



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

JOÃO RICARDO ROSSI JACOBUS

**ANÁLISE HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DO PROJETO PARA
CONTROLE DE CHEIAS NO ARROIO LAMBARI - MUNICÍPIO DE
RONDINHA - RIO GRANDE DO SUL**

Porto Alegre

Dezembro 2014

JOÃO RICARDO ROSSI JACOBUS

**ANÁLISE HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DO PROJETO
PARA CONTROLE DE CHEIAS NO ARROIO LAMBARI -
MUNICÍPIO DE RONDINHA - RIO GRANDE DO SUL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO
APRESENTADO AO CURSO DE
ENGENHARIA AMBIENTAL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
GRANDE DO SUL COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO
TÍTULO DE ENGENHEIRO AMBIENTAL.

Orientador: Eder Daniel Teixeira

Porto Alegre

Dezembro 2014

JOÃO RICARDO ROSSI JACOBUS

ANÁLISE HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DO PROJETO PARA CONTROLE DE
CHEIAS NO ARROIO LAMBARI - MUNICÍPIO DE RONDINHA - RIO GRANDE
DO SUL

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em **09/12/2014** pela Comissão avaliadora constituída pelos professores:

Banca Examinadora:

.....
Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques– Departamento de Obras Hidráulicas/ Instituto de Pesquisas Hidráulicas/ UFRGS

.....
Msc. Eng. Civil Rafael André Wiest –Divisão de Negócios da Geração / CEEE-RS

.....
Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira– Departamento de Obras Hidráulicas/ Instituto de Pesquisas Hidráulicas/ UFRGS

Conceito:.....

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço ao Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira, por todo o conhecimento passado, pela paciência e pelos conselhos nessa importante etapa do curso de graduação em Engenharia Ambiental.

Agradeço ao povo brasileiro pela oportunidade de estudar em uma universidade de alta qualidade como é a UFRGS, assim como aos professores desta universidade de ponta.

Agradeço ao CNPq pela oportunidade de estudos no exterior através do programa Ciência Sem Fronteiras, que me proporcionou um crescimento profissional e pessoal sem tamanho.

Agradeço à minha mãe, Marta Rossi Jacobus, e ao meu pai, Ricardo Jacobus, pelo suporte emocional e financeiro, pelos valores passados e principalmente por todo o carinho, amor e ensinamentos nesses 25 anos.

Agradeço ao meu irmão, Pedro Jacobus, pelo carinho, amor e pelos ensinamentos que unicamente ele poderia me passar.

Agradeço ao diretor Dante Larentis e toda equipe da Metroplan pelo apoio técnico e pessoal que me deram neste último ano, possibilitando a execução do presente trabalho.

Agradeço aos meus ex-colegas de colégio, que em muitos momentos me ajudaram nesses 7 anos de Engenharia Ambiental, mesmo que sem saberem.

Agradeço aos meus colegas de Engenharia Ambiental que me proporcionaram 7 anos de muita aprendizagem e crescimento, em especial para Marianni Nogare, minha irmã por escolha, Pedro Bof, companheiro de incontáveis discussões, e Daniel de Brito, fonte eterna de novos pontos de vista.

Agradeço ao "Brazilian QG", por tornar meu intercâmbio único, especial e eterno.

Enfim, agradeço a todas as pessoas que de alguma forma compartilharam seu amor comigo, razão que acredito que seja o combustível primordial do ser humano.

RESUMO

JACOBUS, J. R. R. ANÁLISE HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DO PROJETO DE CONTROLE DE CHEIAS NO ARROIO LAMBARI, MUNICÍPIO DE RONDINHA - RIO GRANDE DO SUL. 2014. 58 folhas. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A urbanização crescente e a canalização de rios e arroios urbanos são as principais causas do aumento de alagamentos em diversos municípios. Com foco no município de Rondinha, cidade no norte do Rio Grande do Sul, e em estudo realizado para contenção de cheias da Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan), o presente trabalho foi desenvolvido com o intuito de modelar o comportamento hidrológico e hidráulico do principal arroio que passa pelo centro urbano, Arroio Lambari, com apoio dos softwares de domínio público desenvolvidos pelo US Army Corps of Engineers, Hec-HMS e Hec-RAS. Foram desenvolvidas chuvas de projeto, pelo método do Bureau of Reclamation, para 3 tempos de retorno (10, 25 e 50 anos) para duas sub-bacias principais do Arroio Lambari, com base em curvas Intensidade-Duração-Frequência desenvolvidas para o município de Chapecó. Em seguida, através do método do Hidrograma Unitário do SCS, as chuvas de projeto foram transformadas em vazão, considerando-se as perdas pelo método Número de Curva do SCS. Uma vez com as vazões referentes a cada sub-bacia em cada tempo de retorno, foram levantadas 3 análises: 1) o comportamento dessas vazões dentro do perímetro urbano na situação atual, 2) o comportamento dessas vazões com a presença da barragem proposta pela Metroplan, 3) novas alternativas para minimização das cheias do Arroio Lambari. Na primeira análise, foram observados diversos pontos de alagamento em todos os tempos de retorno. Na segunda análise, foi observado que o projeto proposto pela Metroplan não era suficiente para a chuva de projeto proposta pelo presente trabalho. Na terceira análise, foram levantadas 3 alternativas: 1) remoção das pontes do perímetro urbano de Rondinha, 2) rebaixamento do leito do Arroio e remoção do principal ponto de estrangulamento, 3) modificações na proposta da Metroplan visando solucionar as cheias ocasionadas pela chuva de projeto com tempo de retorno de 25 anos mensuradas neste trabalho. A primeira alternativa se mostrou insuficiente. A segunda alternativa se mostrou suficiente do ponto de vista hidrológico, contudo extremamente dispendiosa, visto o grande rebaixamento de leito necessário. A terceira alternativa se mostrou satisfatória do ponto de vista hidrológico, ainda que necessitando-se de estudos hidrológicos mais detalhados, assim como, levantamentos de campo mais precisos.

Palavras-chave: modelo hidrológico, modelo hidráulico, inundação.

ABSTRACT

JACOBUS, J. R. R. HIDROLOGIC AND HIDROLOGICAL ANALYSIS OF THE FLOODCONTROL PROJECT IN THE STREAM LAMBARI, LOCATED IN RONDINHA – RIO GRANDE DO SUL. 2014. 58 pages. Environmental Engineering Graduation Work – Hydraulics Research Institute. Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil.

Urbanization and rivers and streams retifications are the main causes of floods in several towns. Focusing in a town in the north of Rio Grande do Sul named Rondinha and in a flood control study developed by the State Foundation for Metropolitan and Regional Planning (Metroplan); this paper aims to model the hydrologic and hydraulic behavior of the main stream in the urbanized area of Rondinha, the Lambari Stream, with the help of two free softwares developed by the US Army Corps of Engineers, Hec-HMS e Hec-RAS. Project rains were developed through the Bureau of Reclamation method for each of the two Lambari Stream main sub-basins based on Intensity-Duration-Frequency curves developed for Chapecó town to three recurrence periods (10, 25 and 50 years). Following it, the project rains were transformed in flow through the SCS Unity Hydrogram, and the water lost were calculated through the Curve Number SCS Method. Once the flows were dimensioned, 3 analysis were proposed: 1) those flows behavior in the urbanized area in the current situation, 2) those flows behavior having the dam proposed by Metroplan, 3) new alternatives aiming the floods minimization of the Lambari Stream. In the first analysis, there were several sections of the river with flooding in any of the recurrence period. In the second analysis, Metroplan's project was not sufficient to deal with this paper's project rain. In the third analysis, 3 alternatives were considered: 1) the removal of all the bridges in the urban area, 2) the lowering of the Lambari stream bed along with the critical bridge removal, 3) modifications in Metroplan's project aiming to tackle the 25 years recurrence flood of this paper. The first alternative did not achieve the goal of dealing with the 25 years recurrence flood. The second alternative was sufficient hydrologically, though extremely expensive, due to the fact it needs a considerable large lowering of the streambed. The third alternative was satisfactory hidrologically, though it needs a more detailed hydrologic study, as well as more and more precise fieldwork, such as topography.

Keywords:hydrologic modeling, hydraulic modeling, flooding.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	1
1.2. OBJETIVOS	4
1.3.1. Objetivo Geral	4
1.3.2. Objetivos Específicos	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. HIDROGRAMAS UNITÁRIOS SINTÉTICOS	5
2.2. MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR DO SCS.....	7
2.2.1. Hidrograma unitário triangular	7
2.2.2. Chuva de projeto.....	9
2.2.3. Transformação precipitação em vazão.....	11
2.3. CURVA INTENSIDADE-FREQUÊNCIA-DURAÇÃO (IDF) DA MACRO-REGIÃO DE CHAPECÓ	13
2.4. MÉTODO DO PULS MODIFICADO	15
2.5. FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA HEC-HMS	17
2.6. FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA HEC-RAS.....	18
3. METODOLOGIA	21
3.1. DADOS DA BACIA DO ARROIO LAMBARI.....	21
3.2. CHUVA DE PROJETO.....	23
3.3. VAZÃO AFLUENTE.....	24
3.4. 1ª ANÁLISE - SITUAÇÃO ATUAL DO ESCOAMENTO.....	24
3.5. 2ª ANÁLISE - SITUAÇÃO DO ESCOAMENTO COM A PRESENÇA DA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN.....	30
3.6. 3ª ANÁLISE - PROPOSTAS DE NOVAS MEDIDAS PARA MINIMIZAÇÃO DAS ENCHENTES	31
4. RESULTADOS.....	33
4.1. CHUVA DE PROJETO.....	33
4.2. VAZÃO AFLUENTE.....	34
4.3. 1ª ANÁLISE - SITUAÇÃO ATUAL DO ESCOAMENTO.....	35
4.3.1. Tempo de Retorno de 10 anos	36
4.3.2. Tempo de Retorno de 25 anos	38
4.3.3. Tempo de Retorno de 50 anos	40
4.4. 2ª ANÁLISE - SITUAÇÃO DO ESCOAMENTO COM A PRESENÇA DA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN.....	42

4.4.1. Tempo de Retorno de 10 anos	42
4.4.2. Tempo de Retorno de 25 anos	43
4.4.3. Tempo de Retorno de 50 anos	46
4.5. 3ª ANÁLISE - PROPOSTAS DE NOVAS MEDIDAS PARA MINIMIZAÇÃO DAS ENCHENTES	49
4.5.1. Remoção da Galeria e das Pontes Próximas ao Centro	50
4.5.2. Rebaixamento do Leito do Arroio Lambari Dentro do Perímetro Urbano.....	51
4.5.3. Modificação das Estruturas de Controle de Vazão da Barragem	53
5. CONCLUSÕES	57
5.1. 1ª ANÁLISE - SITUAÇÃO ATUAL DO ESCOAMENTO.....	57
5.2. 2ª ANÁLISE - SITUAÇÃO DO ESCOAMENTO COM A PRESENÇA DA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN.....	57
5.3. 3ª ANÁLISE - PROPOSTAS DE NOVAS MEDIDAS PARA MINIMIZAÇÃO DAS ENCHENTES.....	58
6. RECOMENDAÇÕES	60
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE RONDINHA NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL.....	2
FIGURA 2. VISUALIZAÇÃO DE TRECHOS DO RIO SARANDI E DE SEU AFLUENTE LAMBARI E O CORTA-RIO	2
FIGURA 3. FOTO DA ESTRUTURA DE DESVIO E DO CORTA-RIO NO RIO SARANDI	3
FIGURA 4. MATRIZ DA CONVOLUÇÃO DE UM HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO.....	6
FIGURA 5. EXEMPLO TEÓRICO DE UM HIDROGRAMA SINTÉTICO CRIADO POR CONVOLUÇÃO	6
FIGURA 6. ESQUEMÁTICO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO DO SCS.....	7
FIGURA 7. EXEMPLO DE HIETOGRAMA COM VALORES EM ORDEM DECRESCENTE.....	10
FIGURA 8. EXEMPLO DE HIETOGRAMAS DEPOIS DA REDISTRIBUIÇÃO PELO MÉTODO DO BUREAU OF RECLAMATION	11
FIGURA 9. CURVAS IDF DE 1) ATÉ 120 MINUTOS ; 2) DE 120 A 480 MINUTOS; E 3) DE 480 A 1440 MINUTOS DE DURAÇÃO DA CHUVA DE PROJETO.....	14
FIGURA 10. BACIA DO LAMBARI, SUB-BACIA DO LAMBARI MONTANTE E SUB-BACIA DO AFLUENTE DO LAMBARI COM A BASE DA HIDROGRAFIA DO MUNICÍPIO DE RONDINHA	23
FIGURA 11. DIAGRAMA DO SOFTWARE HEC-RAS COM AS FOTOS REPRESENTATIVAS DE ALGUMAS SEÇÕES	26
FIGURA 12. FOTO E SEÇÃO 19 NO MODELO DO HEC-RAS A MONTANTE DA RS-404.....	27
FIGURA 13. FOTO E SEÇÃO 6 NO MODELO DO HEC-RAS A JUSANTE DA GALERIA DO CENTRO	27
FIGURA 14. PERFIL LONGITUDINAL DAS SEÇÕES CRIADAS NO HEC-RAS DO ARROIO LAMBARI.....	29
FIGURA 15. CURVAS COTA-ÁREA E COTA-VOLUME DA REGIÃO DO BARRAMENTO PROPOSTO (FONTE: ADAPTADO DE METROPLAN)	30
FIGURA 16. VAZÃO AFLUENTE DA SUB-BACIA LAMBARI MONTANTE PARA TR DE 10, 25 E 50 ANOS.....	35
FIGURA 17. VAZÃO AFLUENTE DA SUB-BACIA DO AFLUENTE DO LAMBARI PARA TR DE 10, 25 E 50 ANOS	35
FIGURA 18. SOMA DOS HIDROGRAMAS NA SITUAÇÃO ATUAL COM TR DE 10 ANOS	36
FIGURA 19. SEÇÃO 7 DO MODELO DO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 23.3 m ³ /s (TR 10 ANOS) NO CENÁRIO ATUAL	37
FIGURA 20. SEÇÃO LONGITUDINAL DAS INUNDAÇÕES DO TRECHO URBANO DO LAMBARI PARA TR 10 ANOS NO CENÁRIO ATUAL.....	37
FIGURA 21. SOMA DOS HIDROGRAMAS NA SITUAÇÃO ATUAL COM TR DE 25 ANOS	38
FIGURA 22. SEÇÃO 7 DO MODELO DO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 31,7 m ³ /s (TR 25 ANOS) NO CENÁRIO ATUAL	39
FIGURA 23. SEÇÃO LONGITUDINAL DAS INUNDAÇÕES DO TRECHO URBANO DO LAMBARI PARA TR 25 ANOS NO CENÁRIO ATUAL.....	39
FIGURA 24. SOMA DOS HIDROGRAMAS NA SITUAÇÃO ATUAL COM TR DE 50 ANOS	40

FIGURA 25. SEÇÃO 7 DO MODELO DO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 31,7 m ³ /s (TR 50 ANOS) NO CENÁRIO ATUAL	41
FIGURA 26. SEÇÃO LONGITUDINAL DAS INUNDAÇÕES DO TRECHO URBANO DO LAMBARI PARA TR 50 ANOS NO CENÁRIO ATUAL	41
FIGURA 27. SOMA DOS HIDROGRAMAS COM O AMORTECIMENTO CAUSADO PELA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN COM TR DE 10 ANOS.....	43
FIGURA 28. SEÇÃO 18,9 DO MODELO DO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 12,6 m ³ /s (TR 10 ANOS)	43
FIGURA 29. SOMA DOS HIDROGRAMAS COM O AMORTECIMENTO CAUSADO PELA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN COM TR DE 25 ANOS.....	44
FIGURA 30. SEÇÃO 7 DO MODELO DO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 20,8 m ³ /s (TR 25 ANOS) COM A PRESENÇA DA REPRESA PROPOSTA PELA METROPLAN	45
FIGURA 31. PLANTA DO ALAGAMENTO NAS SEÇÕES CRÍTICAS COM TR DE 25 ANOS EM PRESENÇA DO EMPREENDIMENTO PROPOSTO	45
FIGURA 32. SOMA DOS HIDROGRAMAS COM O AMORTECIMENTO CAUSADO PELA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN COM TR DE 25 ANOS.....	46
FIGURA 33. SEÇÃO 7 DO MODELO DO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 28,1 m ³ /s (TR 50ANOS) COM A PRESENÇA DA REPRESA PROPOSTA PELA METROPLAN	48
FIGURA 34. PERFIL LONGITUDINAL DA CHEIA DE TR DE 50 ANOS COM A PRESENÇA DO EMPREENDIMENTO PROPOSTO.....	48
FIGURA 35. INUNDAÇÃO DA SEÇÃO 7 DO MODELO HEC-RAS COM A VAZÃO DE 14.7 m ³ /s	49
FIGURA 36. PERFIL LONGITUDINAL DA PROPOSTA DE REMOÇÃO DAS PONTES.....	50
FIGURA 37. VARIAÇÃO DA LÂMINA D'ÁGUA NA SEÇÃO 10 COM E SEM AS PONTES DO CENTRO	51
FIGURA 38. INFLUÊNCIA DA GALERIA DO CENTRO NA ALTERNATIVA DE REBAIXAMENTO DO LEITO.....	52
FIGURA 39. PERFIL DO ARROIO LAMBARI APÓS A RETIRADA DA GALERIA DO CENTRO CONJUNTAMENTE COM O REBAIXAMENTO DO CANAL	53
FIGURA 40. RESUMO GRÁFICO DO COMPORTAMENTO DO AMORTECIMENTO DA CHEIA DE 25 ANOS PARA A BARRAGEM PROPOSTA.....	55
FIGURA 41. HIDROGRAMA DE ENTRADA NA ÁREA URBANA DO MUNICÍPIO DE RONDINHA COM A BARRAGEM COM NOVAS DIMENSÕES PROPOSTAS.....	55

LISTA DE TABELAS

TABELA 1. GRUPOS DE SOLO E SUAS CARACTERÍSTICAS	11
TABELA 2. EXEMPLO DE VALORES DE CN	12
TABELA 3. VALORES DO COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA LOCAL SUGERIDOS PELO HEC- RAS	20
TABELA 4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BACIA DO ARROIO LAMBARI E SEU PRINCIPAL AFLUENTE.....	22
TABELA 5. DADOS DA CHUVA DE PROJETO PARA A SUB-BACIA LAMBARI MONTANTE COM TR DE 10 ANOS.....	33
TABELA 6. DADOS DA CHUVA DE PROJETO PARA A SUB-BACIA LAMBARI MONTANTE COM TR DE 25 ANOS.....	33
TABELA 7. DADOS DA CHUVA DE PROJETO PARA A SUB-BACIA LAMBARI MONTANTE COM TR DE 50 ANOS.....	33
TABELA 8. DADOS DA CHUVA DE PROJETO PARA A SUB-BACIA DO AFLUENTE DO ARROIO LAMBARI COM TR DE 10 ANOS.....	34
TABELA 9. DADOS DA CHUVA DE PROJETO PARA A SUB-BACIA DO AFLUENTE DO ARROIO LAMBARI COM TR DE 25 ANOS.....	34
TABELA 10. DADOS DA CHUVA DE PROJETO PARA A SUB-BACIA DO AFLUENTE DO ARROIO LAMBARI COM TR DE 50 ANOS.....	34
TABELA 11. ALTERAÇÃO DE COTAS PROPOSTA DO LEITO DO ARROIO LAMBARI.....	52
TABELA 12. RESUMO DE VAZÃO E COTAS DA 1ª ANÁLISE PARA O TR DE 25 ANOS.....	57
TABELA 13. RESUMO DE VAZÃO E COTAS DA 2ª ANÁLISE PARA O TR DE 25 ANOS.....	58
TABELA 14. RESUMO DE VAZÃO E COTAS DA 1ª ALTERNATIVA DA 3ª ANÁLISE PARA O TR DE 25 ANOS.....	58
TABELA 15. RESUMO DE VAZÃO E COTAS DA 2ª ALTERNATIVA DA 3ª ANÁLISE PARA O TR DE 25 ANOS.....	59
TABELA 16. RESUMO DE VAZÃO E COTAS DA 3ª ALTERNATIVA DA 3ª ANÁLISE PARA O TR DE 25 ANOS.....	59

1. INTRODUÇÃO

Prática comum em diversos municípios de pequeno porte, a retificação e canalização de arroios em ambientes urbanos, geralmente com o intuito de facilitar a matriz viária e aumentar a área de ocupação humana (PORATH, 2004), pode vir a ocasionar alagamentos a jusante. Essa prática, que tinha como base o conceito de diminuir o tempo de concentração, fazendo com que a passagem da água fosse mais rápida, acaba por ocasionar inundações maiores a jusante dessas áreas. Essa visão está lentamente sendo substituída pelo conceito de aumentar o tempo de concentração com a prática de utilização de dispositivos, tais como, bacias de retenção e áreas permeáveis, com o intuito de reservar um volume de água, regularizar a vazão e aumentar a infiltração (TUCCI et al, 1993). Além dessa prática, há uma tendência de se utilizar o novo conceito de “conviver com a água”. Esse conceito foca no entendimento dos processos hidrológicos e a aceitação que algumas áreas irão ser inundadas em determinados intervalos de tempo, como por exemplo as planícies de inundação de determinados cursos d’água. Neste sentido, para se mitigar os problemas decorrentes de inundações em meio urbano, algumas medidas não estruturais podem ser vislumbradas, por exemplo, sistemas de alarmes, definição de rotas de fuga, zoneamento, seguros para enchentes, entre outras (JOHNSON, 1978).

1.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Dentro do conceito atual de aumento do tempo de concentração, o poder municipal de Rondinha, município localizado no norte do estado do Rio Grande do Sul (conforme apresentado na Figura 1), começou a procurar soluções para inundações recorrentes no seu perímetro urbano.

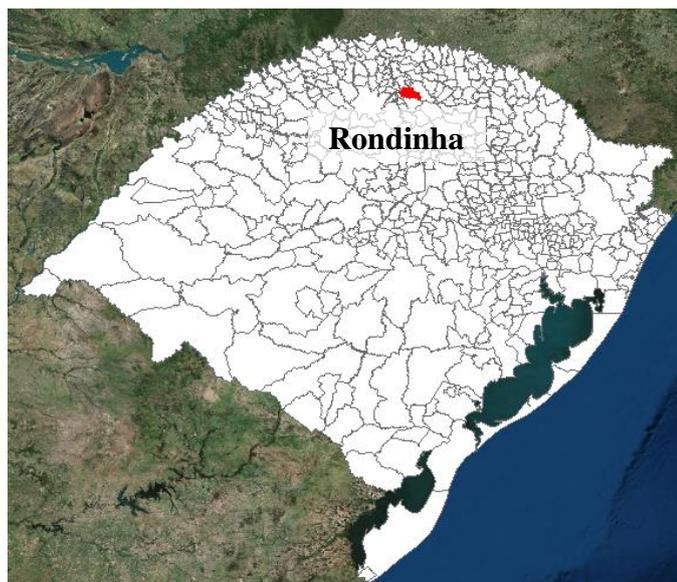


Figura 1. Localização do município de Rondinha no estado do Rio Grande do Sul

Em um primeiro momento foi levantado que o principal causador desses alagamentos fosse o Rio Sarandi, que corta uma parte do perímetro urbano ao meio, de leste a oeste. Para se solucionar esse problema, em 1996, o Rio Sarandi foi retificado, como pode ser visto na Figura 2 e Figura 3. Tal solução se mostrou ineficiente, uma vez que os alagamentos continuaram a ocorrer.

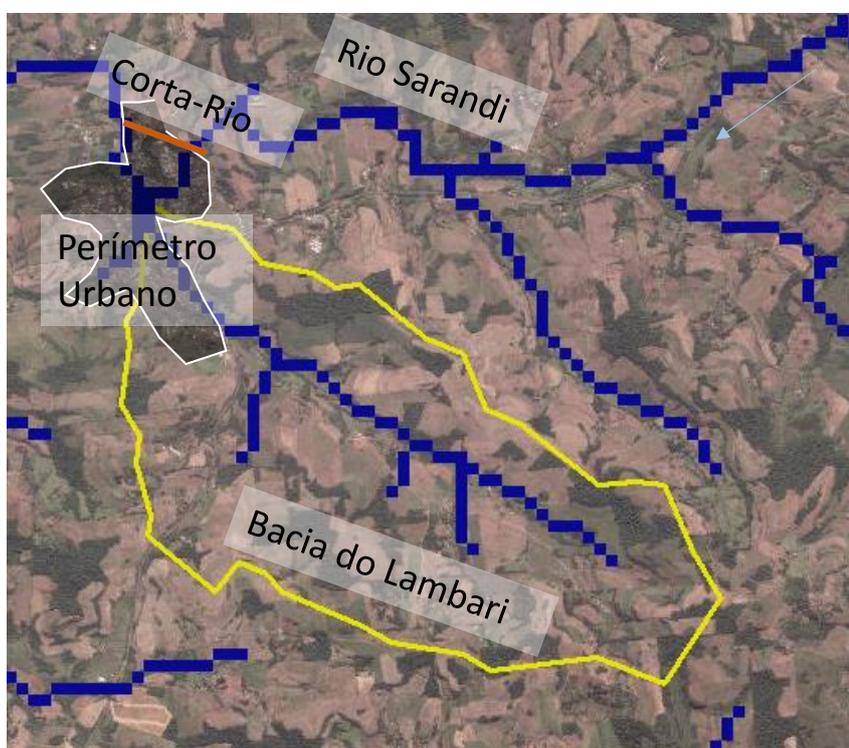


Figura 2. Visualização de trechos do Rio Sarandi e de seu afluente Lambari e o Corta-Rio



Figura 3. Foto da estrutura de desvio e do corta-rio no Rio Sarandi

Uma vez realizado esse grande investimento e persistindo as inundações, levantou-se a possibilidade do problema estar localizado na cheia do Arroio Lambari, arroio este que corta o perímetro urbano de sul a norte, com sua porção urbana toda canalizada. Para a realização de estudos, o poder municipal foi em busca de ajuda técnica por parte da Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional – Metroplan, órgão vinculado ao Governo do Estado do Rio Grande do Sul. O estudo foi guiado pelas informações cedidas pelo município e levantadas durante visita de campo efetuada pela equipe técnica da Metroplan. Após a realização desse estudo, o presente trabalho de conclusão de curso teve como principal objetivo a análise, do ponto de vista hidrológico e hidráulico, da proposta apresentada no estudo efetuado pela Metroplan visando a minimização de inundações na área urbana do município de Rondonia/RS. O presente estudo simulou, primeiramente, o comportamento natural do arroio Lambari. Em um segundo momento, revisou a solução apresentada pela Metroplan, e, por fim, propôs novas alternativas para a minimização das cheias, dentre estas uma solução de readequação da proposta da Metroplan para a nova chuva de projeto calculada.

As inundações ocasionadas no Município de Rondonia, não só afetam a vida de centenas de pessoas em intervalos de tempo curtos, como ocasionam recorrentes

prejuízos econômicos, como na cheia de 2013 de aproximadamente R\$ 500 mil, levantado pela prefeitura¹.

1.2. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

Analisar, do ponto de vista hidrológico e hidráulico, as inundações recorrentes na área urbana do município de Rondinha/RS, com base na proposta apresentada no estudo efetuado pela Metroplan, e propor alternativas visando a minimização dessas inundações.

1.3.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos consistem em:

- Mensurar chuvas de projeto, para as sub-bacias em estudo, com Tempo de Retorno de 10, 25 e 50 anos;
- Mensurar as vazões afluentes ao reservatório de acumulação proposto pela Metroplan, com Tempos de Retorno de 10, 25 e 50 anos;
- Mensurar as vazões afluentes da sub-bacia do principal afluente do Arroio Lambari, com Tempos de Retorno de 10, 25 e 50 anos;
- Analisar o comportamento do escoamento dentro do perímetro urbano na situação atual com Tempos de Retorno de 10, 25 e 50 anos;
- Analisar o comportamento do escoamento dentro do perímetro urbano com a alternativa de execução da barragem de detenção de cheias proposta pela Metroplan com Tempos de Retorno de 10, 25 e 50 anos;
- Propor possíveis alternativas para minimizar as inundações no município de Rondinha.

1

(http://www.metroplan.rs.gov.br/conteudo/1365/?Prefeito_de_Rondinha_solicita_estudo_de_concep%C3%A7%C3%A3o_%C3%A0_Metroplan, 2014)

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os principais métodos utilizados durante o TCC para o cálculo de chuvas de projeto, conjuntamente com estudo que deu origem as curvas IDF (Intensidade-Duração-Frequência) da região. Além disso, apresentará os métodos de transformação chuva-vazão e o cálculo da laminação da cheia em reservatórios, ambos utilizados no programa Hec-HMS, cuja explicação também está presente neste capítulo. Por fim, é apresentado o funcionamento do programa Hec-RAS, que simula a dinâmica do corpo hídrico através da equação de Bernoulli.

2.1. HIDROGRAMAS UNITÁRIOS SINTÉTICOS

Para o cálculo de hidrogramas de projeto, é necessário o conhecimento de duas características básicas: conhecimento do escoamento superficial e a forma como esse volume se propaga no terreno. Devido à dificuldade de obtenção de dados hidrológicos históricos representativos para tempos de retorno mais raros, foram criados diversos métodos do Hidrograma Unitário Sintético desde a década de 30, iniciando-se com Sherman em 1932, e sendo desenvolvido pelo americano Snyder em 1938 (TUCCI, 1993). Estes métodos utilizam o conceito da chuva efetiva unitária, ou seja, eles consideram que a precipitação é uniformemente distribuída por toda a bacia ao mesmo tempo que possui uma intensidade constante (COLLISCHONN & DORNELLES, 2013). Por motivos óbvios isso é uma aproximação da realidade, motivo pelo qual o método é aplicado somente em bacias de pequeno a médio porte.

O método possui duas características intrínsecas, proporcionalidade e superposição, que juntas possibilitam a criação de hidrogramas resultantes de eventos menos simplificados. Isto é, devido ao fato do volume do escoamento ser proporcional ao volume da chuva unitária, ou proporcionalidade; e o fato de ser possível se obter um hidrograma final de “x” chuvas efetivas somando-se as vazões de “x” hidrogramas unitários, ou superposição, é possível se realizar o processo matemático da convolução (COLLISCHONN & DORNELLES, 2013).

A convolução é um método onde o operador, baseado em duas funções, cria uma terceira. Assim, a vazão do hidrograma unitário final é obtida num tempo “t” realizando-se a convolução da chuva efetiva com a ordenada do hidrograma unitário primário. A Figura 4 apresenta a visualização matricial do processo de convolução.

$$\begin{aligned}
 Q1 &= Pef1.h1 \\
 Q2 &= Pef2.h1 + Pef1.h2 \\
 Q3 &= Pef3.h1 + Pef2.h2 + Pef1.h3 \\
 Q4 &= Pef3.h2 + Pef2.h3 + Pef1.h4 \\
 Q5 &= Pef3.h3 + Pef2.h4 + Pef1.h5 \\
 Q6 &= Pef3.h4 + Pef2.h5 + Pef1.h6 \\
 Q7 &= Pef3.h5 + Pef2.h6 + Pef1.h7 \\
 Q8 &= Pef3.h6 + Pef2.h7 + Pef1.h8 \\
 Q9 &= Pef3.h7 + Pef2.h8 + Pef1.h9 \\
 Q10 &= Pef3.h8 + Pef2.h9 \\
 Q11 &= Pef3.h9
 \end{aligned}$$

Figura 4. Matriz da convolução de um Hidrograma Unitário Sintético²

Onde Q é a vazão no tempo t, h é a vazão por unidade de chuva do hidrograma unitário inicial, Pef é a precipitação efetiva em cada um dos 3 blocos. Neste exemplo matricial há 3 blocos de chuva efetiva, 9 ordenadas do hidrograma unitário e 11 intervalos de tempo de duração do escoamento superficial.

Essa construção, dá origem a um hidrograma artificial que representa o escoamento gerado por um certo evento de pluviosidade. Na Figura 5, pode-se ver a representação da pluviosidade no canto superior esquerdo do gráfico, e a variação da vazão pela curva do gráfico.

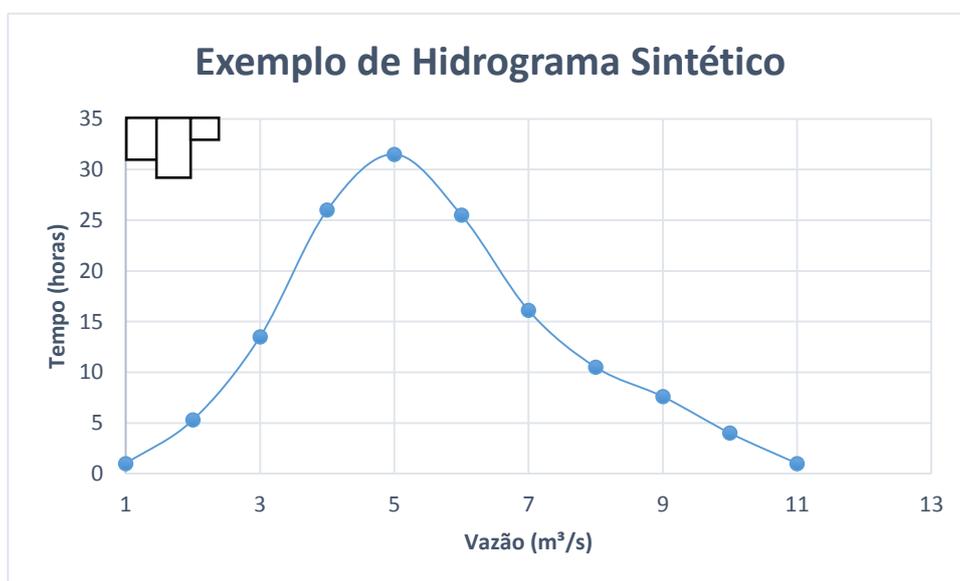


Figura 5. Exemplo teórico de um Hidrograma Sintético criado por convolução

² Fonte: (COLLISCHONN & DORNELLES, 2013)

2.2. MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR DO SCS

Com a mesma ideia vinda dos trabalhos de Sherman foram, com o passar do tempo, criados diversos outros métodos, sendo o do United States Department of Agriculture - Soil Conservation Service (USDA-SCS) em 1957, atualizado posteriormente em 1975, um dos métodos mais aceitos hoje em dia (TUCCI et al, 1993). Este método tem como base a utilização de dados geomorfológicos e a caracterização do tipo e uso do solo (TUCCI, 2003). O método USDA-SCS, chamado também de Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular é amplamente utilizado hoje em dia, sendo ainda atualizado pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (TOMAZ, 2002).

2.2.1. Hidrograma unitário triangular

O método desenvolvido pelo USDA-SCS se utiliza do conceito do Hidrograma Unitário Sintético Triangular, que aproxima o hidrograma a um triângulo, como pode ser visto na Figura 6.

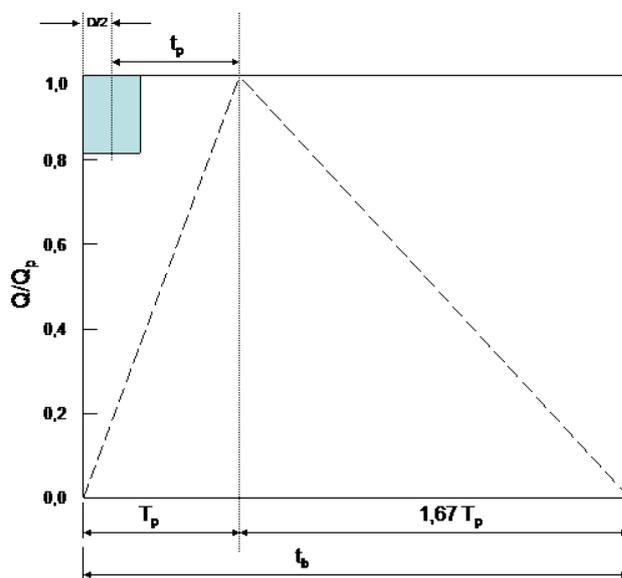


Figura 6. Esquemático do Hidrograma Unitário Sintético do SCS³

Para a elaboração desse triângulo, primeiramente é necessário a definição do tempo de concentração da bacia, isto é, o tempo para que toda a área de drenagem da

³ Fonte: (COLLISCHONN & DORNELLES, 2013)

bacia esteja contribuindo para a vazão no seu exutório. Existem diversas fórmulas empíricas, sendo o método de Kirpich, um dos mais utilizados atualmente (TUCCI et al, 1993). Esse método é ótimo, de acordo com Tucci, a bacias com áreas entre 0,5 e 45,3 hectares e utiliza a seguinte fórmula:

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

Onde:

T_c é o tempo de concentração em minutos, L é o comprimento do curso d'água principal em km e H é a diferença de cota do ponto mais a montante ao exutório do curso d'água principal em metros.

Além desse método há uma variedade de outros, como por exemplo o do próprio SCS, e o de Watt e Chow criado em 1985 para bacias de até 5840 km². Por fim, importante salientar que o tempo de concentração subdimensionado acarretará em uma vazão máxima do pico menor do que a realidade, assim como o superdimensionamento tem o efeito contrário. Em outras palavras, a favor da segurança é costumeiro se tomar tempos de concentração menores.

Uma vez com o tempo de concentração encontrado, é possível desenvolver o triângulo sintético simulando o hidrograma. O tempo necessário para que a maior vazão do hidrograma seja alcançada, ou seja, o tempo de ascensão da vazão até o pico, é definido como

$$T_p = t_c * 0,6 + \frac{D}{2}$$

Onde o T_p é o tempo de pico, t_c é o tempo de concentração e D é a duração total da chuva unitária, todos na mesma unidade de tempo.

O tempo de base do hidrograma sintético é estimado como sendo 2,67 vezes o tempo de pico (T_p). E por fim é definido a vazão de pico por mm de chuva precipitada pela seguinte fórmula:

$$q_p = \frac{0,208A}{T_p}$$

Onde T_p é dado em horas, e A é dado em km².

Assim, são definidas todas as variáveis do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do SCS, obtendo-se o comportamento sintético de um HU.

2.2.2. Chuva de projeto

Chuvas de projeto são chuvas idealizadas que simulam eventos pluviométricos com um determinado tempo de retorno, isto é, são chuvas com intensidades específicas definidas estatisticamente para a ocorrência em média de uma vez em um determinado tempo estabelecido (COLLISCHONN & DORNELLES, 2013). Essas chuvas podem ser definidas através de dados observados, e costumeiramente são utilizadas curvas IDF (Intensidade-Duração-Frequência) onde esses dados já foram trabalhados estatisticamente. Com essas curvas é possível simular uma intensidade com base no tempo de duração e na frequência desejadas. A fórmula geral das curvas IDF é:

$$I = \frac{K * TR^a}{(t_d + b)^c}$$

Onde:

K, a, b, c = coeficientes gerados estatisticamente pelos postos pluviométricos, ou seja dependentes da região;

I = intensidade dada em mm/h;

TR = tempo de retorno dado em anos; e

T_d = tempo de duração da chuva, dado em minutos.

Para a determinação da intensidade, deve-se atribuir uma frequência (objeto que define o nível de proteção que é desejado à área) e uma duração. Essa duração é muitas vezes definida como o tempo de concentração da bacia, uma vez que esse tempo crítico revela a vazão de pico atrelada a essa pluviosidade (COLLISCHONN & DORNELLES, 2013). Definidas essas duas variáveis é possível criar a chuva de projeto.

A chuva de projeto é construída com a discretização dos intervalos inferiores ao tempo de concentração da bacia (ou tempo crítico). Para cada um dos intervalos é calculado, através da curva IDF da área, sua intensidade, com o valor de duração discreto e o tempo de retorno requisitado. Uma vez com a intensidade de cada um dos intervalos, é calculado a precipitação, ou seja multiplica-se o valor da intensidade

calculada pela equação da curva IDF (dado em mm/h) pelo tempo de duração da chuva, obtendo-se os valores acumulados de cada um dos intervalos discretos. Para o cálculo da precipitação incremental, simplesmente é subtraído do valor de cada intervalo a pluviosidade acumulada anterior.

Esses valores, após o cálculo, estão em ordem decrescente, que poderia ser o comportamento de uma chuva de projeto; todavia, essa chuva de projeto estaria simulando uma “pancada” de chuva seguida de uma diminuição de intensidade. Esse padrão de precipitação não é comum na prática, havendo diversos métodos para sua redistribuição, como o Método do Bureau of Reclamation, o método de Huff e o método de Chicago. O Método do Bureau of Reclamation tem a característica de maximizar o efeito das chuvas, sendo muitas vezes escolhido para aumentar o grau de segurança do projeto (TUCCI et al, 1993).

Esse método consiste em se redistribuir as precipitações discretizadas em 6 intervalos na seguinte ordem: 6, 4, 3, 1, 2, 5. Sendo 6 o valor de menor precipitação e 1 o valor de maior precipitação. Assim, as chuvas de menor intensidade tendem a “preencher” os vales topográficos e serem absorvidas pelo solo, deixando o pico da pluviosidade escoar diretamente, transformando-se em vazão diretamente.

Os hietogramas da Figura 7 e da Figura 8 representam os blocos antes e depois da reorganização pelo Método do Bureau of Reclamation.

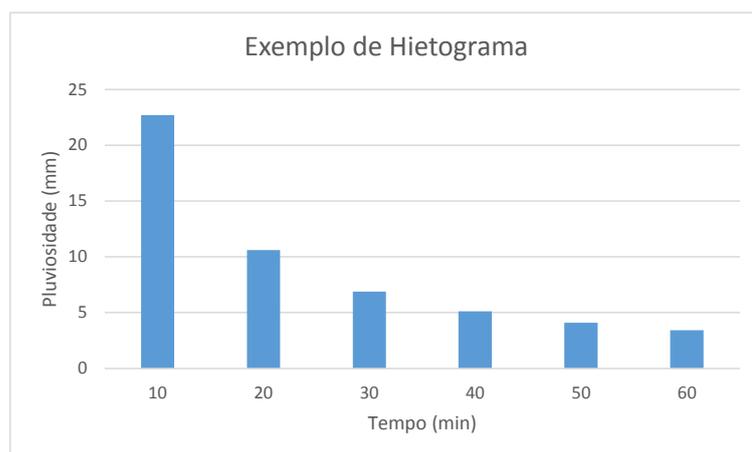


Figura 7. Exemplo de Hietograma com valores em ordem decrescente

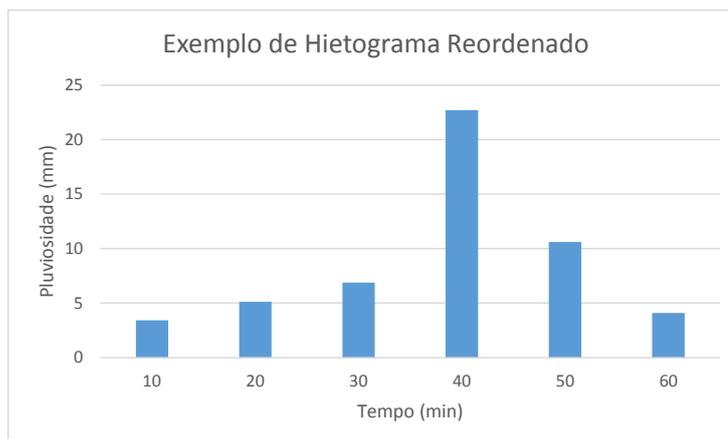


Figura 8. Exemplo de Hietogramas depois da redistribuição pelo Método do Bureau of Reclamation

2.2.3. Transformação precipitação em vazão

O método utiliza um parâmetro chamado de “número de curva” (CN), que quantifica as taxas de infiltração e armazenamento no solo da precipitação. Para a definição desse parâmetro, o USDA-SCS classificou mais de 4.000 tipos de solo quanto ao escoamento propiciado, levando a definição de 4 grandes grupos de solo, intitulados A, B, C e D (TOMAZ, 2002). Juntando um desses grandes grupos, que simbolizam as características geomorfológicas como mostrado na

Tabela 1, com o tipo de uso desse solo, pode-se através de tabelas como a Tabela 2 chegar a um valor de CN.

Tabela 1. Grupos de solo e suas características⁴

Grupo de Solo	Características do Solo
A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (PORTO, 1979 e 1995) Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (TUCCI et al, 1993)
B	Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e menos teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças a porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial (PORTO, 1979 e 1995) Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos

⁴ Fonte: (TOMAZ, 2002)

Grupo de Solo	Características do Solo
	que o tipo A e com permeabilidade superior à média (TUCCI et al, 1993)
C	Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (PORTO, 1975 e 1995) Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo (TUCCI et al, 1993)
D	Solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (PORTO, 1975 e 1995) Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (TUCCI et al, 1993)

Tabela 2. Exemplo de valores de CN⁵

Uso do solo	Superfície do solo	Grupo do solo			
		A	B	C	D
Florestas	Muito esparsas	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76
Zona Industriais		81	88	91	93
Arruamentos e estradas	Asfaltadas e com drenagem de água pluviais	98	98	98	98
	Paralelepípedos	76	85	89	91
	Terra	72	82	87	89

O valor de CN é inversamente proporcional a capacidade de infiltração do solo, relacionando-se através da seguinte equação:

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

Onde S é um parâmetro adimensional simbolizando a infiltração do solo.

Para o cálculo do escoamento, é utilizado a equação seguinte:

⁵ Fonte: (TUCCI et al, 1993)

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

Onde Q é a vazão escoada, P é a precipitação na área, Ia é uma estimativa de perdas de água estimada em 20% de S. Assim, com base na precipitação e no tipo de solo, obtêm-se o escoamento.

Resumidamente, Collischonn e Dornelles propõem um passo a passo para a obtenção do escoamento em função da precipitação:

1. Cálculo da área de drenagem;
2. Cálculo do tempo de concentração;
3. Identificação de curva IDF da região;
4. Construção do Hidrograma Unitário Sintético;
5. Definição da Chuva de Projeto com base no TR e tempo de duração;
6. Correção da chuva de projeto com base na área da bacia e duração total do evento;
7. Cálculo da chuva efetiva pelo método SCS; e
8. Convolução dos valores com a obtenção final do hidrograma de projeto.

2.3. CURVA INTENSIDADE-FREQUÊNCIA-DURAÇÃO (IDF) DA MACRO-REGIÃO DE CHAPECÓ

De acordo com estudo realizado por Back, em 2006, com dados da Estação Meteorológica de Chapecó, pertencente ao Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), relativos ao período de 1976 a 2003, foram definidas 3 curvas IDF: 1) para o intervalo de 0 a 120 minutos; 2) para 120 a 480 minutos; e 3) para duração da precipitação entre 480 a 1440 minutos, para a macro-região de Chapecó.

As 3 curvas IDF podem ser visualizadas com seus diferentes tempos de retorno na Figura 9.

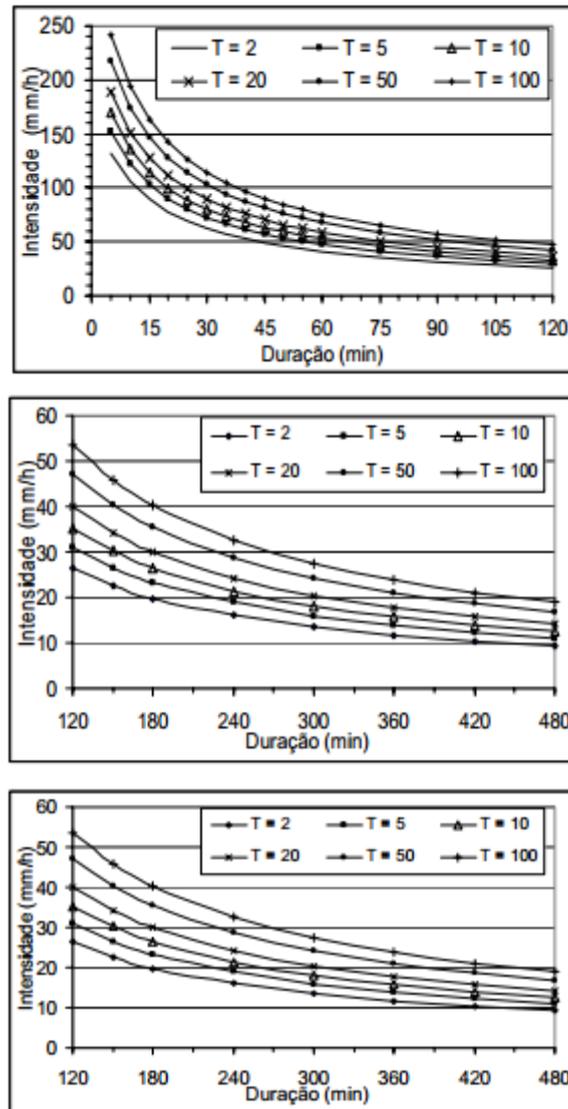


Figura 9. Curvas IDF de 1) até 120 minutos ; 2) de 120 a 480 minutos; e 3) de 480 a 1440 minutos de duração da chuva de projeto.

As equações para essas curvas são descritas a seguir:

$$i = \frac{846,1 * TR^{0,155}}{(T_d + 9,2)^{0,739}}$$

Para até 120 minutos de duração da chuva de projeto.

$$i = \frac{1542,1 * TR^{0,181}}{(T_d + 28)^{0,840}}$$

Para 120 a 480 minutos de duração da chuva de projeto.

$$i = \frac{1100 * TR^{0,166}}{(T_d + 0)^{0,782}}$$

Para 480 a 1440 minutos de duração da chuva de projeto.

Para todas essas equações, as variáveis estão a seguir descritas:

i = intensidade dada em mm/h;

TR = tempo de retorno dado em anos; e

T_d = tempo de duração da chuva, dado em minutos.

2.4. MÉTODO DO PULS MODIFICADO

O método de Puls, publicado em 1928, é o mais indicado para a realização de *routing* hidrológico em reservatórios de detenção, de acordo com Tomaz, 2002. Ainda de acordo com o autor, *routing* é “o processo que determina espacialmente e no tempo as variações de vazão ao longo de um curso d’água”. No caso do método de Puls modificado, é utilizada a equação de continuidade a seguir:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q$$

Onde:

I = vazão de entrada;

Q = vazão de saída;

S = volume armazenado; e

t = tempo.

Aproximando a derivada a variações de intervalos de tempo determinados, pode-se criar uma equação com tempos discretos. Esses tempos podem ser definidos como intervalos de “ t ” (tempo inicial) e “ $t + \Delta t$ ” (tempo final). Dessa forma, as vazões de entrada e saída, serão médias desse intervalo de tempo. Assim, aquela mesma equação pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} * \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} * \Delta t = S_2 - S_1$$

Trabalhando os termos dessa equação, chegamos na equação final:

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right)$$

Onde:

I_1 = vazão de entrada no início do período de tempo;

I_2 = vazão de entrada no fim do período de tempo;

Q_1 = vazão de saída no início do período de tempo;

Q_2 = vazão de saída no fim do período de tempo;

Δt = tempo;

S_1 = volume armazenado no início do período de tempo; e

S_2 = volume armazenado no fim do período de tempo.

Com base nessa equação da continuidade modificada, pode-se ver a presença de 4 termos conhecidos (I_1 , I_2 , Q_1 e S_1) e 2 termos desconhecidos (Q_2 e S_2). Além da presença da variável que define o processo (Δt). Com a presença de duas incógnitas, é necessária uma segunda equação afim de chegarmos a um resultado. A proposta de McCuen, em 1997, através do método de *Puls modificado* é a utilização dos seguintes passos, além da utilização de uma equação que relacione o armazenamento (S_2) em função da descarga:

1. Primeiro é sugerido uma relação de descarga por uma determinada cota (essa relação geralmente é definida por modelos de descarga de vertedor e/ou de orifício);
2. Em seguida, é criado uma tabela relacionando um cota-volume e uma cota-descarga, onde será possível obter a curva de armazenamento S em função da vazão de saída Q ;
3. Para os intervalos de tempo definidos, é realizado o cálculo do termo ($I_1 + I_2$);
4. Calcula-se $(2S_2/\Delta t + Q_2)$, utilizando-se o resultado de $(I_1 + I_2)$ e o resultado no intervalo anterior de $(2S_1/\Delta t + Q_1)$;
5. Com a interpolação da tabela relacionando descarga com a cota e o valor $(2S_2/\Delta t + Q_2)$, é obtido Q_2 ;

6. Enfim, calcula-se $(2S_2/\Delta t - Q_2)$ subtraindo-se $2Q_2$ de $(2S_2/\Delta t + Q_2)$. O valor de $(2S_2/\Delta t - Q_2)$ será igual ao valor de $(2S_2/\Delta t + Q_2)$ no intervalo subsequente. Uma vez feito isso, reinicia-se os passos a partir de 3, até que todo o routing esteja completo.

Como observação, vale dizer que a interpolação realizada no passo 5 é uma interpolação linear simples retirada da seguinte equação:

$$y = \frac{x - x_2}{x_1 - x_2} * y_1 + \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} * y_2$$

Onde as variáveis x_1 , x_2 , y_1 e y_2 são encontradas na tabela de relações, e o objetivo é encontrar o valor de y para o ponto x .

2.5. FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA HEC-HMS

O programa Hec-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrological Modeling System) é um software de domínio público desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do U.S. Army Corps of Engineers. Ele pode ser obtido através do endereço: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>. A versão mais atual é a 4.0, sendo esta a utilizada no presente trabalho.

O Hec-HMS apresenta diversos métodos de transformação de precipitação em escoamento, como por exemplo: Hidrograma Unitário do SCS (explicado anteriormente no item 2.2 deste trabalho), Onda Cinemática, Hidrograma Unitário de Clark, Hidrograma Unitário de Snyder. Cada método possui características próprias, e possibilidades de uso em diferentes áreas. O hidrograma do SCS é bem aceito até 10 km².

Além dessas transformações chuva-vazão, o software utiliza métodos consagrados de perdas da pluviosidade. Em grande parte essas perdas possuem variáveis bem específicas, sendo necessário um estudo das características do solo da região. Uma alternativa a esse estudo é o método descrito anteriormente, “número de curva” do SCS. Mesmo que sendo somente uma aproximação da realidade, esse método muitas vezes é utilizado pela falta de dados e de recursos para estudos.

Além disso, o Hec-HMS fornece opções de diferentes entradas de chuva (para a chuva de projeto), radiação (para modelos de evapo-transpiração), umidade, velocidade dos ventos, concentração de sedimentos, entre outros.

O software também possui um processamento interno para a simulação do comportamento de laminação de cheias em barragens, utilizando-se do método de *Puls modificado* (explicado anteriormente no item 2.3 deste trabalho).

2.6. FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA HEC-RAS

O programa Hec-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) é um software de domínio público desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do U.S. Army Corps of Engineers. Ele pode ser obtido através do endereço: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>. A versão mais atual é a 4.1.0, sendo esta a utilizada no presente trabalho.

O Hec-RAS simula o comportamento hidráulico de um escoamento em um canal livre, podendo esse escoamento ter regime uniforme ou não uniforme, conjuntamente com o cálculo da linha d'água. Para a definição das condições de fronteira, o programa possui declividade a jusante e a montante do trecho, nível d'água a jusante, declividade crítica a jusante e a montante, entre outras. Uma vez definido essas variáveis, as vazões de entrada, e características geométricas do terreno, o programa utiliza o método iterativo Standard Step Method (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2010). O balanço de energia, efetuado através da equação de Bernoulli, consiste em:

$$Z_2 + Y_2 + a_2 * \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + a_1 * \frac{V_1^2}{2g} + h_e$$

Onde:

Z_1 e Z_2 = Elevação do talvegue (fundo da seção) de jusante e montante, em m;

Y_1 e Y_2 = Lâmina d'água nas seções de jusante e montante, em m;

V_1 e V_2 = Velocidades médias nas seções de jusante e montante, em m/s;

a_1 e a_2 = Coeficientes de ponderação de velocidades;

g = aceleração da gravidade em m/s²;

h_e = perda de carga, em m.

Para a modelagem e ponderação das taquicargas a seguinte equação é utilizada:

$$a = \frac{Q_1 * V_1^2 + Q_2 * V_2^2}{(Q_1 + Q_2) * \bar{V}^2}$$

Onde 1 e 2 definem as seções sequenciais, Q indica a vazão em m³/s e V a velocidade em m/s.

Esse coeficiente é posteriormente utilizado na próxima equação para o cálculo da perda de carga de uma seção para a seguinte.

$$h_e = L \bar{S}_f * CE * \left| a_2 * \frac{V_2^2}{2g} - a_1 * \frac{V_1^2}{2g} \right|$$

Onde:

L = distância de uma seção a outra em metros;

S_f = declividade média entre as seções da linha de energia;

CE = coeficiente de atrito de expansão ou contração;

V = velocidade em m/s;

a = coeficiente calculado na equação anterior; e

g = aceleração da gravidade em m/s².

A declividade média S_f é calculada através da equação de Manning entre duas seções:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

$$K = \frac{A^{\frac{5}{3}}}{n * P^{\frac{2}{3}}}$$

Onde:

Q = vazão na seção transversal em m³/s;

K = Coeficiente de transporte;

A = área molhada da seção transversal em m^2 ;

P = perímetro molhado seção transversal em m ,

\bar{S}_f = declividade média final; e

n = coeficiente empírico em $m^{-1/3}$.s.

Os coeficientes de contração e expansão sugeridos pelo programa são apresentados na tabela seguinte.

Tabela 3. Valores do coeficiente de perda de carga local sugeridos pelo Hec-RAS

Caso	Contração	Expansão
Sem transição	0,0	0,0
Transição gradual	0,1	0,3
Seções típicas pontes	0,3	0,5
Transições abruptas	0,6	0,8

A descrição detalhada do programa com todas as suas particularidades pode ser encontrada no Hydraulic Reference Manual, desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers em 2010, sobre a versão 4.1 do Hec-RAS. Por não ser o objetivo do presente trabalho, não foram descritas todas as ferramentas do programa.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo, foi abordado os dados de entrada físicos relacionados a características da bacia, assim como os dados calculados de entrada da chuva de projeto e vazões afluentes ao perímetro urbano do Município de Rondinha. Após apresentados esses dados de entrada, foram criadas 3 análises para se estudar o comportamento das vazões calculadas, sendo elas:

- Comportamento atual do arroio, sem nenhum empreendimento;
- Comportamento do arroio com a presença do reservatório desenvolvido no projeto da Metroplan;
- Comportamento do arroio com 3 alternativas novas desenvolvidas no presente trabalho.

3.1. DADOS DA BACIA DO ARROIO LAMBARI

A área que constitui a bacia do arroio Lambari encontra-se, em sua totalidade, localizada no município de Rondinha. O município do norte rio-grandense, possui uma população de 5.518 pessoas de acordo com o último censo do IBGE, realizado em 2010. Sua população é majoritariamente rural, com 42% da população vivendo no núcleo urbano (alvo do presente trabalho). O PIB do município se encontra por volta de 17,6 milhões de reais, com maior importância do setor terciário seguido de perto do primário, constituindo juntos cerca de 90% do PIB municipal. Claramente, o município não possui uma grande fonte de arrecadação para grandes obras.

A bacia do arroio Lambari possui uma área de cerca de 9 km², com o curso principal do arroio com pouco menos de 7 km de extensão. Toda ela, assim como o município de Rondinha, localiza-se em uma região de clima Cfa, de acordo com a classificação Köppen, ou seja, um clima temperado, com chuvas bem distribuídas, com verão quente. O solo da região é raso, com diversos pontos onde pode ser visto a afloração de rochas. O IBGE classifica o solo como Latossolo Vermelho Distroférico, Nitossolo Vermelho Eutrófico e Nitossolo Háptico, em outras palavras, solos carregados em material argiloso, com presença de rochas fragmentadas, provenientes da base rochosa, e presença de altos teores de ferro e alumínio.

O município se situa no planalto norte rio-grandense, na formação Serra Geral, com altitudes que variam de cerca de 350 metros até aproximadamente 700 metros e

regiões com vales bem encaixados. A bacia do arroio Lambari possui um desnível de quase 200 metros, iniciando-se por volta da cota 430 e no ponto mais alto chegando na altitude de mais de 620 metros.

Para o cálculo de vazões afluentes, a bacia do Lambari foi dividida em 3: 1) Sub-bacia do Lambari Montante, cujo exutório se localiza no eixo do barramento da Figura 10; 2) Sub-bacia do afluente do Lambari, cujo exutório fica um pouco a jusante do exutório do Lambari Montante e a montante do perímetro urbano; e 3) Sub-Bacia do Lambari, que agrega as sub-bacias Lambari Montante, afluente do Lambari, e trecho urbano. Todas as áreas das sub-bacias foram encontradas com a ajuda do software ArcGIS e com base no modelo digital de terreno disponibilizado pelo Centro de Ecologia da UFRGS. Com as mesmas imagens foi possível determinar o comprimento do curso d'água e a diferença de cota entre seu ponto mais a montante e seu exutório. Os dados estão dispostos adiante na Tabela 4, assim como as imagens obtidas das bacias.

Essas sub-bacias são do Lambari Montante, do afluente principal do Lambari e do Lambari como um todo.

Tabela 4. Características físicas da bacia do Arroio Lambari e seu principal afluente

	Lambari Montante	Afluente	Lambari
Área (km ²)	5,19	2,38	9,0
Diferença de cota (m)	108	87	125
Comprimento do curso d'água (km)	4,40	2,17	7,00

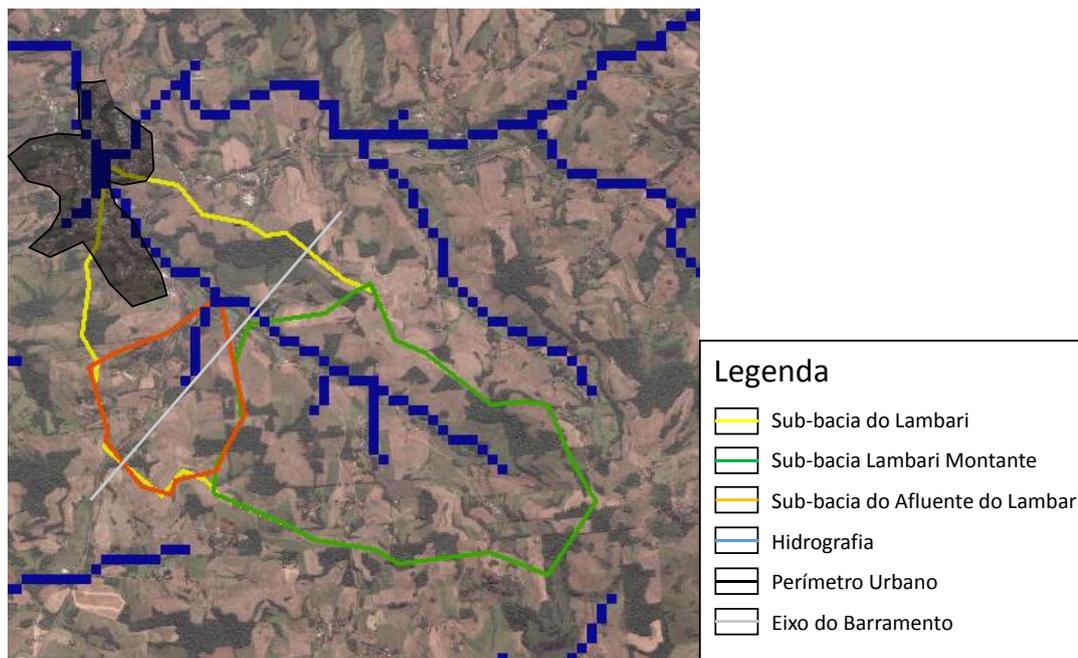


Figura 10. Bacia do Lambari, Sub-bacia do Lambari Montante e Sub-Bacia do Afluente do Lambari com a base da hidrografia do município de Rondinha

3.2. CHUVA DE PROJETO

Com os valores obtidos através do uso da ferramenta Arc-GIS de área, comprimento do curso d'água e diferença de cotas, foi possível definir a declividade de cada uma das bacias e, conseqüentemente, seus tempos de concentração. Os tempos de concentração foram obtidos pelo método de Kirpich.

Para o cálculo da chuva de projeto, foi utilizado o Método do Bureau of Reclamation, definindo a chuva de projeto com duração igual aos tempos de concentração de cada sub-bacia. Os cálculos das intensidades foram feitos através da equação IDF do estudo de Back em 2006 para chuvas de até 120 minutos de duração. A estação utilizada para o desenvolvimento dessas IDF está localizada a cerca de 85 km do município de Rondinha.

No caso da sub-bacia Lambari Montante, foram definidas 3 tabelas, para 10, 25 e 50 anos de tempo de retorno, cada uma com 6 intervalos de 10 em 10 minutos, com suas respectivas intensidades (calculadas pela curva IDF) e precipitações. No caso da sub-bacia do afluente do Lambari, os intervalos foram de 4 em 4 minutos, com os mesmos tempos de retorno.

3.3. VAZÃO AFLUENTE

No software Hec-HMS, desenvolvido pelo US Army Corps of Engineers, a vazão afluente foi calculada com a ajuda de dois métodos: o método SCS Unity Hydrograph, ou seja, o Método do SCS do Diagrama Unitário, para a transformação da precipitação em escoamento; e o método SCS Curve Number, ou seja, o método CN do SCS, para a definição das perdas implicadas pelo uso do solo e porosidade. O valor CN atribuído a área foi encontrado através de análise visual do terreno, conjuntamente com pesquisa do tipo de solo da região. Ainda foi necessário, para o software Hec-HMS, a definição do valor de “lag time” para a bacia do Arroio Lambari Montante e seu afluente, ambos calculados como 60% dos valores de seus tempos de concentração respectivos.

Foram desenvolvidas duas vazões afluentes para cada tempo de retorno, sendo uma para a sub-bacia Lambari Montante e outra para a sub-bacia do afluente do Lambari. Os hidrogramas de ambas foram posteriormente somados para a obtenção da vazão de chegada no perímetro urbano do município de Rondinha.

3.4. 1ª ANÁLISE - SITUAÇÃO ATUAL DO ESCOAMENTO

Com a utilização dos softwares Hec-HMS e Hec-RAS, foi possível mensurar as cheias ocasionadas com as chuvas de projeto de tempo de retorno 10, 25 e 50 anos. A soma dos hidrogramas das vazões afluentes totais de cada sub-bacia foi realizada e as vazões máximas para cada TR foram utilizadas como escoamento permanente na geometria criada no Hec-RAS.

Para a determinação dessa geometria dentro do perímetro urbano do município de Rondinha foram utilizadas imagens do Google Earth e anotações de campo. Para o controle mais preciso dos valores dessas seções, principalmente, relacionado à altimetria, foram utilizados os dados do levantamento realizado pela prefeitura de Rondinha apresentado no Anexo 1. Esse levantamento foi realizado com estação total, totalizando 20 seções, com pontos de cota do fundo do canal, sua largura e a distância da seção anterior. Além dos levantamentos feitos pela prefeitura, o dimensionamento das pontes, do próprio canal e das galerias teve embasamento nas fotos e anotações durante visitas a campo.

No total foram criadas 29 seções, sendo 18 seções tipo, 1 seção interpolada, e 10 seções de ponte (5 pontes com suas seções a montante e a jusante). Na Figura 11 é possível observar a localização das seções e sua distribuição, assim como as pontes (em cinza), e no Apêndice 1 é possível ver cada uma das seções transversais.

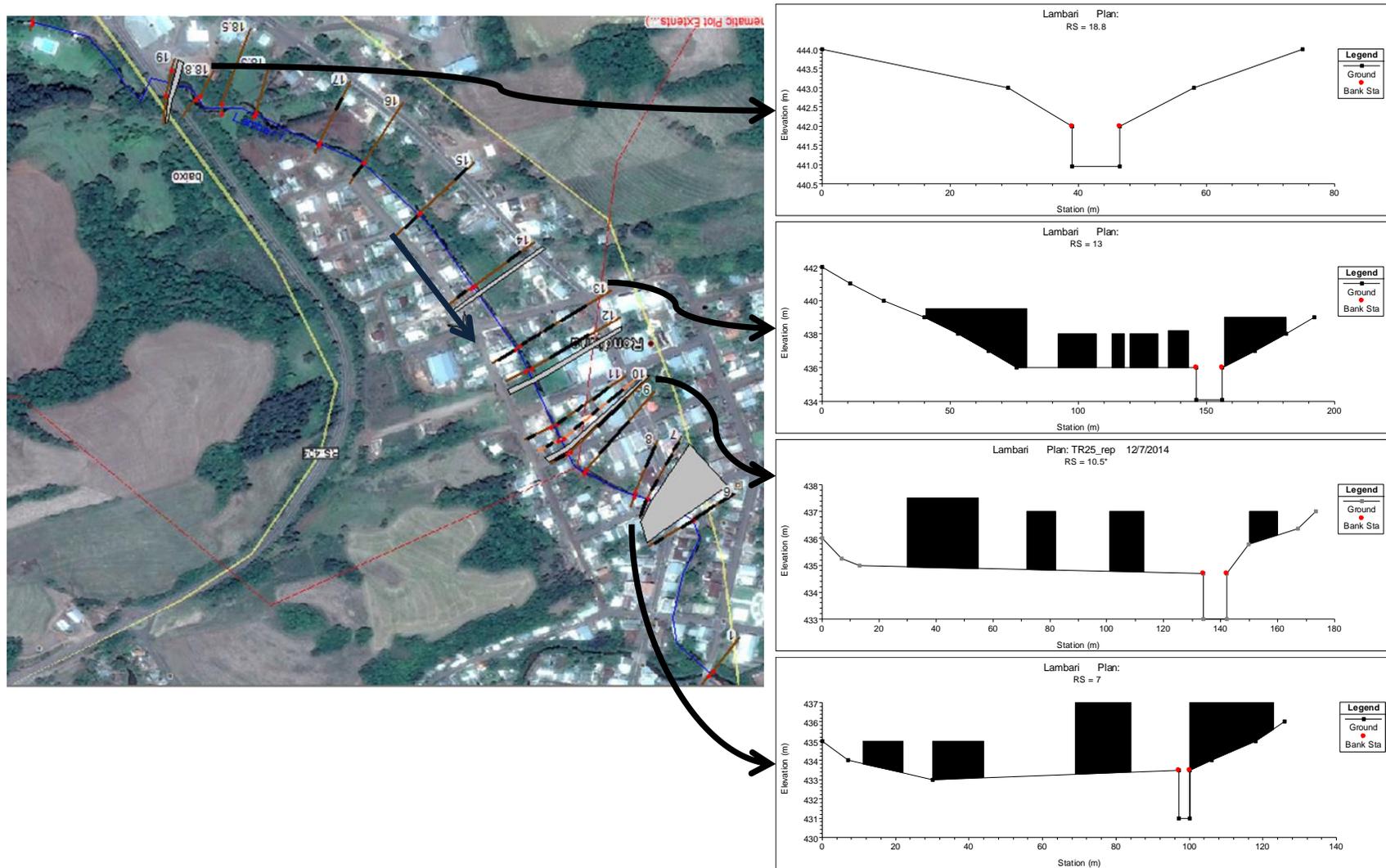


Figura 11. Diagrama do software Hec-RAS com as fotos representativas de algumas seções

A título de exemplo, é possível visualizar duas das seções e suas fotos. A Figura 12 apresenta a foto a montante da galeria da RS-404, assim como a seção que a representa. E a Figura 13, apresenta a saída da galeria do centro (foto e seção representante).

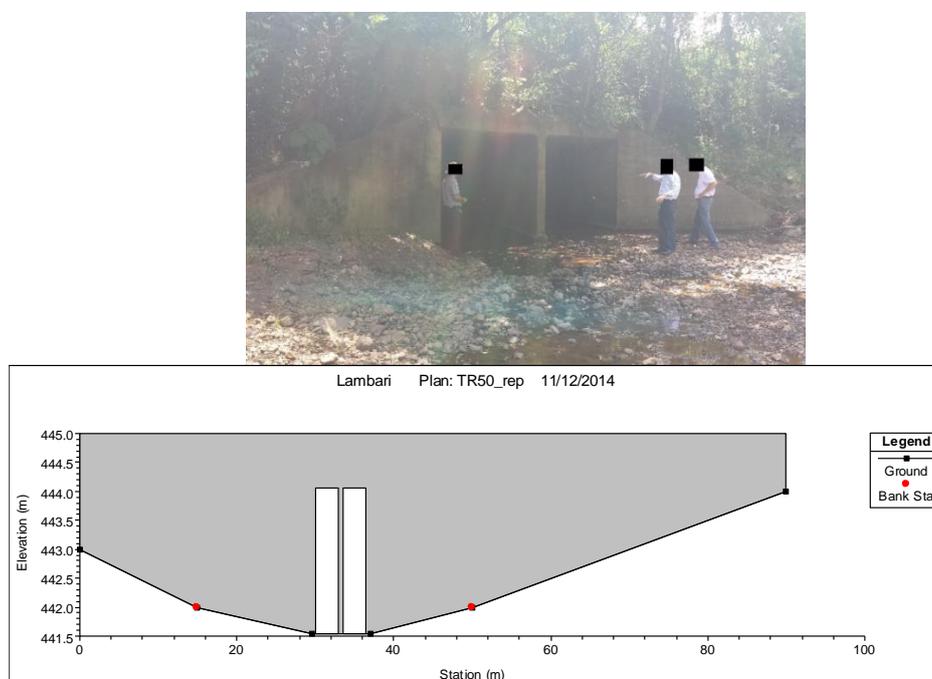


Figura 12. Foto⁶ e seção 19 no modelo do Hec-RAS a montante da RS-404

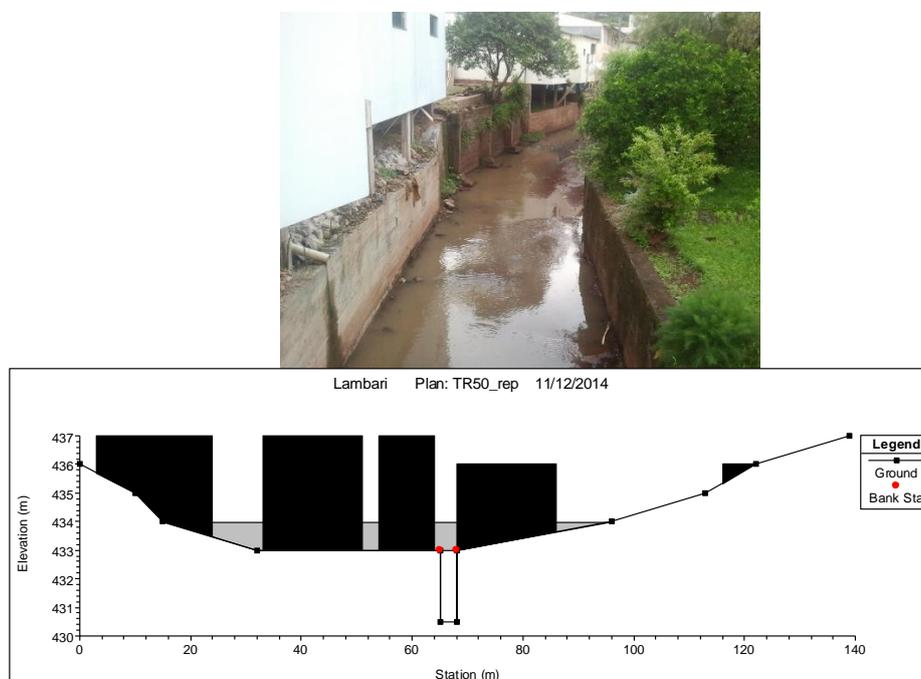


Figura 13. Foto⁷ e seção 6 no modelo do Hec-RAS a jusante da galeria do centro

⁶ Fonte: Metroplan

Como pode ser visto na Figura 13, foram incluídas nas seções as obstruções ocasionadas pelas benfeitorias da região, em sua maioria casas e galpões, simuladas como blocos no programa. A inclusão destas obstruções foi realizada através das imagens de satélite disponíveis no Google Earth e de observações em campo. Além disso, vale ressaltar que o coeficiente de rugosidade de Manning foi definido como $0,04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ nas seções mais a montante do núcleo urbano (até a seção 18.3) e, a partir da seção 17, $0,35 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ por serem mais urbanizadas. Houve também variação do Manning das margens nas seções mais a montante (até a seção 14) em relação às mais urbanas (a partir da seção 13), $0,06 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ e $0,07 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$, respectivamente, pela presença de grande quantidade de obstruções dentro da área urbana.

Por fim, a seção longitudinal do arroio Lambari na área urbanizada pode ser vista na Figura 14.

⁷ Fonte: Prof. Dr. Teixeira

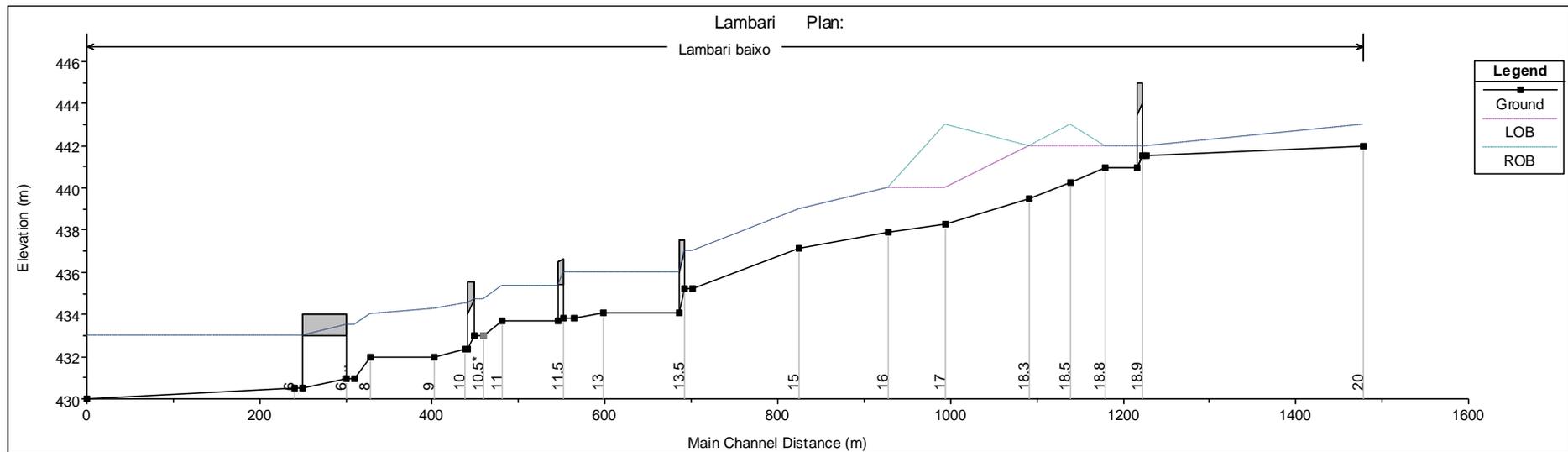


Figura 14. Perfil longitudinal das seções criadas no Hec-RAS do Arroio Lambari

No perfil longitudinal acima, é possível observar o leito do arroio pela linha uniforme preta, assim como a margem esquerda em roxo e a direita em verde, além das pontes em cinza. Os símbolos quadrados representam cada uma das seções e, por fim, o eixo “x” confere os valores das distâncias longitudinais enquanto o eixo “y” confere os valores das cotas.

3.5. 2ª ANÁLISE - SITUAÇÃO DO ESCOAMENTO COM A PRESENÇA DA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN

Uma vez obtido o estudo do comportamento da vazão afluyente dentro do perímetro urbano, foi feita a verificação do comportamento do escoamento com a presença da barragem com os valores propostos pela Metroplan.

A proposta levantada foi a barragem de detenção localizar-se a montante do encontro do Arroio Lambari com seu afluyente, aproximadamente na latitude $-24,8410^\circ$ e longitude $-52,8949^\circ$. A topografia da área do reservatório foi levantada pela prefeitura com medições topobatimétricas (Anexo 2) e resultaram nas curvas cota-área e cota-volume da Figura 15.

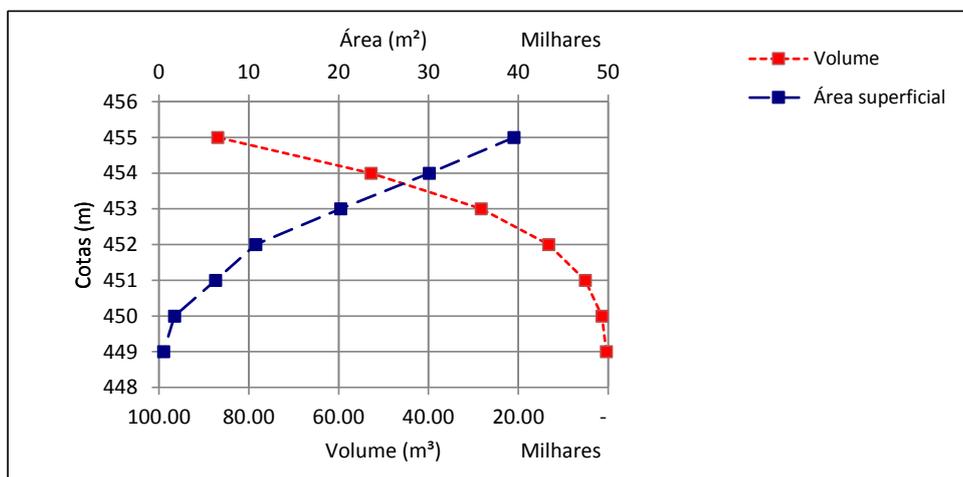


Figura 15. Curvas cota-área e cota-volume da região do barramento proposto (Fonte: adaptado de METROPLAN)

Além disso, no estudo desenvolvido pela Metroplan, foi definido como Tempo de Retorno a ser contemplado 25 anos, seguindo preceitos utilizados pelo Ministério das Cidades no “Manual para Apresentação de Propostas para Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável e de Manejo de Águas Pluviais” de 2012. Para tanto foram definidas as estruturas de saída e a altura da barragem, sendo elas:

- 3 orifícios circulares com a geratriz inferior na cota 449, com 1 metro de diâmetro;
- comprimento das tubulações dos orifícios de 7 metros;

- 1 vertedouro de soleira livre na cota 452,7, com 10 metros de comprimento;
- cota da barragem de 455 metros.

Para a utilização no modelo Hec-HMS ainda foi necessário a definição dos coeficientes de perda de carga de entrada e saída dos orifícios, definidos como 0,5 e 1,0, respectivamente, ligeiramente diferentes aos indicados na Tabela 3, pois a transição é mais abrupta que transições de canal. Além disso, o coeficiente de rugosidade de Manning para os orifícios utilizado neste trabalho foi de valor $0,015 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$.

Para análise do comportamento do escoamento com a presença da barragem no Arroio Lambari, foram considerados os tempos de retorno com a chuva de projeto do presente trabalho de 10, 25 e 50 anos e como não foi realizada nenhuma modificação no trecho urbano, a geometria para o Hec-RAS foi a mesma da 1ª análise.

3.6. 3ª ANÁLISE - PROPOSTAS DE NOVAS MEDIDAS PARA MINIMIZAÇÃO DAS ENCHENTES

Foram desenvolvidas 3 propostas para minimização das cheias dentro do perímetro urbano de Rondinha. O comportamento do escoamento foi analisado com cada uma das propostas, mantendo-se a exigência de total abatimento para tempos de retorno de 25 anos, como explicitado pelo Ministério das Cidades, no "Manual para Apresentação de Propostas para Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável e de Manejo de Águas Pluviais".

A primeira análise baseou-se em modificações da geometria dentro do perímetro urbano, sendo elas a eliminação das pontes e da galeria localizada a jusante da seção 7. Essa obra removeria estrangulamentos e represamentos causados por essas pontes. Contudo, ela teria diversos impactos sociais, havendo necessidade de reorganização de ruas, indenização de algumas moradias, enfim, uma reestruturação completa do centro do município.

A segunda análise teve enfoque na modificação da declividade do canal, aprofundando-se o leito. Essa alternativa possui complicações técnicas consideráveis, uma vez que a maior parte do leito tem característica rochosa (basalto). Em outras palavras, esse rebaixamento deverá ser caro e com um certo grau de periculosidade para a área, podendo afetar as estruturas próximas ao Arroio Lambari. Ainda assim, é a

melhor alternativa para mudanças significativas nas dimensões do canal com pouca ou nenhuma necessidade de remoção de benfeitorias. Aliado a essa modificação, foi removido do modelo geométrico a galeria do centro, localizada a jusante da seção 7 do modelo, por seu alto represamento do escoamento.

A terceira e última análise foi referente a modificações nas estruturas de saída da barragem proposta pela Metroplan. Uma vez que, de acordo com a chuva de projeto do presente trabalho, a barragem proposta não conteve a chuva com TR de 25 anos, como recomenda o Ministério das Cidades. Essa análise foi verificada testando as diferentes estruturas de saída com variações em quantidade, dimensões e cotas. O valor do pico de vazão de saída dessas estruturas foi testado na geometria do perímetro urbano, tentando encontrar as estruturas ótimas para conter a chuva de projeto de TR de 25 anos.

4. RESULTADOS

4.1. CHUVA DE PROJETO

O tempo de concentração T_c , foi definido como 56,5 minutos para a bacia do Arroio Lambari Montante, e 25 minutos para a bacia de seu afluente.

A seguir, pode-se encontrar as tabelas referentes a cada uma das chuvas de projeto:

Tabela 5. Dados da chuva de projeto para a Sub-Bacia Lambari Montante com TR de 10 anos

Td (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação (mm)	Precipitação reorganizada (mm)
10	136,16	22,69	22,69	3,42
20	99,89	33,30	10,60	5,11
30	80,35	40,17	6,88	6,88
40	67,93	45,29	5,11	22,69
50	59,25	49,37	4,09	10,60
60	52,79	52,79	3,42	4,09

Tabela 6. Dados da chuva de projeto para a Sub-Bacia Lambari Montante com TR de 25 anos

Td (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação (mm)	Precipitação reorganizada (mm)
10	156,94	26,16	26,16	3,94
20	115,13	38,38	12,22	5,89
30	92,61	46,31	7,93	7,93
40	78,30	52,20	5,89	26,16
50	68,29	56,91	4,71	12,22
60	60,85	60,85	3,94	4,71

Tabela 7. Dados da chuva de projeto para a Sub-Bacia Lambari Montante com TR de 50 anos

Td (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação (mm)	Precipitação reorganizada (mm)
10	174,74	29,12	29,12	4,39
20	128,19	42,73	13,61	6,56
30	103,12	51,56	8,83	8,83
40	87,18	58,12	6,56	29,12
50	76,04	63,36	5,25	13,61
60	67,75	67,75	4,39	5,25

Tabela 8. Dados da chuva de projeto para a Sub-Bacia do afluente do Arroio Lambari com TR de 10 anos

Td (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação (mm)	Precipitação reorganizada (mm)
4	179,60	11,97	11,97	3,04
8	147,70	19,69	7,72	4,39
12	126,55	25,31	5,62	5,62
16	111,37	29,70	4,39	11,97
20	99,89	33,30	3,60	7,72
24	90,84	36,34	3,04	3,60

Tabela 9. Dados da chuva de projeto para a Sub-Bacia do afluente do Arroio Lambari com TR de 25 anos

Td (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação (mm)	Precipitação reorganizada (mm)
4	207,01	13,80	13,80	3,51
8	170,23	22,70	8,90	5,06
12	145,86	29,17	6,47	6,47
16	128,37	34,23	5,06	13,80
20	115,13	38,38	4,14	8,90
24	104,71	41,88	3,51	4,14

Tabela 10. Dados da chuva de projeto para a Sub-Bacia do afluente do Arroio Lambari com TR de 50 anos

Td (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação acumulada (mm)	Precipitação (mm)	Precipitação reorganizada (mm)
4	230,49	15,37	15,37	3,90
8	189,54	25,27	9,91	5,63
12	162,41	32,48	7,21	7,21
16	142,93	38,11	5,63	15,37
20	128,19	42,73	4,61	9,91
24	116,58	46,63	3,90	4,61

O somatório das pluviosidades com tempo de retorno de 10, 25 e 50 anos para a Sub-Bacia Lambari Montante são de 52,79 mm, 60,85 mm e 67,75 mm, respectivamente. Enquanto que para a Sub-bacia do afluente do Arroio Lambari foram de 36,34 mm, 41,88 mm e 46,63mm, respectivamente.

4.2. VAZÃO AFLUENTE

Primeiramente foi necessário realizar o cálculo do valor CN, para a transformação chuva-vazão, cuja ponderação foi de aproximadamente 4% da área sendo urbana, 33% sendo de campos, 56% sendo de plantações e 7% de florestas, totalizando

o valor 78. Em seguida, foi necessário a definição do Lag time para a entrada no software Hec-HMS, obtendo-se assim 33,9 min e 15,0 min, respectivamente.

Os hidrogramas das vazões afluentes da sub-bacia do Lambari Montante, assim como da sub-bacia do afluente do Lambari, podem ser vistas a seguir com seus respectivos Tempos de Retorno.

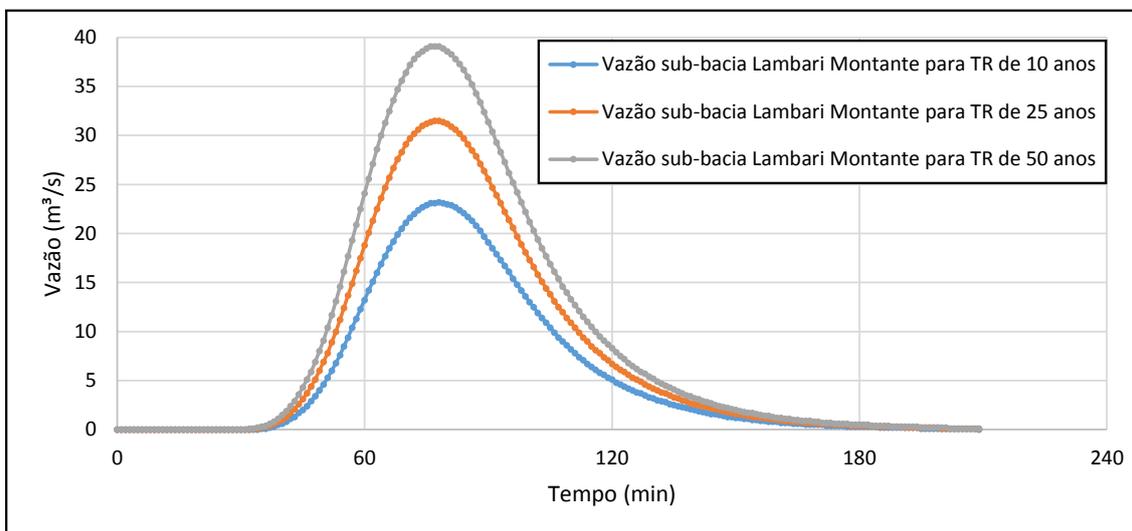


Figura 16. Vazão afluente da sub-bacia Lambari Montante para TR de 10, 25 e 50 anos

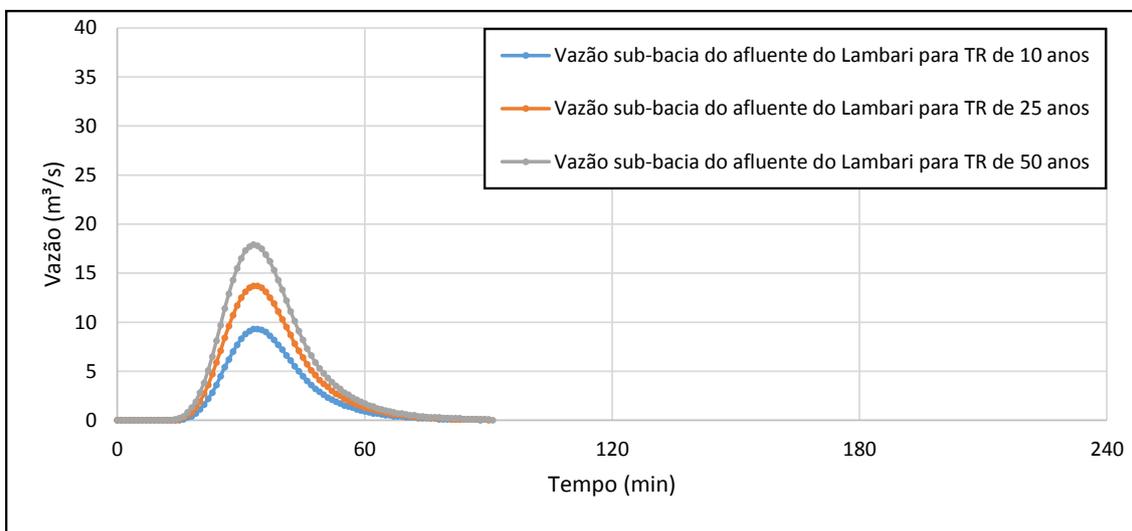


Figura 17. Vazão afluente da sub-bacia do afluente do Lambari para TR de 10, 25 e 50 anos

4.3. 1ª ANÁLISE - SITUAÇÃO ATUAL DO ESCOAMENTO

Para a situação atual foram somadas as vazões de saída das sub-bacias. Com o pico de vazão dessa soma, foi introduzido, em um regime constante, a vazão referente a

cada tempo de retorno na geometria do perímetro urbano, obtendo-se assim as áreas inundadas.

4.3.1. Tempo de Retorno de 10 anos

A soma das vazões causadas por uma chuva de projeto com tempo de retorno de 10 anos encontrada obteve um pico de 23,3 m³/s, como pode ser observado na Figura 18.

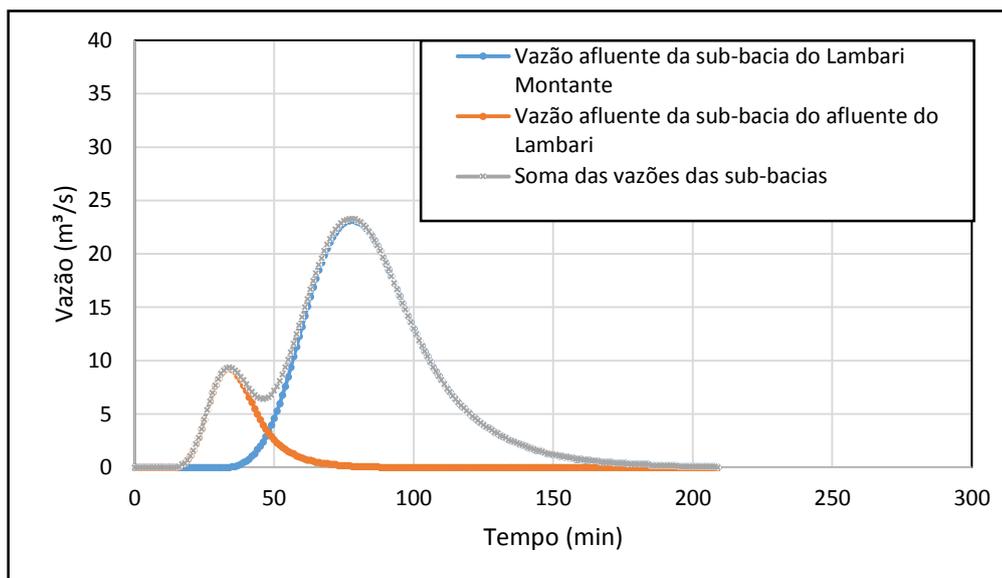


Figura 18. Soma dos hidrogramas na situação atual com TR de 10 anos

Essa vazão de pico, ocasionou na geometria do perímetro urbano diversos pontos de inundação, com a seção crítica (número 7) atingindo 0,98 metros acima da margem. Interessante salientar que, durante as idas a campo, moradores locais relataram que nessa área as inundações costumam ser de cerca de 1 metro, validando a ordem de grandeza do resultado. Na Figura 19 pode ser visto a seção citada anteriormente e na Figura 20 é possível verificar visualmente os diversos pontos de inundação causadas principalmente pelos pontos de estrangulamento.

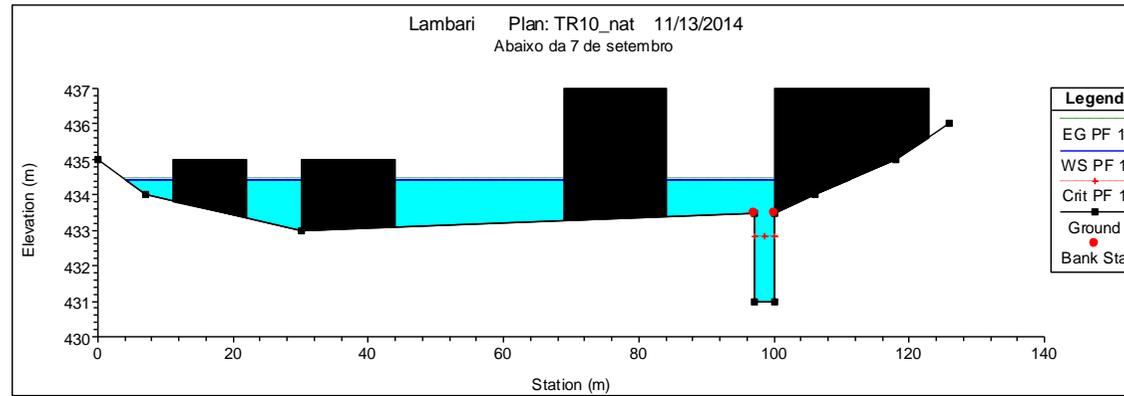


Figura 19. Seção 7 do modelo do Hec-RAS com a vazão de $23.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 10 anos) no cenário atual

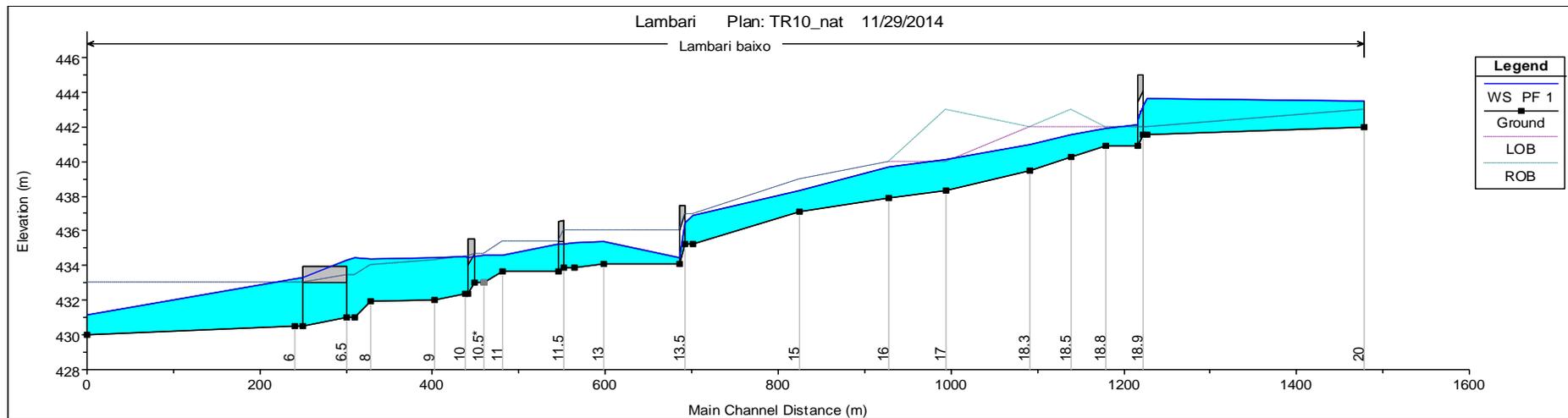


Figura 20. Seção longitudinal das inundações do trecho urbano do Lambari para TR 10 anos no cenário atual

No perfil longitudinal, a margem esquerda é representada pela linha tracejada em roxo, e a margem direita é representada pela linha tracejada em verde. As estações estão destacadas em cada um dos quadrados pretos, e o eixo “x” confere os valores das distâncias longitudinais enquanto o eixo “y” confere os valores das cotas. Além disso, no Apêndice 2, pode ser verificado a tabela resumo, com dados de vazão, nível d’água, velocidade, entre outros.

4.3.2. Tempo de Retorno de 25 anos

A soma dos hidrogramas para o tempo de retorno de 25 anos foi calculada com base na chuva de projeto anteriormente descrita, assim como os hidrogramas de vazão afluente de cada sub-bacia. A seguir é apresentada essa soma, cuja vazão de pico atingiu o valor de 31,7 m³/s.

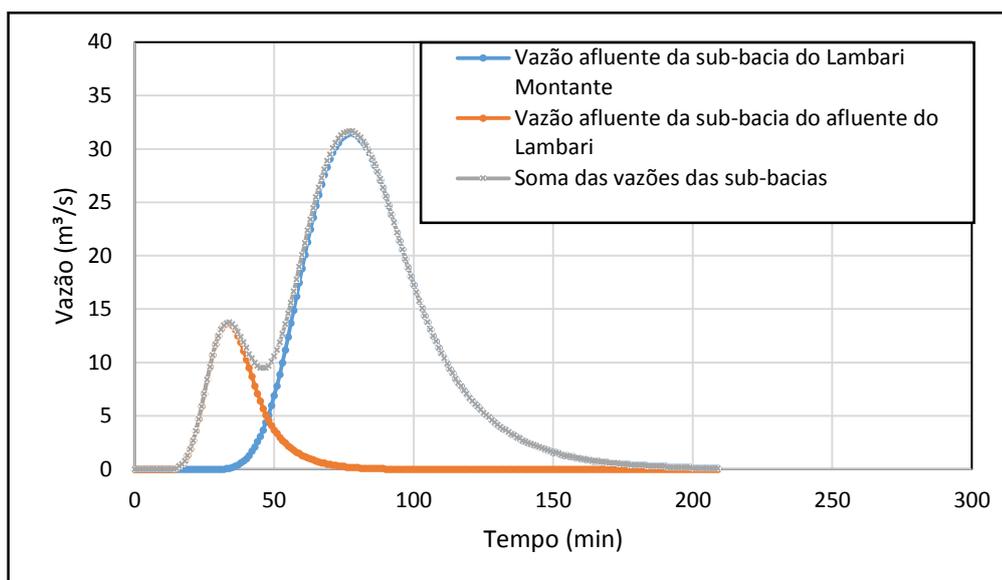


Figura 21. Soma dos hidrogramas na situação atual com TR de 25 anos

Quando foi transposto essa vazão para a geometria do modelo do Hec-RAS foi possível se verificar um alagamento generalizado. Em praticamente todas as seções houve um extravasamento do canal, variando a espessura de cada lâmina d’água. A situação crítica seguiu sendo na seção 7, com a elevação do nível d’água de 1,28 metros em relação a margem, seguida das seções 8 e 6 com 0,74 e 0,6, respectivamente.

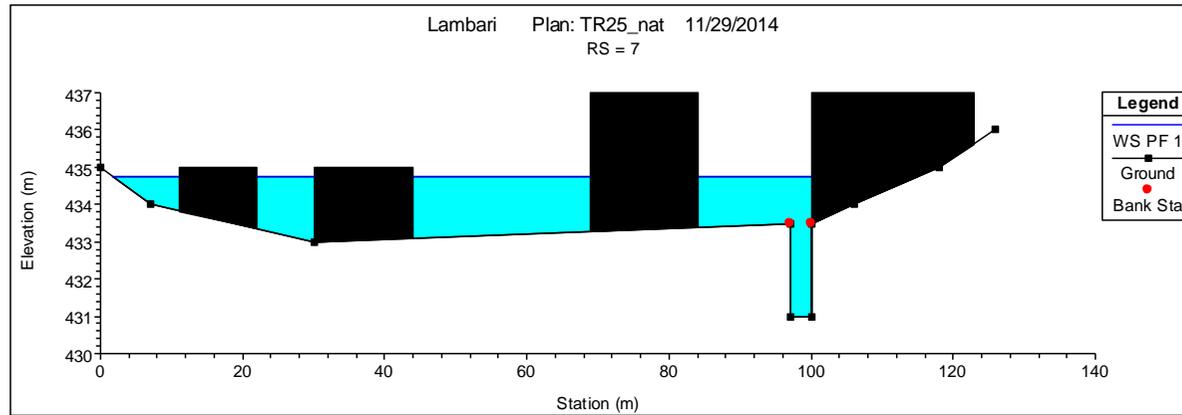


Figura 22. Seção 7 do modelo do Hec-RAS com a vazão de $31,7 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 25 anos) no cenário atual

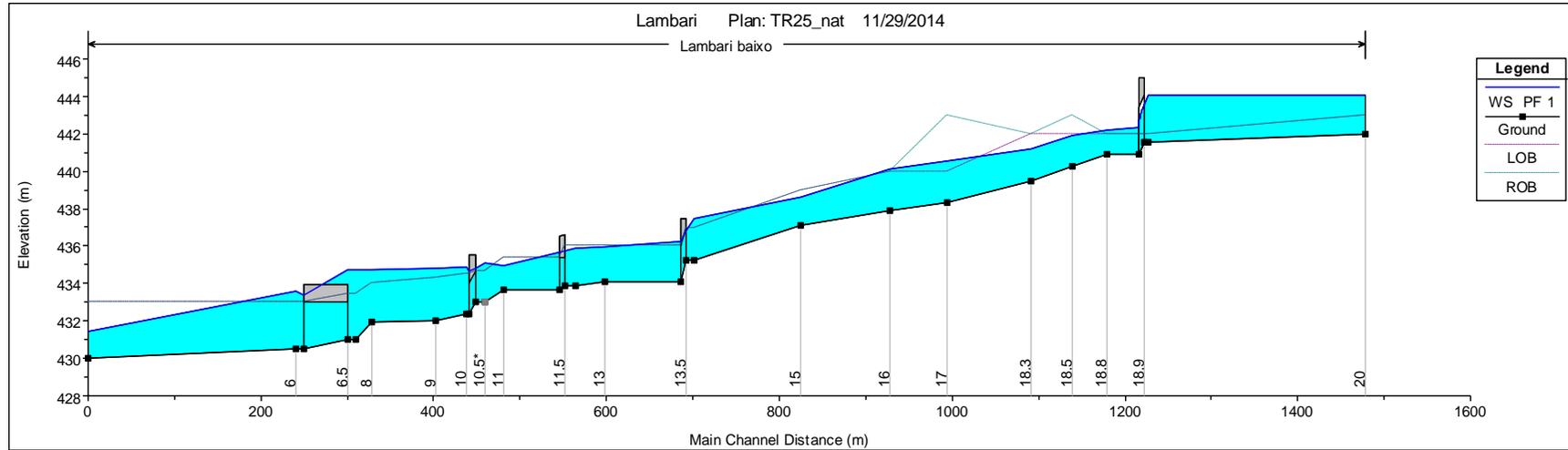


Figura 23. Seção longitudinal das inundações do trecho urbano do Lambari para TR 25 anos no cenário atual

No perfil longitudinal, a margem esquerda é representada pela linha tracejada em roxo, e a margem direita é representada pela linha tracejada em verde. As estações estão destacadas em cada um dos quadrados pretos, e o eixo “x” confere os valores das distâncias longitudinais enquanto o eixo “y” confere os valores das cotas. Além disso, no Apêndice 2, pode ser verificado a tabela resumo, com dados de vazão, nível d’água, velocidade, entre outros.

4.3.3. Tempo de Retorno de 50 anos

Analisando-se a somas dos hidrogramas da chuva de projeto de 50 anos de tempo de retorno, obteve-se a vazão de pico de 39,4 m³/s. Na Figura 24, pode ser visto a união dos hidrogramas.

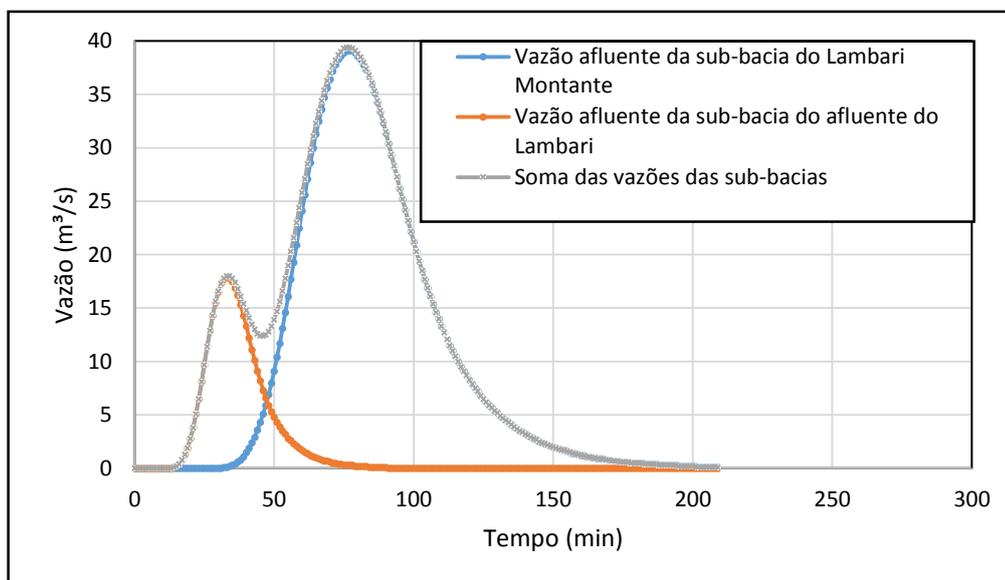


Figura 24. Soma dos hidrogramas na situação atual com TR de 50 anos

Como era esperado, utilizando-se a vazão com tempo de retorno de 50 anos no cenário atual, a área de inundação se intensificou. Praticamente todas as seções possuíram alagamentos, sendo eles um pouco maiores que no TR de 25 anos, como pode ser visto na Figura 26.

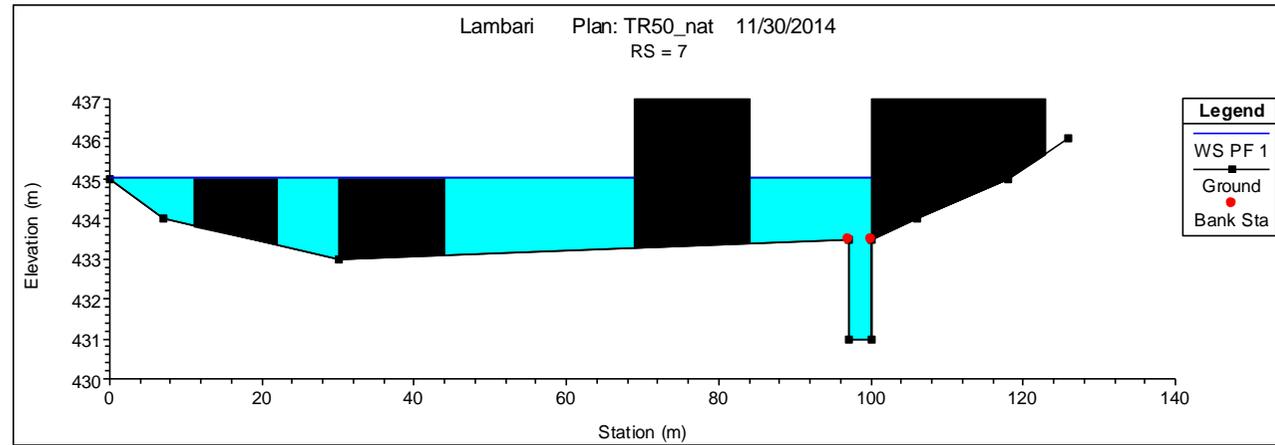


Figura 25. Seção 7 do modelo do Hec-RAS com a vazão de $31,7 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 50 anos) no cenário atual

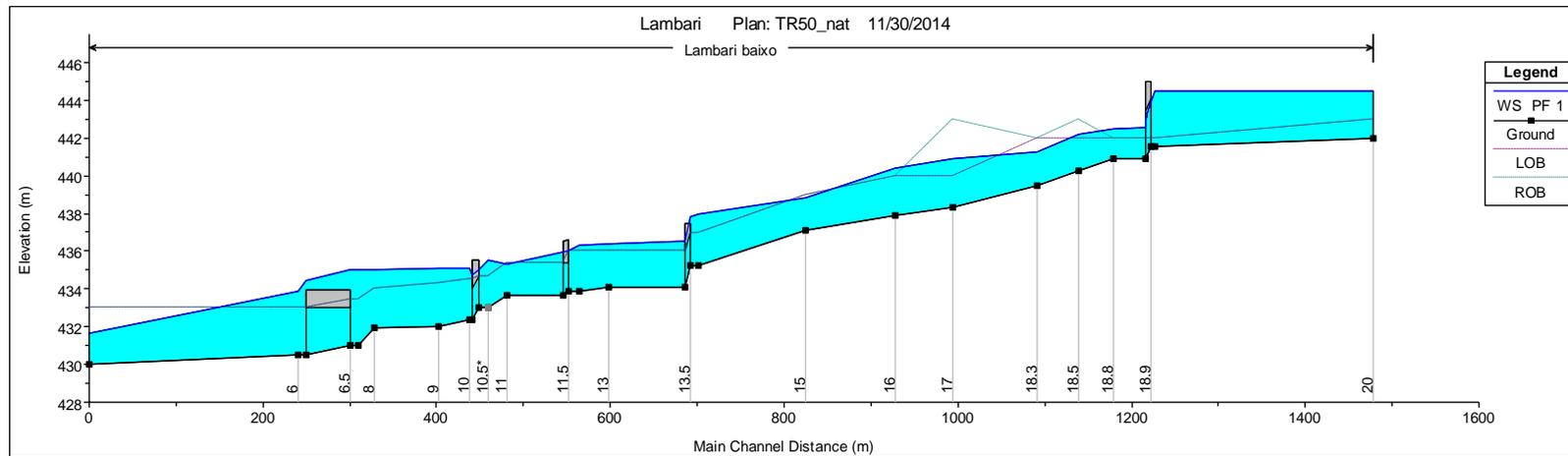


Figura 26. Seção longitudinal das inundações do trecho urbano do Lambari para TR 50 anos no cenário atual

No perfil longitudinal, a margem esquerda é representada pela linha tracejada em roxo, e a margem direita é representada pela linha tracejada em verde. As estações estão destacadas em cada um dos quadrados pretos, e o eixo “x” confere os valores das distâncias longitudinais enquanto o eixo “y” confere os valores das cotas. Além disso, no Apêndice 2, pode ser verificado a tabela resumo, com dados de vazão, nível d’água, velocidade, entre outros.

4.4. 2ª ANÁLISE - SITUAÇÃO DO ESCOAMENTO COM A PRESENÇA DA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN

A segunda análise utilizou-se das chuvas de projeto de 10, 25 e 50 anos de tempo de retorno, e da barragem e estruturas previstas no estudo da Metroplan para verificar os efeitos dessas vazões no perímetro urbano.

4.4.1. Tempo de Retorno de 10 anos

No teste realizado com a chuva de projeto de tempo de retorno de 10 anos as estruturas de saída já não agiram como previsto, tendo um pico de vazão de saída de 12,6 m³/s. A estrutura emergencial, o vertedouro, que era previsto para não entrar em funcionamento, teve uma vazão de pico de quase 1m³/s, e a cota dentro da barragem atingiu o valor 452,83, ou seja, 0,13 m acima da cota do vertedouro. A bacia do afluente do Lambari, cuja vazão não teve alteração pelo empreendimento, atingiu os 9,3m³/s, como dito anteriormente. A soma dos hidrogramas de saída da sub-bacia Lambari Montante com a ação da represa e da sub-bacia do afluente do Lambari pode ser vista na Figura 27.

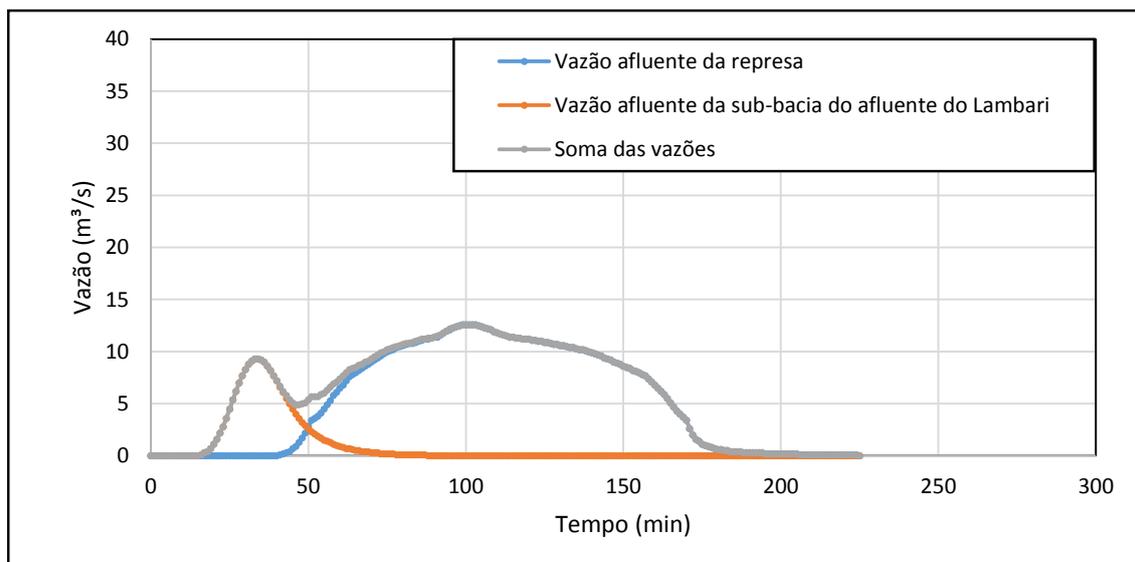


Figura 27. Soma dos hidrogramas com o amortecimento causado pela barragem proposta pela Metroplan com TR de 10 anos

Não houve extravasamento da calha em nenhum dos pontos analisados, exceto a montante da estrada RS-404 (área não urbanizada), como já era previsto pela presença das galerias (Figura 28).

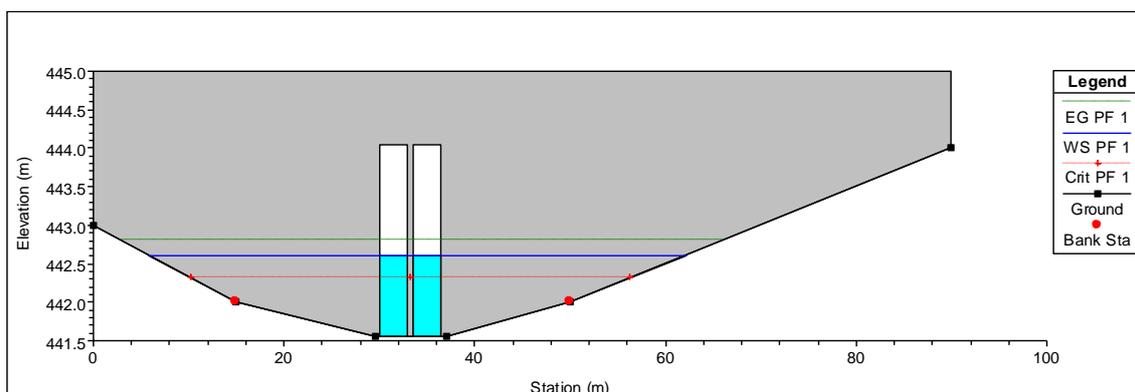


Figura 28. Seção 18,9 do modelo do Hec-RAS com a vazão de 12,6 m³/s (TR 10 anos)

Na Figura 28, a linha azul representa o nível da água, a linha vermelha o nível crítico do escoamento e a linha verde a linha de energia do escoamento.

A tabela resumo pode ser encontrada no Apêndice 2.

4.4.2. Tempo de Retorno de 25 anos

No caso da chuva de projeto de 25 anos de tempo de retorno, mais uma vez as estruturas não contiveram o volume de escoamento como era previsto. O pico da vazão

na união das duas sub-bacias chegou a $20,8 \text{ m}^3/\text{s}$ com a presença do empreendimento. A sub-bacia do afluente do Arroio Lambari teve um pico de $13,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

A estrutura vertente entrou em funcionamento com um pico de $8,34 \text{ m}^3/\text{s}$, ocasionando esse rápido aumento do escoamento. A cota interna da represa chegou a $453,26$ metros, ou seja 56 cm acima do vertedouro. A Figura 29 mostra a soma dos hidrogramas das sub-bacias estudadas.

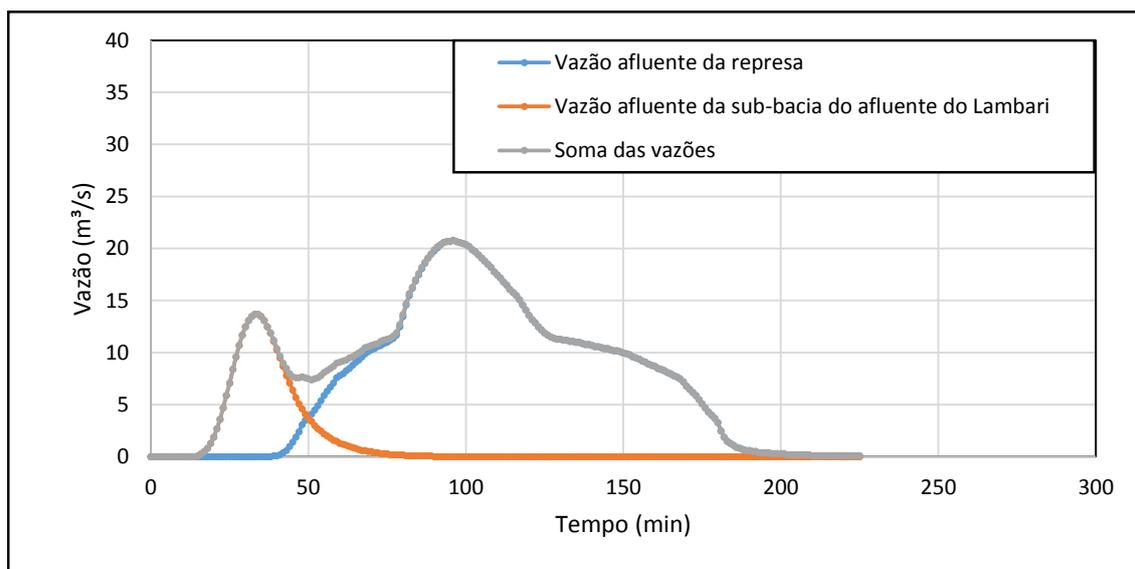


Figura 29. Soma dos hidrogramas com o amortecimento causado pela barragem proposta pela Metroplan com TR de 25 anos

Verificando a vazão de saída com o empreendimento e uma vazão com tempo de retorno de 25 anos, foram verificados pontos de alagamento nas seções 9, 8, 7, 6 e 1. Pode-se dizer que a causa seja o estrangulamento acentuado causado pela galeria do centro. No ponto 7, o soerguimento foi de $0,92$ metros e no ponto 8 de $0,37$ metros. No restante dos pontos foram variações de poucos centímetros. É interessante observar na Figura 31 o alagamento das seções 9 a 7, o que deixa bem explícito que o causador é o estrangulamento da galeria do centro na seção 7.

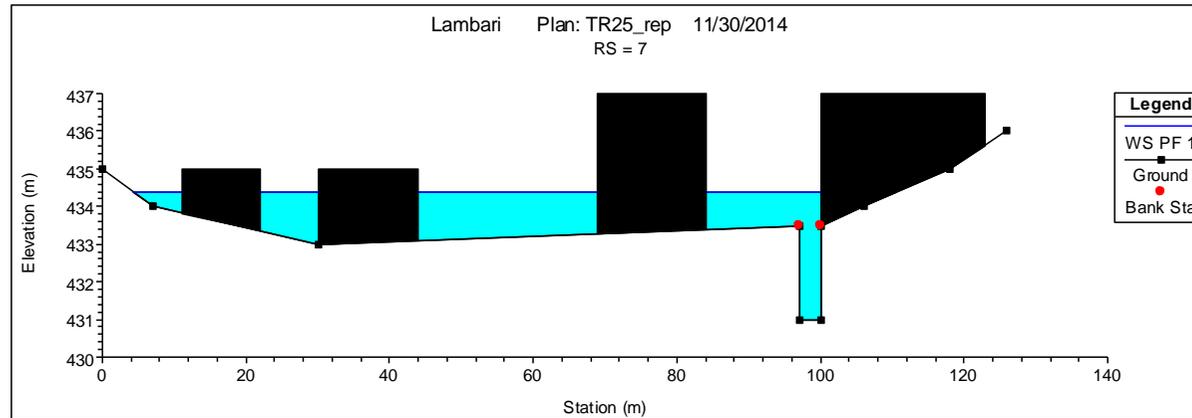


Figura 30. Seção 7 do modelo do Hec-RAS com a vazão de $20,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 25 anos) com a presença da represa proposta pela Metroplan

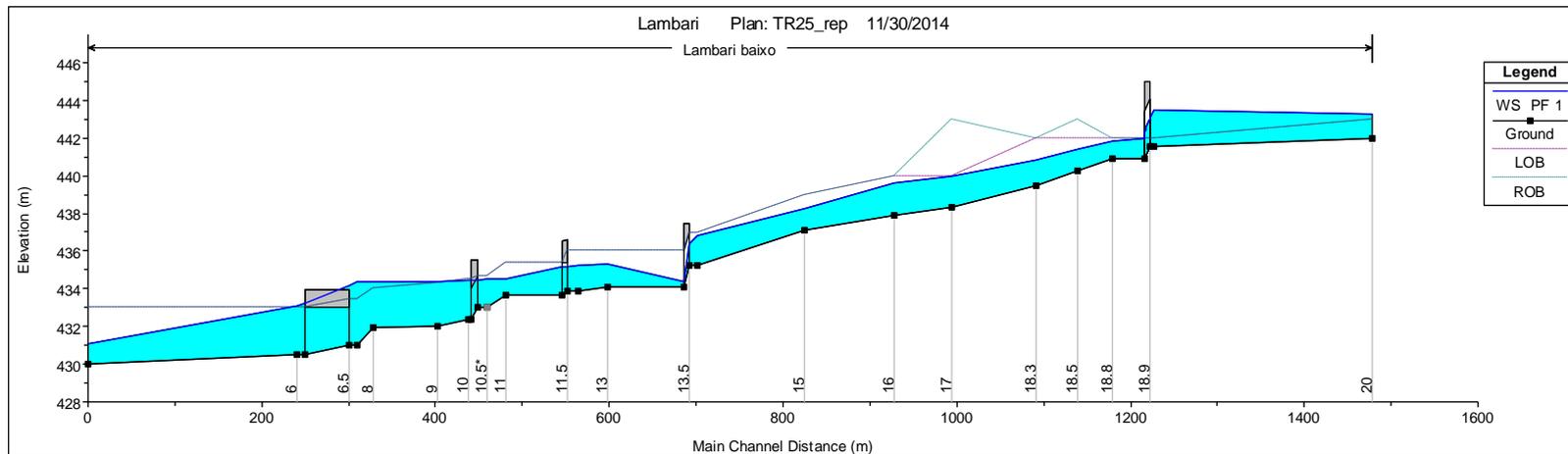


Figura 31. Planta do alagamento nas seções críticas com TR de 25 anos em presença do empreendimento proposto

No perfil longitudinal, a margem esquerda é representada pela linha tracejada em roxo, e a margem direita é representada pela linha tracejada em verde. As estações estão destacadas em cada um dos quadrados pretos, e o eixo “x” confere os valores das distâncias longitudinais enquanto o eixo “y” confere os valores das cotas. Além disso, no Apêndice 2, pode ser verificado a tabela resumo, com dados de vazão, nível d’água, velocidade, entre outros.

4.4.3. Tempo de Retorno de 50 anos

Neste caso a previsão era que estrutura emergencial, vertedouro, entrasse em funcionamento. Contudo, já tinha sido verificado que o vertedouro entra em funcionamento com tempos de retorno de 10 anos (ou menos). A cota interna da barragem chegou a 453,53 metros, ou seja 83 cm acima do vertedouro.

A bacia do afluente teve forte participação com pico de vazão de 17,9 m³/s. A vazão máxima da soma dos hidrogramas chegou a 28,1 m³/s. Novamente, são apresentados os gráficos com as vazões de saída do modelo, para a situação com o empreendimento (Figura 32 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

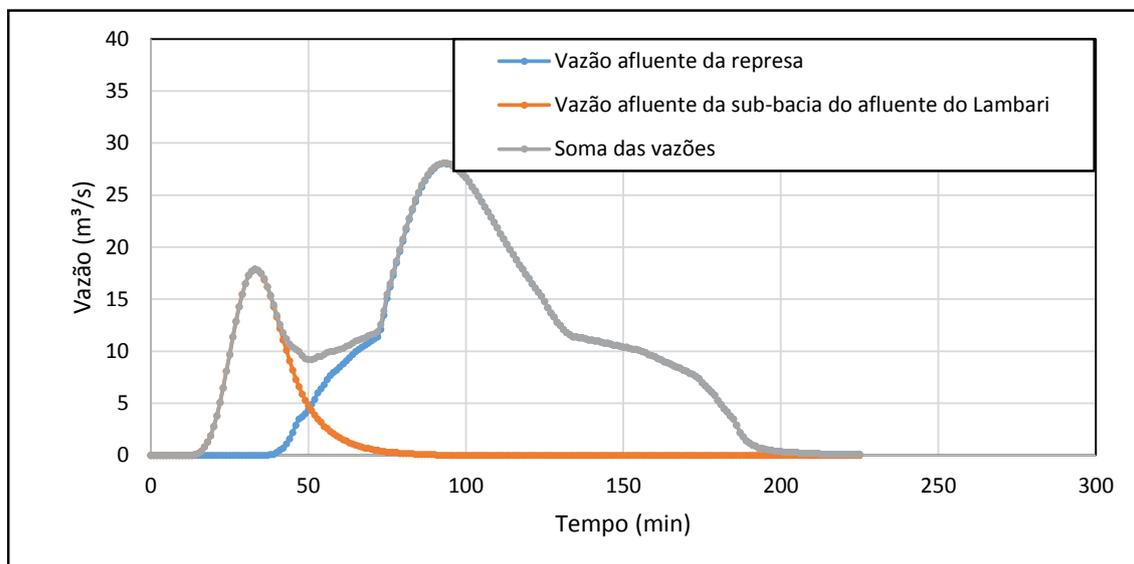


Figura 32. Soma dos hidrogramas com o amortecimento causado pela barragem proposta pela Metroplan com TR de 25 anos

Diversos pontos de alagamento podem ser visualizados com a vazão de pico de 28,1 m³/s, sendo a seção 7 a crítica (Figura 34), com uma elevação do nível em comparação com a margem de 1,14 metros. Outras seções que foram alagadas

consideravelmente foram a 8, a 6, a 9 e a 10. Na Figura 34, pode-se ver o perfil longitudinal a fim de se verificar os pontos críticos.

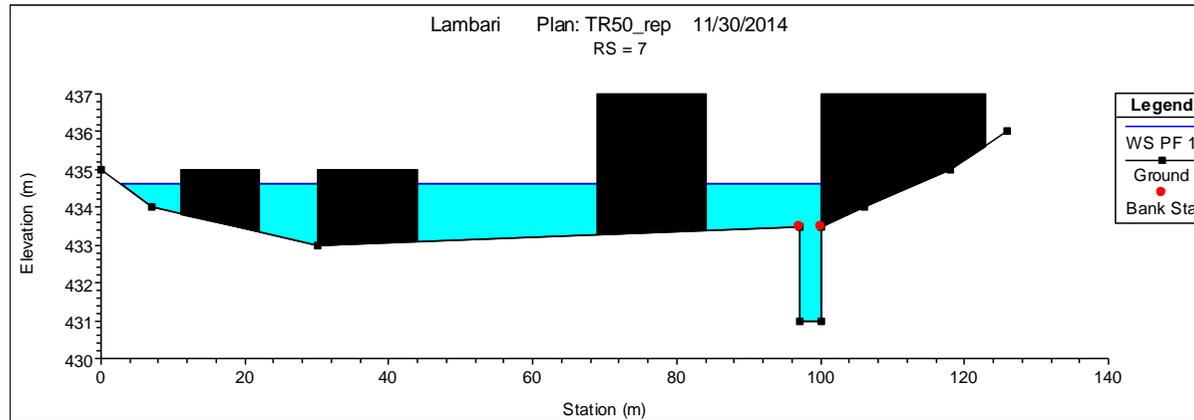


Figura 33. Seção 7 do modelo do Hec-RAS com a vazão de $28,1 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR 50anos) com a presença da represa proposta pela Metroplan

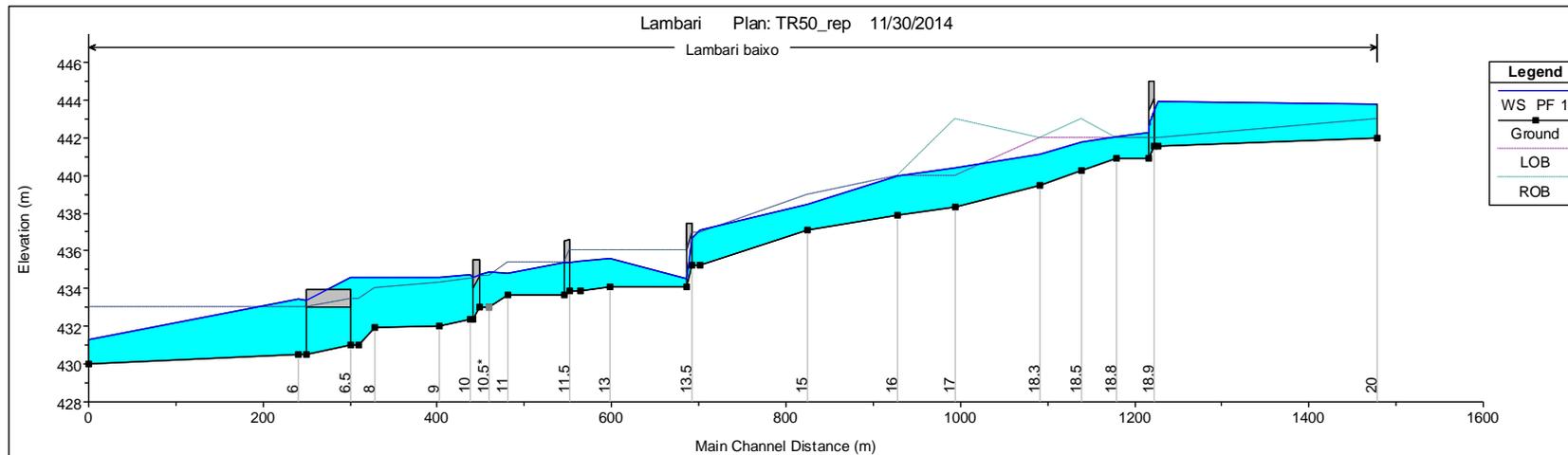


Figura 34. Perfil longitudinal da cheia de TR de 50 anos com a presença do empreendimento proposto

No perfil longitudinal, a margem esquerda é representada pela linha tracejada em roxo, e a margem direita é representada pela linha tracejada em verde. As estações estão destacadas em cada um dos quadrados pretos, e o eixo “x” confere os valores das distâncias longitudinais enquanto o eixo “y” confere os valores das cotas. Além disso, no Apêndice 2, pode ser verificado a tabela resumo, com dados de vazão, nível d’água, velocidade, entre outros.

4.5. 3ª ANÁLISE - PROPOSTAS DE NOVAS MEDIDAS PARA MINIMIZAÇÃO DAS ENCHENTES

Considerando a chuva de projeto e as vazões afluentes desse projeto, foram propostas 3 alternativas construtivas para mitigação dos efeitos das cheias no perímetro urbano de Rondinha. Todas as propostas utilizaram a chuva de projeto de 25 anos de tempo de retorno, como recomendado pelo Ministério das Cidades.

No modelo criado no software Hec-RAS foi testado a vazão máxima que o canal suporta sem que o modelo acuse uma zona de alagamento. Na seção a montante da galeria do centro do município de Rondinha (número 7, no modelo) há o extravasamento da calha do curso d’água com vazões acima de $14,7 \text{ m}^3/\text{s}$. Importante salientar que a única seção inundada com essa vazão é a de número 7 (Figura 35), e passa 1 cm por cima da margem, alagando a região mais baixa (a 70 metros da margem) cerca de 50 cm.

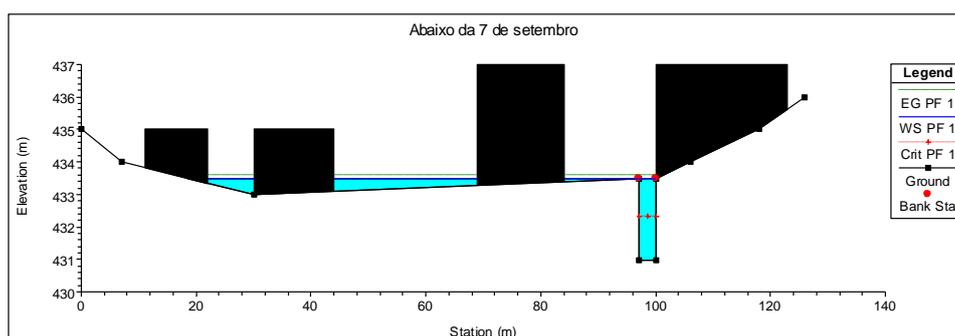


Figura 35. Inundação da Seção 7 do modelo Hec-RAS com a vazão de $14,7 \text{ m}^3/\text{s}$

Sendo assim, no caso de eventos de chuvas com tempo de retorno de 50 anos, caso mais raro analisado, a vazão de pico da sub-bacia do afluente é superior a vazão máxima suportada pela parte urbanizada do Arroio Lambari ($14,7 \text{ m}^3/\text{s}$). Em outras palavras, o amortecimento de cheias no curso principal do Lambari é insuficiente, frente

a vazão provinda deste seu afluente (que corresponde a 17,9 m³/s). Nos casos de 10 e 25 anos de tempo de retorno, a vazão de pico de saída do afluente do Lambari é de 9,3 m³/s e 13,7 m³/s, respectivamente.

A tabela resumo pode ser encontrada no Apêndice 2.

4.5.1. Remoção da Galeria e das Pontes Próximas ao Centro

Essa proposta foi realizada puramente no software Hec-RAS, removendo-se todas as estruturas, sendo elas as pontes e a galeria do centro, excetuando-se a ponte mais a montante do perímetro urbano que representa a RS-404 (com implicações maiores de ser removida).

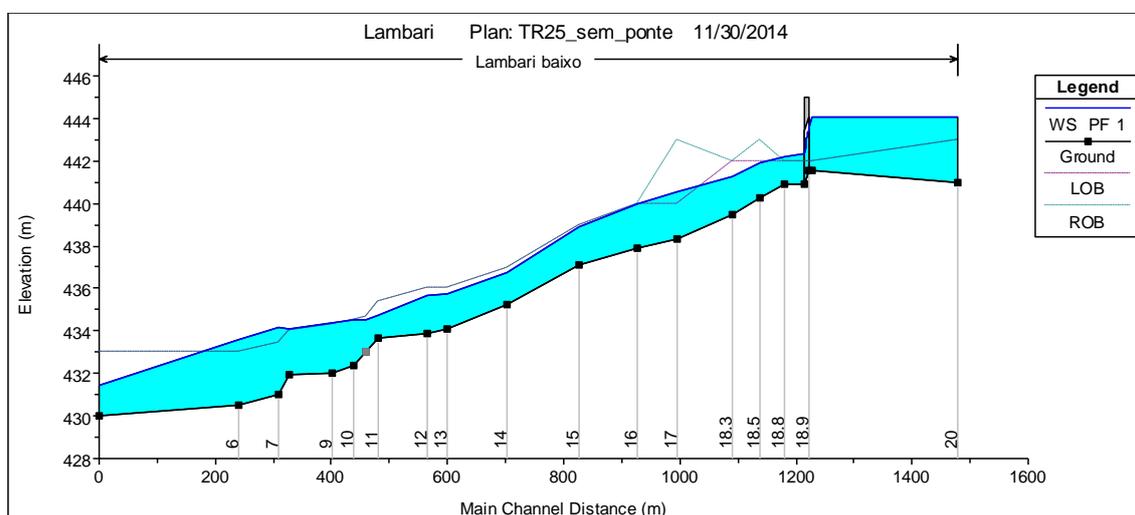


Figura 36. Perfil longitudinal da proposta de remoção das pontes

Com base somente na remoção das pontes, houve um rebaixamento substancial na espessura da lâmina de inundação. Por exemplo, no ponto crítico (seção 7) a linha d'água que se encontrava, para um TR de 25 anos, em 1,28 metros acima da margem passou a 0,71 metros. Assim como a lâmina na seção 10, a montante de umas das pontes, que era de 36 cm foi a praticamente zero (5 cm) (Figura 37).

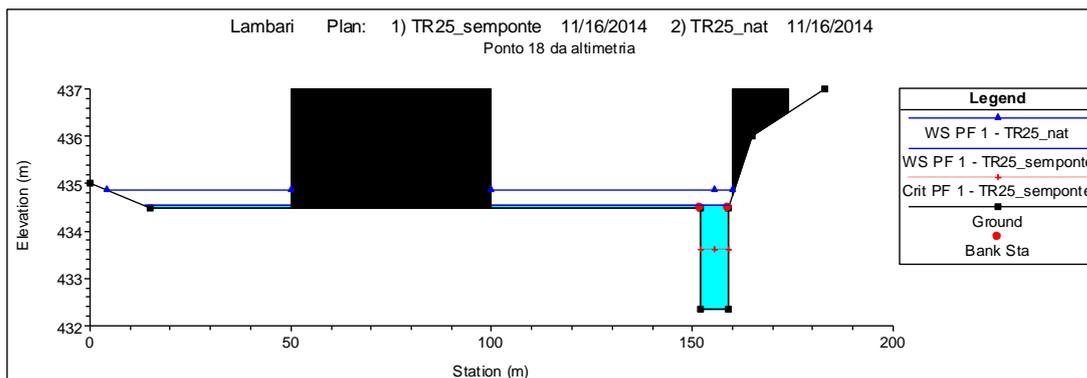


Figura 37. Variação da lâmina d'água na seção 10 com e sem as pontes do centro

Apesar dessas mudanças significativas, as inundações que com a presença das pontes eram impactadas com TR de 25 anos, seguiram sendo impactadas, ainda que com uma dimensão menor. Além disso, vale ressaltar que as modificações trariam um grande impacto a todo o município, dividindo a cidade em duas partes, e causariam um gasto considerável aos cofres públicos, por possíveis desapropriações, principalmente pela remoção da galeria do centro.

Resumidamente, essa opção se mostrou paliativa. A eficácia dela é baixa, com todas inundações ainda ocorrendo, só que com menor intensidade. Essa alternativa ainda revelou que os problemas dos pontos de estrangulamento de vazão não são somente causados pela presença das pontes, as próprias dimensões do canal não são suficientes para permitir a passagem do escoamento em algumas áreas. Com essa conclusão e a visível impossibilidade de alargamento do canal devido à presença de benfeitorias, a alternativa de rebaixamento do leito, principalmente, no centro do perímetro urbano, torna-se complicada.

Um resumo dos dados finais pode ser encontrado no Apêndice 2.

4.5.2. Rebaixamento do Leito do Arroio Lambari Dentro do Perímetro Urbano

Diversos testes foram realizados nas mudanças do canal, sempre objetivando a linearidade do leito. Dentro desses testes, foi possível verificar que mesmo com o rebaixamento do leito a galeria do centro representava um grande ponto de estrangulamento, em especial entre as seções 6 e 10 (Figura 38).

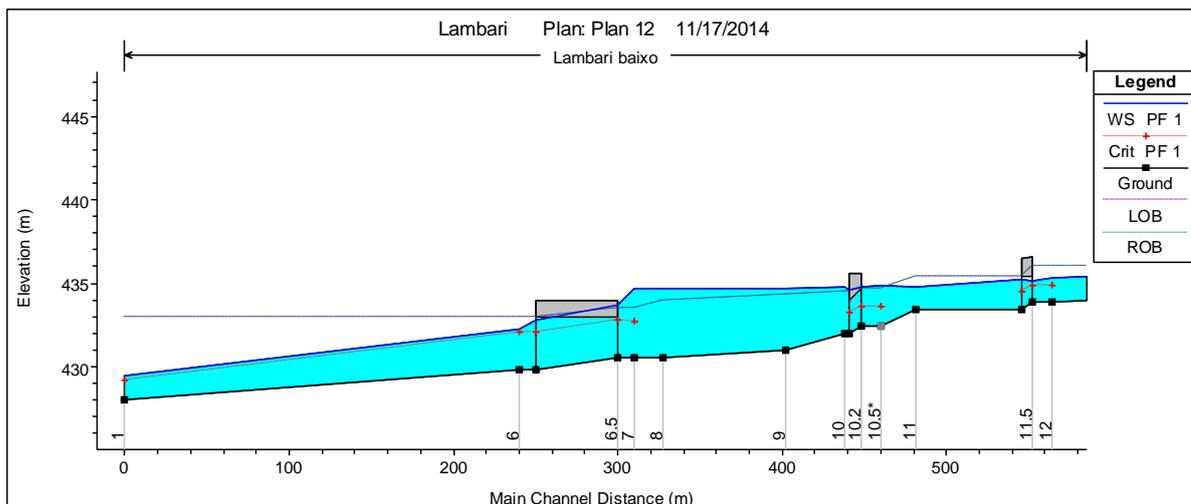


Figura 38. Influência da galeria do centro na alternativa de rebaixamento do leito

Assim, a alternativa que inicialmente era de simplesmente o rebaixamento do canal foi vista como insuficiente. Baseado na influência negativa dessa galeria para o escoamento da vazão de pico, foi então proposta a complementariedade das duas alternativas. Deste modo, foi testado um cenário com o rebaixamento do canal e a remoção da galeria do centro, mantendo as demais pontes não tão restritivas.

As modificações se deram como mostra a Tabela 11:

Tabela 11. Alteração de cotas proposta do leito do Arroio Lambari

Seção	Cota anterior (m)	Cota proposta (m)	Escavação necessária (m)
1	430,0	428,5	1,5
6	430,5	429,4	1,1
7	430,9	430,0	0,9
8	431,9	430,8	1,1
9	432,0	431,5	0,5
10	432,3	432	0,3
10.5	433,0	432,4	0,6
11	433,9	433,4	0,5
14	435,2	434,6	0,8

Como pode ser visto, as modificações são substanciais, com alguns pontos com mais de 1 metro de rebaixamento. Além disso, demonstra uma restrição considerável devido as condições do canal próximos a foz, ou seja, a baixa declividade nos últimos metros do Arroio Lambari.

Realizando todas essas modificações e retirando a galeria do centro, o perfil do nível da água fica abaixo das margens, ou seja, não extravasa (Figura 39):

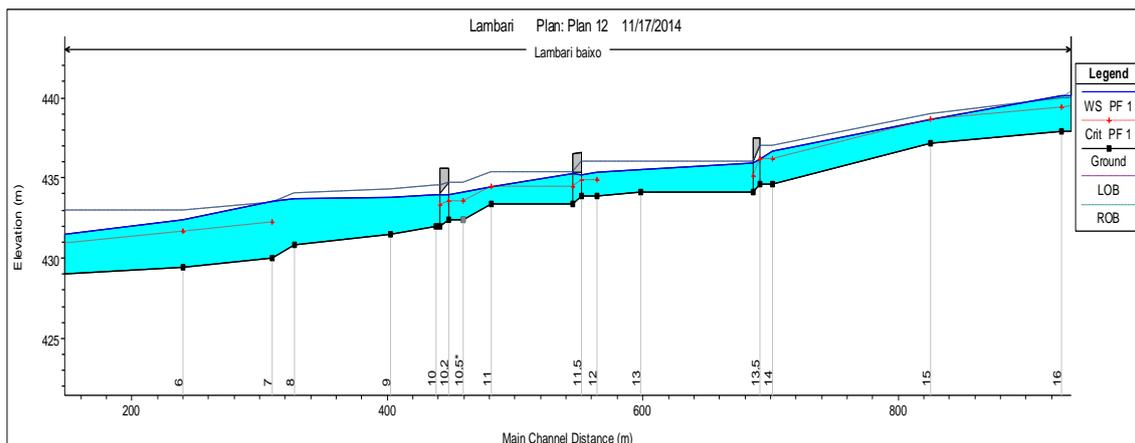


Figura 39. Perfil do Arroio Lambari após a retirada da galeria do centro conjuntamente com o rebaixamento do canal

Por fim, conclui-se que essa alternativa é eficiente solucionando o problema hidráulico. Todavia, se mostra uma alternativa com um impacto social grande. A realização do rebaixamento do leito rochoso poderá necessitar de uso de explosivos, e, conjuntamente com a remoção da galeria do centro, será necessário um estudo quanto a possíveis indenizações e definição de zonas de risco durante as atividades, além do custo elevado para todo esse trabalho.

Um resumo em formato de tabela dos dados finais dessa alternativa pode ser encontrado no Apêndice 2.

4.5.3. Modificação das Estruturas de Controle de Vazão da Barragem

A última alternativa visou a modificação da barragem proposta pela Metroplan, para que a vazão efluente não ocasionasse alagamentos dentro do perímetro urbano do município.

Sendo assim, foi analisado quais dimensões das estruturas de saída manteriam a vazão efluente abaixo dos 14,7 m³/s, vazão máxima para que não haja extravasamentos dentro do perímetro urbano. Foram analisados primeiramente a vazão de saída com múltiplos bueiros sem o vertedouro entrar em funcionamento para TR de 25 anos e seu impacto na vazão após o encontro com o afluente. Os cenários que não impactavam a vazão de entrada na área urbana mínima (ou seja, a vazão do afluente) foram:

- i) 1 bueiro de diâmetro de 1,0 m, com a elevação da água chegando na cota 454,5m

- ii) 2 bueiros de diâmetro de 1,0 m, com a elevação da água chegando na cota 454,0m
- iii) 3 bueiros de diâmetro de 1,0 m, com a elevação da água chegando na cota 453,6m
- iv) 1 bueiro de diâmetro de 1,5 m, com a elevação da água chegando na cota 454,0m

Com base nesses valores, foi analisado quantos metros o vertedouro poderia ser rebaixado sem que houvesse um aumento da vazão de pico no somatório das vazões das sub-bacias. Assim foram encontrados os seguintes valores de cota:

- i) 453,6 metros
- ii) 453,6 metros
- iii) 453,5 metros
- iv) 453,5 metros

Esses valores de cota, tornam evidente que é necessário um volume de reservação mínimo que elevará a cota até cerca de 453,5 metros. Nos casos “i” e “ii”, o rebaixamento foi mais acentuado, ocasionando uma grande vazão de saída pelo vertedouro. Nos casos “iii” e “iv”, esse rebaixamento foi pequeno, mostrando estarem mais próximos da situação “ótima”. Assim sendo, há duas opções: 3 bueiros de 1,0 metros de diâmetro, como estava no projeto anterior, contudo elevando-se a cota do vertedouro, ou 1 bueiro de 1,5 metros, também elevando-se a cota do vertedouro.

Para a escolha, foi considerada a não utilização do vertedouro em um TR de 25 anos, ou seja, esse dispositivo ser unicamente emergencial e não operacional, seguindo-se as premissas do Ministério das Cidades. Assim, optou-se pela utilização dos 3 bueiros de 1,0 metro de diâmetro, cujo vertedouro estará em uma cota mais baixa. Por motivos de segurança, de acordo com documento da Eletrobrás “Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas” de 1998, a crista da barragem deverá estar situada cerca de 1,3 metros acima da cota da soleira do vertedouro, ou seja, a crista estará aproximadamente na cota 455 metros.

O amortecimento de cheias no reservatório implicará em uma vazão máxima efluente de $13\text{m}^3/\text{s}$, com o vertedouro entrando em funcionamento somente quando a vazão afluente ao reservatório for superior a $31,5\text{ m}^3/\text{s}$. Ele irá conter em toda sua capacidade até 42.800 m^3 , sendo seu vertedouro na cota 453,6 metros. O tempo de

esvaziamento será de aproximadamente 2 horas. Essas informações podem ser visualizadas na Figura 40.

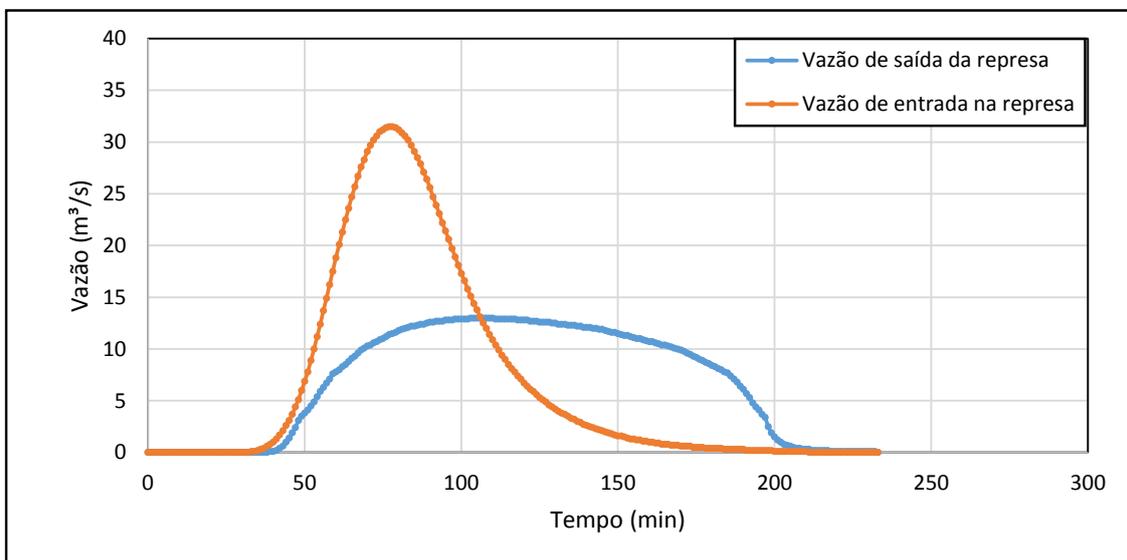


Figura 40. Resumo gráfico do comportamento do amortecimento da cheia de 25 anos para a barragem proposta

Por fim, após a união da vazão de saída da barragem com a vazão de saída da sub-bacia do afluente, o pico máximo no TR de 25 anos foi de 13,7 m³/s, como mostra a Figura 41.

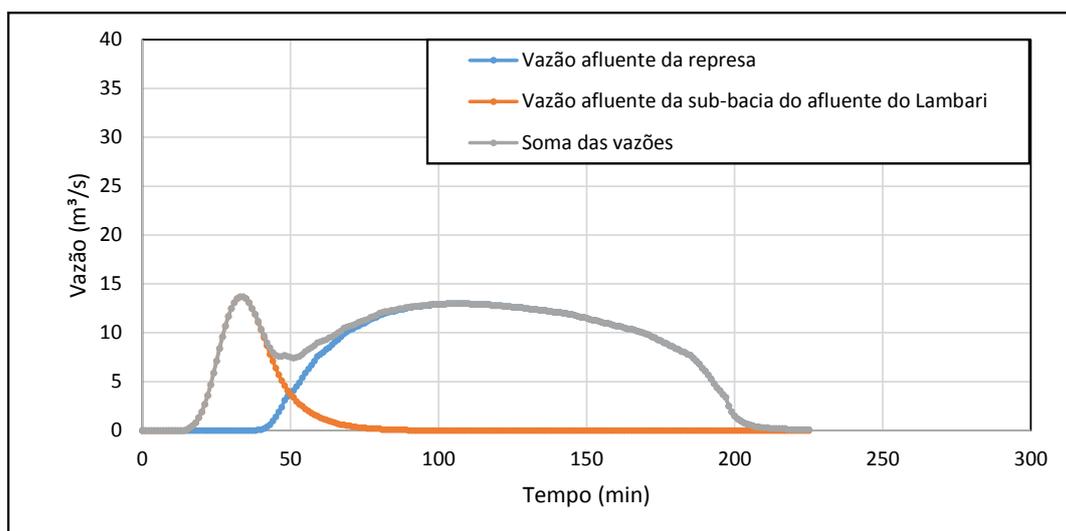


Figura 41. Hidrograma de entrada na área urbana do município de Rondinha com a barragem com novas dimensões propostas

Ainda, com chuvas com TR de 50 anos, a vazão do pico será de menos de 20 m³/s, ou seja, os alagamentos terão impactos consideravelmente menores.

Por fim, a tabela resumo com todos os dados finais dessa alternativa está disponível no Apêndice 2.

5. CONCLUSÕES

No presente trabalho foram analisadas, hidrologicamente e hidraulicamente, as inundações ocorrentes na área urbana do município de Rondinha/RS. Para isso, foi utilizado como base o estudo previamente desenvolvido pela Metroplan. Assim, este trabalho procurou apresentar o comportamento das cheias, com diferentes tempos de retorno, para a situação atual dos dispositivos hidráulicos presentes na área urbana, para a proposta de construção de uma barragem de retenção elaborada pela Metroplan e, por fim, sugestões de alterações no anteprojeto da barragem. As conclusões serão subdivididas conforme a sequência apresentada no texto.

5.1. 1ª ANÁLISE - SITUAÇÃO ATUAL DO ESCOAMENTO

No cenário atual, sem nenhuma obra de minimização de cheias do Arroio Lambari, o modelo acusa extravasamento da calha com tempos de retorno menores que 10 anos. Isso está de acordo com os acontecimentos dos últimos anos, que tiveram extravasamentos em 2012 e 2013, e anteriormente em 1982, 1983, 1984 e 1987. A necessidade de medidas de mitigação de cheias se torna, então, evidente. Na Tabela 12, verifica-se um resumo dos dados principais na condição sem intervenções com uma chuva de projeto de tempo de retorno de 25 anos.

Tabela 12. Resumo de vazão e cotas da 1ª Análise para o TR de 25 anos

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem (m)
18.8	31.7	442.21	442
13	31.7	435.98	436
10.5	31.7	435.08	434.69
7	31.7	434.75	433.49

5.2. 2ª ANÁLISE - SITUAÇÃO DO ESCOAMENTO COM A PRESENÇA DA BARRAGEM PROPOSTA PELA METROPLAN

Utilizando-se da chuva de projeto do presente trabalho, a barragem com as características propostas pela Metroplan não atendeu o critério do tempo de retorno de 25 anos. Ainda com 10 anos de tempo de retorno, o vertedouro entrou em operação, e com a vazão ocasionada pela chuva de TR 25 anos, a vazão no perímetro urbano foi superior a máxima para que não houvesse extravasamentos.

Tabela 13. Resumo de vazão e cotas da 2ª Análise para o TR de 25 anos

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem (m)
18.8	13.3	441.63	442
13	13.3	434.99	436
10.5	13.3	433.96	434.69
7	13.3	433.18	433.49

5.3. 3ª ANÁLISE - PROPOSTAS DE NOVAS MEDIDAS PARA MINIMIZAÇÃO DAS ENCHENTES

O presente trabalho apresentou 3 alternativas para minimizar as inundações da área urbana de Rondinha/RS: a) remoção das pontes e galeria do centro, b) rebaixamento do leito com a remoção da galeria do centro, e c) modificação das estruturas da barragem conceituada pela Metroplan.

A remoção das pontes e galeria do centro se mostrou eficiente somente para baixas vazões. Para o hidrograma de 25 anos de tempo de retorno todas as seções onde havia extravasamento seguiram extravasando, contudo com menor lâmina sobre o terreno. Na Tabela 14 é possível verificar o extravasamento na seção 7, próxima ao centro, para o TR de 25 anos.

Tabela 14. Resumo de vazão e cotas da 1ª alternativa da 3ª Análise para o TR de 25 anos

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem (m)
18.8	31.7	442.21	442
13	31.7	435.74	436
10.5	31.7	434.55	434.69
7	31.7	434.19	433.49

A alternativa de rebaixamento do leito e remoção da galeria do centro se mostrou eficaz. Entretanto, os valores de rebaixamento do leito foram bem expressivos, superando 1 metro, algo que deverá tornar essa alternativa consideravelmente dispendiosa e de grande impacto social. Pode-se observar na tabela resumo seguinte que não há mais extravasamentos nas seções tipo selecionadas para o TR de 25 anos.

Tabela 15. Resumo de vazão e cotas da 2ª alternativa da 3ª Análise para o TR de 25 anos

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem (m)
18.8	31.7	442.21	442
13	31.7	435.51	436
10.5	31.7	434.09	434.69
7	31.7	433.51	433.49

Com relação à possibilidade de adaptação do anteprojeto da barragem e demais estruturas hidráulicas propostas pela Metroplan às condições da chuva de projeto determinada no presente trabalho. Essa alternativa foi concordante quanto aos extravasores de fundo dimensionados, mantendo os 3 bueiros de 1 metro de diâmetro; todavia, elevou o vertedouro a cota 453,6 metros (0,9m superior a elevação prevista no anteprojeto da Metroplan), aumentando o poder de reservação da barragem. Com isto, a vazão efluente da barragem se manteve dentro do limite aceitável para que o canal existente no perímetro urbano não extravase (para o caso do TR 25 anos) em nenhuma seção analisada. Assim sendo, a Tabela 16 mostra um resumo dos valores finais dessa alternativa em algumas seções características.

Tabela 16. Resumo de vazão e cotas da 3ª alternativa da 3ª Análise para o TR de 25 anos

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem (m)
18.8	13	441.62	442
13	13	434.97	436
10.5	13	433.95	434.69
7	13	433.13	433.49

6. RECOMENDAÇÕES

Em um primeiro momento, é necessário frisar que deverá, para uma nova fase dos estudos, ser realizado um levantamento de dados topográficos mais precisos. Um enfoque nos pontos críticos, próximos a galeria do centro deverá ser dado. Além desse levantamento, no centro da cidade, é aconselhável um estudo na calha do Arroio Lambari para se determinar onde a barragem teria melhor eficiência afetando o mínimo possível as benfeitorias existentes.

É aconselhável que sejam estudadas, além da proposta de execução de barragem de retenção no curso principal do Arroio Lambari, um possível controle no seu afluente, a fim de diminuir a vazão de pico afluente ao canal urbano. No entanto, salienta-se que uma barragem a jusante da confluência desses dois tributários (Lambari montante e afluente) se localizaria demasiadamente perto do perímetro urbano, afetando muitas benfeitorias.

Ainda, é necessária uma revisão do estudo hidrológico, analisando os hidrogramas de projeto, especificamente quanto à duração da chuva de projeto, para cada sub-bacia contribuinte à área urbana de Rondinha. Além disso, diferentes tempos de duração da chuva de projeto, objetivando determinar qual chuva trará um maior impacto no nível do reservatório da barragem e vazão efluente deverão ser propostos. Esse estudo poderá ser feito com dados de uma estação pluviométrica localizada a, aproximadamente, 10 km do município de Rondinha (Estação Pluviométrica Linha Cescon – 2753004).

Por outro ponto de vista, é recomendado um estudo de medidas não estruturais, como por exemplo a delimitação de zonas para o crescimento urbano se afastando da planície de inundação do Lambari, assim como sistemas de aviso de enchente. Um estudo e monitoramento do rio Sarandi para definir seu impacto como controle de jusante do Arroio Lambari também é indicado.

Por último, recomenda-se uma análise dos coeficientes utilizados para cálculo das curvas de descarga tanto dos orifícios quanto do vertedouro de soleira livre da barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARC-GIS. ARC-GIS: Software. Disponível em:
<<http://www.esri.com/software/arcgis/index.html>>. Acessado em: 14/08/2014

BACK, Á. J.. Relações Intensidade-Duração-Frequência de chuvas intensas de Chapecó, Estado de Santa Catarina. *Acta Scientiarum Agronomy* , 575-581, Out/Dez. 2006.

BUTLER, S.S. **Engineering Hydrology**, Prentice-Hall, N.J, 1957.

CANHOLI, A.P.. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Oficina de Textos, São Paulo, 2005, 304 p.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. 1ª Edição. Porto Alegre: Editora ABRH. 2013. 350 p.

ELETROBRAS. *Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas*. Fev/1998. Disponível em:
<<http://www.eletronbras.com/elb/data/Pages/LUMISF99678B3PTBRIE.htm>> _Acessado em 18/12/2014

HUFF, F.A.. **Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms in Illinois**. . Illinois State Water Survey, Champaign, Circular 173, 1990.

IBGE (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA). **Solos**. Disponível em: <ftp://geofp.ibge.gov.br/mapas_tematicos/mapas_murais/solos.pdf>. Acesso em: 21/09/2014.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. *Manual para Apresentação de Propostas para Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável e de Manejo de Águas Pluviais*. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. 2012. 26 p.

PAROTH, S. L.. **A Paisagem de Rios Urbanos. A Presença do Rio Itajaí-Açu na Cidade de Blumenau**. 2004. 150 p. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Prefeito de Rondinha solicita estudo de concepção à Metroplan. 17/09/2013. Disponível em:

<[http://www.metroplan.rs.gov.br/conteudo/1365/?Prefeito de Rondinha solicita estudo de concep%C3%A7%C3%A3o %C3%A0 Metroplan](http://www.metroplan.rs.gov.br/conteudo/1365/?Prefeito_de_Rondinha_solicita_estudo_de_concep%C3%A7%C3%A3o_%C3%A0_Metroplan)>. Acesso em: 22/09/2014

PULS, L.G.. **Bureau of Reclamation Manual**, Vol.IV, Water Studies, Section 6.10. U.S. Department of the Interior, Denver. 1947.

TOMAZ, P. Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais. Guarulhos: Navegar, 2002. 452 p..

TUCCI et al. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4ª Edição. Porto Alegre: UFRGS, 1993. 943 p..

TUCCI, C.E.M.. Parâmetros do Hidrograma Unitário para Bacias Urbanas Brasileiras. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 195-199, abr./jun. 2003.

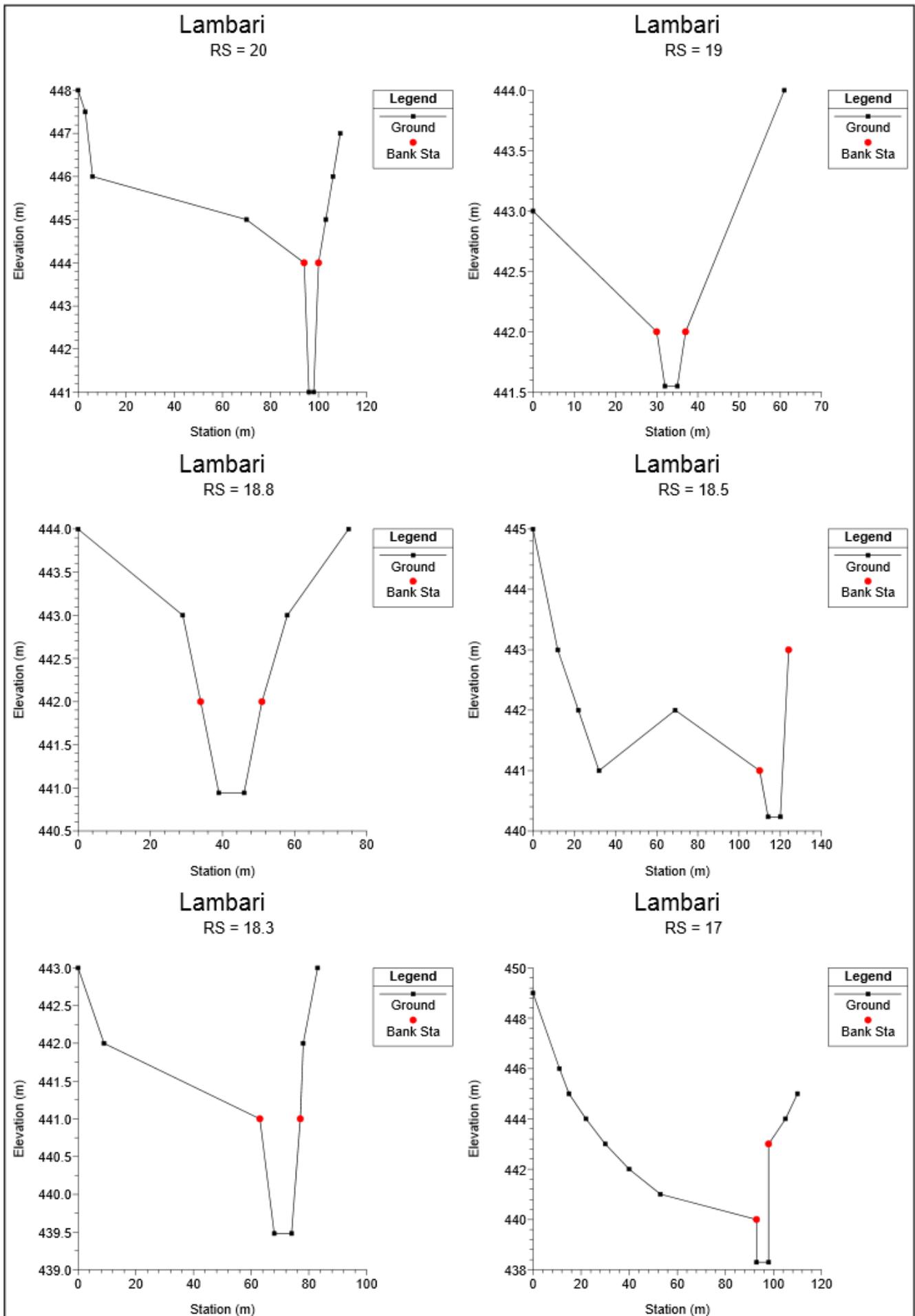
US ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Hyrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual*. Davis, CA: Hydrologic Engineering Center, março/2000. 138 p.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. *HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual*. Davis, CA: Hydrologic Engineering Center, jan/2010. 417 p.

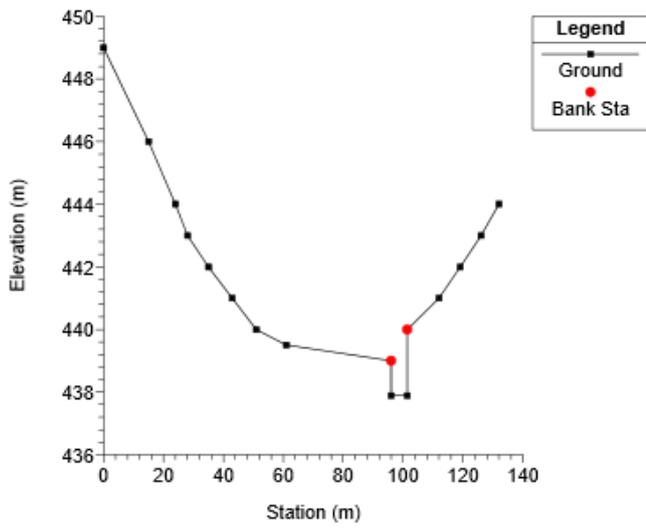
WEBER, E.; HASENACK, H.; FERREIRA, C.J.S. 2004. Adaptação do modelo digital de elevação do SRTM para o sistema de referência oficial brasileiro e recorte por unidade da federação. Porto Alegre, UFRGS Centro de Ecologia. ISBN 978-85-63843-02-9. Disponível em <http://www.ecologia.ufrgs.br/labgeo>.

APÊNDICES

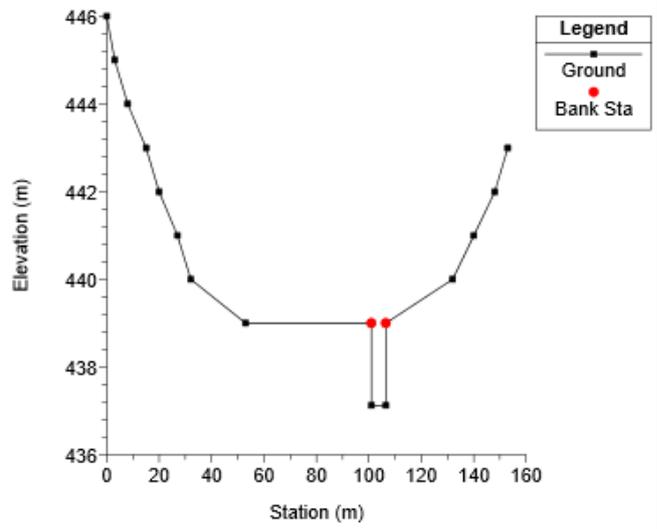
APÊNDICE 1 – SEÇÕES TRANSVERSAIS CRIADAS NO HEC-RAS



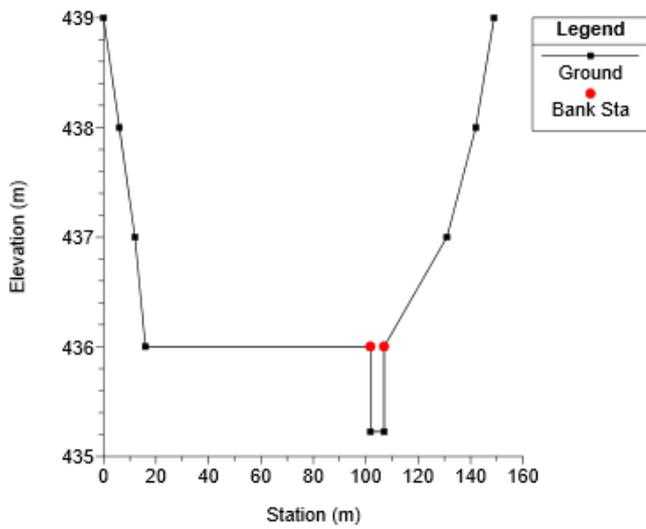
Lambari
RS = 16



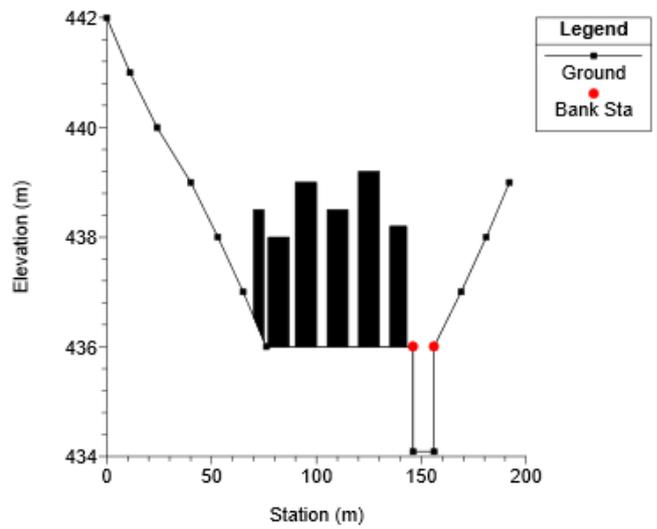
Lambari
RS = 15



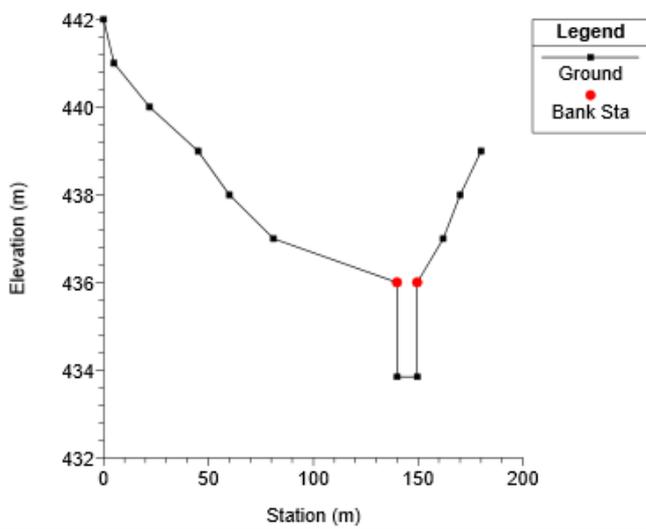
Lambari
RS = 14



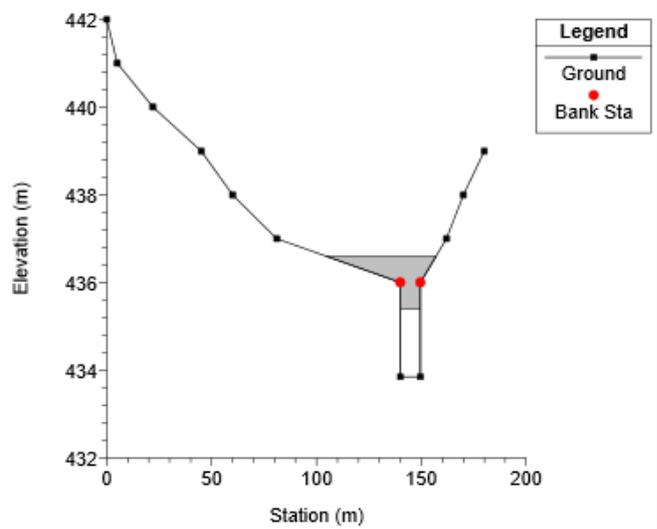
Lambari
RS = 13



Lambari
RS = 12

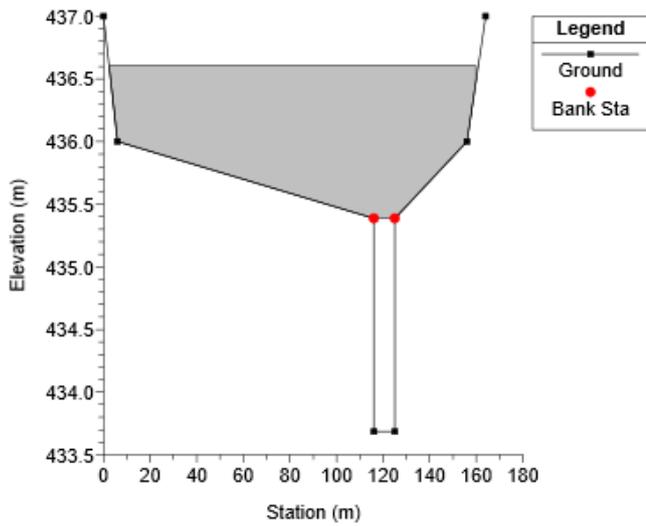


Lambari
RS = 11.5 BR



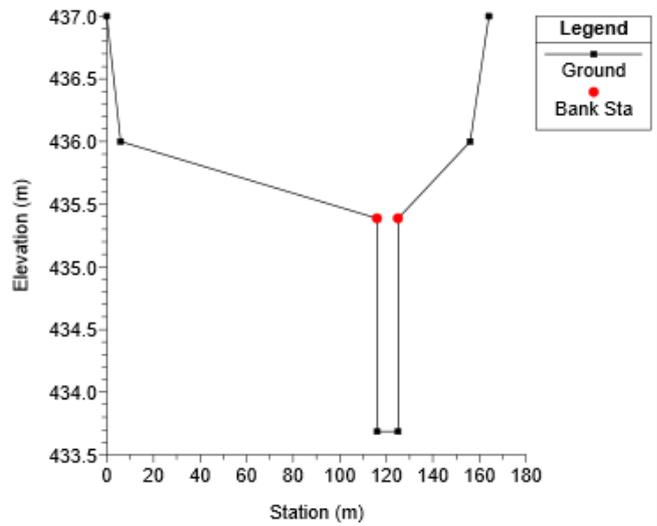
Lambari

RS = 11.5 BR



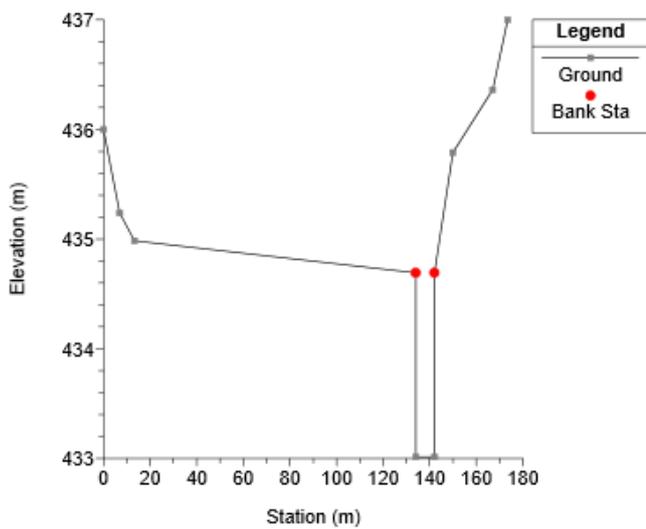
Lambari

RS = 11



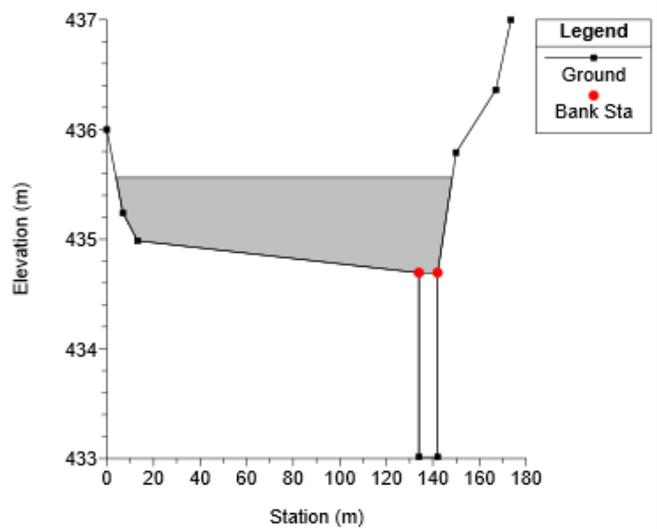
Lambari

RS = 10.5*



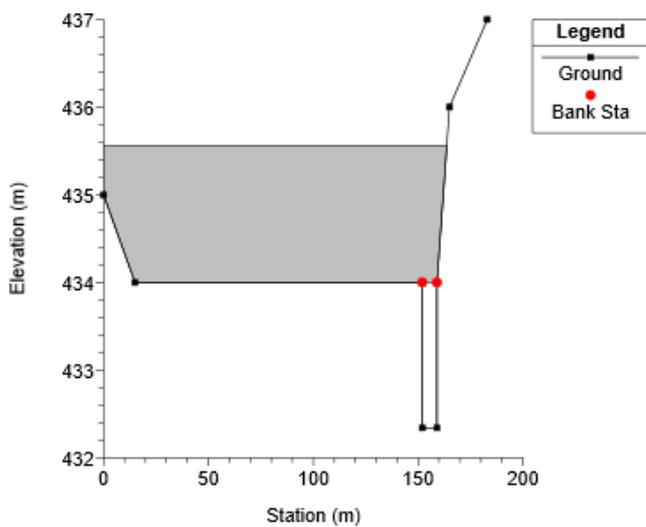
Lambari

RS = 10.2 BR



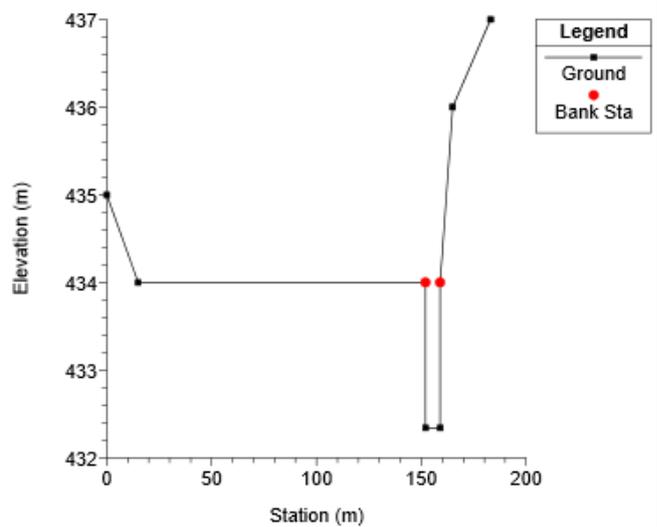
Lambari

RS = 10.2 BR

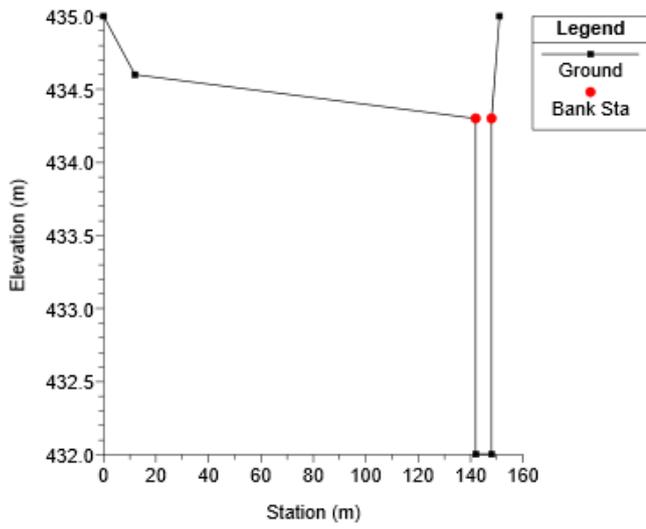


Lambari

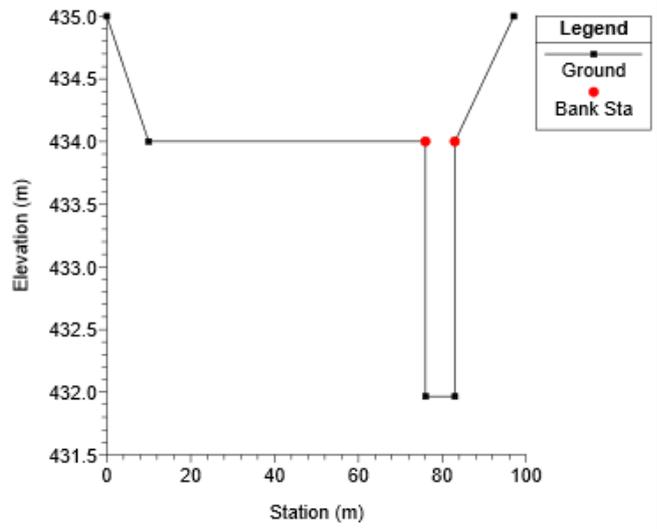
RS = 10



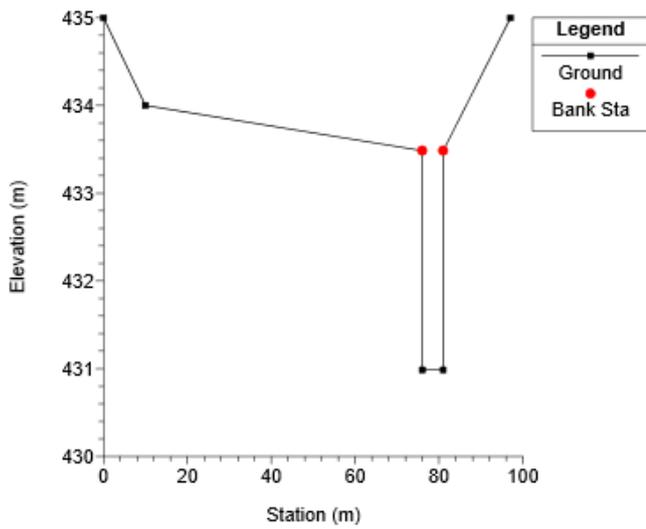
Lambari
RS = 9



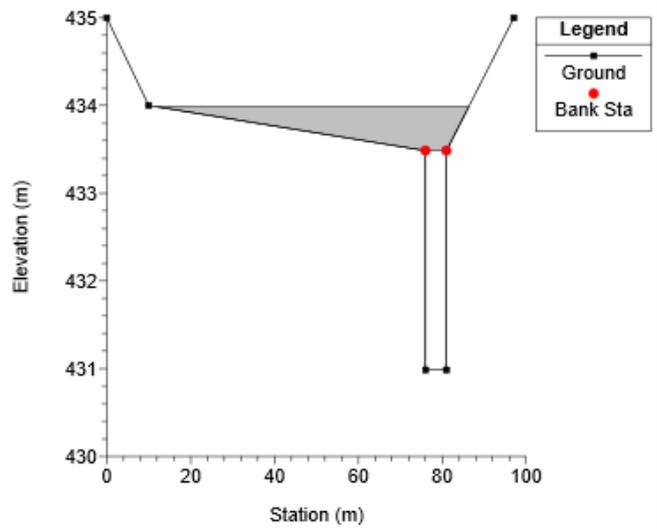
Lambari
RS = 8



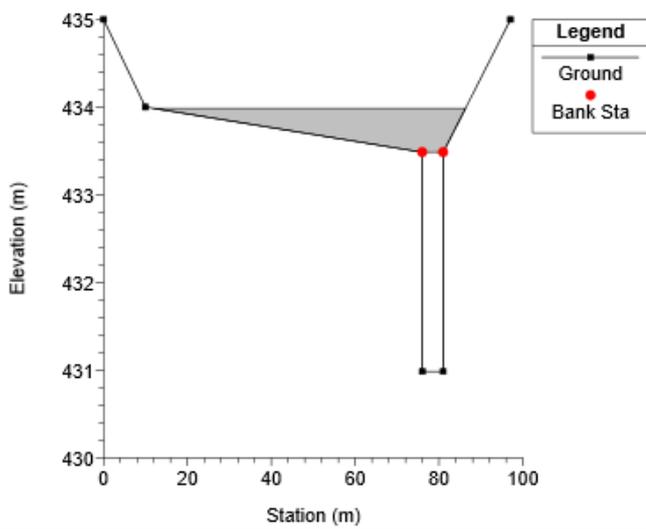
Lambari
RS = 7



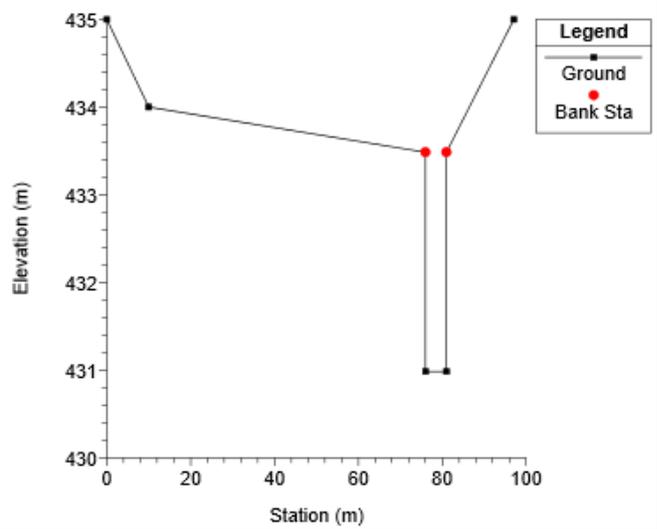
Lambari
RS = 6.5 BR



Lambari
RS = 6.5 BR

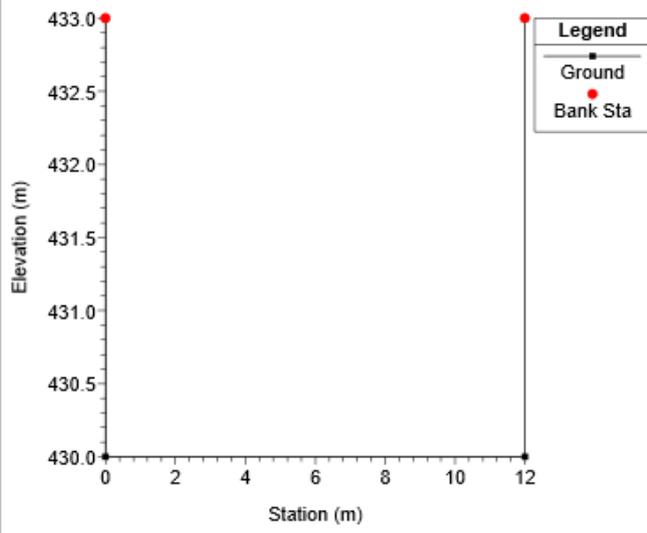


Lambari
RS = 6



Lambari

RS = 1



APÊNDICE 2 – TABELAS RESUMO

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	23.3	443.46	443	443	2.48	442	0.66
19	23.3	443.61	442	442	0.28	441.55	0.06
18.9	Culvert						
18.8	23.3	441.93	442	442	3.14	440.94	1.01
18.5	23.3	441.53	442	443	2.13	440.23	0.68
18.3	23.3	440.97	442	442	2.61	439.48	0.68
17	23.3	440.13	440	443	2.55	438.3	0.6
16	23.3	439.72	440	440	2.36	437.89	0.56
15	23.3	438.34	439	439	3.48	437.12	1.01
14	23.3	436.92	437	437	2.65	435.23	0.65
13.5	Bridge						
13	23.3	435.41	436	436	1.77	434.09	0.49
12	23.3	435.31	436	436	1.66	433.85	0.44
11.5	Bridge						
11	23.3	434.56	435.39	435.39	2.95	433.69	1
10.5*	23.3	434.6	434.69	434.69	1.84	433.01	0.47
10.2	Bridge						
10	23.3	434.53	434.5	434.5	1.51	432.34	0.33
9	23.3	434.46	434.3	434.3	1.54	432	0.31
8	23.3	434.41	434	434	1.13	431.97	0.23
7	23.3	434.44	433.49	437	0.64	430.99	0.11
6.5	Bridge						
6	23.3	433.25	433	436	2.73	430.5	0.53
1	23.3	431.18	433	433	2.47	430	0.73

Resultados da primeira análise para TR de 10 anos

Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	31.7	444.03	443	443	1.9	442	0.42
19	31.7	444.09	442	442	0.28	441.55	0.06
18.9	Culvert						
18.8	31.7	442.21	442	442	3.3	440.94	0.93
18.5	31.7	441.89	442	443	2.11	440.23	0.61
18.3	31.7	441.22	442	442	3.04	439.48	0.74
17	31.7	440.59	440	443	2.46	438.3	0.52
16	31.7	440.11	440	440	2.64	437.89	0.56
15	31.7	438.62	439	439	3.85	437.12	1
14	31.7	437.49	437	437	2.23	435.23	0.47
13.5	Bridge						
13	31.7	435.98	436	436	1.68	434.09	0.39
12	31.7	435.92	436	436	1.6	433.85	0.35
11.5	Bridge						
11	31.7	434.97	435.39	435.39	2.75	433.69	0.77
10.5*	31.7	435.08	434.69	434.69	1.61	433.01	0.36
10.2	Bridge						
10	31.7	434.86	434.5	434.5	1.35	432.34	0.27
9	31.7	434.78	434.3	434.3	1.52	432	0.29
8	31.7	434.74	434	434	1.12	431.97	0.22
7	31.7	434.75	433.49	437	0.65	430.99	0.11
6.5	Bridge						
6	31.7	433.6	433	436	2.94	430.5	0.53
1	31.7	431.45	433	433	2.74	430	0.73

Resultados da primeira análise para TR de 25 anos

Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	39.4	444.47	443	443	1.57	442	0.32
19	39.4	444.5	442	442	0.28	441.55	0.05
18.9	Culvert						
18.8	39.4	442.47	442	442	3.29	440.94	0.85
18.5	39.4	442.18	442	443	2.11	440.23	0.56
18.3	39.4	441.3	442	442	3.62	439.48	0.86
17	39.4	440.88	440	443	2.3	438.3	0.46
16	39.4	440.41	440	440	2.7	437.89	0.54
15	39.4	438.86	439	439	4.13	437.12	1
14	39.4	437.94	437	437	1.45	435.23	0.28
13.5	Bridge						
13	39.4	436.38	436	436	1.59	434.09	0.34
12	39.4	436.31	436	436	1.65	433.85	0.34
11.5	Bridge						
11	39.4	435.33	435.39	435.39	2.66	433.69	0.66
10.5*	39.4	435.52	434.69	434.69	1.15	433.01	0.23
10.2	Bridge						
10	39.4	435.13	434.5	434.5	1.15	432.34	0.22
9	39.4	435.08	434.3	434.3	1.3	432	0.24
8	39.4	435.04	434	434	1.07	431.97	0.19
7	39.4	435.05	433.49	437	0.76	430.99	0.12
6.5	Bridge						
6	39.4	433.88	433	436	2.98	430.5	0.52
1	39.4	431.67	433	433	2.94	430	0.73

Resultados da primeira análise para TR de 50 anos

Seção	Q Total (m ³ /s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	12.6	442.76	443	443	2.75	442	1.01
19	12.6	442.91	442	442	0.27	441.55	0.08
18.9	Culvert						
18.8	12.6	441.61	442	442	2.51	440.94	0.98
18.5	12.6	441.06	442	443	2.03	440.23	0.78
18.3	12.6	440.4	442	442	2.29	439.48	0.76
17	12.6	439.51	440	443	2.09	438.3	0.61
16	12.6	439.12	440	440	1.89	437.89	0.54
15	12.6	437.93	439	439	2.83	437.12	1.01
14	12.6	436.4	437	437	2.07	435.23	0.61
13.5	Bridge						
13	12.6	434.95	436	436	1.46	434.09	0.5
12	12.6	434.86	436	436	1.3	433.85	0.41
11.5	Bridge						
11	12.6	434.27	435.39	435.39	2.4	433.69	1.01
10.5*	12.6	433.93	434.69	434.69	1.72	433.01	0.57
10.2	Bridge						
10	12.6	433.52	434.5	434.5	1.53	432.34	0.45
9	12.6	433.41	434.3	434.3	1.49	432	0.4
8	12.6	433.2	434	434	1.46	431.97	0.42
7	12.6	433	433.49	437	2.08	430.99	0.47
6.5	Bridge						
6	12.6	432.53	433	436	2.06	430.5	0.46
1	12.6	430.79	433	433	2	430	0.72

Resultados da segunda análise para TR de 10 anos

Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	13.3	442.79	443	443	2.8	442	1.01
19	13.3	442.96	442	442	0.27	441.55	0.08
18.9	Culvert						
18.8	13.3	441.63	442	442	2.57	440.94	0.99
18.5	13.3	441.09	442	443	2.05	440.23	0.78
18.3	13.3	440.44	442	442	2.32	439.48	0.76
17	13.3	439.55	440	443	2.13	438.3	0.61
16	13.3	439.17	440	440	1.93	437.89	0.55
15	13.3	437.96	439	439	2.88	437.12	1.01
14	13.3	436.43	437	437	2.12	435.23	0.61
13.5	Bridge						
13	13.3	434.99	436	436	1.48	434.09	0.5
12	13.3	434.89	436	436	1.33	433.85	0.41
11.5	Bridge						
11	13.3	434.29	435.39	435.39	2.45	433.69	1.01
10.5*	13.3	433.96	434.69	434.69	1.76	433.01	0.58
10.2	Bridge						
10	13.3	433.63	434.5	434.5	1.48	432.34	0.42
9	13.3	433.53	434.3	434.3	1.45	432	0.37
8	13.3	433.36	434	434	1.36	431.97	0.37
7	13.3	433.18	433.49	437	1.99	430.99	0.43
6.5	Bridge						
6	13.3	432.59	433	436	2.12	430.5	0.47
1	13.3	430.82	433	433	2.03	430	0.72

Resultados da segunda análise para TR de 25 anos

Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	28.1	443.8	443	443	2.09	442	0.5
19	28.1	443.89	442	442	0.28	441.55	0.06
18.9	Culvert						
18.8	28.1	442.08	442	442	3.29	440.94	0.98
18.5	28.1	441.74	442	443	2.11	440.23	0.63
18.3	28.1	441.15	442	442	2.81	439.48	0.69
17	28.1	440.38	440	443	2.58	438.3	0.57
16	28.1	439.96	440	440	2.52	437.89	0.56
15	28.1	438.51	439	439	3.7	437.12	1
14	28.1	437.13	437	437	2.81	435.23	0.65
13.5	Bridge						
13	28.1	435.59	436	436	1.87	434.09	0.49
12	28.1	435.49	436	436	1.78	433.85	0.44
11.5	Bridge						
11	28.1	434.81	435.39	435.39	2.78	433.69	0.84
10.5*	28.1	434.85	434.69	434.69	1.86	433.01	0.44
10.2	Bridge						
10	28.1	434.72	434.5	434.5	1.45	432.34	0.3
9	28.1	434.63	434.3	434.3	1.6	432	0.32
8	28.1	434.59	434	434	1.14	431.97	0.23
7	28.1	434.61	433.49	437	0.66	430.99	0.11
6.5	Bridge						
6	28.1	433.46	433	436	2.88	430.5	0.53
1	28.1	431.33	433	433	2.64	430	0.73

Resultados da segunda análise para TR de 50 anos

Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	31.7	444.07	443	443	1.4	441	0.25
19	31.7	444.09	442	442	0.28	441.55	0.06
18.9	Culvert						
18.8	31.7	442.21	442	442	3.3	440.94	0.93
18.5	31.7	441.89	442	443	2.11	440.23	0.6
18.3	31.7	441.23	442	442	3.02	439.48	0.73
17	31.7	440.55	440	443	2.53	438.3	0.54
16	31.7	440.01	440	440	2.77	437.89	0.61
15	31.7	438.9	439	439	3.25	437.12	0.78
14	31.7	436.78	437	437	3.92	435.23	1
13	31.7	435.74	436	436	1.92	434.09	0.48
12	31.7	435.64	436	436	1.84	433.85	0.44
11	31.7	434.76	435.39	435.39	3.27	433.69	1.01
10.5*	31.7	434.55	434.69	434.69	2.57	433.01	0.66
10	31.7	434.55	434.5	434.5	2.03	432.34	0.44
9	31.7	434.36	434.3	434.3	2.24	432	0.47
8	31.7	434.1	434	434	2.07	431.97	0.45
7	31.7	434.19	433.49	437	1.14	430.99	0.2
6	31.7	433.6	433	436	2.94	430.5	0.53
1	31.7	431.45	433	433	2.74	430	0.73

Resultados da terceira análise para a alternativa de remoção das pontes

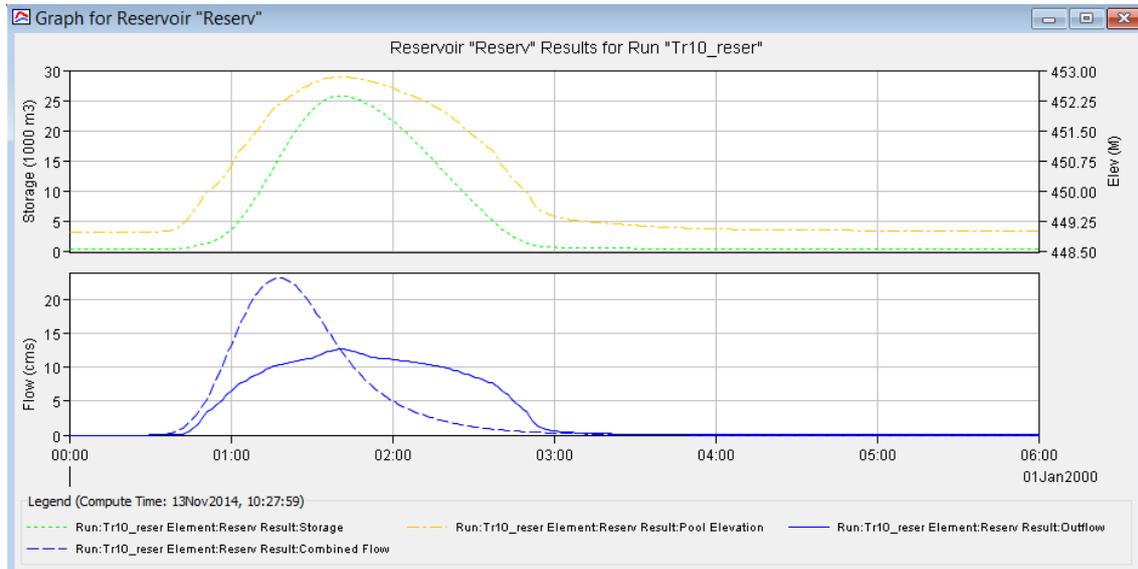
Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Elevação da margem esquerda (m)	Elevação da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Altura mínima do leito do arroio	Número de Froude
20	31.7	444.07	443	443	1.4	441	0.25
19	31.7	444.09	442	442	0.28	441.55	0.06
18.9	Culvert						
18.8	31.7	442.21	442	442	3.3	440.94	0.93
18.5	31.7	441.89	442	443	2.11	440.23	0.61
18.3	31.7	441.22	442	442	3.04	439.48	0.74
17	31.7	440.59	440	443	2.45	438.3	0.52
16	31.7	440.11	440	440	2.64	437.89	0.56
15	31.7	438.62	439	439	3.85	437.12	1
14	31.7	436.64	437	437	2.99	434.6	0.67
13.5	Bridge						
13	31.7	435.51	436	436	2.24	434.09	0.6
12	31.7	435.33	436	436	2.23	433.85	0.59
11.5	Bridge						
11	31.7	434.48	435.39	435.39	3.27	433.4	1
10.5*	31.7	434.09	434.69	434.69	2.34	432.4	0.58
10.2	Bridge						
10	31.7	433.96	434.5	434.5	2.31	432	0.53
9	31.7	433.79	434.3	434.3	2.31	431.5	0.49
8	31.7	433.7	434	434	1.56	430.8	0.29
7	31.7	433.51	433.49	437	2.43	430	0.41
6	31.7	429.94	433	433	2.74	429.4	0.73
1	28.1	431.33	433	433	2.64	428.5	0.73

Resultados da terceira análise para a alternativa de rebaixamento do leito

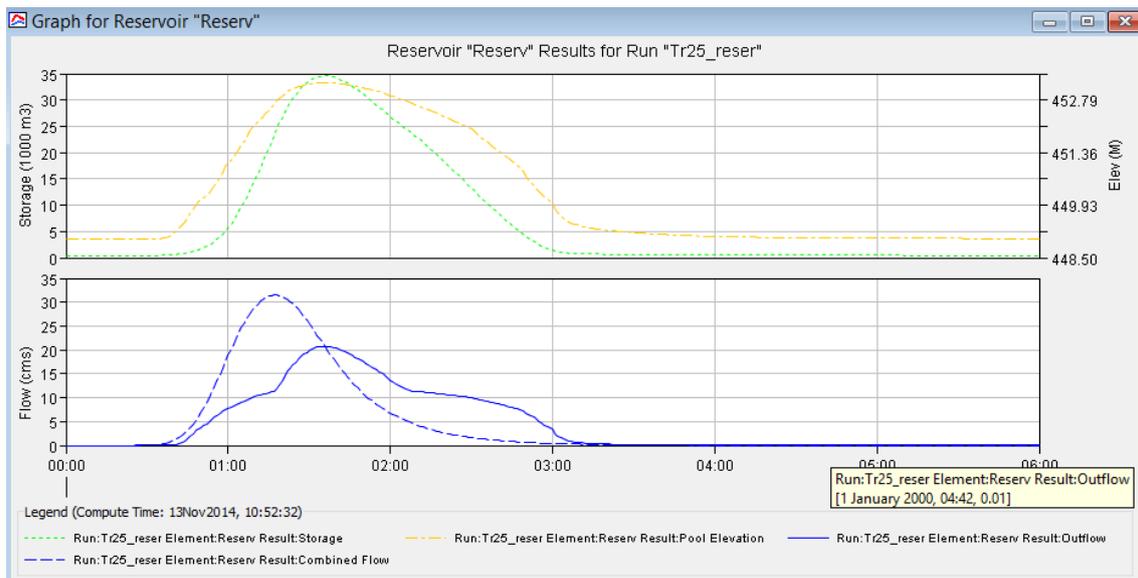
Seção	Q Total (m3/s)	Cota da superfície da água (m)	Cota da margem esquerda (m)	Cota da margem direita (m)	Velocidade do canal (m/s)	Cota mínima do leito do Arroio (m)	Número de Froude
20	13	442.78	443	443	2.78	442	1.01
19	13	442.94	442	442	0.27	441.55	0.08
18.9	Culvert						
18.8	13	441.62	442	442	2.55	440.94	0.98
18.5	13	441.07	442	443	2.05	440.23	0.78
18.3	13	440.42	442	442	2.31	439.48	0.76
17	13	439.53	440	443	2.12	438.3	0.61
16	13	439.15	440	440	1.91	437.89	0.55
15	13	437.95	439	439	2.86	437.12	1
14	13	436.42	437	437	2.09	435.23	0.61
13.5	Bridge						
13	13	434.97	436	436	1.47	434.09	0.5
12	13	434.88	436	436	1.31	433.85	0.41
11.5	Bridge						
11	13	434.28	435.39	435.39	2.43	433.69	1.01
10.5*	13	433.95	434.69	434.69	1.74	433.01	0.58
10.2	Bridge						
10	13	433.59	434.5	434.5	1.49	432.34	0.42
9	13	433.5	434.3	434.3	1.45	432	0.38
8	13	433.32	434	434	1.37	431.97	0.38
7	13	433.13	433.49	437	2.01	430.99	0.44
6.5	Bridge						
6	13	432.57	433	436	2.1	430.5	0.47
1	13	430.81	433	433	2.02	430	0.72

Resultados da terceira análise para a alternativa de adaptação do projeto da Metroplan

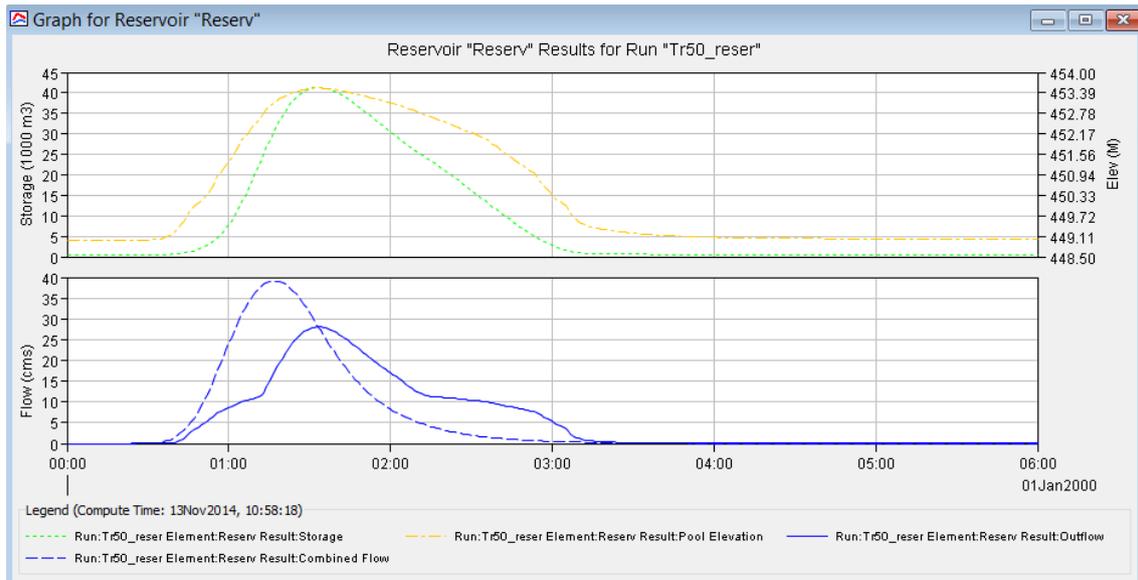
APÊNDICE 2 – RESUMO DO COMPORTAMENTO DAS REPRESAS



Respostas da barragem quanto o armazenamento (amarelo), a elevação (verde) e a entrada (azul pontilhado) e saída (azul contínuo) pelo tempo para TR de 10 anos



Respostas da barragem quanto o armazenamento (amarelo), a elevação (verde) e a entrada (azul pontilhado) e saída (azul contínuo) pelo tempo para TR de 25 anos



Respostas da barragem quanto o armazenamento (amarelo), a elevação (verde) e a entrada (azul pontilhado) e saída (azul contínuo) pelo tempo para TR de 50 anos

ANEXOS

ANEXO 1



PONTO	DISTANCIA	LOCAL DO PONTO	ALTITUDE
1	0	SAR PISCINA/ CENTRO DA PONTE LARG 6.80	438,86
2	78,69	CENTRO DO RIO / A 20 M DA GALERIA LARG 2 M	433,52
3	15,91	CENTRO DO RIO/A 10 M GALERIA LARG 2 M	435,1
5	17,01	EMCIMA DA GALERIA/ FIM GALERIA LARG 6 M	440,9
6	27,88	EMCIMA DA GALERIA/ FIM GALERIA LARG 6 M	436,9
7	22,94	MARGEM/ RIO LARG 7 M	434,85
8	31,22	MARGEM/RIO LARG 6 M	432,11
9	45,96	MARGEM / RIO LARG 6 M	432,33
10	42,87	MARGEM/ RIO LARG 3 M	432,55
11	96,04	MARGEM RIO/ LARG 5 M	432,19
12	61,86	MARGEM / RIO LARG 5,40 M	431,97
13	46,05	MARGEM/ RIO LARG 5,40 M	431,74
14	63,18	MARGEM / RIO LARG 5,20	429,24
15	137,94	PONTE/ RUA INDEPENDENCIA LARG 5,40 M	428,07
16	75,91	MARGEM/ RIO LARG 10 M	428,28
17	61,14	PONTE/ CAMPO CLUBEUNIÃO RUA TIRADENTE LARG 9,60 M	428,1
18	82,8	PONTE/ GENERAL OSORIO LARG 8 M	427,27
19	22,04	MARGEM/ RIO LARG 12 M	427,56

ANEXO 2

