7.904,4		
2020	6	11.255	1.126	0	2.000	10.380,5		
2021	7	13.506	1.351	0	2.000	12.856,6		
2022	8	15.757	1.576	0	2.000	15.332,7		
2023	9	18.008	1.801	0	2.000	17.808,8		
2024	10	20.259	2.026	0	2.000	20.284,9		
2025	11	22.510	2.251	0	2.000	22.761,0		
2026	12	24.761	2.476	0	2.000	25.237,1		
2027	13	27.012	2.701	0	2.000	27.713,2		
2028	14	29.263	2.926	0	2.000	30.189,3		
2029	15	31.514	3.151	0	2.000	32.665,4		
2030	16	33.765	3.377	0	2.000	35.141,5		
2031	17	36.016	3.602	0	2.000	37.617,6		
2032	18	38.267	3.827	0	2.000	40.093,7		
2033	19	40.518	4.052	0	2.000	42.569,8		
2034	20	42.769	4.277	0	2.000	45.045,9		
2035	21	45.020	4.502	0	2.000	47.522,0		
2036	22	47.271	4.727	0	2.000	49.998,1		
2037	23	49.522	4.952	0	2.000	52.474,2		
2028	24	51.773	5.177	0	2.000	54.950,3		
2029	25	54.024	5.402	0	2.000	57.426,4		
2040	26	56.275	5.628	0	2.000	59.902,5		
2041	27	58.526	5.853	0	2.000	62.378,6		
2042	28	60.777	6.078	0	2.000	64.854,7		
2043	29	63.028	6.303	0	2.000	67.330,8		
2044	30	65.279	6.528	0	2.000	69.806,9		
2045	31	67.530	6.753	0	2.000	72.283,0		
2046	32	69.781	6.978	0	2.000	74.759,1		
2047	33	72.032	7.203	0	2.000	77.235,2		
2048	34	74.283	7.428	0	2.000	79.711,3		
2049	35	76.534	7.653	0	2.000	82.187,4		
2050	36	78.785	7.879	0	2.000	84.663,5		
Suma		1.418.130,0	150.000,0	70.000,0	1.339.943,0			
		Beneficios	Custos Inv.	Manutenção	Beneficios Acum.			

* Inicia-se a contabilização do efeito complementar desde 2016, após a modificação legislativa de 2015

