

JOÃO RICARDO MARTINEZ BALDIN
GABRIEL SOARES DE AZEVEDO SARDANO

ESTUDO DO DESEMPENHO DE SOLUÇÕES DE MACRODRENAGEM
CONVENCIONAIS E NÃO CONVENCIONAIS PARA CONTROLE DE INUNDAÇÕES
NA BACIA DO PIRAJUÇARA

São Paulo

2019

SUMÁRIO

1	JUSTIFICATIVA	10
2	OBJETIVOS	11
3	BASE CONCEITUAL.....	11
3.1	CONTEXTO HISTÓRICO	11
3.1.1	<i>Urbanização</i>	11
3.1.2	<i>Inundações urbanas</i>	12
3.2	O CONTROLE DAS INUNDAÇÕES.....	16
3.2.1	<i>Medidas estruturais.....</i>	16
3.2.2	<i>Medidas estruturais extensivas.....</i>	17
3.2.3	<i>Medidas não-estruturais.....</i>	34
3.2.4	<i>Medidas convencionais e não convencionais.....</i>	37
4	METODOLOGIA.....	38
4.1	ÁREA DE ESTUDO - BACIA DO PIRAJUÇARA.....	38
4.1.1	<i>Características Geográficas.....</i>	38
4.1.2	<i>Uso e Ocupação do Solo.....</i>	40
4.1.3	<i>Histórico de Intervenções.....</i>	44
4.1.4	<i>Condições Atuais da Bacia</i>	47
4.2	ESTUDOS HIDROLÓGICOS	54
4.2.1	<i>Definição da Chuva de Projeto</i>	54
4.3	MODELAGEM MATEMÁTICA.....	60
4.3.1	<i>Escolha do Modelo.....</i>	60
4.3.2	<i>Modelo Conceitual.....</i>	60
5	MODELAGEM DA BACIA	68
5.1	MORFOLOGIA.....	68
5.1.1	<i>Relevo</i>	68
5.1.2	<i>Subbacias.....</i>	70
5.1.3	<i>Seções Naturais.....</i>	71
5.1.4	<i>Escoamento Superficial.....</i>	74
5.1.5	<i>Infiltração.....</i>	75
5.2	REDE DE MACRODRENAGEM.....	75
5.2.1	<i>Cenários.....</i>	75
5.2.2	<i>Nós e Exutório.....</i>	77
5.2.3	<i>Canais.....</i>	78
5.3	RESERVATÓRIOS E VERTEDOUROS.....	80

5.4	CHUVAS	83
5.4.1	<i>Tempo de Concentração</i>	83
5.4.2	<i>Hietogramas das Chuvas de Projeto</i>	83
6	IMPLANTAÇÃO DE LIDS (LOW IMPACT DEVELOPMENTS)	85
7	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	94
7.1	PONTOS CRÍTICOS.....	94
7.2	RESULTADOS – PONTOS CRÍTICOS	95
7.2.1	<i>J31</i>	96
7.2.2	<i>J52</i>	99
7.2.3	<i>Análise do impacto dos reservatórios nos pontos críticos</i>	102
7.3	RESULTADOS – SISTEMA	105
7.3.1	<i>Cenários 1 e 2</i>	105
7.3.2	<i>Análise do impacto dos reservatórios no sistema</i>	108
7.4	RESULTADOS - RESERVATÓRIOS	111
7.5	RESULTADOS – LIDS.....	119
7.5.1	<i>Cenário 2 (com piscinões)</i>	119
7.5.2	<i>Cenário 1 (sem piscinões)</i>	121
7.6	MANCHAS DE INUNDAÇÃO.....	122
8	CONCLUSÃO	126
9	BIBLIOGRAFIA	128

SUMÁRIO DE FIGURAS

FIGURA 1 - EVOLUÇÃO DA POPULAÇÃO URBANA NO SUDESTE. (FONTE: IBGE, 2019)	12
FIGURA 2 - ENCHENTES EM ÁREAS RIBEIRINHAS (FONTE: TUCCI, 1995).....	13
FIGURA 3 - ENCHENTES DEVIDAS À URBANIZAÇÃO (FONTE: TUCCI, 1995)	14
FIGURA 4 - ENCHENTE DE 1929 (FONTE: XAVIER ET AL., 2019).....	15
FIGURA 5 - ENCHENTE DE 1929 (FONTE: XAVIER ET AL., 2019).....	15
FIGURA 6 - INUNDAÇÕES LOCALIZADAS (FONTE: TUCCI, 1x'995)	16
FIGURA 7 - CONTROLE DA EROSIÃO DO SOLO (FONTE: BLOG HYPEVERDE, 2019).....	17
FIGURA 8 - CONTROLE DA EROSIÃO DO SOLO (FONTE: BLOG HYPEVERDE, 2019).....	18
FIGURA 9 - PAVIMENTOS PERMEÁVEIS (FONTE: VIRGILIIS, 2019).....	19
FIGURA 10 - PAVIMENTOS PERMEÁVEIS (FONTE: VIRGILIIS, 2019).....	19
FIGURA 11 - EFICÁCIA DE PAVIMENTOS PERMEÁVEIS (FONTE: CANHOLI, 2005).....	20
FIGURA 12 - POÇO DE INFILTRAÇÃO (FONTE: SÃO PAULO, 2012).....	21
FIGURA 13 - POÇO DE INFILTRAÇÃO (FONTE: SÃO PAULO, 2012).....	21
FIGURA 14 - POÇO DE INFILTRAÇÃO (FONTE:SÃO PAULO, 2012).....	21
FIGURA 15 - VALA DE INFILTRAÇÃO (FONTE: CANHOLI, 2005)	22
FIGURA 16 - VALA DE INFILTRAÇÃO (FONTE: CANHOLI, 2005)	22
FIGURA 17 - ARMAZENAMENTO NO TELHADO (FONTE: SÃO PAULO, 2012).....	24
FIGURA 18 - ARMAZENAMENTO NO TELHADO (FONTE: SÃO PAULO, 2012).....	24
FIGURA 19 - ARMAZENAMENTO NO TELHADO (FONTE: SÃO PAULO, 2012).....	24
FIGURA 20 - BARRAGENS (FONTE: TUCCI, 2003)	25
FIGURA 21 - IMPACTO DOS RESERVATÓRIOS (FONTE: TUCCI, 2003).....	26
FIGURA 22 - ENCHENTES EM ITAJAÍ (FONTE: BLOG BACIA ITAJAÍ-AÇU, 2019)	27
FIGURA 23 - ENCHENTES EM ITAJAÍ (FONTE: BLOG BACIA ITAJAÍ-AÇU, 2019)	27
FIGURA 24 - BACIA DE DETENÇÃO EM UBERABA (FONTE: CANHOLI, 2005).....	28
FIGURA 25 - DIQUES OU POLDERS (FONTE: CORDERO ET AL., 2019).....	29
FIGURA 26 - POLDER NA PONTE DAS BANDEIRAS (FONTE: CANHOLI, 2005).....	30
FIGURA 27 - MELHORAMENTOS NO ÁLVEO (FONTE: CORDERO ET AL., 2019)	31
FIGURA 28 - RIO PINHEIROS ANTES DA RETIFICAÇÃO (FONTE: FILHO ET AL., 2012).....	32
FIGURA 29 - CANAL DE DESVIO NO RIO ARNO (FONTE: ADAPTADA DE GOOGLE MAPS).....	33
FIGURA 30 - CANAL PARALELO NO RIO DANÚBIO (FONTE: GOOGLE MAPS).....	34
FIGURA 31 - CANAL PARALELO NO RIO DANÚBIO (FONTE: GOOGLE MAPS).....	34
FIGURA 32 - ZONEAMENTO (FONTE: CORDERO, 2019).....	36
FIGURA 33 - LOCALIZAÇÃO DA BACIA DO RIO PIRAJUÇARA NA BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO TIETÊ (FONTE: PDMAT 1- PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BAT – BACIA DO PIRAJUÇARA, 1999)	39
FIGURA 34 - BACIA DO PIRAJUÇARA E SUAS SUB-BACIAS (FONTE: PDMAT 1- PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BAT – BACIA DO PIRAJUÇARA, 1999)	40

FIGURA 35 - USO E OCUPAÇÃO DO SOLO DA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 1- PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BAT – BACIA DO PIRAJUÇARA, 1999).....	41
FIGURA 36- FAVELAS E ASSENTAMENTOS PRECÁRIOS NA REGIÃO DE EMBU E TABOÃO DA SERRA (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 5, 2013).....	42
FIGURA 37 - USO E OCUPAÇÃO DO SOLO NA BACIA DO ALTO TIETÊ (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 5, 2013)	43
FIGURA 38 - PREVISÃO DE CRESCIMENTO DEMOGRÁFICO NA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 2, 2013)	44
FIGURA 39 - CHEIA DE MARÇO/1996 (FONTE: PIRAJUÇARA, BACIA DO CONCRETO. DIREÇÃO: EDU ABAD E MARCO MEIRELLES, SÃO PAULO: RUTH TAKIA, 2008 (28 MIN.).....	44
FIGURA 40 - CHEIA DE MARÇO/1996 (FONTE: PIRAJUÇARA, BACIA DO CONCRETO. DIREÇÃO: EDU ABAD E MARCO MEIRELLES, SÃO PAULO: RUTH TAKIA, 2008 (28 MIN.).....	45
FIGURA 41 - MANCHAS DE INUNDAÇÃO CORRESPONDENTES AOS EVENTOS HIDROLÓGICOS DE 1996 E 1999 (FONTE: PDMAT 1- PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BAT – BACIA DO PIRAJUÇARA, 1999)	46
FIGURA 42 - PISCINÕES EXISTENTES E PROPOSTOS NA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013)	48
FIGURA 43 - MANCHAS DE INUNDAÇÃO NA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013)	50
FIGURA 44 - NÍVEIS DE ALERTA RELATIVOS A EVENTO HIDROLÓGICO DE TR = 25 (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013).....	51
FIGURA 45 - NÍVEIS DE ALERTA RELATIVOS A EVENTO HIDROLÓGICO DE TR = 50 (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013).....	52
FIGURA 46 - NÍVEIS DE ALERTA RELATIVOS A EVENTO HIDROLÓGICO DE TR = 100 (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013).....	53
FIGURA 47 - EXEMPLO DE HIETOGRAMA DISCRETIZADO CLÁSSICO (FONTE: HTTP://WWW.HIDROMUNDO.COM.BR/HIETOGRAMAS-TORMENTAS-PADRONIZADAS-CHUVA-PARTE-3/)	54
FIGURA 48 - EQUACIONAMENTO DE PRECIPITAÇÕES INTENSAS PARA A CIDADE DE SÃO PAULO (FONTE: PRECIPITAÇÕES INTENSAS NO ESTADO DE SÃO PAULO. DAEE/CTH, 2018)	56
FIGURA 49 - CURVAS IDF PARA A CIDADE DE SÃO PAULO, PARA TR DE 2 A 200 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	56
FIGURA 50 - CURVAS IDF PARA A CIDADE DE SÃO PAULO, PARA TR DE 2 A 200 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	57
FIGURA 51 - PRECIPITAÇÃO MENSAL MÉDIA - SÃO PAULO (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	59
FIGURA 52 - PRECIPITAÇÃO MÁXIMA HISTÓRICA - SÃO PAULO (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	60
FIGURA 53 - ILUSTRAÇÃO DOS PARÂMETROS FÍSICOS DA SUB-BACIA, ANTES E APÓS A IMPLEMENTAÇÃO DE LIDS (FONTE: MANUAL DO SWMM BRASIL)	64
FIGURA 54 - REPRESENTAÇÃO DE MODELAGEM DE SUPERFÍCIE DE SUBBACIA (FONTE: USER'S GUIDE TO SWMM 5) ..	65
FIGURA 55 - REPRESENTAÇÃO DA METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DO VOLUME DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (FONTE: PCSWMM SUPPORT).....	66
FIGURA 56- CURVAS DE NÍVEL DA BACIA DO PIRAJUSSARA (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	69

FIGURA 57- MODELO DIGITAL DO TERRENO DA BACIA DO PIRAJUSSARA (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	70
FIGURA 58 - SUBBACIAS DA BACIA DO PIRAJUSSARA, CLASSIFICADAS CONFORME NÍVEL DE DECLIVIDADE (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	71
FIGURA 59 – EXEMPLO1 DE SEÇÃO NATURAL (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	72
FIGURA 60 – EXEMPLO 2 DE SEÇÃO NATURAL (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	73
FIGURA 61 – EXEMPLO 3 DE SEÇÃO NATURAL (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	73
FIGURA 62 - ELEMENTOS DA REDE – CENÁRIO 1 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	76
FIGURA 63 - ELEMENTOS DA REDE – CENÁRIO 2 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	77
FIGURA 64 - DETALHAMENTO DAS SESSÕES DOS CANAIS (FONTE: FCTH).....	79
FIGURA 65 - VISÃO SUPERIOR DA MODELAGEM DO RESERVATÓRIO SHARP (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	82
FIGURA 66- VISÃO LATERAL DA MODELAGEM DO RESERVATÓRIO SHARP (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	82
FIGURA 67 - HIETOGRAMA DE TEMPO DE RETORNO DE 2 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	83
FIGURA 68 - HIETOGRAMA DE TEMPO DE RETORNO DE 5 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	84
FIGURA 69 - HIETOGRAMA DE TEMPO DE RETORNO DE 10 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	84
FIGURA 70 - HIETOGRAMA DE TEMPO DE RETORNO DE 25 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	85
FIGURA 71 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO COM PISCINÕES E SEM LIDS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	85
FIGURA 72 - NÓ J7 E SUB-BACIAS S68 E S73 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	86
FIGURA 73 - OCUPAÇÃO DAS SUB-BACIAS S68 E S73 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	86
FIGURA 74 - MODELO DE ESTRUTURA DE TELHADO VERDE (FONTE: PCSWMM SUPPORT).....	87
FIGURA 75 - NÓ J4 E AS SUB-BACIAS S66, S68 E S73 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	89
FIGURA 76 - OCUPAÇÃO DAS SUB-BACIAS S66, S68 E S73 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	89
FIGURA 77 - RODOVIA RÉGIS BITTENCOURT NA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	90
FIGURA 78 – MODELO DE ESTRUTURA DE PAVIMENTO PERMEÁVEL (FONTE: PCSWMM SUPPORT)	91
FIGURA 79 - MODELO DE ESTRUTURA DE VALA DE INFILTRAÇÃO (FONTE: PCSWMM SUPPORT)	92
FIGURA 80 - PONTOS CRÍTICOS DO SISTEMA (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	95
FIGURA 81 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO – J31– A) CENÁRIO 1; B) CENÁRIO 2 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	96
FIGURA 82 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS 1 E 2 – J31 – C) TR = 2 ANOS; D) TR = 5 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	97
FIGURA 83 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS 1 E 2 – J31 – E) TR = 10 ANOS; F) TR = 25 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	98
FIGURA 84 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO – J52 – A) CENÁRIO 1; B) CENÁRIO 2 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	99
FIGURA 85 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS 1 E 2 – J52 – C) TR = 2 ANOS; D) TR = 5 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	100
FIGURA 86 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS 1 E 2 – J52 – E) TR = 10 ANOS; F) TR = 25 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	101

FIGURA 87 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO – SISTEMA – A) CENÁRIO 1; B) CENÁRIO 2 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	105
FIGURA 88 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS 1 E 2 – SISTEMA – C) TR = 2 ANOS; D) TR = 5 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	106
FIGURA 89 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS 1 E 2 – SISTEMA – E) TR = 10 ANOS; F) TR = 25 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	107
FIGURA 90 - LOCALIZAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS NO SISTEMA MODELADO (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)...	111
FIGURA 91 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO - RESERVATÓRIOS - A) SU1; B) SU2.....	112
FIGURA 92 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO - RESERVATÓRIOS - C) SU3; D) SU4.....	113
FIGURA 93 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO - RESERVATÓRIOS - E) SU5; F) SU6.....	114
FIGURA 94 - MANCHAS DE INUNDAÇÃO PARA TR DE 2 E 25 ANOS – CENÁRIO 1 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	123
FIGURA 95 - MANCHAS DE INUNDAÇÃO PARA TR DE 2 E 25 ANOS – CENÁRIO 1 + LIDS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	123
FIGURA 96 - MANCHAS DE INUNDAÇÃO PARA TR DE 2 E 25 ANOS – CENÁRIO 2 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR)	124
FIGURA 97 - MANCHAS DE INUNDAÇÃO PARA TR DE 2 E 25 ANOS – CENÁRIO 2 + LIDS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	124

SUMÁRIO DE TABELAS

TABELA 1 - USO E OCUPAÇÃO DO SOLO DA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 1- PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DA BAT – BACIA DO PIRAJUÇARA, 1999).....	41
TABELA 2 - CARACTERÍSTICAS DOS PRINCIPAIS PISCINÕES DA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013).....	48
TABELA 3 - SITUAÇÕES DE NÍVEL NOS PISCINÕES, DURANTE A JANELA HIDROLÓGICA ÚMIDA DE 2009-2010 (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013).....	49
TABELA 4 - INTENSIDADES DE PRECIPITAÇÕES PARA A CIDADE DE SÃO PAULO, PARA TR DE 2 A 200 (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	57
TABELA 5 - CÁLCULO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO PARA A BACIA DO PIRAJUSSARA (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	58
TABELA 6 - CAMADAS UTILIZADAS NA SIMULAÇÃO DE LIDS (FONTE: MANUAL DO SWMM BRASIL).....	64
TABELA 7 - CLASSIFICAÇÃO DE TIPOS DE SOLO (FONTE: HTTP://WWW.UC.PT/FLUC/CEGOT/VISLAGF/ACTAS/TEMA4/AILTON).....	67
TABELA 8 - VALOR DE CN PARA DIFERENTES USOS DA TERRA (FONTE: HTTP://WWW.UC.PT/FLUC/CEGOT/VISLAGF/ACTAS/TEMA4/AILTON).....	68
TABELA 9 – VALORES DO COEFICIENTE DE MANNING PARA DIFERENTES TIPOS DE SUPERFÍCIE (FONTE: CRAWFORD E LINSLEY, 1966).....	74
TABELA 10 - TABELA 2 REAPRESENTADA - CARACTERÍSTICAS DOS PRINCIPAIS PISCINÕES DA BACIA DO PIRAJUÇARA (FONTE: PDMAT 3, RELATÓRIO 4, VOL. 2, 2013).....	80
TABELA 11 - CAPACIDADES DOS RESERVATÓRIOS E ERROS DE MODELAGEM (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	81
TABELA 12 - PARÂMETROS DO TELHADO VERDE.....	88
TABELA 13 - PARÂMETROS DO ASFALTO PERMEÁVEL.....	92
TABELA 14 - PARÂMETROS DE VALA DE INFILTRAÇÃO.....	93
TABELA 15 - ÁREA OCUPADA PELAS LIDS.....	93
TABELA 16- COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES - PONTOS CRÍTICOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	102
TABELA 17 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES - SISTEMA (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	108
TABELA 18 - CORRESPONDÊNCIA CÓDIGO X NOME DOS RESERVATÓRIOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	111
TABELA 19 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES - PISCINÕES - TR= ANOS E TR = 5 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	115
TABELA 20 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES - PISCINÕES - TR= ANOS E TR = 5 ANOS (FONTE: DESENVOLVIDO PELO AUTOR).....	115
TABELA 21 - RESULTADO DA IMPLANTAÇÃO DAS LIDS NO NÓ J7.....	119
TABELA 22 - RESULTADOS DA IMPLANTAÇÃO DAS LIDS PARA O NÓ J4.....	120
TABELA 23 - RESULTADOS DA IMPLANTAÇÃO DAS LIDS PARA OS NÓS J31 E J52.....	120
TABELA 24 - RESULTADOS DA IMPLANTAÇÃO DAS LIDS PARA O NÓ J31 NO CENÁRIO 1.....	121

TABELA 25 - RESULTADOS DA IMPLANTAÇÃO DAS LIDS PARA O NÓ J52 NO CENÁRIO 1	122
TABELA 26 – COMPARAÇÃO DAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO	125

1 Justificativa

A falta de planejamento prévio e visão de futuro na grande maioria das cidades brasileiras gera graves consequências para a população em diversos aspectos. Um deles se dá no impacto da falta de mecanismos de controle de inundações, que será objeto de estudo deste projeto.

É muito comum, em períodos de fortes chuvas, a ocorrência de inundações nas margens de rios que causam um grande prejuízo material à população. É um processo natural. Cabe à sociedade saber atenuar os efeitos desse fenômeno e, para isso, existem diversas práticas e soluções possíveis - algumas já amplamente adotadas e, outras, nem tanto.

A sociedade, para se proteger das inundações, possui algumas alternativas. A primeira delas é se proteger das enchentes, aumentando a capacidade dos rios com obras hidráulicas, e construindo reservatórios de retenção. Estas são as soluções mais convencionais, visto que são práticas e geram resultados no curto prazo. No entanto, seus custos podem ser elevadíssimos, e o aumento na capacidade de escoamento de determinado corpo d'água pode trazer benefícios para a área adjacente à qual a solução foi implementada, mas aumenta a chance de inundações nas sub-bacias à jusante da obra.

Uma segunda alternativa, muito menos frequente ao redor do mundo, é a implantação de medidas de baixo impacto ambiental, conhecidas como LIDs (*Low Impact Developments*). Estas soluções visam, principalmente, evitar ou retardar a chegada das águas precipitadas no sistema de drenagem urbano, focando no aumento da infiltração desses volumes. Pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração são exemplos deste tipo de medida.

Este projeto visa combinar as soluções convencionais e não convencionais apresentadas para reduzir o impacto de enchentes na vida da sociedade tanto no curto quanto no longo prazo.

2 Objetivos

O projeto tem como objetivo principal o estudo do desempenho de soluções de controle de enchentes, no âmbito da macrodrenagem, na redução do impacto causado por eventos hidrológicos de diferentes períodos de retorno na a Bacia Hidrográfica do Pirajuçara.

Para tal, serão simulados cenários em 4 configurações: sem implementação de soluções, ou seja, a bacia sem os reservatórios de detenção com os corpos d'água canalizados; com implementação de soluções convencionais, representadas pelos reservatórios de detenção, ou piscinões; com implementação de soluções não convencionais, representadas pelos controles por dispositivos de baixo impacto (LIDs); e com ambos tipos de soluções implementadas.

Uma vez simulados os cenários, será feito um diagnóstico da atual condição da bacia, em termos de macrodrenagem, assim como uma avaliação da eficiência das soluções implementadas.

3 Base Conceitual

3.1 Contexto histórico

3.1.1 Urbanização

Quando se trata do Brasil e, principalmente da região Sudeste, é impossível dissociar a ocorrência de inundações urbanas do processo acelerado de urbanização pelo qual o país passou no século XX e início do século XXI. Em 1940, apenas 31% da população vivia em cidades. A partir de 1950, com a industrialização promovida por Getúlio Vargas e Juscelino Kubitschek, as cidades do Sudeste passaram a oferecer melhor infraestrutura, atraindo indústrias e trabalhadores vindos, inclusive, de outras regiões do Brasil.

Por volta do ano de 1970, mais da metade da população brasileira se encontrava em cidades, que além dos empregos, oferecia também maior oferta de serviços fundamentais como educação, saúde e transporte. A região Sudeste superou essa marca ainda antes: em 1960 a maioria de sua população já morava em áreas urbanas, como mostra o gráfico da Figura 1.

Evolução da população urbana no Sudeste (% da pop. total)

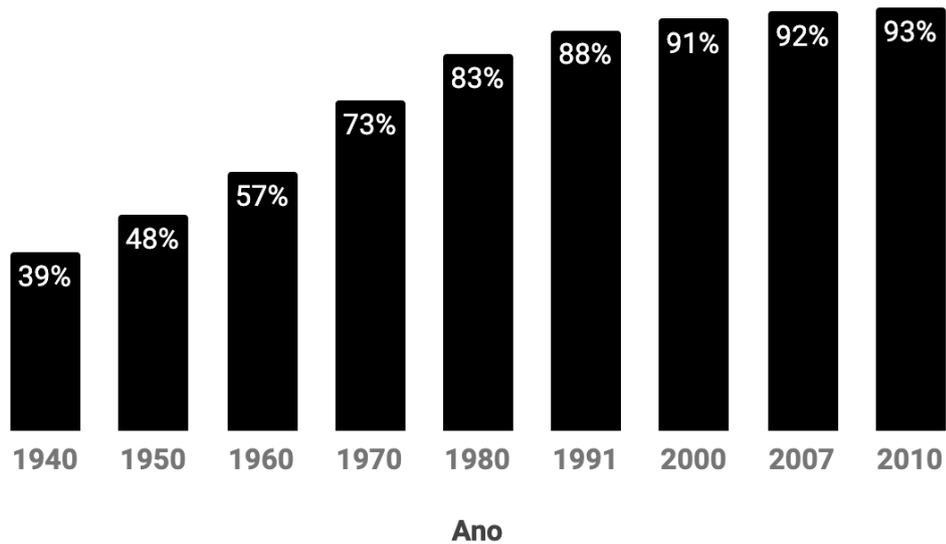


Figura 1 - Evolução da população urbana no Sudeste. (Fonte: IBGE, 2019)

Devido à velocidade deste processo, a ocupação da cidade se deu de forma desordenada, sem qualquer tipo de planejamento ou restrição àqueles que vinham às grandes cidades buscando trabalho. Dessa forma, a urbanização desencadeou problemas como a favelização, a violência urbana e a poluição. Também houve impacto negativo sobre todo o aparelhamento urbano relativo a recursos hídricos, desde a distribuição de água, do transporte e tratamento de esgoto até a drenagem de águas pluviais.

3.1.2 Inundações urbanas

Em uma bacia hidrográfica rural, o fluxo de água da chuva é retido pela vegetação e se infiltra no solo, enquanto que o fluxo residual escoar na superfície de forma gradual, produzindo hidrogramas com variação de vazão lenta e picos moderados. No ambiente rural, enchentes extravasam a calha menor dos rios em média duas vezes por ano. Esse ciclo hidrológico é perturbado em bacias urbanas, e por essa razão o seu comportamento sofre alterações, numa espécie de reação à intervenção humana.

Para entender melhor as causas de inundações urbanas, (TUCCI, 1995) as classifica em três tipologias, que podem atuar de forma isolada ou combinada:

- Enchentes em áreas ribeirinhas

- Enchentes devidas à urbanização
- Inundações localizadas

As enchentes em áreas ribeirinhas ocorrem por conta de processos naturais de cheias dos rios e córregos que cortam as cidades, quando, devido à eventos de chuva extremos, o fluxo passa a ocupar o seu leito maior, como pode ser visualizado na Figura 2. Este tipo de inundação ocorre, geralmente, em bacias grandes, com área superior à 1000 km² e com chuvas de período de retorno maior que 2 anos.

O impacto destas inundações na sociedade se dá pela existência de habitações irregulares nas áreas ribeirinhas, condição que pode ser originada por três diferentes ações. A primeira delas é a falta de restrições à ocupação de espaços como estes contidas no Plano Diretor, permitindo a valorização imobiliária e consequente loteamento quando em longos períodos sem cheias. A segunda ação é a invasão destas áreas, pertencentes ao poder público, por parte da população de baixa renda, que muitas vezes não encontra alternativas para morar em locais próximos às oportunidades e atividades que devem desempenhar a um custo possível de ser arcado. A última ação citada por (TUCCI, 1995) é a ocupação de regiões de risco médio, que raramente são atingidas, devido tanto à desvalorização imobiliária destes lotes quanto ao próprio desconhecimento e falta de informações sobre o risco de alagamento da área. Apesar do risco médio, quando há a ocorrência de enchentes, o prejuízo material pode ser muito alto.

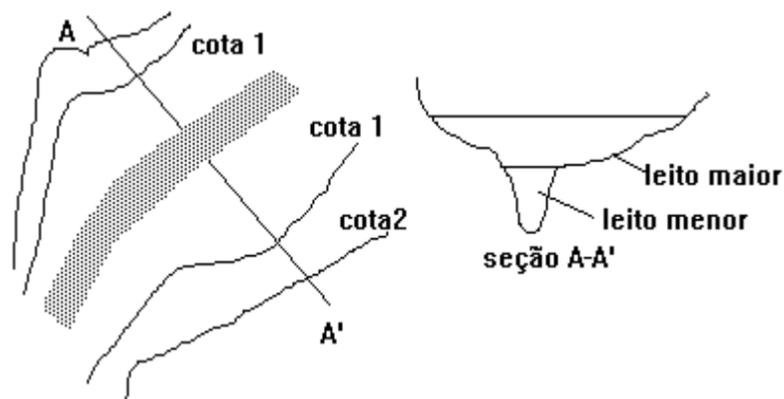


Figura 2 - Enchentes em áreas ribeirinhas (Fonte: TUCCI, 1995)

A segunda classe de inundações descrita por (TUCCI, 1995) é composta por aquelas que ocorrem devido à urbanização. Com a ocupação de bacias urbanas, telhados, ruas, calçadas e pátios acabam impedindo a infiltração da água no solo, efeito conhecido como impermeabilização. Esta água, que antes infiltrava ou era retida pela vegetação, passa a escoar superficialmente e chega com mais rapidez a canais de macrodrenagem. Esse processo modifica o hidrograma natural da bacia, antecipando e aumentando o pico de vazão, conforme gráfico da Figura 3.

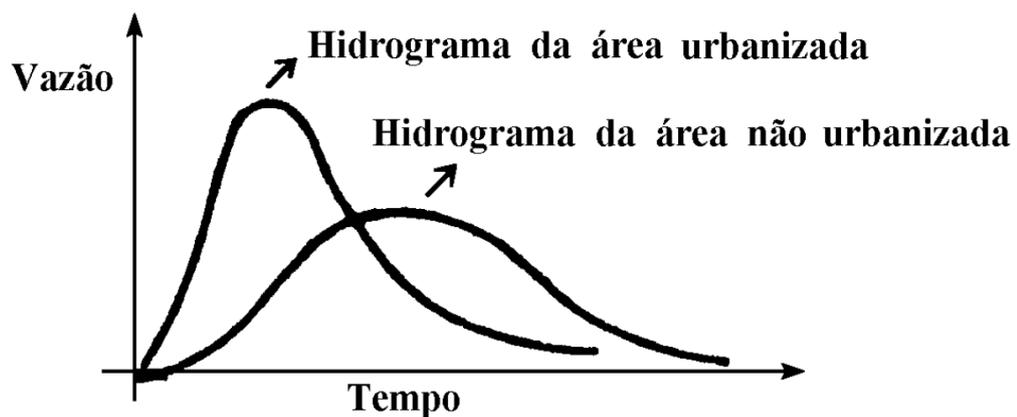


Figura 3 - Enchentes devidas à urbanização (Fonte: TUCCI, 1995)

O terceiro e último tipo de enchente urbana são as inundações localizadas. Segundo (TUCCI, 1995), esses fenômenos podem ser provocados por diferentes razões, entre as quais estão o estrangulamento de seções transversais de rios ou canais por pilares de pontes, aterros ou assoreamento, que são conhecidos como **controles locais**. Além destas causas, é importante mencionar os erros de projeto e execução de obras na região da bacia, que não levam em conta o impacto na drenagem urbana (Ex: pontes, rodovias e adutoras).

Historicamente, a região metropolitana de São Paulo tem convivido com diversas enchentes em áreas urbanas, pelos diversos motivos já citados. Um exemplo que consolida o que foi estudado até aqui são as inundações do rio Tietê. No início do século, este rio inundou por algumas vezes a cidade de São Paulo. Eram frequentes as enchentes na cidade, alagando áreas de fábricas e comércios em torno do Tietê e também do Pinheiros e Tamanduateí, como as enchentes nos anos de 1918, 1922 e principalmente 1929, marcada como a mais grave da história da cidade (SANTOS et al., 2014). Estes são eventos característicos da primeira

tipologia descrita, quando a causa da enchente é natural (eventos de chuvas extremos) e o impacto é causado pela ocupação irregular destas áreas, que comumente eram inundadas. Registros fotográficos desta enchente podem ser conferidos nas Figura 4 e 5.



Figura 4 - Enchente de 1929 (Fonte: XAVIER et al., 2019)



Figura 5 - Enchente de 1929 (Fonte: XAVIER et al., 2019)

Com o passar dos anos e a construção de obras hidráulicas, a capacidade do sistema do Rio Tietê de transportar água cresceu, ao passo que os eventos extremos de chuva não sofreram o mesmo processo. Já a o crescimento da cidade vem impactando a macrodrenagem de forma crescente ao longo do tempo, gerando uma sobrecarga aos sistemas que não foi planejada. As enchentes ocorridas dentro desse contexto se encaixam na segunda tipologia descrita acima, como as ocorridas nas margens do Rio Tamanduateí em 2019, afetando, principalmente, as cidades do ABC Paulista e causando 12 mortes.

Atualmente, praticamente todas as cidades de médio e grande porte do país sofrem com enchentes devido à sobrecarga de drenagem secundária sobre a macrodrenagem. Loteamentos não possuem restrições para lançar esgotos pluviais no sistema de

macro drenagem, apenas devem cumprir requisitos de drenagem interna do seu espaço, conhecida como drenagem na fonte. Devido à soma desses fluxos, quanto mais à jusante, maior será a vazão e, conseqüentemente, o risco de inundação. Paralelamente, o mais comum é a urbanização ocorrer de jusante para montante, conforme Figura 6, e assim as edificações mais antigas, que menos estão preparadas para este efeito, são aquelas mais expostas à riscos.

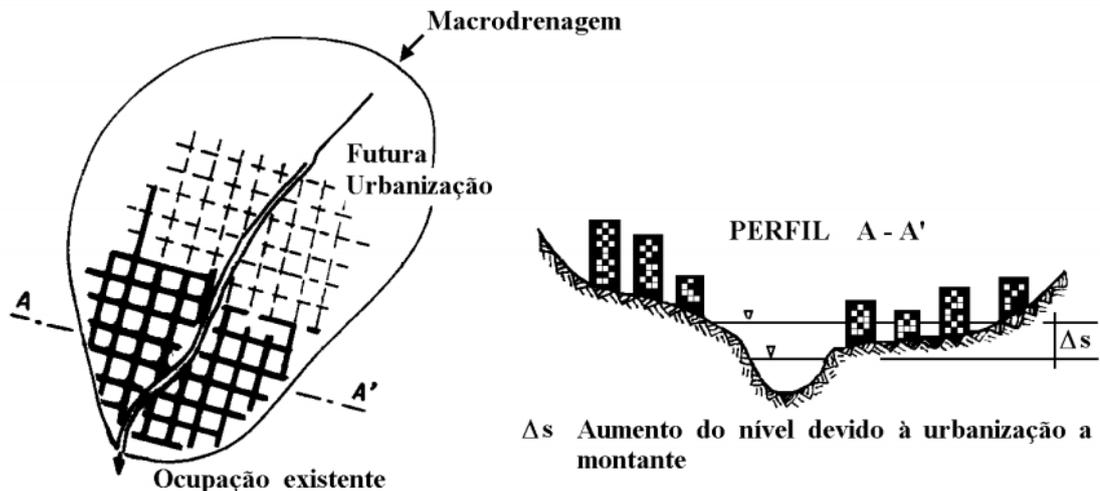


Figura 6 - Inundações localizadas (Fonte: TUCCI, 1995)

3.2 O controle das inundações

Até então, apenas o problema foi abordado, e a partir de agora o foco será sobre as alternativas de soluções para as inundações. Os tipos de soluções contra enchentes costumam ser classificados em dois grupos: estruturais e não-estruturais. As medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial, e as não-estruturais são aquelas que promovem uma convivência harmoniosa entre o rio e a sociedade.

3.2.1 Medidas estruturais

As medidas estruturais são propriamente obras de engenharia com o intuito de reduzir o risco e o impacto de enchentes, atuando tanto na prevenção quanto na correção de problemas. Segundo (TUCCI, 1995), estas soluções podem ser divididas em dois tipos: medidas intensivas ou extensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, e as intensivas agem diretamente no rio. A seguir, serão detalhadas as soluções.

3.2.2 Medidas estruturais extensivas

Medidas extensivas agem de dois modos: a) aumentam a capacidade de infiltração do terreno e promovem uma conseqüente redução da vazão superficial gerada pelas chuvas; b) diminuição da velocidade média do escoamento superficial, o que aumenta o tempo de concentração da bacia e a laminação da onda de cheia, cujo pico é não só retardado, mas também amortecido (CORDERO et al., 2019).

Como primeiro exemplo de medida estrutural extensiva está o controle da cobertura vegetal da bacia. A vegetação tem papel importante na conversão da precipitação em vazão. Ela retarda esse processo, retendo parte das águas da chuva. Além disso, as raízes das plantas ajudam no processo de erosão do solo e carregamento de sedimentos, que, uma vez no leito do rio, diminuem a seção e causa um aumento no nível dos rios. O controle se dá, geralmente, por meio do reflorestamento das bacias, que é algo extremamente custoso, ainda mais em bacias extensas.

O segundo exemplo é o controle da erosão do solo. O próprio reflorestamento, mencionado anteriormente, é uma medida de controle da erosão do solo, pois as raízes da vegetação conseguem reter o solo e impedir que ele vá para o leito do rio, diminuindo a sua seção transversal e causando um aumento do nível d'água. Além do reflorestamento, é possível citar ainda a estabilização das margens, seja com mata ciliar ou com obras de engenharia, a construção de pequenos reservatórios e práticas agrícolas corretas. Exemplos de implementação de medida de controle da erosão do solo podem ser visualizados nas Figura 7 e 8.



Figura 7 - Controle da erosão do solo (Fonte: Blog HypeVerde, 2019)



Figura 8 - Controle da erosão do solo (Fonte: Blog HypeVerde, 2019)

Uma outra medida classificada como estrutural extensiva são os pavimentos porosos. Por possuírem índices de vazios mais altos que o comum, eles permitem a infiltração e, dependendo da sua estrutura, a detenção da água por um período de tempo suficiente para o abatimento do pico de vazão na bacia. No Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Prefeitura de São Paulo, Volume II, estes pavimentos são separados em três níveis:

- Pavimentos cujo material que compõe a superfície é permeável, mas o solo abaixo não o é. Nestes casos, o pavimento é capaz de reduzir a lâmina d'água que corre na superfície, porém não promove a detenção deste volume. Deste modo, seu impacto positivo na bacia é limitado.
- Pavimentos compostos de uma estrutura de solo permeável. Estes conseguem realizar a detenção de volumes por um tempo mais significativo que o anterior, gerando um amortecimento das vazões e alterando o desenvolvimento temporal do hidrograma.
- O terceiro nível são estruturas dotadas de dispositivos de infiltração, que juntamente com a estrutura composta por solos permeáveis, modificam não só a distribuição das vazões no tempo, mas também reduz o volume total escoado. E estrutura atua como um filtro, e a água filtrada recarrega os aquíferos subterrâneos.

É, portanto, essencial a preocupação com a permeabilidade do solo que compõe a estrutura do pavimento no dimensionamento. Não basta utilizar as diversas tecnologias desenvolvidas para revestimento dos pavimentos, como asfaltos porosos ou concretos vazados, se o

objetivo final for abater significativamente os picos de vazão. Exemplos de implementação de pavimentos permeáveis podem ser visualizados nas Figura 9 e 10.



Figura 9 - Pavimentos permeáveis (Fonte: VIRGILIIS, 2019)



Figura 10 - Pavimentos permeáveis (Fonte: VIRGILIIS, 2019)

Esta solução ainda gera impactos na circulação de veículos nas pistas de rolamento, pois inibem a existência de poças que podem causar acidentes devidos à aquaplanagem. Ela, porém, demanda manutenção frequente para controle da colmatação, que é o entupimento dos poros por partículas de sujeira. Além disso, pode existir o bombeamento de finos do subleito, que retira as propriedades de permeabilidade das camadas inferiores. Também deve-se garantir que a água infiltrada não polua as reservas subterrâneas.

Um experimento realizado por Harada e Ichikawa, na Universidade de Tóquio, em 1994, mediu a eficácia desta solução. Eles perceberam que aumentando a camada de cascalho do seu modelo físico, a retenção de água aumentava e, conseqüentemente, o impacto sobre o pico de deflúvio era maior, bem como o retardamento do escoamento inicial. Utilizando uma chuva de projeto com pico de 50 mm/h sobre uma estrutura com camada de cascalho de 75 cm, observou-se que o pavimento permeável retardou o início do escoamento em 2 horas e reduziu o pico do deflúvio para 12 mm/h (CANHOLI, 2005). Tal experimento tem seu resultado demonstrado no gráfico da Figura 11.

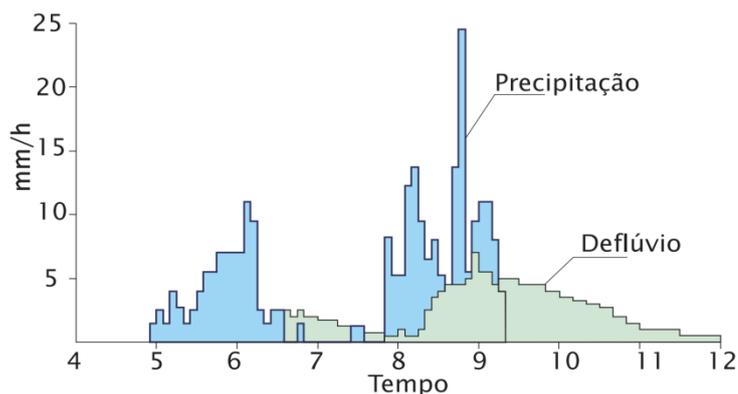


Figura 11 - Eficácia de pavimentos permeáveis (Fonte: CANHOLI, 2005)

Pratt, Mantle e Schofield, da Trent Polytechnic, em Nottingham, também realizaram experimentos com modelos físicos. As conclusões também demonstraram o alto potencial de impacto de pavimentos permeáveis no desenvolvimento do hidrograma. Variando as sub-bases de um pavimento com uma membrana impermeável em sua parte inferior, que limita a detenção à sua própria capacidade de armazenamento, obteve-se uma redução média de 30% no pico de deflúvio.

Esta solução é mais utilizada em locais de baixa declividade, como estacionamentos, onde a água tende a se acumular. Quanto maior a área superficial ocupada por pavimentos porosos, maior o amortecimento no hidrograma da bacia.

Assim como os pavimentos porosos, o poço de infiltração é uma medida estrutural extensiva para diminuir o escoamento superficial e aumentar a detenção de volumes de água. Estes, em particular, ocupam uma área reduzida, e são recomendados quando a urbanização da região limita os espaços para a adoção de medidas dispersivas. Sua profundidade permite que a água atinja as camadas mais profundas do solo, podendo, inclusive, recarregar os aquíferos subterrâneos. Esse aspecto, aliás, pode se tornar uma restrição quando a água drenada é de baixa qualidade.

Os poços de infiltração são preenchidos com material poroso, geralmente britas. Podem apresentar também estruturas auxiliares de captação, e podem ter estruturas de diferentes complexidades, como mostram as Figuras 12 e 13. Já a Figura 14, mostra uma imagem da superfície do terreno onde foi implementado um poço de infiltração.

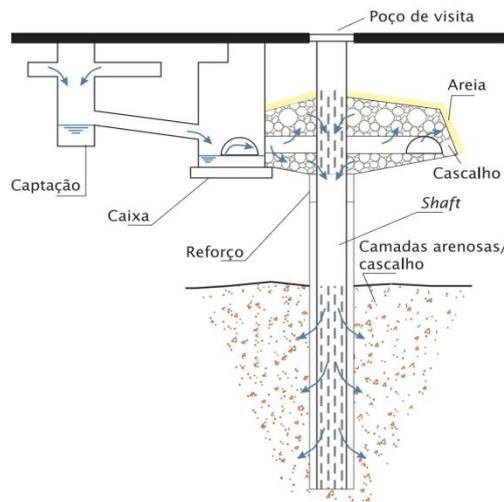


Figura 12 - Poço de infiltração (Fonte: SÃO PAULO, 2012)



Figura 13 - Poço de infiltração (Fonte: SÃO PAULO, 2012)



Figura 14 - Poço de infiltração (Fonte: SÃO PAULO, 2012)

Algumas desvantagens dessa medida estão a manutenção recorrente que se faz necessária para combater a colmatção, a baixa capacidade de armazenamento que os poços possuem e também a possibilidade de poluição dos lençóis freáticos. (SÃO PAULO, 2012)

Com conceitos semelhantes ao poço de infiltração, existem também as soluções conhecidas como trincheiras de infiltração e as valas de infiltração.

As valas de infiltração são simples depressões no solo de pequena largura e grande comprimento, sendo construídas, geralmente, paralelas à pistas de rolamento. Sua principal função é acumular a água que escoar devido à sua declividade e facilitar a sua infiltração. Elas costumam receber uma cobertura vegetal e também dispositivos de infiltração no fundo para facilitar o escoamento na sua direção longitudinal.

Um exemplo de local aonde foi implementada esta solução pode ser visto na Figura 15, enquanto um esquema de seu funcionamento está apresentado na Figura 16.



Figura 15 - Vala de infiltração (Fonte: CANHOLI, 2005)

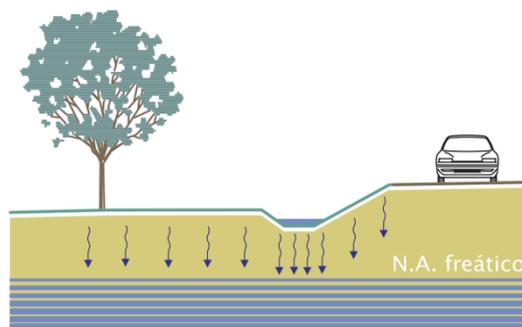


Figura 16 - Vala de infiltração (Fonte: CANHOLI, 2005)

Abaixo da vala é comum a construção de filtros e transições arenosas, que evitam a colmatção, que retiraria as propriedades de permeabilidade da solução. Caso a intensidade

do evento de chuva seja maior que sua capacidade de infiltração, a vala acaba atuando também como um reservatório.

Já as trincheiras de infiltração são soluções aplicadas a situações semelhantes às valas, mas possuem um custo mais elevado. Elas são compostas, geralmente, de valas preenchidas com material poroso sobre solo permeável, e sua utilidade é o armazenamento de volumes de águas pluviais de afluência perpendicular a seu comprimento e a posterior infiltração. Esta é uma solução muito versátil, e pode ser aplicada em áreas verdes ou junto à estacionamentos e vias de circulação de tráfego.

Seu preenchimento é feito com material graúdo, e seu revestimento é impermeável, com exceção do fundo, onde geralmente se posiciona um filtro de areia e uma manta geotêxtil, que evita a colmatção. É justamente pelo fundo da trincheira que a água infiltra no solo e esvazia o dispositivo.

A última medida estrutural extensiva a ser abordada é o armazenamento em telhado. Esta medida consta da construção de pequenos reservatórios na cobertura de prédios e casas com a função de armazenar água por um período e retardar sua chegada ao sistema de drenagem urbano. Há soluções em que, ao invés de um reservatório propriamente dito, constroem-se jardins com um sistema de drenagem na parte inferior. Após a percolação da água, ela é direcionada para um reservatório no nível do solo, que pode armazenar as águas pluviais para reuso ou então permitir a infiltração, como faz uma bacia de percolação.

Esta solução permite um ganho financeiro devido ao possível reuso das águas e também devido à redução das dimensões das tubulações à jusante. Como desvantagens, cita-se a necessidade de verificação da estrutura e a restrição em telhados que suportam instalações de sistemas do edifício.

Exemplos de implementação desta solução podem ser vistos nas Figuras 17 e 18, e um esquema de seus elementos na Figura 19.



Figura 17 - Armazenamento no telhado (Fonte: SÃO PAULO, 2012)



Figura 18 - Armazenamento no telhado (Fonte: SÃO PAULO, 2012)

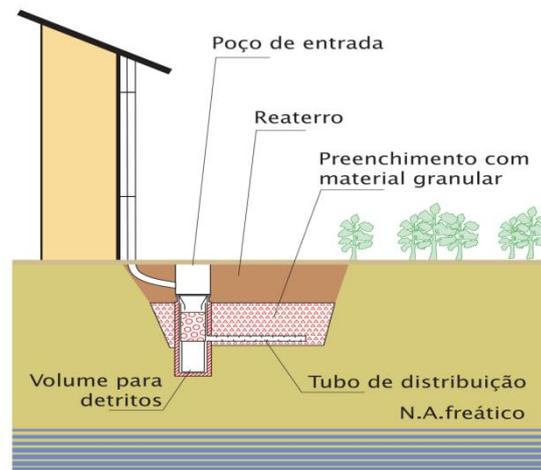


Figura 19 - Armazenamento no telhado (Fonte: SÃO PAULO, 2012)

Para comprovar a eficácia de medidas como as abordadas até aqui, Jacobsen et al. (1996) realizaram uma pesquisa na qual compararam os dispositivos de incremento de infiltração com outros métodos. Para isso, foram implantados diversos dispositivos de infiltração na bacia do rio Shirako, no Japão, e os resultados obtidos foram expressivos. Estas medidas reduziram o pico de vazão em torno de 60%, enquanto que o volume total escoado foi a 50%

do seu valor original. Além disso, o fizeram a um custo de aproximadamente 33% do valor da solução por bacias de detenção. (CANHOLI, 2005)

Apesar das várias vantagens das medidas explicitadas, é muito importante tomar cuidados com a sua adoção, relacionados principalmente com o destino da água que infiltra. Uma vez infiltradas, elas não "somem", como alguns podem ter a sensação. É importante verificar a capacidade do subsolo em absorver estes volumes, e garantir que o nível d'água não suba até um nível que possa comprometer as estruturas. Sendo assim, é essencial monitorar o nível d'água ao longo do ano. (CANHOLI, 2005)

3.2.2.1 Medidas estruturais intensivas

Segundo Simons et al. (1977), as medidas estruturais intensivas podem ser de três tipos: a) as que aceleram o escoamento, aumentando a seção transversal do rio e retificando seu trajeto; b) as que retardam o escoamento, armazenando ou detendo temporariamente parte das águas; c) as que desviam o escoamento de seu trajeto comum.

Uma das principais medidas estruturais intensivas adotadas para o controle de enchentes são os reservatórios/barragens. Quando a vazão natural aumenta, esta estrutura passa a reter água e evita que o leito do rio seja extravasado. Quando a vazão natural entra em recessão, o volume retido é escoado. Um esquema estrutural desta solução é apresentado na Figura 20, e o impacto de sua implementação na amortização dos hidrogramas naturais é exemplificado pelos gráficos da Figura 21.

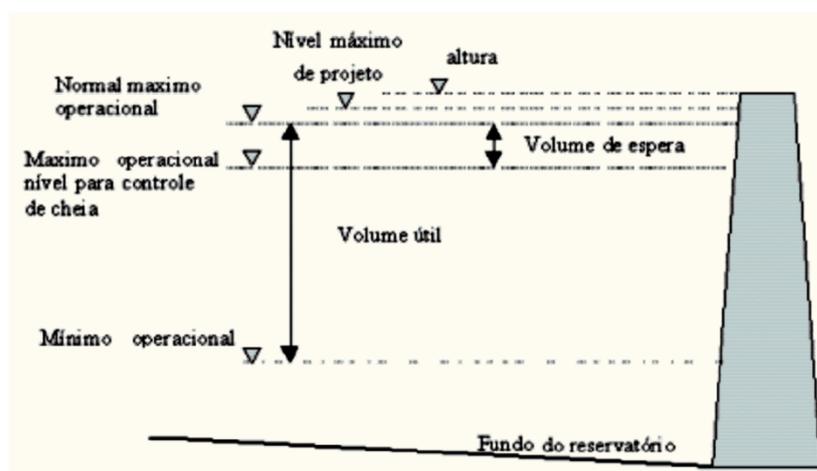


Figura 20 - Barragens (Fonte: TUCCI, 2003)

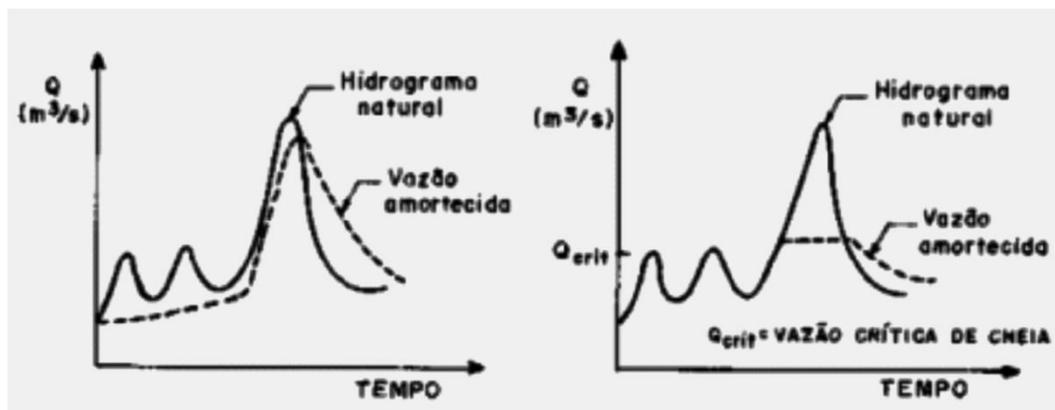


Figura 21 - Impacto dos reservatórios (Fonte: TUCCI, 2003)

No Brasil, a adoção de barragens é muito comum, mas voltada para a geração de energia elétrica. Em usinas hidrelétricas, quanto maior o nível d'água, maior a altura de queda e, portanto, mais energia potencial gravitacional é convertida em elétrica. Já barragens projetadas para o controle de enchentes devem permanecer vazias aguardando um período de cheia.

A operação de barragens destes tipos é conflitante. Caso o volume do reservatório esteja quase todo ocupado para a geração de energia no momento de chegada de uma cheia, a sua capacidade de amortecimento será muito reduzida. Se o reservatório ficar vazio aguardando a chegada de uma cheia, a geração de energia é prejudicada e o empreendimento se torna inviável financeiramente. Para que essas duas operações possam conviver, é necessária a adoção de barragens de uso múltiplo. Essas barragens são dimensionadas com um volume de espera, capaz de amortecer o hidrograma de cheias e atender às restrições de inundação à jusante, restringido a vazão escoada, e à montante limitando a cota atingida pelo nível d'água. O dimensionamento do volume de espera pode ser feito de dois modos: utilizando dados históricos de cheias ou então métodos estatísticos para prever o volume a ser reservado para cheias a cada dia de um período chuvoso.

Reservatórios podem operar com comportas ou sem comportas. A primeira possibilidade permite que o volume armazenado seja mais bem manejado, visto que pode-se abrir ou fechar a comporta do vertedouro ou de fundo conforme o interesse. Já a segunda obedece a condições de vertedouro livre, e não possui flexibilidade para adaptar a operação.

Apesar da eficiência inegável dos reservatórios no controle das vazões à jusante e, conseqüentemente, das enchentes, sua construção é muito cara e requer uma série de

desapropriações. Ainda, é essencial manter um monitoramento da bacia a montante da obra, para que áreas inundáveis não sejam ocupadas durante períodos de seca.

Como dito anteriormente, existem inúmeras barragens no Brasil voltadas somente para o controle de enchentes. Bons exemplos desse tipo de solução são as barragens na bacia do Itajaí, em Santa Catarina. Nesta bacia, foram construídos três reservatórios: o Oeste (83.10^6 m³), Sul ($93,5.10^6$ m³) e o Norte (357.10^6 m³) (CORDERO et al., 2019). O objetivo era solucionar problemas históricos de inundação na região, que não foram solucionados, mas seus impactos foram reduzidos. É possível citar o caso da enchente de 1983, considerada a inundação mais trágica da região, quando a água atingiu uma altura de 15,34 metros e gerou um prejuízo de mais de um bilhão de reais (Jornal Metas, 2019). Nesta época, a barragem Norte ainda não operava. Imagens de enchentes na região podem ser vistas nas Figuras 22 e 23.



Figura 22 - Enchentes em Itajaí (Fonte: Blog Bacia Itajaí-Açu, 2019)



Figura 23 - Enchentes em Itajaí (Fonte: Blog Bacia Itajaí-Açu, 2019)

Outra medida estrutural intensiva a ser estudada são as caixas de expansão. Estas funcionam de maneira semelhante aos reservatórios, detendo parte da água em períodos de cheia e escoando-a de volta aos rios de maneira após a passagem da cheia. Muitas planícies funcionam como caixas de expansão naturais, se alagando em épocas de cheias e devolvendo a água aos rios quando o nível d'água abaixa. (CORDERO et al., 2019)

(CANHOLI, 2005), assim como diversos outros autores, diferenciam esta medida em dois tipos: bacias de retenção e bacias de detenção. As bacias de retenção têm um caráter mais permanente. Elas mantêm um volume de água mínimo para outros fins, sejam eles recreacionais, paisagísticos ou até para abastecimento. Em épocas de cheia, o volume disponível para amortecimento do pico de vazão é ocupado com o aumento do nível d'água. Como exemplo de bacia de detenção, cita-se o reservatório de Uberaba, que pode ser visualizado na Figura 24.



Figura 24 - Bacia de detenção em Uberaba (Fonte: CANHOLI, 2005)

As bacias de detenção não possuem um volume permanente.

Uma outra solução possível para o controle de enchentes são os diques ou polders. Eles são estruturas paralelas ao curso do rio que visam aumentar a seção vertical por onde os fluxos podem escoar, permitindo que o nível d'água seja superior ao nível das áreas adjacentes. Essas estruturas são, comumente, feitas em concreto ou em terra, dependendo da área que podem ocupar e das condições de fundação (CANHOLI, 2005). Um esquema da disposição dos elementos da estrutura de dique está apresentado na Figura 25.

A diferença entre diques e polders está na existência, neste último, de bombeamento do volume precipitado na área protegida para dentro do rio principal. Este bombeamento é essencial para evitar que a água fique retida na área protegida e acaba gerando inundações da mesma maneira (CORDERO et al., 2019). Os diques são estruturas mais simples, compostas apenas pelos barramentos laterais.

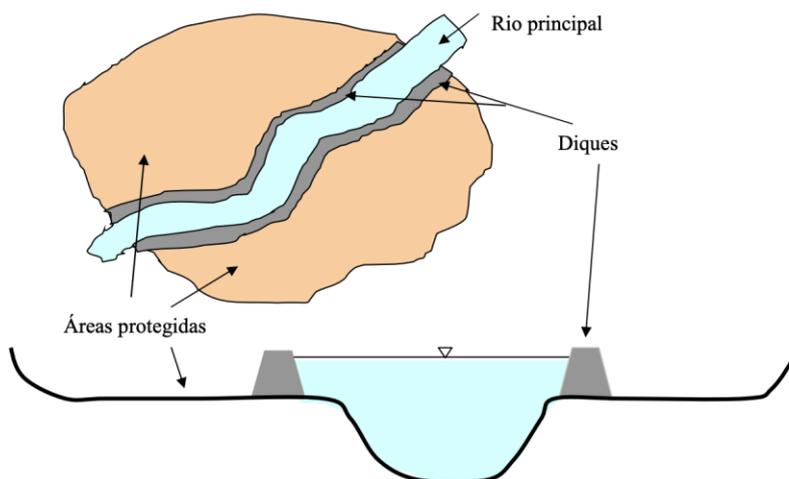


Figura 25 - Diques ou polders (Fonte: CORDERO et al., 2019)

Este tipo de solução é projetada para suportar enchentes de um certo tempo de retorno (TR), mas não agem quando incidem sobre a bacia eventos de TR maiores, que extravasam os muros da estrutura e inundam as áreas ribeirinhas. Há, ainda, um risco introduzido por este tipo de medida: o risco de rompimento das paredes, que causaria danos maiores que as enchentes para os quais foi projetado.

Um exemplo da adoção de polders é o caso da Ponte das Bandeiras, inaugurada em 1992, na cidade de São Paulo. Durante o seu projeto, para aumentar o gabarito vertical da Marginal Tietê, que passa sob a ponte, existiam duas alternativas: ou aumentava-se a altura da ponte ou rebaixava-se a marginal e construía-se polders para evitar o extravasamento do rio Tietê. Acontece que havia dúvidas sobre a viabilidade técnica da primeira alternativa, e seu custo estimado era de US\$ 15 milhões, enquanto que o custo da segunda alternativa girava em torno de US\$ 2 milhões. O esquema da seção transversal desta solução pode ser visto na Figura 26.

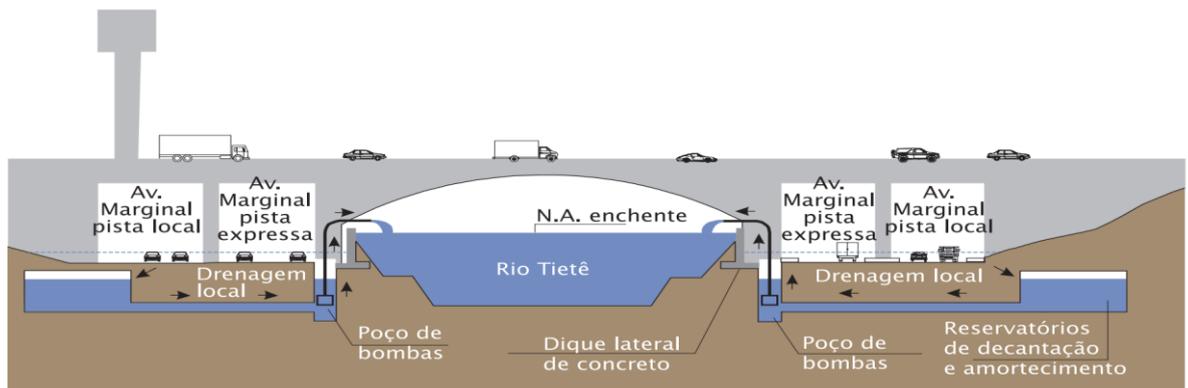


Figura 26 - Polder na Ponte das Bandeiras (Fonte: CANHOLI, 2005)

Com a eficiência desta solução comprovada com este caso, ela foi adotada em outros pontos da mesma avenida, como na Ponte da Casa Verde.

Assim como os diques e polders, há outras soluções que lidam diretamente com a modificação da seção transversal do rio. Entre elas, está o melhoramento do álveo. Esta medida é implantada quando o objetivo é reduzir a cota que a água atinge para uma mesma vazão Q . Seu detalhamento pode ser visualizado na Figura 27.

Um modo de fazê-lo é aumentando a seção transversal, seja ampliando sua largura, seja deixando-a mais profunda. Este tipo de solução costuma ser muito cara, pois não é feito apenas para pequenos trechos, e sim para grandes extensões, movendo grandes volumes de solo. Além disso, é comum ser acompanhada pela estabilização das margens e do fundo, para que a seção, que não é a de equilíbrio do canal natural, se mantenha com o tempo. É uma solução eficaz, pois, como mostram as imagens a seguir, reduz permanentemente a altura que água atinge em condições normais. Porém, ela será limitada ao período de retorno para o qual foi dimensionada, e não suportará eventos extremos de chuva que superem o TR de projeto.

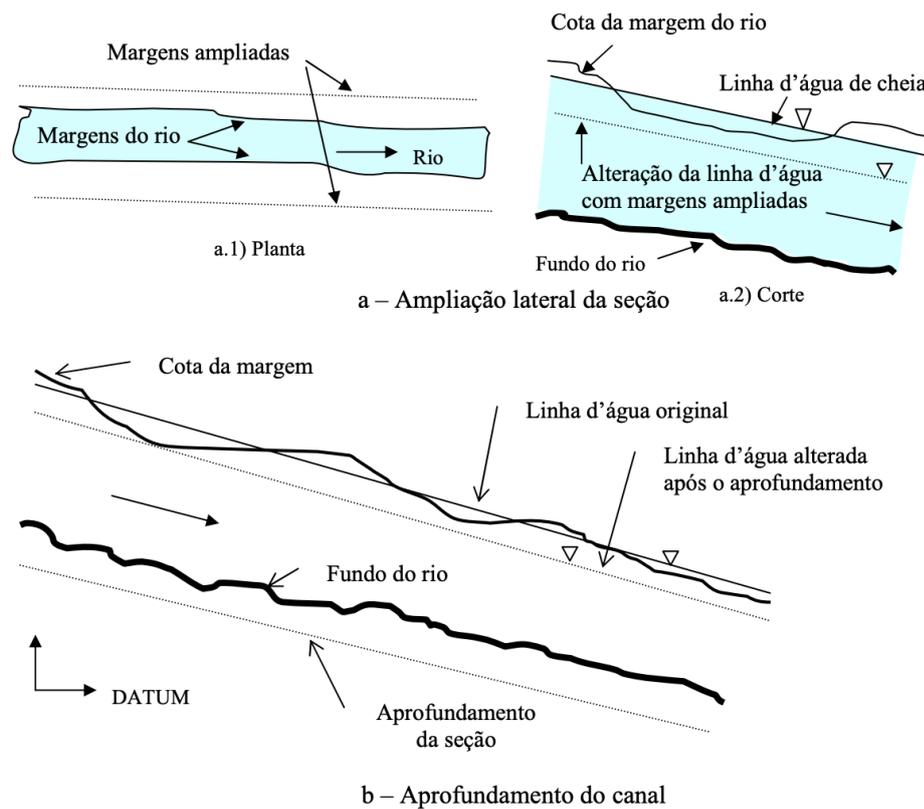


Figura 27 - Melhoramentos no álveo (Fonte: CORDERO et al., 2019)

Esta prática foi adotada na já mencionada bacia do rio Itajaí-Açu, entre as cidades de Blumenau e Gaspar. Esta região sofre muito com enchentes, e esta medida foi mais uma tentativa de reduzir a cota atingida pela água em eventos extremos de cheia, reduzindo também os danos causados por ela. Após a implantação desta medida, a cota da linha d'água abaixou cerca de 40 cm. Porém, parte das margens do trecho alargado e à montante dele vem sofrendo deslizamentos, devido à erosão causada pelo aumento do transporte de sedimentos. Estes mesmos sedimentos acabam sendo depositados mais à jusante, ainda no próprio trecho alargado, e acabam gerando a necessidade de manutenção por meio de dragagem do leito. Este exemplo mostra que medidas que alteram abruptamente características de rios, prejudicando seu equilíbrio, podem ter consequências graves.

Outra forma de abaixar a cota da linha d'água é por meio da retificação. Esta medida consta da construção de um novo leito para o canal, quase retilíneo, diminuindo a distância percorrida pelo fluxo e, conseqüentemente, aumentando a sua declividade, que gera um acréscimo na velocidade de escoamento. Para uma mesma vazão, se a velocidade aumenta,

a área da seção transversal deve diminuir. Esse é o princípio no qual se baseia esta medida, muito usual em rios com trajeto em meandros.

Esta solução é mais uma que perturba o equilíbrio do canal natural, pois modifica completamente o trajeto e causa impactos na energia do escoamento. Por isso, é muito comum a retificação ser acompanhada da estabilização das margens e do fundo em concreto. Caso esta substituição de materiais não seja feita, a tendência é que o rio, ao ter sua velocidade aumentada, passe a carregar mais sedimentos, que seriam acumulados ao final do trecho alterado quando a velocidade voltasse a sofrer redução. Estes sedimentos, aos poucos, se acumulariam de jusante para montante e reduziriam a declividade do rio. Lentamente, o canal que recebeu a obra voltaria ao seu estado de equilíbrio, recuperando um trajeto com meandros.

Outra utilidade para esta solução estrutural é facilitar a construção de eixos viários às margens do corpo hídrico. Exemplos deste tipo não faltam no Brasil. Na cidade de São Paulo, por exemplo, podem ser citados o rio Pinheiros (Figura 28) o rio Tietê e o rio Tamanduateí.



Figura 28 - Rio Pinheiros antes da retificação (Fonte: FILHO et al., 2012)

O último tipo de solução estrutural intensiva a ser abordada são os canais de desvio/paralelos/extravasores. Embora haja diferenças entre eles, o princípio de funcionamento é o mesmo: reduzir a vazão no canal principal por meio da criação de canais secundários que passam a receber parte da água.

Os canais de desvio são caracterizados por transportarem parte da vazão do rio permanentemente. Em um determinado ponto, à montante da área que se deseja proteger, cria-se uma bifurcação. A água, então, é dividida entre o canal principal e o canal de desvio, e por um deles segue até sua foz. Os canais não voltam a se encontrar à jusante. Um exemplo de aplicação dessa medida é o canal de desvio do rio Arno, na Itália, que atravessa a cidade de Florença. Este exemplo é apresentado na Figura 29.

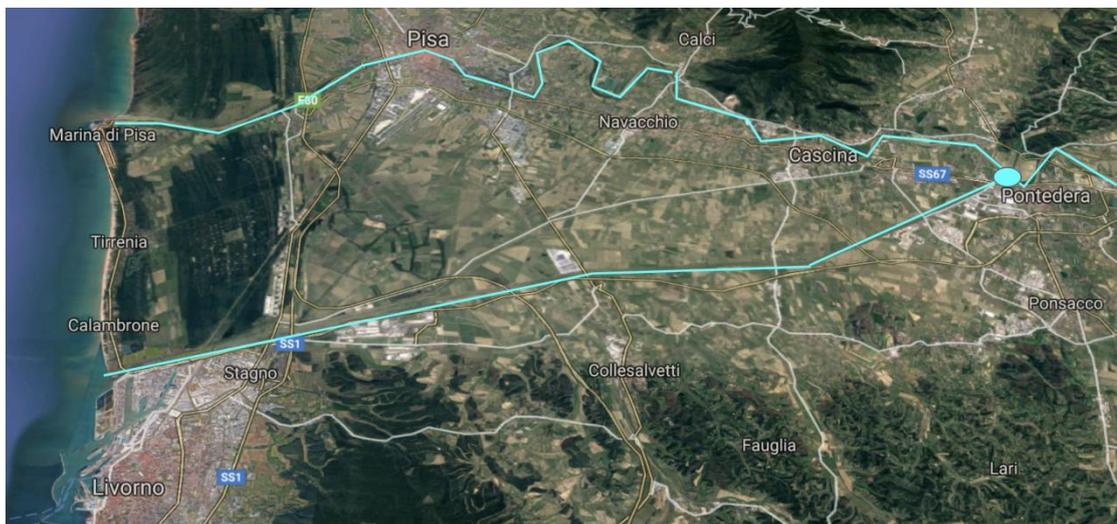


Figura 29 - Canal de desvio no rio Arno (Fonte: adaptada de Google Maps)

O principal objetivo deste tipo de solução pode também ser o principal inconveniente. A retirada de vazão do canal principal gera uma redução na velocidade de escoamento. Por não ter mais a mesma capacidade de carregar sedimentos, uma parte deles se deposita sobre este trecho e acaba reduzindo a seção transversal ou até a declividade do rio. Sendo assim, é importante um acompanhamento deste processo para que os benefícios da medida não sejam anulados por suas próprias consequências.

Os canais paralelos se diferenciam dos canais de desvios pelo fato de que os trechos separados voltam a se encontrar à jusante. Dessa forma, essa medida se limita a proteger as áreas ribeirinhas no trecho em que está bifurcado. Essa solução é implementada, em geral, quando não se pode aumentar a capacidade do canal principal naquele trecho específico. Os inconvenientes desta medida são os mesmos dos canais de desvio.

O rio Danúbio, que atravessa a cidade de Viena, capital da Áustria, é um dos rios mais famosos a receber uma obra como essa. Imagens desta obra podem ser vistas nas Figuras 30 e 31.

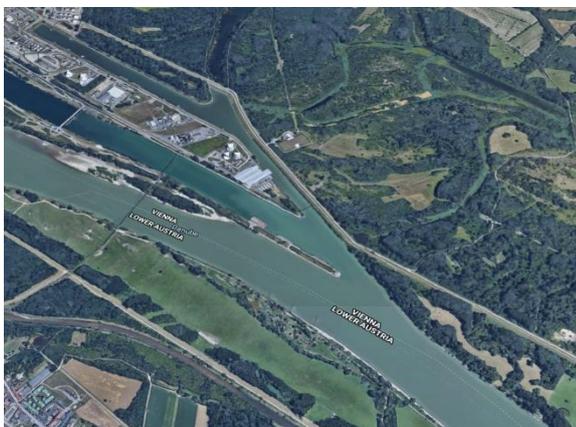


Figura 30 - Canal paralelo no rio Danúbio (Fonte: Google Maps)

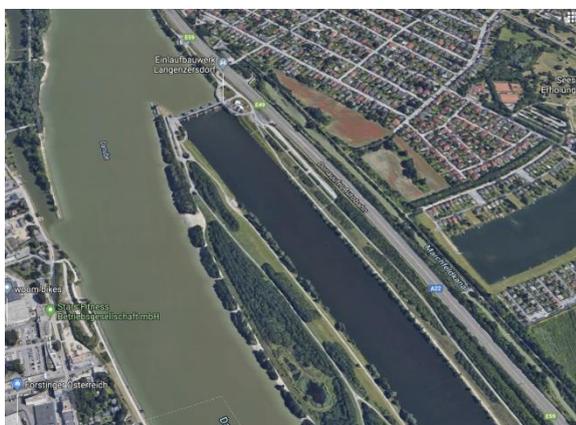


Figura 31 - Canal paralelo no rio Danúbio (Fonte: Google Maps)

Por fim, os canais extravasores se diferenciam dos canais de desvios e dos canais paralelos por não transportarem uma vazão permanentemente. Esses canais são acionados apenas quando o evento de chuva supera o tempo de retorno para o qual o canal principal foi dimensionado. Por não ser perene, ele permite o desenvolvimento de vegetação em seu leito, o que o faz, muitas vezes, ser chamado de canal verde.

3.2.3 Medidas não-estruturais

As inundações e os prejuízos gerados são parte de uma relação entre os rios, as chuvas e a sociedade. Enquanto todas as medidas estruturais agem sobre os rios e sobre a água da chuva, as medidas não-estruturais procuram olhar para o outro lado, o lado da sociedade. O objetivo

não é mais evitar enchentes, mas sim preparar as áreas com risco de inundação para que se possa reduzir os seus impactos. A intenção é fazer com que, idealmente, não haja nenhuma atividade permanente nas áreas alagáveis, e por isso criam-se planos para restringir o uso e ocupação do solo dessas regiões.

Enquanto as metas destes planos não são atingidas, algumas outras ações podem ser implementadas, como a educação e a conscientização da população, de modo que todos saibam a quais riscos estão expostos. Podem ser criados sistemas de monitoramento em tempo real e de alerta à população. Além disso, é possível reforçar as estruturas e adaptá-las para resistir à força das águas e para que os prejuízos sejam minimizados. Abaixo, serão descritas com mais detalhes essas medidas não-estruturais.

A primeira medida é o zoneamento das áreas às margens do rio em estudo. É essencial que esteja presente no plano diretor do município quais áreas podem ser ocupadas por qual tipo de edificação. O Water Resources Council (1971) agrupa em três classes as características de ocupação, que devem estar restritas na lei municipal para que haja fiscalização e punição àqueles que a descumprirem. Estas três classes são: a) usos de estruturas e da terra; b) altura e volume das estruturas; c) o tamanho dos lotes e densidade de ocupação.

Tucci propõe uma divisão das áreas ribeirinhas em três faixas. A primeira delas é a zona de passagem da enchente. Esta área tem função hidráulica para o escoamento das águas do rio e, portanto, deve estar sempre desocupada. Obstruções nesta zona geram prejudicam o fluxo e geram remanso à montante.

A segunda faixa é denominada zona com restrições, e é composta de todas as áreas inundáveis além da zona de passagem da enchente. Esta é uma porção de território que fica inundada na ocorrência de cheias, mas a água não atinge grandes alturas e nem velocidades. Tucci sugere que as zonas com restrições sejam ocupadas por parques de fácil manutenção após a ocorrência de cheias, uso agrícola, habitações de mais de um piso cujo pavimento superior não é atingido pela linha d'água etc.

Por último, existem as zonas de baixo risco. Estas zonas são atingidas esporadicamente por eventos de chuvas muito extremos e com pouca gravidade, pela baixa velocidade e altura que atingem as águas. Nestas regiões, restrições não são necessárias. Bastam orientações e recomendações por parte do poder público para que os problemas sejam minimizados.

Um esquema teórico da medida de zoneamento é apresentado na Figura 32.

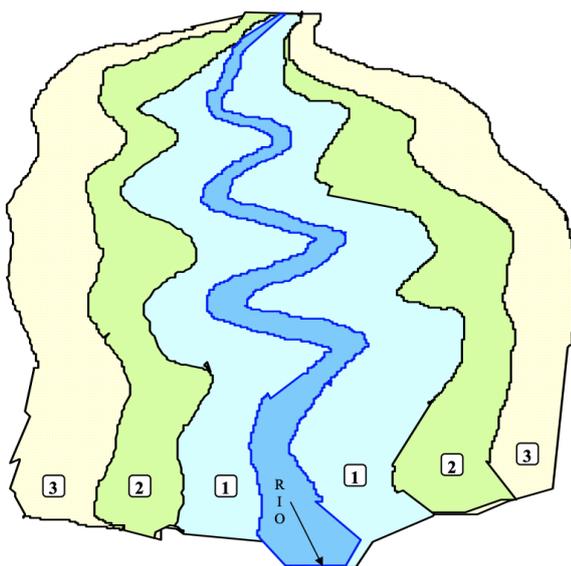


Figura 32 - Zoneamento (Fonte: CORDERO, 2019)

Os mapas de inundação também podem ser muitos úteis nesse contexto. Segundo (TUCCI, 2003), eles são divididos em dois tipos: os mapas de planejamento, que contém informações sobre quais áreas são atingidas para um tempo de retorno T , e o mapa de alerta, que contém informações sobre em qual cota da régua uma determinada área passa a sofrer inundação. Essas informações são disponibilizadas para cada esquina da região afetada, de modo que os moradores possam acompanhar o desenvolvimento de um evento extremo.

O mapeamento preliminar consta do conhecimento dos níveis atingidos pela linha d'água a partir de uma seção com régua. Tendo as informações de uma dada seção equipada com régua, mede-se a cota da linha d'água em diversos outros pontos do rio, nos locais que sofreriam muitos impactos com uma cheia. Essas cotas podem ser obtidas pela mancha deixada pela água durante a estiagem ou então pela medição direta em um evento de cheia. Deve-se atentar para o fato de que a mancha não marca a maior altura atingida pela linha d'água, visto que a água se mantém por muito pouco tempo em seu pico, o que não é suficiente para a formação de uma mancha.

O mapeamento definitivo é muito mais detalhado. É necessário, primeiramente, a obtenção de curvas de nível com espaçamento de até 1 metro de toda a área em estudo, bem como um levantamento de todas as obstruções presentes ao longo do trecho. Então, é utilizado um modelo matemático que considere a batimetria da região obtida para simular a altura que a linha d'água atinge dependendo da vazão.

Para que o modelo funcione bem, é necessário o cálculo da rugosidade. Utiliza-se a máxima vazão registrada no posto fluviométrico e, com a curva de descarga, obtém-se a altura que a água atinge. Se esta altura for muito próxima às manchas de inundação encontradas na cidade devidas ao mesmo evento, é um sinal de que a rugosidade do modelo está calibrada. A partir daí, basta determinar a vazão para cada tempo de retorno e conseqüentemente a altura da linha d'água, concluindo, assim, o mapeamento das áreas atingidas.

Os sistemas de alerta são responsáveis por monitorar em tempo real a situação dos rios e das chuvas. Com os dados a disposição, constroem-se modelos preditivos que indicam o nível da linha d'água com uma certa antecipação. Essas informações são repassadas à Defesa Civil do município, que então devem entrar em contato com a população e agir para reduzir os danos da enchente.

Uma última alternativa são os seguros contra enchentes. Esse tipo de medida visa proteger financeiramente a população afetada, reduzindo os custos de recuperação para os moradores.

3.2.4 Medidas convencionais e não convencionais

A classificação mais usual de medidas de combate à enchentes urbanas é, sem dúvida, o agrupamento em soluções estruturais e não estruturais. Porém, existe uma outra classificação dessas medidas, também presente na bibliografia, que as separa não mais pelo método de implementação, mas pela frequência com que são consideradas e utilizadas. Esta classificação, abordada principalmente por Aluísio Canholi, cria dois grupos: as medidas convencionais e as não convencionais.

Um dos objetivos desse projeto é justamente enxergar aquelas soluções que não são comumente empregadas pelos gestores públicos, seja por falta de tecnologia para tal, pelo custo, ou então pela visão de longo prazo, e compará-las com as usualmente empregadas em termos de controle da inundação.

(CANHOLI, 2005) define as medidas não convencionais da seguinte maneira:

"As medidas não convencionais em drenagem urbana podem ser entendidas como estruturas, obras, dispositivos ou mesmo como conceitos diferenciados de projeto, cuja utilização não se encontra ainda disseminada."

Por não convencionais, Canholi entende principalmente aquelas soluções que visam o aumento da infiltração da água, reter as ondas de cheia em reservatórios ou então retardar o

fluxo no próprio rio. As medidas convencionais estariam mais ligadas à canalização do rio, à construção de canais e galerias de concreto, ao tamponamento dos córregos e ao aumento da declividade do fundo. Estas soluções foram empregadas por décadas, e tinham como objetivo facilitar a ocupação humana e a urbanização às margens desses corpos hídricos.

Walesh (1989) classifica o conceito dos projetos de drenagem urbana em duas tipologias: o conceito de canalização, que estaria ligado à soluções convencionais, e o conceito de reservação, conectado ao pensamento mais sustentável dos tempos hodiernos. O conceito de canalização em projetos urbanos tinha por objetivo afastar a onda de cheia o mais rápido das áreas urbanas, sem pensar nas suas consequências à jusante. Já o conceito de reservação preza pela retenção ou detenção do volume das chuvas, de modo que ele não sobrecarregue o sistema de drenagem. Muitas das medidas que promovem um incremento de infiltração são chamadas também de práticas LIDs (*Low Impact Development*).

O próprio Rio Pirajuçara, objeto de estudo deste trabalho, passou por obras cujas ideias eram afastar as ondas de cheia. A princípio, solução se mostra eficaz, mas conforme a ocupação foi se dando na direção da cabeceira, o volume de água à jusante era cada vez maior, e obra passou a não suportar mais as ondas de cheia. Foram necessárias diversas intervenções com os chamados "piscinões", que visam a reservação, para conter as cheias na bacia.

4 Metodologia

4.1 Área de Estudo - Bacia do Pirajuçara

4.1.1 Características Geográficas

A Bacia do Pirajuçara é uma sub-bacia da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê (BAT), localizada na parte Oeste desta Bacia.

Seu rio principal é o Rio Pirajuçara, afluente pela margem esquerda do canal inferior do Rio Pinheiros, cortando a parte Oeste da Região Metropolitana de São Paulo.

A área total da Bacia do Pirajuçara é de 72,3 km², sendo a maior parte contida no município de São Paulo (50,6%), e o restante dividido entre Taboão da Serra (27,7%) e Embu (21,6%). Com relação ao formato da bacia, pode-se perceber um formato alongado, orientada na direção SO-NE, com largura variando de 3 km a 5 km nos trechos baixo e médio, e de 6 km a 7 km no terço de montante.

A localização da Bacia do Pirajuçara na BAT está disposta na Figura 33.

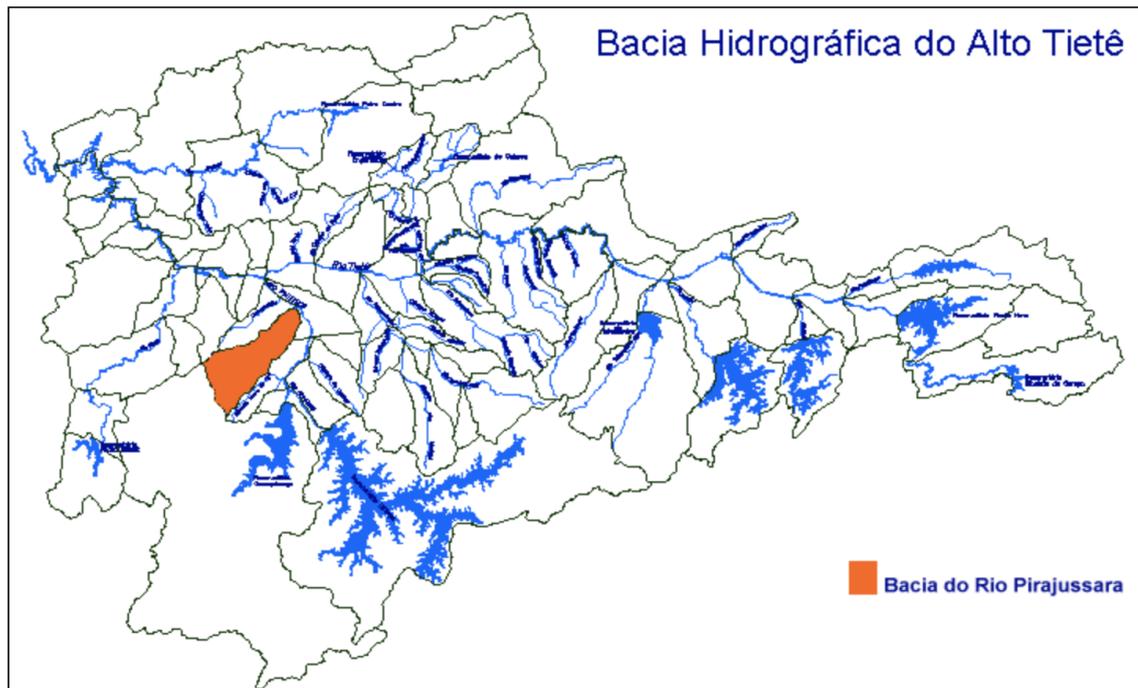


Figura 33 - Localização da Bacia do Rio Pirajuçara na Bacia Hidrográfica do Alto Tietê (Fonte: PDMAT 1- Plano Diretor De Macrodrenagem Da BAT – Bacia do Pirajuçara, 1999)

O Curso Inferior do Rio Pirajuçara corta a Universidade de São Paulo na região próxima à desembocadura deste no Rio Pinheiros.

Além disso, a Bacia do Pirajuçara ainda pode ser dividida em 21 sub-bacias, cada uma correspondente a um afluente do Rio Pirajuçara, como pode-se ver na Figura 34.

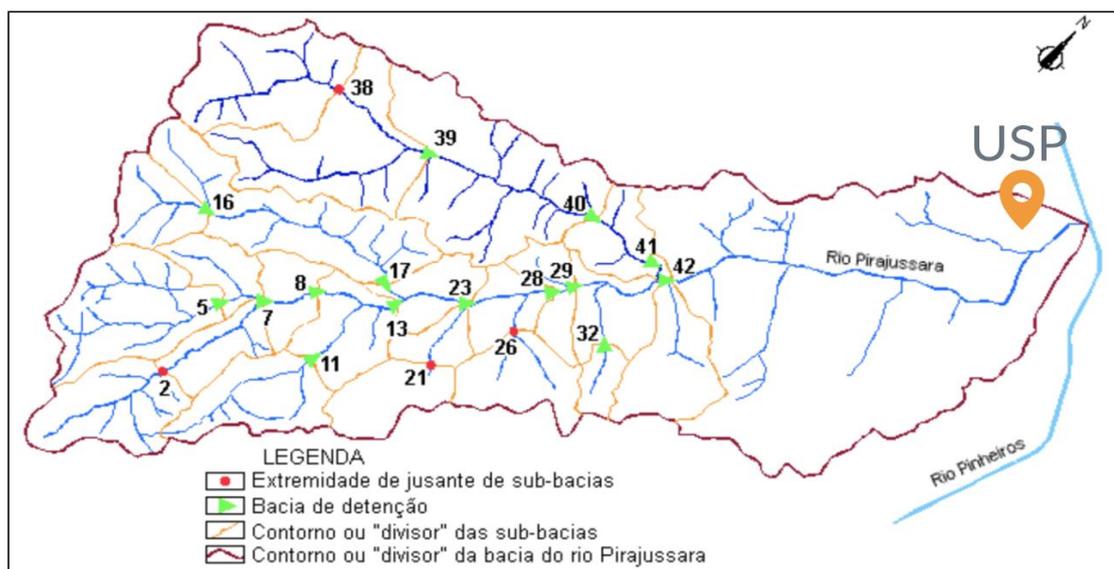


Figura 34 - Bacia do Pirajuçara e suas sub-bacias (Fonte: PDMAT 1- Plano Diretor De Macrodrenagem Da BAT – Bacia do Pirajuçara, 1999)

Destes afluentes, o mais importante é Ribeirão Poá, com 8960 m, que tem traçado paralelo ao rio principal e desemboca neste no terço final da margem esquerda. Além deste, pode-se ainda mencionar os córregos Diniz, dos Mirandas, e Charque Grande.

Já o Rio Pirajuçara tem 18577 m de extensão, sendo destes cerca de 34% canalizados (6285 m). O rio fica localizado predominantemente no centro da bacia, percorrendo-a quase linearmente durante toda sua extensão.

Analisando-se a altimetria da bacia temos que a cota da desembocadura do Pirajuçara no Rio Pinheiros é 730 m, enquanto em seu ponto mais alto é 850 m, nos divisores da bacia do rio Embu Mirim.

Topograficamente, o relevo da bacia é composto principalmente por elementos que podem ser classificados como "pequenas colinas" ou "morrotes", com declividade média entre 15% e 20%.

"Morros baixos", com declividade de 30%, também estão presentes, no entanto, são elementos isolados.

4.1.2 Uso e Ocupação do Solo

A bacia do Rio Pirajuçara está localizada em um ambiente fortemente urbanizado, que sofreu grandes mudanças desde a metade do século passado. No início da década de 50, a região

era ainda predominantemente rural, de economia movida pela produção agrícola, e baixa densidade demográfica, composta principalmente por imigrantes japoneses.

Já hoje, a região é coberta praticamente por inteiro por ocupações urbanas, restando menos de 10% de áreas vegetadas.

Em um estudo levantado pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), utilizando dados obtidos via TM/Landsat em 1997, o uso e ocupação do solo se distribuía conforme apresentado na Tabela 1 e Figura 35.

Tabela 1 - Uso e Ocupação do Solo da Bacia do Pirajuçara (Fonte: PDMAT 1- Plano Diretor De Macrodrenagem Da BAT – Bacia do Pirajuçara, 1999)

Classe	Área (km ²)	Área (% da área total)
Ocupação Urbana de Alta Densidade	47,49	65,69
Ocupação Urbana de Baixa Densidade	16,74	23,25
Área Vegetada	7,77	10,79

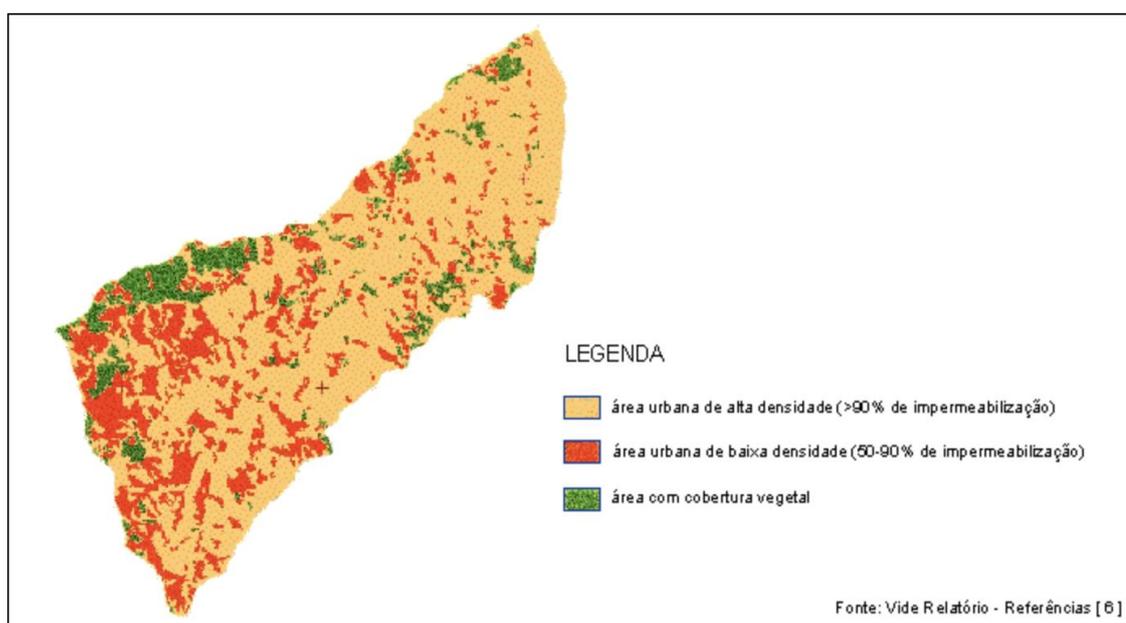


Figura 35 - Uso e Ocupação do Solo da Bacia do Pirajuçara (Fonte: PDMAT 1- Plano Diretor De Macrodrenagem Da BAT – Bacia do Pirajuçara, 1999)

No entanto, dado o crescimento constante da região metropolitana de São Paulo, estudos de Uso e Ocupação do Solo de tamanha distância temporal (22 anos) não são representativos da atual condição da bacia, servindo somente como um referencial para a análise de sua evolução.

É importante ressaltar que o crescimento desordenado da região levou a um processo intenso de impermeabilização do solo sem o devido preparo da rede urbana para suportar o aumento da densidade de drenagem em tão curto espaço de tempo.

Por essa razão, os habitantes da região, principalmente os moradores de regiões mais pobres, localizadas em várzeas, convivem rotineiramente com problemas de inundação.

Um grande aglomerado de ocupações irregulares que se encontra na região é o Jardim Santa Tereza, na cidade de Embu. Neste, é possível observar não só o problema relativo às inundações, mas também o de geração de lixo e esgoto muito proximamente a mananciais, que contribui para a alta poluição existente nos corpos d'água pertencentes à bacia.

Na Figura 36, é possível perceber a grande concentração de favelas e assentamentos precários na região de Embu e Taboão da Serra, principalmente nas regiões próximas à várzea do Rio Pirajuçara.

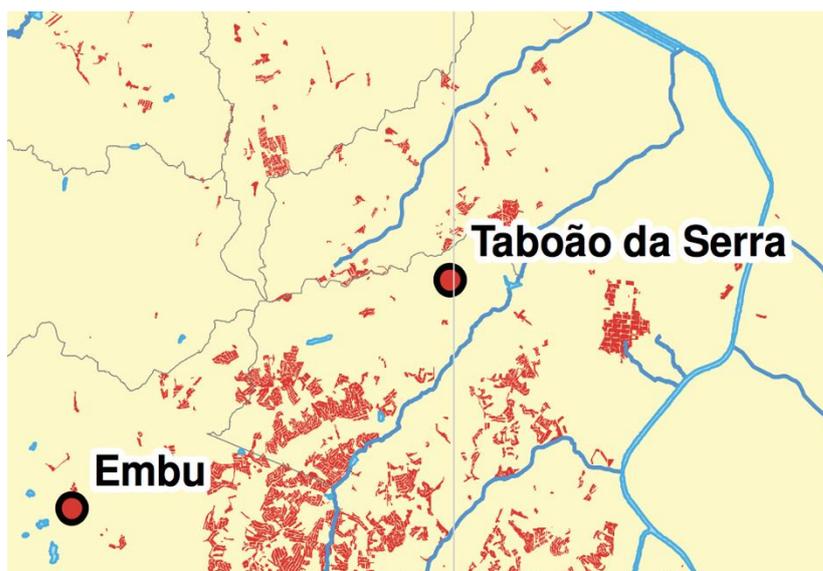


Figura 36- Favelas e Assentamentos Precários na região de Embu e Taboão da Serra (Fonte: PDMAT 3, Relatório 5, 2013)

Olhando-se um cenário mais amplo, abrangendo a Bacia do Alto Tietê como um todo, temos que a mancha urbana (área urbanizada, favela, loteamento desocupado, chácara, indústria, rodovia, equipamento urbano, reservatório de retenção, aterro sanitário, lixão e movimento de terra) ocupa cerca de 27,8% de sua área total, sendo composta, principalmente, pela área coberta pela Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), conforme Figura 37.

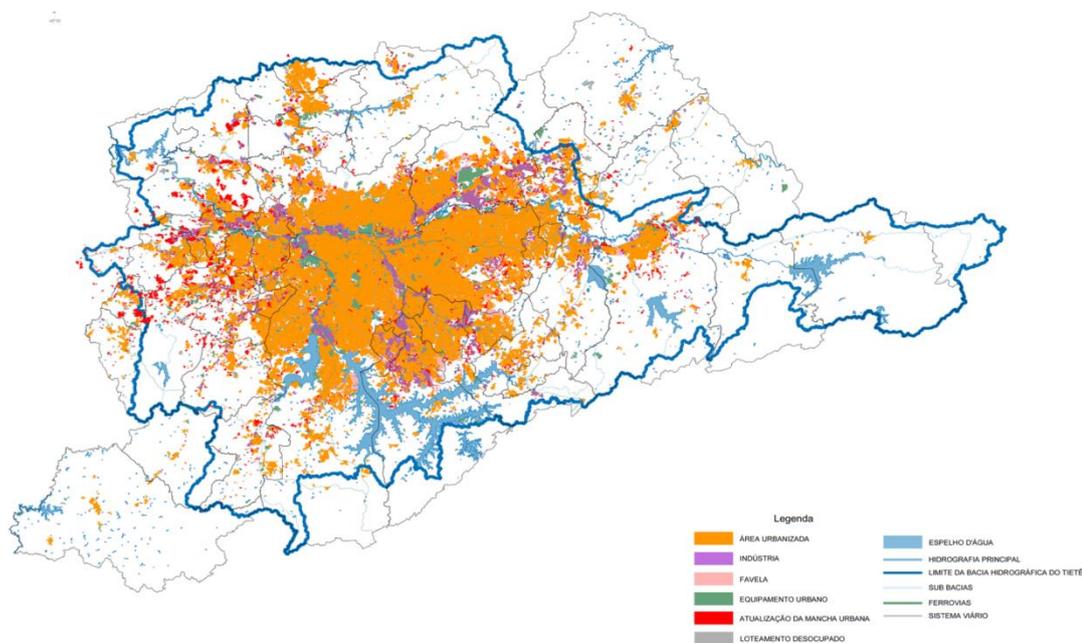


Figura 37 - Uso e Ocupação do Solo na Bacia do Alto Tietê (Fonte: PDMAT 3, Relatório 5, 2013)

Outro fator importante a se levar em consideração, quando analisado o Uso e Ocupação do Solo, é a previsão de crescimento populacional da região.

Segundo as previsões demográficas realizadas pelo DAEE, na implementação do terceiro Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê (PDMAT 3), a população na área da Bacia do Pirajuçara pode crescer a 1,047,213 habitantes até o ano de 2030, crescendo mais de 20% com relação a 2008, quando a população na região era de 860,573 habitantes. Tal crescimento pode ser verificado na Figura 38.

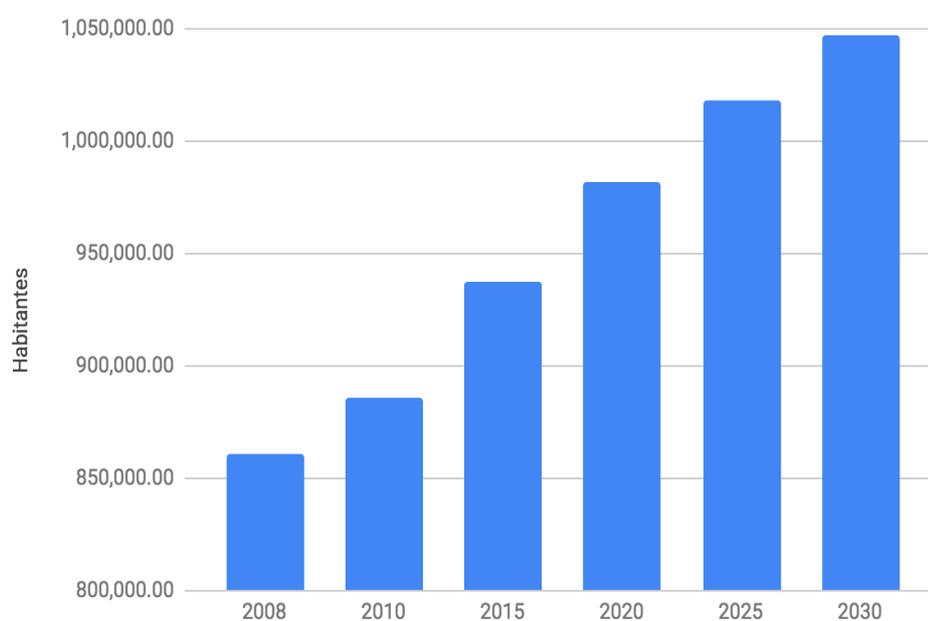


Figura 38 - Previsão de Crescimento Demográfico na Bacia do Pirajuçara (Fonte: PDMAT 3, Relatório 2, 2013)

4.1.3 Histórico de Intervenções

Nesta seção, faz-se um breve histórico dos registros de inundações e intervenções na Bacia do Pirajuçara.

1996 - Em março, registraram-se as maiores inundações verificadas na Bacia do Pirajuçara, a montante do trecho canalizado da Avenida Eliseu de Almeida. Fotos deste evento podem ser visualizadas nas Figuras 39 e 40.



Figura 39 - Cheia de março/1996 (Fonte: Pirajuçara, Bacia do Concreto. Direção: Edu Abad e Marco Meirelles, São Paulo: Ruth Takia, 2008 (28 min.).



Figura 40 - Cheia de março/1996 (Fonte: Pirajuçara, Bacia do Concreto. Direção: Edu Abad e Marco Meirelles, São Paulo: Ruth Takia, 2008 (28 min.).

1997 - Conclusão das intervenções no curso inferior do Rio Pirajuçara: obras na foz e ampliação do canal existente junto ao Campus da Cidade Universitária

1998 - Elaboração do 1º PDMAT. Este foi o primeiro plano que visou solucionar os problemas relacionados a enchentes na Bacia do Alto Tietê de forma integrada, ou seja, abordando todas suas sub-bacias e considerando o impacto que intervenções em uma sub-bacia teria em outra, com horizonte de 20 anos.

Foi prevista a implementação de 131 bacias de retenção, ao longo de toda a BAT. Destas, 14 estariam destinadas a atender a Bacia do Pirajuçara, todas dimensionadas para atender a chuvas de período de retorno (TR) igual a 25 anos. Além disso, foram previstas obras de canalização, de melhoramento do canal, revestimento do fundo e de melhoria e substituição das estruturas de travessia no trecho entre o final da canalização da Av. Eliseu de Almeida e a Estrada do Campo Limpo.

1999 - Em Fevereiro, registraram-se as maiores inundações após a conclusão das intervenções de 1997, ocorridas no curso inferior do Pirajuçara. As manchas de inundação referentes a este evento e àquele de 1996 podem ser visualizadas na Figura 41.

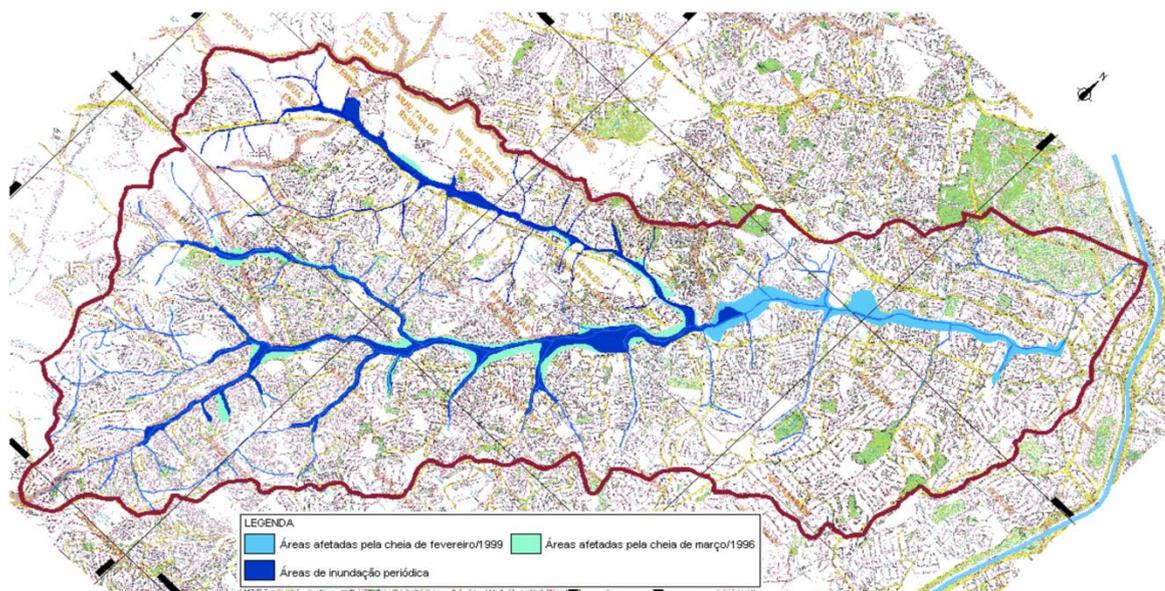


Figura 41 - Manchas de Inundação correspondentes aos eventos hidrológicos de 1996 e 1999 (Fonte: PDMAT 1- Plano Diretor De Macrodrenagem Da BAT – Bacia do Pirajuçara, 1999)

2008 - Elaboração do 2º PDMAT, primeira revisão do PDMAT inicial. Dado o crescimento urbano acelerado e desordenado, ocorreu o surgimento de novas demandas de drenagem que não eram contempladas plenamente pelo PDMAT 1. Desta forma, o horizonte de 20 anos inicialmente previsto foi reduzido, e o PDMAT 2 veio como um vetor de revisão/ atualização da primeira versão do plano.

No momento da elaboração desta revisão, já estavam em operação ou construção 7 bacias de retenção na Bacia do Pirajuçara.

Este plano atualizou o número total de bacias de retenção a serem implementadas na BAT de 131 para 149.

Com relação às intervenções previstas para a Bacia do Pirajuçara, as 14 bacias previstas inicialmente foram atualizadas para 13. No entanto, as 14 inicialmente propostas eram dimensionadas para TR de 25 anos, enquanto as 13 inseridas no PDMAT 2 são divididas entre 9 dimensionadas para TR igual a 25 anos, e 4 dimensionadas para TR entre 50 e 100 anos.

2011 - Elaboração do 3º PDMAT, segunda revisão do PDMAT inicial. Com escopo ampliado, agora abrangendo toda a BAT, o grande incremento trazido por este plano foi a simulação utilizando modelo matemático para todos os cursos d'água relevantes da bacia.

Desta forma, foi possível avaliar o impacto de uma intervenção em determinado curso d'água no sistema de drenagem da bacia como um todo.

No tocante à Bacia do Pirajuçara, este plano não previu a implementação de novas bacias de retenção, tendo sido avaliado que as que foram previstas pelo PDMAT 2 foram eficazes na redução dos picos dos hidrogramas. No entanto, a capacidade de escoamento do curso d'água ainda não atendia em plenitude as vazões de projeto. Desta forma, foram previstas as seguintes soluções:

- Revestimento (paredes de diafragma e laje de concreto) das seções atuais no trecho de montante,
- Readequação e revestimento da calha existente com seções retangulares ($B = 8$ e 10 m, $H = 5,5$ m) no trecho médio e
- Remoção do teto da galeria da Av. Eliseu de Almeida

4.1.4 Condições Atuais da Bacia

No momento em que foram levantados os dados relativos às soluções já implementadas para o PDMAT 3 (2010), a Bacia do Pirajuçara contava com 6 piscinões operantes e 1 em construção, e era prevista a implementação de mais 7 piscinões, determinados pelo PDMAT 2. Esta situação pode ser vista na Figura 42.

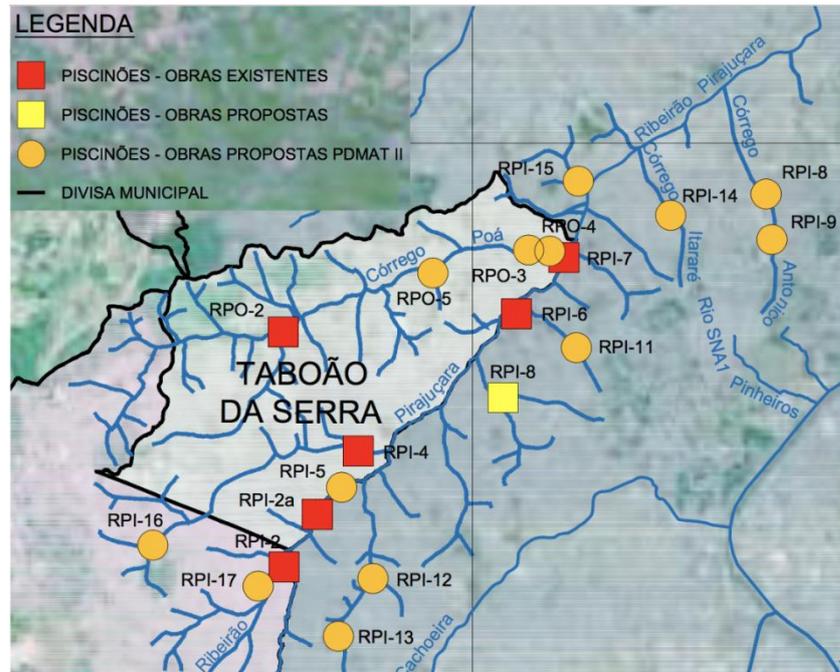


Figura 42 - Piscinões Existentes e Propostos na Bacia do Pirajuçara (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

É difícil, no entanto, levantar-se dados técnicos relativos a estas obras hidráulicas, pelos seguintes fatores: difícil localização dos projetos destas estruturas; falta de uniformidade na nomenclatura das estruturas; e ausência de mapas de localização.

Porém, nos levantamentos realizados pelo DAEE na ocasião do planejamento do PDMAT 3, foram levantadas as características dos piscinões em operação na Bacia do Pirajuçara.

Tais informações estão dispostas na Tabela 2.

Tabela 2 - Características dos principais piscinões da Bacia do Pirajuçara (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

BACIA DO RIO PIRAJUÇARA										
CÓDIGO	NOME	COORDENADAS		MUNICÍPIO	TIPO	VOLUME (m³)	COTA DE FUNDO (m)	ESVAZIAMENTO BOMBA (B) GRAVIDADE (G)	SOLEIRA ESTRUT. DE ENTRADA COTA (m)	CURSO D'ÁGUA
		N	E							
RPO-2	PORTUGUESINHA	7.387.094.000	317.090.000	TABOÃO DA SERRA	Off line	120.000	744,00	3 B de 330 l/s cada	754,50	CÓR. POÁ
RPI-2	NOVA REPÚBLICA	7.383.472.000	317.104.000	EMBÚ	Off line	110.000	743,50	4 B de 350 l/s cada	750,50	CÓR. PIRAJUÇARA
RPI-2a	JD. MARIA SAMPAIO (CPTM)	7.384.282.000	317.615.000	SÃO PAULO	Off line	120.000	735,81	3 B de 330 l/s cada (6 B ?)	745,81	CÓR. PIRAJUÇARA
RPI-4	PARQUE DOS PINHEIROS	7.385.259.000	318.244.000	TABOÃO DA SERRA	Off line	117.000	744,00	3 B de 350 l/s cada	747,00	CÓR. JOAQUIM CACHOEIRA
RPI-6	SHARP	7.387.373.000	320.674.000	SÃO PAULO	Off line	500.000	724,00	4 B (capacidade?)	736,00	CÓR. PIRAJUÇARA
RPI-7	CEDROLÂNDIA (ELISEU DE ALMEIDA)	7.388.240.000	321.401.000	SÃO PAULO	Off line	113.000	726,00	Grav.: 2 comportas 1,5mx1,5m 2 B de 370 l/s cada ou 3 B de 350 l/s cada (1 res.) 13,5 horas	730,25	CÓR. PIRAJUÇARA

No mesmo período do levantamento em que foram localizados os dados presentes na Tabela 2, foi realizado um estudo para avaliar o impacto dos eventos hidrológicos na capacidade de escoamento dos Piscinões, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Situações de Nível nos Piscinões, durante a janela hidrológica úmida de 2009-2010 (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

Código	Nome	Curso d'água	Datas						
			08/12	16/12	09/01	19/01	21/01	26/01	01/02
RPO-2	Portuguesinha	Córrego Pirajuçara	1	1	2	3	4	3	2
RPI-2	Nova República	Córrego Pirajuçara	1	1	1	3	3	3	2
RPI-2a	Jd. Maria Sampaio (CPTM)	Córrego Pirajuçara	1	2	2	3	3	3	3
RPI-4	Parque dos Pinheiros	Córrego Pirajuçara	3	2	1	2	4	2	1
RPI-7	Cedrolândia (Eliseu de Almeida)	Córrego Pirajuçara	3	2	1	2	4	2	1

Na Tabela 3, os números representam a seguinte classificação:

- 1 - Normal
- 2 - Atenção
- 3 - Alerta
- 4 - Emergência

Podemos perceber que, além de um evento que levou à situação de emergência em 3 das 5 bacias principais, todas passaram por pelo menos um evento de chuva que as levou a um estado de alerta.

Uma boa maneira de avaliarmos a atual condição de drenagem da bacia, é através da análise das manchas de inundação relativas a diferentes eventos hidrológicos, de diferentes tempos de retorno, que podem ser visualizadas das Figuras 43 a 46.

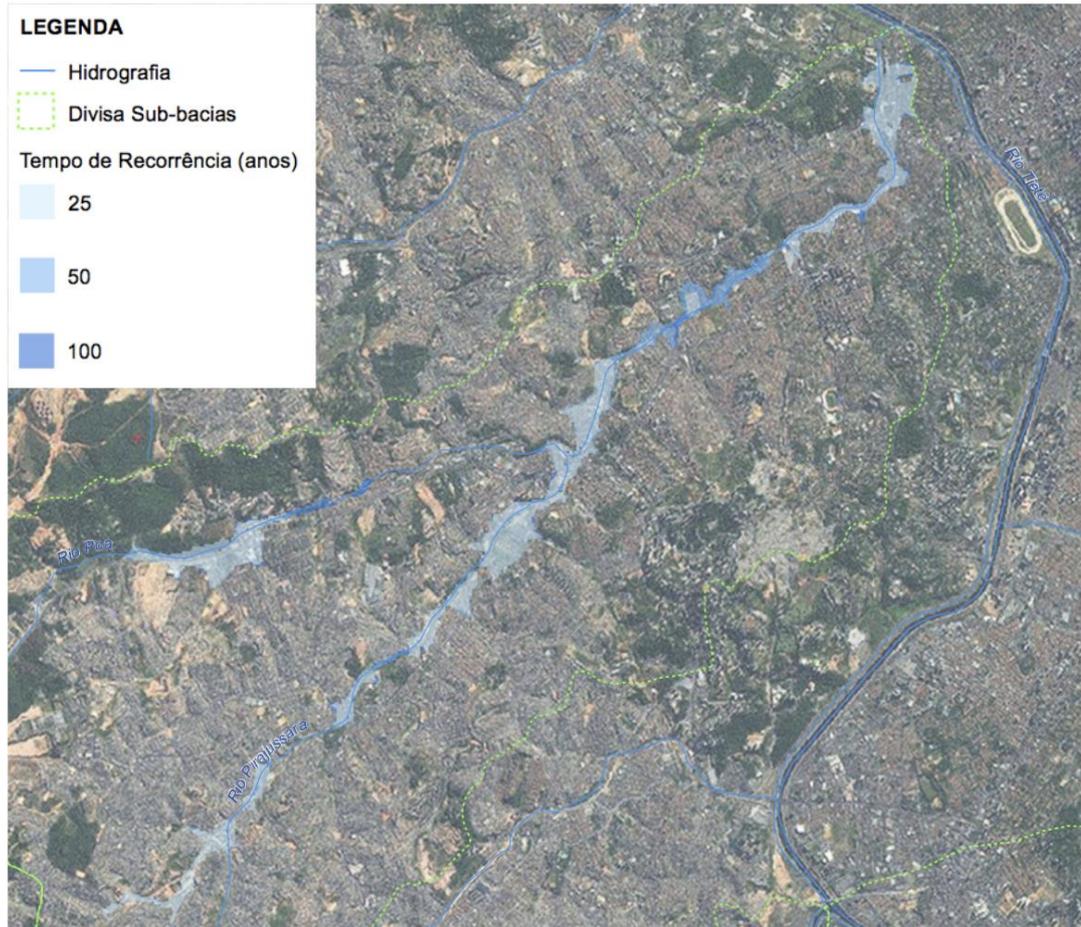


Figura 43 - Manchas de Inundação na Bacia do Pirajuçara (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

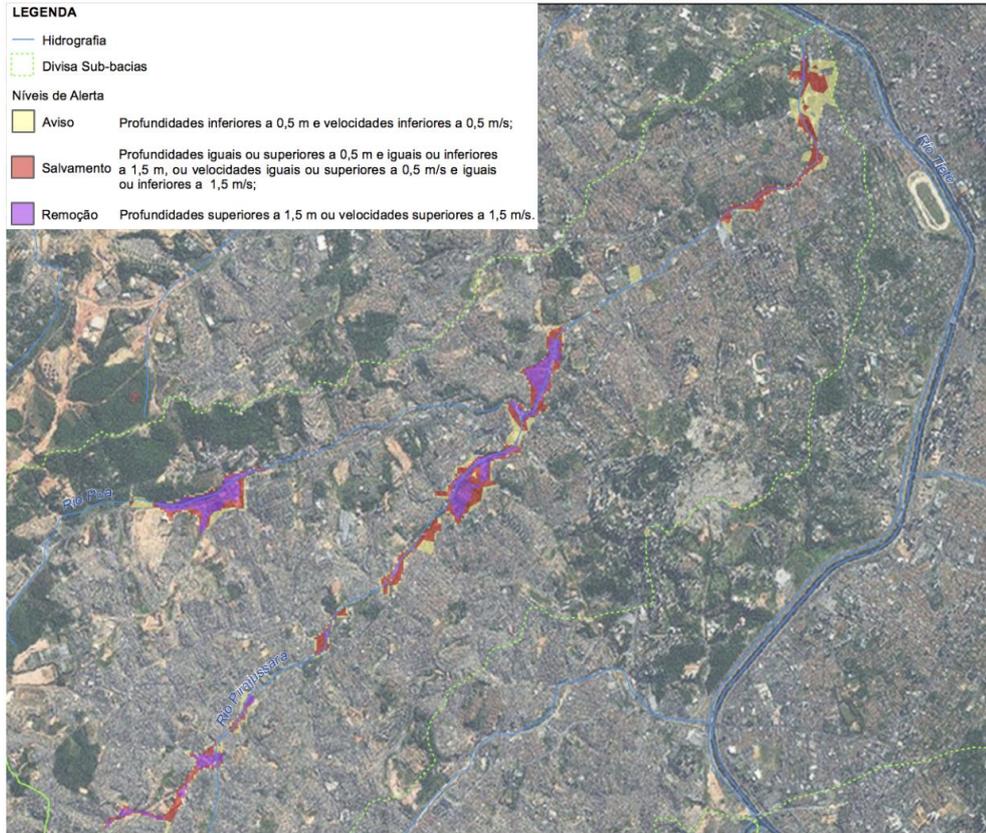


Figura 44 - Níveis de Alerta Relativos a Evento Hidrológico de $TR = 25$ (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

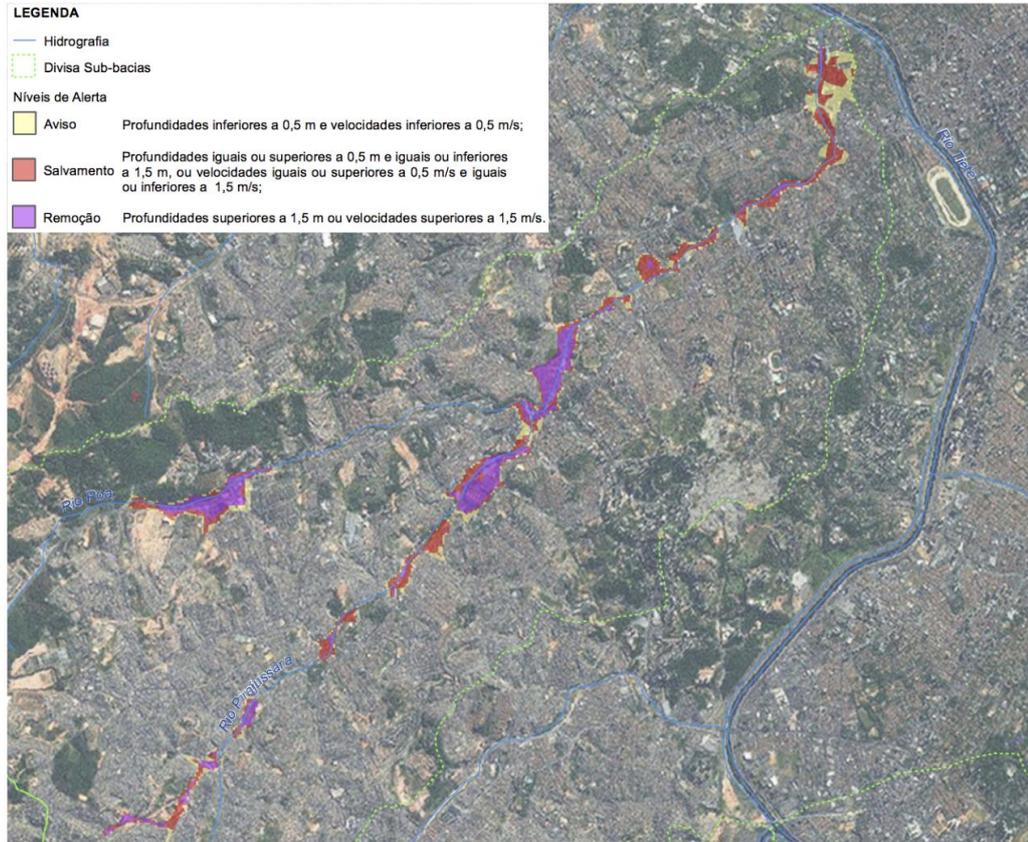


Figura 45 - Níveis de Alerta Relativos a Evento Hidrológico de TR = 50 (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

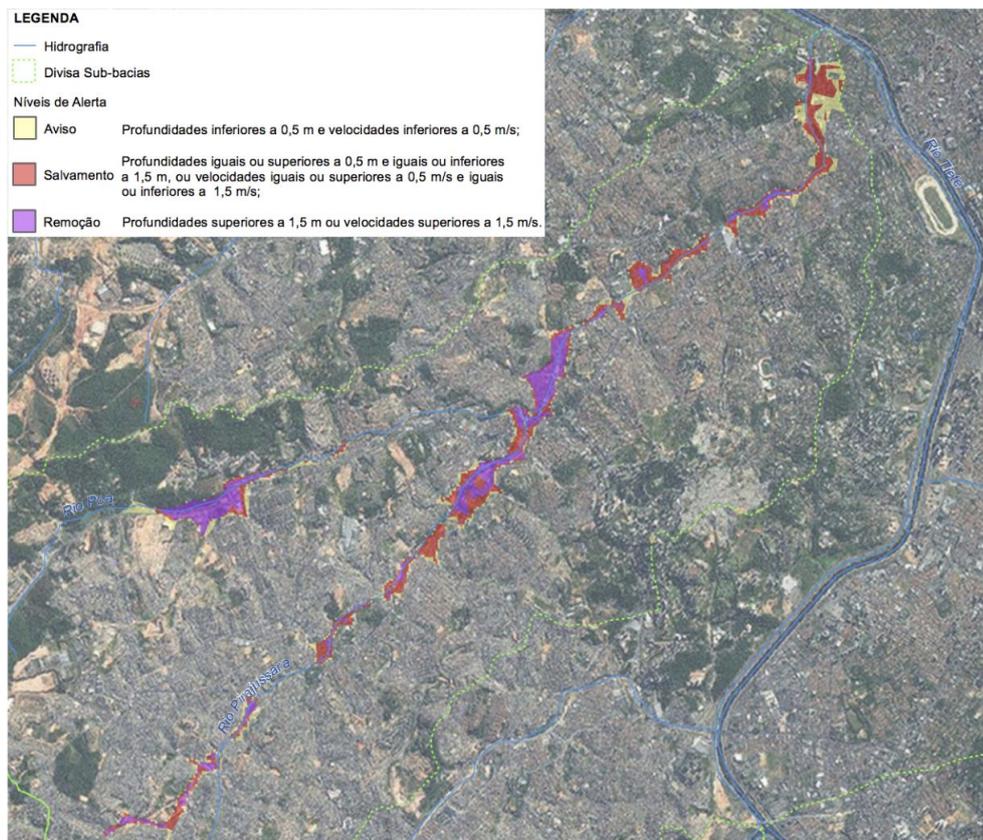


Figura 46 - Níveis de Alerta Relativos a Evento Hidrológico de TR = 100 (Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

Podemos perceber que o sistema de drenagem da Bacia do Pirajuçara não é capaz de atender plenamente às chuvas de projeto, havendo um claro déficit entre a vazão de escoamento necessária e a capacidade do sistema para que não hajam áreas tão significativas em níveis de alerta.

É importante notar que, já nas chuvas de TR = 25, grande parte das áreas marginais ao Rio Pirajuçara se enquadram no nível de alerta de remoção, ou seja, profundidades superiores a 1,5 m ou velocidades superiores a 1,5 m/s. Além disso, praticamente toda a área marginal ao rio se enquadra pelo menos no nível de alerta de "aviso".

Analisando comparativamente as manchas de Inundação relativas às chuvas de tempos de retorno iguais a 25, 50 e 100, não é tão evidente o aumento do impacto decorrente da maior severidade do evento hidrológico ocorrido. Ou seja, o impacto gerado por uma chuva de tempo de retorno igual a 100 não é tão superior ao gerado por uma chuva de período de retorno igual a 50. Em contrapartida, o impacto gerado pela chuva de 25 anos já é consideravelmente danoso à região.

4.2 Estudos Hidrológicos

4.2.1 Definição da Chuva de Projeto

4.2.1.1 Considerações Gerais

Fenômenos pluviométricos podem ser caracterizados por quatro principais variáveis: volume, duração, frequência, e distribuição temporal (Medeiros, Vanesca Sartorelli. 2013) O volume está diretamente relacionado à duração e à intensidade da precipitação. Tal relação é expressa a partir das curvas de intensidade, duração e frequência (IDF), que serão apresentadas a seguir (seção 4.2.1.2).

A frequência é representada pela grandeza chamada Período de Retorno, que expressa a probabilidade de ocorrência de determinado fenômeno, dado o histórico de precipitações da bacia.

Com relação à distribuição temporal, esta reflete a não uniformidade da intensidade de precipitação durante a sua duração.

A representação clássica para o volume, duração e distribuição é através de hietogramas, que apresentam o volume precipitado para cada unidade de tempo, ao logo da duração do evento, conforme o apresentado na Figura 47.

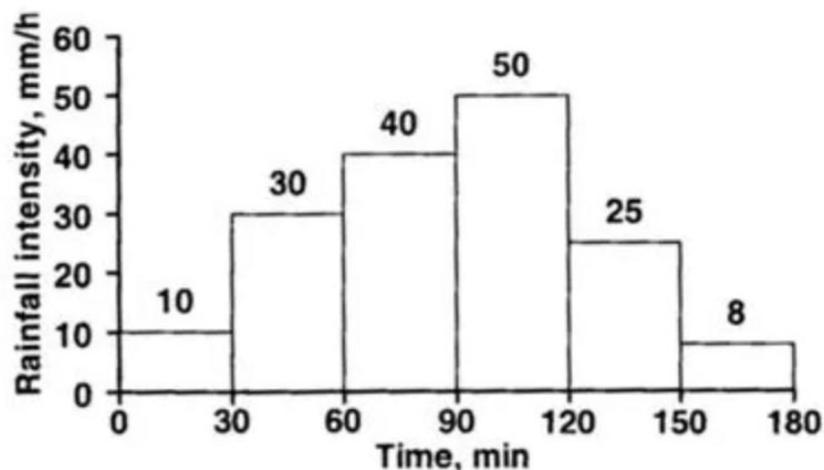


Figura 47 - Exemplo de Hietograma Discretizado Clássico (Fonte:

<http://www.hidromundo.com.br/hietogramas-tormentas-padronizadas-chuva-parte-3/>)

Na maioria das grandes cidades, existem equacionamentos prontos de curvas IDF baseados nos históricos de precipitações. Sendo estas curvas utilizadas para definir-se os volumes precipitados, resta definir como este volume se distribui ao longo da duração das chuvas.

O modelo mais difundido para a desagregação de tormentas é o método dos blocos alternados.

Tal método, que será utilizado pelo modelo na desagregação das curvas IDF, adota uma discretização de tempo adequada aos parâmetros de projeto, e calcula qual o incremento de altura de chuva para cada intervalo de tempo decorrido.

Para a elaboração do hietograma de projeto, o bloco que apresentar o maior incremento será disposto no centro do evento hidrológico, sendo distribuídos a partir deste os blocos de menor incremento em ordem decrescente, alternadamente à direita e à esquerda do bloco central.

4.2.1.2 Curva IDF

O Departamento de Águas e Energia Elétrica, juntamente ao Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos, elabora, periodicamente, o Relatório de Precipitações Intensas do Estado de São Paulo.

Neste relatório, são apresentados os equacionamentos de fenômenos hidrológicos para todas as 22 Unidades de Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo (UHRHIs), todas com no mínimo 20 anos de dados de precipitações.

No caso da cidade de São Paulo, a estação utilizada para o levantamento de dados é o Observatório IAG – E3-035R, com 66 anos de dados e localizado próximo ao Jardim Zoológico de São Paulo. O equacionamento, e as informações relativas à estação são apresentados na Figura 48.

Nome da estação / Entidade: Observatório IAG – E3-035R / DAEE

Autor: Martinez e Piteri (2015)

Coordenadas geográficas: Lat. 23 ° 39'S; Long. 46 ° 38'W

Altitude: 780 m

Duração da estação: 1933-

Períodos de dados: 1933-1936, 1938, 1940-1945, 1948-1961, 1963-1973, 1975, 1977-1982, 1984-1998, 2001-2005, 2008-2009, 2011 (66 anos)

$$i_{t,T} = 32,77 (t + 20)^{-0,8780} + 16,10 (t + 30)^{-0,9306} [-0,4692 - 0,8474 \ln \ln (T/T-1)]$$

para $10 \leq t \leq 1440$ min.

Onde: i : intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;

t : duração da chuva em minutos;

T : período de retorno em anos.

Figura 48 - Equacionamento de Precipitações Intensas para a Cidade de São Paulo (Fonte: Precipitações Intensas no Estado de São Paulo. DAEE/CTH, 2018)

Utilizando-se do equacionamento exposto, foram elaboradas as curvas IDF para os períodos de retorno de 2 a 200 anos. Estas curvas são apresentadas nos gráficos apresentados nas Figuras 49 e 50, e os valores numéricos para as intensidades calculadas para diferentes durações e tempos de retorno estão apresentados na Tabela 4.

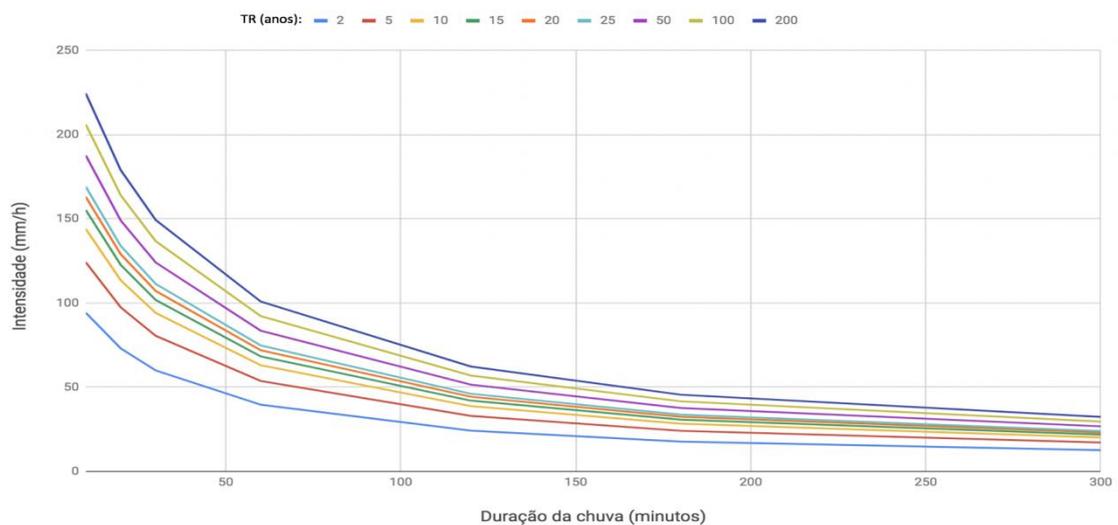


Figura 49 - Curvas IDF para a cidade de São Paulo, para TR de 2 a 200 (Fonte: desenvolvido pelo autor)

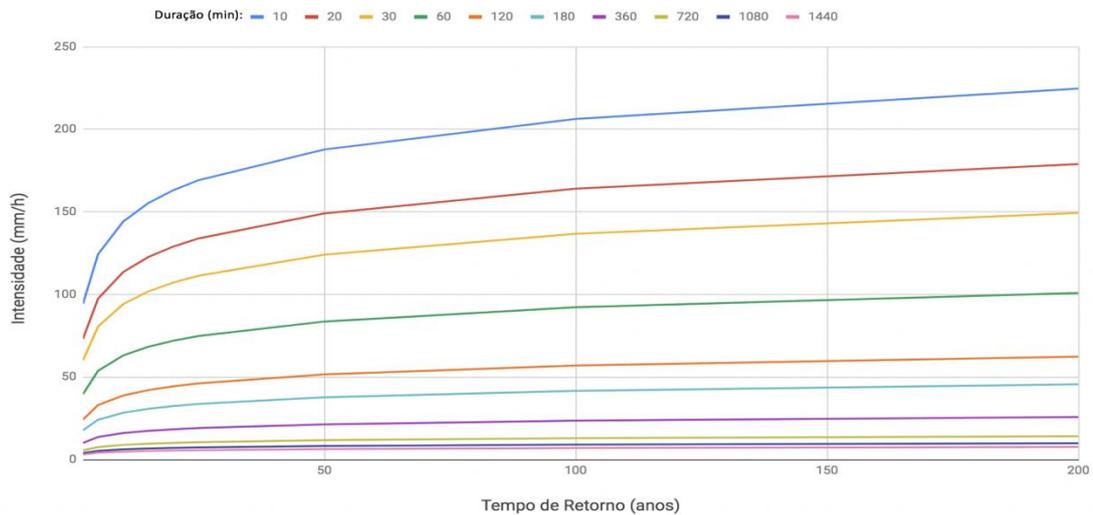


Figura 50 - Curvas IDF para a cidade de São Paulo, para TR de 2 a 200 (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

Tabela 4 - Intensidades de precipitações para a cidade de São Paulo, para TR de 2 a 200 (Fonte: desenvolvido pelo autor)

Intensidade (mm/h)	Tempo de retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	94	124	144	155	163	169	188	206	225
20	73	97	114	123	129	134	149	164	179
30	60	81	94	102	107	111	124	137	149
60	40	54	63	68	72	75	84	92	101
120	24	33	39	42	44	46	52	57	62
180	18	24	28	31	32	34	38	42	46
360	10	14	16	17	18	19	21	24	26
720	6	8	9	10	10	11	12	13	14
1080	4	5	6	7	7	7	8	9	10
1440	3	4	5	5	6	6	6	7	8

4.2.1.3 Tempo de Concentração

O tempo de concentração de uma bacia pode ser definido como o tempo decorrido desde o início da precipitação até que a água precipitada no ponto de maior distância do exutório atinja este. Em outras palavras, é o tempo necessário para que a precipitação ocorrida em toda a bacia contribua para o escoamento do rio principal.

Este valor depende de alguns parâmetros, dentre eles a área da bacia, declividade e largura, e pode ser calculado a partir das equações 1, 2 ou 3.

$$\text{Dooge:} \quad t_c = 1,18 \cdot \left(\frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \right) \quad \text{Equação 1}$$

$$\text{Bransby – Willians:} \quad t_c = 76,86 \cdot \frac{L}{5280} \cdot \left(\frac{1}{A^{0,1} \cdot S^{0,2}} \right) \quad \text{Equação 2}$$

$$\text{Kirpich II:} \quad t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \right) \quad \text{Equação 3}$$

Aonde:

t_c – tempo de concentração (min)

L – comprimento do talvegue principal (m)

S – declividade do talvegue principal (m/m)

A – área da bacia (km^2)

Utilizando as fórmulas apresentadas e os valores correspondentes à Bacia do Pirajuçara, foram obtidos os valores apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Cálculo do Tempo de Concentração para a Bacia do Pirajussara (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

DOOGE	5,09 h
BRANSBY- WILLIANS	5,33 h
KISPICH II	4,54 h
MÉDIA	4,98 h

Sendo a média dos valores calculados bem próxima de 5 horas, adotou-se este valor para as simulações de eventos hidrológicos,

4.2.1.4 Valores Históricos

Para verificar a aderência das curvas IDF à realidade, foram levantados os dados de precipitação histórica, registrados pela estação Observatório IAG – E3-035R, de 1966 a 2018.

A partir do Figura 51, é possível perceber claramente a existência de duas janelas hidrológicas nas precipitações ocorrentes na cidade de São Paulo, ambas com aproximadamente seis meses de duração.

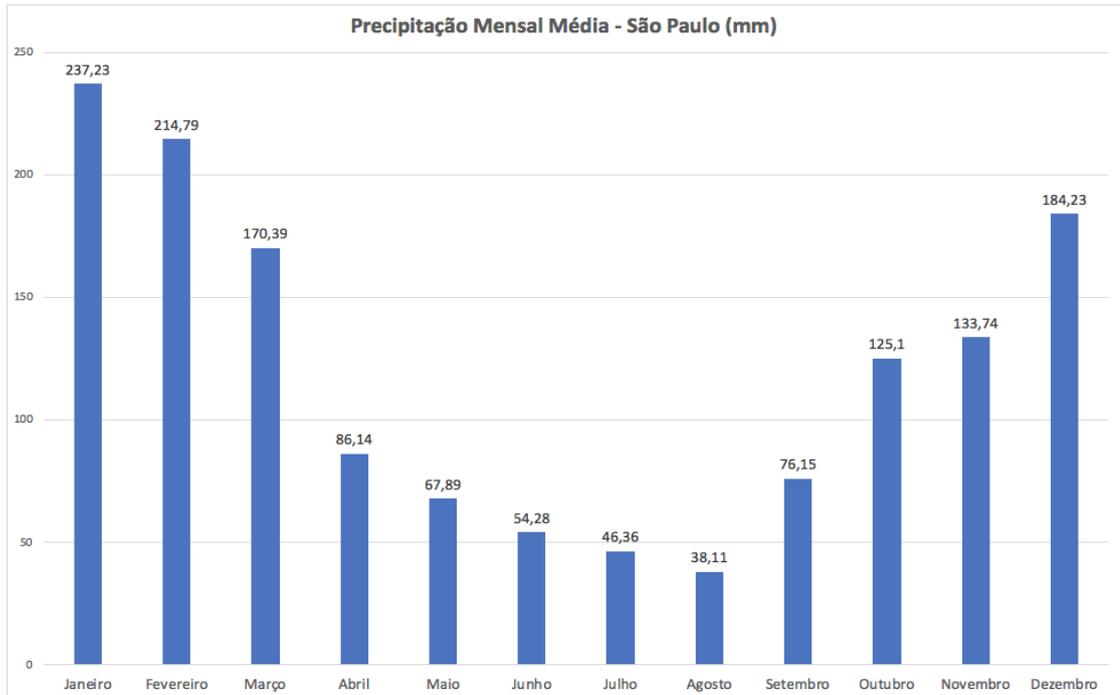


Figura 51 - Precipitação Mensal Média - São Paulo (Fonte: desenvolvido pelo autor)

A janela hidrológica úmida, período mais crítico para o dimensionamento da drenagem urbana, vai de outubro a março, enquanto a janela seca se estende de abril a agosto.

Além disso, percebe-se que o mês de janeiro é, historicamente, o mês com maior nível de precipitação, tendo a média de 237,23 mm acumulados no mês.

Da Figura 52, que mostra a máxima precipitação histórica por mês, percebemos que, apesar de janeiro ser o mês com a maior média de volume precipitado, o mês com o maior evento de chuva já registrado é fevereiro, com um volume de 150,3 mm.

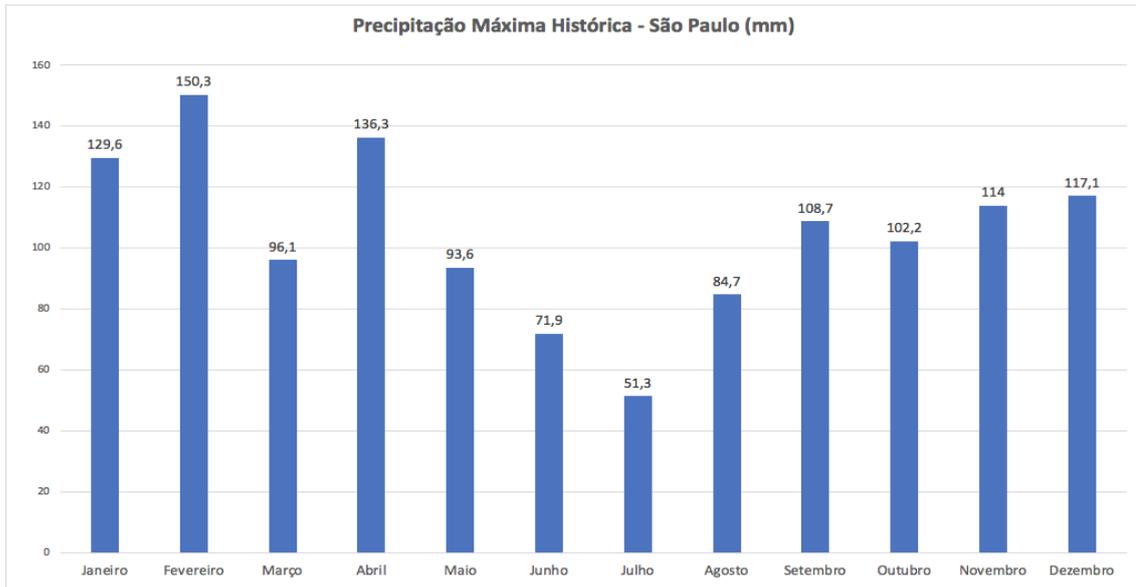


Figura 52 - Precipitação Máxima Histórica - São Paulo (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

4.3 Modelagem Matemática

4.3.1 Escolha do Modelo

O modelo escolhido para a análise da bacia e simulação da implementação de soluções foi o Storm Water Management Model (SWMM). Este é um modelo dinâmico chuva-vazão, que simula tanto a quantidade quanto a qualidade do escoamento superficial, principalmente em áreas urbanas. No caso do projeto desenvolvido, serão utilizadas somente as ferramentas de simulação associadas aos aspectos de volume de escoamento superficial, não sendo a análise da qualidade da água parte do escopo de trabalho.

O modelo computacional foi desenvolvido pela Agência Americana de Proteção Ambiental (EPA), no entanto, será utilizada a versão disponibilizada pela Computational Hydraulics International (CHI), a PCSWMM. As razões para a adoção desta versão são: interface intuitiva e que atende às demandas do projeto, e facilidade de acesso a licenças educacionais fornecidas pelo CHI.

4.3.2 Modelo Conceitual

Serão apresentados a seguir, os elementos do modelo de maior relevância para o desenvolvimento do projeto, tais como alguns de seus objetos físicos, virtuais e métodos computacionais, e quais fenômenos estes elementos procuram representar.

4.3.2.1 Objetos Físicos

4.3.2.1.1 Pluviômetros

É o objeto que permite a entrada de dados de precipitações no modelo, sobre uma ou mais áreas da bacia. Suas principais propriedades são:

- Tipo de dados de chuva
- Intervalo de tempo dos dados
- Origem dos dados de chuva
- Nome do objeto

4.3.2.1.2 Sub-bacias

São as unidades de terreno que compõe a área na qual serão simulados os eventos hidrológicos. Tem como principais características a topografia e permeabilidade.

A topografia das sub-bacias é responsável por convergir todo o escoamento da área a um único ponto de saída. Os pontos de saída das sub-bacias são nós do sistema de drenagem ou entradas de outras sub-bacias.

Já a permeabilidade das áreas divide estas em áreas permeáveis, nas quais há infiltração de água, e impermeáveis, nas quais não há infiltração de água. O escoamento e infiltração das águas que incidem sobre uma sub-bacia são diretamente influenciadas pelos valores de permeabilidade que forem admitidos nesta.

A infiltração de água na sub-bacia pode ser descrita segundo 3 modelos consagrados: modelo de Horton, de Green-Ampt, e baseado na Curva Número do SCS, que será o modelo a ser adotado no projeto, estando descrito detalhadamente posteriormente (seção 4.3.2.3.2).

4.3.2.1.3 Nós

São os elementos responsáveis por conectar os diferentes trechos que compõem o sistema de drenagem. Fisicamente, representam poços de visita e conexões de tubulação. Seus principais parâmetros são:

- Cota do radier da estrutura física representada
- Profundidade do radier em relação ao terreno

Por serem dados muito específicos e de difícil acesso, será necessária uma abordagem generalista. A cota do radier será equivalente à cota do terreno, enquanto a profundidade será padronizada para todos os nós da bacia.

4.3.2.1.4 Unidades de Armazenamento

Utilizados para representar elementos do sistema que permitem o armazenamento de água escoada, serão importantes na implementação do projeto para representar os reservatórios existentes na bacia. Suas propriedades podem ser representadas tanto por uma função quanto por uma tabela relacionando área superficial à profundidade. Seus principais parâmetros são a cota de fundo e a altura máxima. No caso em que estes dados estiverem disponíveis, poderão ser aplicados os dados reais, caso contrário, estes parâmetros deverão ser estimados.

4.3.2.1.5 Canais

Representam os trechos do sistema que conectam os demais elementos, como nós, reservatórios, nós e exutório.

Podem ser classificados em seções regulares e irregulares.

As seções irregulares caracterizam-se por serem compostas pelo próprio terreno, que, na posição do talvegue do curso d'água, devem ter uma cota que seja um mínimo local da seção transversal.

Já as seções regulares representam trechos de rio que foram canalizados, podendo ser compostos por seção aberta (circular, retangular ou trapezoidal) ou seção fechada (circular ou retangular).

No caso da Bacia do Pirajuçara, os canais são predominantemente caracterizados por serem regulares, de seção aberta e trapezoidal.

4.3.2.1.6 Vertedouros

Vertedouros são estruturas pontuais, ou seja, não possuem comprimento, e serão utilizadas no modelo para simular a estrutura de entrada e saída dos piscinões.

Seu uso se faz necessário pois não é possível modelar estruturas de entrada e saída dos piscinões utilizando-se canais convencionais, pois estes serão sempre alinhados à geratriz inferior do nó posterior e posterior, de tal forma que o enchimento do reservatório não se faria possível.

4.3.2.2 Objetos Virtuais (sem representação gráfica)

4.3.2.2.1 Usos do Solo

Este objeto determina somente as características superficiais das áreas que compõem a bacia, influenciando apenas em fenômenos de lixiviação e acumulação de agentes poluentes. Como o trabalho que está sendo desenvolvido não tem em seu escopo a análise da qualidade da água, este objeto virtual não será usado.

As características de permeabilidade do terreno são definidas no objeto físico sub-bacia.

4.3.2.2.2 Controles por Dispositivos de Baixo Impacto (LIDs)

As LIDs são medidas que podem ser implementadas como soluções para aumentar a capacidade de drenagem urbana de forma sustentável, reduzindo a necessidade de grandes obras ou intervenções estruturais, se tratando de medidas localizadas que procuram estabelecer uma sinergia com os elementos já presentes na paisagem urbana.

Os tipos de LID que são suportadas pelo modelo são:

- Bacias de Filtração
- Trincheiras de Infiltração
- Pavimentos Permeáveis
- Cisternas
- Vales de Infiltração sem drenos

Estes elementos são modelados como uma composição de diferentes camadas verticais de diferentes propriedades combinadas. Para fins de simulação, o modelo realiza o balanço hídrico de cada camada determinando a parcela que irá escoar e a que será armazenada.

As diferentes camadas que podem vir a compor um LID são:

- Camada Superficial: Corresponde ao terreno superficial ou pavimentação, recebe diretamente a precipitação e o escoamento vindo de montante.

Tem capacidade de armazenar o excesso de contribuições em depressões e escoar o excedente para áreas de jusante.

- Camada de Pavimento: Camada de concreto ou asfalto poroso, utilizada em sistemas de pavimentos permeáveis.

- Camada de Solo: Corresponde ao solo preparado especificamente para receber vegetação em bacias de filtração.
- Camada de Armazenamento: Corresponde ao leito de britas, seixos ou cascalhos utilizados em bacias de filtração, ou à própria cisterna quando esta LID é implementada.
- Dreno Profundo: Transporta a água acumulada em sistemas de Bacias de Filtração, Pavimentos Permeáveis ou Trincheiras de Infiltração para conduto ou caixa de contenção.

Tabela 6 - Camadas utilizadas na simulação de LIDs (fonte: Manual do SWMM Brasil)

Controle LID	Superfície	Pavimento	Solo	Armazenamento	Dreno profundo
Bacia de filtração	x		x	x	o
Pavimento poroso	x	x		x	o
Trincheira de infiltração	x			x	o
Cisterna				x	x
Valas de infiltração	x				

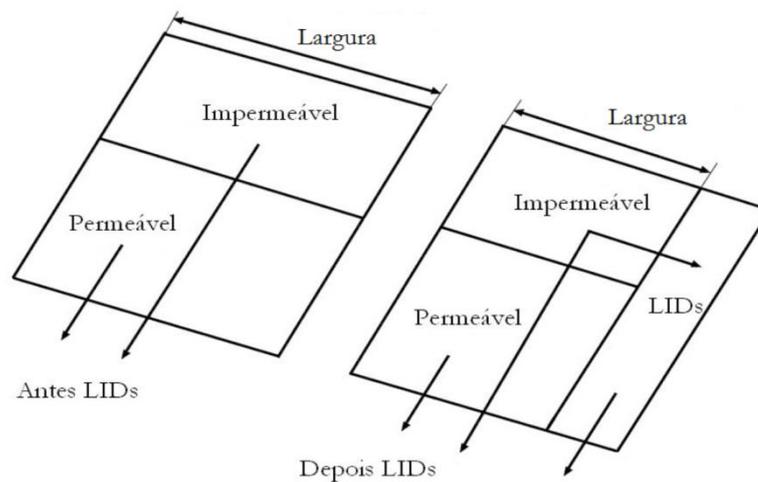


Figura 53 - Ilustração dos parâmetros físicos da sub-bacia, antes e após a implementação de LIDs (fonte: Manual do SWMM Brasil)

4.3.2.3 Métodos Computacionais

4.3.2.3.1 Escoamento Superficial

O PCSWMM trata cada sub-bacia como uma superfície retangular com inclinação (S) uniforme e uma largura definida (W), como mostra a Figura 54.

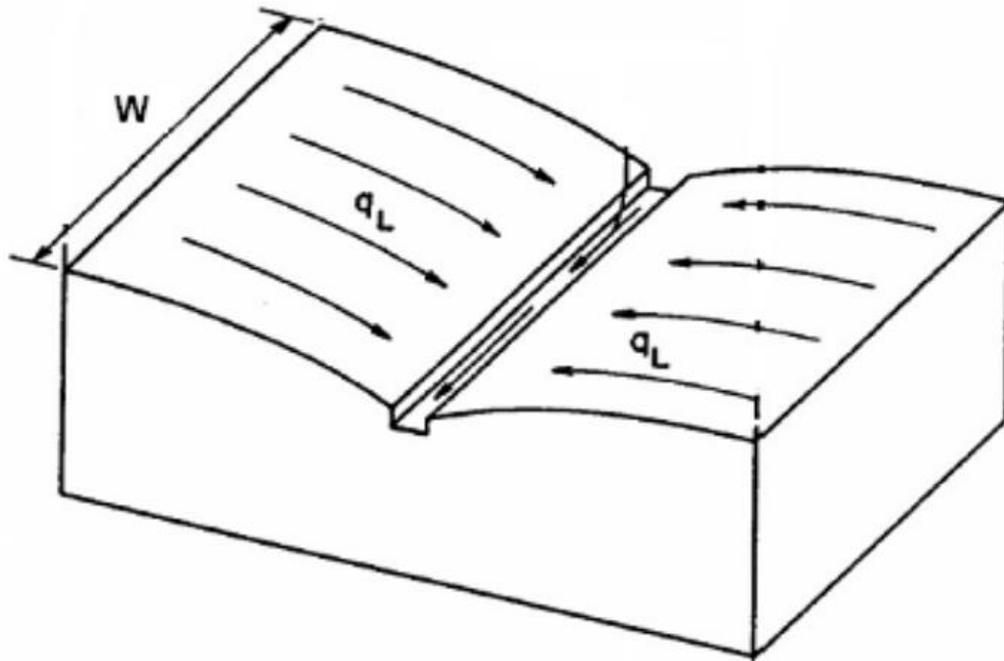


Figura 54 - Representação de Modelagem de Superfície de Subbacia (Fonte: User's Guide to SWMM 5)

O escoamento superficial é calculado considerando as sub-bacias como reservatórios não lineares, onde influem 3 diferentes efeitos: a precipitação, a evaporação e a infiltração. A Figura 55 a seguir ilustra esse modelo.

A evaporação e a percolação, por simplificação, foram consideradas nulas na modelagem. A evaporação tem sua importância reduzida em simulação de eventos curtos, sendo relevante ao simular-se eventos contínuos. Já a percolação foi adotada como nula pois, dada que Bacia do Pirajuçara é muito urbanizada, este fenômeno é desprezível.

Por conservação de massa, a variação da altura d'água dentro do reservatório linear que representa a sub-bacia será o fluxo entrante menos o fluxo que extravasa. A equação 4 representa o fenômeno:

$$d = i - e - f - q \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

d: altura da água no reservatório (m)

i: vazão de precipitação (m/s)

e: vazão de evaporação (m/s)

f: vazão de infiltração (m/s)

q: vazão de escoamento (m/s)

Notar que estas vazões estão expressas por unidade de área (m³/s/m²)

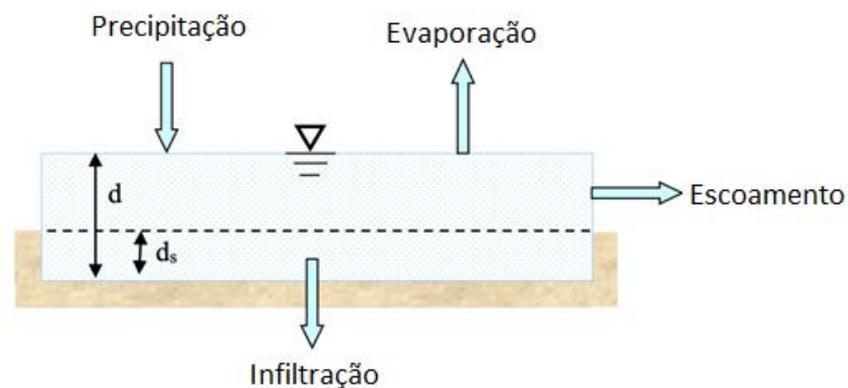


Figura 55 - Representação da metodologia para determinação do volume de escoamento superficial (Fonte: PCSWMM Support)

Assume-se que o escoamento ocorre em um canal de largura W , altura $(d - d_s)$ e inclinação S . Para este canal, aplica-se a equação de Manning adaptada para este problema (Equação 5).

$$q = WS^{1/2} A n (d - d_s)^{5/3} \quad \text{Equação 5}$$

4.3.2.3.2 Infiltração

O modelo de infiltração que será aplicado nas simulações será o Método do SCS.

Este método consiste na determinação da capacidade de infiltração do solo a partir da formulação desenvolvida pelo National Resources Conservation Center (NRCC), que leva em conta o tipo de solo, a sua condição de uso, e o evento de precipitação. O principal resultado a qual chega a formulação é o valor do total precipitado cujo solo não teve

capacidade de infiltrar (Q), durante um evento de precipitação. A formulação é apresentada nas Equações 6 e 7 a seguir:

$$Q = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0,8S} \quad \text{Equação 6}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Equação 7}$$

Com:

Q = Escoamento [mm]

S = Parâmetro de Armazenamento

CN = número CN, obtido a partir de valores tabelados

O valor de CN pode ser obtido a partir das Tabelas 7 e 8, uma vez conhecidos o tipo de solo e o uso da terra.

Tabela 7 - Classificação de Tipos de Solo (Fonte: <http://www.uc.pt/fluc/cegot/VISLAGF/actas/tema4/ailton>)

GHS	Características	Capacidade de
A	Solos arenosos e argilosos, profundos e bem drenados.	> 3,4 mm h-1
B	Solos arenosos, com pouca argila e orgânico.	2,5 e 3,4 mm h-1
C	Solos mais argilosos que o GHS B, com baixa permeabilidade	1,4 e 2,5 mm h-1
D	Solos com pouca argila, rasos, pouco desenvolvidos e muito impermeáveis.	< 1,4 mm h-1

Tabela 8 - Valor de CN para diferentes usos da terra (Fonte: <http://www.uc.pt/fluc/cegot/VISLAGF/actas/tema4/ailton>)

Uso da terra	Superfície	Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceamento em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	99
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densos, de alta transpiração	25	55	70	77
Florestas	Muito esparsas, de baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, de alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

5 Modelagem da Bacia

5.1 Morfologia

5.1.1 Relevo

O relevo da bacia hidrográfica é um dos aspectos mais importantes para a análise hidrológica, uma vez que é determinante para definir qual será a carga hidrológica recebida pelos canais, uma vez descontadas a parcela referente ao fenômeno de infiltração.

A principal ferramenta para a análise do terreno é o Modelo Digital do Terreno (MDT). Este foi desenvolvido tendo como insumos as curvas de nível da região (Figura 56), fornecidas pelo FCTH, através de um software de manipulação de arquivos GIS.

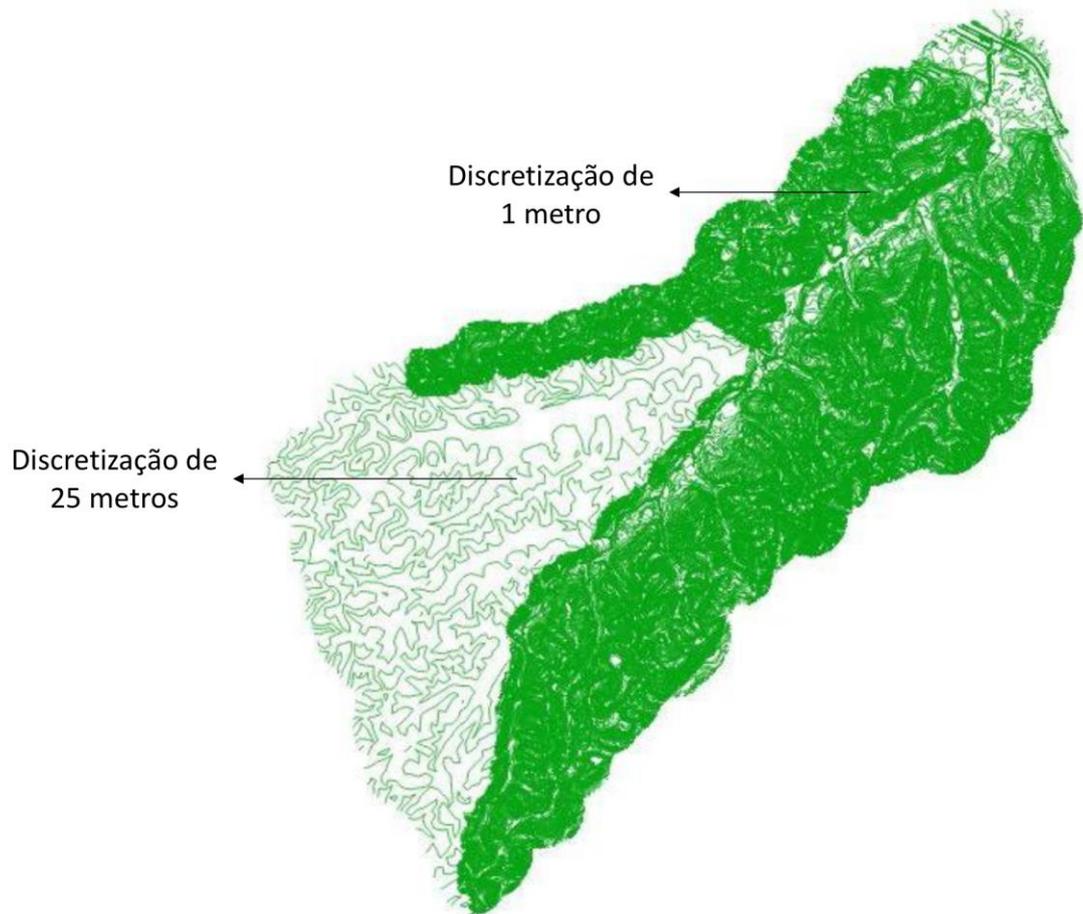


Figura 56- Curvas de Nível da Bacia do Pirajussara (Fonte: FCTH)

A transformação das curvas de nível em MDT tem como base a simplificação de que, entre duas curvas de nível consecutivas, a declividade é constante.

Desta forma, a cada duas curvas de nível, o nível entre elas é interpolado, resultando em uma superfície contínua a partir de linhas discretas.

As curvas de nível utilizadas para o desenvolvimento do MDT têm discretizações de 1 e 25 metros, em áreas aproximadamente iguais da bacia, e seu nível mais baixo é o de 716 m, enquanto o mais alto é de 865 m.

Destes dados, concluímos que o desnível máximo da bacia, no modelo desenvolvido é de 149 metros.

Analisando o MDT, vê-se claramente que os níveis mais baixos, aonde irá se localizar o curso do rio principal, se encontram ao centro da bacia, e são decrescentes na direção de montante a jusante, ou seja da parte mais à esquerda do mapa (Figura 57) para direita.

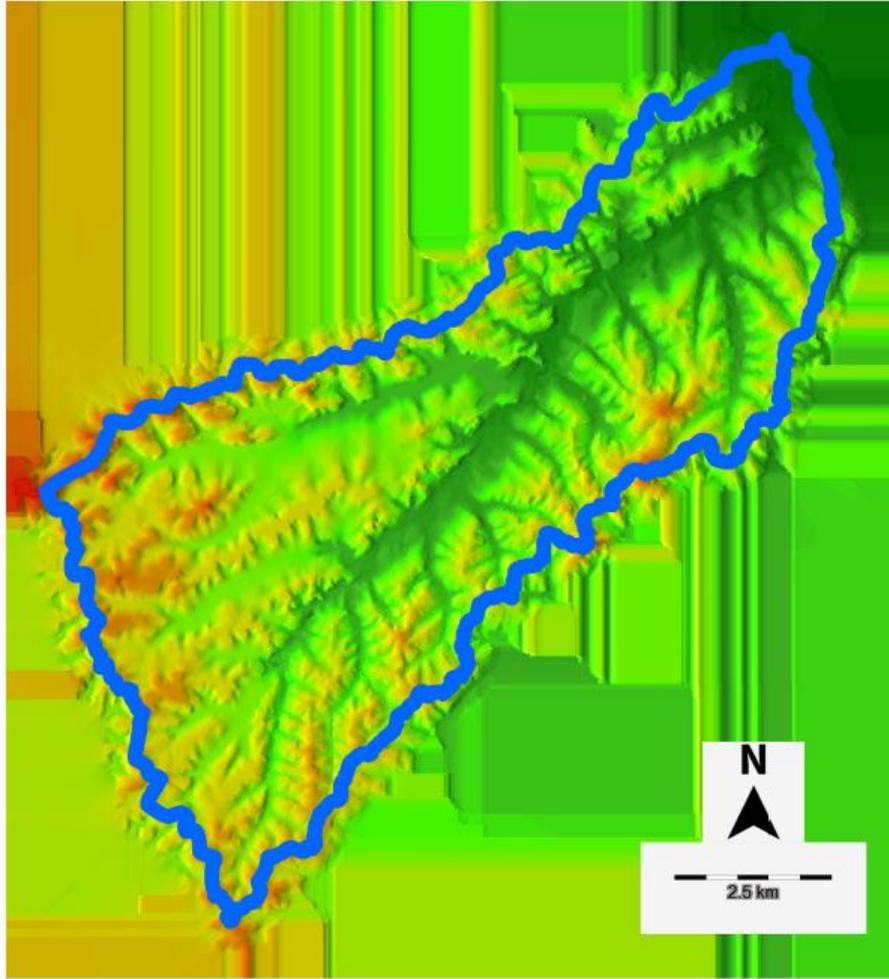


Figura 57- Modelo Digital do Terreno da Bacia do Pirajuçara (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

5.1.2 Subbacias

A partir do MDT, que foi gerado usando-se as curvas de nível, foi possível elaborar uma divisão da bacia hidrográfica em 48 sub-bacias, que podem ser visualizadas na Figura 58.

A separação entre as sub-bacias é feita interligando-se os pontos mais altos em determinada região, de maneira que toda a precipitação que ocorra dentro da área da sub-bacia seja escoada para os corpos d'água nela presentes, que irão ter um exutório único, comum a todos.

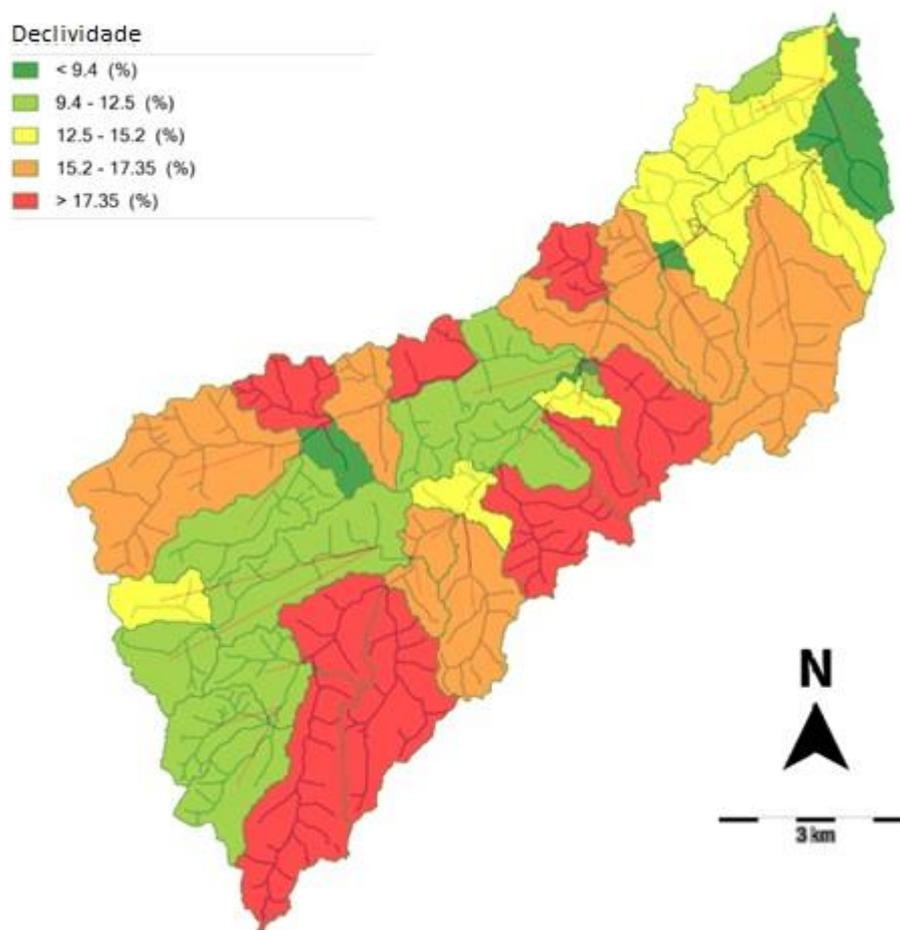


Figura 58 – Sub-bacias da Bacia do Pirajuçara, Classificadas Conforme Nível de Declividade (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

Desta forma, é possível analisar a macrodrenagem do rio principal de forma mais precisa, tendo-se o ponto exato em que ocorre cada descarga proveniente das bacias. Também por esse motivo, quanto maior o número de sub-bacias, maior a discretização dos pontos de entrada no sistema de macrodrenagem, e, conseqüentemente, mais realística a modelagem.

5.1.3 Seções Naturais

Algumas seções que compõe o sistema de macrodrenagem da Bacia Hidrográfica do Pirajuçara são naturais, ou seja, não foram canalizadas.

Essas seções se caracterizam por terem uma profundidade pequena, compensada por uma grande largura. Apesar de terem uma capacidade de transporte baixa, esses trechos não são responsáveis por aportar grandes volumes de água.

A modelagem destes trechos também se fez a partir do MDT, o qual provê a cota de cada ponto ao longo da seção do rio, formando seu leito.

As figuras a seguir (59, 60 e 61) são exemplos de 3 dos 5 trechos naturais que compõe o sistema de macrodrenagem.

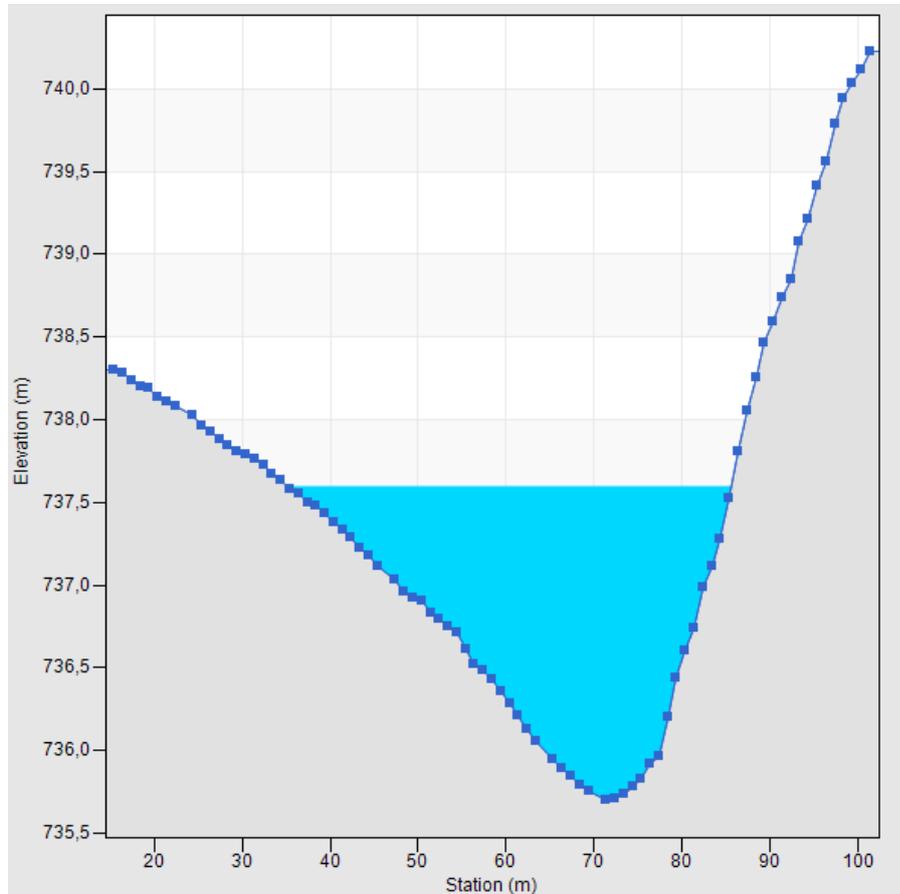


Figura 59 – Exemplo 1 de Seção Natural (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

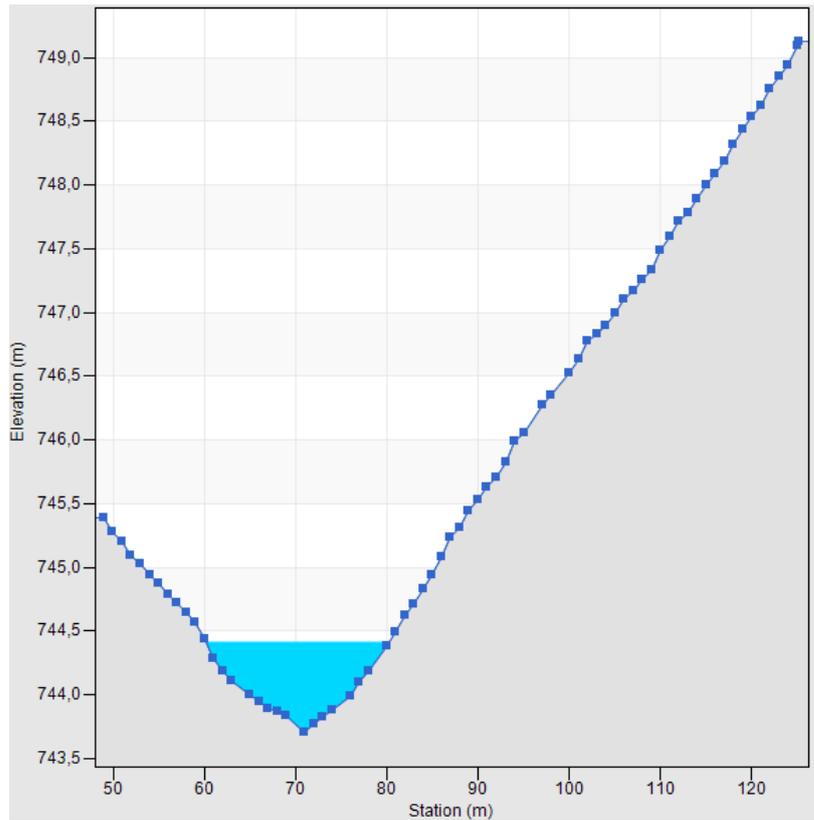


Figura 60 – Exemplo 2 de Seção Natural (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

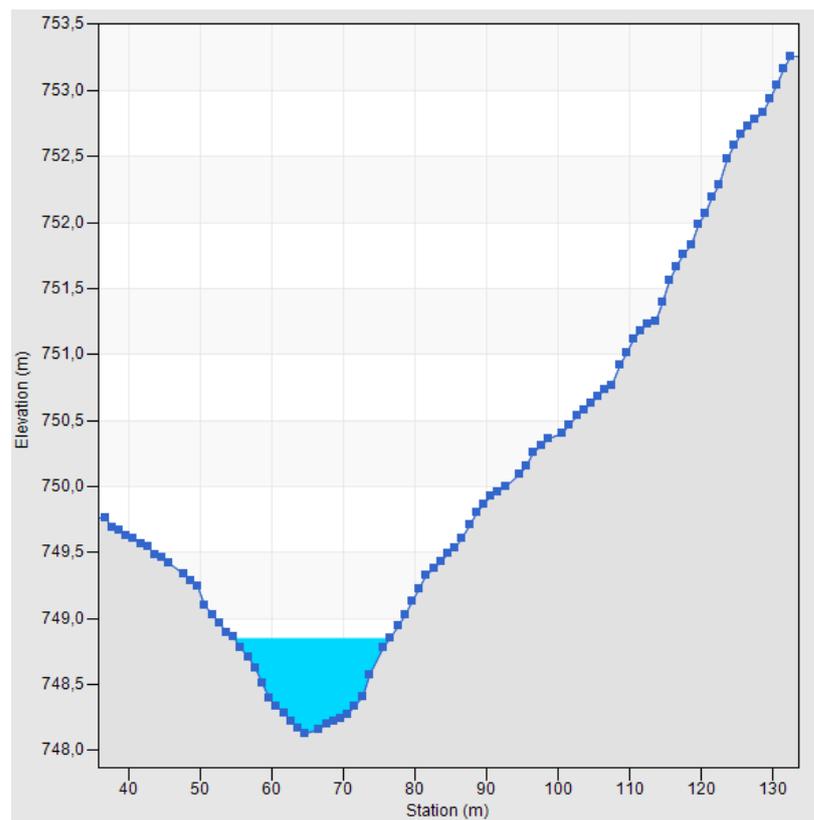


Figura 61 – Exemplo 3 de Seção Natural (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

5.1.4 Escoamento Superficial

Para o modelo deste projeto, a largura de cada sub-bacia foi estimada a partir do comprimento do fluxo. Calculou-se o comprimento máximo do fluxo para cada sub-bacia, e então dividiu-se a área da sub-bacia por esses valores.

Já a declividade da bacia foi estimada usando uma ferramenta do PCSWMM chamada "Set DEM Slope". Esta ferramenta utiliza o modelo digital do terreno, dividindo-o em células e calculando, para cada uma delas, uma declividade que considera as elevações também nas oito células adjacentes. A média das declividades destas células é atribuída à sub-bacia.

O coeficiente de rugosidade de Manning para a superfície do terreno não é tão bem determinado como para canais, devido à variabilidade da superfície, às transições de regime de escoamento e outros fatores. Dessa forma, costuma-se utilizar valores de estudos como referência e, no caso deste projeto, o Stanford Watershed Model (Crawford e Linsley, 1966) foi tomado como exemplo. A tabela a seguir demonstra os valores do coeficiente de Manning segundo o tipo de cobertura do solo.

Tabela 9 – Valores do Coeficiente de Manning para Diferentes Tipos de Superfície (Fonte: Crawford e Linsley, 1966)

Cobertura da Superfície	n
Pavimento asfáltico ou de concreto	0,014
Argiloso	0,03
Gramíneas esparsas	0,2
Gramíneas densas	0,35
Arbustos densos	0,4

Para as áreas impermeáveis da bacia do Pirajuçara, foi atribuído o valor de 0.014. Para as zonas permeáveis, utilizou o valor de 0.35 pelo fato dessas áreas serem compostas, na maior parte das vezes, de um misto entre árvores e gramados abertos.

O último parâmetro ainda não determinado para que seja possível a resolução da equação de Manning é a chamada depression storage. Ela representa a água que fica retida na bacia e

não chega até os sistemas de drenagem. É importante ressaltar que ela é um volume de água retido além da infiltração e da evaporação.

O Denver Urban Drainage and Flood Control District recomenda a adoção de um valor de 2.54 mm para áreas pavimentadas e com telhados retos, 1.27 mm para áreas com telhados com declividade, 8.89 mm para gramados e 10.16 mm para campos abertos. Por representarem melhor as condições da Bacia do Pirajuçara, foram atribuídos os valores de 2.54 mm para áreas impermeáveis e 8.89 mm para áreas permeáveis.

Há, ainda, um parâmetro conhecido como "Zero Imperviousness (%)", que diz respeito à porcentagem da área impermeável que não retém nenhum volume de água. Todo volume precipitado nessas áreas e não perdido por evaporação chega ao sistema de drenagem. Por falta de dados, adotou-se para este parâmetro o valor de 25%, padrão do PCSWMM.

5.1.5 Infiltração

Como já abordado na seção 4.3.2.3.2, os valores de CN são tabelados conforme tipo de superfície e uso do solo. Valor este que é utilizado em equações empíricas para calcular o volume de água irá ser escoado superficialmente e, conseqüentemente, qual será o volume infiltrado.

No caso deste projeto, os valores de CN para cada área de determinado uso e ocupação do solo foram obtidos de dados fornecidos pelo CTH. Estes valores foram, então, ponderados pela área para que se chegasse a um valor único por sub-bacia.

Outro parâmetro necessário para o cálculo da infiltração é o chamado Drying Time. Ele representa a velocidade com que o solo recupera a capacidade de armazenamento de água. Para este parâmetro, foi atribuído o padrão de 7 dias sugerido pelo PCSWMM.

5.2 Rede de Macrodrenagem

5.2.1 Cenários

Para fins de análise da eficiência dos reservatórios da rede na redução das inundações, foram elaborados dois cenários, o Cenário 1, que consiste em um cenário hipotético aonde todos os elementos da rede são modelados conforme a realidade, no entanto, não há a presença de reservatórios; e o Cenário 2, que é, basicamente, o Cenário 1 acrescido dos reservatórios existentes na bacia.

Sendo assim, o Cenário 1 é o cenário base para comparação, enquanto o Cenário 2 simula, da maneira mais realística possível, a situação atual da bacia.

Os cenários 1 e 2 podem ser vistos, respectivamente, nas Figuras 62 e 63.

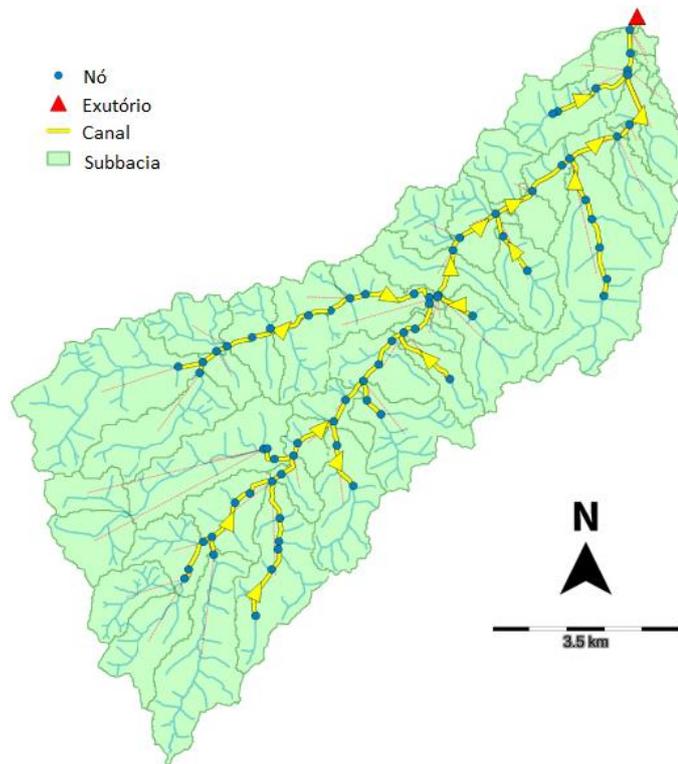


Figura 62 - Elementos da Rede – Cenário 1 (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

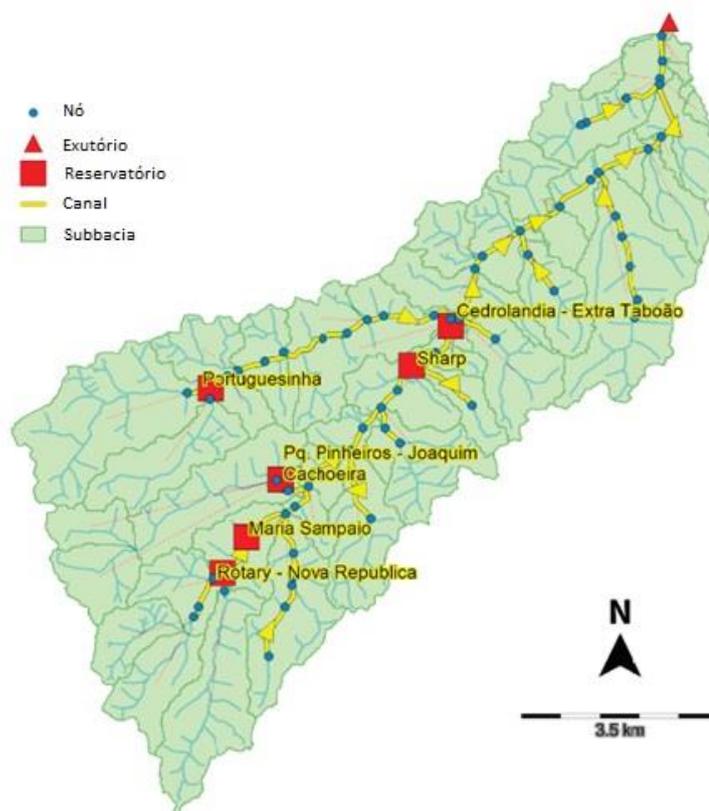


Figura 63 - Elementos da Rede – Cenário 2 (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

5.2.2 Nós e Exutório

Os nós são os elementos da rede responsáveis por serem os pontos de conexão de canais, e por receberem as cargas hidrológicas provenientes das chuvas incidentes sobre subbacias determinadas.

Para fins de modelagem, estes elementos foram modelados com profundidade nula. Ou seja, um fluxo maior do que o canal posterior ou anterior ao nó é capaz de suportar irá causar uma inundação no nó.

Ao todo, foram utilizados 84 nós para a modelagem da bacia.

O exutório é o elemento da modelagem responsável por ser a foz do rio principal. É um ponto único na rede, e atua da mesma maneira que um nó, com a diferença de que ao invés de ter uma entrada e uma saída, este tem apenas uma entrada.

A cota destes elementos no sistema foi determinada através de ferramenta do PCWMM que faz uso do MDT.

5.2.3 Canais

Os canais são os elementos da rede responsáveis por conectar 2 elementos pontuais, como nós, reservatórios e exutórios.

O levantamento dos dados reais das seções foi feito junto à Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, que levou ao mapa apresentado na Figura 64.

Com este, foi possível modelar todos os trechos que compõe o sistema de macrodrenagem. Assim como o número de nós, o número de canais utilizados para modelar a bacia foi 84.

Pontos importantes a serem ressaltados na modelagem dos canais são:

- Foi adotado para todos os canais um Coeficiente de Manning igual a 0.01, que corresponde à rugosidade de tubos de concreto jateado.
- Para fins de modelagem, foi adotado que todos os canais estejam com a geratriz inferior imediatamente acima da superfície do terreno. Isto se deu pois, por não haver informação sobre a profundidade de cada canal, foi considerada uma profundidade constante e nula. Além disso, a simplificação não impacta nos resultados da modelagem pois a inundação de um nó ocorre da mesma maneira, queira o canal abaixo do nível do terreno ou não.
- A declividade dos canais é determinada automaticamente através da cota dos elementos a montante e a jusante do canal.
- Devido ao fato de as cotas dos nós serem originadas do MDT, e a declividade dos canais serem derivadas da diferença de cotas de nós consecutivos, haviam alguns trechos da rede com declividades aparentemente equivocadas (nó de jusante mais alto do que de montante).

Acredita-se que a razão para tais erros é a incapacidade das curvas de nível de representarem desníveis no canal que sejam diferentes do desnível do terreno.

Por esse motivo, trechos que apresentaram declividades negativas utilizando-se os dados provenientes do MDT, tiveram seus nós ajustados de maneira que o nó a montante de um canal estivesse sempre a um nível acima ou igual ao nó de jusante. É importante ressaltar que estes trechos corresponderam a uma pequena minoria dentre todos os modelados.

A presença de tais erros podem apontar a um comprometimento da qualidade dos dados utilizados para a geração do MDT como um todo.

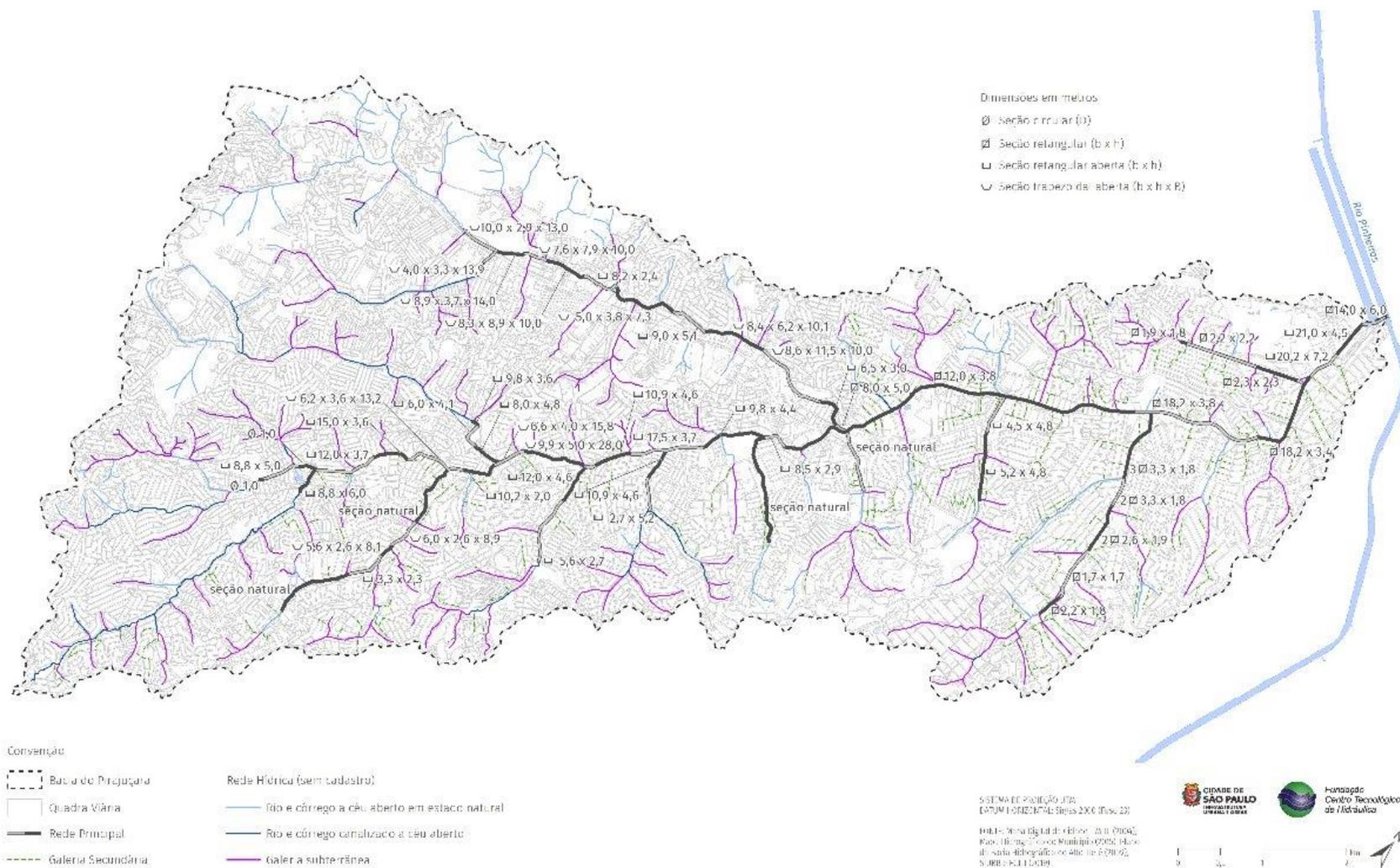


Figura 64 - Detalhamento das Sessões dos Canais (Fonte: FCTH)

5.3 Reservatórios e Vertedouros

Os reservatórios são as estruturas responsáveis por armazenar água, amortecendo os hidrogramas de nós a jusante, e são as estruturas que representam as soluções estruturais convencionais estudadas na presente análise.

Para sua modelagem, os fatores mais relevantes são:

- Capacidade
- Cota de fundo
- Cota da soleira de entrada
- Curva cota x área
- Localização
- Tipo do piscinão (Online x Offline)

A maior parte destes dados puderam ser obtidos de dados fornecidos pelo PDMAT 3, que constam na Tabela 2, rerepresentada a seguir:

Tabela 10 - Tabela 2 rerepresentada - Características dos principais piscinões da Bacia do Pirajuçara

(Fonte: PDMAT 3, Relatório 4, vol. 2, 2013)

BACIA DO RIO PIRAJUÇARA										
CÓDIGO	NOME	COORDENADAS		MUNICÍPIO	TIPO	VOLUME (m³)	COTA DE FUNDO (m)	ESVAZIAMENTO BOMBA (B) GRAVIDADE (G)	SOLEIRA ESTRUT. DE ENTRADA COTA (m)	CURSO D'ÁGUA
		N	E							
RPO-2	PORTUGUESINHA	7.387.094.000	317.090.000	TABOÃO DA SERRA	Off line	120.000	744,00	3 B de 330 l/s cada	754,50	CÓR. POÁ
RPI-2	NOVA REPÚBLICA	7.383.472.000	317.104.000	EMBÚ	Off line	110.000	743,50	4 B de 350 l/s cada	750,50	CÓR. PIRAJUÇARA
RPI-2a	JD. MARIA SAMPAIO (CPTM)	7.384.282.000	317.615.000	SÃO PAULO	Off line	120.000	735,81	3 B de 330 l/s cada (6 B ?)	745,81	CÓR. PIRAJUÇARA
RPI-4	PARQUE DOS PINHEIROS	7.385.259.000	318.244.000	TABOÃO DA SERRA	Off line	117.000	744,00	3 B de 350 l/s cada	747,00	CÓR. JOAQUIM CACHOEIRA
RPI-6	SHARP	7.387.373.000	320.674.000	SÃO PAULO	Off line	500.000	724,00	4 B (capacidade?)	736,00	CÓR. PIRAJUÇARA
RPI-7	CEDROLÂNDIA (ELISEU DE ALMEIDA)	7.388.240.000	321.401.000	SÃO PAULO	Off line	113.000	726,00	Grav.: 2 comportas 1,5mx1,5m 2 B de 370 l/s cada ou 3 B de 350 l/s cada (1 res.) 13,5 horas	730,25	CÓR. PIRAJUÇARA

As curvas cota x área de cada piscinão, no entanto, não são disponibilizadas em relatórios públicos. Para obter estes dados, recorreu-se ao CTH, que disponibilizou as curvas elaboradas pelo laboratório em levantamento de campo.

Na modelagem destas estruturas, são entradas de dados no PCSWMM a localização, cotas de fundo e da soleira de entrada, e a curva cota x área, sendo a capacidade calculada automaticamente.

No entanto, na maioria dos casos, a capacidade resultante dos dados de entrada não correspondeu à capacidade real do reservatório. Desta maneira, fez-se necessária uma calibragem dos dados de entrada dos reservatórios, tendo como principal parâmetro de ajuste a profundidade destes.

A capacidade final modelada aproximou-se bastante da capacidade real dos reservatórios, sendo o maior erro igual a 4,63%, no reservatório Nova República. Considerou-se, para fins de calibragem, que o maior erro tolerável seria 5%.

Os valores das capacidades modeladas e seus respectivos erros podem ser visualizados na Tabela 11.

Tabela 11 - Capacidades dos Reservatórios e Erros de Modelagem (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

	NOME DO RESERVATÓRIO	CAPACIDADE MODELADA (m ³)	CAPACIDADE REAL (m ³)	ERRO
SU1	Portuguesinha	116,31	120	-3,07%
SU2	Sharp	499,05	500	-0,19%
SU3	Cedrolândia	110,99	113	-1,78%
SU4	Pq. Pinheiros	117,91	117	0,78%
SU5	Maria Sampaio	121,26	120	1,05%
SU6	Nova República	104,91	110	-4,63%

Quanto à disposição física dos elementos dos reservatórios, a abordagem tomada foi escolhida para que fosse possível simplificar sua modelagem, mantendo um nível de fidelidade adequado. Como todos os reservatórios modelados são off-line, a abordagem consistiu em dividir o canal ou os canais a montante dos piscinões em dois trechos, um trecho em que o canal continua com a mesma seção transversal, passando ao lado dos reservatórios, e um trecho que consiste em um vertedor, elemento que permite que o fluxo d'água seja despejado na parte superior dos reservatórios uma vez que a água atinge determinado nível no canal de montante.

Para fins de simplificação, admitiu-se que o a cota da soleira de entrada é correspondente à metade da altura do canal de montante. Ou seja, a água inicia a verter no momento em que o nível da água no canal de montante atinge a metade deste.

A jusante dos reservatórios, foram colocados também vertedouros, com a mesma seção transversal do canal de jusante, de tal forma que a água do piscinão inicia a verter uma vez

que o nível da água neste atinge a cota da superfície da estrutura diminuída da altura do canal de justante.

A disposição dos elementos que compõem a modelagem dos reservatórios estão demonstradas nas Figuras 65 e 66, que correspondem ao reservatório Sharp, representativo da abordagem adotada.

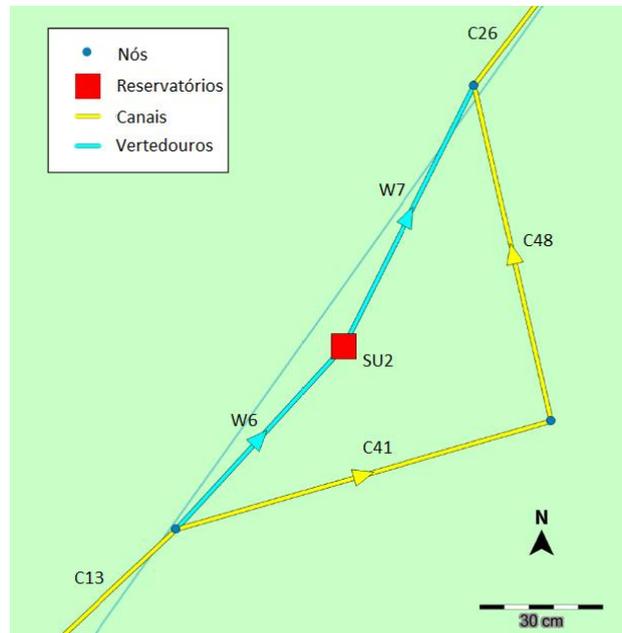


Figura 65 - Visão superior da modelagem do reservatório Sharp (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

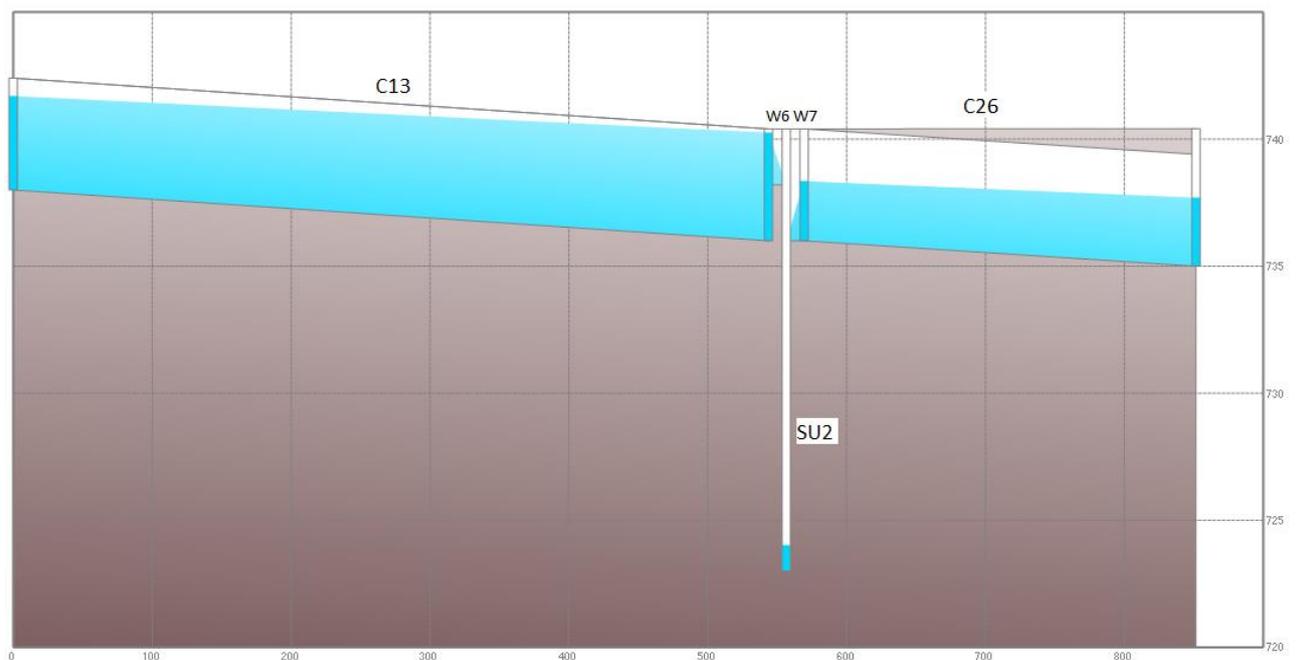


Figura 66- Visão lateral da modelagem do reservatório Sharp (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

5.4 Chuvas

5.4.1 Tempo de Concentração

O tempo de concentração é o tempo necessário para que a chuva precipitada no local mais distante do exutório atinja este. É o valor adotado como duração da tormenta, para que a precipitação ocorrida em toda a bacia colabore para o escoamento no canal principal.

Conforme calculado na seção 4.2.1.3, o tempo de concentração aproximado para a Bacia do Pirajuçara é de 5 horas, que será duração adotada para os eventos hidrológicos simulados.

5.4.2 Hietogramas das Chuvas de Projeto

Utilizando as curvas IDF explicitadas nas Figuras 49 e 50 são elaborados pelo PCSWMM os hietogramas das chuvas de projeto para os tempos de retorno que serão simulados, gerados a partir da desagregação das curvas com uma discretização de 5 minutos. No caso deste projeto, serão simulados os tempos equivalentes a 2, 5, 10 e 25 anos. Das Figuras 67 a 70, são apresentados os hietogramas das chuvas de projeto.

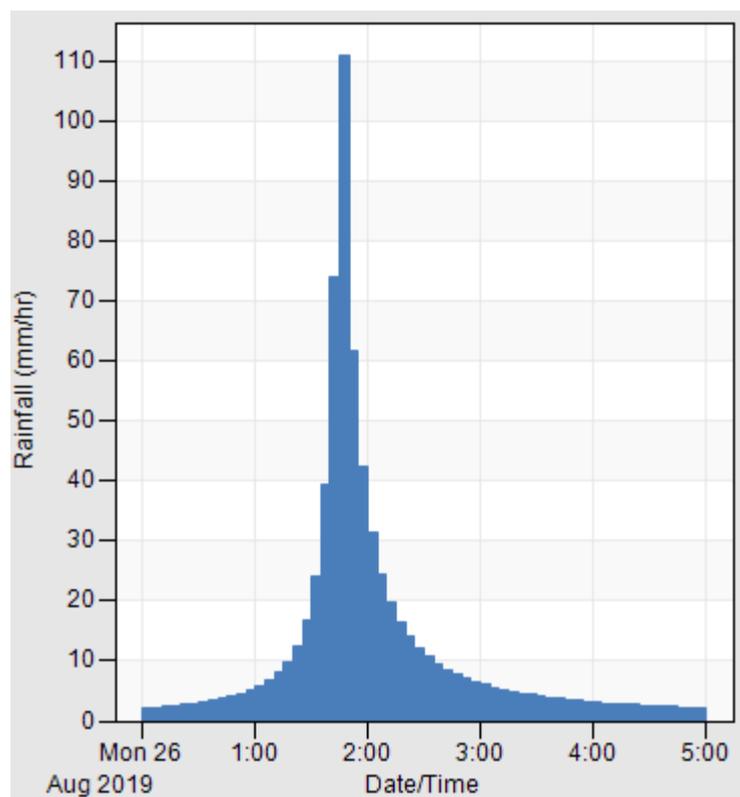


Figura 67 - Hietograma de Tempo de Retorno de 2 Anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

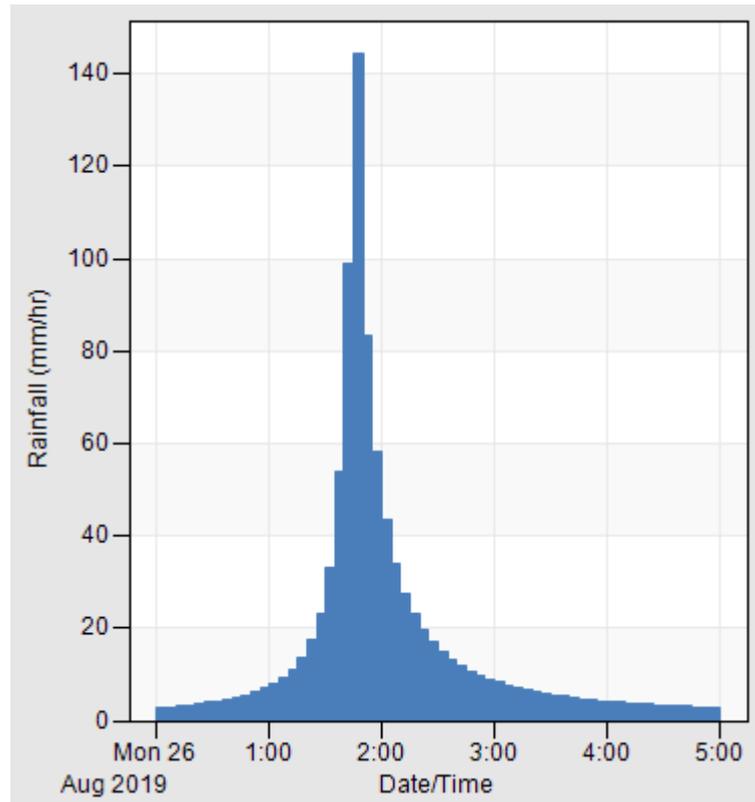


Figura 68 - Hietograma de Tempo de Retorno de 5 Anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

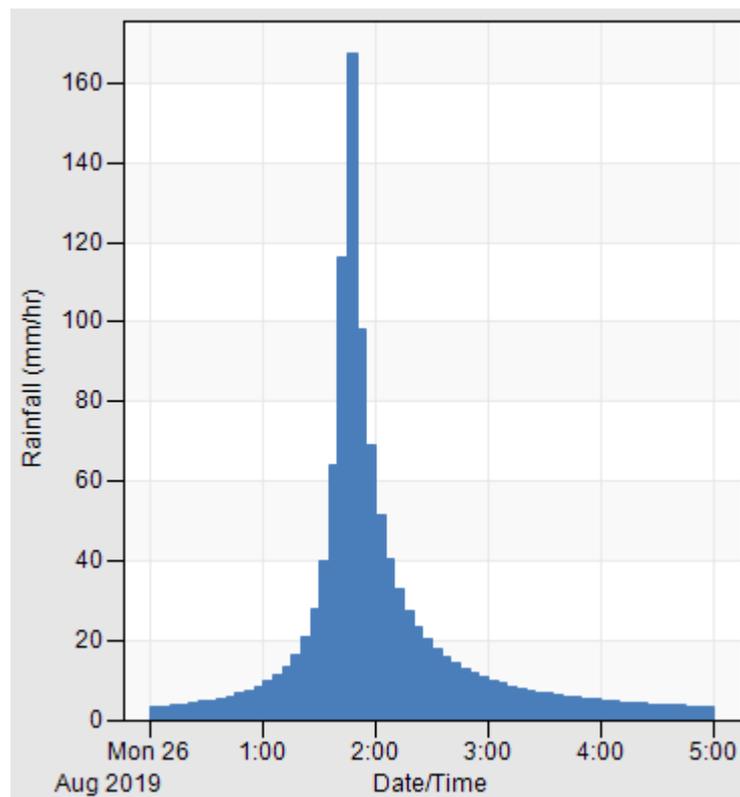


Figura 69 - Hietograma de Tempo de Retorno de 10 Anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

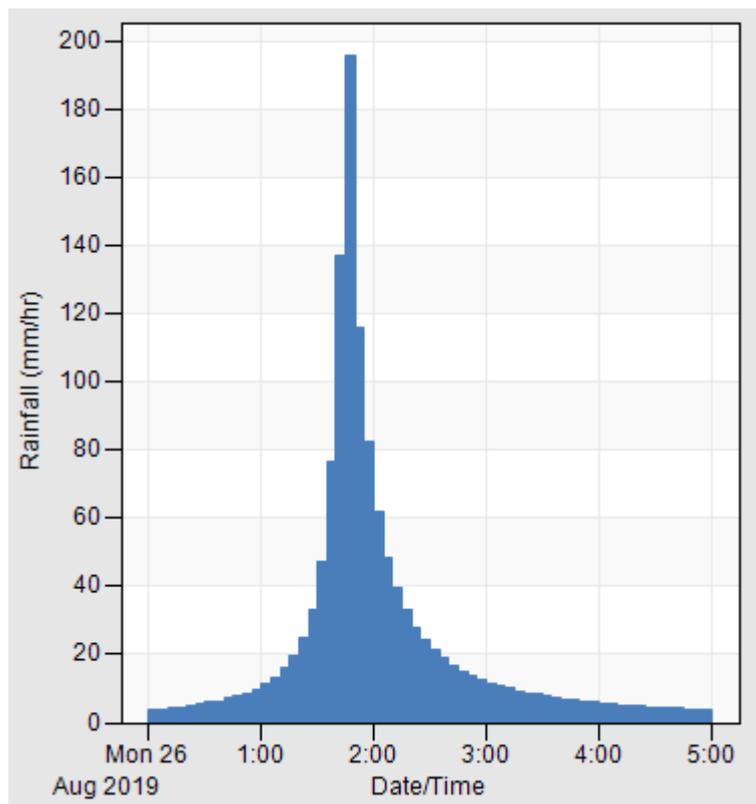


Figura 70 - Hietograma de Tempo de Retorno de 25 Anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

6 Implantação de LIDs (Low Impact Developments)

A lógica da implantação de LIDs no modelo se deu com o objetivo de tentar ao menos reduzir as inundações que ocorrem no cenário com piscinões, para todos tempos de retorno.

Primeiramente, analisou-se o cenário de TR igual a 2 anos. A Figura 71 a seguir, retirada do *SWMM*, mostra quais nós já apresentavam inundações e qual o volume extravasado.

Node	Hours Flooded	Maximum Rate CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Total Flood Volume 10 ⁶ ltr
J31	0.37	47.770	0 02:00	29.706
J4	1.69	18.963	0 01:51	29.957
J52	0.31	24.005	0 02:10	16.856
J7	4.12	44.411	0 01:50	123.696

Figura 71 - Resultados da simulação com piscinões e sem LIDs (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

É possível visualizar, pela última coluna da tabela na Figura 71, que o J7 é o nó mais crítico da rede, e onde ocorre o extravasamento de aproximadamente 123.000 m³ e, por isso, as LIDs serão primeiramente dedicadas a reduzir a inundação neste nó.

O nó J7 é alimentado diretamente por duas sub-bacias, a S68 e a S73, como mostra a Figura 72 e a Figura 73 a seguir.

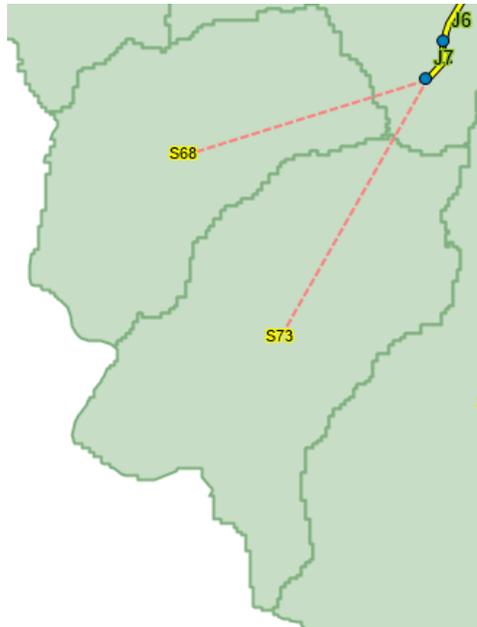


Figura 72 - Nó J7 e sub-bacias S68 e S73 (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

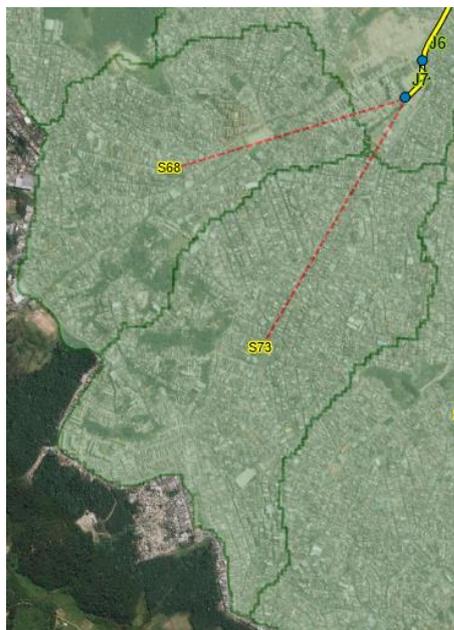


Figura 73 - Ocupação das sub-bacias S68 e S73 (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

Como essas sub-bacias que carregam o J7 estão muito a montante, as declividades tendem a ser acentuadas. Muitas das vias localizadas ali ultrapassam o limite recomendado de 5% de declividade (Jato-Espino *et al.*, 2016). Dessa forma, optou-se pela utilização de telhados verdes, que são estruturas e contenção no lote e não sofrem influência da declividade local. O SWMM modela o telhado verde como na Figura 74.

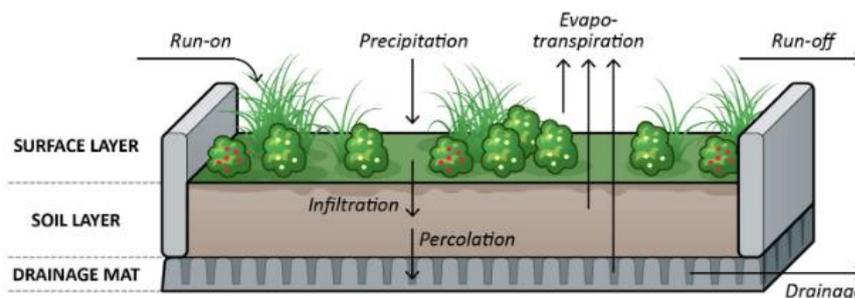


Figura 74 - Modelo de estrutura de telhado verde (Fonte: PCSWMM Support)

A cada camada dessa estrutura, diversos parâmetros devem ser atribuídos. Os parâmetros utilizados para esse estudo de caso foram retirados de um experimento realizado por professores da Aalto University e da University of Helsinki em 2015 e estão explicitados na Tabela 12. Este experimento elaborou testes com diversos parâmetros diferentes, e o modelo escolhido para este trabalho foi o menos eficiente na detenção de água. Dessa forma, qualquer estimativa de impacto das LIDs tende a ser subestimado.

Tabela 12 - Parâmetros do telhado verde

Surface	Berm height (mm)	30
	Surface roughness	0,01
	Surface slope (%)	8
	Vegetation volume (%)	0
Soil	Thickness (mm)	100
	Porosity	0,35
	Field capacity	0,11
	Wilting point	0
	Conductivity (mm/h)	0,25
	Conductivity slope	0,1
Drainage mat	Suction head (mm)	49
	Thickness (mm)	1
	Void fraction	0,01
	Roughness	0,01

Como se pode ver na Tabela 12, a superfície do telhado verde modelado possui 30 mm de *berm height*, que é o equivalente a *depression storage* para sub-bacias. É a altura até a qual a água pode acumular sem gerar escoamento superficial para a sub-bacia. A camada intermediária de solo possui 100 mm de espessura e a camada inferior, responsável pela drenagem a água para fora da estrutura possui apenas 1 mm.

Foi assumido que 1% da área destas sub-bacias seriam ocupadas por telhados verdes. Considerando que elas são quase que inteiramente ocupada por casas e ruas, como se pode ver na Figura 73, 1% ainda é um valor pequeno perto do potencial de implementação desta solução.

Para corrigir o problema da inundação no nó J4, pouco mais a jusante do J7, implantou-se a mesma solução para a sub-bacia S66, cujo escoamento superficial carrega o nó em questão. A Figura 75 e a Figura 76 mostram a sub-bacia e seu tipo de ocupação.

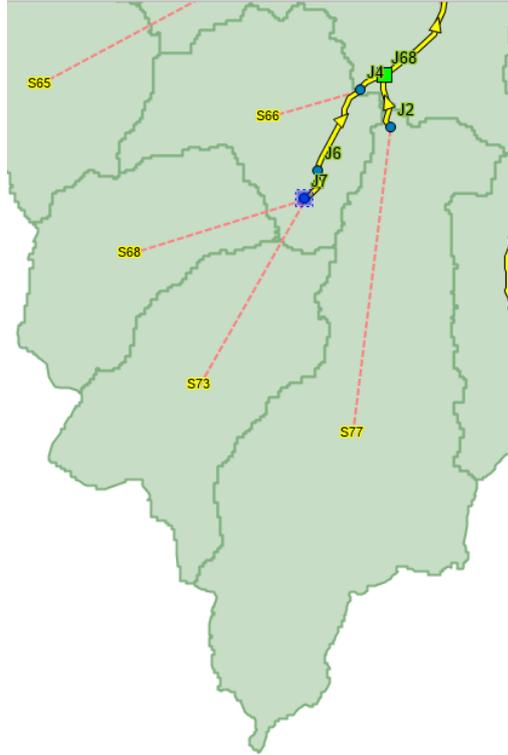


Figura 75 - Nó J4 e as sub-bacias S66, S68 e S73 (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

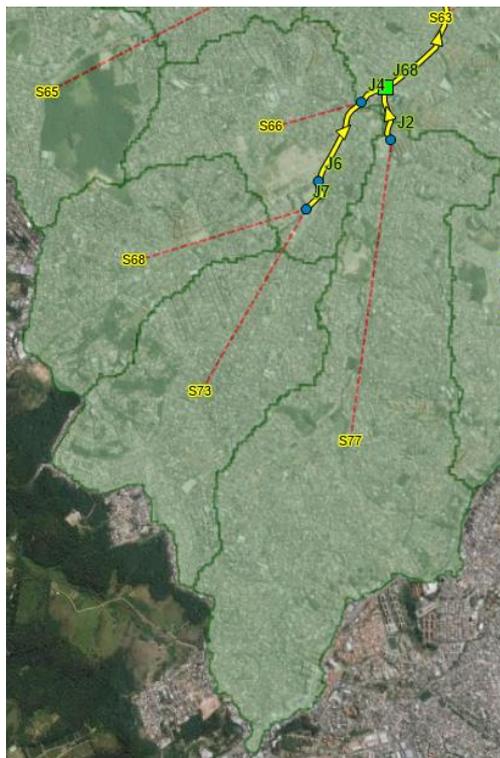


Figura 76 - Ocupação das sub-bacias S66, S68 e S73 (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

atribuídos a esta solução encontram-se na Tabela 13, e foram retirados de um experimento desenvolvido em conjunto pela Universidad de Cantabria, Aalto University, Coventry University e Universitat Politècnica de València.

No pavimento permeável que foi modelado, não foi considerada a presença de drenos. Outro ponto importante a se ressaltar é que o atributo *surface slope* não consta na Tabela 13 pois ele varia com a declividade do trecho em que vai ser implantado. Por fim, é importante salientar que não foi considerado entupimento dos poros em nenhuma das camadas da estrutura e nem regeneração por conta da simulação de um evento único, quando esses fatores não influenciam pelo curto período de tempo simulado.

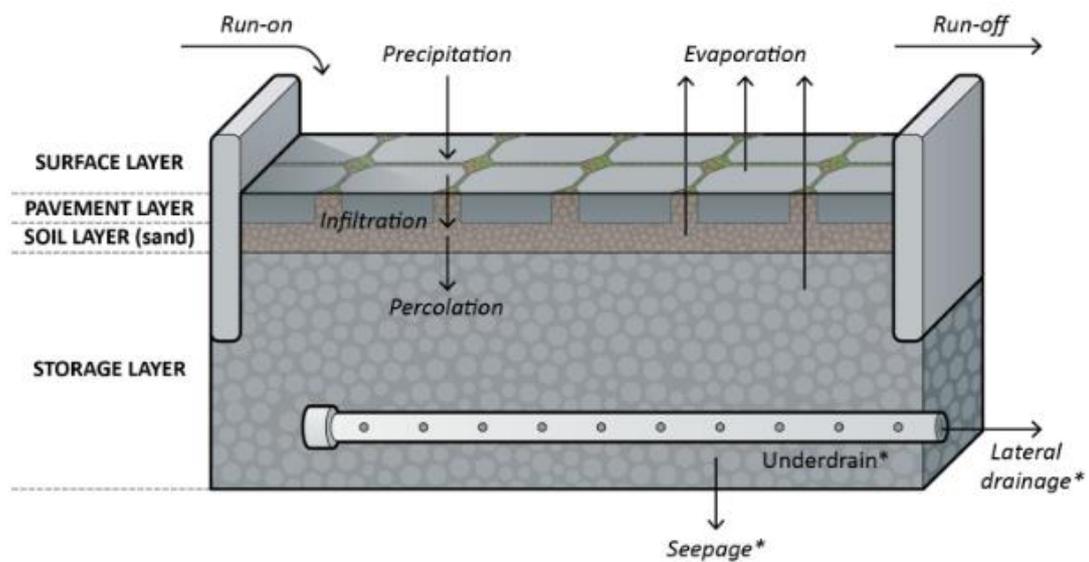


Figura 78 – Modelo de estrutura de pavimento permeável (Fonte: PCSWMM Support)

Tabela 13 - Parâmetros do asfalto permeável

Surface	Berm height (mm)	10
	Surface roughness	0,011
	Surface slope (%)	-
	Vegetation volume (%)	0
Pavement	Thickness (mm)	100
	Void ratio	0,2
	Impervious surface	0
	Permeability (mm/h)	620
	Clogging factor	0
	Regeneration interval (days)	0
	Regeneration fraction	0
Soil	Thickness (mm)	30
	Porosity	0,4
	Field capacity	0,2
	Wilting point	0,1
	Conductivity (mm/h)	2540
	Conductivity slope	10
	Suction head (mm)	3,5
Storage	Thickness (mm)	300
	Void ratio	0,4
	Seepage rate (mm/h)	3600
	Clogging factor	0

As valas de infiltração são modeladas no *SWMM* conforme Figura 79. Nota-se que, diferentemente das outras medidas, elas possuem apenas uma camada, que é a da superfície.

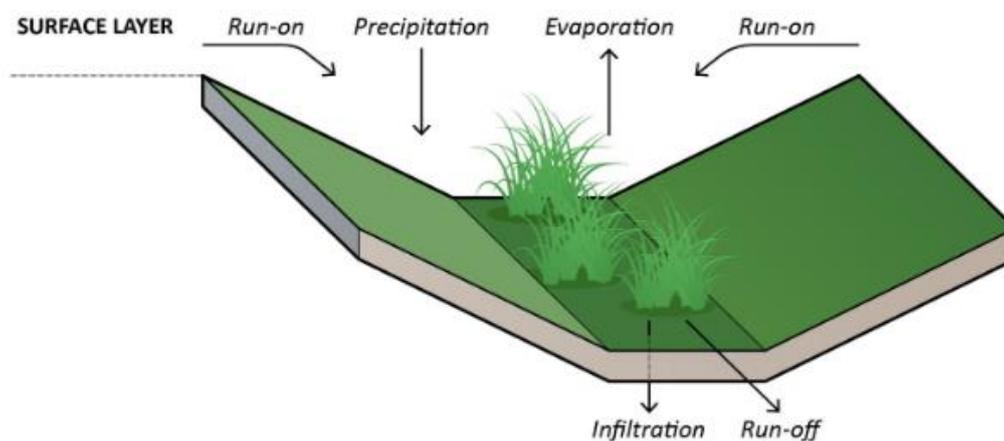


Figura 79 - Modelo de estrutura de vala de infiltração (Fonte: PCSWMM Support)

Os parâmetros atribuídos a esta LID foram retirados de um experimento feito na Nanjing University of Aeronautics and Astronautics e encontram-se na Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros de vala de infiltração

Surface	Berm height (mm)	200
	Surface roughness	0,3
	Surface slope (%)	0,5
	Vegetation volume (%)	20
	Swale side slope (run/rise)	4

É interessante notar como a altura da superfície é maior que nas outras soluções, pois esta estrutura não possui outras camadas para acelerar a infiltração de água no solo e, por isso, deve retê-la na superfície por mais tempo. Outro ponto interessante é o alto coeficiente de rugosidade de Manning de 0.3, contra cerca de 0.011 do pavimento permeável. Isso se dá pela existência de vegetação na superfície da vala de infiltração.

Por simplificação, foi assumida uma largura de 7 metros para cada pista de rolamento da rodovia, contendo um canteiro central com valas de infiltração de 6 metros de largura. Esses valores foram obtidos a partir de medições no próprio mapa.

A Tabela 15 abaixo mostra a representatividade da área ocupada pelas medidas de pavimento permeável e valas de infiltração em cada uma das sub-bacias.

Tabela 15 - Área ocupada pelas LIDs

Sub-bacia	Área (m ²)	Área ocupada (m ²)		% (LID)
		Asfalto permeável	Vala de infiltração	
S31	46985	2520	1080	7,66%
S34	45949	6580	2820	20,46%
S35	1940659	5950	2550	0,44%
S47	1574495	10780	4620	0,98%
S48	704752	9100	3900	1,84%
S49	3266105	38500	16500	1,68%
S51	2360285	7420	3180	0,45%
S55	5506742	56000	24000	1,45%

7 Resultados das Simulações

7.1 Pontos Críticos

Pontos críticos são os nós que foram considerados os mais sensíveis a eventos de chuva e, conseqüentemente, os que tem maior impacto na bacia, em termos de inundação.

Estes foram classificados como nós que, para um evento de chuva de tempo de retorno igual a 2 anos, incidente sobre a bacia modelada conforme o cenário 2 (com reservatórios), apresentam inundação. Os nós que foram enquadrados nesta classificação foram: J4, J7, J31 e J52.

A localização destes pontos na bacia pode ser vista na Figura 80.

A classificação foi feita tomando o cenário com os piscinões e TR de 2 anos pois este é o melhor cenário dentre os simulados, em termos de inundação, e pode ser usado como uma base para comparação do quanto a situação é piorada em cenários com eventos hidrológicos mais expressivos e/ou ausência de reservatórios na bacia.

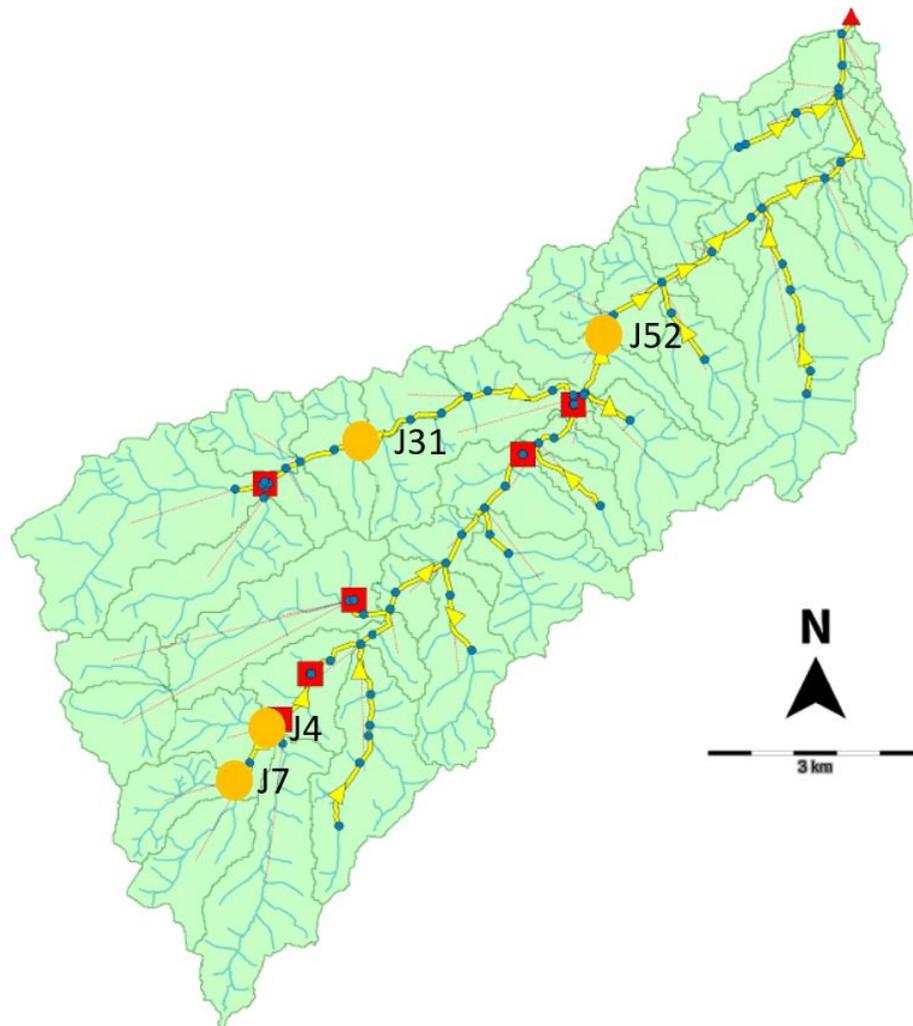


Figura 80 - Pontos críticos do sistema (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.2 Resultados – Pontos críticos

Serão apresentados a seguir os resultados da simulação para os nós classificados como pontos críticos. A apresentação dos resultados será feita, em cada caso, comparando os quatro eventos hidrológicos simulados em cada cenário (1 e 2) e, a seguir, para um evento hidrológico único comparando os seus resultados nos dois cenários.

Os nós J4 e J7 não terão seus gráficos apresentados pois, por estarem à montante dos reservatórios da bacia, não terão seu desempenho afetado pela sua presença.

Os valores apresentados nos gráficos representam a vazão de inundação, em m^3/s , no eixo y, pelo tempo decorrido de chuva (eixo x).

Serão apresentados dois gráficos por página, legendados letra correspondente.

7.2.1 J31

7.2.1.1 Cenários 1 e 2

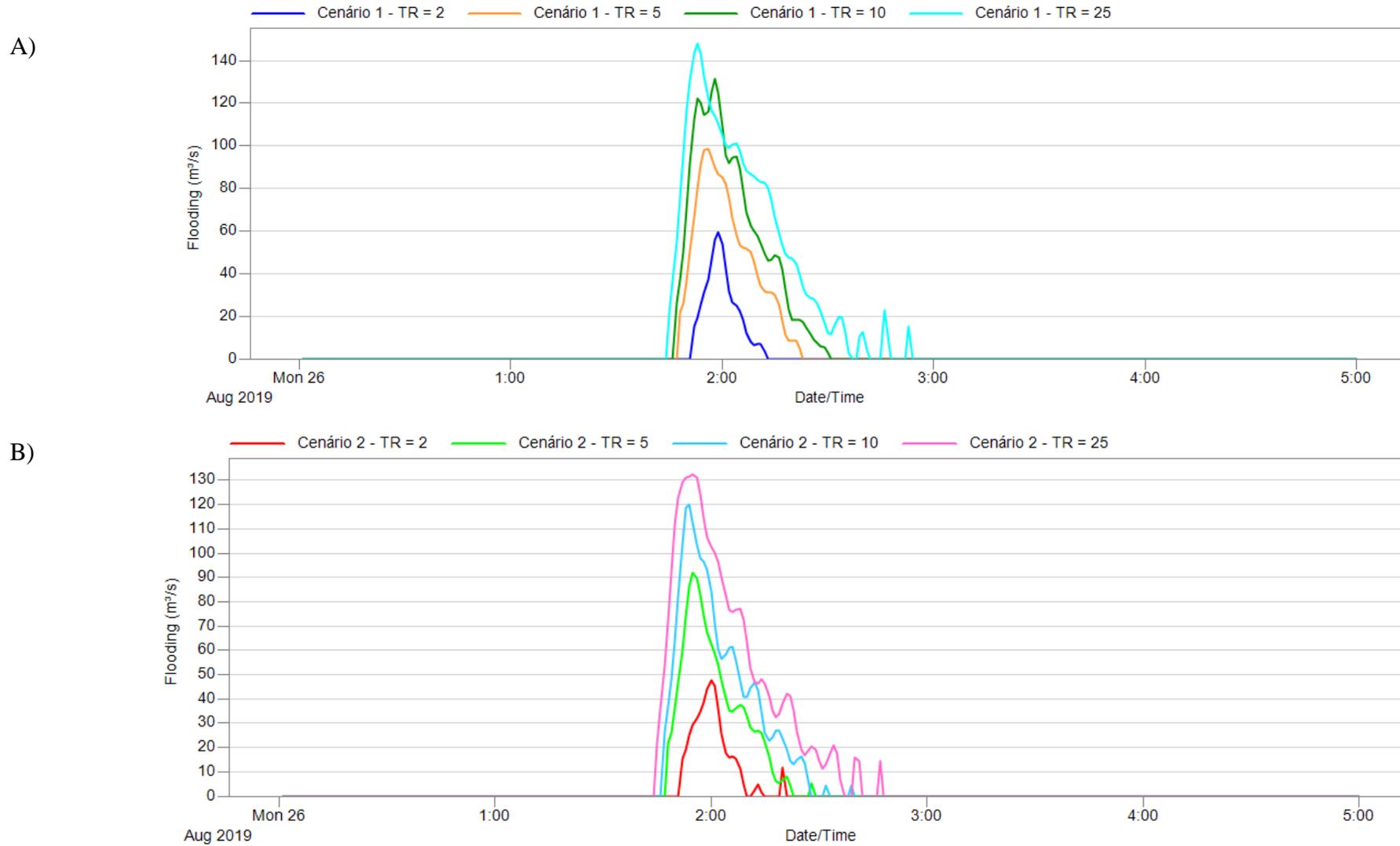
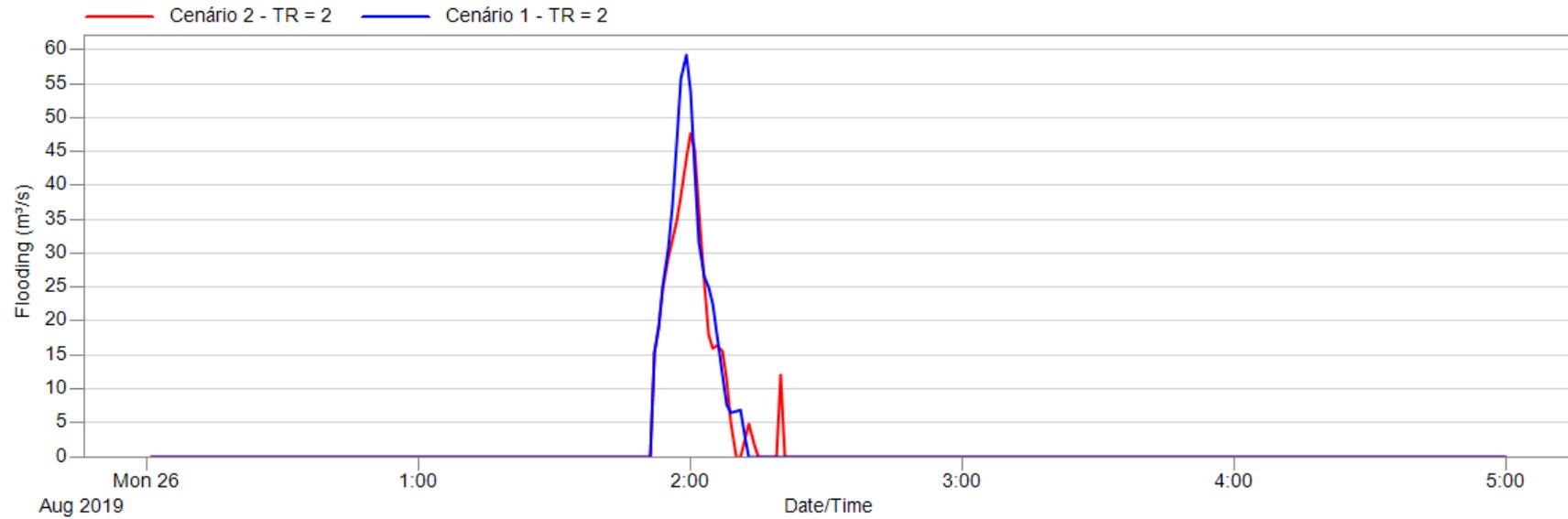


Figura 81 - Resultados da Simulação – J31– A) Cenário 1; B) Cenário 2 (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.2.1.2 Comparações entre Cenários 1 e 2

C)



D)

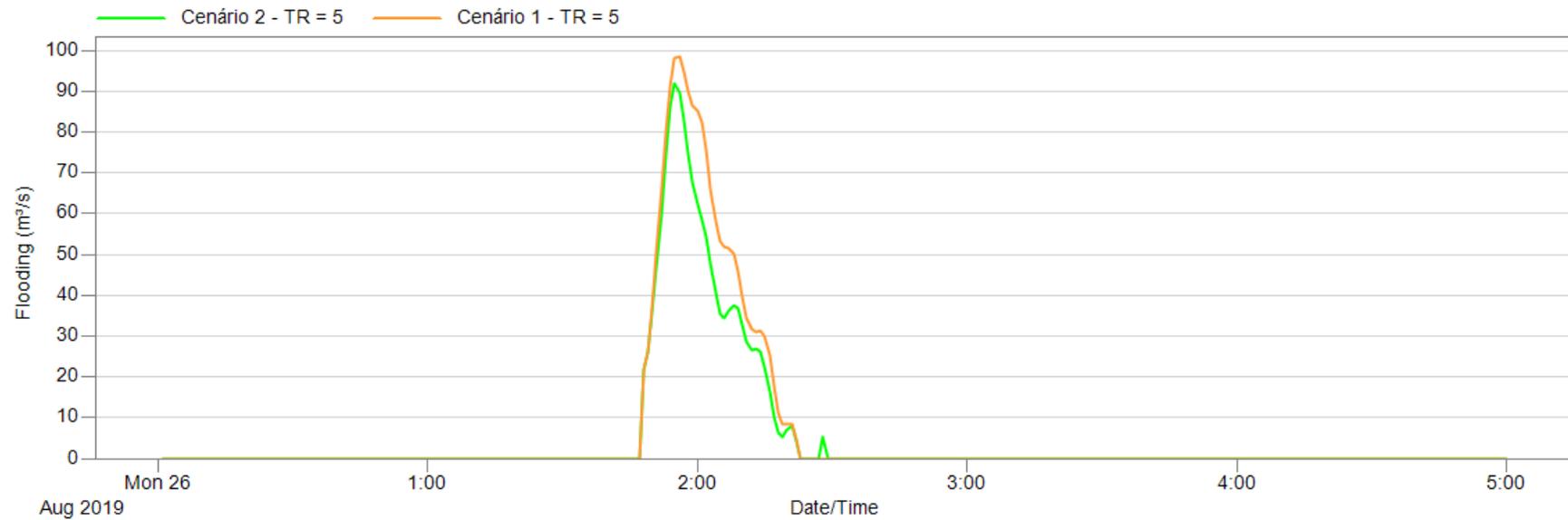
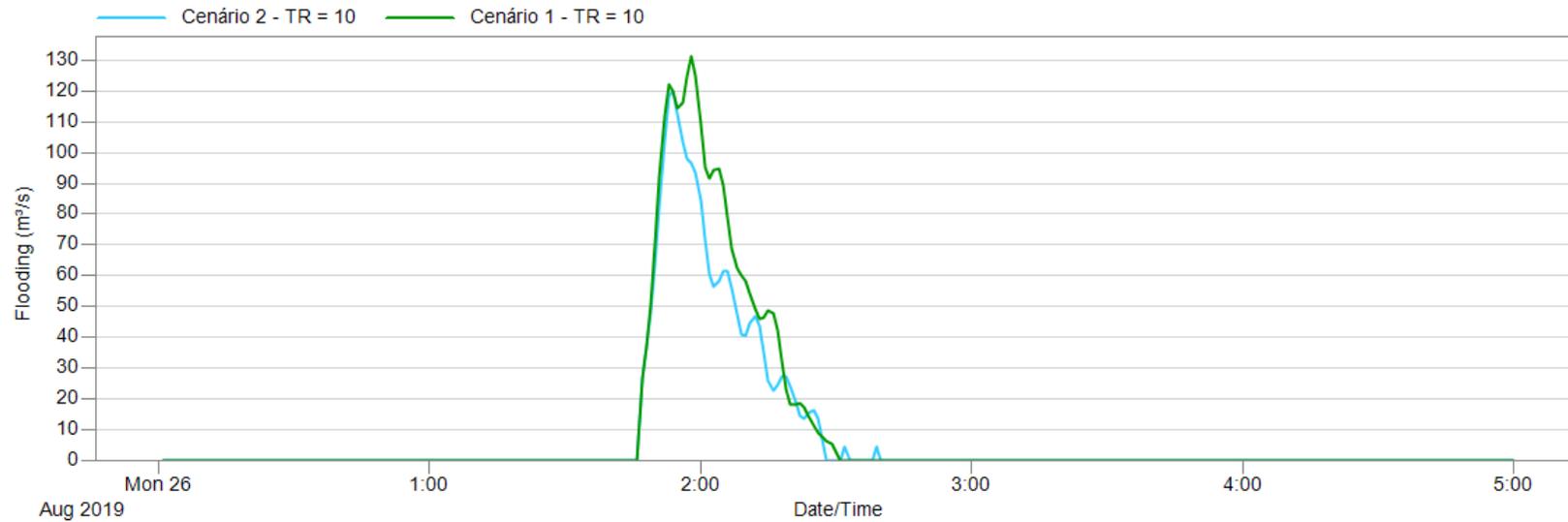


Figura 82 - Comparação dos Resultados dos Cenários 1 e 2 – J31 – C) TR = 2 anos; D) TR = 5 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

E)



F)

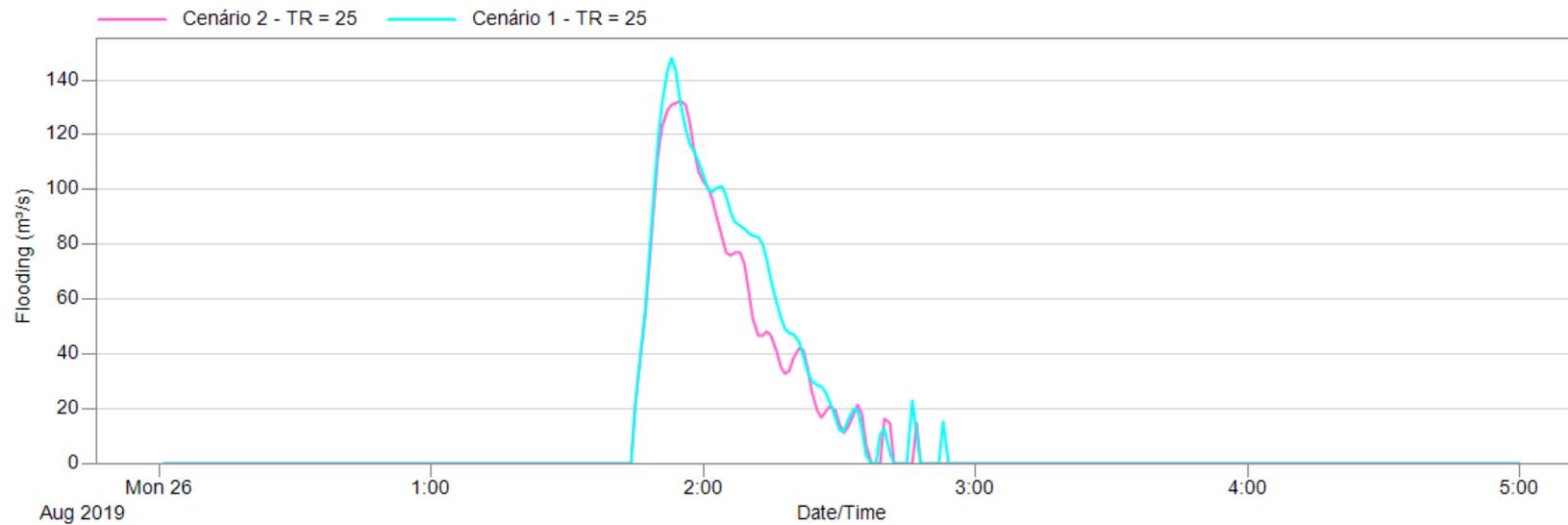


Figura 83 - Comparação dos Resultados dos Cenários 1 e 2 – J31 – E) TR = 10 anos; F) TR = 25 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.2.2 J52

7.2.2.1 Cenários 1 e 2

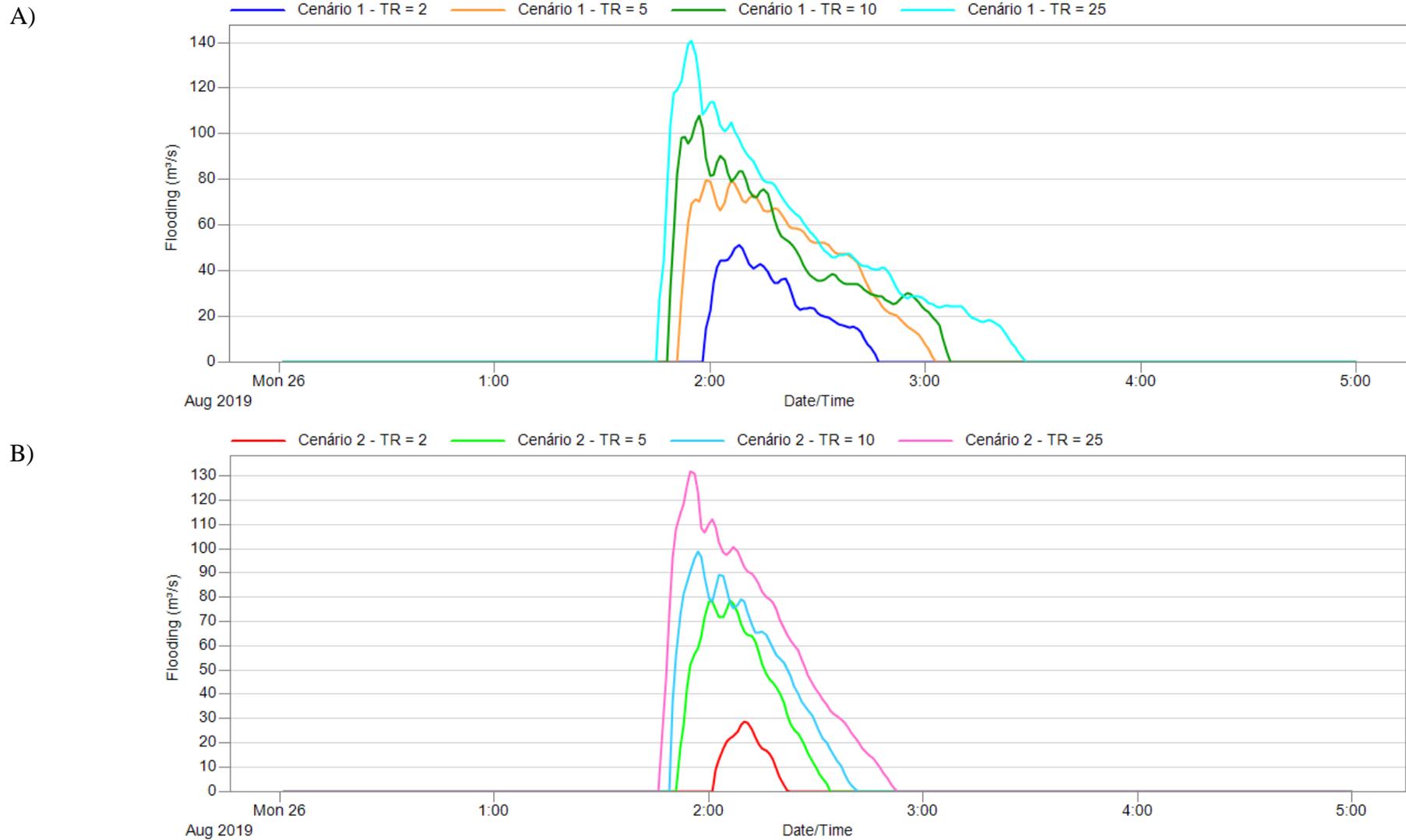
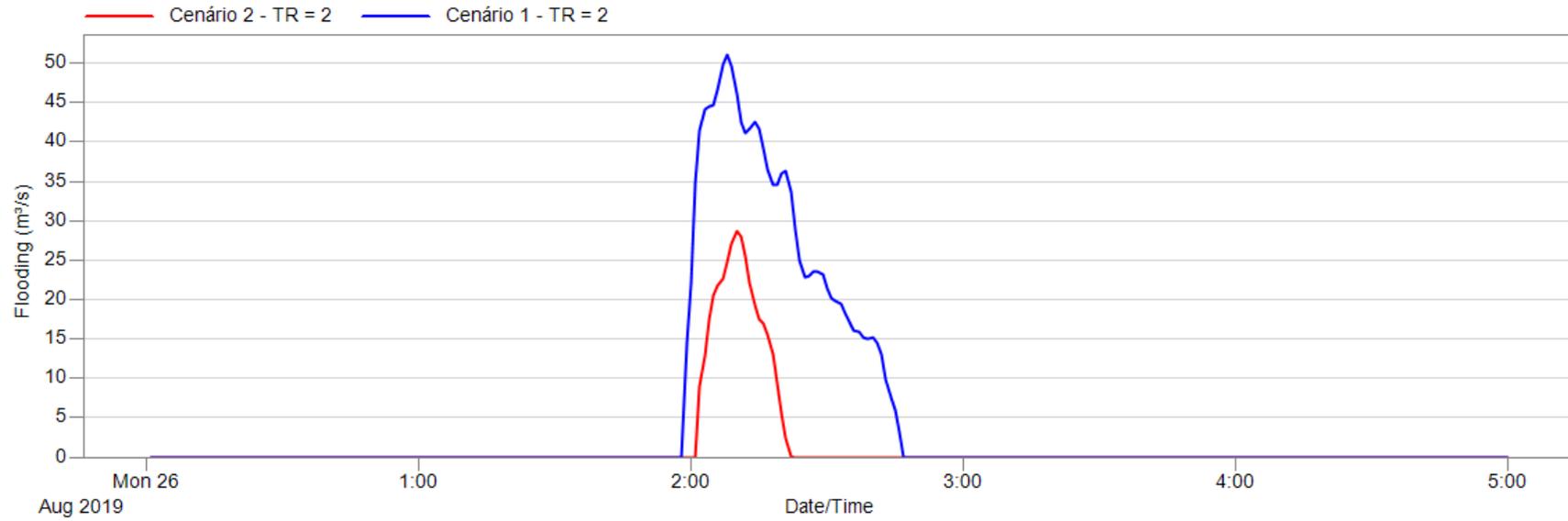


Figura 84 - Resultados da Simulação – J52 – A) Cenário 1; B) Cenário 2 (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.2.2.2 Comparações entre Cenários 1 e 2

C)



D)

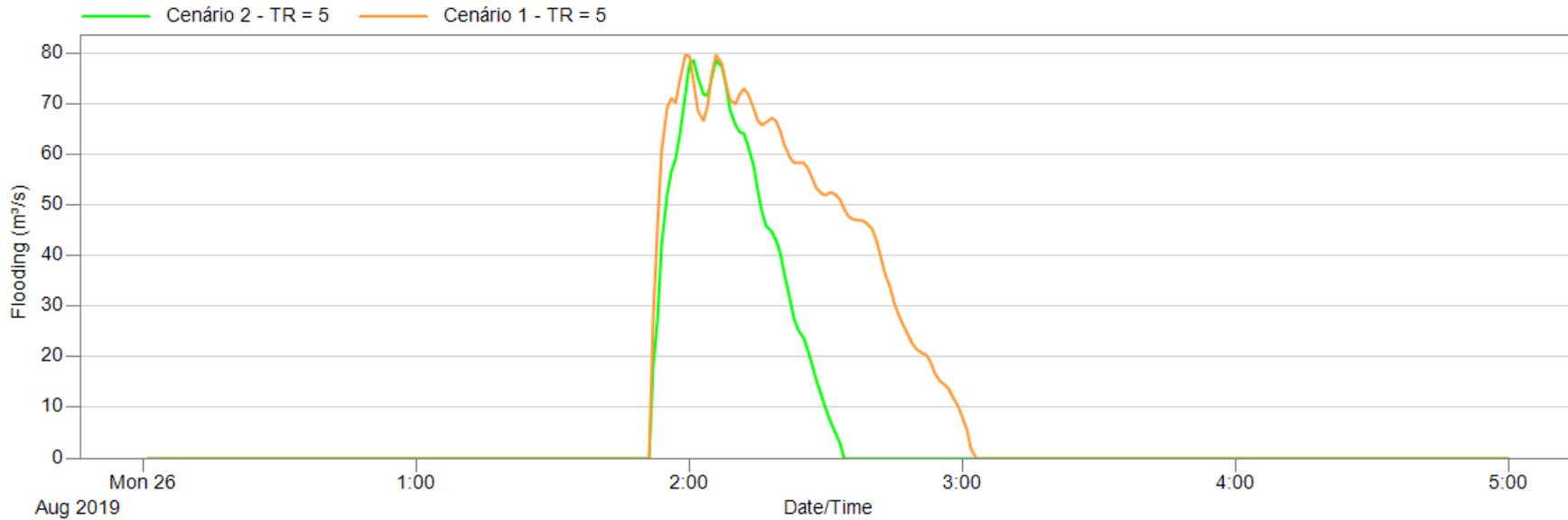
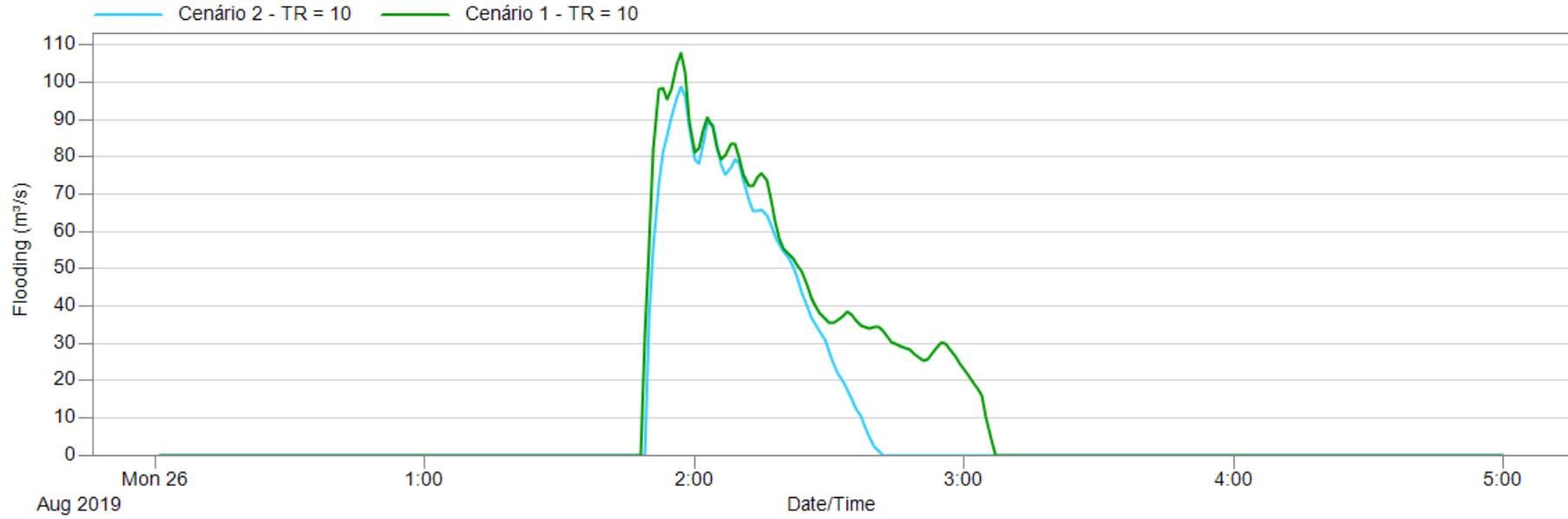


Figura 85 - Comparação dos Resultados dos Cenários 1 e 2 – J52 – C) TR = 2 anos; D) TR = 5 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

E)



F)

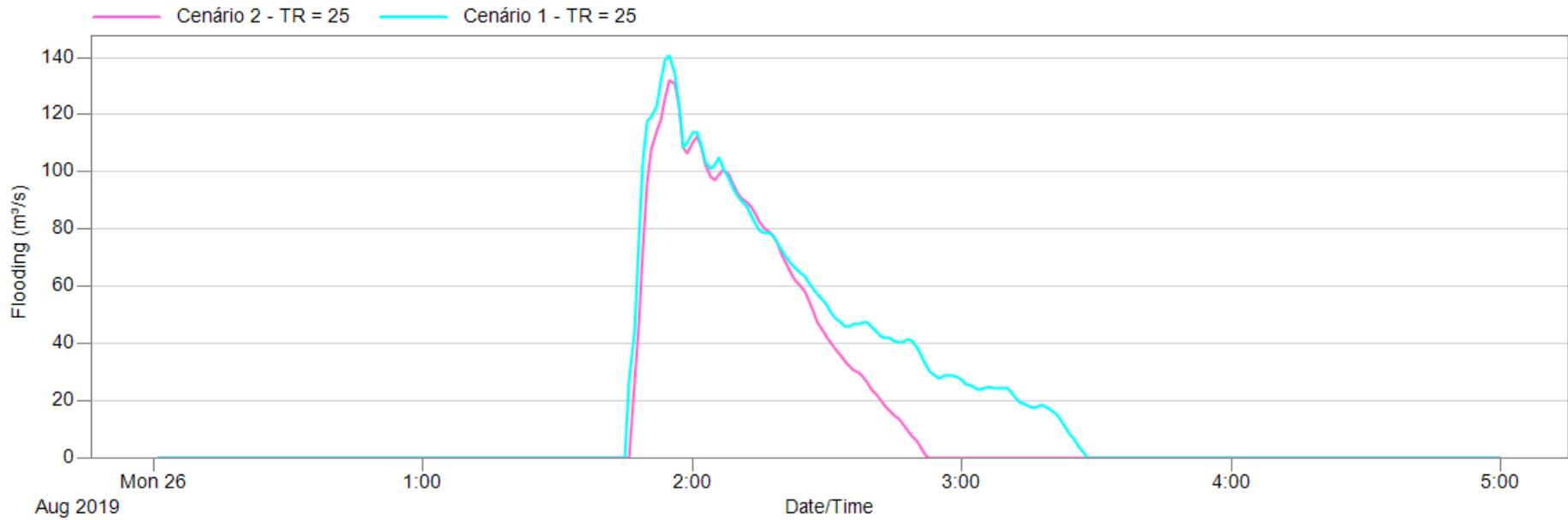


Figura 86 - Comparação dos Resultados dos Cenários 1 e 2 – J52 – E) TR = 10 anos; F) TR = 25 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.2.3 Análise do impacto dos reservatórios nos pontos críticos

Os dados relativos aos volumes inundados e às máximas vazões de inundação para os pontos críticos que se encontram a jusante de reservatórios, para os tempos de retorno equivalentes a 2, 5, 10 e 25 anos, e para os cenários 1 e 2 estão apresentados na Tabela 12. Além da apresentação dos dados, a tabela também traz a informação da variação percentual do impacto causado pela implementação dos piscinões, representada pela letra Δ .

Tabela 16- Comparação dos Resultados das Simulações - Pontos Críticos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

	TR (Anos)	J31			J52		
		Cenário 1	Cenário 2	Δ	Cenário 1	Cenário 2	Δ
Volume Inundado (m ³)	2	33365	29706	-11%	81737	16856	-79%
	5	104054	85000	-18%	210413	111379	-47%
	10	160223	130447	-19%	241824	165857	-31%
	25	220593	190302	-14%	342938	253501	-26%
Vazão de Inundação Máxima (m ³ /s)	2	59,25	47,69	-20%	51,12	28,71	-44%
	5	98,55	91,95	-7%	79,64	78,46	-1%
	10	131,4	120,1	-9%	107,9	98,92	-8%
	25	148	132,5	-10%	140,8	131,9	-6%

A partir da Tabela 16 e dos gráficos apresentados nas Figuras 82 a 86, pode-se tirar algumas conclusões:

- Comparando-se as curvas dos Cenários 1 e 2, a redução na vazão de inundação, consequência da diminuição da velocidade de escoamento decorrente da redução da altura da lâmina d'água proporcionada pelos reservatórios, somada ao menor intervalo de tempo em que há vazão de inundação positiva, resulta em um menor volume inundado nos cenários em que há reservatórios implementados.
- O impacto da implementação dos reservatórios foi significativo no controle de inundações nos nós analisados chegando a uma redução de até 19% e 79% com relação ao volume inundado, para os nós J31 e J52, respectivamente, e até 20% e 44% com relação à vazão de inundação máxima, novamente para os nós J31 e J52.

No entanto, apesar de haver uma redução representativa no volume de inundação, a implementação dos piscinões não é capaz de impedir a ocorrência de inundações nos nós analisados, nem mesmo para a chuva de período de retorno igual a 2 anos.

- É possível perceber também que, quanto maior a dimensão dos volumes inundados no Cenário 1, maior o espaço para melhoria com a implementação dos reservatórios. Este fato é evidente ao comparar-se os resultados dos nós J31 e J52 para a chuva de período de retorno equivalente a 2 anos, uma vez que a dimensão da inundação é muito superior no segundo, assim como o impacto da implementação dos piscinões.
- Em todos os eventos analisados, tanto no Cenário 1 quanto no Cenário 2, a inundação nos nós tem início entre 01:40 horas e 02:00 horas de duração do evento, e término entre 02:30 e 03:30 horas de duração. No entanto, no Cenário 2, o início da inundação é sempre postergado, em até 10 minutos, e seu final adiantado, de tal forma que a duração do período em que há vazão de inundação positiva é menor.

Estes períodos, no entanto, representam o intervalo de tempo em que o volume de entrada de água é crescente, e não representam o período em que o ponto ficou realmente alagado, pois este depende não somente do volume

de inundação, mas também da capacidade de escoamento de água do local (associado a fatores como nível de urbanização, qualidade do sistema de microdrenagem e declividade).

Pode-se assumir que o período em que há vazão de inundação positiva é o intervalo de tempo mínimo que um ponto ficou alagado.

- Além do impacto positivo em termos quantitativos, a implementação de piscinões também teria um impacto positivo em termos de qualidade da água, uma vez que estes acumulam os poluentes que são carregados pelo escoamento superficial. Este ponto, no entanto, não será abordado no presente trabalho.

7.3 Resultados – Sistema

7.3.1 Cenários 1 e 2

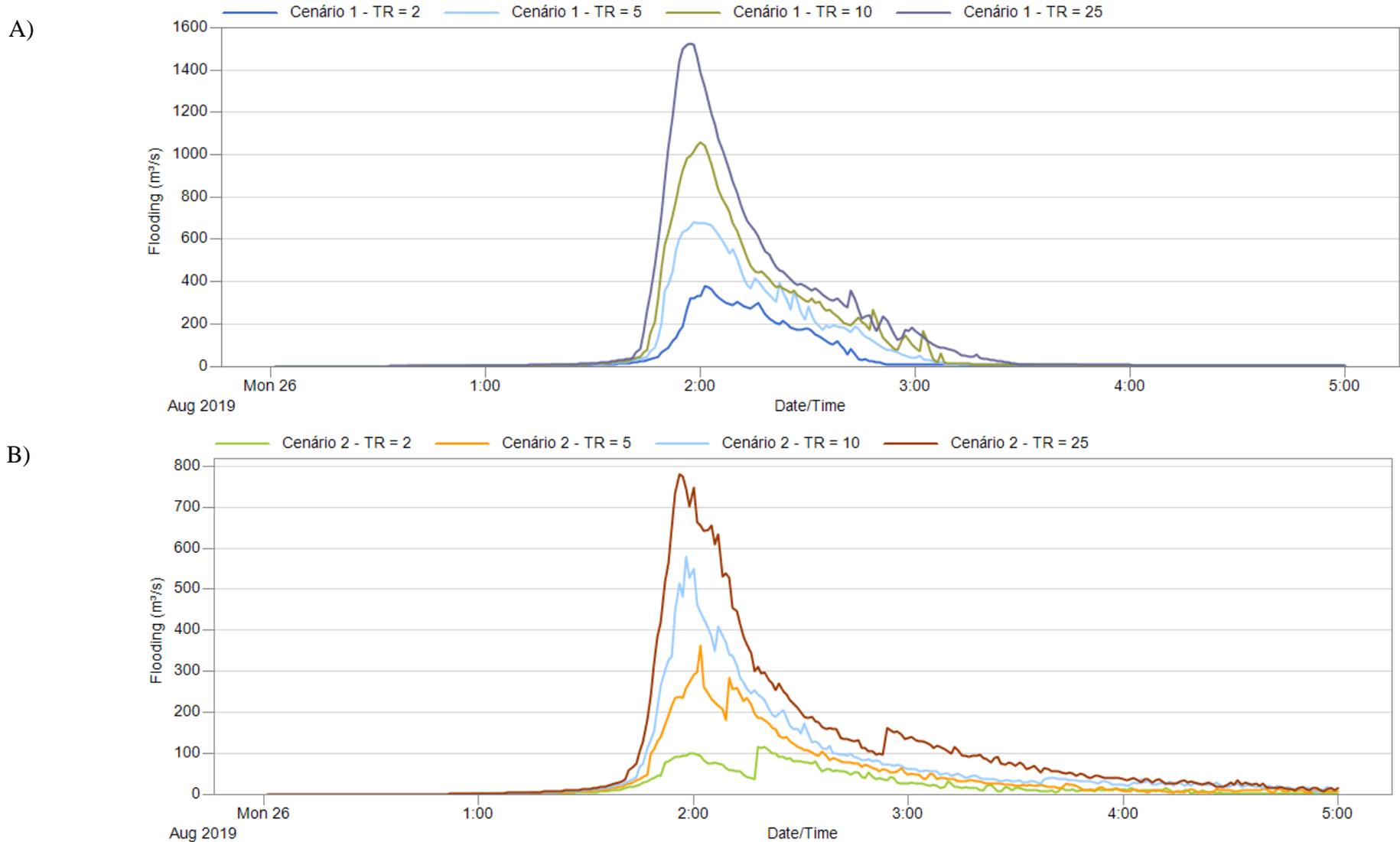
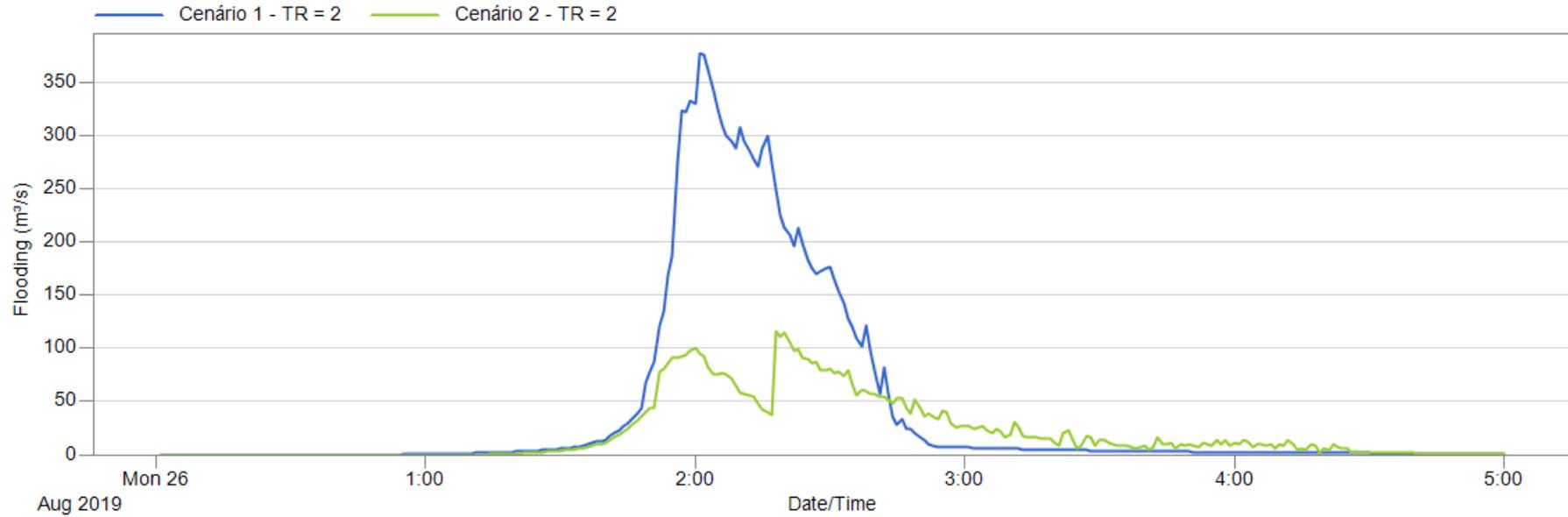


Figura 87 - Resultados da Simulação – Sistema – A) Cenário 1; B) Cenário 2 (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.3.1.1 Comparações entre Cenários 1 e 2

C)



D)

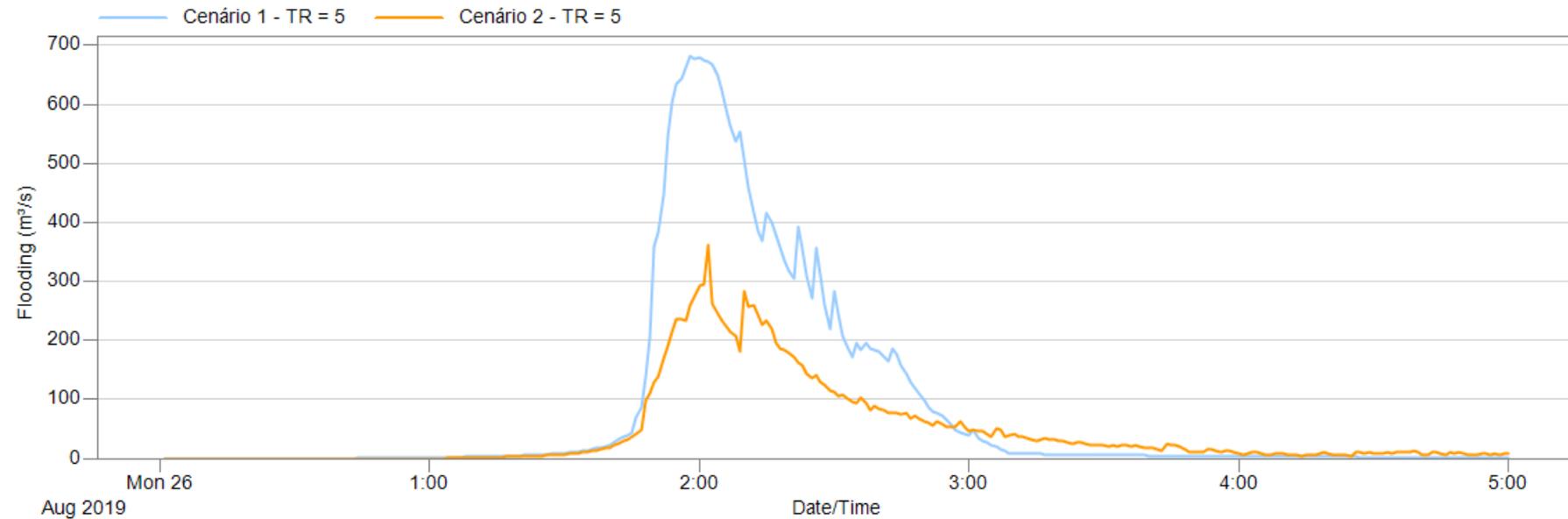


Figura 88 - Comparação dos Resultados dos Cenários 1 e 2 – Sistema – C) TR = 2 anos; D) TR = 5 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

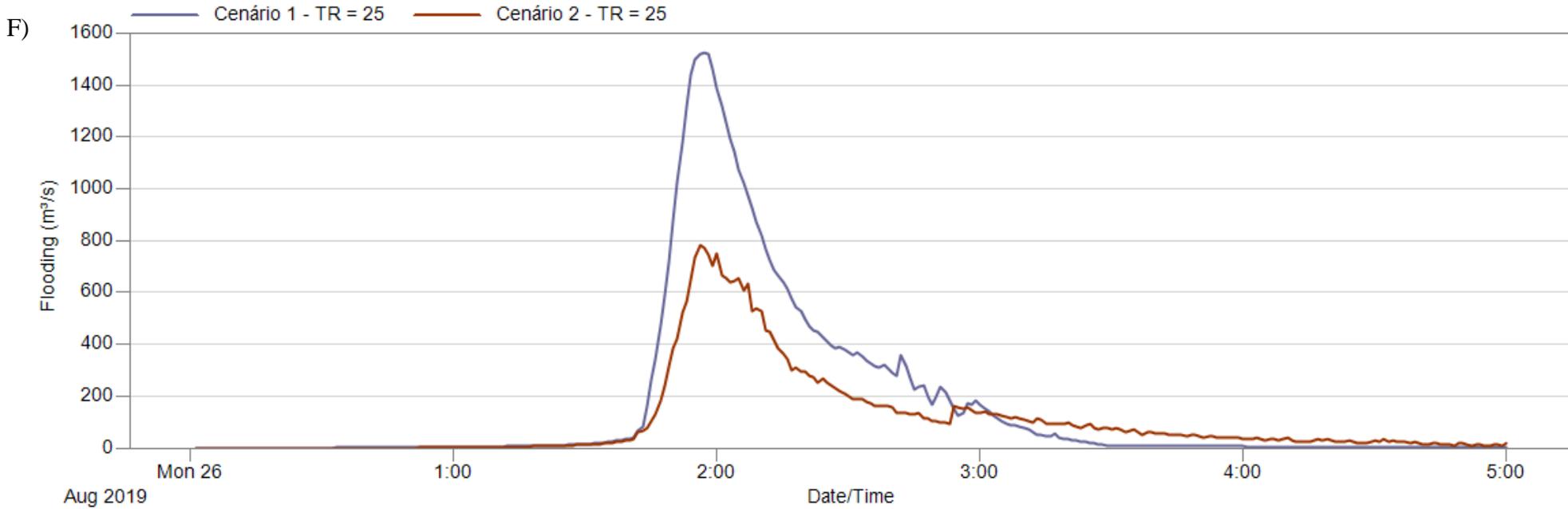
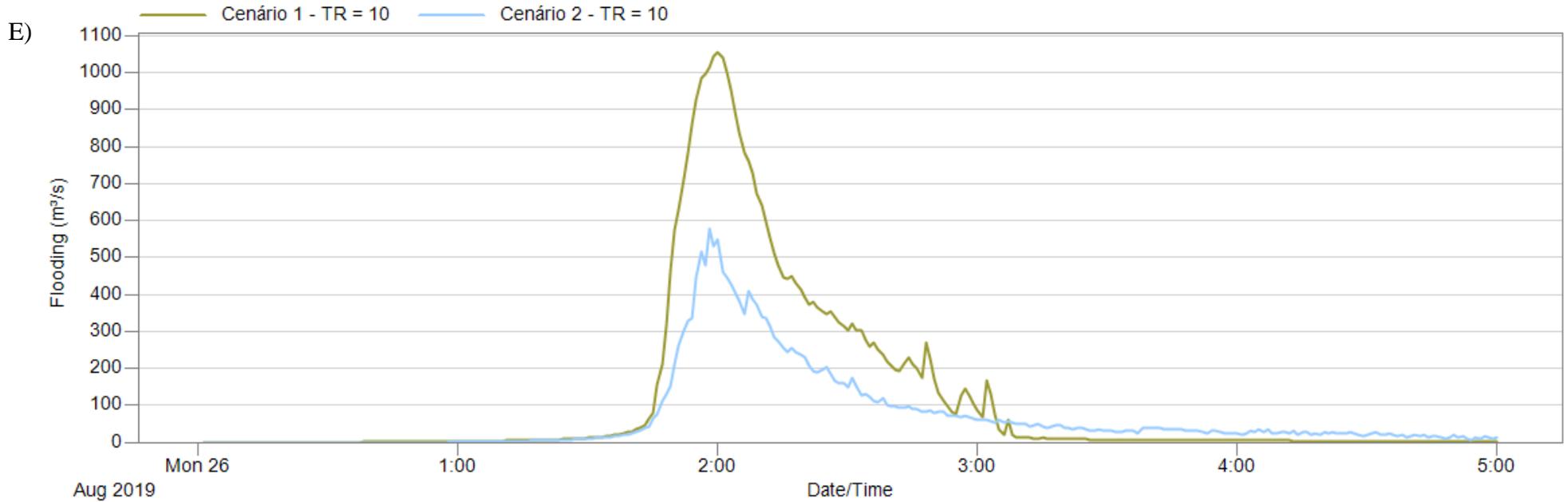


Figura 89 - Comparação dos Resultados dos Cenários 1 e 2 – Sistema – E) TR = 10 anos; F) TR = 25 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

7.3.2 Análise do impacto dos reservatórios no sistema

Os dados relativos aos resultados das simulações para os quatro períodos de retorno para todo o sistema estão apresentados a seguir.

Com tais dados, é possível ter uma visão mais macroscópica do que com a análise dos pontos críticos, uma vez que leva em consideração todos os nós do sistema.

Para o desenvolvimento da seguinte análise, adotou-se o conceito de focos iniciais. Estes focos representam os nós que inundaram já na chuva de tempo de retorno igual a 2 anos, e não são necessariamente os mesmos para os Cenários 1 e 2, uma vez que o número de focos iniciais no cenário 2 (com piscinões) tende a ser menor do que no Cenário 1 (sem piscinões).

Tabela 17 - Comparação dos Resultados das Simulações - Sistema (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

CENÁRIO	TR = 2 anos			TR = 5 anos			TR = 10 anos			TR = 25 anos		
	1	2	Δ	1	2	Δ	1	2	Δ	1	2	Δ
VOLUME TOTAL INUNDADO (10 ⁶ L)	757,70	561,53	-26%	1487,59	1126,99	-24%	2088,03	1385,69	-34%	2917,43	2281,77	-22%
VAZÃO MÁXIMA DE INUNDAÇÃO MÉDIA DOS FOCOS INICIAIS (m ³ /s)	71,38	38,61	-46%	114,59	66,25	-42%	142,28	84,69	-40%	174,58	105,01	-40%
TEMPO MÉDIO DE INUNDAÇÃO DOS FOCOS INICIAIS (hrs)	1,11	0,96	-13%	1,41	1,26	-11%	1,57	1,40	-11%	1,75	1,54	-12%

Dos gráficos apresentados nas Figuras 87 a 89, e da Tabela 17, pode-se tirar as seguintes conclusões:

- O comportamento observado nos pontos críticos é representativo do que se observa no sistema como um todo, uma vez que em ambos pode-se observar a redução do volume inundado, da vazão máxima de inundação e do tempo de inundação com a implementação dos piscinões.
- O impacto da implementação dos reservatórios na redução dos parâmetros analisados foi mais significativo nos valores de vazão máxima de inundação, seguido pelos valores de volume inundado, e pelo tempo médio de inundação. Estes parâmetros tiveram uma redução de 40%, 22% e 12% no sistema, respectivamente, com a implementação dos piscinões, para o evento hidrológico de tempo de retorno de 25 anos.
- É possível perceber uma tendência à redução da eficiência da implementação dos piscinões no controle de inundações conforme há o aumento do tempo de retorno do evento hidrológico analisado, para os valores de volume total inundado e na vazão média de inundação dos focos iniciais.

Por haver apenas dois nós analisados nos pontos críticos, não foi possível perceber tal tendência.

A razão para este comportamento é que após a saturação dos reservatórios, o sistema encontra sua capacidade de amortização dos hidrogramas dos nós a jusante reduzida. Uma vez que em eventos hidrológicos de maior tempo de retorno a saturação dos reservatórios ocorre mais cedo, assim também o é com a capacidade de amortização do sistema.

- Apesar de haver uma clara redução no tempo médio de inundação com a implementação dos reservatórios para todas as chuvas analisadas, não se percebe a redução da eficiência dos piscinões com o aumento do tempo de retorno das chuvas com relação a este parâmetro, assim como ocorre com o volume inundado e a vazão de inundação.

Sendo assim, como o Δ mantém-se constante em aproximadamente 12% para todos os períodos de retorno para este parâmetro enquanto os demais veem sua eficiência reduzida, e considerando que o volume inundado pode ser calculado como o produto da vazão de inundação pelo tempo de inundação,

pode-se concluir que a redução na eficiência com relação ao volume de inundação decorre da redução de eficiência que ocorre na redução da vazão de inundação.

7.4 Resultados - Reservatórios

7.4.1.1 Localização dos Reservatórios no Sistema

A localização dos reservatórios no sistema de macrodrenagem pode ser visualizada na Figura 90, e a correspondência dos códigos dos reservatórios no modelo com seu nome real pode ser conferido na Tabela 18.

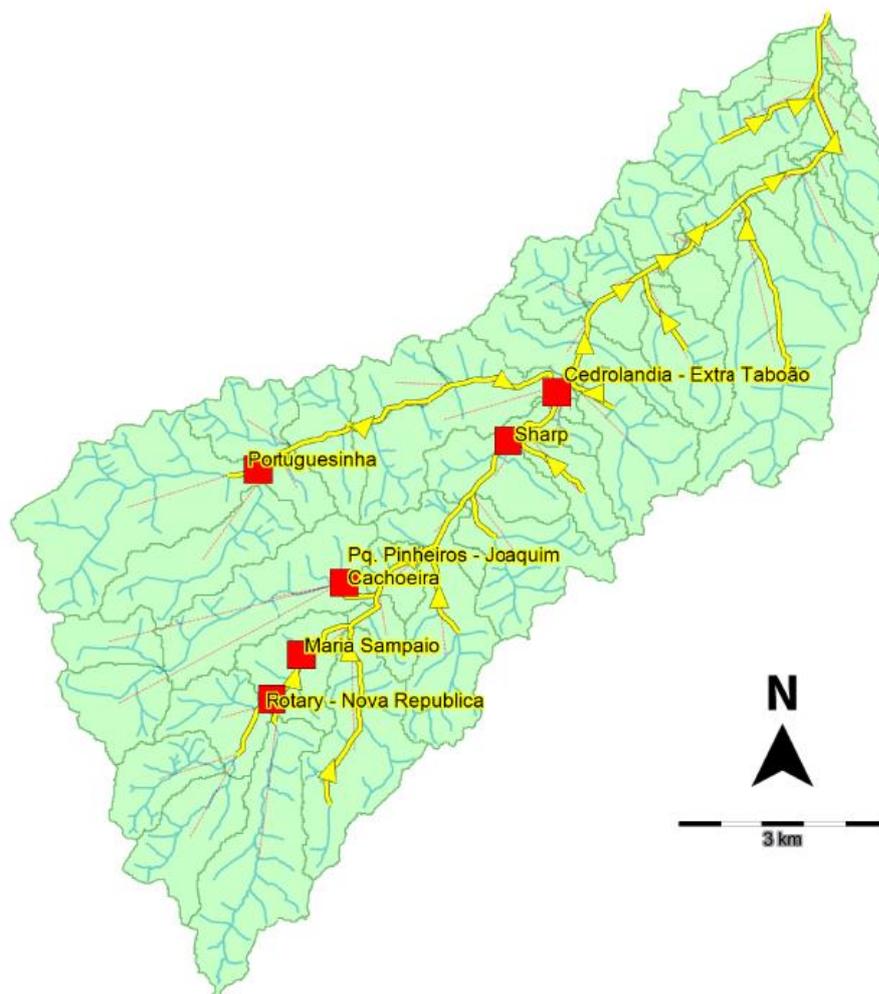


Figura 90 - Localização dos Reservatórios no Sistema Modelado (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

Tabela 18 - Correspondência código x nome dos reservatórios (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

Código	Nome
SU1	Portuguesinha
SU2	Sharp
SU3	Cedrolândia
SU4	Pq. Pinheiros
SU5	Maria Sampaio
SU6	Nova República

7.4.1.2 Resultados da Simulação

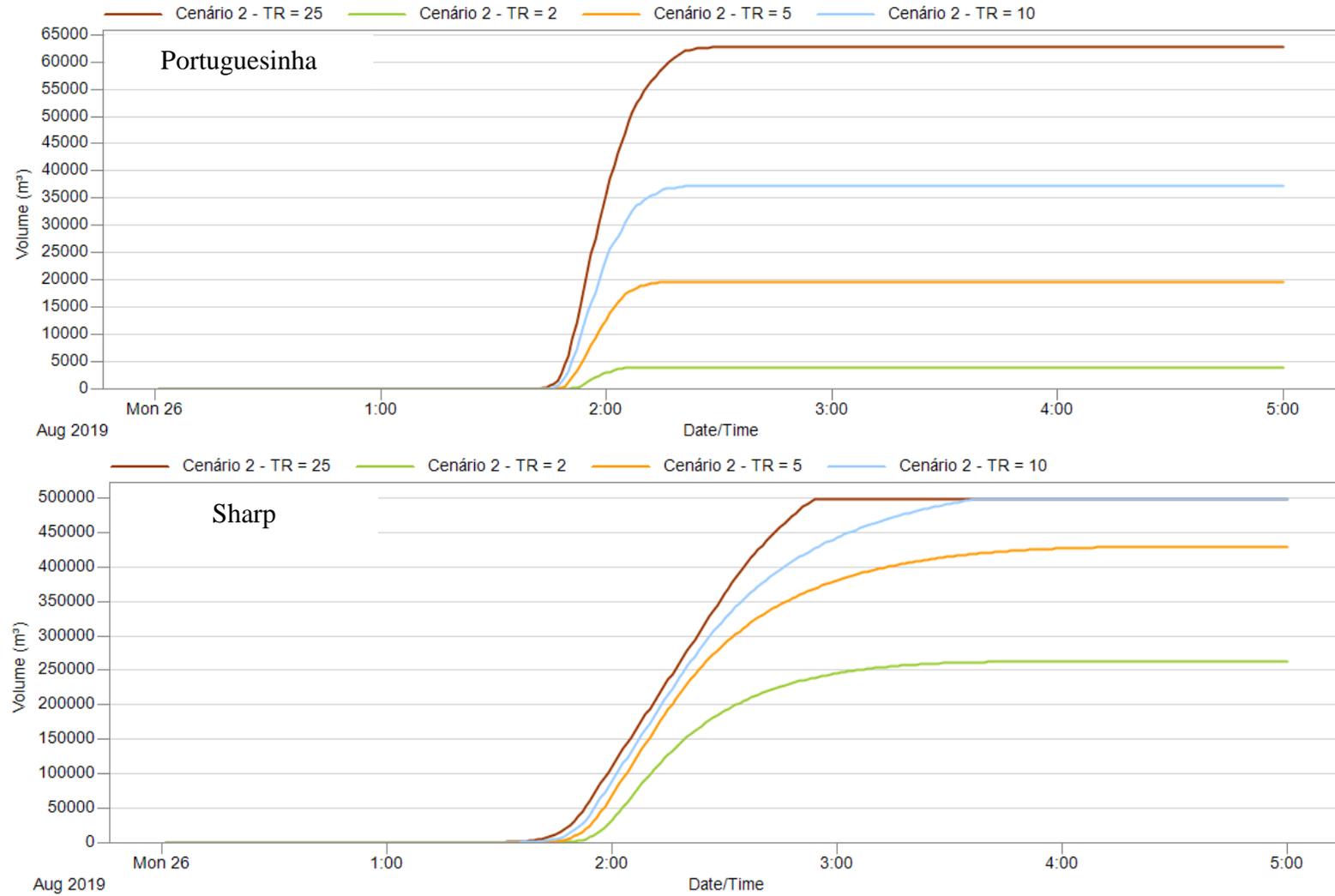


Figura 91 - Resultados da Simulação - Reservatórios - A) SU1; B) SU2

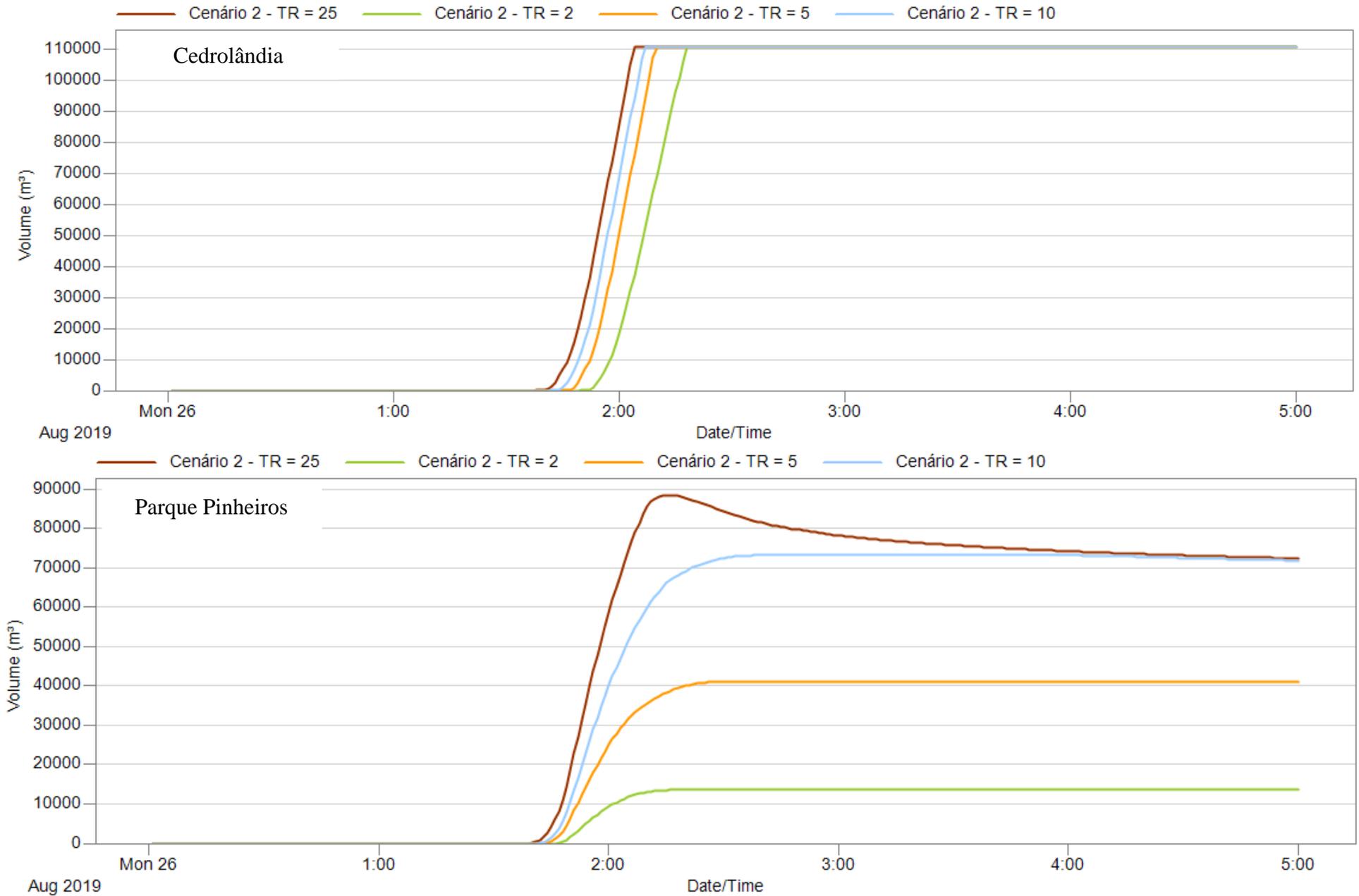


Figura 92 - Resultados da Simulação - Reservatórios - C) SU3; D) SU4

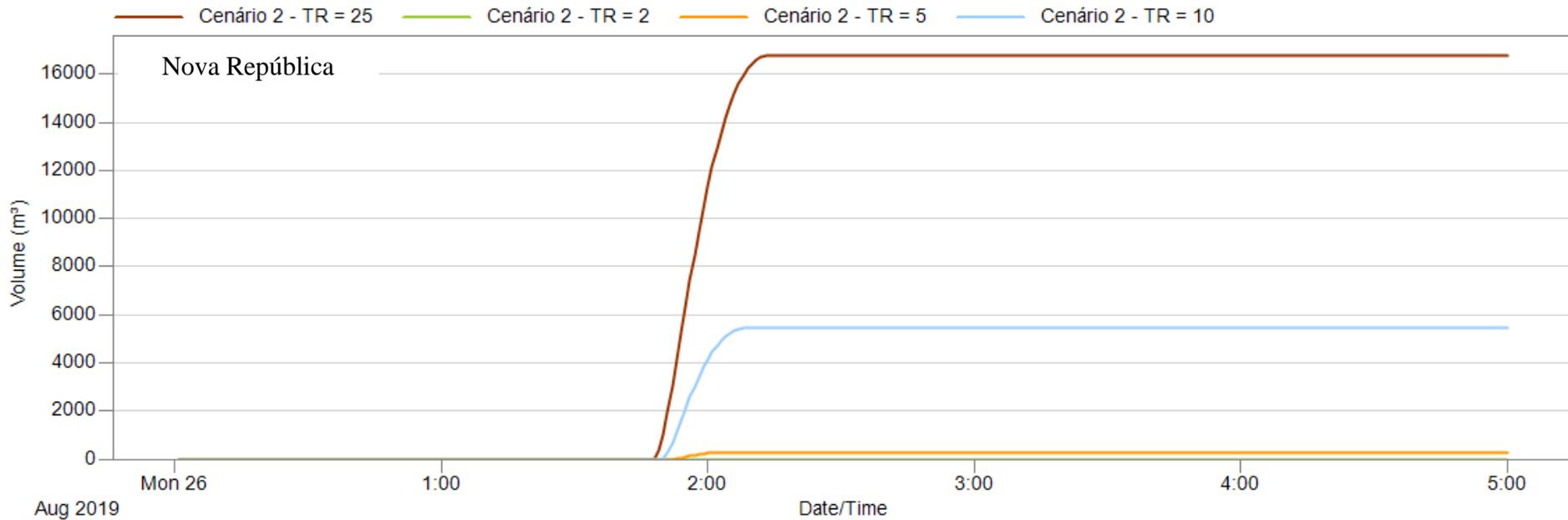
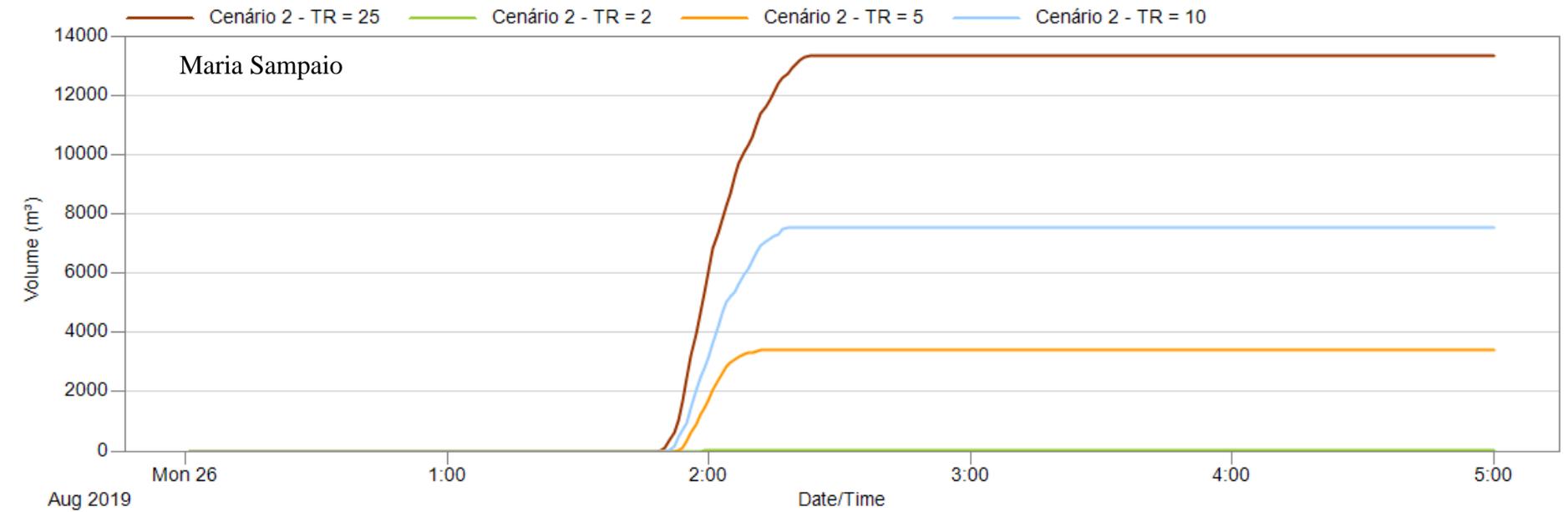


Figura 93 - Resultados da Simulação - Reservatórios - E) SU5; F) SU6

7.4.1.3 Análise

Nas Tabelas 19 e 20, apresenta-se os resultados das utilizações dos reservatórios para todos os eventos hidrológicos simulados.

Tabela 19 - Resultados das Simulações - Piscinões - TR= anos e TR = 5 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

	NOME	TR = 2 anos				TR = 5 anos			
		VOLUME MÉDIO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÉDIA UTILIZADA (%)	VOLUME MÁXIMO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÁXIMA UTILIZADA (%)	VOLUME MÉDIO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÉDIA UTILIZADA (%)	VOLUME MÁXIMO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÁXIMA UTILIZADA (%)
SU1	Portuguesinha	2,64	2	3,91	3	13,02	11	19,61	17
SU2	Sharp	154,75	31	262,42	53	243,42	49	429,38	86
SU3	Cedrolândia	71,15	64	110,99	100	72,72	66	110,99	100
SU4	Pq. Pinheiros	9,18	8	13,56	11	27,12	23	41,07	35
SU5	Maria Sampaio	0,00	0	0,00	0	2,24	2	3,41	3
SU6	Nova República	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0

Tabela 20 - Resultados das Simulações - Piscinões - TR= anos e TR = 5 anos (Fonte: Desenvolvido pelo Autor)

	NOME	TR = 10 anos				TR = 25 anos			
		VOLUME MÉDIO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÉDIA UTILIZADA (%)	VOLUME MÁXIMO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÁXIMA UTILIZADA (%)	VOLUME MÉDIO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÉDIA UTILIZADA (%)	VOLUME MÁXIMO (10 ⁶ L)	CAPACIDADE MÁXIMA UTILIZADA (%)
SU1	Portuguesinha	24,47	21	37,24	32	40,66	35	62,81	54
SU2	Sharp	281,26	49	429,38	100	292,08	59	499,05	100
SU3	Cedrolândia	73,29	66	110,99	100	73,84	67	110,99	100
SU4	Pq. Pinheiros	47,36	23	41,07	62	51,33	43	88,44	75
SU5	Maria Sampaio	4,87	2	3,41	7	8,50	7	13,34	11
SU6	Nova República	3,60	0	0,00	5	10,99	10	16,79	16

Com base nos gráficos apresentados das Figuras 91 a 93 nas Tabelas 19 e 20, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- Considerando que o dimensionamento dos reservatórios analisados é para um tempo de retorno de 25 anos, pode-se afirmar que os reservatórios SU2, SU3 e SU4 estão tendo sua capacidade bem aproveitada, enquanto os reservatórios SU1, SU5 e SU6 estão sendo subutilizados nas simulações realizadas.
- Os reservatórios SU5 e SU6 estão sendo muito subutilizados, atingindo respectivamente somente 11% e 16% da sua capacidade na chuva de TR = 25 anos.

A razão para esta subutilização é a combinação de dois fatores, a localização do reservatório no sistema, e a cota da soleira de entrada:

Por estarem posicionados próximos à cabeceira da bacia, a vazão nos canais que levam a estes reservatórios é relativamente baixa, de maneira que o nível da água não atinge a metade da altura da seção transversal em maior parte do tempo.

Devido à simplificação adotada para a modelagem das estruturas de entrada nos reservatórios (Detalhada na seção 5.3), a água só inicia a verter para estes uma vez que o nível da água atinge metade da altura da seção transversal do canal a montante do reservatório.

Uma vez que esta simplificação impede o enchimento dos reservatórios de cabeceira aos níveis adequados, ou seja, a níveis próximos da capacidade máxima para um TR de 25 anos, pode-se concluir que esta não foi adequada para todos os piscinões estudados.

Pode-se afirmar que caso a estrutura de entrada destes piscinões fosse rebaixada, sua capacidade seria melhor aproveitada, tendo impactos positivos na utilização dos piscinões e na ocorrência de inundações em nós à jusante destes reservatórios, que teriam seus hidrogramas amortizados, assim como no sistema como um todo, reduzindo os impactos das chuvas na ocorrência de inundações.

- Além da simplificação com relação à altura da estrutura de entrada no piscinão, a consideração de que sua largura é equivalente à largura do canal

anterior a este pode ter levado a resultados de volume de água entrante no piscinão inferiores ao volume real.

- O reservatório SU3 tem sua capacidade máxima utilizada desde o tempo de retorno de 2 anos.

Um dos motivos para tal é a posição deste reservatório, que é localizado ao final do Córrego Pirajussara, logo antes da sua convergência com o Córrego Poá para formar o Rio Pirajussara, desta forma, o reservatório é responsável por absorver o volume de água correspondente a todo o Córrego Pirajussara que não tenha sido amortizado por reservatórios a sua montante.

Outro motivo que favorece sua saturação é a subutilização dos reservatórios SU5 e SU6, que encontram-se a sua montante.

No entanto, os reservatórios SU2 e SU4, que também encontram-se a montante do SU3, estão tendo sua capacidade bem aproveitada, de maneira que deveriam ser suficientes para abater o hidrograma no reservatório SU3 pelo menos para eventos de tempo de retorno inferiores a 25 anos.

Sendo assim, a utilização completa da capacidade do reservatório SU3 para todos os tempos de retorno simulados pode indicar um subdimensionamento deste.

- O comportamento das curvas dos reservatórios SU2 e SU3 difere da das demais, uma vez que, enquanto a maioria das curvas apresenta uma transição suave entre o período de enchimento do reservatório e a estabilização de seu volume, as curvas dos reservatórios SU2 (para TR = 10 e TR = 25) e SU3 (para todas as curvas) tem uma transição abrupta entre o trecho de enchimento e o atingimento de sua capacidade máxima.

Este comportamento também é um indicativo de que pode haver um subdimensionamento destes reservatórios.

- Outro fator interessante a ser ressaltado é a velocidade com que o volume de água acumulado nos piscinões se estabiliza. Em todos os casos, o enchimento até o nível máximo atingido ocorre em menos de 30 minutos, momento a partir do qual o volume torna-se constante até o final do evento hidrológico.
- Uma recomendação a ser feita neste ponto, tendo em vista a utilização de capacidades discrepantes entre reservatórios nas simulações, é a de estudar

os piscinões como objeto integrado, sendo cada um uma parte de um sistema de controles enchentes. Uma vez vista a situação desta maneira, deve-se pensar em uma maneira eficiente de utilização dos piscinões, podendo serem alteradas suas estruturas de entrada para que trabalhem sinergicamente.

7.5 Resultados – LIDs

O impacto das LIDs será avaliado em dois cenários distintos, sendo eles o cenário 1 e o cenário 2.

7.5.1 Cenário 2 (com piscinões)

Primeiramente, foi analisado qual impacto teriam as LIDs no cenário 2, que corresponde à configuração atual a bacia. A modelagem foi feita conforme a explicação na seção 6.

Na Tabela 21 - Resultado da implantação das LIDs no nó J7 a seguir, encontram-se os resultados das LIDs implementadas nas sub-bacias S68 e S73. Nesse caso, foram utilizados telhados verdes ocupando 1% da área dessas duas sub-bacias.

Tabela 21 - Resultado da implantação das LIDs no nó J7

J7 TR (anos)	Volume extravasado (m ³)		Diferença
	Cenário 2	Cenário 2 + LIDs	
2	123.696	123.076	0,50%
5	187.087	186.431	0,35%
10	232.120	231.453	0,29%
25	287.635	286.959	0,24%

Percebe-se que os telhados verdes implantados têm um impacto muito pequeno no volume inundado, chegando a uma redução de no máximo 0.5% para o nó J7.

Aumentando a área de telhados verdes na sub-bacia de 1% para 10%, vemos uma diminuição significativa no volume de água extravasado: 13% para o TR de 2 anos. Pelo potencial da sub-bacia, ocupar 10% de sua área com telhados verdes é possível, mas seria necessário um engajamento enorme por parte da população, já que é uma medida de contenção no lote, e, por isso, sua instalação não depende somente do poder público.

A seguir, a mesma medida foi implantada na bacia S66, que carrega o nó J4, outro ponto crítico do sistema. A Tabela 22 a seguir apresenta os resultados obtidos para cada tempo de retorno.

Tabela 22 - Resultados da implantação das LIDs para o nó J4

J4	Volume extravasado (m ³)		
TR (anos)	Cenário inicial	Cenário com LIDs	Diferença
2	29,957	29,723	0.78%
5	55,333	55,126	0.37%
10	74,128	73,935	0.26%
25	97,843	97,662	0.18%

Analisando somente o TR de 2 anos, é possível enxergar que o volume extravasado cai de 29,957 m³ para 29,723 m³. Esta redução representa um impacto de 0.78%. A melhora é maior que no caso do nó J7 por conta das LIDs implantadas nas sub-bacias S68 e S73, que geram uma diminuição cumulativa na quantidade de água que chega até o sistema de drenagem.

Porém, este efeito cumulativo não é percebido nos TRs e 10 e 15 anos, quando a melhora é maior para o J7 que para o J4. Uma possível explicação para tal fenômeno são as diferenças e volumes extravasados nos dois casos, que com altos TRs ficam ainda maiores.

O passo seguinte foi a análise das soluções de asfalto permeável e valas de infiltração para gerar um impacto positivo nos nós J31 e J52. A modelagem dessas medidas ocorreu conforme explicado na seção 6 e os resultados encontram-se na Tabela 23 a seguir.

Tabela 23 - Resultados da implantação das LIDs para os nós J31 e J52

J31	Volume extravasado (m ³)		
TR (anos)	Cenário inicial	Cenário com LIDs	Diferença
2	29.706	28.698	3,39%
5	85.000	83.157	2,17%
10	130.447	128.220	1,71%
25	190.302	191.401	-0,58%
J52	Volume extravasado (m ³)		
TR (anos)	Cenário inicial	Cenário com LIDs	Diferença
2	16.856	14.834	12,00%
5	111.379	107.843	3,17%
10	165.857	166.009	-0,09%
25	253.501	244.510	3,55%

Analisando essa nova configuração do modelo para o TR de 2 anos, é possível observar uma redução no volume extravasado no nó J31 de 29,706 m³ para 28,698 m³, que equivale a uma

variação de 3.4%. Já no nó J52, o volume extravasado saiu de 16,856 m³ para 14,834 m³, uma variação correspondente a 12%.

Comparando estes resultados com os valores obtidos anteriormente, observa-se que a redução foi mais significativa, principalmente quando é analisado o nó J52, por onde também passam as águas da precipitação nas sub-bacias S68 e S73, onde foram implantados os telhados verdes.

Alguns resultados do modelo não condizem com a realidade, como para a o TR de 25 anos no nó J31 e para o TR de 10 anos no nó J52. Em ambos os casos, o resultado do modelo indica que as LIDs pioraram o desempenho da bacia em termos de volume total inundado. Desconsiderando os resultados negativos, identifica-se uma redução muito grande no impacto das LIDs conforme aumenta o tempo e retorno das chuvas. Esse efeito ocorre nos 4 nós analisados. No caso do nó J7, a redução do volume extravasado provocada pelas LIDs vai de 0.5% a 0.24%. No nó J4, de 0.78% a 0.18%. Já no nó J31, de 3.39% a 1.71%. Por fim, no nó J52 vai de 12% a 3.55%.

7.5.2 Cenário 1 (sem piscinões)

Uma segunda tentativa de medir a eficácia das LIDs foi avaliando o cenário da bacia do Pirajuçara sem nenhum dos piscinões construídos e comparando com o mesmo cenário após a implantação de LIDs.

Os nós estudados foram os mesmos por motivos de comparabilidade, com exceção do J4 e do J7. Estes dois últimos não são influenciados pela ação dos piscinões por estarem à montante de todos eles. Os resultados para os nós J31 e J52 encontram-se na Tabela 24 e na Tabela 25 a seguir.

Tabela 24 - Resultados da implantação das LIDs para o nó J31 no cenário 1

J31	Volume extravasado (m ³)		Diferença
	Cenário 1	Cenário 1 + LIDs	
TR (anos)			
2	33,365	32,820	1.63%
5	104,054	101,875	2.09%
10	160,223	156,574	2.28%
25	220,593	217,204	1.54%

Tabela 25 - Resultados da implantação das LIDs para o nó J52 no cenário 1

J52	Volume extravasado (m ³)		Diferença (%)
	Cenário 1	Cenário 1 + LIDs	
TR (anos)			
2	81,737	62,068	24.06%
5	210,413	173,652	17.47%
10	241,824	245,224	-1.41%
25	342,938	342,396	0.16%

É possível observar que para o J31, as LIDs apresentaram eficácia semelhante ao visto no cenário 2 (com piscinões), gerando uma melhora de 1 a 2% no volume extravasado da rede de drenagem. Já para o nó J52, os resultados foram mais positivos, principalmente para pequenos tempos de retorno. Essa melhora significativa de até 24% se deve ao fato de todas as LIDs dimensionadas impactarem o nó J52, causando um efeito cumulativo.

Novamente foram obtidos resultados que não condizem com a realidade por indicarem que as LIDs pioram o desempenho da bacia hidrográfica. Estes erros, por serem pequenos, foram atribuídos à imprecisões na modelagem.

Para averiguar se as LIDs realmente causaram um impacto positivo, analisou-se o exutório da bacia. Para o TR de 2 anos, a máxima vazão encontrada foi de 368.3 m³/s no cenário sem LIDs e 373.3 m³/s com as LIDs. O resultado não condiz com a realidade, pois as LIDs não piorariam a vazão máxima no exutório, mas pela proximidade dos números pode-se considerar que o impacto é praticamente nulo.

7.6 Manchas de Inundação

As manchas de inundação são ferramentas gráficas que permitem, tendo a previsão de volume alagado em cada nó do sistema, assim como o modelo digital do terreno, prever quais seriam as áreas afetadas em cada evento hidrológico simulado.

Foram geradas as manchas de inundação para 4 cenários: os cenários base (1 e 2) e para os cenários base com a implementação de LIDs (1 + LIDs e 2 + LIDs).

Das Figuras 97 a 100, estão apresentadas as manchas de inundação para os cenários mencionados, para os tempos de retorno equivalentes a 2 e a 25 anos. Não foram apresentadas as manchas para os tempos de retorno de 5 e 10 anos pois estas eram imperceptíveis visualmente, sendo sua área próxima das áreas das manchas de inundação para a chuva de 2 anos.

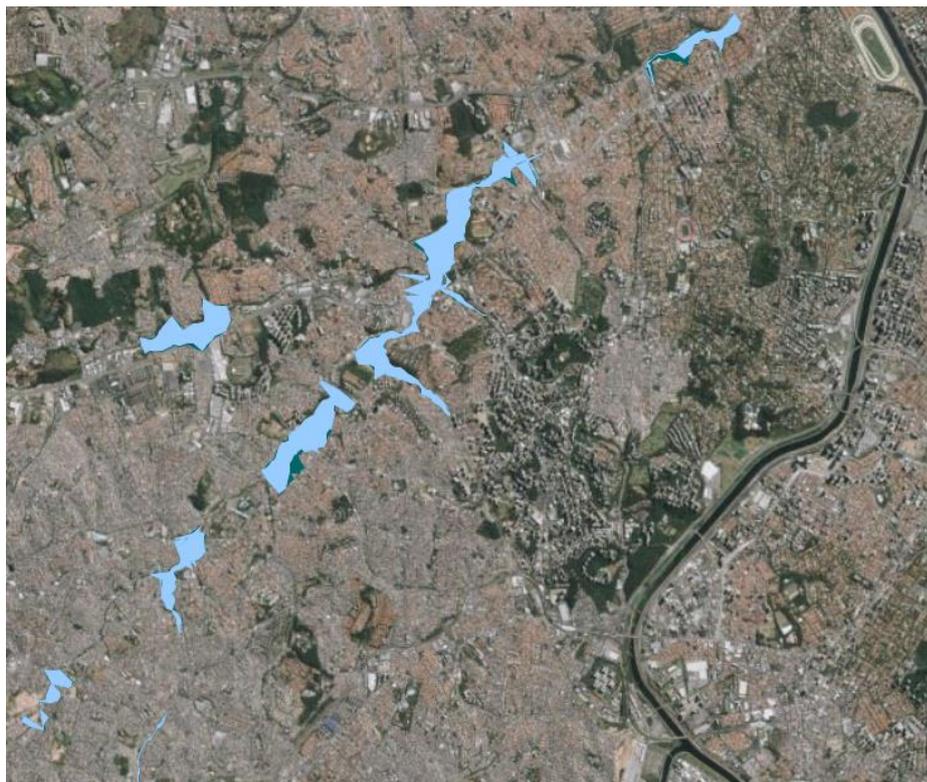


Figura 94 - Manchas de inundação para TR de 2 e 25 anos – Cenário 1 (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

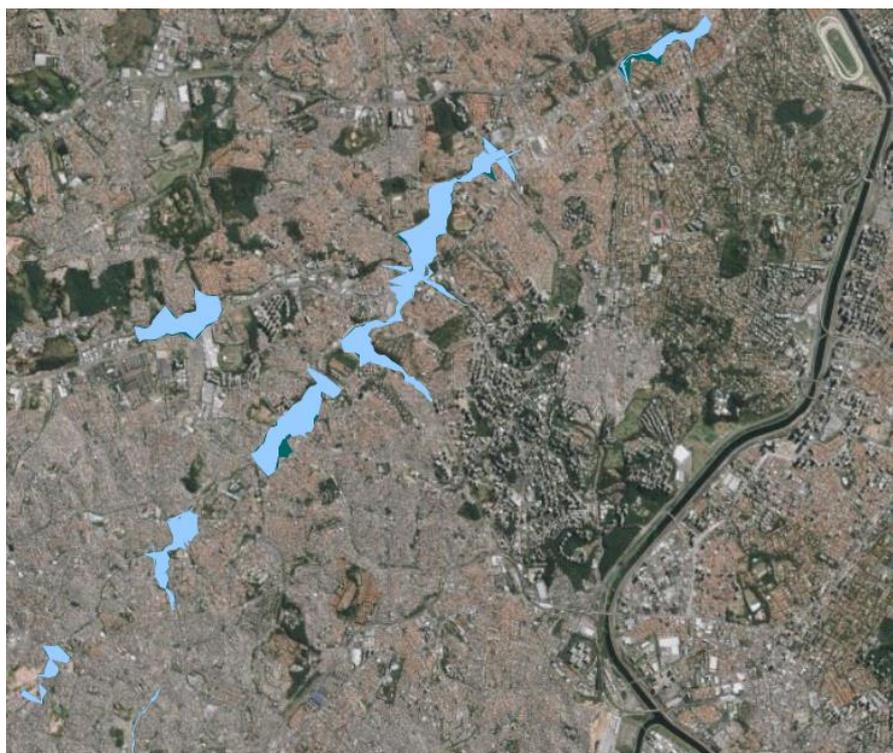


Figura 95 - Manchas de inundação para TR de 2 e 25 anos – Cenário 1 + LIDs (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

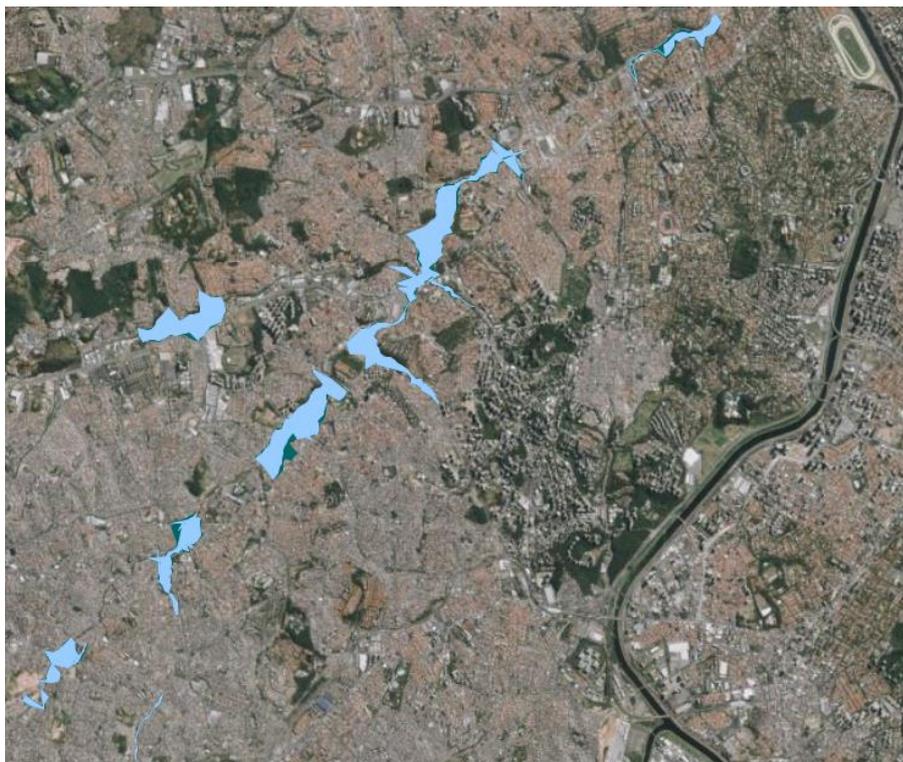


Figura 96 - Manchas de inundação para TR de 2 e 25 anos – Cenário 2 (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

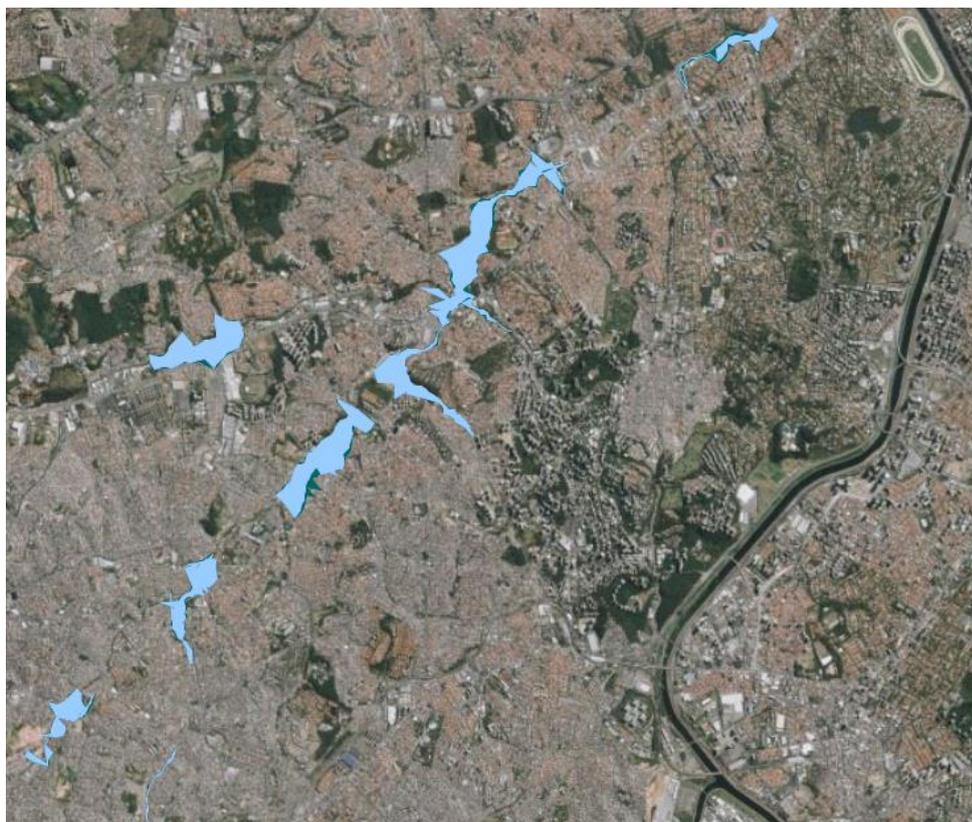


Figura 97 - Manchas de inundação para TR de 2 e 25 anos – Cenário 2 + LIDs (Fonte: Desenvolvido pelo autor)

Visualmente, não é possível verificar as mudanças ocorridas com relação à área preenchida pelas manchas entre os cenários, somente em alguns pontos localizados percebe-se que há a redução da mancha correspondente à chuva de 25 anos, pelo aumento do volume extravasado.

Dada a dificuldade de se perceber as diferenças entre áreas cobertas pelas manchas dos cenários simulados, elaborou-se a Tabela 26, a fim de evidenciar estas diferenças.

Tabela 26 – Comparação das manchas de inundação

Cenários	Tempos de retorno (anos)							
	2		5		10		25	
	Área Inundada (m ²)	Melhora com relação ao cenário 1 (%)	Área Inundada (m ²)	Melhora com relação ao cenário 1 (%)	Área Inundada (m ²)	Melhora com relação ao cenário 1 (%)	Área Inundada (m ²)	Melhora com relação ao cenário 1 (%)
1	1.895.262	-	2.042.670	-	2.171.207	-	2.238.977	-
1 + LIDS	1.891.522	0,20%	2.052.527	-0,52%	2.167.235	0,21%	2.253.145	-0,75%
2	1.668.210	11,98%	1.843.772	10,49%	1.942.471	12,07%	2.091.886	7,76%
2 + LIDS	1.665.530	12,12%	1.854.212	9,94%	1.939.999	12,20%	2.077.220	8,53%

Observa-se que, somente com a implementação dos piscinões, há uma redução entre 7,76% e 12,07% da área atingida por inundações, ao comparar-se os resultados para os cenários 1 e 2.

Enquanto isso, a redução da área inundada com a implementação das LIDs é muito pequena, sendo inferior a 1% para todos os tempos de retorno analisados.

Estes resultados ratificam a conclusão de que as LIDs não têm grande eficiência no controle de inundações, enquanto a implementação de soluções estruturais como os reservatórios podem ter um impacto mais relevante.

O aumento de área alagada com a implementação das LIDs, que pode ser verificado para os períodos de retorno de 5 e 25 anos, este último somente para o cenário 1, certamente não condiz com a realidade e é devido a imprecisões no processo e modelagem.

8 Conclusão

No trabalho desenvolvido foi estudado o potencial de soluções convencionais e não convencionais no controle de inundações causadas por eventos hidrológicos de diferentes probabilidades de ocorrência, na Bacia Hidrográfica do Pirajuçara.

No tocante a soluções convencionais, foram estudados reservatórios de detenção, ou piscinões. Estas soluções se mostraram eficientes em todos os parâmetros avaliados, ou seja, vazão média de inundação, volume inundado, tempo médio de inundação e área da mancha de inundação, com reduções de 46%, 26%, 13% e 12% no sistema, respectivamente, para uma chuva de tempo de retorno equivalente a 2 anos.

Uma importante conclusão relacionada a estas soluções é a redução da eficiência dos piscinões conforme há o aumento da intensidade do evento hidrológico incorrido na bacia.

Apesar destas soluções serem bastante eficientes no controle de enchentes, alguns de seus pontos negativos são: alto custo de implementação; demora na implementação; impacto negativo na população que vive ao redor da obra.

Já com relação a soluções não convencionais, foi estudada a implementação de LIDs. Mais especificamente, foram estudados três tipos de medidas que podem ser classificadas como LIDs: telhados verdes, pavimentos permeáveis e valas de infiltração.

Estas soluções, diferentemente dos reservatórios, não apresentam grande eficiência no controle de inundações na bacia de modo geral, atingindo reduções equivalentes a 3% no volume extravasado, na média. Em relação à área inundada, o impacto positivo das LIDs foi praticamente inexistente.

No entanto, estas soluções podem trazer resultados bons com relação à qualidade da água, aspecto que não foi estudado no presente trabalho. Além disso, outra vantagem destas soluções é o baixo impacto ambiental, e a possibilidade de estimular sua implementação pela população através de incentivos fiscais, que abre a possibilidade de o governo não ter que gastar diretamente com obras. Apesar de estar abrindo mão de parcela da arrecadação fiscal, as condições podem ser ajustadas pelo poder público de modo a se tornarem mais viáveis em questão orçamentária. Outro ponto vantajoso das LIDs é que a iniciativa pode partir diretamente dos cidadãos, mesmo sem qualquer incentivo governamental.

Com relação a este último tópico, o estímulo através de incentivos fiscais deve estar previsto em plano diretor e se enquadra principalmente em soluções que devem ser implementadas

em áreas de propriedade privada, tais quais telhados verdes e pavimentos permeáveis (no caso de estacionamentos).

Desta forma, a principal conclusão deste trabalho é que os dois tipos de soluções devem trabalhar de forma sinérgica, sendo os reservatórios importantes para controlar as inundações que ocorrem na bacia recorrentemente, com vazões e volumes que fogem do espectro de atuação das LIDs, se não difundidas pela bacia. Porém, as LIDs trazem um ganho ambiental e um impacto urbanístico positivo, além de poder ser implantada por iniciativa da população. Tudo isso traz indícios de que, com o ganho de relevância da temática ambiental e o aumento das exigências em relação à administração do dinheiro público ano após ano, mais projetos tendem a olhar para as LIDs como uma possível solução, seja ela alternativa ou complementar aos piscinões.

9 Bibliografia

BLOG ArchiExpo. **GABIÃO COLCHÃO/PARA CONTROLE DE EROSÃO/DE PROTEÇÃO/PARA MARGENS DOS RIOS.** Disponível em: <http://www.archiexpo.com/pt/prod/borghia-azio/product-148122-1608040.html>/ Acesso em: 22 de maio de 2019

Blog Bacia Itajaí-Açu. **O que são e qual a importância das matas ciliares.** Disponível em: <http://bacia-itajai.blogspot.com/2009/08/curiosidades-sobre-bacia-do-rio-itajai.html/> Acesso em: 29 de maio de 2019

BLOG HypeVerde. **O que são e qual a importância das matas ciliares.** Disponível em: <https://www.hypeverde.com.br/o-que-sao-matas-ciliares/> Acesso em: 22 de maio de 2019

BLOG São Paulo Antiga. **O marco da enchente de 1929.** Disponível em: <http://www.saopauloantiga.com.br/o-marco-da-enchente-de-1929/> Acesso em: 20 de maio de 2019.

CANHOLI, A.P. (2005). **Drenagem urbana e controle de enchentes**, Oficina de Textos, ISBN 8586238430, São Paulo, Brazil.

CANHOLI, A.P. (2005). **Soluções estruturais não-convencionais em drenagem urbana.**, 1996, São Paulo, Brazil.

Comitê da Bacia Hidroráfica do Alto Tietê, **Plano da Bacia do Alto Tietê – Sumário Executivo**, 2009

CORDERO, A., MEDEIROS, P.A., TERAN, A.L. **Medidas de Controle de Cheias e Erosões**, Santa Catarina, 2019.

Departamento de Águas e Energia Elétrica, **Primeiro Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê**, 1999

Departamento de Águas e Energia Elétrica, **Terceiro Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê**, 2013

EPA. Environmental Policy Agency. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume 1 – Hydrology (Revised)**, 2016.

FEITOSA, A. **Modelagem Dinâmica de Escoamento Superficial Influenciando a Susceptibilidade à Erosão dos Solos num Município do Semi-Árido de Pernambuco**.

Disponível em: <http://www.uc.pt/fluc/cegot/VISLAGF/actas/tema4/ailton>

Acesso em: 15 de maio de 2019.

FILHO, K.Z., MARTINS, J.R.S., PORTO, M.F.A. Fascículo 3: Inundações Urbanas, In: **Coleção Águas Urbanas**, PHA2537 – Água em Ambientes Urbanos, 2012, São Paulo, Brasil.

GOBBI, L.D. **Urbanização brasileira**. Disponível em: <http://educacao.globo.com/geografia/assunto/urbanizacao/urbanizacao-brasileira.html/>

Acesso em: 20 de maio de 2019.

HERNANDES, D. **Pista molhada? Não com esse asfalto que “bebe” água**. Disponível em: <https://www.flatout.com.br/pista-molhada-nao-com-esse-asfalto-que-bebe-agua/>

Acesso em: 22 de maio de 2019

Jato-Espino, D.; Sillanpää, N.; Charlesworth, S.M.; Andrés-Doménech, I. **Coupling GIS with Stormwater Modelling for the Location Prioritization and Hydrological Simulation of Permeable Pavements in Urban Catchments**. *Water* 2016, 8, 451.

JAMES, W; ROSSMAN, L; JAMES, W.E.C. **User’s Guide to SWMM 5**. 13th edition. 2010

Jornal de Campinas. **Rodovia dos Bandeirantes é a melhor do país pelo sétimo ano consecutivo**. Disponível em: <https://jornaldecampinas.com.br/jornal/rodovia-dos->

bandeirantes-e-a-melhor-do-pais-pelo-setimo-ano-consecutivo/ Acesso em: 22 de maio de 2019

Jornal Metas. **O Vale sempre em alerta.** Disponível em: <http://www.jornalmetas.com.br/valedasaguas/agressoes/o-vale-sempre-em-alerta-1.1853034/> Acesso em: 29 de maio de 2019

KREBS, Gerald et al. **Simulation of green roof test bed runoff.** *Hydrological Processes*, v.30, p.250-262, 2016.

PAULO, S. Manual de Drenagem e manejo de águas pluviais: fundamentos, *SMdDU (SMDU)*, São Paulo (2012).

PCSWMM Support. **LID controls.** Disponível em: <https://support.chiwater.com/77701/lid-controls>. Acesso em: 22 de outubro de 2019

Portal G1 SC. **Enchente no Vale do Itajaí que matou 49 pessoas completa 30 anos.** Disponível em: <http://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2013/07/enchente-no-vale-do-itajai-que-matou-49-pessoas-completa-30-anos.html>/ Acesso em: 29 de maio de 2019

SANTOS, F.A., ATIQUE, F., JANES, J. et al. A enchente de 1929 na cidade de São Paulo: memória, história e novas abordagens de pesquisa. **Revista do Arquivo Geral da Cidade do Rio de Janeiro**, Rio de Janeiro, RJ. n. 8, 2014, p. 149-166.

Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais.** São Paulo, 2012.

SIMONS, D. B., et al. 1977. **Flood flows, stages and damages.** Fort Collins: Colorado State University.

Tucci, C.E.M. (1995). Inundações Urbanas, In: **Drenagem Urbana**, Tucci, C.; Porto, R.; Barros, M., pp. 15-36, Editora da Universidade/ABRH, ISBN 8570253648, Porto Alegre, Brazil.

TUCCI, C.E M.; BERTONI, J.C. (2003) (orgs) **Inundações Urbanas na América do Sul** Ed. Brasileira de Recursos Hídricos.

VIRGILIIS, A. **Pavimento permeável contra precipitações**. Disponível em: <http://kerberpremoldados.com.br/2010/09/06/pavimento-permeavel-contraprecipitacoes/>
Acesso em: 22 de maio de 2019

WATER RESOURCES COUNCIL, 1971. **Regulation of flood hazard areas to reduce flood losses**. Washington.

WALESH, S. G. **Urban surface water management**. New York, 1989.

XAVIER, M., TAMAMOTO, V. **A placa da enchente de 1929, uma das piores que São Paulo já viu** Disponível em: <https://vejasp.abril.com.br/cidades/placa-enchente-1929/>
Acesso em: 20 de maio de 2019.

Xie, J.; Wu, C.; Li, H.; Chen, G. **Study on Storm-Water Management of Grassed Swales and Permeable Pavement Based on SWMM**. *Water* 2017, 9, 840.