



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO CEARÁ
MESTRADO EM TECNOLOGIA E GESTÃO AMBIENTAL

**ANALISE DO DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS DE
AMORTECIMENTO DE CHUVAS.**

FORTALEZA

2017

RAYANE GADELHA MELO DE LIMA

**ANALISE DO DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS DE
AMORTECIMENTO DE CHUVAS**

Dissertação submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Tecnologia e Gestão Ambiental do Instituto Federal do Ceará como requisito para obtenção do título de Mestre em Tecnologia e Gestão Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Mariano da Franca
Alencar Neto

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Instituto Federal do Ceará - IFCE

Sistema de Bibliotecas - SIBI

Ficha catalográfica elaborada pelo SIBI/IFCE, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

L732a Lima, Rayane Gadelha Melo de.

Análise do dimensionamento dos reservatórios de amortecimento de chuvas / Rayane Gadelha Melo de Lima - 2017.

240 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado) Instituto Federal do Ceará, Mestrado em Tecnologia e Gestão Ambiental, Campus Fortaleza, 2017.

Orientação: Prof. Dr. Mariano da Franca Alencar Neto.

1. Gestão Ambiental. 2. Recursos Hídricos. 3. Drenagem urbana. I. Título.

CDD 628

RAYANE GADELHA MELO DE LIMA

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS DE
AMORTECIMENTO DE CHUVAS**

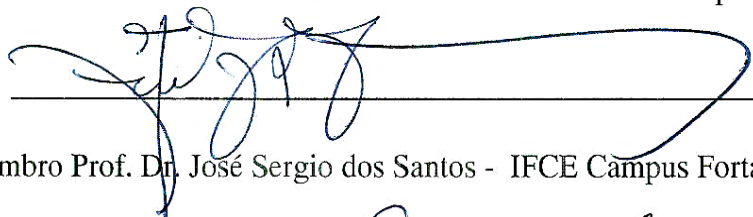
Dissertação submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Tecnologia e Gestão Ambiental do Instituto Federal do Ceará como requisito para a obtenção do título de Mestre em Tecnologia e Gestão Ambiental.

Aprovada em 02/06/2017

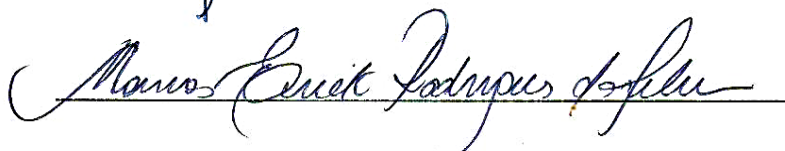
BANCA EXAMINADORA



Presidente Prof. Dr. Mariano da Franca Alencar Neto - IFCE Campus Fortaleza



Membro Prof. Dr. José Sergio dos Santos - IFCE Campus Fortaleza



Membro Prof. Dr. Marcos Erick Rodrigues da Silva - IFCE Campus Fortaleza

Dedico este trabalho a todos que acreditaram e dedicaram para que esse trabalho fosse possível.

Obrigada

AGRADECIMENTOS

A DEUS, que todos os dias de minha vida me deu forças para nunca desistir.

À minha mãe, meu pai que me apoiaram durante toda minha vida.

Ao IFCE, seu corpo docente, direção e administração pela oportunidade de fazer parte deste mestrado.

A todos os professores do Mestrado de ensinaram mais do que conteúdo, lições para vida toda.

Aos meus amigos e companheiros de Mestrado que estiveram comigo apoiando e compartilharam muitos momentos felizes.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigada.

" Nossa maior fraqueza está em desistir. O
caminho mais certo de vencer é tentar mais
uma vez. "

(Thomas Edison).

RESUMO

Devido aos prejuízos econômicos e perdas de vidas humanas resultantes de frequentes inundações e enchentes tornou-se necessário o desenvolvimento e aplicação de diversas medidas de prevenção e proteção contra enchentes urbanas. Os reservatórios de amortecimento de chuva em nível de lote ou impladados na macrodrenagem promove o amortecimento o escoamento pluvial, assim diminuindo a vazão gerada pela chuva no sistema de drenagem, alguns municípios brasileiros adotaram legislação que determina a obrigatoriedade da construção de reservatórios de amortecimento de chuvas em nível de loteamento. Os municípios de Rio Branco, João Pessoa, Recife, Teresina, Belo Horizonte, Niterói, Rio de Janeiro, São Paulo, São Carlos, Santos, São José do Rio Preto, Sorocaba, Guarulhos, Mauá, Osasco, Cuiabá, Curitiba, São José dos Pinhais, Passo Fundo, Santana de Parnaíba, Santo André, Bragança Paulista, Itatiba, Valinho, Gaspar, Diadema, São Bernardo do Campo, Rio do Sul e Porto Alegre, já possuem legislação para essa finalidade. Neste trabalho foram realizadas simulações com o software SWMM em um lote urbano hipotetico de área de 600 m²e com taxa de impermeabilidade de 85%, o escoamento sobre a área é gerado por chuvas com período de retorno de 2, 5 e 10 anos e amortecido no sistema de drenagem por um reservatório de amortecimento de chuva dimensionado, conforme o dimensionamento estabelecido pela legislação vigente de cada município, posteriormente foi simulado esse reservatório de amortecimento em 250 lotes localizados na Bacia do Açude Santo Anastacio em Fortaleza-CE e comparado sua eficiencia na redução da vazão de água pluvial na rede de drenagem com outras medidas de prevenção e combate a enchente. Os resultados das simulações mostraram que dos 29 municípios analisados apenas 6 possuem dimensionamento de reservatórios adequados, não transbordando, considerando uma chuva de projeto com período de retorno de 10 anos e e considerando uma chuva de projeto com período de retorno de 2 anos 13 municípios possuem reservatórios adequados. Aplicando o microrreservatório em 250 lotes na Bacia hidrografica estuda haverá uma redução da vazão pluvial de 4,75% no sistema de drenagem, necessitando da aplicação de mais microrreservatorios ou da utilização conjunta com outras medidas para mistigação de enchente e inundações na bacia estudada. Comparado com outras medidas, o aumento da calha do canal, mostrou-se eficiente na mistigação de enchente e viavel para bacia estudada.

Palavras-chave: Amortecimento de cheias, Drenagem urbana e Inundações.

ABSTRACT

Because of economic losses and loss of life resulting from frequent floods, it has become necessary to develop and apply various measures of prevention and protection against urban floods. The rain damping reservoirs at batch level or implanted in the macrodrainage promote damping the rainfall, thus reducing the flow generated by rainfall in the drainage system, some Brazilian municipalities have adopted legislation that mandates the construction of rain damping reservoirs at the allotment level. The municipalities of Rio Branco, João Pessoa, Recife, Teresina, Belo Horizonte, Niterói, Rio de Janeiro, São Paulo, São Carlos, Santos, São José do Rio Preto, Sorocaba, Guarulhos, Mauá, Osasco, Cuiabá, Curitiba, São José the State of Rio Grande do Sul, and Porto Alegre, already have legislation for this purpose. In this work, we performed simulations with the SWMM software in a hypothetical urban plot with an area of 600 m² and an impermeability rate of 85%, the flow over the area is generated by rainfall with a return period of 2, 5 and 10 years and damped in the a damping reservoir with a dimensioned rain damping reservoir, according to the design established by the current legislation of each municipality, this buffer dam was subsequently simulated in 250 lots located in the Açude Santo Anastácio Basin in Fortaleza-CE and compared its reduction efficiency of the flow of rainwater in the drainage network with other measures to prevent and combat flooding. The results of the simulations showed that of the 29 municipalities analyzed, only 6 have adequate reservoir sizes, not overflowing, considering a project rain with return period of 10 years and considering a project rainfall with a return period of 2 years 13 municipalities have reservoirs appropriate. Applying the micro-reservoir in 250 lots in the Hydrographic Basin studies there will be a 4.75% reduction in rainfall in the drainage system, requiring the application of more microreservoirs or the joint use with other flood mitigation measures in the studied basin. Compared with other measures, the canal channel increase proved to be efficient in the flood mitigation and feasible for the studied hydrographic basin.

Keywords: urban drainage, floods, flood buffer.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- As curvas fornecem o valor de Razão (R) entre vazão antes e depois da urbanização, aumento da vazão média de inundação função da área impermeável e da canalização do sistema de drenagem.	5
Figura 2- Sistema de escoamento de esgoto e água pluviais de Mohenjo-Daro	6
Figura 3- Antiga linha de esgoto de Roma, a cloaca máxima. Ainda usado para o escoamento de água pluvial, o terminal do esgoto, pedra intacta antiga, pode ser visto da ponte do palatino em Roma-Itália.	7
Figura 4- O saneamento de Santos, São Paulo.	10
Figura 5- A grande enchente de 1929 em São Paulo.....	11
Figura 6-Enchente de 1941, praça XV de novembro.	12
Figura 7- Registros de inundações, enxurradas e enchentes, no Estado do Ceará de 1991 a 2012.	13
Figura 8- Os Transtornos causados pela chuva do dia 24 de abril de 1997 nos bairros de Fortaleza.	15
Figura 9- Capa da edição de 30 de janeiro de 2004 do Jornal Diário do Nordeste	16
Figura 10- Alguns pontos de alagamento na cidade no dia 22 de março de 2012	17
Figura 11- Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização.....	25
Figura 12- Infiltração de acordo com o Modelo de Horton.....	31
Figura 13- Variáveis e funções do método do SCS para determinação das perdas de precipitação.....	32
Figura 14- Modelo do escoamento superficial	37
Figura 15- Representação gráfica dos três princípios básico do Hidrograma Unitário..	39
Figura 16- Representação do Hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service, SCS, e Correspondente hidrograma triangular.	43
Figura 17- Processo de modelagem no SWMM.....	53
Figura 18- Representação de um modelo de sub-bacia no SWMM.	54
Figura 19- Relatório de estado da simulação com resumo dos resultados da simulação	56
Figura 20- Visualização dos resultados da modelação no SWMM em formado de Gráfico.	57
Figura 21-O plano para o Fens, Boston foi feito em 1877.	60
Figura 22- Piscinão Guamiranga- Localizado ao lado do rio Tamanduateí na cidade de São Paulo.	63

Figura 23-Desenho esquemático de um reservatório de retenção subterrâneo.....	65
Figura 24- Desenho esquemático de um reservatório de retenção aberto.	66
Figura 25-Microrreservatórios de chuva a nível de lote do tipo enterrado e fechado. ...	67
Figura 26-Reservatórios em paralelo.....	68
Figura 27- Reservatórios em série	68
Figura 28- Localização da Bacia Hidrográfica da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio.	86
Figura 29- Distribuição da precipitação média anual na Região Metropolitana de Fortaleza.	87
Figura 30- Batimetria da Lagoa de Parangaba – Fortaleza-CE	89
Figura 31- Modelo Digital da Lagoa da Parangaba – Fortaleza-CE	90
Figura 32- Foto do canal que alimenta o Santo Anastácio, mostrando as casas construídas irregularmente nas suas margens.....	92
Figura 33-Curvas de nível das batimetrias de 1992 e 2002, respectivamente do açude Santo Anastácio– Fortaleza-CE.....	93
Figura 34- Batimetria do Açude Santo Anastácio – Fortaleza-CE realizada pela SEMAN em 2007.	94
Figura 35- Modelo Digital do Açude Santo Anastácio – Fortaleza-CE realizada pela SEMAN em 2007.	95
Figura 36 – Modelo de terreno utilizado para simulação do volume dos reservatórios de amortecimento de chuva.....	97
Figura 37 – Esquema hidrológico sob as condições do lote utilizado SWMM.....	100
Figura 38- Bacia Hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio, obtida através de dados do arcGis e Cartas Topográficas de Fortaleza.....	101
Figura 39- Uso e ocupação da Bacia Hidrográfica estudada a partir de dados de imagem do Google Earth.....	103
Figura 40- Divisão das sub-bacias e Sistemas de drenagem.	106
Figura 41- Resultado do cálculo de dimensionamento dos reservatórios de amortecimentos dos municípios brasileiros estudados em comparação com o resultado da simulação com SWMM para um período de 2 ano.	113
Figura 42- Resultado do cálculo de dimensionamento dos reservatórios de amortecimentos dos municípios brasileiros estudados em comparação com o resultado da simulação com SWMM para um período de 10 anos.....	114

Figura 43- Posicionamento do Piscinão no canal que interliga o Açude Santo Anastácio e a lagoa da Parangaba.....	122
Figura 44-apresenta, esquematicamente, a forma de obtenção de Vs, pelo método de Baker.....	123
Figura 45- Volume armazenado pelo reservatório de contenção de cheias na bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio, obtido a partir de simulações com o software SWMM.	125
Figura 46- Posicionamento dos microrreservatórios.	133
Figura 47-Volume armazenado pelo microrreservatório de contenção de cheias na bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio, obtido a partir de simulações com o software SWMM.	134
Figura A1-Curva IDF da cidade de Belo Horizonte.....	148
Figura A2-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Belo Horizonte para uma chuva de duração de 1 horas.	149
Figura A3-Curva IDF da cidade de Bragança Paulista.	150
Figura A4-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Bragança Paulista para uma chuva de duração de 1 horas.	151
Figura A5-Curva IDF da cidade de Cuiabá.	152
Figura A6-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Cuiabá para uma chuva de duração de 1 horas.	153
Figura A7-Curva IDF da cidade de Curitiba.	154
Figura A8-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Curitiba para uma chuva de duração de 1 horas.	155
Figura A9-Curva IDF do município de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André.	156
Figura A10- Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF do município de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André para uma chuva de duração de 1 horas.	157

Figura A11-Curva IDF da cidade de Fortaleza-CE.	158
Figura A12-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5, 10,25 e 100 anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Fortaleza para uma chuva de duração de 2 horas.	159
Figura A13-Curva IDF do município de Gaspar e Rio do Sul.	160
Figura A14-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Gaspar e Rio do Sul para uma chuva de duração de 1 horas.....	161
Figura A15-Curva IDF do município de Guarulhos.....	162
Figura A16-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10 anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Guarulhos para uma chuva de duração de 1 horas.	163
Figura A17-Curva IDF do município de Itatiba e Valinho.	164
Figura A18-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Itatiba e Valinho para uma chuva de duração de 1 horas.	165
Figura A19-Curva IDF do município de João Pessoa.	166
Figura A20-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de João Pessoa para uma chuva de duração de 1 horas.	167
Figura A21-Curva IDF do município de Mauá.	168
Figura A22-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Mauá para uma chuva de duração de 1 horas.	169
Figura A23-Curva IDF do município de Niterói e Rio de Janeiro.	170
Figura A24-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Niterói e Rio de Janeiro para uma chuva de duração de 1 horas.....	171
Figura A25-Curva IDF do município de Osasco.....	172
Figura A26-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Osasco para uma chuva de duração de 1 horas.	173
Figura A27-Curva IDF do município de Passo Fundo.	174

Figura A28-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Passo Fundo para uma chuva de duração de 1 horas.	175
Figura A29-Curva IDF do município de Porto Alegre.....	176
Figura A30-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Porto Alegre para uma chuva de duração de 1 horas.	177
Figura A31-Curva IDF do município de Recife.....	178
Figura A32-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Recife para uma chuva de duração de 1 horas.....	179
Figura A33-Curva IDF do município de Rio Branco.....	180
Figura A34-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Rio Branco para uma chuva de duração de 1 horas.	181
Figura A35-Curva IDF do município de Santana do Paraíba.....	182
Figura A36-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Santana do Paraíba para uma chuva de duração de 1 horas.	183
Figura A37-Curva IDF do município de Santos.....	184
Figura A38-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Santos para uma chuva de duração de 1 horas.	185
Figura A39-Curva IDF do município de São Carlos.....	186
Figura A40-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São Carlos para uma chuva de duração de 1 horas.	187
Figura A41-Curva IDF do município de São José do Rio Preto.	188
Figura A42-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São José do Rio Preto para uma chuva de duração de 1 horas.....	189
Figura A43-Curva IDF do município de São José do Pinhais.....	190

Figura A44-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São José dos Pinhais para uma chuva de duração de 1 horas.	191
Figura A45-Curva IDF do município de São Paulo.	192
Figura A46-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São Paulo para uma chuva de duração de 1 horas.	193
Figura A47-Curva IDF do município de Sorocaba.	194
Figura A48-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Sorocaba para uma chuva de duração de 1 horas.	195
Figura A49-Curva IDF do município de Teresina.....	196
Figura A50-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Teresina para uma chuva de duração de 1 horas.	197
Figura B1-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Belo Horizonte diferentes intensidades de chuvas.	198
Figura B2-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município Bragança Paulista de diferentes intensidades de chuvas.	198
Figura B3-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Cuiabá diferentes intensidades de chuvas.	199
Figura B4-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Curitiba diferentes intensidades de chuvas.....	199
Figura B5-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Diadema diferentes intensidades de chuvas.	200
Figura B6-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Gaspar diferentes intensidades de chuvas.	200
Figura B7-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Guarulhos diferentes intensidades de chuvas.	201
Figura B8-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Itatiba para diferentes intensidades de chuvas.....	201
Figura B9-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de João Pessoal para diferentes intensidades de chuvas.....	202

Figura B10-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Mauá para diferentes intensidades de chuvas.....	202
Figura B11-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Niterói para diferentes intensidades de chuvas.....	203
Figura B12-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Osasco diferentes intensidades de chuvas.	203
Figura B13-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Passo Fundo para diferentes intensidades de chuvas.....	204
Figura B14-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Porto Alegre para diferentes intensidades de chuvas.	204
Figura B15-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Recife diferentes intensidades de chuvas.	205
Figura B16-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Rio Branco para diferentes intensidades de chuvas.....	205
Figura B17-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Rio de Janeiro para diferentes intensidades de chuvas.....	206
Figura B18-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Rio do Sul diferentes intensidades de chuvas.....	206
Figura B19-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Santana do Parnaíba para diferentes intensidades de chuvas.	207
Figura B20-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Santo André para diferentes intensidades de chuvas.....	207
Figura B21-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Santos para diferentes intensidades de chuvas.	208
Figura B22-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Bernardo do Campo para diferentes intensidades de chuvas.	208
Figura B23-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Carlos para diferentes intensidades de chuvas.	209
Figura B24-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São José do Pinhais para diferentes intensidades de chuvas.	209
Figura B25-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São José do Rio Preto para diferentes intensidades de chuvas.....	210
Figura B26-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Paulo para diferentes intensidades de chuvas.....	210

Figura B27-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Paulo (Nova Legislação) para diferentes intensidades de chuvas.	211
Figura B28-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Sorocaba para diferentes intensidades de chuvas.	211
Figura B29-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Teresina para diferentes intensidades de chuvas.	212
Figura B30-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Valinhos para diferentes intensidades de chuvas.	212
Figura C 1- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Belo Horizonte para chuva com período de retorno de 2, 5 e 10anos.	213
Figura C 2- Simulação do Hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município Bragança Paulista de diferentes intensidades de chuvas.	214
Figura C 3- Simulação do Hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Cuiabá diferentes intensidades de chuvas.....	215
Figura C 4- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Curitiba diferentes intensidades de chuvas.....	216
Figura C 5- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para os municípios de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André diferentes intensidades de chuvas.....	217
Figura C 6- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para os municípios de Gaspar e Rio do Sul diferentes intensidades de chuvas.....	218
Figura C 7- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Guarulhos diferentes intensidades de chuvas.	219
Figura C 8- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Itatiba e Valinho para diferentes intensidades de chuvas.	220
Figura C 9- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de João Pessoa para diferentes intensidades de chuvas.....	221
Figura C 10- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Mauá para diferentes intensidades de chuvas.	222
Figura C 11- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Niterói e Rio de Janeiro para diferentes intensidades de chuvas.	223

Figura C 12- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Osasco diferentes intensidades de chuvas.	224
Figura C 13- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Passo Fundo para diferentes intensidades de chuvas.....	225
Figura C 14- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Porto Alegre para diferentes intensidades de chuvas.	226
Figura C 15- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Recife diferentes intensidades de chuvas.	227
Figura C 16- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Rio Branco para diferentes intensidades de chuvas.....	228
Figura C 17- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Santana do Parnaíba para diferentes intensidades de chuvas.	229
Figura C 18- -Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Santos para diferentes intensidades de chuvas.	230
Figura C 19-Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Carlos para diferentes intensidades de chuvas.....	231
Figura C 20- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São José do Pinhais para diferentes intensidades de chuvas.	232
Figura C 21- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São José do Rio Preto para diferentes intensidades de chuvas....	233
Figura C 22- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Paulo para diferentes intensidades de chuvas.....	234
Figura C 23- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de São Paulo (Nova Legislação) para diferentes intensidades de chuvas.	235
Figura C 24- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Sorocaba para diferentes intensidades de chuvas.	236
Figura C 25- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m ³) para o município de Teresina para diferentes intensidades de chuvas.	237

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Eventos extremos de chuva para a cidade de Fortaleza-CE.....	14
Tabela 2- Medidas estruturais de controle de cheias.....	23
Tabela 3- Medidas de controle no lote.	26
Tabela 4-Valores dos números CN da curva de runoff	35
Tabela 5-Valores de C, conforme as características de urbanização da bacia.	41
Tabela 6-Modelos utilizados por programas de simulação de drenagem urbana.....	49
Tabela 7- Histórico de desenvolvimento do SWMM:.....	52
Tabela 8-Estimativas de áreas, bacias, volume, custos de reservatórios de retenção dimensionados pelo DAEE e da capital de São Paulo para $T_r=25$ anos.	62
Tabela 9- Municípios, total e com dispositivo coletivo de retenção ou amortecimento de vazão de águas pluviais urbanas, por localização dos dispositivos, segundo as Grandes Regiões-2008.....	64
Tabela 10- Legislação Municipal de Reservatório de Amortecimento de cheias.	70
Tabela 11- Critério para determinação do diâmetro do orifício regulador de vazão.....	80
Tabela 12- Equações de intensidade-duração-frequência de chuvas (IDH) dos municípios estudados:	99
Tabela 13- Características físicas da bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio...	102
Tabela 14- Tipos de ocupação e uso do solo da Bacia Hidrográfica estudada.....	102
Tabela 15- Períodos de retorno para diferentes ocupações da área.....	104
Tabela 16-Parâmetros de caracterização das subáreas para o SWMM.	107
Tabela 17- Parâmetros de infiltração por subárea.	108
Tabela 18- Características do canal detalhada.....	109
Tabela 19- Resultado da Simulação do Reservatório de amortecimento obtido através do programa SWMM para chuva com período de retorno de 2, 5 e 10 anos.	111
Tabela 20-Vazão de pico do hidrograma gerado antes e após a inserção do Reservatório de amortecimento para chuva com período de retorno de 2, 5 e 10 anos.....	117
Tabela 21- Vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio sem a presença de reservatórios de retenção a partir da simulação com SWMM.....	120
Tabela 22- Alturas do canal para vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio.....	121

Tabela 23- Vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio com a inserção de reservatórios de retenção a partir da simulação com SWMM.	125
Tabela 24- Volume específico em função da área impermeável	129
Tabela 25- Equações de volume de retenção de reservatório para o município de Fortaleza-Ce.	129
Tabela 26- Volume de retenção de microrreservatório para lotes de 0,06 ha e 85% de impermeabilidade localizados no município de Fortaleza-Ce.	130
Tabela 27- Diâmetro de saída do reservatório de amortecimento de chuva.	132
Tabela 28- Vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio com a inserção de reservatórios de retenção a partir da simulação com SWMM.	134
Tabela A1-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Belo Horizonte.	148
Tabela A2-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Bragança Paulista.	150
Tabela A3-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Cuiabá.	152
Tabela A4-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Curitiba.	154
Tabela A5-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André.	156
Tabela A6-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Fortaleza.	158
Tabela A7-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Gaspar e Rio do Sul.	160
Tabela A8-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Guarulhos.	162
Tabela A9-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Itatiba e Valinho.	164
Tabela A10-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de João Pessoa.	166

Tabela A11-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Mauá.	168
Tabela A12-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Niterói e Rio de Janeiro.	170
Tabela A13-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Osasco.....	172
Tabela A14-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Passo Fundo.	174
Tabela A15-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Porto Alegre.....	176
Tabela A16-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Recife.	178
Tabela A17-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Rio Branco.	180
Tabela A18-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Santana do Paraíba.....	182
Tabela A19- Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Santos.....	184
Tabela A20-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São Carlos.	186
Tabela A21-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São José do Rio Preto.	188
Tabela A22-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São José dos Pinhais.	190
Tabela A23-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São Paulo.	192
Tabela A24-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Sorocaba.	194
Tabela A25-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Teresina.....	196

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
2.	OBJETIVOS.....	3
2.1.	Objetivos Geral	3
2.2.	Objetivos específicos.....	3
3.	REFERENCIAL TEÓRICO	4
3.1.	Inundações urbanas	4
3.1.1.	Histórico de convivência com as inundações urbana.....	6
3.1.2.	Inundações urbanas no Brasil.....	9
3.1.3.	Inundações urbanas no Ceará.....	13
3.1.4.	Cenário atual brasileiro da drenagem urbana.....	18
3.2.	Medidas de proteção e controle de inundações.....	18
3.2.1.	Medidas não estruturais.....	18
3.2.1.1.	Legislação.....	19
3.2.1.2.	Sistema de alertas de Inundações:.....	20
3.2.1.3.	Mapas de inundação	21
3.2.1.4.	Seguros contra enchentes	22
3.2.1.5.	Zoneamento de áreas de Inundação	22
3.2.1.6.	Educação ambiental.....	22
3.2.2.	Medidas estruturais	22
3.2.2.1.	Microdrenagem	24
3.2.2.2.	Macro drenagem.....	24
3.2.3.	Medidas de controle no lote:	25
3.3.	Modelos matemáticos de sistemas de drenagem pluvial:.....	29
3.3.1.	Modelo Hidrológico	29
3.3.2.	Precipitação:	30
3.3.3.	Infiltrações.....	30
3.3.4.	Modelos de Infiltração	31
3.3.4.1.	Modelo de Horton	31
3.3.4.2.	Modelo de Green e Ampt.....	32
3.3.4.3.	Modelo do SCS (Soil Conservation Service).....	32

3.3.5.	Escoamento superficiais	36
3.3.5.1.	Curvas tempo-área.....	36
3.3.5.2.	Modelo de reservatório linear	36
3.3.5.3.	Modelo de reservatório não linear ou modelo cinemático	36
3.3.5.4.	Modelo do hidrograma unitário.....	38
3.3.5.5.	Método Racional	40
3.3.5.6.	Método Hidrograma Unitário Sintético – SCS	42
3.3.5.7.	Método Santa Bárbara	44
3.4.	Modelo Hidráulico	45
3.4.1.	Programas Existentes para Modelação de redes de Drenagem Urbana	48
3.4.2.	SWMM.....	51
3.5.	Reservatórios de Amortecimento de Chuva.....	58
3.5.1.	Definição	58
3.5.2.	Histórico	59
3.5.3.	Cenário atual brasileiro em relação à adoção de reservatórios de amortecimento de chuvas	64
3.5.4.	Classificação de reservatórios de amortecimento de chuva	65
3.5.4.1.	Quando a forma.....	65
3.5.4.1.1.	Reservatórios de detenção subterrâneos ou cobertos	65
3.5.4.1.2.	Reservatórios de detenção a céu aberto.....	65
3.5.4.1.3.	Bacias de retenção.....	66
3.5.4.1.4.	Microrreservatórios	66
3.5.4.2.	Em relação ao curso d’água	67
3.5.4.2.1.	Reservatórios em paralelo (off line).....	67
3.5.4.2.2.	Reservatórios em série (in line).....	68
3.6.	Legislação específica de reservatório de amortecimento de chuvas	69
3.6.1.	Exemplo de municípios que possuem legislação específica de reservatórios de detenção de água pluviais	69
3.6.1.1.	Município de São Paulo	71
3.6.1.2.	Município de Belo Horizonte	77
3.6.1.3.	Município de Guarulhos.....	77
3.6.1.4.	Município de Santo André	78
3.6.1.5.	Município de Curitiba	79
3.6.1.6.	Município de São José do Rio Preto	81

3.6.1.7.	Município de Porto Alegre	82
3.6.1.8.	Município de Teresina.....	83
3.6.2.	Outros municípios que também possuem legislação para reservatórios de amortecimento de chuva.....	84
3.7.	Bacia Hidrográfica da Lagoa da Parangaba -Açude Santo Anastácio.	86
4.	METODOLOGIA	97
4.1.	Análise do dimensionamento dos reservatórios previsto nas legislações estudadas	97
4.2.	Estudo hidráulico e hidrológico da bacia da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio- Fortaleza-CE.....	101
4.2.1.	Definição da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio	101
4.2.2.	Determinação do uso do solo da área de estudo.....	102
4.2.3.	Dados hidrológicos da área de estudo	103
4.2.3.1.	Intensidade da chuva	103
4.2.3.2.	Determinação do Período de retorno.....	104
4.2.3.3.	Determinação da duração da precipitação.....	105
4.3.	Modelagem da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio	105
4.3.1.	Divisão da bacia em subáreas.....	105
4.3.2.	Caracterização do sistema de drenagem da bacia e representação do sistema de drenagem no modelo SWMM	108
4.3.3.	Simulações hidráulicas e hidrológicas com SWMM.	109
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	111
5.1.	Análise do dimensionamento dos reservatórios previsto nas legislações estudadas.	111
5.1.1.	Resultado da simulação com SWMM dos microrreservatório com tempo de retorno de 2 anos.	112
5.1.2.	Resultado da simulação com SWMM dos microrreservatório para 10 anos.	113
5.1.3.	Vazão de pico gerada pelo SWMM dos microrreservatório para diferentes períodos de retorno.	115
5.2.	Resultado da modelagem hidráulica e hidrológica da bacia da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio-Fortaleza-CE com o software SWMM.	119

5.2.1.	Vazão máxima suportada pelo canal.	119
5.2.2.	Simulação da bacia sem a presença de reservatórios de retenção.	119
5.2.3.	Aplicação de Medidas mitigadoras para redução/ eliminação do risco de inundação na Bacia da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio.....	120
5.2.3.1.	Manutenção e aumento da profundidade do Canal.	120
5.2.3.2.	Reservatório de amortecimento de chuva na macrodrenagem.	121
5.2.3.2.1.	Definição do ponto de início do alagamento e instalação do piscinão.....	121
5.2.3.2.2.	Dimensionamento do reservatório de amortecimento de chuva (piscinão) para bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio- Fortaleza-Ce pelo método de Baker, 1979.	123
5.2.3.2.3.	Simulação da bacia com a inserção reservatório de Amortecimento de Chuva obtidas por simulação com SWMM.	125
5.2.3.3.	Microrreservatório de amortecimento de chuva em lotes.	126
5.2.3.3.1.	Determinação do dimensionamento de microrreservatório de amortecimento de chuva pelo método racional para o município de Fortaleza.	126
5.2.3.3.1.1.	Vazão máxima permissível	126
5.2.3.3.1.2.	Coeficiente de escoamento.....	126
5.2.3.3.1.3.	Volume para manter a vazão máxima permissível.....	127
5.2.3.3.2.	Definição do ponto de instalação dos microrreservatórios de amortecimento de chuva.	132
5.2.3.3.3.	Simulação da bacia com a inserção dos microrreservatórios de Amortecimento de Chuva obtidas por simulação com SWMM.....	134
5.2.4.	Comparativo entre as Medidas mitigadoras para redução/ eliminação do risco de inundação na Bacia da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio.	135
6.	CONCLUSÃO	136
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
	APÊNDICE A: Determinação dos hietogramas de projeto gerados a partir do método de blocos alternados para os municípios estudados.	148
	APÊNDICE B: Simulação do volume do microrreservatório de amortecimento de chuvas (m ³) com SWMM para o município estudados.	198
	APÊNDICE C: Simulação do hidrograma do microrreservatório de amortecimento de chuvas (m ³) com SWMM para o município estudados.	213
	APÊNDICE D: Análise de regressão linear para determinação da equação de dimensionamento do reservatório de retenção de escoamento de água pluviais.	238

1. INTRODUÇÃO

Devido às altas taxas de crescimento populacional e a ocupação urbana desordenada, e por consequência o aumento de superfícies impermeáveis aumentando o volume e a velocidade do escoamento superficial da água das chuvas. Nos últimos anos, em particular, a gravidade dos eventos enchente e inundações urbanas aumentaram significativamente. Assim o número de pessoas afetadas por inundações e os prejuízos econômicos consequentemente (JHA; BLOCH; LAMOND, 2012).

No Brasil, o controle de enchentes urbanas é estabelecido pelo município através de legislação específica definida pelo Plano Diretor Urbano que disciplina o uso do solo, estabelece legislações ambientais e ações estruturais específicas.

Ainda predomina no país a canalização da água pluvial com medidas estruturais de drenagem urbana que transferem as águas acumuladas da chuva de uma área para um ponto posterior, que na realidade tendem a agravar o problema pelo aumento das vazões máximas à jusante.

Em contrapartida a essas medidas e com a finalidade de resolver esse problema alguns municípios brasileiros investem na utilização de dispositivos de acréscimo de infiltração ou retardamento de escoamento superficial que objetivam o controle de inundações na fonte – neste último caso destacam-se os reservatórios de amortecimentos de chuvas cujo princípio é o retardo e/ou a redução do volume e vazão de pico do escoamento em áreas urbanas altamente impermeabilizadas a níveis iguais ou inferiores à pré-urbanização.

Para tal, esses municípios estão adotando legislação que obriga à adoção reservatórios de amortecimento de chuva em loteamento como medida de redução do impacto do escoamento sobre a bacia urbana, como exemplos os municípios de Rio Branco, João Pessoa, Recife, Teresina, Belo Horizonte, Niterói, Rio de Janeiro, São Paulo, São Carlos, Santos, São José do Rio Preto, Sorocaba, Guarulhos, Mauá, Osasco, Cuiabá, Curitiba, São José dos Pinhais, Passo Fundo, Santana de Parnaíba, Santo André, Bragança Paulista, Itatiba, Valinho, Gaspar, Diadema, São Bernardo do Campo, Rio do Sul e Porto Alegre.

Esta solução de drenagem necessita ser adequadamente projetada para alcançar a eficiência desejável e diminuir o custo associado a possíveis erros na sua instalação e manutenção.

A utilização de modelos de simulação constitui uma ferramenta útil para avaliação da compatibilidade do projeto com as características físicas do local, permitindo simular diferentes cenários consequentes da implantação de um sistema em um ambiente, assim sendo possível detectar erros de projetos e testar diferentes soluções para esse.

Mark *et al.* (2004) destacam que nos últimos anos com os avanços na tecnologia computacional muitas cidades de países desenvolvidos utilizam modelagem computacional para solucionar seus problemas de inundações locais, desenvolvendo modelos do sistema de drenagem utilizando software como o Mouse, InfoWorks e o SWMM. No qual destaca-se na modelagem computacional de drenagem urbana o SWMM (Storm Waters Management Model) por ser um software gratuito que permite simulações de variáveis hidrológicas e hidráulicas.

Este trabalho tem como objetivo analisar a eficiência dos reservatórios de amortecimentos de chuvas. Para isso, analisou-se os reservatórios o volume de pico dos reservatórios de amortecimentos de chuva em lotes estabelecidos pelas legislações específicas desses municípios brasileiros através de simulações com o software SWMM em um lote urbano com área de 600 m² e taxa de impermeabilidade de 85% para chuvas com tempo de retorno de 2, 5 e 10 anos e realizou-se o estudo hidráulico-hidrológico de amortecimento de cheias na Bacia hidrográfica do açude Santo Anastácio, Fortaleza, CE, como alternativa de mitigar a ocorrência de pico de cheias.

O presente trabalho é organizado em 3 tópicos no qual inicialmente abordaremos a revisão bibliográfica com o histórico da drenagem Urbana, descrição das principais medidas estruturais de drenagem urbana utilizadas para contenção de inundações urbanas, modelagem hidráulica e hidrológica, os principais modelos hidrológicos e hidráulicos aplicados na drenagem urbana, assim como softwares utilizados em simulação de sistemas de drenagem e o conceito e histórico de reservatório de amortecimentos de chuvas e legislações municipais específicas sobre reservatório de amortecimento de chuva em lotes existente no país.

Posteriormente será apresentado a metodologia empregada nesse estudo, seguido dos resultados, discussões, conclusões e recomendações.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivos Geral

Analisar a eficiência dos microrreservatórios de amortecimento de chuva (“piscininhas”) e das bacias de retenção (“piscinões”) no sistema de drenagem Urbana.

2.2. Objetivos específicos

- Analisar a compatibilidade das equações desses microrreservatórios propostos nas legislações municipais existentes.
- Determinação e análise da equação de microrreservatório de amortecimento de chuva pelo método racional para o município de Fortaleza-Ce.
- Realização do estudo hidráulico e hidrológico da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba- Açude Santo Anastácio-Fortaleza-CE com a obtenção das vazões máximas para o período de retorno de 10, 25 ,50 e 100 anos e análise da eficiência da aplicação de microrreservatório em nível de lote e bacia de retenção, como alternativa para mitigar a ocorrência de pico de cheias.

3. REFERENCIAL TEÓRICO

3.1. Inundações urbanas

As enchentes são fenômenos naturais que ocorrem periodicamente nos cursos d'água devido a precipitações elevadas, causando extravasamento de rios e córregos. Os efeitos das enchentes podem ser amplificados pela urbanização com a impermeabilização do solo e pela canalização de rios.

Segundo Tucci (2003b), as inundações podem ser classificadas em:

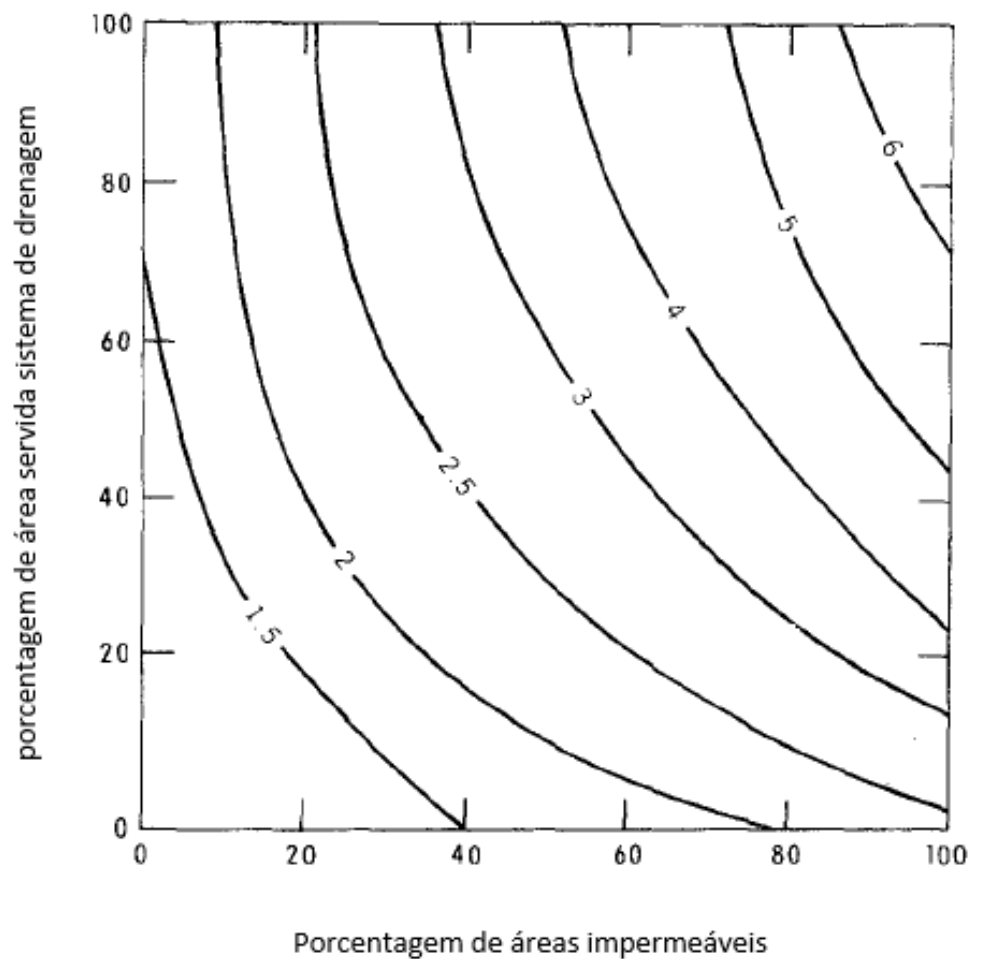
Inundações de áreas ribeirinhas ocorrem devido a processos hidrológico em razão de elevadas precipitações, causando o aumento da vazão dos rios, ocasionando a ocupação do seu leito maior. Esse tipo de inundação é agravado pela ocupação de população carente no leito maior dos rios, que são áreas de risco.

Inundações devido à urbanização: o aumento de áreas impermeáveis e a ocupação do solo e a construção da rede de condutos pluviais que dificultam a infiltração de água da chuva no subsolo, aumentando a velocidade e a vazão do escoamento superficiais no tempo, aumentando a susceptibilidade de inundações.

Leopold (1968) realizou um estudo na Bacia Brandywine Creek na Pensilvânia-Estados Unidos estimando o impacto da urbanização na vazão média de enchente por milha quadrada, com base no percentual de alteração da drenagem (condutos e canais) na área impermeável. O resultado dos seus experimentos mostrou que a urbanização pode causar aumento de até sete vezes na vazão da enchente (Figura 1).

Figura 1- As curvas fornecem o valor de Razão (R) entre vazão antes e depois da urbanização, aumento da vazão média de inundação função da área impermeável e da canalização do sistema de drenagem.

$$R = \frac{\text{Vazão antes da urbanização}}{\text{Vazão depois da urbanização}}$$



Fonte: Leopold (1968).

3.1.1. *Histórico de convivência com as inundações urbana*

Desde a antiguidade o homem convive com enchentes desde as mais frequentes até as mais raras, devidas principalmente da necessidade de ocupar áreas próximas de rios para o desenvolvimento de agricultura e dessedentação.

Segundo Burian e Edwards (2002), relatos históricos das civilizações antigas (por exemplo, Indus e minóica) sugerem que foram construídos sistemas de drenagem para evitar inundações e recolher água da chuva. As ruínas de Harappa e Mohenjo-Daro, duas cidades Indus, mostram que em 2600 a.C., eles desenvolveram um sistema de drenagem urbana com canais de escoamento de água pluviais e esgoto construído no centro das ruas. Os canais eram escavados no solo ou construídos de solo de tijolos queimado(Figura 2).

Figura 2- Sistema de escoamento de esgoto e água pluviais de Mohenjo-Daro

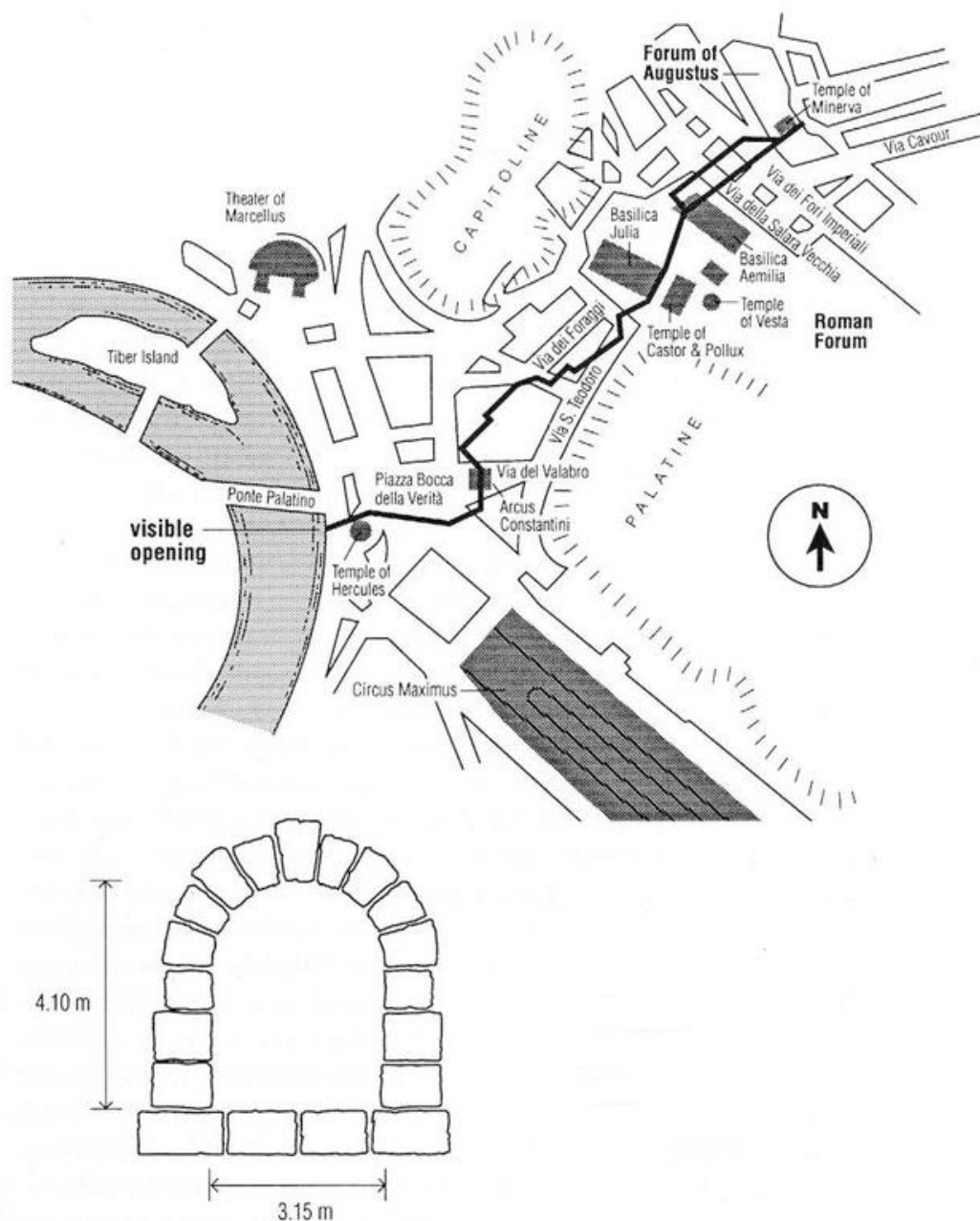


Fonte: Davis (2016).

Os persas, no Egito antigo a Mesopotâmia e a Babilônia foram outras civilizações antigas que em aproximadamente 3000a.C, já possuíam sistemas de canais de coleta e transporte de esgoto e água pluviais, também havia a coleta da água pluvial de telhados para uso não potáveis. Burian e Edwards (2002) destacam a utilização na Babilônia de sistemas de canais específica para água pluvial.

Na Roma Antiga com o objetivo de reduzir as inundações foram construídas estradas com meio-fio e sarjetas para escoamento de água pluvial, canais de drenagem aberto, recolhimento de água de telhado das casas em cisternas, construção de rede de canais e esgoto subterrâneo ou cloaca, um exemplo desse sistema pode ser visto na Figura 3.

Figura 3- Antiga linha de esgoto de Roma, a cloaca máxima. Ainda usado para o escoamento de água pluvial, o terminal do esgoto, pedra intacta antiga, pode ser visto da ponte do palatino em Roma-Itália.



Fonte: Archer (1995).

Na Europa medieval, houve um retrocesso no sistema de esgoto e drenagem urbana, as obras existentes do antigo império Romano foram negligência, contribuíram para a sua deterioração. O sistema de esgoto eram valas abertas, a maioria da população não tinha costumes higiênicos e as instalações sanitárias como esgoto e água encanada

eram restritos a mosteiro, conventos e ricos. A maioria das ruas não possuíam pavimentação e sistema de drenagem.

No século XI e XIII, com o renascimento ocorreu o desenvolvimento do comércio e o ressurgimento das cidades generalizou-se a pavimentação das ruas e construção de obras de canais de drenagem (FERNANDES, 2002).

No século XIX, com a Revolução Industrial e o rápido crescimento populacional, as cidades não comportava a necessidade de aumento de moradias, infraestrutura e saneamento, em consequência ocorreu à disseminação de doença. Em função da necessidade de combate as doenças, e não as inundações, que na Inglaterra e na Alemanha e mais tarde na França, inicia-se um processo de adoção de medidas que previam aterrar ou cobrir as fossas receptoras de esgoto cloacal, e substituí-las por canalizações enterradas. Assim as redes de esgotos deveriam evacuar as águas contaminadas, o mais rapidamente possível, e para mais longe dos locais de sua produção. Nascia à ideia de livrar-se da água nas cidades, seja ela de origem pluvial ou cloacal. Ou seja, nascia o conceito sanitaria-higienista (SILVEIRA, 2002).

Na segunda metade do século XIX, houve a urbanização de Paris com a construção de grandes redes subterrâneas de esgotos (esgotos pluviais e cloacais conduzidos pelos mesmos condutos) sobre o comando do prefeito Haussmann, a escola de Bauhaus (Alemanha) com o urbanista Corbusier, introduzindo a “cidade funcional” com o ideal de integrar o homem ao meio urbano (MIGUEZ *et al*, 2015).

No início da década de 70, devido à pouca eficácia dos sistemas de drenagem urbanas tradicionais que apenas transferiam escoamento para jusante necessitando assim aumenta a altura dos canais e condutos, os países desenvolvidos buscaram alternativas que possibilita-se a redução das inundações, melhoria da qualidade da água e o aumento da biodiversidade do meio ambiente, através do aumento da taxa de infiltração e/ou o amortecimento do escoamento e no controle da qualidade da água pluvial, surgindo assim à drenagem urbana sustentável fazendo com que obras de retenção e amortecimento de escoamentos, como pavimentos permeáveis, superfícies e valas de infiltração, reservatórios e lagos de detenção e a preservação da vegetação façam parte da drenagem urbana. Nos países subdesenvolvidos ainda adotam sistemas de canalização para drenagem urbana, tendo maiores gastos e menores eficiências (TUCCI, 2003a).

3.1.2. Inundações urbanas no Brasil

Na época da fundação da cidade de São Sebastião (Hoje Rio de Janeiro), em 1575, o padre José de Anchieta, ao escrever uma carta para outro religioso jesuíta, descreveu a fúria e a grande intensidade com que a água das chuvas destruía a cidade (MAIA, 2014).

No Brasil, o Alemão Hermann Bruno Otto Blumenau, Fundador da colônia que mais tarde se tornou a cidade de Blumenau, relata em uma carta a enchente ocorrida em novembro de 1855. A carta, com data de 30 de abril de 1856 e endereçada a um conselheiro do império, ele relata o efeito devastador da chuva, quando “menos de 36 horas o rio Itajaí-Açu subiu a uma altura de 63 palmos acima do nível normal de cerca de 15 metros”(O ESTADO DE S. PAULO, 2008).

A primeira grande enchente registrada em São Paulo é de 1850, apenas um ano depois de concluída a retificação do rio Tamanduateí, motivada na época pela insalubridade da várzea na temporada das cheias do rio.

No século XVII ocorreu o surgimento da abertura de valas para, sendo a primeira rede de esgotos sanitários a céu aberto. Esse sistema de drenagem era problemático, pois as valas, quase ao nível do mar, pouco declive, o que comprometia sua função de drenagem e as lagoas da cidade foram sendo aterradas sem qualquer planejamento.

No século XIX aconteceram várias enchentes no Rio de Janeiro, as principais foram a de 10 a 17 de fevereiro de 1811, conhecida como “Águas do Monte”, pela destruição no morro do Castelo, quando desabaram várias casas, muralhas e barracos, deixando sobre as ruínas inúmeras vítimas e 1864 com uma chuva de granizo que destelhou toda a cidade, ficou conhecida como “Chuva de Pedra” (MAIA, 2014).

A segunda metade do século XIX foi uma época muito importante na história da relação do espaço urbano com as inundações, houve a execução de sistemas de drenagem e aterros em algumas cidades brasileiras, realizadas principalmente para a eliminação de áreas alagadas, visando à expansão urbana, principalmente no Rio de Janeiro, Capital do País na época (REZENDE; HELLER, 2008).

Maia (2014), em 1906, as chuvas de verão inundaram o Rio de Janeiro, A capital da República vivia as reformas urbanas de Pereira Passos (1904-1906). Inspirado pelas reformas parisienses de 1870, o Bota-abaixo, como ficou conhecida a reforma, demoliu os cortiços e favelas a fim acabar com os focos das doenças, retificou e canalizou rios, aterrou grandes extensões da baía de Guanabara e seus manguezais, abriu avenidas, entre outras medidas.

O engenheiro Saturnino de Brito teve uma participação na adaptação do projeto urbanístico de Aarão Reis para a cidade de Belo Horizonte em 1897, questionando a ausência de um sistema sanitário que se considera os elevados índices pluviométricos e a susceptibilidade da região a enchentes (REZENDE; HELLER, 2008).

Saturnino de Brito também realizou no Estado de São Paulo a construção no início do século XX, dos primeiros canais de drenagem dos terrenos alagados, próximos ao centro da cidade de Santos (1912). A abertura desses canais destinava-se a drenagem das águas estagnadas dentro do perímetro urbano e a extinção dos focos de mosquitos que provocaram surtos epidêmicos em Santos, no fim do século XX (REZENDE; HELLER, 2008). A Figura 4 mostra o projeto urbanístico da cidade de Santos, elaborado por Saturnino de Brito.

Figura 4- O saneamento de Santos, São Paulo.



Fonte: Arruda (2006).

Com a adoção no Brasil do sistema separador absoluto em 1912, os sistemas de drenagem pluvial passaram a ser obrigatoriamente projetados e construídos independentemente dos sistemas de esgotos sanitários, a drenagem tornou-se um elemento obrigatório dos projetos de urbanização.

A grande enchente de 1929 em São Paulo causadas por fortes chuvas fizeram os córregos e rios transbordarem, inundando as ruas situadas nas áreas baixas à cidade de

São Paulo. A ocupação urbana, nesta época já se estendia entorno dos rios Pinheiros e Tietê, amplificou a dimensão das enchentes (Figura 5). Após essa enchente a Comissão de Saneamento das Várzeas do município elaborou o plano da retificação e canalização do Rio Tiete. Sucederam vários estudos e projetos até 1923, quando foi criada a Comissão de Melhoramentos do Rio Tietê. Após 1940, o projeto de retificação do Tietê foi associado ao plano viário, que previa a interligação das regiões norte e sul por meio de grandes avenidas (Museu da cidade de São Paulo, 2010).

Figura 5- A grande enchente de 1929 em São Paulo.



Fonte: Museu da cidade de São Paulo, 2010.

Em Porto Alegre, no ano de 1941, ocorreram 22 dias de chuva durante os meses de abril e maio, recebendo um volume de 1.828mm de chuvas muito além de sua média anual, resultando na maior catástrofe climática vivida por esta cidade em toda sua história, apesar do registro de várias outras enchentes desde 1823 (TORRES, 2011) (Figura 6). Na década de 70 foi construído pelo DNOCS (Departamento Nacional de Obras de Saneamento) um sistema de diques de proteção de recorrentes inundações na cidade de Porto Alegre (TUCCI, 2003b).

Figura 6-Enchente de 1941, praça XV de novembro.



Fonte: Museu de Porto Alegre Joaquim José Felizardo (2008).

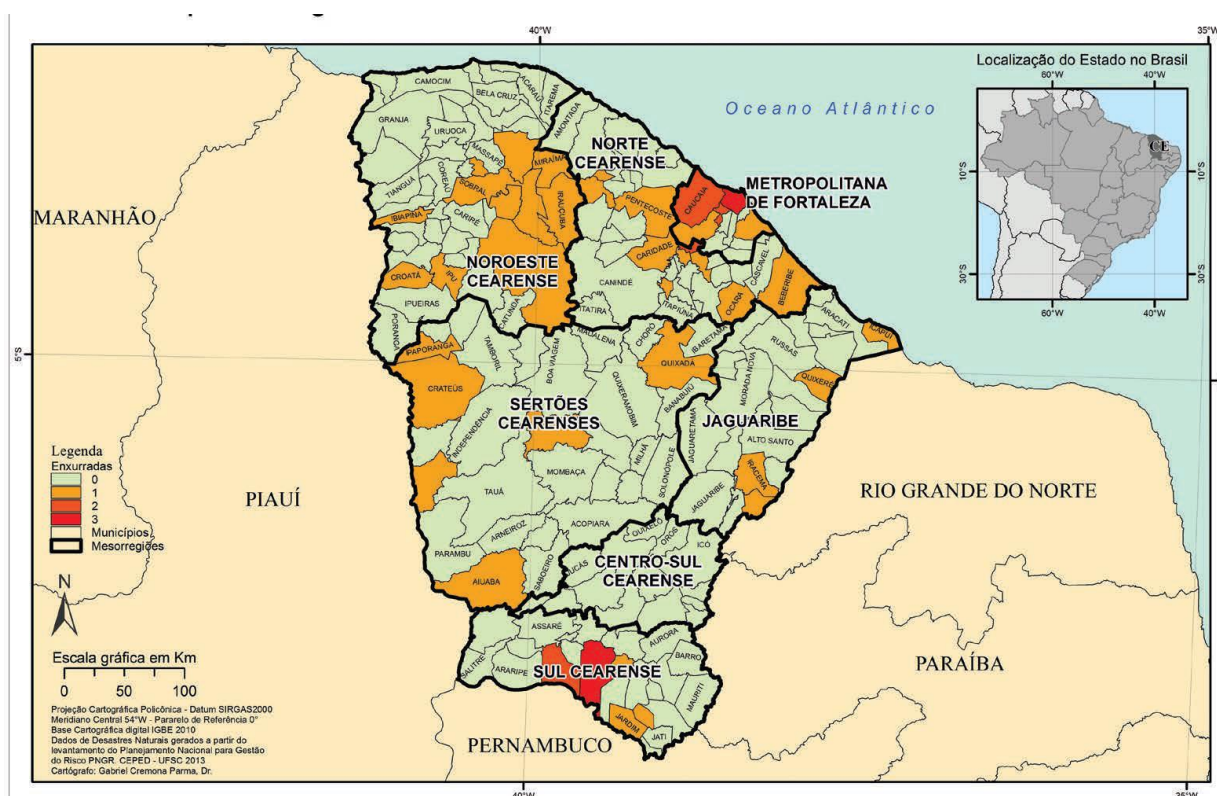
Em 1979, Minas Gerais teve a pior enchente de sua história. Após mais de 35 dias de chuva, em janeiro e fevereiro, 246 pessoas morreram e 37 cidades ficaram ilhadas. No ano de 1991, até 17 de fevereiro, houve 42 mortos devido às chuvas. Em 1992, 30 dias de chuva deixaram 33 mortos e 33 mil desabrigados, além de 47 cidades em estado de emergência. Foi em 1997 a segunda pior tragédia no Estado, depois apenas da de 1979 causando 82 mortes, 11 750 casas foram danificadas e outras 1 857 ficaram destruídas, afetando 175 municípios tanto situados em Minas gerais quando em estados vizinhos como Espírito Santos e Rio de Janeiro. Mais de 26 mil ficaram desabrigadas, e cerca de 600 mil ficaram sem água potável. Foi decretado estado de calamidade pública em ao menos oito municípios. Em 2000, as chuvas causaram nove mortes no começo de janeiro o governo Federal destino R\$ 5 milhões para obras em Minas (FOLHA DE S. PAULO, 2003).

Outras enchentes e inundações que fizeram parte da história dos desastres naturais no Brasil foram a Enchentes em Santa Catarina em 2008, Inundações e Deslizamentos de Terra no Rio de Janeiro e São Paulo 2010, Enchentes em Alagoas e Pernambuco em 2010, Enchentes no Norte e Nordeste do Brasil em 2009, Desastres naturais no Rio de Janeiro, em abril de 2010, Enchentes e deslizamentos de terra na região serrana do Rio de Janeiro, em 2011, Enchentes em Santa Catarina em 2011, Enxurradas em Xerém, janeiro de 2013 e a Enchentes no Sudeste do Brasil em 2013 (Minas e Espírito Santo).

3.1.3. Inundações urbanas no Ceará

Dados do Atlas brasileiro de desastres naturais (2013), No Ceará, entre os anos de 1991 a 2012, foram registrados 325 casos de inundações, enxurradas e enchentes, sendo as mesorregiões Norte Cearense, Nordeste Cearense e Metropolitana de Fortaleza que concentram mais de 50% dos registros, com 23%, 21% e 19%, respectivamente, Conforme Figura 7.

Figura 7- Registros de inundações, enxurradas e enchentes, no Estado do Ceará de 1991 a 2012.



Fonte: Dados da Atlas brasileiro de desastres naturais (2013).

Essas inundações, enxurradas e enchentes causaram 14 mortes, 45.201 enfermos e deixaram 40.074 pessoas desabrigadas no estado do Ceará entre os anos de 1991 e 2012, dos quais o município de fortaleza concentrou 90% do total de falecimentos (ATLAS BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS, 2013).

Segundo a Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (Funceme) o que provoca a intensa precipitação em Fortaleza, principalmente nos primeiros meses do ano, é a atuação de dois sistemas. “A Zona de Convergência Intertropical – uma linha organizada de nuvens que oscila entre o Oceano Atlântico e o Norte/Nordeste do Brasil.

No município de Fortaleza desde que começou a série histórica da Funceme, em 1974 ocorreram 10 grandes inundações, Conforme Tabela 1.

Tabela 1- Eventos extremos de chuva para a cidade de Fortaleza-CE.

Data	Total acumulado de chuva
29/01/2004	250 mm
27/03/2012	197.5 mm
20/03/1988	189.0 mm
29/01/2004	180.6 mm
07/03/2004	173.8 mm
29/01/2004	170.3 mm
02/06/1977	168.0 mm
07/03/2004	162.5 mm
24/04/1997	162.0 mm
21/03/1981	161.6 mm

Fonte: Funceme (2012).

A inundação do 24 de abril de 1997 destacou-se na m dia local, com 162,0 mm de chuva. Alguns registros na m dia eletr nica e impressa ultrapassam tal valor. Porém, tal fato pode ser explicado através da forma como são realizadas as medições na FUNCEME. Na verdade, os valores de acumulados de chuva diária nos Postos da FUNCEME foram registrados de 7h da manhã do dia 24 de abril de 1997 até às 7h da manhã do dia seguinte. Se fosse considerado o acumulado de chuva registrado ainda na madrugada do dia 24 de abril, totalizaria cerca de 270 mm de chuva acumulados (MONTEIRO, 2013). Na Figura 8 observa-se os danos causados por essa inundação aos Fortalezenses.

Figura 8- Os Transtornos causados pela chuva do dia 24 de abril de 1997 nos bairros de Fortaleza.

A cidade debaixo d'água

A chuva registrada no dia 24 de abril de 1997 causou danos em todas os bairros de Fortaleza. Em 25 deles, a situação foi ainda mais grave. Veja alguns dos transtornos:

1 Lagamar

Rio Cocó transbordou e deixou bairro inacessível.



2 Tancredo Neves

Com casas alagadas, pessoas faziam mudanças às pressas com medo de novas inundações



3 Genibaú

Duas escolas municipais foram ocupadas por moradores desabrigados



4 Henrique Jorge

Ponte sobre o rio Maranguapinho desabou e atingiu uma casa

5 Ellery

Homem foi encontrado morto no açude João Lopes

6 Serrinha

Duas crianças desapareceram numa lagoa próxima ao Conjunto Veneza Tropical

7 Jacarecanga

Cratera se abriu na avenida Leste-Oeste. Muro da Escola de Aprendizes de Marinheiros cedeu

Números

535
desabrigados

25
bairros mais atingidos, segundo a Defesa Civil

95
desabamentos

A Cidade modificada pela chuva

Energia

Total de 14 bairros ficou sem energia, por problemas em subestações da Coelce. A companhia registrou 5 mil chamadas só pela manhã.

Comércio

No Centro, apenas 40% das lojas funcionaram, algumas apenas com atividades internas.

Aulas

Universidades e escolas não funcionaram normalmente com a ausência de professores e alunos.

Aeroporto

Ficou fechado até o meio-dia. Um voo foi cancelado e outro retornou ao

destino por conta das más condições de pouso. O então ministro do Meio Ambiente, Gustavo Krause, viria para a Capital, mas teve o voo deslocado para Recife.

Bombeiros

Quinhentos homens, metade do efetivo à época, foram mobilizados para atuar em pontos críticos. O órgão recebeu 250 pedidos de socorro só pela manhã.

Trânsito

Após a enchente, 14 vias de acesso, ruas e avenidas precisaram de reparos. Crateras se abriram em avenidas como Mister Hull, Eduardo Girão e Raul Barbosa.

Vítimas

Um homem morreu após ser arrastado pela correnteza. Três pessoas foram resgatadas pelos Bombeiros, nos canais do Jardim América e da Jacarecanga. Duas crianças ficaram desaparecidas durante todo o dia.

No dia seguinte, O POVO noticiou a chuva considerada a maior registrada em Fortaleza no século XX



Outra inundação que ganhou destaque na mídia foi em 29 de janeiro de 2004, acontece a maior inundação registrada no município de Fortaleza ocasionada por uma chuva de 250 mm acumulados em 24 horas afetando inúmeras comunidades na cidade de Fortaleza, principalmente aquelas localizadas às margens dos rios Cocó e Maranguapinho. Mais de 1700 casas foram danificadas e 5 pessoas morreram (MONTEIRO, 2016), Figura 9.

Figura 9- Capa da edição de 30 de janeiro de 2004 do Jornal Diário do Nordeste



Fonte: MONTEIRO (2016).

A segunda maior inundação de Fortaleza foi no dia 22/03/2012, a chuva acumulada chegou a 197,5 mm, a Defesa Civil registrou mais de 180 ocorrências, além de inundações em diversos pontos da cidade de Fortaleza e 13 desabamentos (MONTEIRO, 2016), Figura 10.

Figura 10- Alguns pontos de alagamento na cidade no dia 22 de março de 2012



Fonte: Jornal O Povo (2012).

3.1.4. *Cenário atual brasileiro da drenagem urbana*

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2008), 78,6% dos municípios brasileiros têm serviços de drenagem urbana, sendo que destes 85% possuem rede subterrânea de drenagem e 75% dos municípios realizam a disposição final em cursos d'água.

O número de municípios que declararam ter problemas com inundações e enchentes em sua área urbana foi de 2274, desse total as regiões com maiores registros de inundações e enchente foram a Sudeste, com 52% dos municípios, seguido das regiões Sul (43%) e Nordeste (40%). As regiões Norte e Centro-Oeste apresentaram a menor proporção de municípios que declararam esses problemas, 37% e 29%, respectivamente (IBGE, 2008).

Os principais agravantes das inundações relatados pelos municípios brasileiros foram: 45,1% dos municípios brasileiros possuem problemas de manutenção do sistema de drenagem (Obstrução de bueiros/ bocas de lobo, etc.), 30,7% dos municípios possuem dimensionamento inadequado de projeto de drenagem, 31,7 % obras inadequadas, 43% ocupação intensa e desordenada do solo.

3.2. Medidas de proteção e controle de inundações

As medidas de controle de inundações são métodos utilizados na diminuição dos efeitos das enchentes nas áreas urbanas.

Essas medidas podem ser classificadas em estruturais e não-estruturais. As medidas estruturais são obras que modificam as características hidráulicas dos rios para diminuir os efeitos das inundações em uma determinada área. As medidas não-estruturais são aquelas promovem a melhor convivência da população com as enchentes, através da minimização dos seus efeitos negativos sobre a população.

3.2.1. *Medidas não estruturais*

As medidas não estruturais procuram reduzir impactos sem modificar o risco das enchentes naturais. A medida não estrutural em drenagem urbana tem como objetivo a implantação de mecanismos que previnam e minimizem aos impactos das enchentes através de medidas que envolva a participação de toda a sociedade.

As principais medidas não estruturais são Legislação e diretrizes de drenagem urbana e minimização dos efeitos das enchentes, sistema de alertas, mapas de inundações, seguros contra danos produzidos pelas enchentes, zoneamento e educação ambiental.

3.2.1.1. Legislação

A Constituição Federal de 1988, em seu artigo 21 estabelece que compete à União planejar e promover a defesa permanente contra as calamidades públicas, especialmente as secas e inundações. O Estatuto da Cidade, aprovado em 2001, institui medidas jurídicas para a questão da adoção das medidas não estruturais na drenagem (PARKINSON *et al*, 2003).

Apesar de não conter diretrizes específicas para o controle de inundações em áreas urbanas, o Estatuto da Cidade é responsável por estabelecer normas de ordem pública e interesse social que regulam o uso da propriedade urbana em prol do bem coletivo, da segurança e do bem-estar dos cidadãos, bem como do equilíbrio ambiental.

Com instrumento básico da política de desenvolvimento e expansão urbana, o Estatuto da Cidade institui o plano diretor com o objetivo de assegurar o atendimento das necessidades dos cidadãos quanto à qualidade de vida, à justiça social e ao desenvolvimento das atividades econômicas.

O Plano Diretor de Drenagem Urbana tem o objetivo de criar os mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionado com o escoamento das águas pluviais e dos rios na área urbana da cidade. Este planejamento visa evitar perdas econômicas, melhoria das condições de saúde e meio ambiente da cidade dentro de princípios econômicos, sociais e ambientais definidos pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, alcançados através do planejar a distribuição da água pluvial no tempo e no espaço, com base na tendência de ocupação urbana compatibilização esse desenvolvimento e a infraestrutura para evitar prejuízos econômicos e ambientais; do controle da ocupação de áreas de risco de inundação através de restrições na áreas de alto risco e do estabelecimento de uma convivência harmônica com as enchentes nas áreas de baixo risco (TUCCI, 2003b).

Não existe a obrigatoriedade de elaboração de Planos Diretores por Municípios com menos de 20.000 habitantes pela Constituição Federal, a decisão do governo federal de facilitar financiamentos para municípios que tenham esses Planos, é uma forma de inclusão de todos os municípios e de mudança de realidade, promulgando o planejamento

como meio de orientar o crescimento e prevenir problemas futuros, além de garantir seus investimentos (NAKAZONE, 2005).

Do ponto de vista institucional, embora seja atribuição da União a prevenção de eventos críticos, a esfera pública responsável pela drenagem é o município, sendo que o gerenciamento da drenagem urbana é efetuado através de uma estrutura técnica e administrativa vinculada diretamente ao poder municipal (PARKINSON *et al*, 2003).

Segundo o IBGE (2008), o serviço de drenagem urbana, em 98,6% dos municípios, é prestado pelas próprias prefeituras municipais, normalmente através de órgãos ligados às secretarias municipais de obras e serviços públicos.

IBGE (2008), apenas 1.001 municípios brasileiros possuem algum instrumentos legais reguladores do serviço de manejo de águas pluviais, sendo deste apenas 141 municípios possuem Plano Diretor de Manejo de Águas Pluviais, 551 municípios possuem Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, 72 municípios possuem Plano Diretor de Recursos Hídricos, 58 municípios possuem Plano Diretor Integrado de Saneamento Básico, 327 municípios possuem outras políticas setoriais de financiamentos e mecanismos para o planejamento de ações em drenagem urbana, sendo a região Nordeste e Norte com menor número de municípios, com 9,7% e 14,5% dos seus municípios possuem algum instrumentos legais reguladores do serviço de manejo de águas pluviais, respectivamente. No Ceará, dos 184 municípios apenas 54 possuem instrumentos legais reguladores do serviço de manejo de águas pluviais.

3.2.1.2. *Sistema de alertas de Inundações:*

O sistema de previsão e alerta consiste em alertar e informar a população que habitam em zonas sujeitas a inundações sobre os riscos e a eminência de uma enchente, assim o sistema de previsão e alerta permite evitar o fator surpresa, reduzindo prejuízos devidos ao alagamento das vias, aprisionamento de veículos, inundações de bens materiais e equipamentos nas edificações residenciais, comerciais e industriais. O alerta facilita as ações preventivas de isolamento e retirada de pessoas e de bens, das áreas sujeitas a inundação, para os níveis de água futuros previstos pela previsão hidrológica.

Exemplos de sistemas de alerta de inundações no Brasil:

O Sistema de alerta a inundações da cidade de São Paulo (SAISP) foi criado pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) em decorrência das fortes chuvas ocorridas na região metropolitana de São Paulo em janeiro de 1976 que causou o rompimento do reservatório de Guarapiranga localizado em zona urbana, após este

acontecimento, as autoridades responsáveis pela defesa civil evidenciaram a necessidade de monitoramento de informações hidrológicas para aviso antecipado à população em situação de emergência (VARELA e ROSVELTER, 2003).

Atualmente em São Paulo, o SAISP, sistema operado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH), é responsável pelo sistema de alerta de inundações;

A INEA (Instituto Estadual de Meio Ambiente do Rio de Janeiro) em 2009 implantou o Sistema de Alerta de Cheias no Estado do Rio de Janeiro.

Em Minas Gerais, o sistema de Alerta de Inundação é realizado pelo SIMGE (Sistema de Meteorologia e Recursos Hídricos de Minas Gerais), o qual se encontra instalado dentro do IGAM e é responsável por identificar as possibilidades de inundações nas cidades.

Em Blumenau-SC, o sistema de alerta a inundações e enchentes iniciou-se após a enchente de 1983, atualmente é realizado pelo CEOPS (Centro de Operações do Sistema de Alerta), juntamente com o IPA (Instituto de Pesquisas Ambientais) e atende principalmente aos municípios de Blumenau, Apiúna, Ituporanga, Taió e Ibirama.

A Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais (CPRM) desenvolveu o Sistema de Alerta de Eventos Críticos – SACE que coletar, armazenar, analisar e divulgar os dados hidrometeorológico da Bacia do Rio Amazonas desde 1989, Bacia do Rio Paraguai (Pantanal) desde 1994, Bacia do Rio Doce desde 1996, Bacia do Rio Caí desde 2010, Bacia do Rio Muriaé desde 2014, Bacia do Rio Acre desde 2014, Bacia do Rio Madeira desde 2014, Bacia do Rio Parnaíba, Bacia do Rio Taquari, Bacia do Rio Mundaú, Bacia do Rio Branco.

3.2.1.3. Mapas de inundação

Tucci (2003b) descreve que os mapas de inundação de cidades são de dois tipos: mapas de planejamento e mapas de alerta. Os mapas de planejamento definem as áreas atingidas por cheias de tempo de retorno escolhidos. Enquanto que os mapas de alerta são preparados com valores de cotas da área de risco permitindo o acompanhamento da enchente por parte dos moradores, com base nas observações do nível de água.

Com a utilização dos mapas de inundação é possível definir o zoneamento das áreas de risco à inundação. Estes mapas devem apresentar, também, informações sobre o grau de risco de cada área e os critérios de ocupação das mesmas, tanto quanto ao uso como quanto aos aspectos construtivos. (TUCCI, 2003b).

3.2.1.4. *Seguros contra enchentes*

Esta medida visa o ressarcimento financeiro das vítimas de enchentes. Esse seguro é uma medida preventiva inviável para população de baixa renda que ocupa a área de inundação, devido a incapacidade da população de pagar a seguradora, além do baixo valor da propriedade a ser assegurada.

3.2.1.5. *Zoneamento de áreas de Inundação*

Zoneamento de áreas de Inundação é um conjunto de regulamentações para a ocupação das áreas de maior risco de inundação, definindo assim o uso e ocupação de áreas susceptível a inundações, visando à minimização futura das perdas materiais e humanas em face das grandes cheias, não permitindo a habitação em áreas de maior risco de enchentes e para áreas com menos risco, permitindo construções com precauções especiais,

Segundo Tucci (2003b), o zoneamento das áreas de inundação é incorporado no Plano Diretor da cidade e na sua elaboração engloba as seguintes etapas: (a) determinação do risco das enchentes; (b) mapeamento das áreas de inundação; c) levantamento da ocupação da população na área de risco; (d) definição da ocupação ou zoneamento das áreas de risco.

3.2.1.6. *Educação ambiental*

A promoção da conscientização da população dos riscos que elas estão sujeitas com as enchentes e sobre a sua participação no agravamento desta a partir da impermeabilização do solo urbano, o lançamento de lixo nos córregos, mau uso do sistema de drenagem existente e a busca da valorização perante a população local dos córregos naturais e áreas verdes.

3.2.2. ***Medidas estruturais***

As medidas estruturais são obras de engenharia que buscam a redução do risco de enchentes, através da implantação de obras para reter ou melhorar a condução dos escoamentos. Estas medidas envolvem construção de barragens, diques, canalizações, reflorestamento, reservatórios de amortecimentos de chuvas entre outros.

Segundo Tucci (2003b), essas medidas podem ser classificadas em extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e

escoamento, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchente e controla a erosão da bacia. As medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser obras de contenção como diques e polders, de aumento da capacidade de descarga como retificações, ampliações de seção e corte de meandros de cursos d'água, de desvio do escoamento por canais e de retardamento e infiltração, como reservatórios, bacias de amortecimento e dispositivos de infiltração no solo.

A seguir são apresentadas algumas das características das medidas estruturais listadas na Tabela 2.

Tabela 2- Medidas estruturais de controle de cheias.

MEDIDA	PRINCIPAL VANTAGEM	PRINCIPAL DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
MEDIDAS			
<i>Cobertura Vegetal</i>	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
<i>Controle de perda</i>	Redução do assoreamento	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
MEDIDAS			
<i>Diques e polders</i>	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso ocorram falhas	Grandes rios
<i>Melhoria do Canal</i>			
Redução da rugosidade por obstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
Corte de meandro	Ampliação da área protegida e aceleração do escoamento	Impacto negativo em rio com fundo	Área de inundação estreita
<i>Reservatórios</i>			
Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil	Bacias intermediárias
Reservatórios com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projetos de usos múltiplos
Reservatório para cheias	Operação com o mínimo de perdas	Custo não partilhado	Restrito ao controle de enchentes
<i>Mudança de canal</i>			
Caminho das cheias	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
Desvios	Redução da vazão do canal principal	Depende da topografia	Bacias médias e grandes

Fonte: Tucci (2003b).

Essas medidas ainda podem ser classificadas, segundo Tucci (1995), de acordo com sua atuação na bacia, em Distribuída ou na fonte, microdrenagem e na macrodrenagem.

3.2.2.1. *Microdrenagem*

Microdrenagem urbana consiste em sistemas de condutores pluviais em nível de loteamento ou de rede primária urbana que drenam água pluvial até um coletor principal ou um corpo d'água.

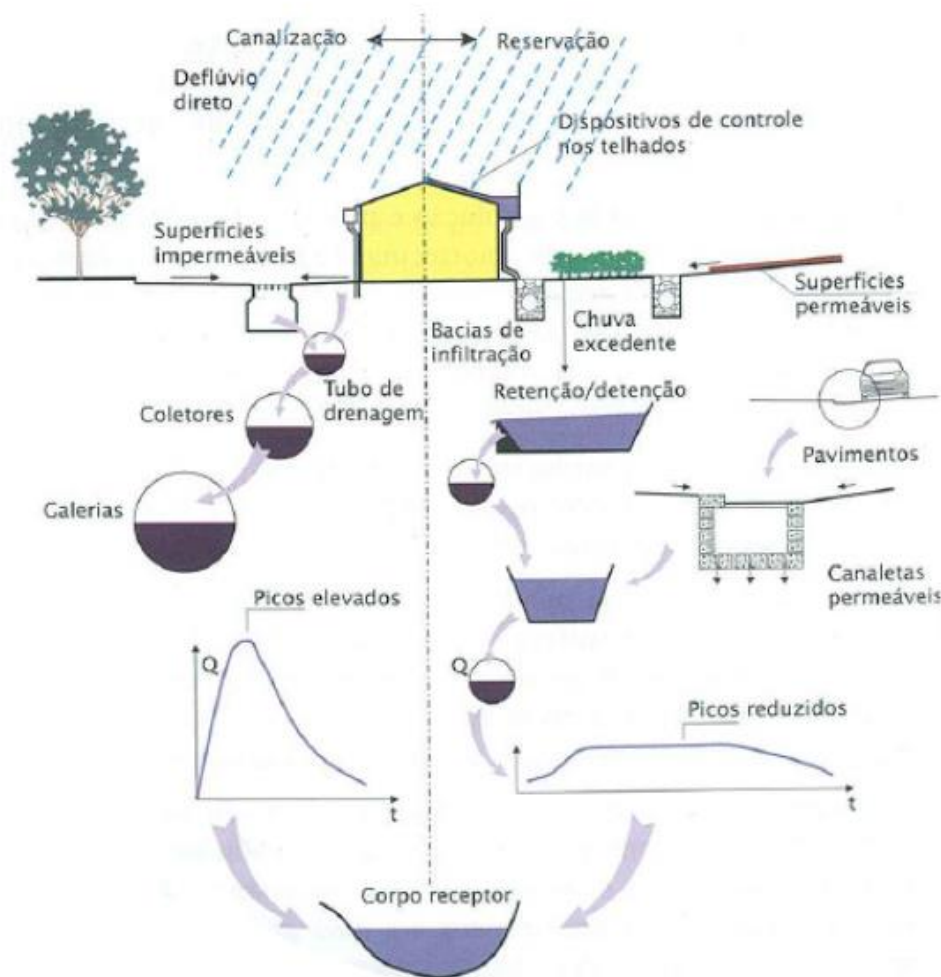
Consequentemente esse tipo de solução acaba transferindo para jusante o escoamento superficial com maior velocidade, desta forma, acaba provocando inundações em áreas jusantes ou na macrodrenagem.

3.2.2.2. *Macro drenagem*

Tucci (1995), define macrodrenagem como estruturas destinadas à condução final das águas captadas pela microdrenagem, correspondendo à rede de drenagem natural pré-existente nos terrenos antes da ocupação, sendo constituída pelos córregos, riachos e rios localizados nos talwegues e vales.

Tucci (2003b), ressalta que no Brasil, a tendência de controle da drenagem urbana na macrodrenagem é através da canalização dos trechos críticos. Este tipo de solução segue a visão particular de um trecho da bacia, sem que as consequências sejam previstas para o restante da mesma. A canalização dos pontos críticos acaba apenas transferindo a inundação de um lugar para outro na bacia, ao contrário de medidas não medidas não convencionais utilizam conceitos de armazenamento e infiltração, sem enfoque no rápido afastamento dos escoamentos. Logo, aumenta-se o tempo de concentração para a bacia hidrográfica, sem prejudicar as vazões a jusante (Figura 11).

Figura 11- Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização.



Fonte: Canholi (2005).

3.2.3. Medidas de controle no lote:

São medidas de controle que atua sobre lote, praças e passeios que promove o aumento de áreas de infiltração e percolação e na retenção de água pluvial contribuindo para a diminuição de escoamento, reduzindo o risco de inundações a jusante do sistema de drenagem.

A seguir são apresentadas algumas das características das medidas estruturais em nível de lotes são listadas na Tabela 3.

Tabela 3- Medidas de controle no lote.

Obra	Característica Principal	Função	Efeito	Vantagens	Desvantagens
Pavimento Poroso	Dispositivos de infiltração de água pluviais em reservatório na camada de base, geralmente de cascalho poroso.	Infiltração no solo ou retenção da água da chuva	Amortecimento de cheias e aumento da taxa de infiltração do solo	Contribui para recarga do lençol freático e para a umidade do solo e tratamento de escoamentos levemente poluídos por infiltração na estrutura porosa e no solo.	A possibilidade de colmatção das camadas permeáveis dos dispositivos devido ao escoamento de água com cargas elevadas de poluição, o perigo de contaminação do freático e a necessidade de manutenção regular especializada.
Trincheira de infiltração	Reservatório linear escavado no solo preenchido com material poroso	Infiltração no solo ou retenção da água da chuva			
Vala de infiltração	Depressões lineares em terreno permeável que promove a desaceleração e infiltração das chuvas.	Infiltração no solo, ou retenção, no leito da vala da chuva.			
Poço de Infiltração	Reservatório vertical e pontual escavado no solo	Infiltração pontual, na camada não saturada e/ou saturada do solo			
Microrreservatório	Reservatório de domiciliares para amortecimento de chuvas	Armazenamento temporário e amortecimento do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas	Funcionamento hidráulico automático. Os microrreservatórios podem agregar função de reserva adicional de água para uso não potáveis	Necessidade de manutenção frequente e potencial desenvolvimento de mosquitos

Fonte: Adaptado da Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental -SUDERHSA (2002).

Cont.

Obra	Característica Principal	Função	Efeito	Vantagens	Desvantagens
Telhado reservatório	Telhado com função reservatório de água pluvial	Armazenamento temporário da chuva no telhado da edificação	Retardo do escoamento pluvial da própria edificação	Necessita de poucas áreas para instalação, pode ser projetado como um telhado jardim, com um preenchimento com solo e plantas.	Aumento da frequência de manutenção do telhado, a restrição de uma inclinação máxima (2%), a maior dificuldade de adaptação de telhado já existente, um custo alto de instalação.
Bacia de detenção	Reservatório vazio (seco)	Armazenamento temporário do escoamento superficial da área contribuinte	Retardo e/ou redução do escoamento da área contribuinte	Em geral integram-se facilmente em um paisagismo verde, com plantio de gramados e árvores.	Necessidade de manutenção frequente, presença de possíveis maus odores, potencial desenvolvimento de mosquitos, requer grandes áreas para sua instalação
Bacia de retenção	É um reservatório construído para retenção de água permanentemente				
Bacia subterrânea	Reservatório coberto, abaixo do nível do solo.			Necessita de uma área menor para sua instalação, pode agregar função de reserva adicional de água para usos públicos não potáveis.	A bacia subterrânea deve estar equipada com dispositivos de proteção contra poluição e aporte de sólidos (sedimentos e lixo).

Fonte: Adaptado da Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental -SUDERHSA (2002).

Cont.

Obra	Característica Principal	Função	Efeito	Vantagens	Desvantagens
Condutores de armazenamento	Condutores e dispositivos com função de armazenamento	Armazenamento temporário do escoamento no próprio sistema pluvial	Amortecimento do escoamento afluente à macrodrenagem	Funcionamento hidráulico autônomo	Declividades baixas do terreno podem limitar sua aplicação, pode haver interferência com outras redes e falta de espaço para ampliação do sistema pluvial convencional.
Faixas gramadas	São faixas de solo gramadas ou arborizadas concebidas para desacelerar e infiltrar parte dos escoamentos de água pluviais.	Áreas de escape para enchentes	Aumento da taxa de infiltração do solo	Contribui para recarga do lençol freático e para a umidade do solo; pode ser espaço verde de lazer e passeio.	Declividades altas do terreno podem limitar sua aplicação.

Fonte: Adaptado de SUDERHSA (2002).

3.3. Modelos matemáticos de sistemas de drenagem pluvial:

A modelação matemática é uma ferramenta que permite construir um modelo representativo da situação real e que permite simular diferentes cenários, refletindo-se em diferentes componentes e funcionalidades como no Apoio à gestão técnica da Rede de drenagem urbana, dimensionamento e operação de Estação de tratamento e impactos no meio receptor de descargas (ENSINAS, 2009).

A utilização de Modelos matemáticos constitui ferramentas indispensáveis para tratamento de problemas drenagem urbanos, principalmente aqueles de maior complexidade. A utilização desses modelos permite representar a bacia hidrográfica com suas heterogeneidades e complexidades. Os efeitos de estruturas construídas pelo homem como canais, reservatórios, pavimentos porosos, trincheiras e outras intervenções podem ser considerados de forma conjunta nos locais de interesse. Igualmente, a possibilidade de avaliar os resultados da implantação de novas medidas ou estruturas produzem informações importantes para a formulação das estratégias para minimizar ou mitigar os impactos das inundações (SMDU, 2012).

Maksimovic (2001) destaca a importância da modelagem em drenagem urbana para diversos fins, como a avaliação global da resposta da bacia hidrográfica, planejamento estratégico de intervenção sobre situações críticas na bacia hidrográficas, avaliação de poluição, de gestão operacional, controle em tempo real e análise das interações entre os subsistemas.

Os modelos de drenagem urbana incluem modelo hidrológico para a transformação da precipitação em escoamento superficial e modelo hidráulico de propagação do escoamento na rede de coletores e condutas.

3.3.1. Modelo Hidrológico

Segundo MATOS (2006), são usados, modelos hidrológicos, conceptuais ou empíricos, para a simulação da precipitação e do escoamento superficial nas bacias de drenagem. Este modelos abordam cada bacia, como uma unidade agregada, e permitem a determinação de hidrogramas. Além disso, consideram fenômenos de propagação (atraso na resposta), de atenuação e deformação (amortecimento da resposta), e de perdas, existindo quatro fases, no processo de precipitação-escoamento:

- Fase 1: Precipitação – a precipitação varia conforme em função do tempo e espaço.
- Fase 2: Perdas – através dos processos de interceptção, armazenamento em depressões no terreno, infiltração e evaporação;

- Fase 3: Escoamento superficial - caracterizado através da variação temporal, espacial, velocidade, e da altura de água nas diferentes superfícies do solo;
- Fase 4: Escoamento em tubulações e canais- caracterizado a partir da variação ao longo do tempo da velocidade e do nível de água, nas diversas secções transversais da rede de drenagem.

3.3.2. *Precipitação*

A avaliação da precipitação máxima, também chamadas de chuvas máximas ou chuvas intensas, para uma área urbana é necessária para identificar as condições de risco e impacto sobre a drenagem desta área, por causar grandes escoamentos superficiais, essas chuvas são capazes de provocar prejuízos tanto em áreas urbanas quanto em áreas agrícolas, como inundação de terras cultivadas, erosão do solo, perdas de nutrientes e assoreamento de corpos da água, dimensionamento de canais de irrigação, vertedouros de barragens, proteção contra cheias e erosão hídrica, dentre outros. (Campos, 2014).

A intensidade máxima pontual pode ser determinada através das relações intensidade-duração-frequência – IDF das chuvas. Essas expressões são obtidas de ajustes de distribuição de frequência de series históricas de chuvas em dado pela Equação (1):

$$i = \frac{K * T_R^m}{(t - t_0)^n} \quad (1)$$

Onde:

TR: o tempo de retorno em anos;

I: a intensidade da precipitação em mm.h-1;

t: a duração em minutos;

a, b, c e d: parâmetros ajustados para cada localidade ou estação de medição.

3.3.3. *Infiltrações*

Segundo Pinto et al. (1976), a infiltração é o fenômeno de penetração da água nas camadas de solo próximas a superfícies do terreno, movendo-se para baixo, através dos espaços vazios pela ação da gravidade, até atingir o lençol freático.

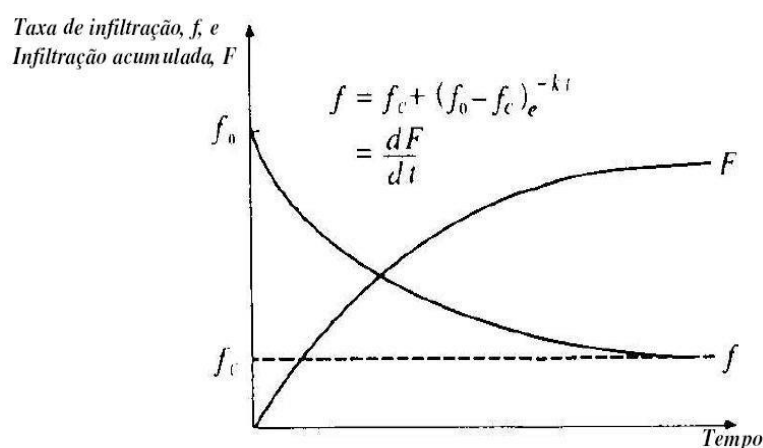
Os principais fatores que influencia na taxa de infiltração são: Tipo de solo, relevo, vegetação, grau de umidade do solo, grau de compactação do solo, temperatura, índice de vazio do solo e macroestrutura do solo.

3.3.4. Modelos de Infiltração

3.3.4.1. Modelo de Horton

O método de Horton (Figura 12), considera que a infiltração geralmente é maior no início e decai ao longo do processo até atingir um valor constante. Horton em 1940 formulou tal hipótese através de uma relação exponencial, válida quando o potencial de vazão de infiltração é maior ou igual a precipitação (TOMAZ, 2002).

Figura 12- Infiltração de acordo com o Modelo de Horton



Fonte: Portela (2006).

A curva de Horton é dada pela Equação (2):

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (2)$$

Onde:

$f(t)$: taxa de infiltração no instante de tempo t (mm/h);

f_c : taxa de infiltração mínima, correspondente ao valor assintótico da intensidade de infiltração do solo saturado (mm/h);

f_0 : taxa de infiltração máxima, correspondente ao instante de tempo em que se inicia a infiltração após um longo período seco (mm/h);

k : Constante característica do solo e do revestimento superficial, que descreve o decréscimo da taxa de infiltração de f_0^{-1} para f_c (h);

t : tempo que decorre desde o início da infiltração, após um longo período com ausência de infiltração (h).

Para se obter em campo os parâmetros da fórmula de Horton deve ser usado o dispositivo chamado infiltrômetro. Comumente se usa o infiltrômetro de duplo anel.

3.3.4.2. Modelo de Green e Ampt

A formulação de Green e Ampt baseia-se na equação de Darcy considerando a hipótese que o nível de água é constante e que a frente úmida avança até o lençol freático. O solo acima da frente úmida é considerado saturado (TOMAZ, 2002), Equação (3).

$$f(t) = K \frac{L + \psi}{L} \quad (3)$$

Onde,

K: condutividade hidráulica (m/s);

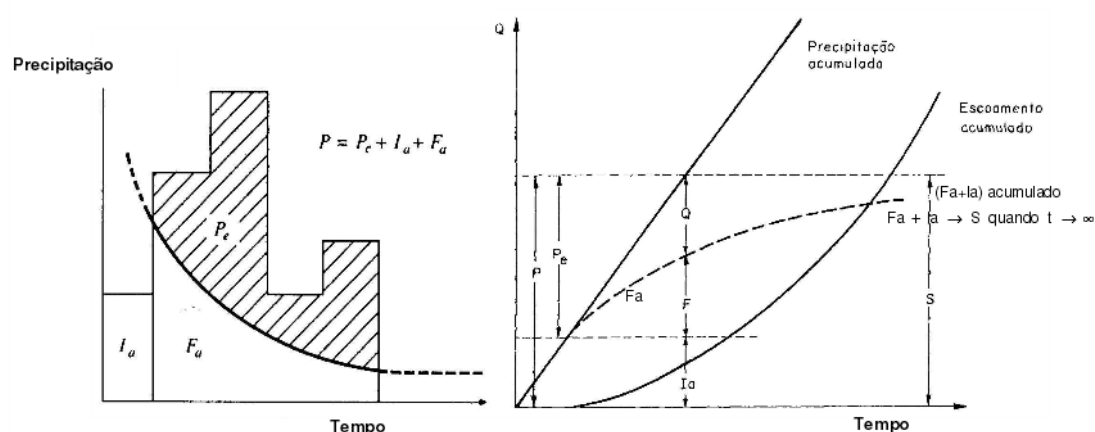
L: Profundidade (extensão do percurso de percolação) (m);

ψ : potencial matricial (“sucção”).

3.3.4.3. Modelo do SCS (Soil Conservation Service)

O método do SCS (Figura 13) admite que a razão entre a altura de precipitação retida na bacia hidrográfica após o início do escoamento superficial e a capacidade máxima de retenção de água na bacia é igual à razão entre a precipitação efetiva e o escoamento superficial potencial (PORTELA,2006).

Figura 13- Variáveis e funções do método do SCS para determinação das perdas de precipitação.



Fonte: Portela (2006).

O modelo do SCS é dado pela Equação (4):

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (4)$$

Onde:

Fa: perdas contínuas, isto é, a altura de água retida na bacia após o início do escoamento superficial (mm);

S: capacidade máxima de retenção de água (mm);

Pe: precipitação efetiva (mm);

P-Ia: escoamento superficial potencial (mm), onde P é a precipitação total e Ia, as perdas de precipitação.

Com a aplicação do princípio da continuidade resulta na Equação (5):

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (5)$$

Resolvendo a equação em ordem a Fa e introduzindo o resultado assim obtido na equação, obtém-se, a equação do SCS para o escoamento superficial, Equação (6).

$$Q = P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (6)$$

Onde Q é o escoamento direto (mm) que iguala a precipitação efetiva (mm).

Segundo Portela (2006), com base em estudos experimentais em pequenas bacias hidrográficas rurais, o SCS propôs que as perdas iniciais, Ia, fossem aproximadas por 20% da capacidade máxima de retenção de água na bacia hidrográfica, Equação (7).

$$I_a = 0,2 S \quad (7)$$

O parâmetro S, retenção potencial máxima, foi relacionado com o tipo solo e com as suas condições de utilização e de cobertura na bacia hidrográfica por meio do número de escoamento, CN (curve number). Tal relação é fornecida pela equação para S expresso em milímetros, Equação (8).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (8)$$

Onde o CN é determinado pelo o tipo de solo, de coberto vegetal e de utilização do solo e as condições antecedentes de humidade.

Segundo Portela (2006), os solos são classificados em:

- Grupo A: solos dando origem a baixo escoamento superficial potencial e elevada infiltração, mesmo quando totalmente encharcados. Inclui os solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
- Grupo B: solos que apresentam taxas de infiltração moderadas quando totalmente encharcados.
- Grupo C: solos com baixas taxas de infiltração quando totalmente encharcados consistindo principalmente em solos em que existem camadas que impedem o movimento descendente da água e em solos com textura moderadamente fina a fina, com percentagem elevada de argila.
- Grupo D: solos com elevado escoamento superficial potencial. Apresentam, quando totalmente encharcados, taxas de infiltração muito reduzidas e são fundamentalmente constituídos por solos argilosos, solos em zonas em que o nível freático é constantemente elevado, solos em que, à superfície ou próximo desta, ocorrem camadas argilosas ou ainda a solos finos sobre camadas impermeáveis.

Existem tabelas do número CN da curva de runoff para bacias rurais e para bacias urbanas. Os valores CN obtidos poderão ou não ser corrigidos posteriormente caso a situação do solo seja seca ou ter havido muita chuva (TOMAZ, 2002) (Tabela 4).

Tabela 4-Valores dos números CN da curva de runoff

Uso do solo	Utilização ou cobertura do solo	Grupo do Solo			
		A	B	C	D
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76
Zonas cultivadas: sem conservação do solo		72	81	88	91
com conservação do solo		62	71	78	81
Zonas comerciais e de escritórios		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Zonas residenciais					
Lotes de (m2)	% média impermeável				
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.		98	98	98	98
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98

Fonte: Tomaz (2002).

3.3.5. Escoamento superficiais

Os principais modelos utilizados para simular a propagação do escoamento superficial, numa bacia de drenagem, de acordo com Matos (2006) e Ferreira (2010), são:

3.3.5.1. Curvas tempo-área

Descrevem a evolução, no tempo, da área da bacia que contribui para o escoamento na secção de jusante; a configuração do hidrograma é influenciada pelo declive, pela forma e pelo tempo de concentração da bacia (tempo necessário para que toda a área contribua com escoamento superficial na secção de jusante da bacia).

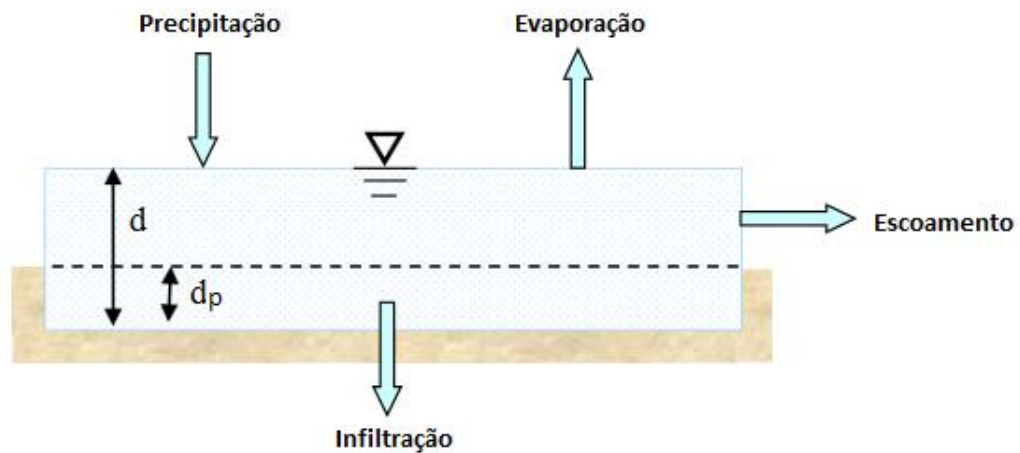
3.3.5.2. Modelo de reservatório linear

O escoamento proveniente de uma bacia, é considerado proporcional à altura de água gerada pela precipitação, sendo o volume escoado, condicionado pelas perdas iniciais, dimensão da bacia e infiltração; a forma do hidrograma depende das constantes empíricas, previamente definidas. Este tipo de modelo permite representar adequadamente o comportamento de pequenas bacias urbanas.

3.3.5.3. Modelo de reservatório não linear ou modelo cinemático

O escoamento é simulado como se tratasse de um canal com superfície livre, considerando apenas forças gravitacionais e de atrito, pelo que o volume escoado é determinado com base nas perdas de carga por infiltração, evaporação, e depressões na superfície de escoamento; a forma do hidrograma é determinada pelo comprimento, inclinação e rugosidade da superfície (Figura 14).

Figura 14- Modelo do escoamento superficial



Fonte: adaptado de Rossman (2016a).

A equação do modelo de reservatório não-linear surge pela combinação das equações de Manning e da continuidade, resolvidas pelo processo iterativo de Newton-Raphson (GOMES, 2008), Equação (9).

$$\frac{dd}{dt} = i - \frac{W}{A \cdot n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (9)$$

Onde:

W: largura representativa da bacia (m);

n: coeficiente de rugosidade de Manning ($s/m^{1/3}$);

A: área da bacia (m^2);

S: declive da bacia (-);

Dp: altura do armazenamento (m);

i: intensidade de precipitação efetiva (m/s);

d: profundidade da água no reservatório (m);

t: tempo (s).

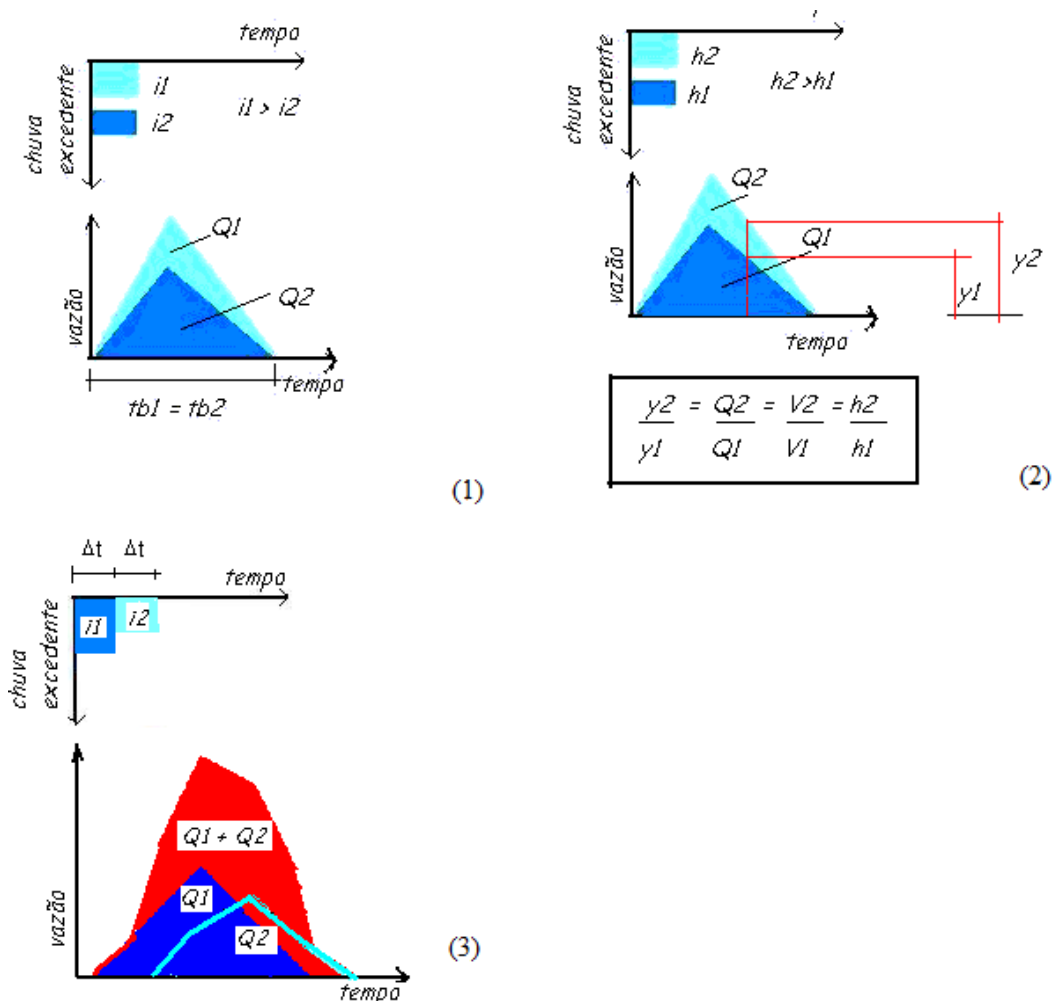
3.3.5.4. *Modelo do hidrograma unitário*

Corresponde ao hidrograma do escoamento superficial direto, resultante de uma precipitação unitária uniforme com distribuição espacial uniforme que ocorre em um determinado tempo.

Segundo Porto (1999), A obtenção do hidrograma unitário é fundada em três princípios básicos que são:

- Princípio da Constância do Tempo de Base: Para chuvas efetivas de intensidade constante e de mesma duração, os tempos de escoamento superficial direto são iguais.
- Princípio da proporcionalidade: precipitações efetivas de intensidade constante no tempo e uniforme sobre a bacia hidrográfica e com duração D , irão produzir em tempos correspondentes, volumes de escoamentos proporcionais às ordenadas do hidrograma e às chuvas excedentes.
- Princípio da Aditividade: A duração do escoamento superficial de uma determinada chuva efetiva independe de precipitações anteriores. O hidrograma total referente a duas ou mais chuvas efetivas é obtido adicionando-se as ordenadas de cada um dos hidrogramas em tempos correspondentes.

Figura 15- Representação gráfica dos três princípios básico do Hidrograma Unitário.



Constante de tempo de base (1), princípio da proporcionalidade (2) e princípio da aditividade (3).

Fonte: Zahed Filha (1999).

Segundo Paço (2008), o hidrograma unitário para uma dada bacia hidrográfica pode ser estabelecido por métodos:

Diretos: obtidos a partir de dados pluviométricos da bacia hidrográfica. Esses métodos são aplicáveis se existirem, tanto estações hidrométricas das bacias hidrográficas para as quais se pretendem estabelecer os hidrogramas unitários, como registros de precipitação associados às cheias, sendo os principais métodos empregados são o método dos mínimos quadrados e programação linear.

Indiretos, a partir de hidrogramas unitários, que não utilizam registros hidrométricos, mas utilizam características físicas das bacias hidrográficas, sendo os

principais métodos empregados são o método do hidrograma unitário sintético de Snyder, hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service (SCS) e hidrograma unitário instantâneo de Clark, hidrograma unitário pelo Método Santa Bárbara e para pequenas bacias é bastante utilizado o hidrograma triangular pelo Método Racional.

3.3.5.5. *Método Racional*

O método racional é um método indireto foi desenvolvido por Mulvaney em 1851, esse método também é conhecido como Kuichling nos Estados Unidos, em homenagem a Emil Kuichling, que a aplicou para projeto de esgoto em Rochester, New York em 1888. Na Inglaterra o método é conhecido como a fórmula Lloyd-Davies em honra de Lloyd-Davies que escreveu sobre ele em 1906. (Walesh, 1989).

O método racional é, certamente, o mais difundido na prática para a determinação de vazões de pico em pequenas bacias, essa grande aceitação do método deve-se à sua simplicidade e aos seus resultados, que costumam ser satisfatórios, O método racional deve ser aplicado somente em pequenas bacias, ou seja, com área de drenagem inferior a 2km² (200 ha) ou quando o tempo de concentração seja inferior a uma hora. (Porto, 1995).

Este método considera que a chuva é uniformemente distribuída no tempo e espaço e a sua duração seja igual ao tempo de concentração da bacia, desprezado os efeitos de armazenamento da bacia

A aplicação do método racional é baseada em uma fórmula simples que relaciona o escoamento superficial da bacia hidrográfica, a intensidade média das chuvas para um determinado Tempo (o tempo de concentração) e a área de drenagem da bacia hidrográfica. Dado pela Equação (10):

$$Q = 0,275 CIA \quad (10)$$

Onde:

Q = vazão de pico em m³/s;

C = coeficiente de deflúvio;

i = intensidade média máxima da chuva, em mm/hora;

A = área da bacia, em km².

O coeficiente de escoamento representa a fração de precipitação convertida em escoamento superficial, pode ser determinado segundo TUCCI (2000) pela Equação (11) ou através de dados tabelados conforme Tabela 5 :

$$C = 0,05 + 0,9A_i \quad (11)$$

Onde:

A_i : Área impermeável da bacia hidrográfica.

A: intensidade da precipitação é obtida das curvas ou equações de intensidade-duração-frequência da região em estudo.

Tabela 5-Valores de C, conforme as características de urbanização da bacia.

Zonas	Valores de C
Edificações muito densa: densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
Com edificações não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
De edificação com poucas superfícies livres Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,25 a 0,50
De subúrbios com alguma edificação Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
De matas, parques e campos de esportes Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Fonte: Wilken (1978).

Segundo PORTO (1995), é possível determinar o hidrograma correspondente, desde que se admita uma forma triangular para o mesmo e que o coeficiente C represente apenas a transformação do total precipitado em chuva efetiva. Assim sendo, o volume escoado é dado pela Equação (12) :

$$CIA_{tc} = \frac{1}{2} Q_p t_b \quad (12)$$

Onde:

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade máxima da precipitação (mm/h);

A = área da bacia;

Qp = vazão de pico (m³/s);

tc = tempo de concentração da bacia hidrográfica, podendo tc ser determinado pela Equação (13):

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (13)$$

Onde:

L: comprimento do curso (km)

H: diferença de cotas (m)

S: declividade equivalente (m/km)

tc: tempo de concentração (min)

tb = tempo de base do hidrograma, determinado pela Equação (14):

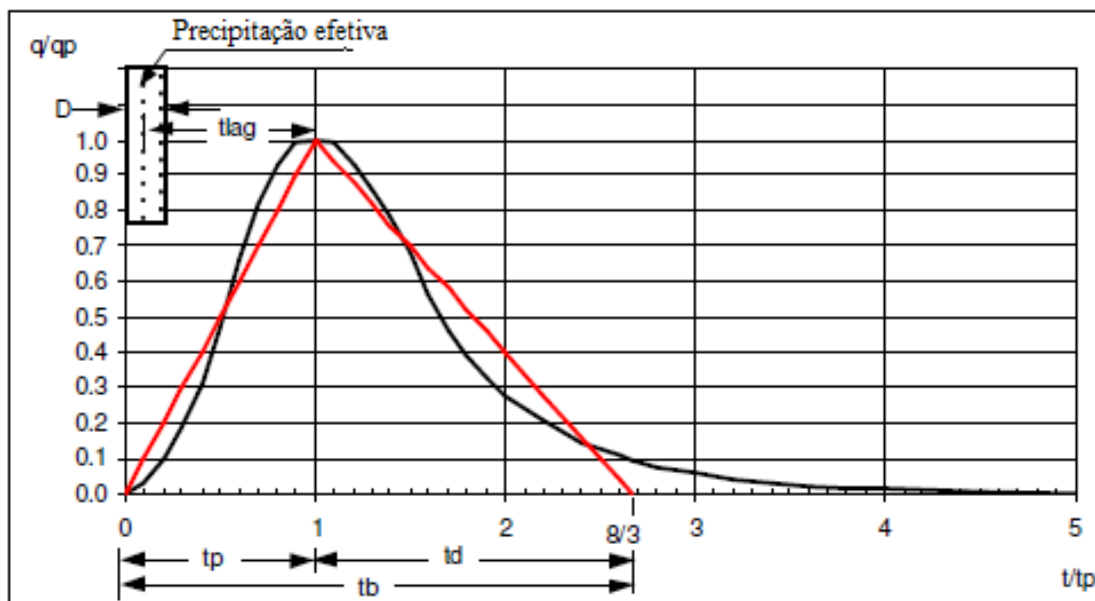
$$t_b = 2t_c \quad (14)$$

3.3.5.6. Método Hidrograma Unitário Sintético – SCS

O SCS é um hidrograma curvilíneo adimensional onde as vazões e seus respectivos tempos de ocorrência são apresentados como frações da vazão de pico do hidrograma (Qr) e do tempo relativo à ocorrência desta vazão (tp). Esse método é aplicado em bacias hidrográficas com área que variam de 2 Km² à 5000 Km² (TUCCI, 2004).

O hidrograma unitário curvilíneo pode ser aproximado pelo hidrograma unitário triangular, representado na Figura 16, com um menor tempo de base e semelhança no volume de máximo. (PORTELA, 2006).

Figura 16- Representação do Hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service, SCS, e Correspondente hidrograma triangular.



Fonte: Portela (2006).

Para a precipitação unitária de 1 mm, a vazão de pico do hidrograma pelo método SCS pode ser definido pela Equação (15) :

$$Q_p = \frac{2,08 \times A}{t_p} \quad (15)$$

Onde:

Q_p = vazão de pico (m^3/s);

A = área da bacia hidrográfica (km^2);

t_p = tempo de pico (horas).

O tempo de pico do hidrograma pode ser obtido através da Equação (16):

$$t_p = \frac{t}{2} + t_r \quad (16)$$

Onde:

t: duração da precipitação (horas);

tr: tempo de retardo (horas).

O tempo de retardo pode ser obtido pela seguinte Equação (17):

$$t_r = 0,6 + t_c \quad (17)$$

Onde: t_c é o tempo de concentração em minutos.

3.3.5.7. Método Santa Bárbara

O Santa Barbara Urban Hydrograph Method (SBUH) foi desenvolvido por James M. Stubchaer no condado de Santa Bárbara, na Califórnia. Foi pela primeira vez apresentado no Simpósio Nacional de Hidrologia Urbana e Controle de Sedimentos realizado na Universidade de Kentucky em 1975 (WANIELISTA; KERSTEN; EAGLIN, 1997).

O método Santa Bárbara admite que a área impermeável da bacia é diretamente conectada ao sistema de drenagem e que são desprezíveis as perdas de água da chuva. O método SBUH converte a chuva excedente em hidrogramas instantâneos que são então encaminhados através de um Reservatório imaginário com um atraso de tempo igual ao tempo de concentração (Tomaz, 2002).

O hidrograma instantâneo (para cada período) é calculado a partir da Equação (18):

$$I(\Delta t') = \frac{R(\Delta t')A}{\Delta t'} \quad (18)$$

Onde:

$R(\Delta t')$: é o acúmulo total do escoamento;

A: área de drenagem da bacia hidrográfica (m^2);

$\Delta t'$: incremento de tempo (Minutos).

O hidrograma de escoamento, Q_t , é então obtido encaminhando o Hidrograma I_t , através de um reservatório imaginário com um atraso de tempo igual a O tempo de concentração, T_c , da bacia de drenagem. A equação (19) estima o fluxo encaminhado, Q_t :

$$Q_{t+1} = Q_t + w[I_t + I_{t+1} - 2Q_t] \quad (19)$$

Onde:

$$w = \frac{dt}{(2T_c + dt)} \quad (20)$$

dt: Intervalo de tempo em minutos

3.4. Modelo Hidráulico

O modelo hidráulico é aquele que determina a propagação do escoamento na rede de drenagem até ao seu destino final, normalmente considerando um escoamento unidimensional em superfície livre (ENSINAS,2009).

Para a simulação do escoamento na rede de coletores, recorre-se a modelos hidráulicos/hidrodinâmicos de propagação do escoamento (fisicamente baseados e distribuídos). A sua representação matemática mais completa, é dada por duas equações diferenciais parciais que permite calcular a taxa de escoamento em função do tempo: a equação da continuidade - que traduz a lei da conservação da massa, e a equação dinâmica - que traduz a lei do equilíbrio de forças, sendo o sistema destas equações designado, frequentemente, por sistema de Barré de Saint-Venant, (MATOS *et al.*, 1990; FERREIRA, 2006). Equação (21).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (21)$$

Onde:

Q: Vazão em m³/s;

A: Área da seção molhada em m²;

q: a vazão por unidade de largura de contribuição lateral (na unidade m³/s/m.)

A equação da continuidade é deduzida através do estudo da massa líquida e sua conservação ao longo de um volume de controle. Este princípio estabelece que não existe “ganho” nem “perda” de água durante o escoamento. Assim, a diferença entre o volume de água afluente e o volume efluente em um determinado trecho é exatamente igual à variação de volume dentro desse trecho no mesmo intervalo (GUIMARÃES, 2009).

A equação dinâmica representa o princípio da conservação da quantidade de movimento aplicado ao elemento de controle considerado. Baseada na segunda lei de Newton, a soma das forças aplicadas a um volume de controle é igual à taxa de variação da quantidade de movimento armazenada dentro do volume de controle, o e fluxo líquido da quantidade de movimento, através da superfície de controle, existindo assim a influência das forças força de gravidade ao longo do canal devido ao peso da água no volume de controle, força de atrito ao longo do fundo e dos lados do volume de controle, força de contração / expansão (estreitamento / alargamento) produzida por mudanças abruptas na seção transversal do canal, a força de cisalhamento do vento na superfície da água, e a força de pressão não balanceada. (GUIMARÃES, 2009). Equação (22).

$$\underbrace{\frac{\partial \rho Q}{\partial t} dx + \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \frac{Q^2}{A} \right) dx}_{\text{Força de inércia do escoamento}} + \underbrace{\rho g A I_f dx}_{\text{Força de Atrito}} + \underbrace{\rho B W_f dx}_{\text{Força de contração e expansão}} + \underbrace{\rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx}_{\text{Força de cisalhamento causada pelo vento}} = \underbrace{\rho g A I dx}_{\substack{\text{força} \\ \text{da gravidade}}} \quad (22)$$

Onde:

Q: Vazão (m^3/s);

A: secção do escoamento (m^2);

ρ : massa específica;

h: altura do escoamento (m);

g: aceleração da gravidade (m^2/s^2);

x: distância na direção do escoamento (m);

t: tempo (s);

I: declive do leito;

I_f : declive da linha de energia;

W_f : Fator de cisalhamento dos ventos;

B: Largura superficial da secção transversal.

As Equações da continuidade e equação da conservação da quantidade de movimento são as equações utilizadas para determinação do escoamento unidimensional não-permanente gradualmente variado para canais abertos, ou conhecidas também com as equações de Barré de Saint – Venant, cientista francês do século XIX. Elas foram publicadas em 1870 nos Anais da Academia Francesa de Ciências, e se constituem no conjunto de equações governantes dos escoamentos em rios e canais, como um sistema de duas equações, com derivadas parciais, em x e t, cuja integração exata é muito complicada e sua solução analítica só é possível em casos especiais, entretanto, existem diferentes técnicas numéricas para sua resolução (GUIMARÃES, 2009).

Através da simplificação do sistema de equações de Saint-Venant, é possível obter diversos modelos hidráulicos. Segundo com MATOS et al. (1990) e FERREIRA (2006), os modelos simplificados são:

- Modelo reservatório

Neste modelo considera apenas a equação da continuidade; efeitos de armazenamento e da respectiva atenuação, desprezando qualquer efeito dinâmico. Este modelo é válido se o efeito preponderante for o amortecimento por armazenamento e os efeitos de jusante forem desprezáveis.

- Modelo cinemático ou Onda cinemática

Considera apenas as forças gravitacionais e de atrito da equação, admite-se que o efeito de aceleração do escoamento é totalmente compensado pelas forças de resistência tangenciais. Esse modelo transfere os efeitos de armazenamento e de propagação do hidrograma para jusante, podendo este sofrer deformação, mas sem atenuação do pico. A simulação de fenômenos de atenuação e atraso pode ser conseguida por técnicas numéricas. No entanto, o modelo não é aplicável em regimes lentos (em que o escoamento é controlado por jusante) ou em situações em que os hidrogramas afluentes apresentem variações acentuadas ao longo do tempo, conduzindo a acelerações de inércia não desprezáveis.

- Modelo de difusão ou inercia nula

Considera as forças de atrito no perímetro molhado, as forças de gravidade e despreza a inércia, esse modelo considera efeitos de propagação da onda apenas para jusante e permite a simulação de fenômenos de atraso e atenuação, na propagação da onda.

- Modelo dinâmico

O modelo dinâmico considera a equação da continuidade e a equação da conservação da quantidade de movimento, pelo que inclui todos os termos da equação da conservação do movimento e equação da continuidade. O modelo dinâmico completo permite a inversão do sentido do escoamento em coletores, sendo o único modelo que representa a propagação das ondas para montante, pois é o único que inclui o termo das forças de atrito completo.

3.4.1. Programas Existentes para Modelação de redes de Drenagem Urbana

Os programas que simulam o comportamento dos sistemas de drenagem modelam o escoamento dinâmico incluindo os modelos hidrológicos e hidráulicos, podendo ser aplicados à modelagem do escoamento superficial, do escoamento com superfície livre (em canais e coletores), especialmente em condições críticas, tal como inversões de fluxo, efeitos de jusante e escoamento sob pressão e ainda da qualidade da água e transporte de sedimentos (ENSINAS,2009).

Estes modelos estudam diversas variáveis como a altura de escoamento, a velocidade máxima e mínima, vazões, infiltração entradas de poluentes, entre outros

parâmetros, de modo a avaliar a compatibilidade do sistema de drenagem com a redução de inundações e o controle de descargas de excedentes.

Na Tabela 6, apresentam-se as características dos principais programas utilizados na modelagem de sistemas de drenagem urbana.

Tabela 6-Modelos utilizados por programas de simulação de drenagem urbana.

Processo	Tipo de modelo	Programa					
		Fluo	HydroWorks Infoworks	MOUSE	SAMBA	SWMM	SIMPOL
Perdas hidrológicas	Perdas iniciais	X	X	X	X	X	
	Perdas contínuas: coeficiente de escoamento volumétrico	X	X	X	X	X	X
	Umedecimento do solo			X			
	Retenção superficial			X		X	
	Infiltração: fórmula de <i>Horton</i>		X	X		X	
	Fórmula de <i>Green-Ampt</i>					X	
	Curva CN					X	
	Evapotranspiração			X			
	Outras fórmulas de perdas contínuas		X				
Propagação do escoamento superficial	Curvas tempo-área			X			
	Modelo do reservatório linear	X	X	X			
	Modelo de reservatórios em cascata		X				
	Modelo cinemático/modelo do reservatório não linear			X		X	
Propagação do escoamento na rede de coletores	Advecção				X		
	Modelo de <i>Muskinghum-Cunge</i>	X					
	Modelo cinemático/modelo do reservatório não linear	X		X			
	Modelo difusivo			X			
	Equações de <i>Saint Vennant</i>		X	X		X	

Fonte: Ferreira (2006).

Cont.

Processo	Tipo de modelo	Programa					
		Flupol	HydroWor ks/ Infoworks	MOUSE	SAMBA	SWMM	SIMPOL
Propagação do escoamento na rede de coletores	Concentrações médias por evento (CME)			X	X	X	
	Distribuição lognormal das CME					X	
	Acumulação: equação de potência					X	
	Equação de <i>Michaelis-Menton</i>					X	
	Equação exponencial (<i>Aley e Smith, 1981</i>)		X	X		X	
	Arrastamento: exponencial (<i>Sartor e Boyd; Jewell e Adrian</i>)	X	X			X	
	Exponencial (<i>Nakamura, 1990</i>)						
	Outras fórmulas			X		X	
	Número de poluentes modelados	4	>10	>10		10	2
	Sedimentos	X	X	X		X	
Propagação dos poluentes superficiais	Modelo do reservatório linear		X				
	Modelo do duplo reservatório linear	X					
	Retenção superficial			X			
Propagação dos poluentes superficiais	Modelo do reservatório linear		X				
	Modelo do duplo reservatório linear	X					
Poluentes em sarjetas	Retenção superficial			X			

Fonte: Ferreira (2006).

Cont.

Processo	Tipo de modelo	Programa					
		Flupol	HydroWorks/ Infoworks	MOUSE	SAMBA	SWMM	SIMPOL
Transporte dos poluentes nos coletores	Equação de transporte baseada: na lei de					X	
	No método de <i>Arkers-White</i>		X				
	No método de <i>Vélikanov</i>	X					
	Outros métodos			X			
	Transformação/decaimento de poluentes			X		X	
	Equação de advecção	X	X		X	X	
	Equação de advecção-dispersão			X			
-	Consideração de estruturas de			X			

Fonte: Ferreira (2006).

3.4.2. SWMM

Desenvolvido em 1971, O *Storm Water Management Model*- SWMM é um modelo dinâmico de simulação de precipitação e escoamento para um evento único ou simulação contínua de longo prazo da quantidade e qualidade de escoamento superficiais, principalmente de áreas urbanas, sendo um software de plataforma livre amplamente utilizado por pesquisadores de diversos países (Huber e Roesner, 2013). Criado entre 1969 e 1971 distribuído gratuitamente pela U.S. EPA (*Enviromental Protection Agency*), desta sua data de criação sofreu atualizações, conforme pode ser visto na Tabela 7.

Tabela 7- Histórico de desenvolvimento do SWMM:

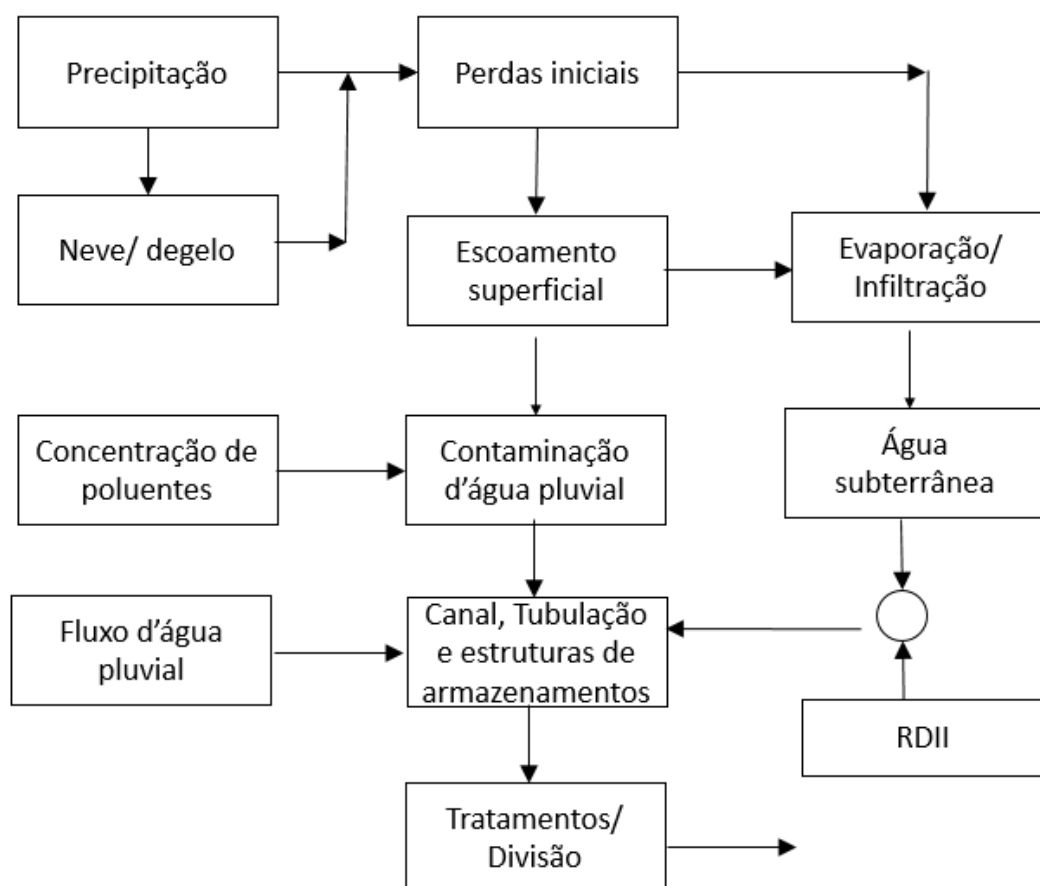
Versão	Ano	Comentário
SWMM I	1971	Primeira versão do SWMM; foco na modelagem CSO (<i>Combined sewer overflows</i> -sistema unitário de esgoto e água pluviais).
SWMM II	1975	Primeira versão do SWMM amplamente distribuído.
SWMM 3	1981	Adição ao SWMM das funções de Fluxo de onda dinâmico total, Infiltração por Green-Ampt, derretimento da neve e simulação contínua.
SWMM 3.3	1983	Primeira versão para PC do SWMM
SWMM 4	1988	Adição das funções de água Subterrâneas, RDII, Secções transversais de canal irregular, entre outros.
SWMM 5	2005	Completa reescrita do SWMM em linguagem C; Interface gráfica de usuário adicionada; Algoritmos melhorados e adição da função de modelagem LID (Controle de baixo impacto de água pluviais).
SWMM 5.1	2016	Leitura de novo formato de arquivo para precipitação obtidos on-line do NOAA-NCDC. A condutividade hidráulica insaturada ("K") foi adicionada à lista de Variáveis que podem ser usadas em uma equação de fluxo de água subterrânea fornecida pelo usuário.

Fonte: Adaptado de Huber & Dickinson (2013).

O SWMM tem como principal objetivo a simulação hidrológica e hidrodinâmica de sistemas de drenagem urbana. O componente de escoamento de SWMM opera sobre um de sub-bacias que recebem precipitações e geram cargas de escoamento e poluentes. O escoamento ocorre através de um sistema de tubos, canais, dispositivos de armazenamento/tratamento, bombas e reguladores. A simulação determina a quantidade e qualidade do escoamento gerado dentro de cada sub-bacias, a vazão, profundidade, fluxo e qualidade da água em cada tubo e canal (CASTRO, 2011).

A modelagem no SWMM considera que as sub-bacias se comportam como reservatórios não lineares, representadas pela combinação das equações de Manning e da continuidade, que ao receber uma determinada precipitação gera cargas de escoamento e poluente que este é transportado através de um sistema de tubos, canais, dispositivos de armazenamento / tratamento, bombas e reguladores. SWMM quantifica o escoamento gerado dentro de cada sub-bacias através da resolução das equações completas de Saint Venant, segundo o método de Euler modificado. O SWMM ainda determina a taxa de fluxo, profundidade de fluxo e qualidade da água em cada tubo e canal durante um período de simulação composto de várias etapas de tempo. A Figura 17 descreve os processos e objetos que o SWMM utiliza para a simulação e como estes estão ligados uns aos outros.

Figura 17- Processo de modelagem no SWMM.



Fonte: Rossman (2016a), tradução nossa.

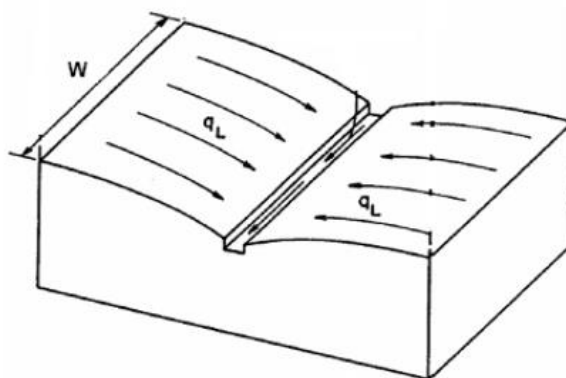
Segundo Amorim (2007), A intensidade da precipitação, ou o seu respectivo hietograma, é transformada em precipitação útil efetiva considerando em sua

determinação o acúmulo de neve e derretimento e as perdas em função da infiltração interceptação, evaporação e armazenamento em depressões do terreno, de modo a obter, posteriormente, um hidrograma correspondente ao escoamento superficial. A precipitação útil pode ser calculada pelo Modelo do hidrograma unitário (UHM), considerando que as perdas por infiltração podem ser obtidas pela fórmula clássica de Horton, fórmula modificada de Horton, pelo método de Green-Ampt, fórmulas modificadas de Green-Ampt e pelo número da curva SCS.

SWMM permite que o cálculo do escoamento seja realizado sob inúmeras sub-bacias de diferentes formatos, possibilitando assim o estudo do efeito que a topográfica, vias de drenagem, cobertura do solo, e características do solo tem na geração de escoamento, conforme Figura 18.

SWMM utiliza o modelo de reservatório não-linear para estimar o escoamento superficial produzido pela precipitação ao longo de um sub-bacia, considerando a sub-bacia como uma superfície retangular que tem um declive uniforme S e um largura W que drena para um único canal de saída. O escoamento superficial ocorre quando a diferença entre a as pluviometrias e as perdas for maior que zero.

Figura 18- Representação de um modelo de sub-bacia no SWMM.



Fonte: Rossman (2016a).

O escoamento superficial pode ser transferido de uma sub-bacia a outra ou de sub-bacia para canais ou tubulações coletoras. O escoamento entre as sub-bacias pode ser de três maneiras distintas: uma fração especificada do escoamento de áreas impermeáveis de um sub-bacia pode ser encaminhado para a área permeável de outra sub-bacia, uma fração especificada de escoamento da área permeável de uma sub-bacia pode ser

encaminhado para a área impermeável de outra ou O escoamento total de uma sub-bacia pode ser encaminhado para outra sub-bacia.

A obtenção da propagação do escoamento na rede de coletores no SWMM é baseada nas equações de Saint-Venant, que permitem descrever a hidráulica do escoamento através de três modelos hidrodinâmicos: Modelo cinemático, Modelo difusivo e Modelo dinâmico.

O RDII são entrada e/ou perdas de escoamento que possa existir nos condutos com por exemplos o fluxos de águas pluviais que entram em esgotos sanitários ou combinados devido a entrada de conexões diretas de bombas de cárter, drenos de fundação, etc., bem como infiltração de água subterrânea através de tubos rachados, juntas com fugas, conexões de poço pobres, etc. O SWMM trata o RDII como uma categoria separada de entradas externas que entra no sistema de transporte em nós específicos designados pelo usuário.

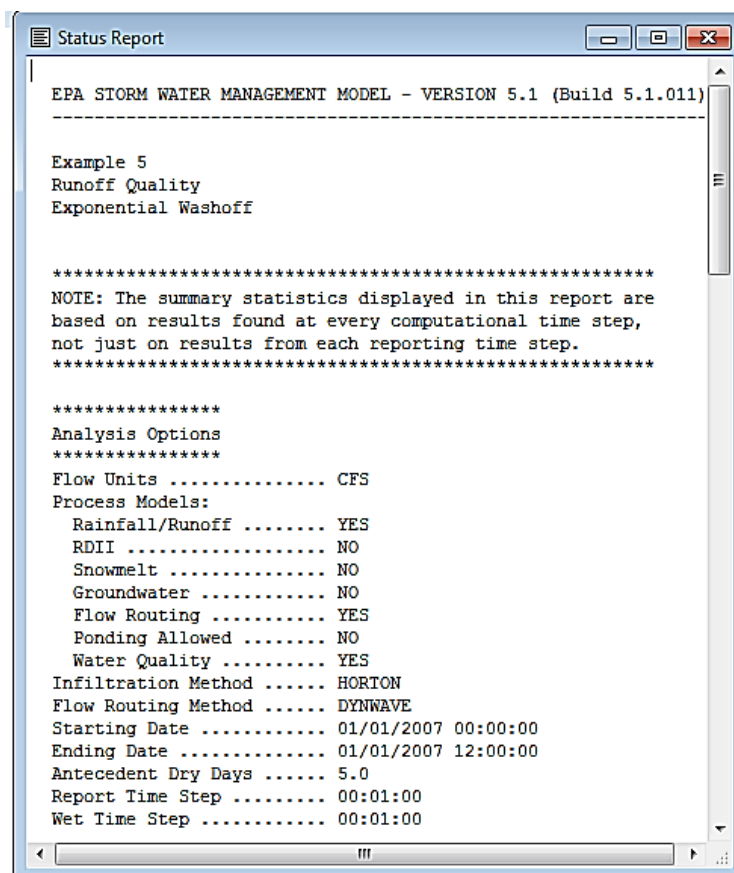
Segundo Rossman (2016b), SWMM considera para modelagem da qualidade da água pluvial diversos tipos diferentes de fontes de poluição que contribuem para a qualidade da água em bacias hidrográficas urbanas: poluentes presentes na precipitação, Acúmulo e lixiviação de poluentes do solo, Lançamento de esgoto ou sistema unitário de drenagem e esgoto e entradas externas.

A modelação do transporte de poluentes é feita por advecção condutos. O modelo contabiliza a sedimentação, suspensão de sedimentos, aplicação de fator de redução de poluentes por BMP (*best management practice* -Melhores práticas de manejos) e processos de decaimento, modelados por resolução de equações exponenciais de primeira ordem.

A minimização dos efeitos do escoamento de água pluvial em sub-bacias e sistemas de drenagem no SWMM pode ser realizada pelo LID (desenvolvimento de baixo impacto) que são práticas paisagistas utilizadas para a redução e/ou detenção do escoamento superficial em áreas impermeáveis a nível de vazão de pré-urbanização. O SWMM pode modelar adoção das seguintes práticas na área de estudo: Bio-retenção, Jardim de chuva, Telhados verdes, Trincheiras de infiltração, Pavimento permeável, Cisternas, Vala de infiltração, Desconexão de Telhado e pavimentação de blocos.

Os resultados da modelagem no programa podem ser visualizados: Relatório de estado da simulação, em gráficos de series temporais, perfil do terreno e dispersão, dados e análise estatísticas, conforme Figura 19 e Figura 20.

Figura 19- Relatório de estado da simulação com resumo dos resultados da simulação



```

Status Report

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.1 (Build 5.1.011)

-----

Example 5
Runoff Quality
Exponential Washoff

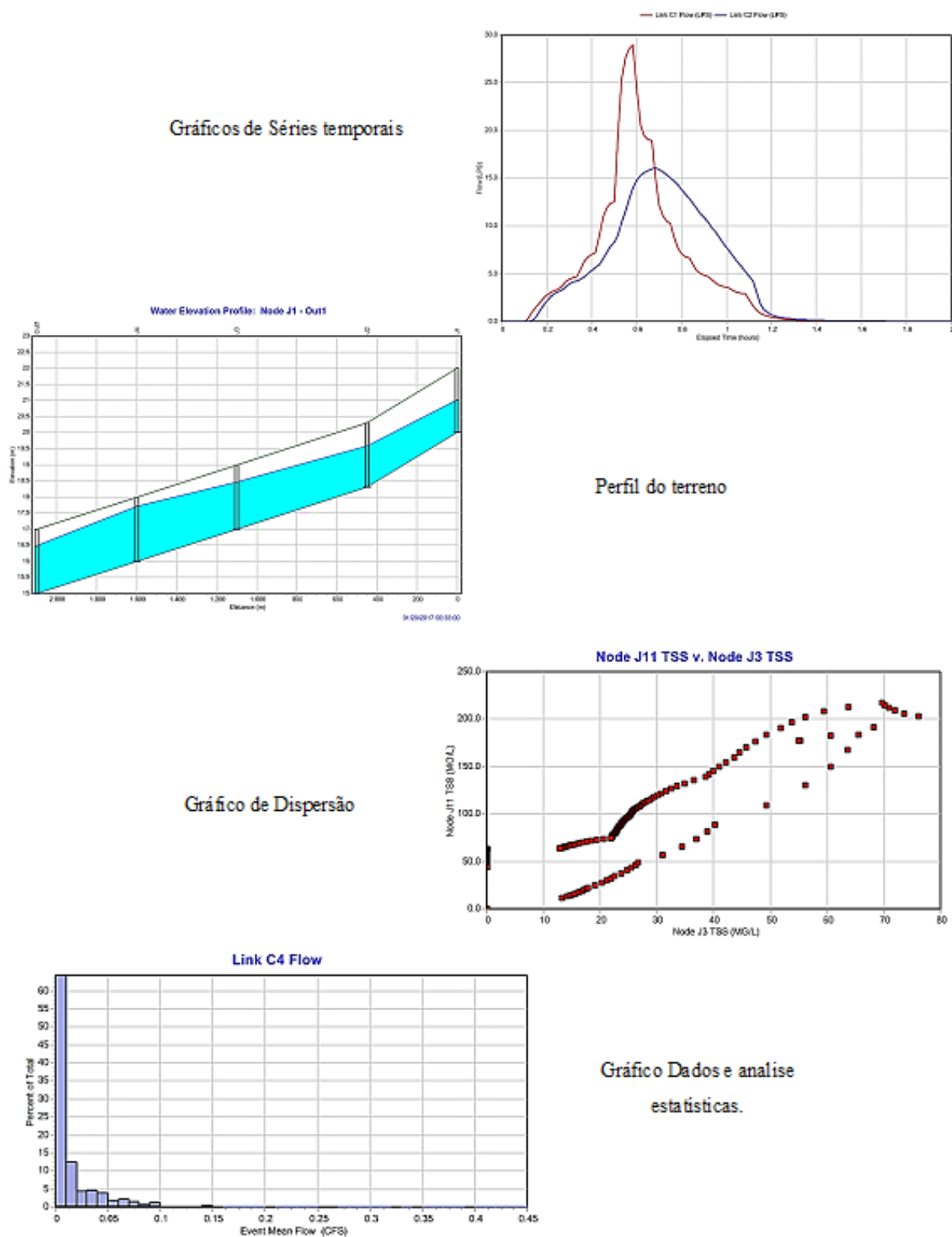
*****
NOTE: The summary statistics displayed in this report are
based on results found at every computational time step,
not just on results from each reporting time step.
*****

*****
Analysis Options
*****
Flow Units ..... CFS
Process Models:
  Rainfall/Runoff ..... YES
  RDII ..... NO
  Snowmelt ..... NO
  Groundwater ..... NO
  Flow Routing ..... YES
  Ponding Allowed ..... NO
  Water Quality ..... YES
Infiltration Method ..... HORTON
Flow Routing Method ..... DYNWAVE
Starting Date ..... 01/01/2007 00:00:00
Ending Date ..... 01/01/2007 12:00:00
Antecedent Dry Days ..... 5.0
Report Time Step ..... 00:01:00
Wet Time Step ..... 00:01:00

```

Fonte: Autora (2017).

Figura 20- Visualização dos resultados da modelação no SWMM em formato de Gráfico.



Fonte: Autora (2017).

3.5. Reservatórios de Amortecimento de Chuva.

3.5.1. Definição

Os reservatórios de retenção, popularmente conhecidos popularmente como “piscinões” para os grandes reservatórios e “piscininha” para os microrreservatórios instalados em lotes, são estruturas cujo princípio é o retardo e/ou a redução do escoamento gerado pela chuva em áreas urbana, principalmente em áreas altamente impermeabilizadas e densamente povoadas, onde ocorrem com frequência inundações que causem grandes perdas materiais e humanas para a população.

Dias *et al* (2010), define os reservatórios de amortecimento de chuva como dispositivos armazenadores de água precipitada, que permitem o retardo do tempo de concentração, atenuando o pico dos hidrogramas de saída, possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização, podendo ser implementados em níveis de lotes, microdrenagem e macrodrenagem.

Segundo Tomaz (2002), Reservatório de retenção tem como função regular a vazão de saída num valor desejado, de maneira a atenuar os efeitos a jusante da vazão de entrada, auxiliam no amortecimento dos picos de cheia, promovendo a retenção do escoamento superficial.

Embora estas estruturas apresentem como principal função o amortecimento das ondas de cheias e a redução das inundações urbanas, elas podem também proporcionar a redução dos custos de canalizações a jusante, pois armazenam grandes volumes de água pluvial e a captação de sedimentos e detritos, contribuindo com a recuperação da qualidade das águas dos córregos e rios urbanos.

A principal desvantagem da utilização deste tipo de estrutura é a ausência de manutenção planejada e contínua o que pode acarretar na proliferação de animais vetores de doenças e vegetação, bem como na utilização do terreno para o lançamento ilegal de lixo e entulho, gerando insatisfação da população em torno da estrutura.

Segundo Tomaz (2002), o custo somente para a retirada de sedimentos e limpeza das grandes é anualmente de US\$ 1,00/m³ de volume do reservatório de retenção. Como o custo médio de um piscinão é de US\$ 30,00/m³, a manutenção é praticamente de 10% que é um valor alto, pois para os americanos o valor varia de 3% a 6% do custo inicial.

No município de São Paulo muitas reclamações estão sendo feitas dos piscinões públicos. O abandono dos mesmos faz com que as crianças sem opções de lazer vão brincar dentro dos mesmos quando estão vazios e pegam doenças como a leptospirose. O local dos piscinões em alguns lugares está-se tornando um ponto de consumo de drogas.

Outro problema é que devido ao abandono dos mesmos, servindo de abrigo ou ponto para abordagens de assaltos.

Alguns piscinões feitos pelo governo do estado de São Paulo no ABC, como por exemplo, em São Caetano estão 30% assoreados, pois, ninguém retira os sedimentos depositados e a confiança nos piscinões fica cada vez precária. (TOMAZ, 2002).

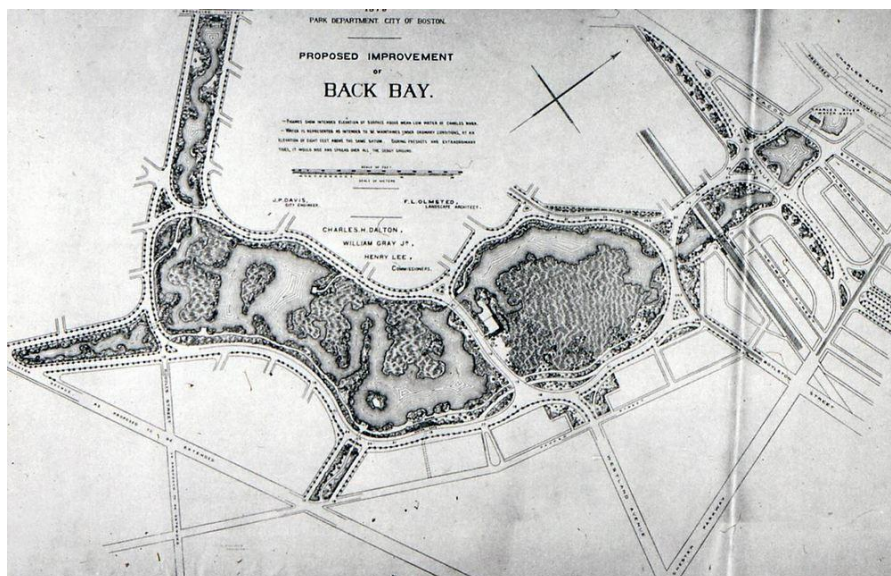
3.5.2. **Histórico**

Segundo Fendrich *apud* Franco (2004) a primeira menção ao conceito de detenção distribuída das águas pluviais é apresentada pela *American Society of Civil Engineers* (ASCE) em 1985- *storage detention approach* – contrapondo aos modelos tradicionais de “máxima eficiência hidráulica” - *conveyance approach* - até então usados, pois existem relatos de bacias de detenção desde o tempo da Babilônia.

O século XV, na Alemanha, França e Rússia, foi desenvolvido o armazenamento de águas pluviais junto com melhorias dos canais dos rios, as bacias de detenção de águas pluviais com abertura fixa. Bacias de detenção deste tipo foram usadas para prevenção de enchentes em 1711, em Roanne – França, na bacia do Rio Loire (FRANCO, 2004)

Em 1877, Frederick Law Olmsted projetou o sistema de parques de Boston, conhecido como Emerald Necklace, com a finalidade de resolver problemas de enchentes e da poluição das várzeas da Back Bay de Boston, o projetista Frederick Law Olmsted criou bacias de retenção que serviam como lagos, considerados como um marco no planejamento dos parques americanos. Os projetos modernos feitos em Chicago e Denver baseiam-se nos mesmos princípios usados por Olmsted em Boston. (Figura 21).

Figura 21-O plano para o Fens, Boston foi feito em 1877.



Fonte: Tomaz (2002).

Nos Estados Unidos da América, uma enchente ocorrida em março de 1913, no Rio Miami, no Estado de Ohio, teria motivado a construção de diversas bacias de retenção, apenas para fins de controle de cheias (FRANCO, 2004).

O primeiro uso de reservatório de retenção domiciliar na Austrália ocorreu na cidade de Wollongong em março de 1985, conforme relatado por Bewsher (1995). Devido à limitação de espaço nas áreas próximas ao centro da cidade, surgiram como alternativa aos grandes reservatórios os OSDs (On-Site Stormwater Detention), inicialmente na forma de tanques de retenção em residências, áreas comerciais ou industriais (O'LOUGHLIN *et al.*, 1995).

Segundo O'Loughlin *et al.* (1995), a resposta inicial à aplicação dos OSDs (On site Detention) foi negativa, pelo custo adicional da estrutura, complexidade e falta de eficiência da manutenção. Still e Bewsher (1999), destacam dentre os problemas encontrados com os OSD: a deficiências Política de Implementação, falta de fiscalização destas estruturas, falta de profissionais qualificados para realização para realização de projetos, problemas de projeto como volumes inadequados, o aparecimento precoce de problemas devido à construção insatisfatório de sistemas OSD, material orgânico e limpeza, dificuldade de acesso, entre outros.

Atualmente os reservatórios OSDs são utilizados nas cidades mais populosas da Austrália como Sydney, Melbourne, Brisbane, Newcastle, Wollongong e Canberra.

Na cidade de Dallas nos Estados Unidos, foi construído em 1993 um reservatório de detenção com 268.000m³, sendo na época considerado uma das maiores obras daquele país. As bombas centrífugas submersíveis tinham capacidade para esvaziar o reservatório em 16h, a fim de esperar por outra chuva. Com a construção do reservatório de detenção de Dallas, foi resolvido definitivamente o problema de enchentes na região (TOMAZ 2002).

Nos Estados Unidos, atualmente a partir de iniciativas populares, os próprios cidadãos implantam estruturas alternativas de drenagem urbana, tais como reservatórios de armazenamento. Isso ocorre em virtude de uma cultura de participação social nas questões de desenvolvimento urbano, demonstrando a conscientização e educação ambiental presentes (NAKAZONE, 2005).

A cidade de Seattle, nos EUA tem mais de 2.000 reservatórios de detenção em edifícios multifamiliares e comerciais e 2.500 em unidades residenciais. A manutenção é feita pelos próprios usuários, sendo que a prefeitura municipal de Seattle fiscaliza e treina o pessoal para manutenção, para os cuidados com lixo, sujeiras, etc., (TOMAZ 2002).

No Brasil, os primeiros reservatórios de retenção foram implantados em 1953, em Belo Horizonte, no Estado de Minas Gerais, sendo os da Pampulha e Santa Lúcia até hoje funcionais (NASCIMENTO *et al*, 1997).

Em São Paulo o Piscinão do Pacaembu localizado na zona Oeste do município de São Paulo, foi o primeiro piscinão da construído nesta cidade em 1994, é um reservatório do tipo enterrado de concreto armado possui um volume de armazenamento de 74.00 m³, área de 15000m² e uma altura de 5,6 m. (TOMAZ, 2002).

Caso se fizesse um túnel da praça Charles Muller até o final no canal de saneamento no fim da av. Pacaembu, o custo seria de 35 milhões de dólares ou opta-se pela alternativa convencional em galerias além dos problemas de tráfego seriam gastos US\$ 20 milhões. O prazo da obra seria de 2 anos e a interrupção do tráfego por atraso médio de 15 minutos ocasionaria prejuízo mensal de US\$ 700 mil/ mês, enquanto que o custo do reservatório de detenção foi de 8 milhões de dólares (Zahed, 2008).

Tomaz (2002) realizou o levantamento dos reservatórios de amortecimento de chuva (Piscinões) de São Paulo, para o período de retorno de 25 anos e com suas receptivas características: volumes, a área de drenagem e o custo em US\$ incluso ou não a desapropriação, Tabela 8, e estimou a partir desses dados o volume médio dos reservatórios em 508 m³/hectares, a altura média em 3,3 m e o preço médio de US\$ 34,00/m³.

Tabela 8-Estimativas de áreas, bacias, volume, custos de reservatórios de retenção dimensionados pelo DAEE e da capital de São Paulo para Tr=25 anos.

Reservatório	Local São Paulo	Profundidade m	Área disponível (m ²)	Área de drenagem (km ²)	Volume (m ³)	Custo (US\$) *: incluso desapropriação
TM-2 e TM-3	Ribeirão dos Meninos	6,4	28.000,00	5,41	180.000	6.381.333,00
TM-4	Ribeirão dos Meninos	6	40.000,00	5,26	240.000	3.960.423,00
TM-8	Ribeirão dos Meninos	3	24.000,00	6,57	72.000	1.663.372,00
RRI-1	Ribeirão Aricanduva	3	21.256,00	10,39	64.578	1.594.507,00
RRI-2	Ribeirão Aricanduva	3,2	93.102,00	3,31	295.800	7.681.216,00
RAR-4	Ribeirão Aricanduva	3	202.882,00	3,86	608.640	15.754.519,00
RMA-1	Ribeirão Aricanduva	3,1	32.311,00	5,41	101.276	5.224.301,00*
RMA-2	Ribeirão Aricanduva	2,8	56.627,00	5,71	157.884	5.083.412,00*
RIN-1	Ribeirão Aricanduva	3,1	46.107,00	3,47	144.516	6.491.253,00*
RTA-2	Ribeirão Aricanduva	3	28.387,00	1,26	85.158	4.707.720,00*
No 5	Ribeirão Pirajussara	2,9	29.233,00	3,7	84.410	
No 7	Ribeirão Pirajussara	2,9	36.962,00	5	106.728	
No 8	Ribeirão Pirajussara	2,9	42.305,00	1,2	122.156	
No 11	Ribeirão Pirajussara	2,9	17.363,00	2,4	50.136	
No 13	Ribeirão Pirajussara	2,9	46.996,00	2	135.701	
No 16	Ribeirão Pirajussara	2,9	45.559,00	1,6	131.552	
No 17	Ribeirão Pirajussara	2,9	45.177,00	4,5	130.448	
No 23	Ribeirão Pirajussara	2,9	58.154,00	3,7	167.920	
No 28	Ribeirão Pirajussara	2,9	35.121,00	3,2	101.412	
No 29	Ribeirão Pirajussara	2,9	98.320,00	1,1	283.899	
No 32	Ribeirão Pirajussara	2,9	20.909,00	0,64	60.375	
No 39	Ribeirão Pirajussara	2,9	52.518,00	8,3	152.512	
No 40	Ribeirão Pirajussara	2,9	40.285,00	6,3	116.323	
Pacaembu (piscinão fechado)	PMSP-	4,9	15.000,00	2,22	74.000	8000000,00
Água Espraiada	PMSP	3,3	48.190,58	8,6	387.000	
Bananal	PMSP	0,983339474	38.813,81	13,4	234.000	
Guarau	PMSP			9,3	223.000	
Caguaçu	PMSP			11	391.000	
Limoeiro	PMSP			8,7	343000	
Aricanduva I	PMSP			4,75	173000	

DAEE: Departamento de Água e Energia Elétrica do Estado de São Paulo.

PMSP: Prefeitura Municipal de São Paulo.

Fonte: Tomaz (2002).

O maior piscinão da cidade de São Paulo foi inaugurado em 01 de fevereiro de 2017, na Vila Prudente, Zona Leste da cidade. Com capacidade de 850 mil metros cúbicos, com uma área de 70 mil metros quadrados, o Piscinão Guamaranga vai beneficiar 1 milhão de pessoas com melhoria da drenagem do rio Tamanduateí, com a retenção da água da bacia hidrográfica deste rio quando ocorre chuvas intensas. A obra foi realizada pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) da Secretaria Estadual de Saneamento e Recursos Hídricos (Prefeitura de São Paulo, 2017).

Figura 22- Piscinão Guamaranga- Localizado ao lado do rio Tamanduateí na cidade de São Paulo.



Fonte: Prefeitura de São Paulo (2017).

3.5.3. *Cenário atual brasileiro em relação à adoção de reservatórios de amortecimento de chuvas*

Segundo o IBGE (2008), no Brasil, dos 5.256 municípios brasileiros que declararam possuir manejo de águas pluviais, 12,7% possuíam dispositivos coletivos de retenção e amortecimento de vazão das águas pluviais urbanas, destaca-se na implantação de bacias de retenção popularmente chamadas de “piscinões” a regiões Sul e sudeste do país. Conforme a Tabela 9.

Os estados que apresentaram as maiores proporções de municípios com dispositivos coletivos de retenção e amortecimento de vazão das águas pluviais urbanas foram: Mato Grosso do Sul (53,8%); Paraná (31,8%); e Mato Grosso (28,6%). No outro extremo, destacaram-se os Estados do Piauí (0,9%), Tocantins (2,9%) e Santa Catarina (3,1%).

Tabela 9- Municípios, total e com dispositivo coletivo de retenção ou amortecimento de vazão de águas pluviais urbanas, por localização dos dispositivos, segundo as Grandes Regiões-2008.

Grandes regiões brasileiras	Municípios			
	Total de municípios	Com dispositivo coletivo de retenção ou amortecimento de vazão de águas pluviais urbanas		
		Total	Localização dos dispositivos	
			Nos corpos receptores	Fora dos corpos receptores
Brasil	5.564	665	442	306
Norte	449	31	26	9
Nordeste	1.793	92	61	34
Sudeste	1.668	271	181	127
Sul	1.188	161	102	78
Centro-Oeste	466	110	72	58

Fonte: IBGE (2008).

3.5.4. Classificação de reservatórios de amortecimento de chuva

3.5.4.1. Quando a forma

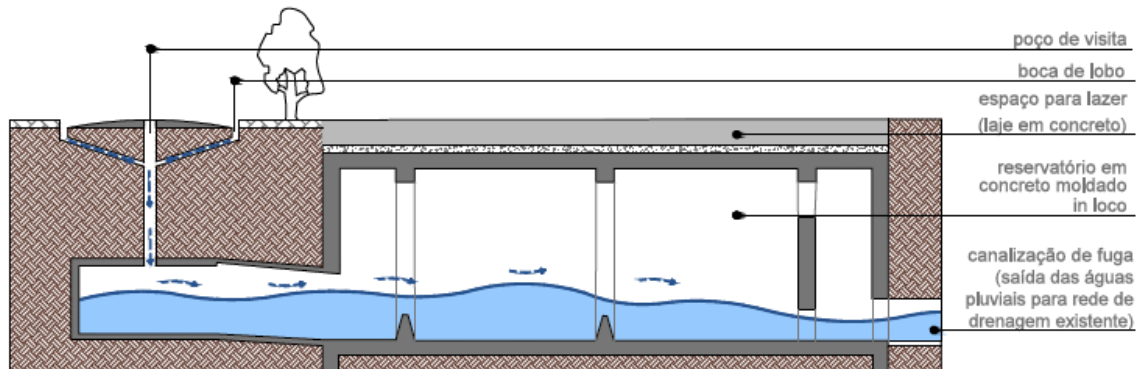
No Brasil, as formas mais usuais de reservatórios de amortecimento de chuvas são os reservatórios de retenção subterrâneos ou cobertos, os reservatórios de retenção a céu aberto, as bacias de retenção e os microrreservatórios.

3.5.4.1.1. Reservatórios de retenção subterrâneos ou cobertos

Empregados em zonas urbanas altamente povoadas, onde não existem áreas para implantação de reservatório a céu aberto.

As águas pluviais que atingem o pavimento das residências, entram nas bocas de lobo e são levados ao reservatório sendo armazenadas e lentamente desviadas para a rede de drenagem. Conforme a Figura 23.

Figura 23-Desenho esquemático de um reservatório de retenção subterrâneo.



Fonte: Mota *et al.* (2015).

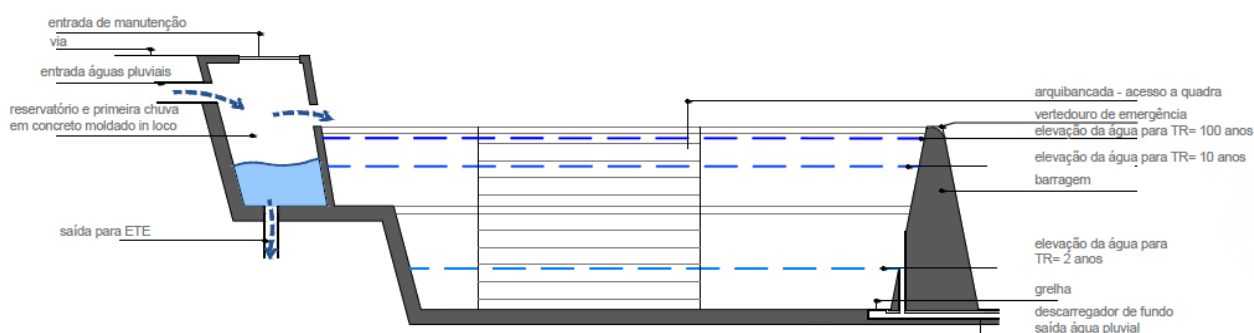
3.5.4.1.2. Reservatórios de retenção a céu aberto

São reservatórios que armazenam água durante eventos de chuva, indicados para regiões em que se precisam armazenar grandes volumes de água e que se tem área disponível.

Em caso de as águas pluviais que chegam ao reservatório forem muito poluídas, pode ser antecedido por um reservatório de primeira chuva, que tem como intuito o armazenamento das águas com altas concentrações de poluente, encaminhando-as para uma estação de tratamento de esgoto (ETE).

A água da chuva é desviada de canal ou galeria para o reservatório de primeira chuva que armazena as águas mais poluídas e, posteriormente, quando o volume deste reservatório é excedido, ele é extravasado para o reservatório de retenção que é lentamente esvaziado pelo descarregador de fundo e se o volume gerado pelas chuvas for maior do que a capacidade de armazenamento do dispositivo, as águas saem pelo vertedouro de emergência (Figura 24).

Figura 24- Desenho esquemático de um reservatório de retenção aberto.



Fonte: Mota *et al.* (2015).

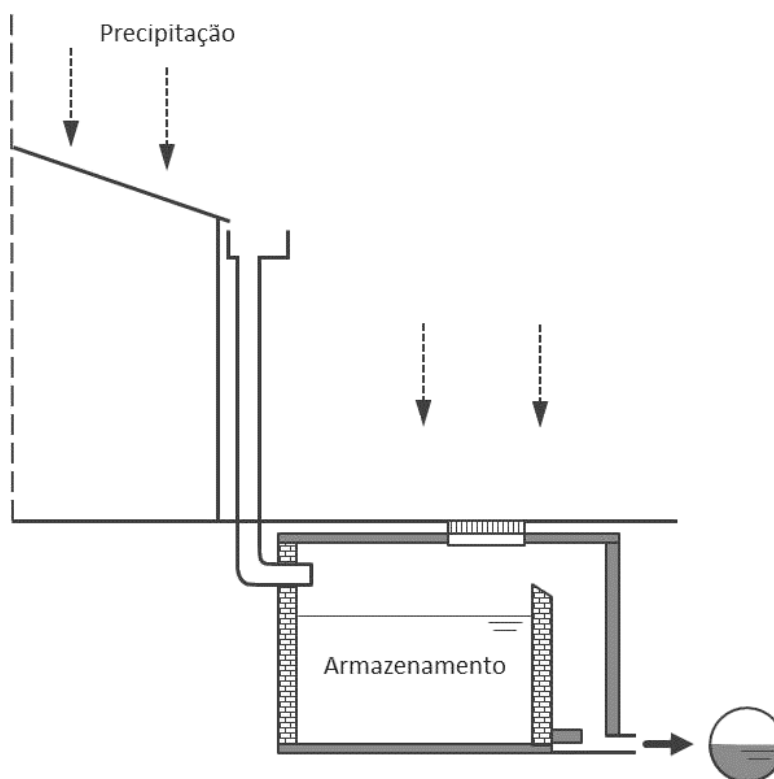
3.5.4.1.3. Bacias de retenção

A bacia de retenção é um reservatório construído para não secar entre uma enxurrada e outra, retendo água permanentemente em uma parcela do seu volume. São estruturas destinadas não só para o controle de cheias, mas também para melhorar a qualidade da água das enxurradas (SUDERHSA,2002). Estas bacias de retenção também podem ser aproveitadas no arranjo paisagístico em parques e praças com um lago onde podem ser disponibilizados equipamentos de lazer.

3.5.4.1.4. Microrreservatórios

São pequenos reservatórios implantados no próprio lote, cuja função principal é o amortecimento do pico de cheia através de um dispositivo de saída tipo orifício, que diminui a vazão efluente, existindo também a possibilidade de armazenamento de parte da água das chuvas e a sua utilização do volume de água armazenado para fins não potáveis, como: irrigação de jardins e lavagens de superfícies (Figura 25).

Figura 25-Microrreservatórios de chuva a nível de lote do tipo enterrado e fechado.



Fonte: Tominaga (2013).

3.5.4.2. Em relação ao curso d'água

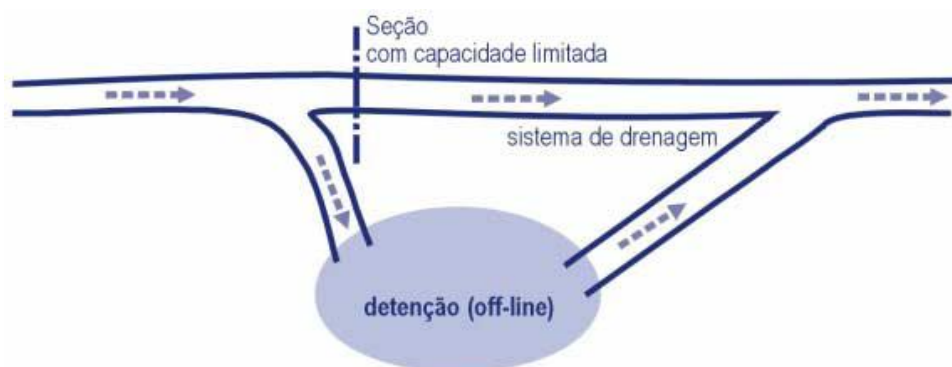
Os reservatórios de amortecimento de chuvas podem ser classificados quanto à sua configuração em relação ao curso d'água.

Geralmente, a escolha de um reservatório, em série ou em paralelo, é condicionada pela disponibilidade de área para a construção da estrutura.

3.5.4.2.1. Reservatórios em paralelo (off line)

São aqueles construídos nas margens ou paralelamente ao curso d'água. Em regiões mais densamente, a disponibilidade de área normalmente é restrita, nestes casos, usualmente se opta por construir um reservatório em paralelo, uma vez que o fundo desse tipo de reservatório pode ser mais profundo que o leito do córrego, podendo assim armazenar volumes maiores. Segundo Mota *et al* (2015), neste caso, comumente há a necessidade de utilização de bombas para o esvaziamento do reservatório, o que encarece a implantação, operação e manutenção da estrutura (Figura 26).

Figura 26-Reservatórios em paralelo

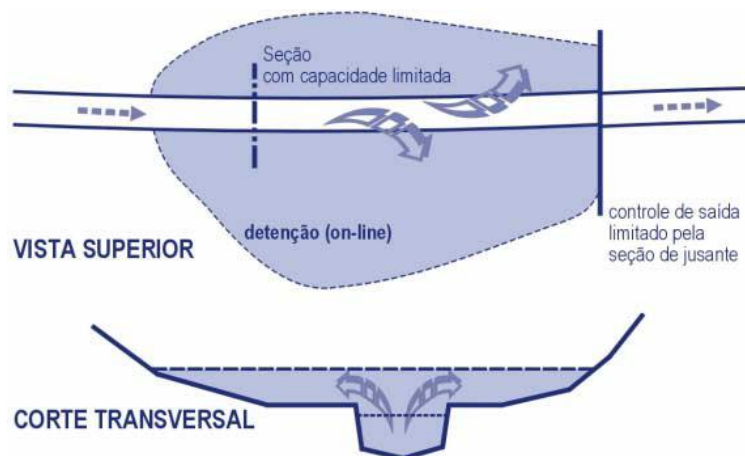


Fonte: SUDERHSA (2002).

3.5.4.2.2. Reservatórios em série (in line)

São aqueles implantados sobre ou ao longo do curso d'água. O volume d'água armazenado é devolvido ao canal por meio de gravidade. Indicado para regiões periféricas, cabeceiras de bacias ou bacias pouco urbanizadas (Figura 27).

Figura 27- Reservatórios em série



Fonte: SUDERHSA (2002).

3.6. Legislação específica de reservatório de amortecimento de chuvas

A gestão atual da drenagem urbana é de atribuição municipal e tem sido exercida isoladamente sem compatibilidade com os municípios vizinhos na mesma bacia. A responsabilidade fica geralmente com a secretaria de obras do município. O controle de enchentes urbanas é estabelecido através de medidas desenvolvidas dentro do município através de legislação específica definida pelo Plano Diretor Urbano que geralmente introduz o uso do solo e as legislações ambientais e ações estruturais específicas (CAMPO GRANDE, 2008).

A criação de legislação específica para implantação de reservatórios de retenção, principalmente em lotes recomenda-se a avaliação das características naturais e urbanista locais, a população residente, a existência de múltiplas formas de controle de cheias urbanas, harmonia com o sistema de micro drenagem existente e o custo de operação e manutenção desse sistema.

As principais dificuldades encontradas pela maioria das prefeituras para a elaboração de legislação e a implantação de reservatórios de retenção nos municípios brasileiros são a falta quantitativa e qualitativa de recursos humanos para a fiscalização e controle e deficiências financeiras.

3.6.1. Exemplo de municípios que possuem legislação específica de reservatórios de retenção de água pluviais:

Alguns municípios brasileiros já estão adotando legislação específica sobre a obrigatoriedade da adoção e dimensionamento de reservatórios de amortecimento de chuva em loteamento com altas taxas de impermeabilização como medida de redução do impacto do escoamento sobre a bacia urbana como exemplos os municípios de Rio Branco, João Pessoa, Recife, Teresina, Belo Horizonte, Niterói, Rio de Janeiro, São Paulo, São Carlos, Santos, São José do Rio Preto, Sorocaba, Guarulhos, Mauá, Osasco, Cuiabá, Curitiba, São José dos Pinhais, Passo Fundo, Santana de Parnaíba, Santo André, Bragança Paulista, Itatiba, Valinho, Gaspar, Diadema, São Bernardo do Campo, Rio do Sul e Porto Alegre (Tabela 10).

Tabela 10- Legislação Municipal de Reservatório de Amortecimento de cheias.

Cidade	Legislação	Dimensionamento
Belo Horizonte	Lei nº 7.166 de 1996	30 Litros por m ² de área impermeabilizada
Bragança Paulista	Lei Complementar nº 556 de 2007	$V = 0,15 \times (A-P) \times 0,06 \times 1$
Cuiabá	Lei complementa Nº 101 de 2003	$V = 0,20 \times At \times Ip \times T$
Curitiba	Decreto Nº 176 de 2007	$V=K \times I \times A$
Diadema	Lei nº 2303 de 2003	$V = (0,15 \times S - Sp) \times IP \times T$
Gaspar	Lei nº 3079 de 2008	3.000 litros para as áreas cobertas ou impermeáveis superiores a 300m ²
		5.000 litros para as áreas cobertas ou impermeáveis superiores a 500m ²
Guarulhos	Lei Municipal Nº 5617 de 2000	Área de lote de 125,00m ² - volume de retenção de 500 l
		Área de lote de 250,00m ² - volume de retenção de 1.000 l
		Área de lote de 300,00m ² - volume de retenção de 1.500l
		Área de lote de 400,00m ² - volume de retenção de 2.000 l
		Área de lote de 500,00m ² - volume de retenção de 2.500 l
		Área de lote de 600,00m ² - volume de retenção de 3.500 l
		Acima de 600,00m ² (seiscentos metros quadrados) - reservatórios de detenção de volume de 6 l por m ²
Itatiba	Lei nº 3765 de 2004	$V = (0,15 \times (S-SP) \times IP \times t$
João Pessoa	Lei nº 10.479 de 2005	$V=0,15 \times Ai \times IP \times t$
Mauá	Lei Nº 3528 de 2002	$V=0,15 \times Ai \times IP \times t$
Município de Valinhos	Lei nº 4147 de 2007	$V= 0,15 \times Aix IP \times t$
Niterói	Lei Nº 2626 de 2008	$V = 0,15 \times Ai \times h \times t$
Osasco	Lei Nº 4382 de 2009.	$V = 0,10 \times AI \times IP \times t$
Passo Fundo	Lei complementar 170 de 2006	$V = k \times Ai \times IP \times t$
Porto Alegre	Decreto Nº 18.611 de 2014	$V= 0,0425 \times Ai$
Recife	Lei Nº 18112 de 2015	$V = K \times A \times I$
Rio Branco	Lei Nº 1732 de 2008	$V = K \times I \times A$
Rio de Janeiro	Decreto 23.940 de 2004	$V=K \times Ai \times h$
Rio do Sul	Lei Ordinária 4630 de 2007	$V = Ai \times IP \times t$
Santana de Parnaíba	Lei nº 2728 de 2006	$V = 0,15 \times Ai \times IP \times t$

Fonte: Autora (2017).

Cont.

Cidade	Legislação	Dimensionamento
Santo André	Lei Nº 8836 de 2006	$V = (TP \times S - Sp \times IP \times t)$
Santos	Decreto Nº 6.044 de 2012	$V = 2 \times K \times Ai \times IP \times t$
São Bernardo do Campo	Lei Nº 6222 de 2012	$V = 0,15 \times Ai \times IP \times t$
São Carlos	Lei Nº 15.958 de 2011	5 L para cada m ² de área impermeabilizada
São José do Rio Preto	Lei Nº 10.290 de 2008.	$V = (102,55 + 6,335 \times (Ai-10)) \times At$, para Área impermeabilizada $\leq 40\%$
		$V = (292,60 + 6,938 \times (Ai-40)) \times At$, para Área impermeabilizada $> 40\%$
São José dos Pinhais	Decreto Nº 1.225 de 2012	$V = k \times i \times A \times t$
Sorocaba	Lei Nº 9952 de 2012.	$0,15 \times Ai \times IP \times t$
Teresina	Lei Complementar Nº 4724 de 2015	$V = 5,33 \times AI$
São Paulo	Lei 13.276/02	$V = 0,15 \times Ai \times IP \times t$
São Paulo	Lei 16.402/16	$V = 6,3 \times A$ (Litros)

A: área do lote, Ai: percentual de impermeabilidade do lote, t ou At: duração da chuva, IP ou i: Índice pluviométrico, k: fator de redução de volume determinado por cada município, S: área do terreno Sp: área do terreno livre de pavimentação e de construção, TP: taxa de permeabilidade exigida, V: Volume do reservatório de amortecimento.

Fonte: Autora (2017).

3.6.1.1. Município de São Paulo

Em 1992, na cidade de São Paulo, a lei municipal 11.228/92 institui o Código de Obras e Edificações que determinou a reserva de, no mínimo, 15% da área do terreno livre de pavimentação e a construção de reservatório ligado ao sistema de drenagem. No ano de 2002 foi promulgada a lei 13.276/02, tornando obrigatória a execução de reservatórios de água pluviais em lotes, edificados ou não, com área superior a 500m².

Nesta lei no artigo 2º, fornece para o cálculo do volume do reservatório de água pluviais a Equação (23) :

$$V = 0,15 \times Ai \times IP \times t \quad (23)$$

Onde:

V = volume do reservatório (m³)

Ai = área impermeabilizada (m²)

IP = índice pluviométrico igual a 0,06 m/h

t = tempo de duração da chuva igual a uma hora.

Segundo essa mesma lei, deverá ser instalado um sistema que conduza toda água captada por telhados, coberturas, terraços e pavimentos descobertos ao reservatório. A água contida pelo reservatório deverá preferencialmente infiltrar-se no solo, podendo ser despejada na rede pública de drenagem após uma hora de chuva ou ser conduzida para outro reservatório para ser utilizada para finalidades não potáveis.

Segundo Nakazone (2005), apesar de não está descrito em legislação, o período de retorno é de 10 anos, para chuva de duração de 1 hora, que é o tempo mínimo que a água pluvial deve ficar armazenada antes de seu lançamento na rede pública de drenagem e o coeficiente 0,15 da equação acima corresponde aos 15% de áreas que se pretende manter permeável, provocando uma diminuição considerável do volume armazenável, essa redução pode ter sido proposital, com o intuito de facilitar a implantação dos reservatórios em função do pouco espaço disponível nos lotes urbanos em São Paulo e diminuição dos custos de sua implantação.

Segundo Barros *et al* (2013), o valor de intensidade de precipitação, 0,06 m/h, é resultante do emprego da equação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) de Martinez e Magni (1999) para um período de retorno de 10 anos e duração de 1 hora.

Nakazone (2005), cita como desvantagens desta lei são a falta de referência à verificação da eficiência do sistema proposto, a falta de profissionais técnicos da prefeitura para averiguação dos reservatórios e a aplicação dessa lei está vinculada à obtenção do certificado de conclusão ou Auto de Regulação, o que torna pouco eficiente perante o crescimento irregular e a ocupação clandestina, principalmente nas periferias e nas áreas sensíveis a inundações.

Outros municípios Brasileiros basearam as diretrizes das legislações e dimensionamento dos reservatórios de amortecimento de chuva nesta legislação como é o caso do município de Cuiabá, a Lei complementar n.º 044 de 23 de dezembro de 1997 de uso e ocupação do solo urbano determinou a taxa de impermeabilização mínima em 25% do lote e a utilização de reservatórios ou outra solução técnica que retenha as águas pluviais no lote ou promova a sua infiltração no solo, sendo o dimensionamento do reservatório foi regulamentado apenas em 2003 pela Lei Complementar 101/03 adotando a equação do município de São Paulo, com a modificação o índice pluviométrico da formula para 0,04 m/h e o fator de redução para 0,20.

Niterói, município do estado do Rio de Janeiro, com a Lei nº 1620/1997, que define disposições relativas a aprovação de edificações residenciais unifamiliares, determina o limite para a taxa de impermeabilização em 10% para a Zona Urbana, dispensando desta limitação as edificações que apresentarem soluções de acumulação e/ou aproveitamento de águas pluviais.

Em 2008, foi promulgada a Lei nº 2626/08 tornou obrigatório em Niterói, a implantação do sistema de retardo e aproveitamento de águas pluviais, as edificações com área de impermeabilização superior a 500m² (quinhentos metros quadrados) foi adotado a equação do município de São Paulo para o dimensionamento do reservatório.

O Decreto 23.940 de 2004, o município do Rio de Janeiro condiciona a regularização de imóveis com liberação de carta de habitação à construção de reservatórios de retenção das águas pluviais, para edificações com área impermeabilizada superior a 500m², também adotou a mesma equação do município de São Paulo.

Com a Lei nº 10.479 de 2005, o município de João Pessoa torna requisito para a expedição de alvará de construção e habite-se, a execução de reservatórios para acumulação de águas pluviais nos lotes edificados ou não que tenham área impermeabilizada superior a 300m². A equação adotada para dimensionamento é a mesma utilizada pelo município de São Paulo (2002).

O município de Rio do Sul (2007) em Santa Catarina sanciona a Lei nº 4630/07 que torna obrigatória a execução de reservatório para as águas pluviais coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não, público ou privados que tenham área impermeabilizada igual ou superior a 400m² e dá outras providências, A água contida pelo reservatório deverá ser reutilizada para finalidades não potáveis, como na lavagem de veículos ou de áreas externas, para regar jardins ou utilizada como água industrial e na utilização em descargas de vasos sanitários, ou podendo ser despejada na rede pública de drenagem após 1 (uma) hora de chuva. Para o cálculo da capacidade do reservatório optou por utiliza a equação do município de São Paulo sem o fator de redução.

Em 2002, o município de Mauá-SP com a Lei nº 12527/02, estabelece a utilização de reservatórios utilizando a mesma equação do município de São Paulo modificando o índice pluviométrico igual a 0,08 m/h na equação de dimensionamento de reservatório de amortecimento de chuva.

Com a Lei 2303/03, Diadema-SP determina a construção de reservatórios de retardamento de água pluvial em lotes para o atendimento do Coeficiente de Permeabilidade exigido, as condições naturais de absorção das águas pluviais no lote

utilizando para dimensionamento do reservatório também a equação do município de São Paulo.

O município de Itatiba e o município de Bragança Paulista, localizados no Estado de São Paulo com a Lei 3765/04 e Lei Complementar 556/07 respectivamente dispõem para obtenção das mesmas condições naturais de absorção das águas pluviais no lote a excursão da construção de reservatório de retardamento de água de chuva ligada ao sistema de drenagem utilizando para dimensionamento do reservatório equação idêntica à do município de São Paulo.

O município de Passo Fundo, localizado no Estado de Rio Grande do Sul com a Lei Complementar 170/06 aprovou O plano diretor de desenvolvimento integrado - PDDI que obriga a construção de reservatório que retarde o escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem em todas as edificações a serem construídas nas zonas de ocupação intensiva adotando para cálculo de capacidade do reservatório a equação do Município de São Paulo.

O município de Santana do Paraíba, localizado no Estado de São Paulo sancionou a Lei 2728/06 tornar obrigatório, nas edificações, que tenham área impermeabilizada igual ou superior a 500 metros quadrados, a construção de reservatórios para a acumulação de águas pluviais para a capacidade deste empregou a equação do município de São Paulo.

Em 2007, com a Lei nº 12.526 estabelece normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais para o Estado de São Paulo baseando-se nas diretrizes e dimensionamentos de reservatório de amortecimento de chuva da Lei nº 13.276, da cidade de São Paulo, para o Estado de São Paulo.

Com a Lei 4147/07, o município de Valinhos localizado no estado de São Paulo obriga a utilização construção, a implantação de sistema para a captação e retenção de águas pluviais em todo condomínio, loteamento ou subdivisão com a capacidade de reservatório de acumulação determina por fórmula equivalente a Lei Estadual. É permitida a substituição destes reservatórios por valas de drenagem.

Com a Lei Nº 4382 de 2009, município de Osasco adere a legislação Estadual modificando o índice pluviométrico da formula para 0,08 m/h e o fator de redução para 0,10.

A Lei nº 15.958 de 29 de dezembro de 2011, dispõe sobre o código de obras e edificações de São Carlos, município do estado de São Paulo, tornou obrigatório a construção de reservatório de detenção e retenção ligado ao sistema de drenagem para

áreas com taxa de impermeabilização superiores à 50%, o volume do reservatório deverá ser calculado na razão de 5 litros para cada metro quadrado impermeabilizado do terreno.

Em 2012, Sorocaba, município de São Paulo, adere a lei estadual promulgando a Lei Nº 9952/12 modificando o índice pluviométrico da formula para 62,4 mm/h.

O Decreto nº 6.044, de 10 de janeiro de 2012 Santos, município do estado de São Paulo, disciplinar requisitos para implantação de sistemas de retenção de águas pluviais, permite que os reservatórios também sejam utilizados como aproveitamento da água de chuva, para dimensionamento do volume de retenção é utilizado à equação da Legislação Estadual do município de São Paulo, sendo que para Áreas de Proteção Ambiental (APA) é empregado a constante 2 na expressão, dessa forma alterando a constante de 0,15 para 0,30 e área de permeabilidade mínima aumenta de 15% para 30% do terreno.

O município São Bernardo do Campo, localizado no estado de São Paulo, com a lei nº 6222/12, determina a taxa de permeabilidade mínima seja de 10% para lotes maiores que 250,00m² e menores que 500 m² e 15% para lote maiores que 500m² e exige a instalação de sistema de retenção de águas pluviais quando a área a ser impermeabilizada exceder 500,00m², por reservatório de amortecimento de chuva dimensionando conforme a Lei Estadual nº 12.526, de 2 de janeiro de 2007. Essa lei permite a dispensada da taxa de permeabilidade obrigatória para o uso residencial multifamiliar e para o uso não residencial com ampliação capacidade do reservatório previsto para tempo de duração de chuva igual a 2 horas.

Em 22 de março de 2016, o município de São Paulo aprovou a lei nº 16.402/16 que disciplina o parcelamento, o uso e a ocupação do solo no município, criando a quota ambiental e taxa de permeabilidade mínima que promove a qualificação ambiental, em especial a melhoria da retenção e infiltração da água nos lotes, a melhoria do microclima e a ampliação da vegetação.

A quota ambiental (QA) objetiva a quantificação ambiental através de ações e implantação de medidas estruturais pelo proprietário do lote que proporcionem um aumento da Cobertura Vegetal (Áreas ajardinadas, Vegetação, Cobertura verde, Fachada e muro verde) e do sistema de drenagem (pavimento semipermeável com vegetação sobre solo natural, cobertura verde, pavimento poroso, pavimento semipermeável, superfícies com pavimentos não permeáveis e volume de reservação mínima obrigatório para controle de escoamento superficial).

O cálculo da quota ambiental para lotes a partir da Equação (24) :

$$QA = V^{alfa} \times D^{alfa} AI \quad (24)$$

Onde:

V: indicador Cobertura Vegetal,

D: indicador Drenagem;

Alfa e beta: fatores de ponderação, definidos no Quadro 3A desta lei.

Cada lote/empreendimento deve atingir uma pontuação mínima condiciona a regularização de imóveis com liberação de carta de habitação e obtenção de licenciamento de empreendimento. A quota mínima varia conforme a localização na cidade (perímetros de qualificação ambiental) e conforme a dimensão do lote (quanto maior o terreno, maior a pontuação).

Essa lei subdivide a cidade de São Paulo em perímetros de qualificação nos quais incidem regras específicas de uso e ocupação do solo com objetivo a exigência de uma maior qualificação socioeconômico e ambiental nas áreas mais críticas da cidade, bem como manter a qualificação de áreas que apresentem uma boa qualificação ambiental. A taxa de permeabilidade diferencia-se para cada região estratégica, sendo para lote menores ou igual a 500 m² a taxa de impermeabilidade a taxa mínima varia de 0,10 a 0,20 dependendo da região localizada e para áreas maiores que 500 m² varia de 0,15 à 0,30.

Para pontuações superiores à mínima estabelecida nesta lei, o proprietário poderá requerer a concessão de Incentivo da Quota Ambiental, sob a forma de incentivos fiscais.

Nesta lei é obrigatório a construção de reservatório de lotes de controle de escoamento superficial com área total superior a 500m², independentemente da adoção de outros mecanismos de controle do escoamento superficial que impliquem reservação e/ou infiltração e/ou percolação, com volume mínimo previsto nos anexos quadro 3B. Equação (25).

$$Vol. Mín = 6,3 \times A \quad (25)$$

Onde:

Vol. Min.: Volume de reservação mínima obrigatório para controle do escoamento superficial, em litros;

A: Área total do lote, em metros quadrados.

A vazão máxima de saída do lote é determinada pela seguinte Equação (26) :

$$Q_{\max} = \frac{\{A \times 11 [0,38 + (D_p - 0,38) \times (1 - D)]\}}{1000} \quad (26)$$

Onde:

$Q_{\max}$: vazão máxima, em l/s (litros por segundo);

A: área do lote, em m² (metros quadrados);

D_p : indicador parcial obtido a partir da escolha do projeto de drenagem e cobertura vegetal proposto e o seu fator de eficácia ambiental tabelado nos anexos 3B;

A: Área do lote, em metros quadrados.

D: indicador Drenagem, calculado a partir do D_p e volume de reservação de água pluvial no lote.

3.6.1.2. *Município de Belo Horizonte*

A cidade de Belo Horizonte desenvolve um Plano de Desenvolvimento Urbano em 1996 que previa a possibilidade de impermeabilização total de áreas desde que compensada com a implantação de reservatórios que retarde que possibilite a retenção de até 30 litros de água.

No entanto, esta legislação previa que a construção do mesmo dependeria de parecer de viabilidade de um profissional engenheiro. Na prática observou-se que o proprietário construía a área impermeável e depois obtinha um parecer do engenheiro inviabilizando o reservatório. Desta forma, nenhum reservatório foi construído. Mesmo que o reservatório fosse construído não resolveria o problema, pois o restante da superfície continuaria impermeável e o aumento da vazão ocorreria. (TUCCI, 2012).

3.6.1.3. *Município de Guarulhos*

No código de Obras de Guarulhos de 2000 estabelece a obrigatoriedade de serem construídos reservatórios de retenção relacionando área do lote com volume de retenção, esse cálculo da capacidade do reservatório surgiu a partir de estudos realizados pelo Eng.º Plínio que para determinação do volume de reservatórios de lote utilizou o método de Baker. Tal estudo foi aproveitado pela municipalidade de Guarulhos, subsidiando o artigo 201 da lei municipal 5617/2000.

Para área de lote de 125,00m² - volume de retenção de 500 litros; área de lote de 250,00m² volume de retenção de 1.000 litros; área de lote de 300,00m² volume de

retenção de 1.500 litros; área de lote de 400,00m² volume de retenção de 2.000 litros; área de lote de 500,00m² volume de retenção de 2.500(dois mil e quinhentos) litros; área de lote de 600,00m² volume de retenção de 3.500 e os lotes com dimensão acima de 600,00m² terão os reservatórios de detenção ou retenção com dimensionamento de volume de 6 litros por metro quadrado de área de lote.

Para os conjuntos habitacionais, áreas comerciais e industriais, loteamentos ou parcelamentos em áreas urbanas, com área superior a 1ha. (Um hectare) a serem aprovados pela Municipalidade, deverão apresentar estudo de viabilidade técnica e financeira para a construção de reservatório de detenção ou retenção para prevenir inundações, bem como estudos para a manutenção dos reservatórios de detenção ou retenção e estudos dos impactos ao meio ambiente ocasionados pelo mesmo.

Esses reservatórios deverão dispor de vertedor e o cálculo de seu volume será determinado pelo uso do método FlowRouting, sempre considerando o hidrograma do escoamento superficial, as curvas cota-volume do reservatório e do vertedor.

Os reservatórios de detenção ou retenção cobertos, a área superior poderá ser aproveitada para jardins, campos de futebol, quadra de bola ao cesto ou outro embelezamento e poderão ter formas arquitetônicas que embelezem a paisagem.

A água de chuva contida no reservatório de detenção ou retenção, poderá ser reutilizada para regar jardins, lavagens de passeio ou utilizada como água industrial.

3.6.1.4. Município de Santo André

Com a lei nº 8836/06, Santo André, município de São Paulo define as taxas de permeabilidade do solo em função das condições da bacia hidrográfica e da área do terreno nas bacias críticas (áreas determinada pelo plano diretor como aquelas que possuem maior contribuição de volume de águas pluviais nas redes de drenagem) terrenos com até 125m² a taxa de permeabilidade mínima é de 5%, terrenos com área superior a 125 m² a 1.000 m² a taxa de permeabilidade é 10% terrenos acima de 1.000 m² a taxa de permeabilidade é 15% e para bacias não- críticas para terrenos com até 1.000 m² a taxa de permeabilidade é 5% e terrenos acima de 1.000 m² a taxa de permeabilidade é 10%. As taxas de impermeabilização poderão ser reduzidas ou eliminadas com emprego de medidas mitigadoras, tais como reservatório de retenção e vala de infiltração e outras soluções técnicas. A fórmula para dimensionamento de reservatório de retenção optou-se em utilização a equação do município de São Paulo, com e o fator de redução igual a taxa de impermeabilidade mínima.

3.6.1.5. *Município de Curitiba*

O Decreto Nº 176/2007 de Curitiba determina a construção de bacias ou reservatórios de retenção com medidas preventivas contra as consequências das inundações ou alagamentos que ocorrem periodicamente em áreas urbanizadas, sendo obrigatória a implantação de reservatórios de retenção nos novos empreendimentos, ampliações e/ou reformas situados em ZC - Zona Central, Setor Especial Histórico, Setor Especial Eixo Barão - Riachuelo, Setor Especial Preferencial de Pedestres, Setor Especial Estrutural - Via Central e Vias Externas, independente da área impermeabilizada, nos novos empreendimentos, ampliações e/ou reformas, independente do uso e localização, que impermeabilizarem área igual ou superior a 3.000,00m² (três mil metros quadrados) e nos novos empreendimentos, ampliações e/ou reformas independente do uso e localização, que apresentarem taxa de impermeabilidade superiores à 25%.

Segundo esta lei, a saída do reservatório para a rede pública de drenagem deverá funcionar preferencialmente por gravidade e fica sob a responsabilidade do proprietário do empreendimento que possua reservatório de retenção, a sua manutenção e limpeza periódica, de forma a garantir o perfeito escoamento de águas pluviais.

O dimensionamento do volume necessário para o reservatório de retenção deverá ser calculado conforme a Equação (27):

$$V = K \times I \times A \quad (27)$$

Onde:

V = volume do reservatório

K=constante dimensional = 0,20

I = intensidade da chuva = 0,080m/h

A = área prevista em m², sendo considerado para cálculo a taxa de permeabilidade: de 25% (vinte e cinco por cento) até 15% (quinze por cento) de permeabilidade será considerada a área total impermeabilizada no lote e abaixo de 15% (quinze por cento) de permeabilidade será considerada para cálculo a área total do terreno, devendo ser mantido o paisagismo no recuo obrigatório do alinhamento predial, exceto nas Zonas de Serviço onde é esse facultado.

Nesta lei ainda determina o diâmetro do orifício regulador de vazão conforme o volume do reservatório. Entretanto, a inexistência de relação entre o orifício regulador de

vazão com o diâmetro da tubulação de entrada poderá influenciar, de forma significativa, o tempo e o volume de retenção do reservatório (Tabela 11):

Tabela 11- Critério para determinação do diâmetro do orifício regulador de vazão.

Volume	Diâmetro
Até 2m ³	25mm
3 a 6m ³	40mm
7 a 26m ³	50mm
27 a 60m ³	75mm
61 a 134m ³	100mm
135 a 355m ³	150mm
356 a 405m ³	200mm
406 a 800m ³	300mm
801 a 1300m ³	400mm
1301 a 2000m ³	500mm

Fonte: Curitiba (2007).

Outros municípios Brasileiros basearam as diretrizes das legislações e dimensionamento dos reservatórios de amortecimento de chuva nesta legislação como é o caso do município de Rio Branco, com a lei nº 173/2008, instituiu o código de obras e edificações do município obrigar a implantação de reservatório de retenção nos empreendimentos que impermeabilizarem área igual ou superior a 5.000,00m², para dimensionamento foi adotado a equação do município de Curitiba.

Em 12 de novembro de 2012, o município de São José dos Pinhais, Estado do Paraná, com o Decreto nº 1.225/12 regulamenta a Lei Complementar nº 77, de 30 de outubro de 2012 - Código de Obras e Edificações do Município de São José dos Pinhais torna obrigatória a implantação de sistemas de contenção de cheias, através de reservatório de contenção de cheias, independente da área impermeabilizada. A equação adotada para dimensionamento é igual a utilizada pelo município de Curitiba, modificando o fator de redução para 0,28.

Em janeiro de 2015, a prefeitura de Recife aprova a lei Nº 18112/15 que dispõe em lotes com área superior a 500 m², edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 25%da área total do lote deverão ser executados reservatórios de águas pluviais como condição para aprovação de projetos iniciais, Ficam dispensados da construção dos reservatórios os lotes em que suas águas pluviais não impactam o sistema público de drenagem, desde que comprovado através dos ensaios de

infiltração e de percussão geotécnica e acompanhado de laudo de vistoria técnica do órgão competente da Prefeitura do Recife.

Para a capacidade total dos reservatórios Recife optou por utiliza a equação de Curitiba com a intensidade da chuva de vazão média de cheias na cidade do Recife, igual à 0,06 m/h e o K = coeficiente de diminuição de volume dos reservatórios; igual à 0,25.

3.6.1.6. *Município de São José do Rio Preto*

O município de São José do Rio Preto criou através da Lei nº 10.290, de 24 de dezembro de 2008, o programa Permanente de Gestão das Águas Superficiais (PGAS) da bacia hidrográfica do Rio Preto com objetivo de combate às enchentes, através da destinação de no mínimo 4 % e no máximo 15 %percentuais dos recursos totais em obras, atividades ou serviços previstos nesse combate, às atividades de administração, fiscalização, monitoramento de informação e acompanhamento do plano, além de atividades de educação, capacitação do corpo técnico e a participação e engajamento da sociedade nos objetos da PGAS.

A Lei prevê exigências quanto a dispositivos de retenção das águas pluviais para terrenos edificados com área impermeabilizada superiores a 100 m², definindo como vazão máxima específica igual a 13 litros por hora por metro quadrado de terreno.

Para o cálculo de volume de saída desses reservatórios, para áreas de até 100 hectares são propostas duas equações - Equação (28) e (29), as quais variam conforme o percentual de área impermeabilizada.

$$V = (102,55 + 6,335 \times (A_i - 10)) \times A_t \quad (28)$$

Para porcentagem de impermeabilização da área em até 40% (quarenta por cento) ($A_i \leq 40\%$).

$$V = (292,60 + 6,938 \times (A_i - 40)) \times A_t \quad (29)$$

Para porcentagem de impermeabilização da área acima de 40% (quarenta por cento) ($A_i > 40\%$).

Onde

V = volume do (s) dispositivo (s) de retenção/detenção das águas pluviais em m³;

A_i = área impermeabilizada (em porcentagem sobre a área total do terreno);

A_t = área total do terreno em hectares (ha).

Para o cálculo do volume necessário para áreas superiores a 100 hectares deve ser realizado estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com período de retorno de 10 anos.

3.6.1.7. *Município de Porto Alegre*

Em 2010, Porto Alegre aprovou o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA) que prevê a obrigatoriedade do uso de reservatórios de retenção de chuvas.

O Decreto Nº 18.611 de 2014 regulamenta a construção de reservatório de águas pluviais com medida de diminuição da frequência de inundações, preservação da capacidade de infiltração das bacias urbanas e a conservação ambiental, determina que em toda ocupação que resulte em superfície impermeável e todo parcelamento do solo, deverá possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de pluviais igual a 20,8 L/(s.ha), com exceção os terrenos com área inferior a 600m² e para habitações unifamiliares, a limitação de vazão referida poderá ser desconsiderada, a critério do Departamento de Esgoto Pluviais (DEP).

Segundo Tucci e Marques (2001), A vazão específica de 20,8 L/ (s.ha) foi obtida considerando uma bacia urbana correspondente a 100 ha com comprimento de cerca de duas vezes a largura, tempo de concentração de 1 hora, período de retorno de 10 anos e curva IDF do posto de Redenção (Porto Alegre).

A comprovação da manutenção das condições de pré-ocupação no lote ou no parcelamento do solo deve ser apresentada ao DEP (Departamento de Esgoto Pluviais).

Para terrenos com área inferior a 100 (cem) hectares, quando o controle adotado pelo empreendedor for o reservatório, o volume necessário do reservatório deve ser determinado através da Equação (30).

$$V = 0,0425 \times A_i \quad (30)$$

Onde:

V é o volume por unidade de área de terreno em m³

A_i é a área impermeável do terreno em m³.

Para áreas superiores a 100ha (cem hectares), o volume de retenção necessário deve ser determinado por meio de estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com probabilidade de ocorrência de 10% (dez por cento) em qualquer ano (tempo de retorno = 10 (dez) anos).

Segundo Nakazone (2005), a adoção de diferentes critérios para terrenos com mais ou menos que 100 há, demonstra que há uma postura de simplificação para casos mais rotineiros, e de maior rigor para controle de vazões de porte e impacto mais significativos, facilitando o trabalho do corpo técnico municipal.

O decreto permite a redução do volume do reservatório da equação 3 através do uso de medidas de controle na fonte como: desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem (60% de redução); desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem (20% de redução); pavimentos permeáveis (50% de redução) e trincheiras de infiltração (20% de redução).

3.6.1.8. *Município de Teresina*

Com a Lei Complementar Nº 4724 de 2015, Teresina também tornou obrigatória, por parte do empreendedor, a implantação de sistema para a captação e retenção de águas pluviais em lotes edificadas, que tenham área impermeabilizada superior a 500m² e as ocupações que resultem em superfície impermeável, superior à permitida, devem possuir uma vazão máxima específica de saída, para a rede pública de águas pluviais, igual ou menor a 52,1 L.s⁻¹.ha⁻¹.

Essa lei determina que para parcelamentos e/ou ocupações com área inferior a 100 hectares, a manutenção da condição de vazão de saída de pré-ocupação pode ser feita por dispositivos de controle nos telhados; bacias de infiltração; valetas de infiltração abertas; bacias de percolação; trincheira de percolação; pavimentos porosos; reservatórios de retenção; poços de infiltração outros métodos aprovados pela Prefeitura.

Quando o controle escolhido pelo empreendedor for reservatório de retenção e a área for inferior a 100 hectares, o volume necessário deve ser determinado através da Equação (31):

$$V = 5,33 AI \quad (31)$$

Sendo:

V= o volume por unidade de área de terreno em m³.ha⁻¹

AI= a área impermeável do terreno em %.

A manutenção da vazão de pré-ocupação para áreas superiores a 100 hectares deve ser determinada através de estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com probabilidade de 1 (uma) em 10 (dez) vezes, em qualquer ano (Tempo de retorno = 10 anos).

3.6.2. Outros municípios que também possuem legislação para reservatórios de amortecimento de chuva:

Ji Paraná- RO com a Lei nº 1136/01 regular a nas zonas identificadas como problemáticas quanto à drenagem urbana, a critério do órgão técnico competente, deverão ser construídos, nos lotes edificados, reservatórios de retenção de águas pluviais.

Piripiri-PI com a Lei 569/06 obriga a construção de reservatório em áreas que impermeabilizem área superior a 5.000,00 m² com o seu dimensionamento regulamentado pela Secretaria de Obras e Urbanismo.

Cachoeiro de Itapemirim-ES e Campo Largo-PR com as Lei 5470/03 e Lei 1920/06 respectivamente, tornaram obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos para as novas edificações, que venham a impermeabilizar área superior a 500m². A capacidade do reservatório deverá ser calculada com base na área de captação, soma das áreas de cobertura e das áreas pavimentadas para uma precipitação de 80 mm/h de chuva.

Manaus com a Lei 1192/07 criou o programa de tratamento e uso racional das águas nas edificações - pro-águas como objetivo instituir medidas que induzam à preservação, tratamento e uso racional dos recursos hídricos nas edificações, inclusive com a utilização de fontes alternativas para captação de águas no capítulo 3 seção 1 Nos novos empreendimentos ou aplicações, que tenham área impermeabilizada superior a 500 metros quadrados, é obrigatória a implantação de reservatórios que retardem o escoamento das águas pluviais para rede de drenagem.

Atibaia-SP, Lei 3605/07 obriga a implementação de sistema para a captação e retenção de águas pluviais, coletadas por telhados, coberturas, terraços e pavimentos cobertos, em lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500m² em condição para a obtenção das aprovações e licenças de habitação, as instalações e outros empreendimentos. A capacidade do reservatório de amortecimento será calculada com base a ser fornecida pela Secretaria competente. A Lei determina o

pagamento de multa no valor equivalente à 1.000 (mil) UVRMs (Unidades de Valor de Referência do Município) equivalente à 2805,40 reais por inobservância das disposições acima.

Os empreendimentos já instalados que implantarem, espontaneamente, o reservatório de águas pluviais, poderão requerer os incentivos fiscais previstos no art. 81 da Lei nº 605, de 24 de julho de 2001, e sua regulamentação.

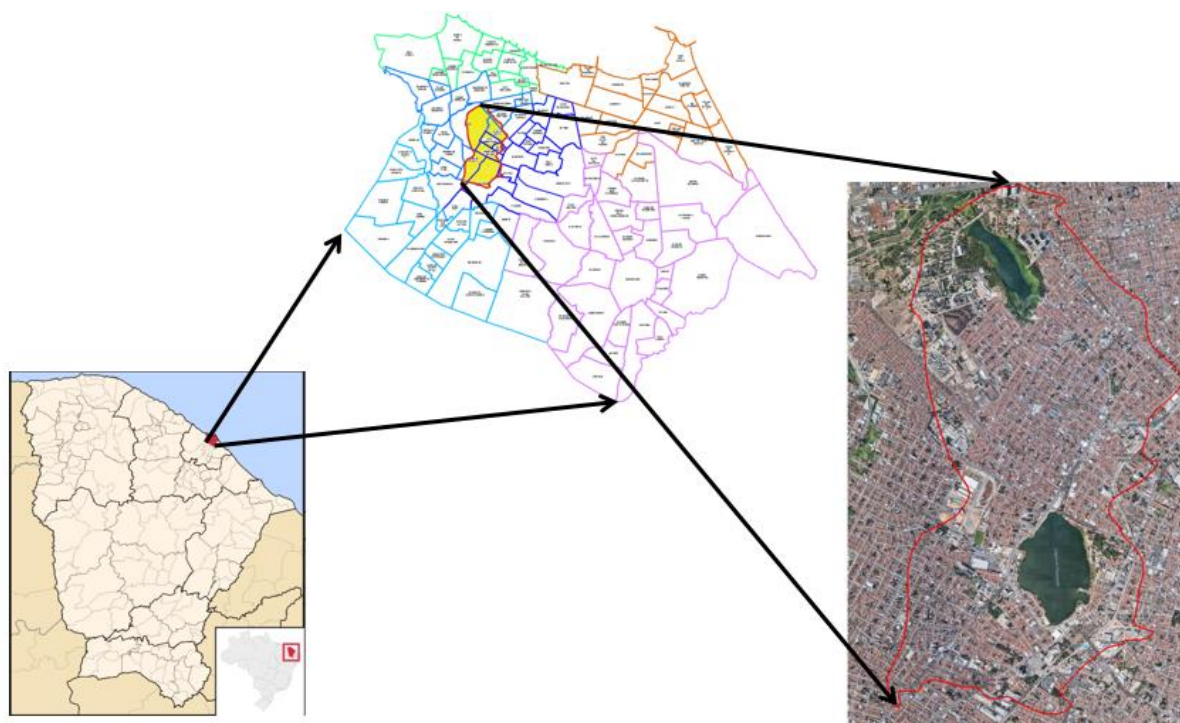
O dimensionamento e localização deverão atender à regulamentação técnica específica do órgão municipal responsável pelo sistema de drenagem, podendo ser abertos ou fechados, com ou sem revestimentos dependendo da altura do lençol freático do local. A água contida pelo reservatório poderá ser infiltrar-se no solo, despejada na rede de drenagem ou diretamente na calha hidrográfica, ou ser conduzida para outro reservatório para ser utilizada para finalidades não potáveis.

Nova Iguaçu-RJ com a Lei 3920/08 para a edificação de obras ou reformas que venham a impermeabilizar área superior a 500m², deverão ser executados reservatórios para a retenção das águas pluviais como condição para a obtenção do alvará e ou habite-se, podendo água contida pelos reservatórios ser utilizada para fins não potáveis água o reservatório deverá ser construído de acordo com as normas técnicas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas).

3.7. Bacia Hidrográfica da Lagoa da Parangaba -Açude Santo Anastácio.

Pertencente a bacia hidrográfica do rio Ceará, na qual está inserida dentro da bacia do Maranguapinho, a bacia hidrografia da Lagoa da Parangaba-açude Santo Anastácio abrange os corpos hídricos Açude Santo Anastácio e a Lagoa da Parangaba, possui uma área de 750 hectares e um perímetro de 13639,24 m compreendidos entre os bairros Parangaba, Demócrito Rocha, Jóquei Clube, Panamericano, Bela Vista, Couto Fernandes e Pici, conforme a Figura 28.

Figura 28- Localização da Bacia Hidrográfica da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio.



Fonte: adaptado do Google Earth (2017).

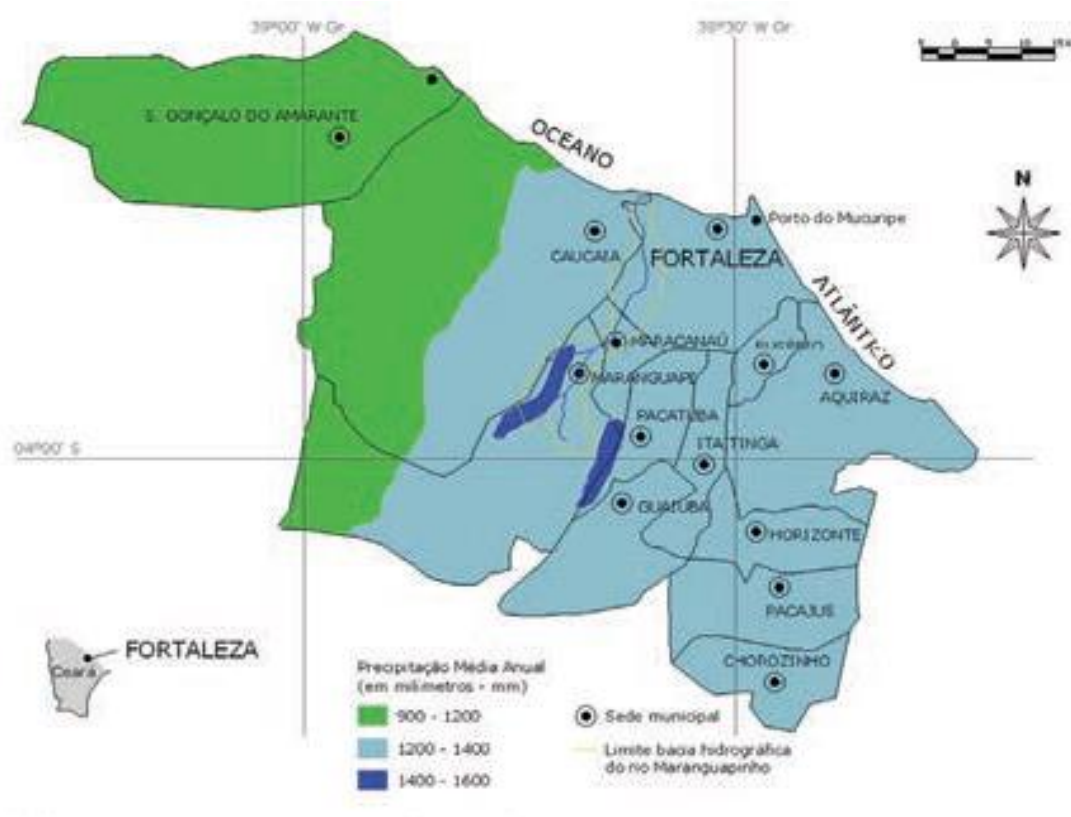
A bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio está disposta sobre a Formação Barreiras, com um relevo caracterizado com baixas cotas altimétricas com suave inclinação. A classe de solos predominante são os Argissolos Vermelho-Amarelos formado por sedimentos areno-argilosos de cor vermelho-Amarelo, com granulação variando de fina a média e tendo como minerais básico o quartzo, óxidos ferruginosos e minerais argiloso, predominando a Caolinita e o tipo de vegetação predominante é a mata ciliar, com espécie características como a carnaúba, marmeleiro, coaçu, pajeú, além de espécies arbustivas e herbáceas, que devido ao intenso e

desordenado processo de uso e ocupação da área, resta apenas alguns pontos isolados com vegetação nativa (BRANDÃO ET. AL. ,1995).

De acordo com Brandão (1995), A temperatura média anual na R.M.F. consequentemente da área de estudo é de ordem de 26 a 27 °C com máximas situando-se, com frequência, entre 31 e 34 °C.

Os índices pluviométricos médios variam de 1200 à 1400mm, conforme Figura 29. O regime pluviométrico anual é bastante irregular, podendo ocorrer anos de chuvas excessivas ou períodos de estiagem prolongados. A forma de distribuição anual da precipitação é bastante irregular, onde grande parte ocorre nos primeiros seis meses do ano tendo nos meses de fevereiro a março como os que concentram o maior volume, podendo ocorrer picos excepcionais no mês de janeiro. A irregularidade pode ser descrita como um dos fatores ambientais para a ocupação das margens dos rios por não ocorrer um padrão de distribuição de chuvas que caracterize, de forma clara, áreas de inundação dos corpos hídricos (SALES,2004).

Figura 29- Distribuição da precipitação média anual na Região Metropolitana de Fortaleza.



Fonte: Modificado de Brandão (1995).

A bacia hidrografia da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio abrange a Lagoa da Parangaba e Açude Santo Anastácio, sendo estes interligados por um canal de drenagem urbana, no qual recebe o escoamento superficial da bacia e transfere para o açude Santo Anastácio.

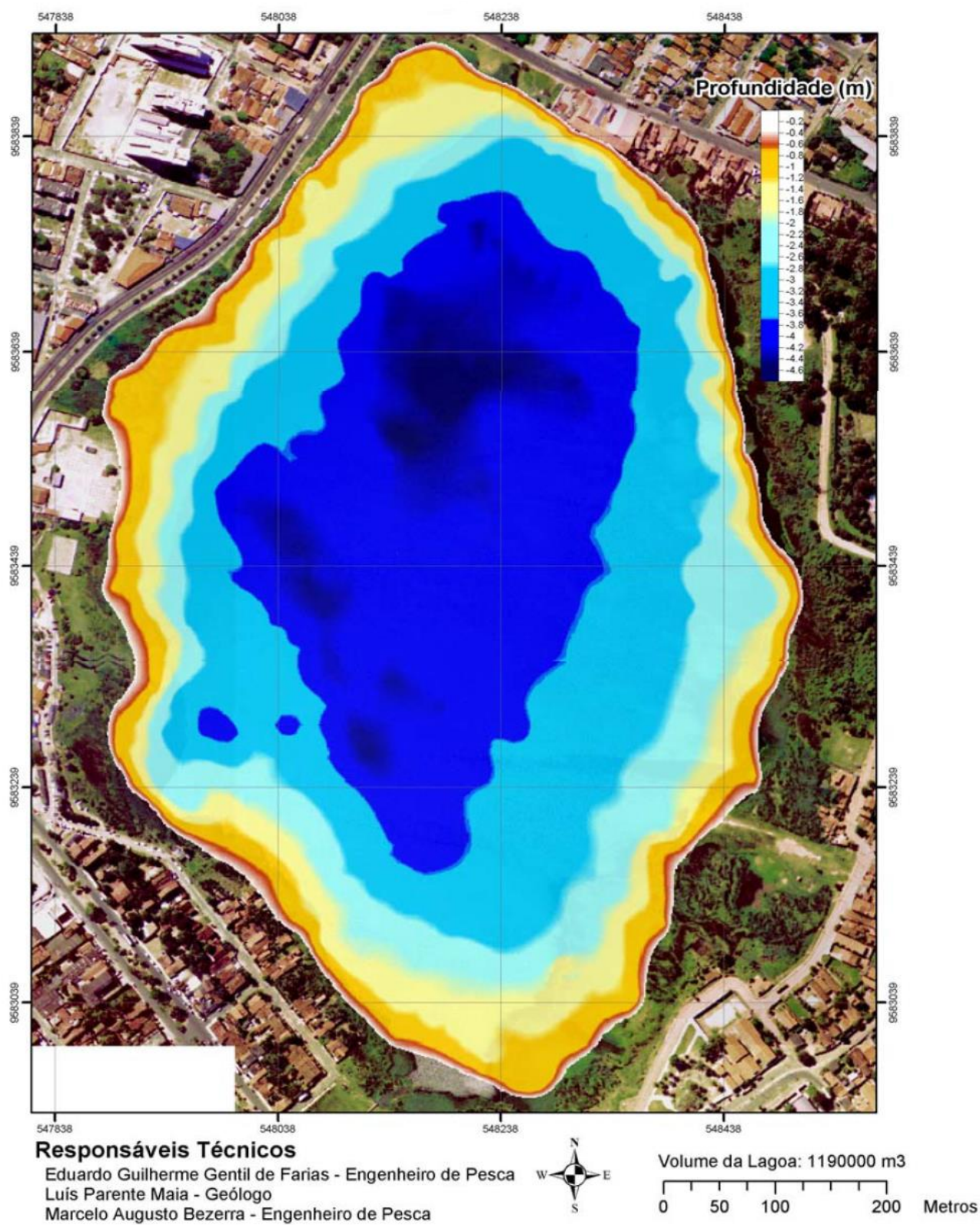
Segundo a SEMAN-Secretária de meio ambiente e Controle Urbano de Fortaleza (2007), Lagoa da Parangaba é a maior lagoa em volume de água de Fortaleza com um volume médio de 1.190.000m³ e uma profundidade média de 2,77 e máxima de 4,92m, tendo tem aproximadamente 40 hectares, conforme pode ser visto na Figura 30.

O recurso está inserido numa área com alta taxa de urbanização e apresenta precária manutenção urbanística, e oferece alguns poucos espaços de contemplação e lazer ao seu redor, a lagoa encontra-se poluída, e com as suas margens predominantemente ocupadas por residências, em muitos casos, de baixo poder aquisitivo (SEUMA,2014).

O Açude Santo Anastácio possui bacia hidráulica possui cerca de 12,8 hectares e perímetro de 2669m. Foi construído em 1918 pelo represamento Riacho Alagadiço Grande, efluente da Lagoa de Parangaba. O represamento foi realizado com a construção de uma barragem de terra de 182m, tendo como sangradouro em concreto de 15 m, sobre o qual foi construída a ponte de acesso ao Campus Universitário do Pici. (OLIVEIRA, 2001).

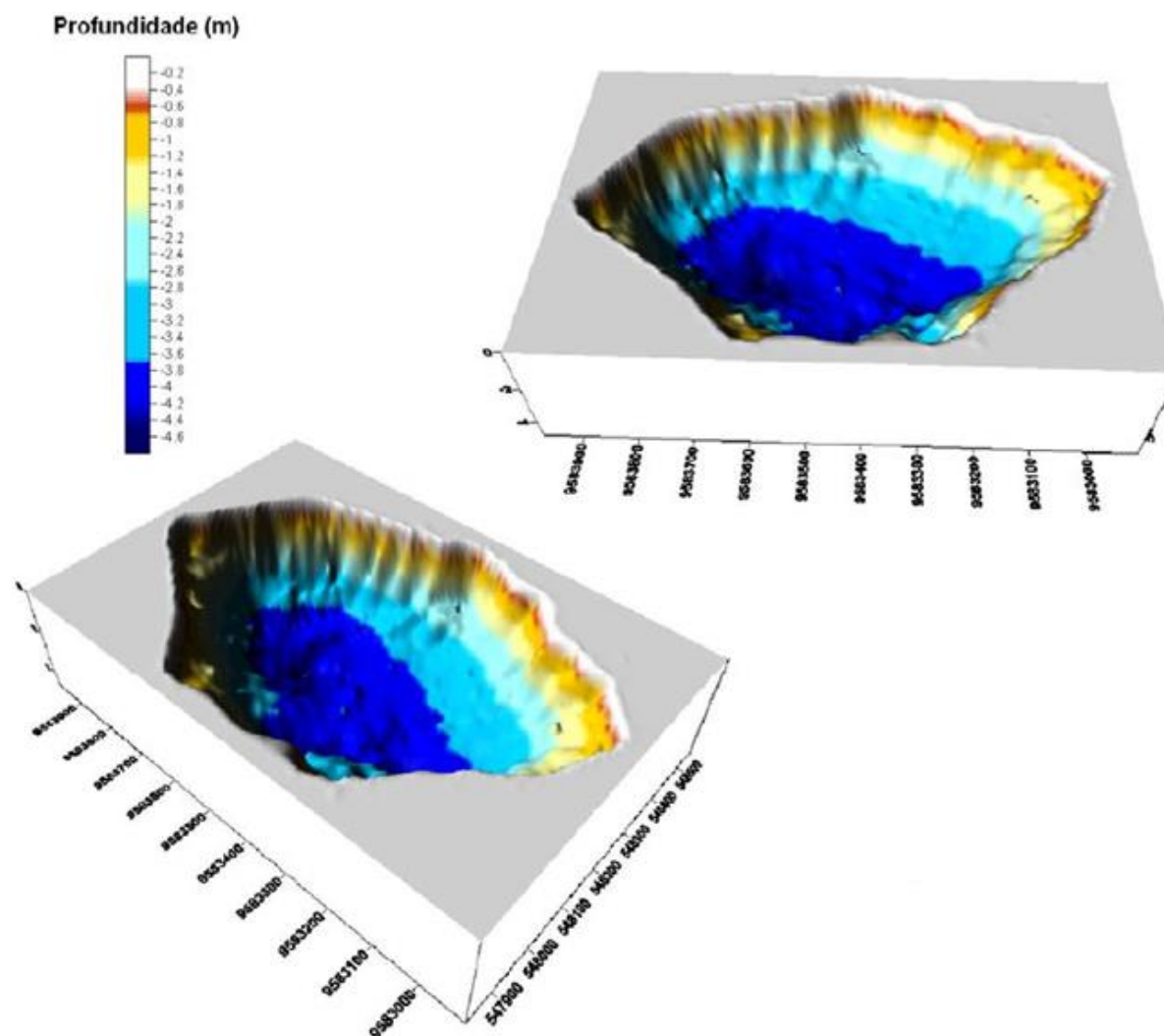
Na época da construção da barragem do açude Santo Anastácio, em 1918, a bacia hidrográfica tinha uso plenamente rural. No entanto, ao longo do tempo, começou a sofrer intenso processo de urbanização. Na atualidade a bacia encontra-se completamente urbanizada, sendo sua área ocupada na sua maioria por residências, exceto a parte física que se localiza na área do Campus do Pici, da UFC (SENA, 2012).

Figura 30- Batimetria da Lagoa de Parangaba – Fortaleza-CE



Fonte: SEMAN (2007).

Figura 31- Modelo Digital da Lagoa da Parangaba – Fortaleza-CE



Fonte: SEMAN (2007).

O Açude Santo Anastácio possui bacia hidráulica possui cerca de 12,8 hectares e perímetro de 2669m. Foi construído em 1918 pelo represamento Riacho Alagadiço Grande, efluente da Lagoa de Parangaba. O represamento foi realizado com a construção de uma barragem de terra de 182m, tendo como sangradouro em concreto de 15 m, sobre o qual foi construída a ponte de acesso ao Campus Universitário do Pici. (OLIVEIRA, 2001).

Na época da construção da barragem do açude Santo Anastácio, em 1918, a bacia hidrográfica tinha uso plenamente rural. No entanto, ao longo do tempo, começou a sofrer intenso processo de urbanização. Na atualidade a bacia encontra-se completamente urbanizada, sendo sua área ocupada na sua maioria por residências, exceto a parte física que se localiza na área do Campus do Pici, da UFC (SENA, 2012).

Conforme da Secretaria Municipal das Finanças de Fortaleza-SEFIN/PMF, a população residente nos bairros no qual a bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio está localizada, em 1991 era de 108.014 habitantes, em 2015 a população era de 134.371. Esse rápido crescimento urbano e desordenada sobre a bacia sem que haja infraestrutura e saneamento básico adequada para toda a população residente causam impactos negativos a área, trazendo como consequência aumento de dejetos orgânicos e de agentes inorgânicos lançados nos corpos hídricos presentes nessa bacia advindos principalmente de lançamento de esgotos clandestinos ao longo do canal que interliga a lagoa ao açude (Figura 32).

Figura 32- Foto do canal que alimenta o Santo Anastácio, mostrando as casas construídas irregularmente nas suas margens.

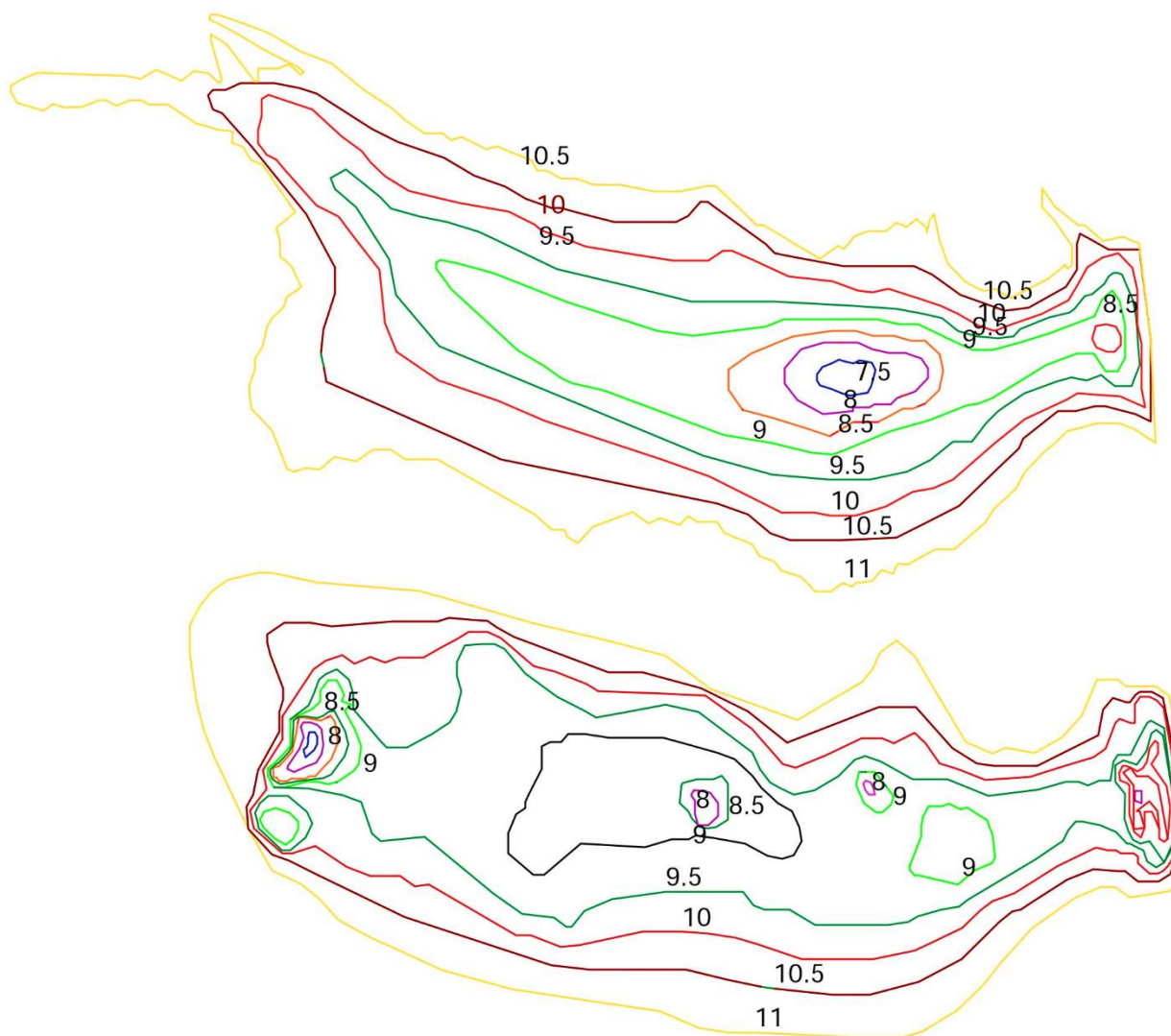


Fonte: Autora (2017).

Soares (2003), realizou uma batimetria e comparou o resultado com de anos anteriores mostrando que o Açude Santo Anastácio se encontra em acelerado processo de assoreamento, com uma taxa de assoreamento anual de 2,35 t.ha-1.ano-1 que resultou em na redução de seu volume de 508.000 m³ em 1918 decaindo a 282.744 m³ em 1991 e 268.981 m³ em 2002. Nos sedimentos foram encontradas altas concentrações de carga de matéria orgânica de esgoto, mostrando que a maior parte da poluição é decorrente de esgotos domésticos e efluentes que entram no açude, sem tratamento. (Figura 33)

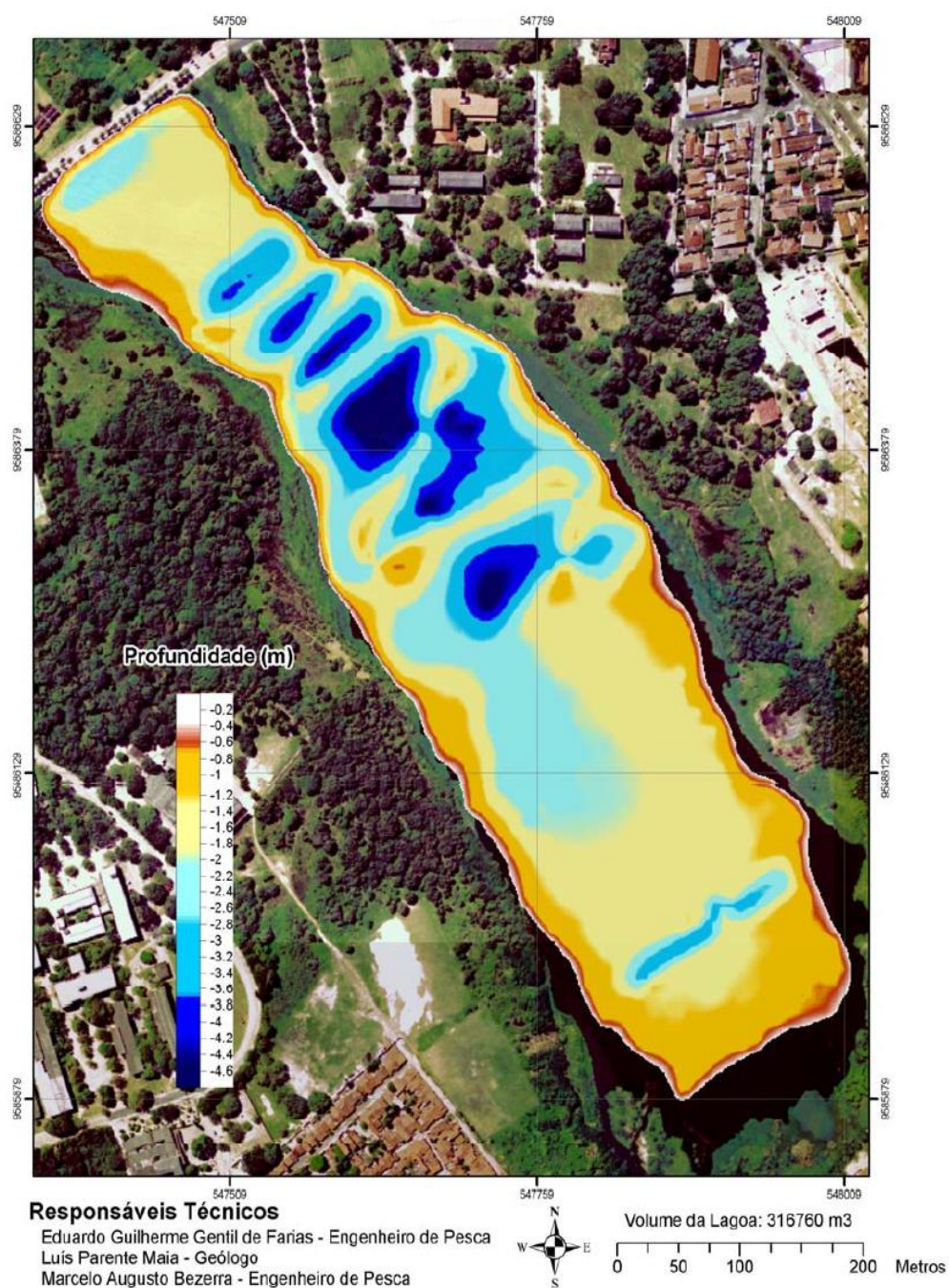
Segundo dados da SEMAN (2007), a profundidade máxima do açude é de 4,6 m, diferentemente da altura máxima obtida por Soares em 2003, que foi igual a 5,00m, demonstrado o processo continuo de assoreamento do açude, conforme a Figura 34 e Figura 35.

Figura 33-Curvas de nível das batimetrias de 1992 e 2002, respectivamente do açude Santo Anastácio– Fortaleza-CE.



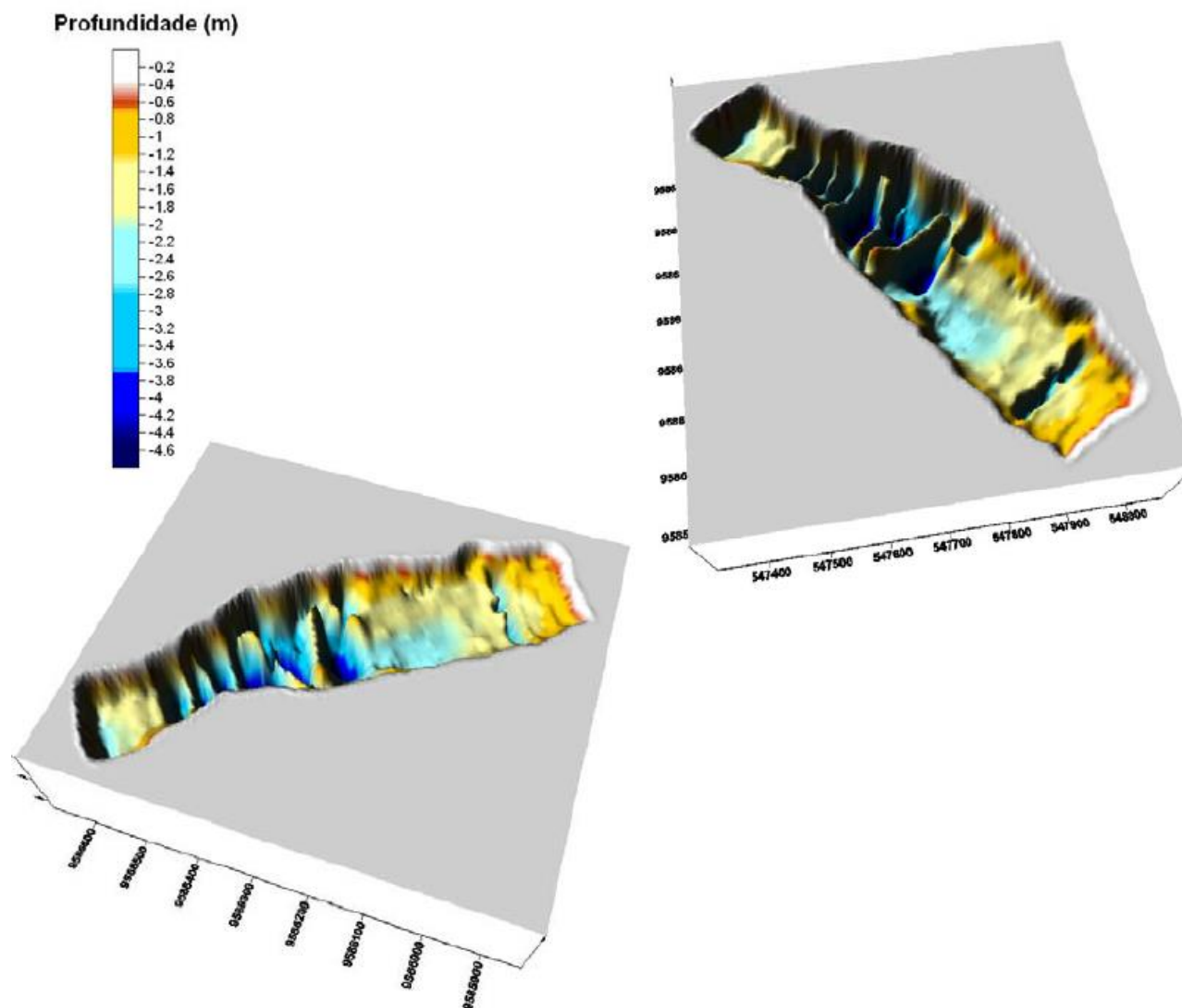
Fonte: Soares (2003).

Figura 34- Batimetria do Açude Santo Anastácio – Fortaleza-CE realizada pela SEMAN em 2007.



Fonte: SEMAN (2007).

Figura 35- Modelo Digital do Açude Santo Anastácio – Fortaleza-CE realizada pela SEMAN em 2007.



Fonte: SEMAN (2007).

Oliveira (2013), realizou análises da água, mostraram que o Açude está bastante eutrofizado e inviabilizado para balneabilidade devido ao alto nível de coliformes fecais, ressaltado a ocupação inadequada das áreas que circundam do açude como a principal causa da poluição das suas águas.

Outro problema consequente da alta taxa de urbanização da bacia é o aumento das áreas impermeabilizadas e consequentemente o aumento da velocidade de escoamento superficial e diminuição da infiltração, tornando a bacia mais propícia a inundações, que são agravadas devido a existência de habitações de pessoas de baixa renda as margens dos corpos hídricos pertence a essa bacia e o canal que os ligam.

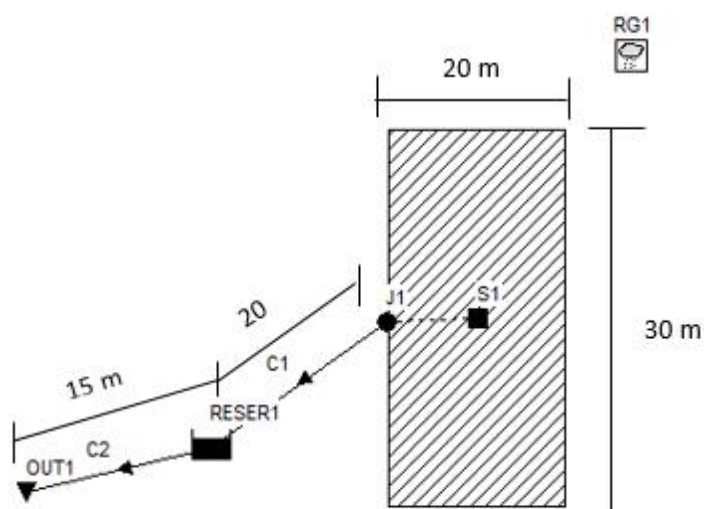
4. METODOLOGIA

4.1. Análise do dimensionamento dos reservatórios previsto nas legislações estudadas

Foram realizadas simulações utilizando o software Storm Water Management Model (SWMM) 5.1 em um lote hipotético com área de 600m², largura e comprimento respectivamente de 20 m e 30 m e taxa de impermeabilização de 85% da área do lote, constituindo uma área impermeabilizada de 510 m, área mínima prevista nas legislações para a obrigatoriedade da instalação de reservatório de amortecimento de chuva nos lotes. Considerou-se a declividade média dos terrenos igual à 3% e com coeficiente de Manning para área impermeável de 0,013 para superfícies asfaltada e coeficiente de Manning para área permeável do lote 0,041 para áreas de campo.

O sistema de drenagem do lote é composto por dois condutos de esgoto (C1 e C2), uma junção ligando os elementos de drenagem (J1), um reservatório de amortecimento de chuva e a descarga do sistema para um córrego num ponto marcado Out1 (emissário), conforme a Figura 36.

Figura 36 – Modelo de terreno utilizado para simulação do volume dos reservatórios de amortecimento de chuva.



A inclinação entre junção, o reservatório e a descarga do sistema para um córrego (OUT 1) foi adotado a declividade média do município de São Paulo de 0,75%.

O reservatório é dotado de tubulação de entrada (C1) e tubulação de saída (C2), com comprimento de 20 m e 15 m respectivamente, constituídos em tubos em PVC em regime de condutos forçado com rugosidade de 0,013 e diâmetro da tubulação de entrada de 200mm e de saída do reservatório 100mm.

Para o dimensionamento do volume dos reservatórios de amortecimento de chuva foi utilizado a equação prevista nas legislações de cada município estudado.

As intensidades das precipitações do projeto foram obtidas a partir da equação da curva IDF de cada município, considerando precipitações de duração de 1 hora e período de retorno de 2, 5 e 10 anos, conforme a Tabela 12.

A partir das intensidades das precipitações encontradas através dessas equações, foram determinados os hietogramas pelo método dos blocos alternados para intensidade de precipitação para período de retorno de 2, 5 e 10 anos e utilizados com dados pluviométrico no SWMM para simulação hidráulica e hidrológica do lote proposto (Apêndice A).

O volume de escoamento sobre o lote foi simulado pelo EPA SWMM aplicado o modelo de onda dinâmica. (Figura 37).

Na simulação, as perdas iniciais por evaporação e depressões do terreno foram desconsideradas e o método Curva Number (CN) foi utilizado para determinação da infiltração do solo. Os parâmetros de entrada utilizados neste método foram: número da curva CN pré-tabelada considerando que o lote esteja em zonas residenciais com área <500, sendo o número da curva CN igual a 85.

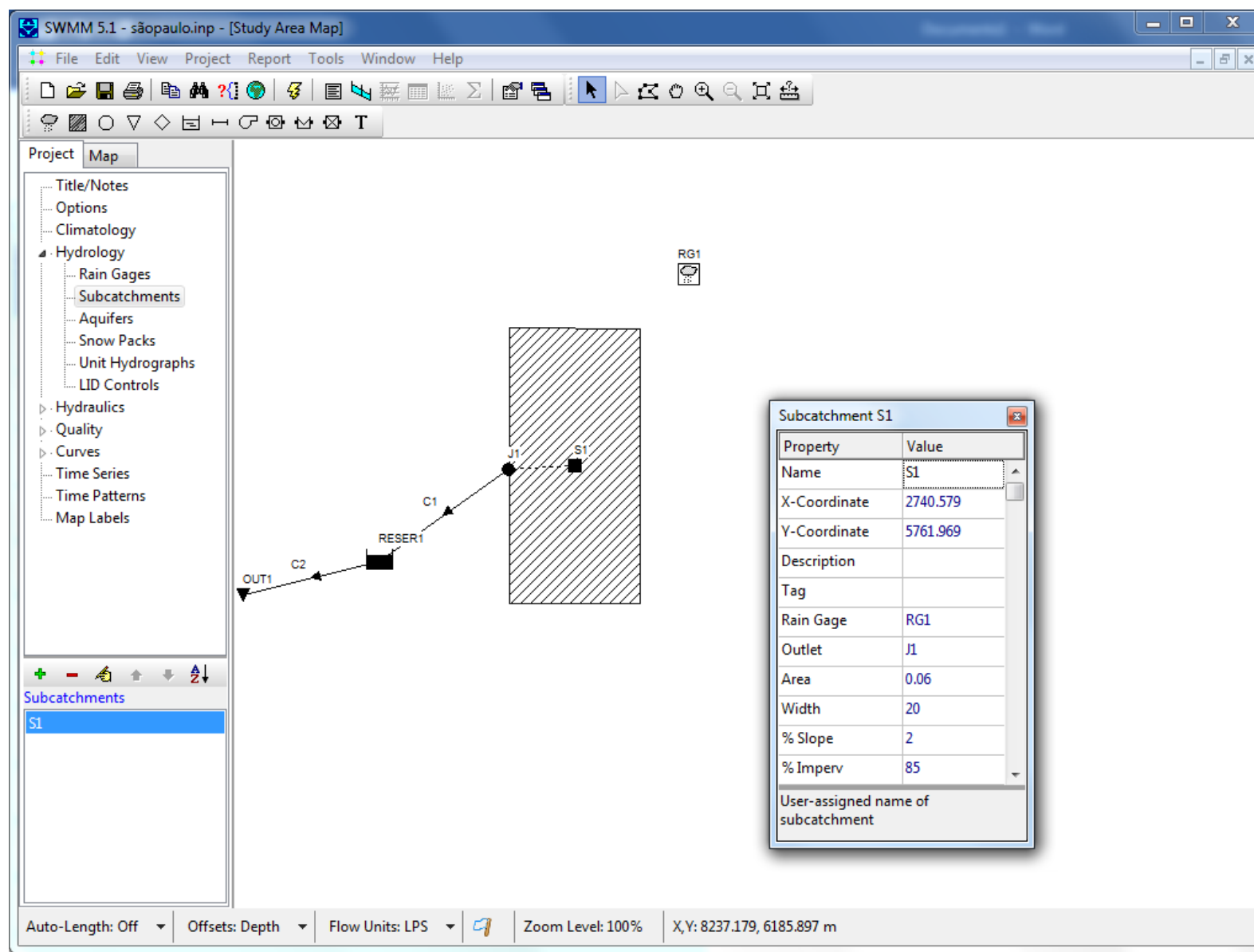
A duração da análise do evento foi de 3 horas, distribuídos em intervalos temporal de 1 segundo e a tolerância máxima de 5% que permitiu um resultado com boa precisão.

Tabela 12- Equações de intensidade-duração-frequência de chuvas (IDH) dos municípios estudados:

Rio Branco ¹	João Pessoa ¹	Recife ¹	Teresina ¹
$\frac{1586 \times T_R^{0,18}}{(t + 15)^{0,82}}$	$\frac{2009 \times T_R^{0,17}}{(t + 17,5)^{0,84}}$	$\frac{1423,97 \times T_R^{0,1124}}{(t + 21)^{0,7721}}$	$\frac{1248,856 \times T_R^{0,177}}{(t + 10)^{0,769}}$
Niterói e Rio de Janeiro ¹	São Paulo ²	São Carlos ¹	São José do Rio Preto ¹
$\frac{2494 \times T_R^{0,13}}{(t + 20,9)^{0,89}}$	$\frac{1747,9 \times T_R^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}}$	$\frac{2010 \times T_R^{0,21}}{(t + 22,5)^{0,88}}$	$\frac{1642 \times T_R^{0,15}}{(t + 19,2)^{0,87}}$
Guarulhos ¹	Mauá ¹	Osasco ¹	Cuiabá ¹
$\frac{3058 \times T_R^{0,18}}{(t + 25)^{0,92}}$	$\frac{3100 \times T_R^{0,19}}{(t + 22,9)^{0,9}}$	$\frac{1483 \times T_R^{0,2}}{(t + 14,4)^{0,8}}$	$\frac{1692 \times T_R^{0,22}}{(t + 19,1)^{0,86}}$
Porto Alegre ¹	Santos ¹	Santana de Parnaíba ¹	São José dos Pinhais ¹
$\frac{3114 \times T_R^{0,17}}{(t + 23,1)^{0,9}}$	$\frac{1237 \times T_R^{0,21}}{(t + 12,5)^{0,75}}$	$\frac{1042 \times T_R^{0,22}}{(t + 13,2)^{0,78}}$	$\frac{1152 \times T_R^{0,19}}{(t + 10,2)^{0,74}}$
Diadema, Santos e São Bernardo do Campos ¹	Itatiba e Valinhos ¹	Rio do Sul e Gaspar ¹	Bragança Paulista ¹
$\frac{1965 \times T_R^{0,18}}{(t + 17,8)^{0,84}}$	$\frac{1378 \times T_R^{0,20}}{(t + 15,1)^{0,81}}$	$\frac{4685 \times T_R^{0,21}}{(t + 30)^{0,98}}$	$\frac{2361 \times T_R^{0,17}}{(t + 21,2)^{0,88}}$
Belo Horizonte ¹	Sorocaba ¹	Curitiba ¹	Passo Fundos ¹
$\frac{754 \times T_R^{0,19}}{(t + 11,4)^{0,74}}$	$\frac{182 \times T_R^{0,22}}{(t - 2,6)^{0,47}}$	$\frac{5726,64 \times T_R^{0,159}}{(t + 41)^{1,041}}$	$\frac{1830 \times T_R^{0,21}}{(t + 15,2)^{0,82}}$

Fonte: Gonçalves ¹ (2011); Wilken ² (1971).

Figura 37 – Esquema hidrológico sob as condições do lote utilizado SWMM.

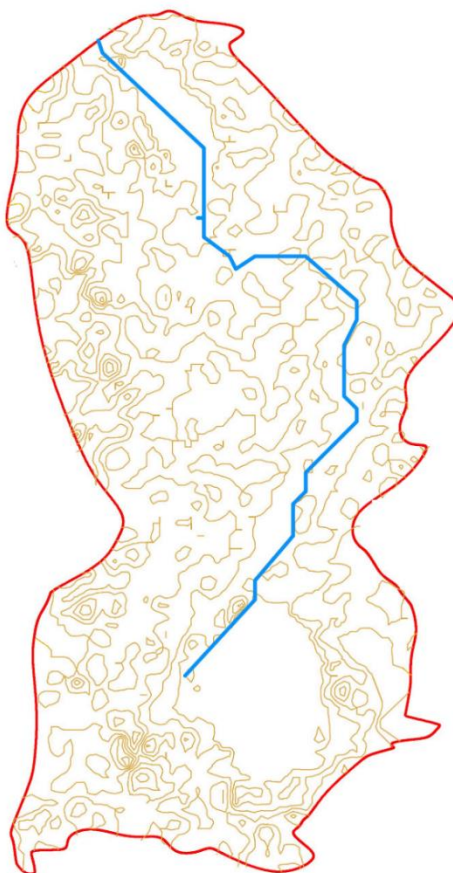


4.2. Estudo hidráulico e hidrológico da bacia da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio- Fortaleza-CE.

4.2.1. Definição da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio

A bacia hidrográfica foi definida com o uso do AutoCAD, um software do tipo CAD (*Computer Aided Design*), ou Desenho Auxiliado por Computador. Os estudos cartográficos foram desenvolvidos a partir de cartas topográficas de Fortaleza (PRF,1997), com escala de 1:25.000 com resolução espacial de 30m e curvas de nível obtidas através do programa arcGIS com dados do Topodata, com 30 m de resolução espacial. A partir desses dados foi possível delimitação da área da bacia hidrográfica (Figura 38) e demais parâmetros físicos da bacia (Tabela 13) utilizando a compensação de áreas nos cálculos de declividade da bacia.

Figura 38- Bacia Hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio, obtida através de dados do arcGis e Cartas Topográficas de Fortaleza.



Fonte: adaptado de PMF (1997).

Tabela 13- Características físicas da bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio.

Parâmetro	Dados	Unidade
Área	7,50	Km ²
Perímetro	1.3639,23	m
Largura da Bacia	4.411,82	m
Coefficiente de compacidade	1,39	Adimensional
Fator de forma	0,39	Adimensional
Elevação máxima	40	m
Elevação mínima	15	m
Declividade média da bacia	0,056	%

4.2.2. Determinação do uso do solo da área de estudo

Para a determinação do uso e ocupação do solo utilizou-se imagem atuais do Google Earth, com data referente à 2016 e com resolução adequado para a determinação de suas características. Foram escolhidos e aplicados, para a caracterização da bacia, 2 tipos de ocupação e uso do solo, Tabela 14 e Figura 39:

- Área edificada: área com algum tipo de construção com mais de 50% de sua área impermeabilizada.
- Áreas livres: Áreas sem construção, públicas ou não, e lotes com até 50% de sua área permeável.

Tabela 14- Tipos de ocupação e uso do solo da Bacia Hidrográfica estudada.

Tipo	Área (ha)	Percentual (%)
Área edificada	636,02	84,80 %
Áreas livres	113,98	15,20 %

Figura 39- Uso e ocupação da Bacia Hidrográfica estudada a partir de dados de imagem do Google Earth.



Fonte: Autora (2017).

4.2.3. Dados hidrológicos da área de estudo

4.2.3.1. Intensidade da chuva

A Intensidade da chuva foi obtida da equação de chuva intensa (32) desenvolvida por Matos Neto & Fraga em 1983 para Fortaleza. Na sua elaboração foram utilizados dados de pluviógrafo da estação meteorológica do Centro de Ciências Agrárias da Universidade Federal do Ceará, sendo empregada a metodologia descrita por Wilken (1978) adotando o método de Chow-Gumbel para estimativa da frequência da precipitação.

$$i = \frac{506,99 T^{0,181}}{(t + 8)^{0,61}}$$

(32)

A partir dessa equação, foram determinados os hietogramas pelo método dos blocos alternados para intensidade de precipitação para período de retorno de 2,5, 10, 25, 50 e 100 anos (Apêndice A).

4.2.3.2. Determinação do Período de retorno

Período de retorno, também conhecido como período de recorrência ou tempo de recorrência, é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez. É um parâmetro fundamental para a avaliação e projeto de sistemas hídricos, como reservatórios, canais, vertedores, bueiros, galerias de águas pluviais, entre outras obras hidrológicas (Righeto, 1998)

Tabela 15- Períodos de retorno para diferentes ocupações da área

TIPO DE OBRA	TIPO DE OCUPAÇÃO DA ÁREA	T (ANOS)
Microdrenagem	Residencial	2
Microdrenagem	Comercial	5
Microdrenagem	Áreas com edifícios de serviços ao público	5
Microdrenagem	Aeroportos	2-5
Microdrenagem	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
Macro drenagem	Áreas de importância específica	500

Fonte: Prefeitura Municipal De São Paulo (1999).

Para o cálculo do dimensionamento do piscinão foi utilizado o tempo de retorno de 50 anos.

4.2.3.3. Determinação da duração da precipitação

Optou-se por utilizar uma precipitação de 2 horas pois segundo Tomaz (2002), na região metropolitana de São Paulo (RMSP) o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) verificou que para bacia de até 100 km² de área de drenagem, as chuvas que provocam danos mais frequentes são as chuvas de duração igual a 2 horas. Estas foram usadas para o dimensionamento do rio Aricanduva (100 km²), córrego Pirajussara (72 km²), ribeirão dos Meninos (98,65 km²).

4.3. Modelagem da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio

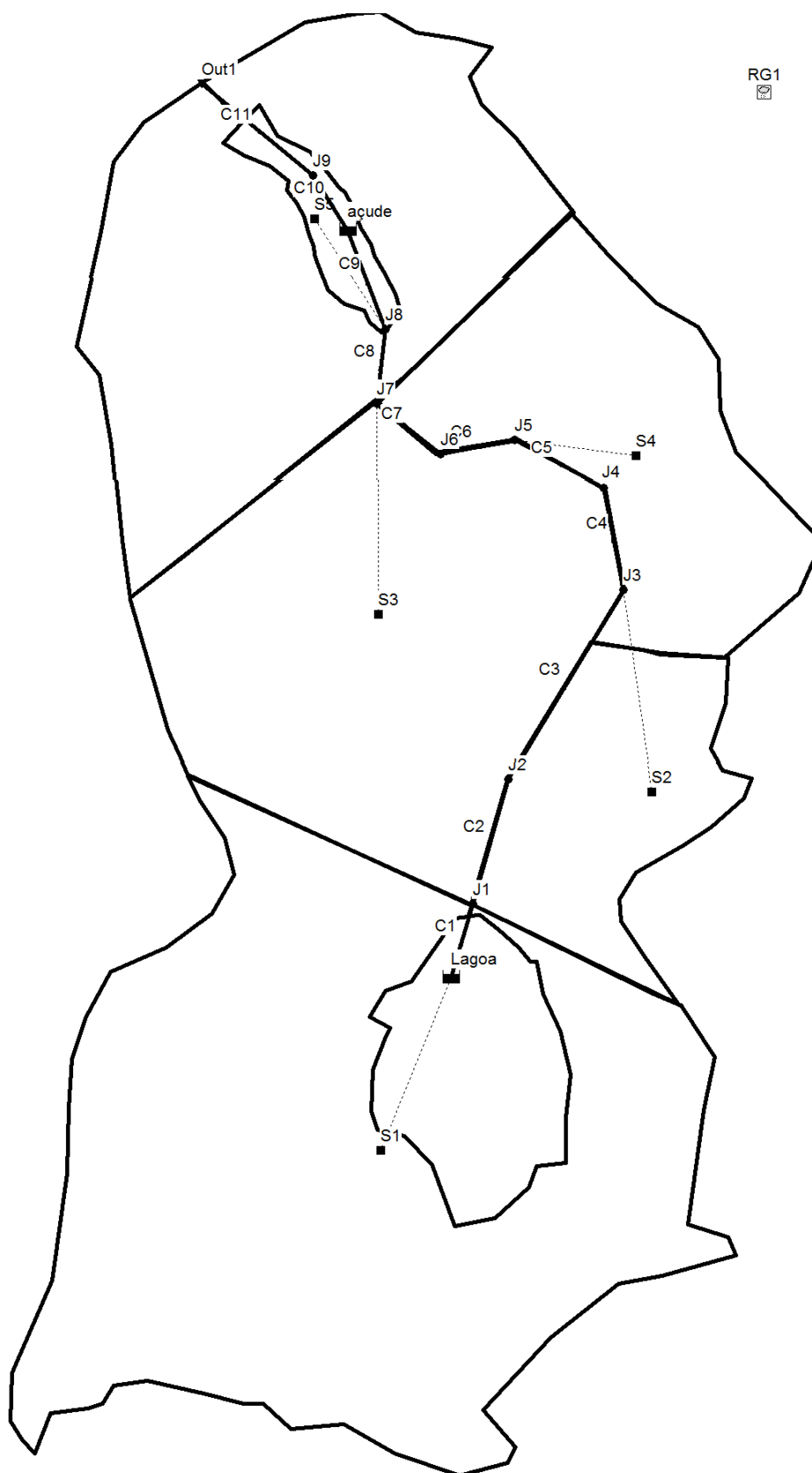
A modelagem da bacia foi feita através do software SWMM, sem reservatório, com reservatório de detenção a nível de macrodrenagem (“piscinão”) e microrreservatório a nível de loteamento, sendo analisada a eficiências desses para o amortecimento de cheias na bacia deste estudo.

4.3.1. Divisão da bacia em subáreas

Segundo Garcia (2005) um fator limitante e de fundamental importância na simulação é a estabilidade numérica do modelo, sendo esta verificada para cada esquema de canais propostos para representação do sistema de drenagem. O tamanho das sub-bacias deve estar relacionado com sua influência na área total da bacia, pois subdivisões excessivas tornam as subáreas tão pequenas, que sua influência na modelagem separadamente é desprezível (BASTOS, 2007).

Para a bacia hidrográfica estudada foi adotado um nível de discretização em 5 sub-bacias com base no uso do solo, nas condições locais e a redução no processamento de dados do modelo (Figura 40).

Figura 40- Divisão das sub-bacias e Sistemas de drenagem.



Os parâmetros hidrológicos e seus respectivos valores necessários para a caracterização das subáreas no modelo SWMM estão descritos na Tabela 16.

Tabela 16-Parâmetros de caracterização das subáreas para o SWMM.

Sub-bacia	Área (ha)	Perímetro (m)	S (%)	Área impermeável (%)	W (m)	n imp	n perm	PA imp	PA perm	% imp	PE	%p
S1	249,9	7990,85	0,05	85	2996,85	0,012	0,05	2,5	5,0	90	previous	50
S2	47,0	3510,16	0,05	85	1413,53	0,012	0,05	2,5	5,0	90	previous	50
S3	170,9	5323,90	0,05	85	1539,37	0,012	0,05	2,5	5,0	90	previous	50
S4	86,5	4739,04	0,05	85	1904,79	0,012	0,05	2,5	5,0	90	previous	50
S6	151,0	5266,31	0,05	85	1773,65	0,012	0,05	2,5	5,0	90	previous	50

S: declividade da sub-bacia (%), n imp: n° de manning para área impermeável ($m^{-1/3}.s$), n perm: n° de manning para área permeável ($m^{-1/3}.s$), PA imp: Profundidade de armazenamento nas depressões das áreas impermeáveis (mm), PA perm: Profundidade de armazenamento nas depressões das áreas permeáveis (mm), % imp: % de área impermeável sem armazenamento, PE: Modo de propagação do escoamento, %p: Porcentagem do escoamento transferido entre as áreas dentro da subárea.

A largura característica do escoamento das subáreas foi determinada pelo resultado da divisão entre a área da sub-bacia e o maior comprimento de fluxo, sendo este adotado como o valor da largura do retângulo equivalente, como mostrado nas Equações (33),(34)e (35).

$$w = \frac{A}{Le} \quad (33)$$

$$Le = \frac{k_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right] \quad (34)$$

$$k_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (35)$$

Onde:

W: Largura das sub-bacias (m);

A: Área da sub-bacia (m²);

Le: Largura do retângulo equivalente (m);

kc: Coeficiente de compacidade;

P: Perímetro da bacia hidrográfica ou sub-bacia (m).

Para a determinação da infiltração das sub-bacias foi utilizada o método Curva Number (CN). Sabendo-se que a bacia se encontra localizada em terreno com solo Argissolo Vermelho – Amarelo cujas características o classifica em solo do tipo B e que a ocupação predominante da bacia é de residências com taxa de impermeabilização $\geq 65\%$, os parâmetros utilizados para nas sub-bacias pode ser visto na Tabela 17.

Tabela 17- Parâmetros de infiltração por subárea.

Parâmetros do método curve number	Solo Tipo B
CN	85
Condutividade	0,5
Números de dias do solo seco, antes de ocorre a precipitação.	4

4.3.2. Caracterização do sistema de drenagem da bacia e representação do sistema de drenagem no modelo SWMM

O sistema de drenagem da bacia compreende um canal e bocas de lobo distribuídas ao longo de sua extensão que recebe o escoamento superficial de suas áreas adjacentes e o volume de água excedente da lagoa da Parangaba e, posteriormente o lança no Açude Santo Anastácio.

As Lagoas apresentam grande importância no sistema de drenagem da bacia em caso de chuvas fortes esta funciona como um reservatório de amortecimento de chuva, retardando o escoamento superficial recebido de suas áreas adjacentes, assim reduzindo a vazão que chega no canal, contribuindo na redução da ocorrência de inundações (BARROS,2010).

Devido esse fato optou-se por representar a lagoa da Parangaba e o açude Santo Anastácio como reservatórios de amortecimento de chuva no sistema de drenagem da área de estudo com uma área de 407000 m² e 215600 m² respectivamente e com 1 m de

altura livre para o amortecimento da chuva de suas áreas circunjacente, altura essa igual à altura da área inundável (Leito Maior).

A saída da lagoa é interligada ao canal, no qual foi subdividido em 10 trechos, 10 nós e uma descarga na saída do açude Santo Anastácio num ponto marcado Out1 (emissário), Tabela 18, estes classificados como condutos retangulares de concreto com o valor do Coeficiente de rugosidade de Manning de 0,013 (Tabela 18).

Tabela 18- Características do canal detalhada.

Trechos do canal	Nó entrada	Nó saída	Comprimento (m)	Altura (m)	Largura (m)	Seção Transversal	Cota (m)
C1	Lagoa	J1	35	1	4	Retangular	22
C2	J1	J2	365	2	6	Retangular	20
C3	J2	J3	650	2	6	Retangular	18,5
C4	J3	J4	400	2	6	Retangular	17,5
C5	J4	J5	400	2	6	Retangular	16,5
C6	J5	J6	200	2	6	Retangular	16
C7	J6	J7	200	2	6	Retangular	15,5
C8	J7	J8	250	2	6	Retangular	15
C9	J8	Açude	250	2	6	Retangular	14
C10	Açude	J9	10	1	4	Retangular	12
C11	J9	out1	250	2		Retangular	10

4.3.3. Simulações hidráulicas e hidrológicas com SWMM.

Na intenção de avaliar o desempenho dos reservatórios para a contenção de pico de cheias na bacia estudada, foram analisados separadamente os hidrogramas de projeto e os hietogramas com as chuvas efetivas, gerados a partir das modelagens do comportamento da bacia através do software SWMM. Foram, portanto, realizadas as simulações hidrológicas da seguinte maneira:

- Sem reservatórios;
- Sem reservatório com aumento da profundidade do Canal;
- Com 1 reservatório (bacia de retenção ou conhecido “piscinão”) conectado na macrodrenagem;
- Com 250 microrreservatórios de amortecimento de chuva (“piscininhas”) conectados na microdrenagem de lotes de 600 m²;

A escolha da alocação dos reservatórios foi feita de maneira arbitrária, levando-se em consideração os pontos de alagamento da bacia determinado em simulação, as cotas do terreno, taxa de ocupação das sub-bacias e o seguimento do curso do rio.

O dimensionamento da bacia de retenção foi utilizado método de dimensionamento de reservatório de amortecimento de chuva desenvolvido por Baker, 1979.

A equação de dimensionamento dos microrreservatórios foi baseada no método utilizado por Tucci (2000), que utilizando o Método Racional propôs a equação de microrreservatório de amortecimento de chuva de Porto Alegre e a vazão máxima vazão máxima específica da saída do lote.

Na simulação, as perdas iniciais por evaporação com tolerância ao erro máxima de 5% que permitiu um resultado com boa precisão.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Análise do dimensionamento dos reservatórios previsto nas legislações estudadas.

Os resultados das simulações mostraram que dos 29 municípios analisados somente Belo horizonte, Rio do Sul, Teresina, Recife, São José do Rio Preto e Porto Alegre não ultrapassaram a capacidade limite do reservatório de amortecimento dimensionado conforme disposto em suas legislações para chuvas de período de retorno de 10 anos, para chuvas que ocorrem mais frequentemente com tempo de retorno de 5 anos, além dos anteriores, o município de Sorocaba e 2 anos os municípios de Cuiabá, Curitiba, João Pessoa, Rio Branco, Santana do Parnaíba, São José dos Pinhais e São Paulo não excedeu a capacidade dos reservatórios, Conforme a Tabela 19 e o Apêndice B.

Tabela 19- Resultado da Simulação do Reservatório de amortecimento obtido através do programa SWMM para chuva com período de retorno de 2, 5 e 10 anos.

Cidade	Dimensionamento do reservatório de amortecimento de chuva			Intensidade da chuva (mm/minutos)			Volume simulado do reservatório (m³)		
	Volume (m³)	Área (m²)	Altura (m)	Tempo de retorno 2 anos	Tempo de retorno 5 anos	Tempo de retorno 10 anos	Para chuva de 2 anos	Para chuva de 5 anos	Para chuva de 10 anos
Belo Horizonte	15,3	12,8	1,2	39,11	42,86	45,93	5,67	7,34	8,91
Bragança Paulista	4,6	3,8	1,2	55,44	64,79	72,89	6,09	7,82	9,41
Cuiabá	4,8	4,0	1,2	45,94	56,2	65,46	4,66	6,49	8,26
Curitiba	8,2	6,8	1,2	52,39	60,61	67,67	6,53	8,25	9,81
Diadema	4,6	3,8	1,2	57,43	67,73	77,69	6,58	8,55	10,34
Gaspar	5,0	4,2	1,2	65,88	79,86	92,37	8,06	10,88	13,59
Guarulhos	3,5	2,9	1,2	58,15	68,58	77,69	5,47	7,19	8,80
Itatiba	4,6	3,8	1,2	47,88	57,51	66,07	5,00	6,74	8,40
João Pessoa	4,6	3,8	1,2	34,72	40,57	45,65	3,57	4,63	5,62
Mauá	6,1	5,1	1,2	66,35	78,97	90,09	9,23	12,04	14,65
Município de Valinhos	4,6	3,8	1,2	47,88	57,51	66,07	5,00	6,74	8,40
Niterói	4,6	3,8	1,2	54,70	61,62	67,43	6,06	7,35	8,46
Osasco	4,1	3,4	1,2	54,21	65,11	74,8	5,76	7,74	9,63
Passo Fundo	4,6	3,8	1,2	61,26	74,26	85,89	7,53	10,16	12,67
Porto Alegre	21,7	18,1	1,2	65,59	76,65	86,23	14,83	18,51	21,70
Recife	9,0	7,5	1,2	51,74	57,35	62	6,76	7,98	9,00
Rio Branco	8,2	6,8	1,2	52,11	61,46	69,62	7,67	9,84	11,85

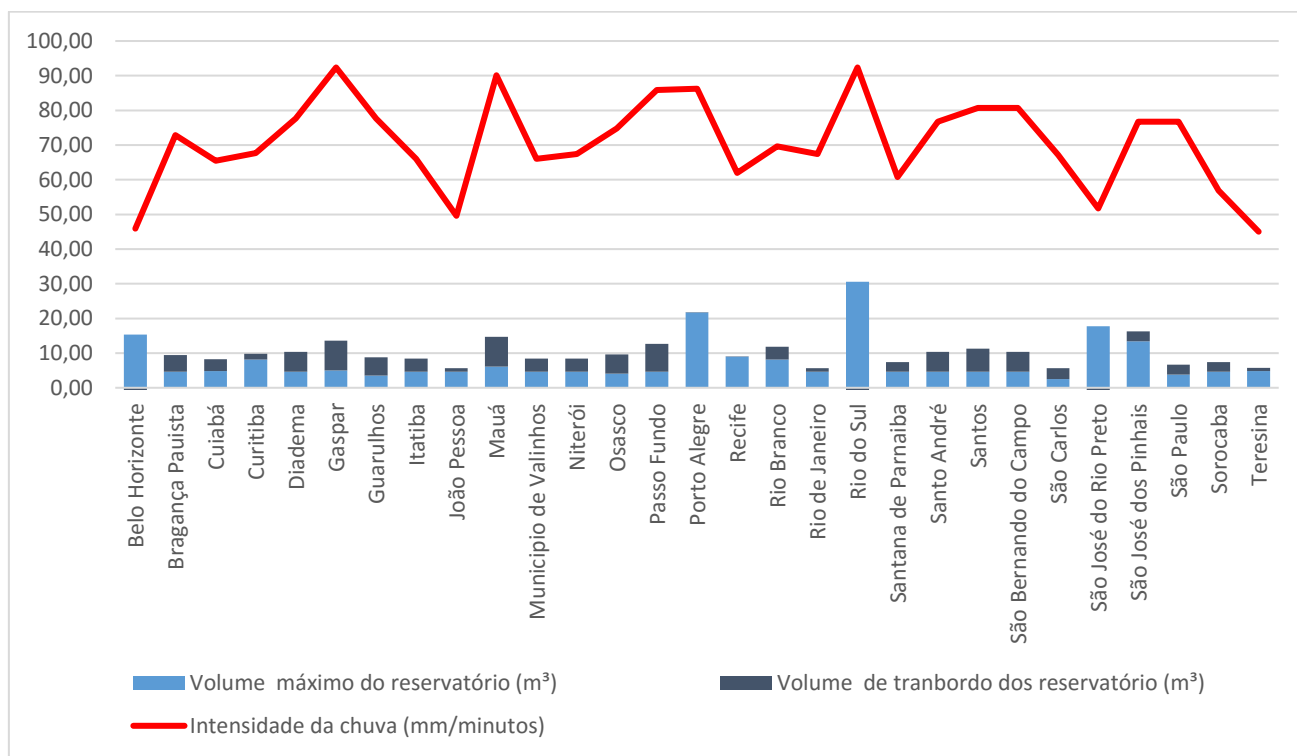
Cont.

Cidade	Dimensionamento do reservatório de amortecimento de chuva			Intensidade da chuva (mm/minutos)			Volume simulado do reservatório (m³)		
	Volume (m³)	Área (m²)	Altura (m)	Tempo de retorno 2 anos	Tempo de retorno 5 anos	Tempo de retorno 10 anos	Para chuva de 2 anos	Para chuva de 5 anos	Para chuva de 10 anos
Rio de Janeiro	4,6	3,8	1,2	54,70	61,62	67,43	6,06	7,35	5,62
Rio do Sul	30,6	25,5	1,2	65,88	79,86	92,37	16,46	21,41	26,16
Santana de Parnaíba	4,6	3,8	1,2	42,64	52,16	60,75	4,14	5,79	7,39
Santo André	4,6	3,8	1,2	57,43	67,73	76,73	6,58	8,55	10,34
Santos	4,6	3,8	1,2	57,59	69,81	80,75	6,63	8,93	11,24
São Bernardo do Campo	4,6	3,8	1,2	57,43	67,73	80,75	6,58	8,55	10,34
São Carlos	2,6	2,1	1,2	47,86	58,01	67,10	3,17	4,44	5,70
São José do Rio Preto	17,7	14,8	1,2	40,61	46,59	51,70	7,03	8,60	10,01
São José dos Pinhais	13,4	11,2	1,2	56,54	67,29	76,76	10,56	13,55	16,31
Sorocaba	4,8	4,0	1,2	31,59	38,65	45,02	3,34	4,54	5,70
Teresina	27,2	22,7	1,2	53,82	63,29	71,55	12,79	15,94	18,80
São Paulo (Lei 13.276/02)	4,6	3,8	1,2	42,46	50,12	56,85	4,60	6,03	7,36
São Paulo (Lei 16.402/16)	3,8	3,2	1,2	42,46	50,12	56,85	4,16	5,46	6,71

5.1.1. Resultado da simulação com SWMM dos microrreservatório com tempo de retorno de 2 anos.

O tempo de retorno para obras de drenagem pluvial de áreas residenciais utilizado é de 2 anos (PORTO, RUBEM, 1995; PREFEITURA DE SÃO PAULO, 1991; CHIN, 2000). Assim os municípios de Belo horizonte, Rio do Sul, Teresina, Recife, São José do Rio Preto, Porto Alegre, Sorocaba, Cuiabá, Curitiba, João Pessoa, Rio Branco, Santana do Parnaíba, São José dos Pinhais e São Paulo não excedeu a capacidade dos reservatórios para uma chuva com período de 2 anos de retorno, sendo seu dimensionamento adequado.

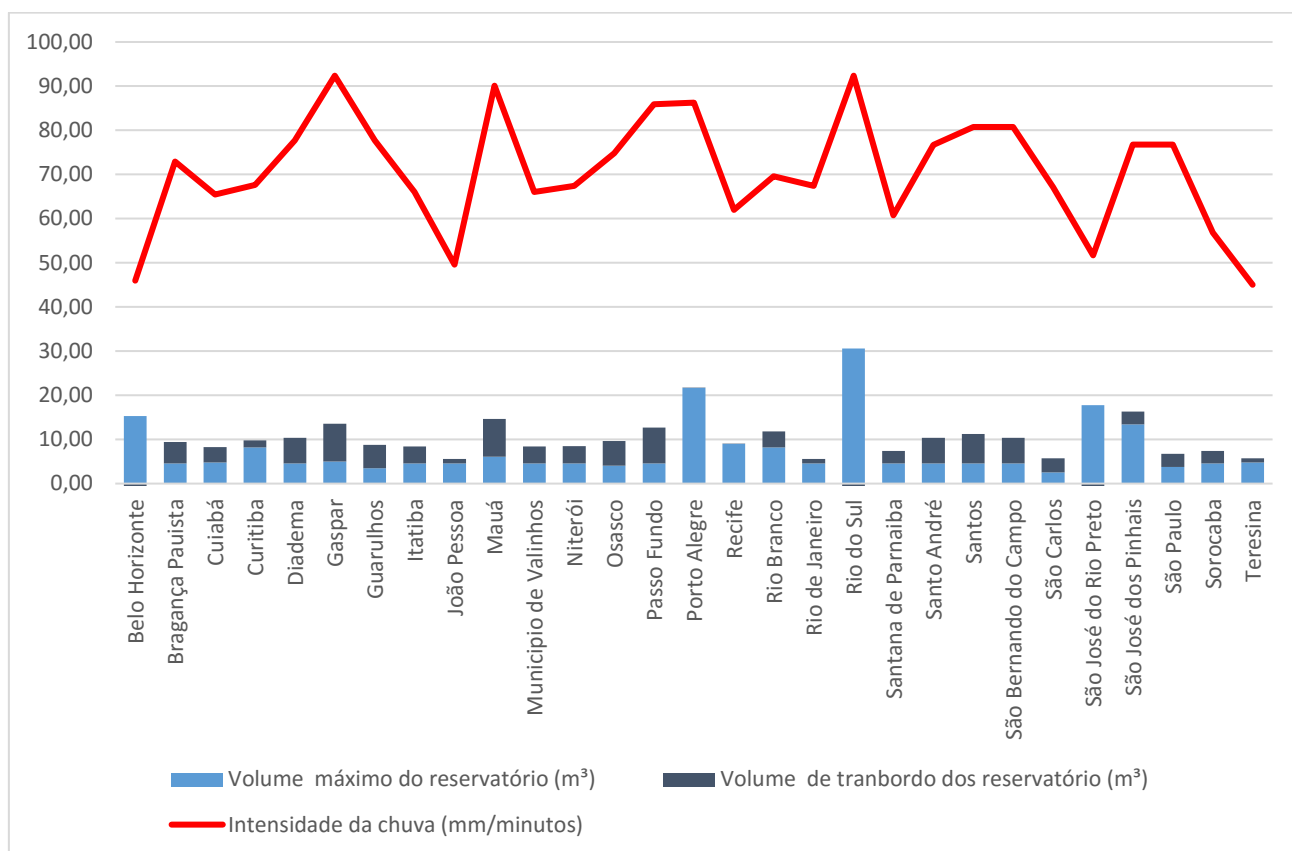
Figura 41- Resultado do cálculo de dimensionamento dos reservatórios de amortecimentos dos municípios brasileiros estudados em comparação com o resultado da simulação com SWMM para um período de 2 ano.



5.1.2. Resultado da simulação com SWMM dos microrreservatório para 10 anos.

Para o período de retorno de 10 anos os municípios de Belo horizonte, Rio do Sul, Teresina, Recife, São José do Rio Preto e Porto Alegre não ultrapassaram a capacidade limite do reservatório de amortecimento dimensionado conforme disposto em suas legislações.

Figura 42- Resultado do cálculo de dimensionamento dos reservatórios de amortecimentos dos municípios brasileiros estudados em comparação com o resultado da simulação com SWMM para um período de 10 anos.



Uma análise comparativa entre os volumes empregados pelas legislações dos municípios brasileiros nota-se que apesar de possuírem diferentes pluviometrias, os municípios de São Paulo, João Pessoa, Niterói, Rio de Janeiro, Santos, Santana de Parnaíba, Passo Fundos, Valinhos, Itatiba, Bragança Paulista, Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André possuem volume de reservação de água pluvial igual, indicando uma inadequação da legislação com as características locais pela adoção de legislações de outros municípios, principalmente do município de São Paulo (Lei 13276/02).

Na lei 13.276/02 de São Paulo o fator de redução em 15% e a consideração de somente a área impermeável no cálculo do dimensionamento do reservatório foi a principal causa para o subdimensionamento do reservatório considerando período de retorno de 10 anos, esse fator de redução é utilizado por motivos econômicos, para diminuição dos gastos com a construção dos reservatórios domiciliares buscando uma maior aceitação do proprietário em relação a legislação.

Os municípios de João Pessoa, Niterói, Rio de Janeiro, Santos, Passo Fundo, Santana de Parnaíba, Santo André, Bragança Paulista, Itatiba, Valinho, Gaspar, Diadema

e São Bernardo do Campo adotam a equação do município de São Paulo tendo o mesmo problema de dimensionamento de reservatório, sendo agravados pelo fato de não adaptarem os parâmetros hidrológicos da equação de São Paulo para as suas características locais.

O reservatório dimensionado pela legislação de Recife não transbordou em virtude da modificação do coeficiente de abatimento de 0,15 para 0,25. O dimensionamento do reservatório é compatível para os municípios de João Pessoa, Niterói, Rio de Janeiro, Santana de Parnaíba, Santo André, Itatiba, Valinho, Diadema, São Bernardo do Campo e São Paulo, assim a substituição do coeficiente para 0,25 e considera a área total do terreno para o cálculo de volume de reservatório seria adequado.

Apesar da Lei 16.402/16 de São Paulo considera para cálculo de capacidade do reservatório de amortecimento de chuva área total do terreno e houve uma diminuição do volume de dimensionamento em relação à Lei 13.276/02, também transbordou para chuvas com período de retorno de 2, 5 e 10 anos.

Essa redução volume do reservatório da nova lei deve-se a implantação conjunta de outros dispositivos de drenagem urbana, pois com apenas o reservatório de amortecimento de chuva o proprietário não alcançara a quota ambiental mínima prevista nesta lei, sendo que o reservatório de amortecimento de chuva é obrigatório e não pontua no cálculo do indicador drenagem para cálculo de quota ambiental.

5.1.3. Vazão de pico gerada pelo SWMM dos microrreservatório para diferentes períodos de retorno.

A redução da vazão de água pluvial utilizado microreservatório de amortecimento de chuva variou de 27,02% (São Carlos) a 67,35% (Teresina) para chuvas com período de retorno de 2 anos; 29,58% (São Carlos) a 69,49% (Teresina) para chuvas com período de retorno de 5 anos e de 31,62% (São Carlos) a 70,95% (Teresina) para chuvas com período de retorno de 10 anos, mostrando que não apenas o diâmetros da tubulações de entrada e saída do reservatório foram determinantes na redução da vazão do escoamento superficial, houve uma contribuição do tamanho do reservatório nessa redução, quanto maior a área do reservatório maior a redução do fluxo de saída desse. Conforme a Tabela 19 e apêndice C.

O Decreto Nº 18.611 de 2014 de Porto Alegre determina a vazão máxima específica de saída do reservatório de amortecimento para a rede pública de pluviais igual a 20,8 l/s.ha, assim para o lote estudo, que tem uma área de 600m² (0,06 ha), a vazão

máxima de saída do reservatório deverá ser de 1,248 l/s, sendo a vazão de entrada do reservatório de 36,61 l/s para uma chuva com período de retorno de 10 anos, assim o reservatório proposto nesse trabalho para o município de Porto Alegre não atenderia a legislação vigente pois a vazão de saída do reservatório é de 10,75 l/s, superior à prevista nesta lei, para alcançar essa vazão máxima determinada pela legislação, uma alternativa seria a redução do diâmetro da tubulação de saída para 32mm, diminuindo assim a vazão de saída para 0,90l/s consequentemente aumentando o volume do reservatório para 46,19 m³.

A Lei Complementar Nº 4724 de 2015 de Teresina determina uma vazão máxima específica de saída, para a rede pública de águas pluviais, igual ou menor a $52,1 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$, a vazão máxima de saída do reservatório desse estudo deverá ser de 3,126 l/s, assim sendo necessário reduzir o diâmetro da tubulação de saída para 50mm, diminuindo assim a vazão de saída para 2,32 l/s e consequentemente aumentando o volume do reservatório para 36,86 m³.

O município de São José do Rio Preto a Lei nº 10.290/08 de São José do Rio Preto define com vazão máxima específica igual a 13 l/h.m^2 , a vazão máxima de saída do reservatório desse estudo deverá ser de 2,167 l/s, sendo uma alternativa para alcança essa eficiência a redução do diâmetro da tubulação de saída para 32mm, diminuindo assim a vazão de saída para 0,75 l/s e consequentemente aumentando o volume do reservatório para 26,43 m³.

Conforme a lei nº 16.402/16 de São Paulo define a vazão máxima pela Equação (26), considerando $DP \leq 0,38$ e o $D = 1,0$, a vazão máxima permitida será de 2,508 l/s, sendo uma alternativa para alcança essa vazão a redução do diâmetro da tubulação de saída para 32mm, diminuindo assim a vazão de saída para 1,61 l/s e consequentemente aumentando o volume do reservatório para 26,80 m³.

Os outros municípios brasileiros estudados não possuem especificações de vazões máxima a jusante do microrreservatório, assim o percentual de redução da vazão gerado a jusante do microrresevatório dependerá do dimensionamento de rede de drenagem receptora dessa água pluvial.

Tabela 20-Vazão de pico do hidrograma gerado antes e após a inserção do Reservatório de amortecimento para chuva com período de retorno de 2, 5 e 10 anos.

Cidade	Para tempo de retorno de 2 anos			Para tempo de retorno de 5 anos			Para tempo de retorno de 10 anos		
	Vazão a montante do reservatório (l/s)	Vazão a jusante do reservatório (l/s)	Redução da vazão da água pluvial (%)	Vazão a montante do reservatório (l/s)	Vazão a jusante do reservatório (l/s)	Redução da vazão da água pluvial (%)	Vazão a montante do reservatório (l/s)	Vazão a jusante do reservatório (l/s)	Redução da vazão da água pluvial (%)
Belo Horizonte	16,55	8,04	51,39	19,92	9,08	54,43	22,93	9,94	56,65
Bragança Paulista	23,48	14,62	37,72	27,68	16,56	40,16	31,33	18,15	42,05
Cuiabá	19,77	12,53	36,61	24,48	14,77	39,66	28,74	16,65	42,05
Curitiba	18,52	11,38	38,53	21,60	12,78	40,80	24,26	13,93	42,58
Diadema	25,26	15,20	39,83	30,04	17,31	42,38	34,25	19,06	44,34
Gaspar	26,25	16,06	38,84	32,12	18,64	41,98	37,38	20,83	44,29
Guarulhos	23,78	15,92	33,05	28,30	18,24	35,54	32,26	20,17	37,48
Itatiba	21,63	13,26	38,67	26,25	15,38	41,40	30,37	17,15	43,51
João Pessoa	18,23	11,21	38,49	21,52	12,77	40,66	24,38	14,05	42,38
Mauá	27,94	15,60	44,17	33,55	17,80	46,95	38,46	19,63	48,96
Município de Valinhos	21,63	13,26	38,67	26,25	15,38	41,40	30,37	17,15	43,51
Niterói	23,58	14,59	38,12	26,74	16,05	39,97	29,39	17,22	41,39
Osasco	24,85	15,10	39,25	30,14	17,48	41,99	34,87	19,49	44,10
Passo Fundo	28,34	16,25	42,67	34,69	18,86	45,62	40,29	21,06	47,73
Porto Alegre	27,48	10,74	60,91	32,37	11,76	63,68	36,61	12,74	65,19
Recife	19,38	11,04	43,05	21,60	11,98	44,55	23,45	12,72	45,76
Rio Branco	24,04	12,33	48,72	28,62	13,96	51,23	32,62	15,30	53,09

Cont.

Cidade	Para tempo de retorno de 2 anos			Para tempo de retorno de 5 anos			Para tempo de retorno de 10 anos		
	Vazão a montante do reservatório (l/s)	Vazão a jusante do reservatório (l/s)	Redução da vazão da água pluvial (%)	Vazão a montante do reservatório (l/s)	Vazão a jusante do reservatório (l/s)	Redução da vazão da água pluvial (%)	Vazão a montante do reservatório (l/s)	Vazão a jusante do reservatório (l/s)	Redução da vazão da água pluvial (%)
Rio de Janeiro	23,58	14,59	38,12	26,74	16,05	39,97	29,39	17,22	41,39
Rio do Sul	26,25	9,57	63,53	32,12	10,79	66,42	37,38	11,76	68,53
Santana de Parnaíba	24,10	14,26	40,83	19,46	12,08	37,93	28,31	16,10	43,12
Santo André	25,26	15,20	39,83	30,04	17,31	42,38	34,25	19,06	44,34
Santos	26,25	15,25	41,88	32,12	17,69	44,93	37,41	19,83	46,98
São Berneando do Campo	25,26	15,20	39,83	30,04	17,31	42,38	34,25	19,06	44,34
São Carlos	19,53	14,25	27,02	23,93	16,85	29,58	27,89	19,07	31,62
São José do Rio Preto	17,50	8,29	52,60	20,25	9,12	54,99	22,62	9,79	56,75
São José dos Pinhais	27,51	11,28	59,00	33,05	12,77	61,37	37,92	14,00	63,09
Sorocaba	21,38	10,78	49,56	26,51	12,38	53,32	31,18	13,85	55,59
Teresina	27,53	8,99	67,35	32,65	9,96	69,49	37,13	10,79	70,95
São Paulo (Lei 13.276/02)	21,24	12,72	40,09	25,32	14,55	42,55	28,93	16,07	44,46
São Paulo (Lei 16.402/16)	21,235	13,2228	37,73	25,319	15,1513	40,16	28,93	16,78	42,01

5.2. Resultado da modelagem hidráulica e hidrológica da bacia da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio-Fortaleza-CE com o software SWMM.

5.2.1. *Vazão máxima suportada pelo canal.*

A vazão máxima de suporte do canal foi determinada pela equação de Manning para canais, Equação (36).

$$Q = \frac{1}{n} R h^{2/3} I^{1/2} A \quad (36)$$

Onde:

n: coeficiente de rugosidade;

I: declividade do fundo do canal (m/m);

A: área molhada do canal (m²);

Rh: raio hidráulico (m);

A: área (m).

Com o canal é retangular com largura de 6m e 2m de altura, com declividade média de 0,0025 m/m e adotou-se o coeficiente de rugosidade de 0,013, a vazão máxima suportada pelo canal é de 52,12 m³/s.

5.2.2. *Simulação da bacia sem a presença de reservatórios de retenção.*

Esta simulação foi feita sob as condições originais da bacia, sendo obtidos os seguintes resultados de vazões máximas para os tempos de recorrência de 2,5, 10, 25, 50 e 100 anos, Tabela 21.

Tabela 21- Vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio sem a presença de reservatórios de retenção a partir da simulação com SWMM.

Conduto	Vazão Máxima (m ³ /s)					
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100
C1	22,37	26,75	30,55	36,26	40,50	44,77
C2	22,37	26,75	30,55	36,27	40,50	44,77
C3	22,37	26,75	30,57	36,29	40,52	44,80
C4	25,25	30,20	34,51	41,01	46,05	51,03
C5	25,26	30,22	34,56	41,10	46,32	51,53
C6	32,99	40,25	46,88	57,22*	66,61*	79,38*
C7	33,06	40,36	47,05	57,58*	67,03*	79,62*
C8	53,10*	65,59*	77,08*	95,10*	111,39*	131,28*
C9	72,70	90,19	106,16	131,28	153,78	168,53
C10	50,39	62,38	74,76	88,72	87,42	99,67
C11	50,39	62,38	74,76	88,72	87,42	99,67

*Valores acima do suportado pelo canal que liga a lagoa da Parangaba e o Açude Santo Anastácio.

5.2.3. Aplicação de Medidas mitigadoras para redução/ eliminação do risco de inundação na Bacia da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio.

5.2.3.1. Manutenção e aumento da profundidade do Canal.

Uma alternativa para reduzir ou eliminar o risco de inundação é a adequação do canal as vazões máximas da bacia hidrográfica estudada, aumentando a profundidade do canal e mantendo constante a largura e aplicando na equação de Manning para canais, Equação (36).

Sabendo-se que o canal é retangular com largura de 6 m, com declividade média de 0,0025 m/m e adotou-se o coeficiente de rugosidade de 0,013, a altura do canal para as vazões máximas da bacia hidrográfica estudada encontrado através de simulações com o SWMM são apresentadas na Tabela 22.

Tabela 22- Alturas do canal para vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio.

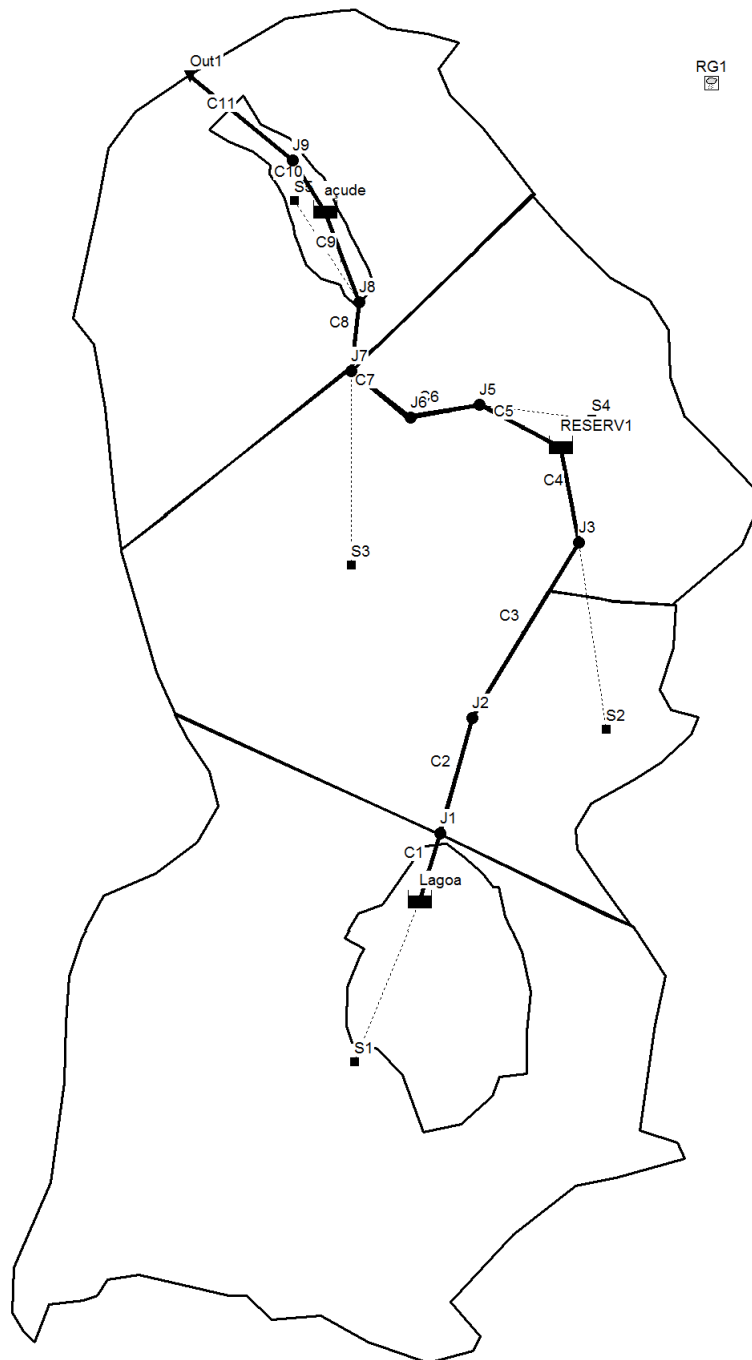
Tempo de retorno	Vazão máxima (m³)	Altura (m)
2	53,10	2,03
5	65,59	2,36
10	77,08	2,65
25	95,10	3,11
50	111,39	3,50
100	131,28	4,00

5.2.3.2. Reservatório de amortecimento de chuva na macrodrenagem.

5.2.3.2.1. Definição do ponto de início do alagamento e instalação do piscinão.

A partir da simulação da bacia hidrográfica estudada com SWMM e o volume máximo de suporte do canal encontrado a partir da equação de Manning foi possível determinar os pontos de alagamento do canal, o local de instalação do reservatório de amortecimento de chuva na macrodrenagem foi o primeiro ponto de alagamento do canal (Figura 43).

Figura 43- Posicionamento do Piscinão no canal que interliga o Açude Santo Anastácio e a lagoa da Parangaba.



5.2.3.2.2. Dimensionamento do reservatório de amortecimento de chuva (piscinão) para bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio- Fortaleza-Ce pelo método de Baker, 1979.

Segundo Canholi (2015), o método de Baker (1979) baseia-se no princípio de que o instante de máxima vazão efluente do hidrograma amortecido ocorre no cruzamento das duas hidrógrafas, Figura 44. Assim tem-se a Equação (37):

$$\frac{V_s}{V_a} = 1 - \alpha \quad (37)$$

Onde:

V_s : volume do piscinão (m^3);

V_a : volume do runoff do escoamento (m^3);

α : Q_{antes}/Q_{depois}

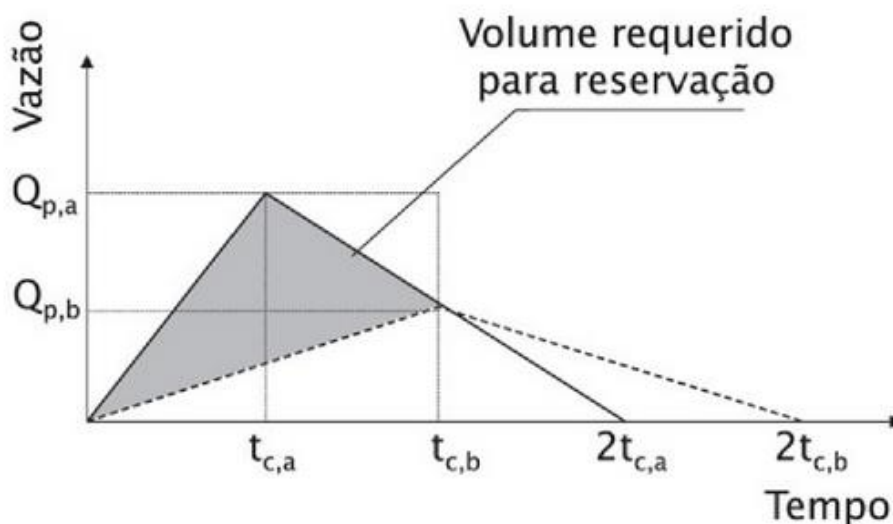
V_a : $Q_{depois} \times T_d$

Q_{depois} : vazão de pico (m^3/s) depois do desenvolvimento;

T_d : tempo (min) depois do desenvolvimento;

Q_{antes} : vazão de pico (m^3/s) antes do desenvolvimento.

Figura 44-apresenta, esquematicamente, a forma de obtenção de V_s , pelo método de Baker.



Fonte: Canholi (2015).

O tempo de concentração pode ser determinado através da Equação (38) :

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (38)$$

Aplicando com os dados da bacia estudada, foi encontrado um tempo de concentração de 94 minutos.

Consideramos a vazão do canal entre o açude Santo Anastácio e a lagoa da Parangaba de 52,12 m³/s, calculado pela equação de Manning, como a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento igual a vazão máxima do trecho jusante da inserção do reservatório, que neste caso é o C6, simulada pelo SWMM para o período de retorno de 50 anos. O tempo de concentração é de 94 min.

Assim tem-se:

$$\begin{aligned} q_{max} &= 52,12 \text{ m}^3/\text{s} \\ ip &= 66,61 \text{ m}^3/\text{s} \\ \alpha &= q_{max} / ip = 52,12/67,96 = 0,78 \end{aligned}$$

Aplicando-se na Equação (37), tem-se:

$$\frac{V_s}{V_a} = 1 - 0,78 = 0,22$$

$$V_a = 66,61 \text{ m}^3/\text{s} \times 94 \text{ min} \times 60 \text{ s} = 375.680,4 \text{ m}^3$$

$$V_s = V_a \times 0,22 = 375680,4 \text{ m}^3 \times 0,22 = \mathbf{82.649,7 \text{ m}^3}$$

A altura foi utilizada a altura média de 3,3 m, encontrada através de um levantamento das características dos reservatórios de retenção de chuva de São Paulo realizado por Tomaz (2002). A saída do reservatório foi utilizada uma tubulação retangular de 6 metros de largura e 1,5 metro de altura e rugosidade de 0,013.

5.2.3.2.3. Simulação da bacia com a inserção reservatório de Amortecimento de Chuva obtidas por simulação com SWMM.

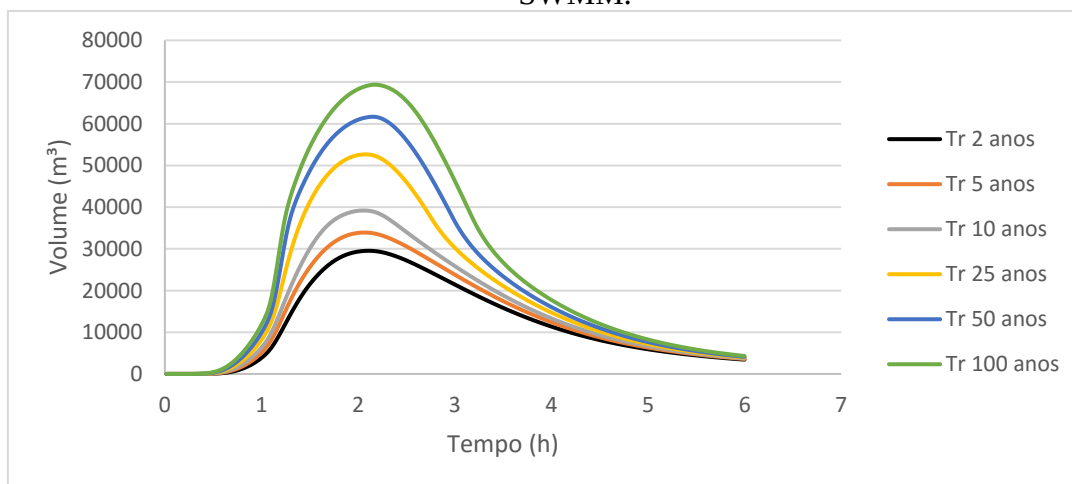
O resultado das vazões máximas, para os tempos de recorrência de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos após a instalação de um reservatório de amortecimento de chuva, pode ser visualizado na Tabela 23 e o volume do reservatório de amortecimento

Tabela 23- Vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio com a inserção de reservatórios de retenção a partir da simulação com SWMM.

Conduto	Vazão Máxima (m³/s)					
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100
C1	22,36	26,75	30,55	36,26	40,50	44,77
C2	22,37	26,75	30,55	36,27	40,50	44,77
C3	22,37	26,75	30,57	36,29	40,52	44,80
C4	25,25	30,20	34,51	41,01	46,05	51,03
C5	23,77	28,78	33,17	38,88	38,88	46,04
C6	27,94	33,53	38,15	44,53	44,53	49,22
C7	27,99	33,58	38,24	44,62	44,62	49,35
C8	41,68	52,12	61,31*	71,13*	71,13*	75,96*
C9	60,50	76,05	90,08	104,75	104,75	126,86
C10	46,73	57,69	70,15	72,34	72,34	80,63
C11	46,73	57,69	70,15	72,34	72,34	80,63

*Valores acima do suportado pelo canal que liga a lagoa da Parangaba e o Açude Santo Anastácio.

Figura 45- Volume armazenado pelo reservatório de contenção de cheias na bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio, obtido a partir de simulações com o software SWMM.



5.2.3.3. *Microrreservatório de amortecimento de chuva em lotes.*

5.2.3.3.1. Determinação do dimensionamento de microrreservatório de amortecimento de chuva pelo método racional para o município de Fortaleza.

5.2.3.3.1.1. Vazão máxima permissível

TUCCI (2000), propõe a utilização do método Racional para determinar a vazão máxima de projeto de controle de escoamento pluviais de pequenas áreas (< 200 ha), Equação (39):

$$Q = 0,278 \ C \ I \ A \quad (39)$$

Onde:

C: coeficiente de escoamento;

I: intensidade da precipitação em mm/h.;

A: área da bacia (km²)

A vazão por unidade de área (l.s⁻¹.ha⁻¹) e dada pela Equação (40):

$$q_n = Q/A = 2,78 C \ I \quad (40)$$

5.2.3.3.1.2. Coeficiente de escoamento

O coeficiente de escoamento é a razão entre o volume total de escoamento superficial pelo volume total precipitado, podendo ser expressado pela Equação (41):

$$C = C_p + (C_i - C_p) A_i \quad (41)$$

Onde:

C_p: coeficiente de escoamento para áreas permeáveis

Ci: coeficiente de escoamento para área impermeável, geralmente adotado em 0,95 que representa o valor médio das superfícies de asfalto e concreto.

Ai: área impermeável.

O coeficiente de escoamento para condições naturais adotado foi adotado o valor igual a 0,15, para cobertura vegetal gramínea.

5.2.3.3.1.3. Volume para manter a vazão máxima permissível

O volume de controle para pequenas áreas urbanas (< 2 km²) pode ser estimado com base na seguinte Equação (42) (Tucci, 2002):

$$V = (Q_u - Q_n)t k \quad (42)$$

Onde:

V: volume em m³;

Q_n: vazão de pré-desenvolvimento em m³/s;

Q_u: vazão resultado do desenvolvimento urbano em m³/s;

t: duração em minutos e

k: 60 para conversão de unidades.

Transformando a equação para volume por unidade de área (m³/ha), aplicando o método racional e a relação de intensidade x duração x frequência usual, na forma $i = a/(t + b)^d$, o volume de retenção resultante é dado pela Equação (43):

$$\frac{V}{A} = \left[0,278C \frac{a}{(t + b)^d} - qn \right] 60t \quad (43)$$

Onde:

A: área da bacia hidrográfica (km²);

C: coeficiente de escoamento superficial;

a, b, d: coeficientes da relação IDF;

qn: vazão específica efluente, em m³/s.km²;

t: duração da chuva, em min.

A duração da chuva, que produz o maior volume, é obtida derivando a equação com relação ao tempo (t) de chuva e igualando a zero, resultando numa equação não linear Equação (44), podendo ser resolvida pelo método numérico de interação.

$$t = \left(\frac{t + s}{w} \right) - b$$

Onde:

$$w = \frac{qn}{0,278aC(1 - d)}$$

$$s = \frac{-b}{1 - d}$$

$$r = \frac{1}{d + 1}$$

(44)

Resolvendo a Equação por tentativas, obtém-se t que permite calcular o volume específico de detenção pela Equação (45):

$$V = \frac{60}{1000} t \left[\frac{a}{(t + b)^d} - qn \right] \quad (45)$$

Esta formulação foi desenvolvida para lote urbanos aplicando-se um hidrograma retangular, desconsiderando a recessão e Ascensão existente em hidrogramas e vazão efluente constante.

A equação do volume de detenção do reservatório necessário para o atendimento dessa vazão máxima específica da saída do lote para manutenção da taxa de escoamento igual a de pré-urbanização, foi obtida a partir da substituição da taxa de impermeabilização do lote na Equação 7 para determinação de tempo, substituindo o t na Equação 8, obtendo assim o Volume específico em função da área impermeável, conforme Tabela 24.

Tabela 24- Volume específico em função da área impermeável

Área impermeável (%)	Volume específico (m³/ha)					
	Período de retorno (anos)					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5	20,41	24,08	27,20	32,23	36,54	41,43
10	32,71	38,60	43,65	51,67	58,57	66,40
15	46,62	55,02	62,24	73,64	83,47	94,64
20	62,26	73,47	83,13	98,33	111,47	126,38
25	79,23	93,50	105,81	125,14	141,86	160,84
30	97,20	114,71	129,84	153,52	174,04	197,32
35	115,92	136,81	154,87	183,10	207,56	235,33
40	135,22	159,59	180,68	213,59	242,13	274,51
45	154,98	182,91	207,10	244,79	277,50	314,61
50	175,09	206,65	234,01	276,56	313,51	355,44
55	195,49	230,73	261,30	308,78	350,04	396,85
60	216,13	255,09	288,90	341,38	387,00	438,75
65	236,96	279,68	316,77	374,29	424,30	481,04
70	257,95	304,46	344,86	407,45	461,90	523,67
75	279,09	329,41	373,14	440,83	499,74	566,57
80	300,34	354,49	401,57	474,40	537,80	609,71
85	321,69	379,70	430,14	508,13	576,04	653,06
90	343,13	405,00	458,82	542,00	614,43	696,58
95	364,65	430,40	487,61	575,98	652,96	740,26
100	386,23	455,88	516,49	610,07	691,61	784,08

Utilizando a Análise Linear de Regressão de maneira que a equação passe pela origem, Apêndice D, foi determinada as equações de volume de detenção de reservatório para o município de Fortaleza-Ce para uma chuva de 1h, conforme Tabela 25.

Tabela 25- Equações de volume de detenção de reservatório para o município de Fortaleza-Ce

Período de retorno (anos)	Intensidade da chuva (mm/minutos)	Volume do reservatório (m³)	Vazão específica para pré-desenvolvimento (litros/ segundo x hectare)
2	43,82	$V = 3,71 \times Ai \times A$	18,27
5	51,72	$V = 4,38 \times Ai \times A$	21,57
10	58,64	$V = 4,96 \times Ai \times A$	24,45
25	69,21	$V = 5,85 \times Ai \times A$	28,86
50	78,47	$V = 6,64 \times Ai \times A$	32,72
100	88,96	$V = 7,53 \times Ai \times A$	37,09

Ai: taxa de impermeabilidade do lote e A: área do Lote (ha)

O tempo de retorno para obras de drenagem pluvial de áreas residenciais utilizado é de 2 anos (PORTO, 1995; PREFEITURA DE SÃO PAULO, 1991). Assim a equação escolhida foi de período de retorno de 2 anos, Equação (46).

$$V = 3,71 \times A_i \times A \quad (46)$$

Utilizado a equação (16) é possível calcular o volume de retenção para $A=0,06$ ha, e $A_i= 85\%$ e a vazão de pré-desenvolvimento para períodos de retornos de 2,5,10,25,50,100 anos, para a bacia de estudo o período de retorno é 2 horas Equação (47).

Para $T_r= 2$ anos

$$V = 3,71 \times A_i \times A = 3,71 \times 85 \times 0,06 = 18,92 \times 2h = 37,84 \text{ m}^3 \quad (47)$$

A vazão máxima de saída deverá ser calculada conforme Equação (48):

$$qn = 18,27 \frac{L}{s} \times ha$$

$$Q = qn \times A = 18,27 \times 0,06 = 1,14 \text{ L/s} \quad (48)$$

Aplicando as equações para outros períodos de retornos encontrou-se o volume de retenção e a vazão de pré-desenvolvimento para um lote de 600 m² e taxa de impermeabilidade de 85%, conforme Tabela 26.

Tabela 26- Volume de retenção de microrreservatório para lotes de 0,06 ha e 85% de impermeabilidade localizados no município de Fortaleza-Ce.

Período de retorno (anos)	Volume do reservatório (m ³)	Vazão específica para pré-desenvolvimento (litros/ segundo)
2	37,85	1,14
5	44,68	1,30
10	50,6	1,47
25	59,68	1,73
50	67,72	1,96
100	76,80	2,23

A altura adotada para o reservatório foi de 1,2 m e adotado uma tubulação de PVC, com rugosidade de 0,013, o diâmetro de saída do reservatório para atendimento da vazão de pré-desenvolvimento é obtido através da Equação de Manning (49).

$$Q = \frac{1}{n} \times R h^{2/3} \times \sqrt{S} \times A$$

(49)

Onde:

n: coeficiente de Manning tem as dimensões $TL^{-1/3}$;

Rh: raio hidráulico (m). O raio hidráulico é o quociente entre a área molhada e o perímetro molhado;

S: declividade (m/m),

A: área (m²).

Considerando uma tubulação de forma circular, o diâmetro é encontrado através da Equação (50):

$$D = \left[\frac{(Q \times n)}{0,312 \times \sqrt{S}} \right]^{3/8}$$

(50)

Onde:

n= 0,013 para tubulações de PVC.

S= declividade da tubulação (m/m)

D= diâmetro (m)

Q= vazão total específica (m³/s)

Assim determina-se o diâmetro de saída do reservatório para que a vazão seja compatível com a vazão de pré-desenvolvimento, Tabela 27, utilizando o diâmetro comercial mais próximo do valor calculado.

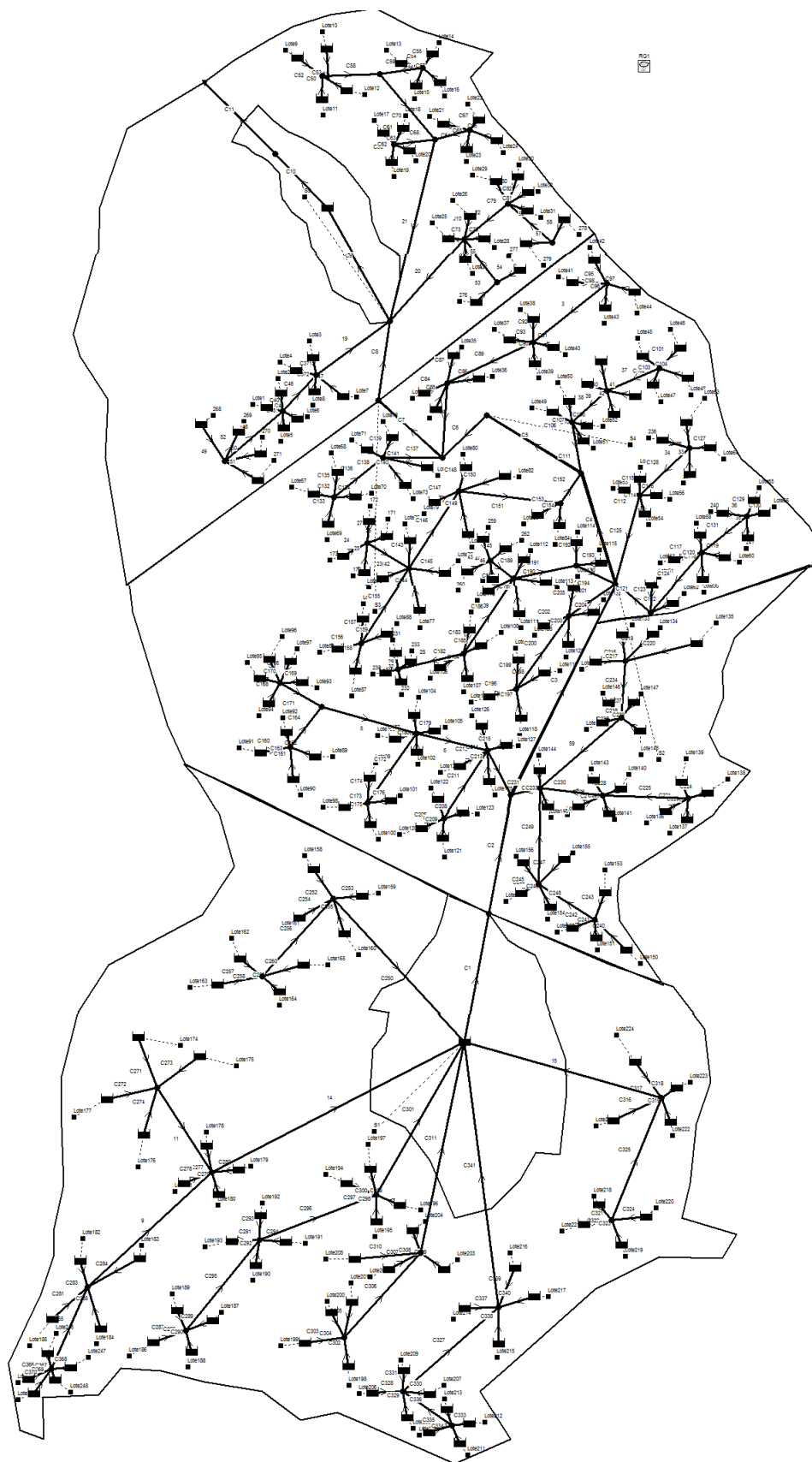
Tabela 27- Diâmetro de saída do reservatório de amortecimento de chuva.

Período de retorno (anos)	Vazão específica para pré- desenvolvimento (litros/ segundo)	Diâmetro de saída (mm)
2	1,14	45,3
5	1,30	47,5
10	1,47	49,8
25	1,73	52,9
50	1,96	55,5
100	2,23	58,2

5.2.3.3.2. Definição do ponto de instalação dos microrreservatórios de amortecimento de chuva.

Os 250 microrreservatórios foram distribuídos uniformemente pela bacia tendo-se em vista que áreas com praças, bosques, campos, quadras ou sem a presença de edificações não foram instalados microrreservatórios.

Figura 46- Posicionamento dos microrreservatórios.



5.2.3.3. Simulação da bacia com a inserção dos microrreservatórios de Amortecimento de Chuva obtidas por simulação com SWMM.

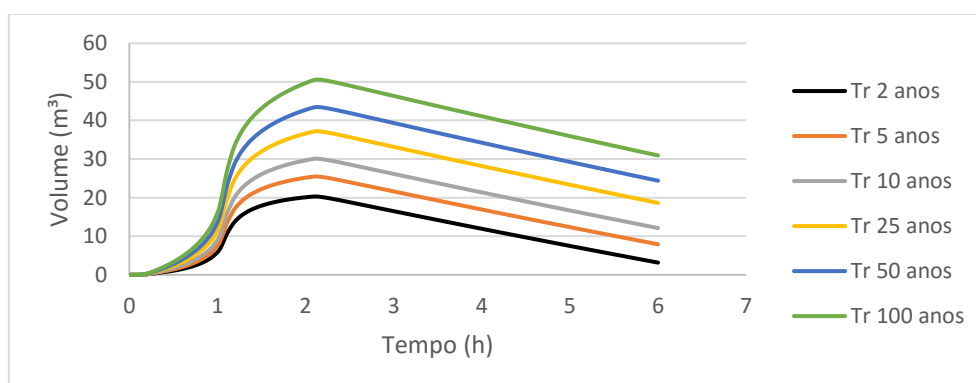
O resultado das vazões máximas, para os tempos de recorrência de 2,5,10, 25, 50 e 100 anos após a instalação dos 250 microrreservatórios de amortecimento de chuva, pode ser visualizado na Tabela 28 e os volumes dos reservatórios de amortecimento na Figura 47.

Tabela 28- Vazões máximas da bacia hidrográfica da Lagoa da Parangaba - açude Santo Anastácio com a inserção de reservatórios de retenção a partir da simulação com SWMM.

Conduto	Vazão Máxima (m ³ /s)					
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100
C1	22,10	26,41	30,16	35,78	40,06	44,27
C2	22,10	26,41	30,16	35,79	40,06	44,27
C3	22,17	26,49	30,24	35,88	40,16	44,38
C4	24,97	29,82	34,05	40,45	45,49	50,48
C5	25,01	29,88	34,13	40,58	45,68	50,79
C6	31,75	38,60	44,81	54,54*	62,92*	71,97*
C7	31,86	38,75	45,32	55,44*	64,04*	73,87*
C8	51,47	63,41*	74,21*	91,60*	106,95*	125,04*
C9	70,68	87,56	102,28	126,18	147,90	174,75
C10	54,46	65,73	71,04	87,23	101,34	117,06
C11	54,46	59,77	71,05	87,24	101,35	117,06

*Valores acima do suportado pelo canal que liga a lagoa da Parangaba e o Açude Santo Anastácio.

Figura 47-Volume armazenado pelo microreservatório de contenção de cheias na bacia hidrográfica do Açude Santo Anastácio, obtido a partir de simulações com o software SWMM.



5.2.4. Comparativo entre as Medidas mitigadoras para redução/ eliminação do risco de inundação na Bacia da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio.

Ao aumentar a altura do canal não haverá a redução da vazão, apenas uma adequação do canal a vazão máxima gerada pelo escoamento da chuva nas áreas circunvizinhas, para que não haja seu transbordo ao receber essa vazão.

Ao comparar apenas as vazões geradas na bacia do Santo Anastácio, com o uso de um reservatório de amortecimento de chuva (piscinão) ocorre uma redução máxima de 42,13 % da vazão total, a qual é reduzida de 131,28 m³/s para 75,86 m³/s. Ao comparar o total de vazões da área de estudo, a utilização de 250 microrreservatórios de amortecimento de chuva em lotes propicia redução de 131,28 para 125,05, ou seja, uma redução máxima de 4,75%.

Apesar do uso de um macrorreservatório ou de 250 microrreservatório haverá inundação ao longo do canal, necessitando a utilização de outro macrorreservatório no final do canal ou a implantação de mais microrresrvatórios em lotes.

6. CONCLUSÃO

O dimensionamento de reservatórios previsto nas legislações municipais de Niterói, Rio de Janeiro, São Carlos, Santos, Guarulhos, Mauá, Osasco, Passo Fundo, Santo André, Bragança Paulista, Itatiba, Valinho, Gaspar, Diadema e São Bernardo do Campo para retardo de águas pluviais estão subdimensionados, devido a maioria destes municípios terem baseado as diretrizes de suas legislações de dimensionamentos dos reservatórios de amortecimento de chuva nas legislações das cidades de São Paulo, Curitiba e Porto Alegre, não considerando os seus parâmetros hidrológicos específicos, causando o extravasamentos destes reservatórios e aumentando a insatisfação da população devido ao ônus pago por um sistema ineficaz.

É necessária uma nova proposta para melhorar e adequar as legislações municipais, a partir de estudos para desenvolvimento de novas metodologias de dimensionamento de reservatórios de retardo de águas pluviais, contemplando às características específicas de cada localidade.

Ao realiza um estudo hidráulico e hidrológico na bacia hidrográfica da Lagoa Parangaba- Açude Santo Anastácio com o uso do SWMM foi possível determinar os pontos de alagamento nessa bacia para diferentes períodos de retornos.

Para minimizar esses alagamentos nessa bacia, uma das medidas proposta foi de aumentar a altura do canal de 2m para 3,50 m considerando período de retorno de 50 anos para a elaboração do projeto, como também a dragagem e limpeza frequente do canal para a manutenção da vazão, sabendo-se que ao aplica essa medida não haverá redução da vazão ao longo do canal, apenas a adequação deste a vazão de pico do hidrograma da bacia hidrográfica na qual está inserida.

Ao aplicar reservatório de amortecimento de chuva na macrodrenagem como medida mitigadora de inundações na Bacia do Hidrográfica da Lagoa da Parangaba - Açude Santo Anastácio, houve uma redução da vazão do canal em 46,13 %, apesar disso houve transbordo do canal.

Isso se deve ao fato desse reservatório de amortecimento de chuva amortecer apenas a vazão a seu montante, assim a vazão gerada pelo escoamento superficial de áreas circunvizinhas ao canal e que estejam a jusante do reservatório não serão amortecidas, dependendo do valor dessa vazão o canal transbordará sendo necessário a adoção de outras medidas de controle para eliminar a inundação nessas áreas. Além do fato da implantação e manutenção desses macrorreservatório ser onerosa ao poder público.

Com a aplicação de 250 microrreservatórios de amortecimento de chuva em 250 lotes de 600 m² que representa 2% da área da bacia hidrográfica desse estudo, a taxa de diminuição da vazão máxima ao longo do canal foi de 4,75 %, assim seria necessário a implantação de uma quantidade maior de microrreservatórios para que o canal não transborde.

Considera-se que dentro das medidas proposta neste trabalho, o aumento da altura do canal conjuntamente com limpeza e dragagem deste solucionaria o problema das inundações na bacia da lagoa da Parangaba-Açude Santo Anastácio, as outras medidas propostas neste trabalho não seriam suficientes para solucionar este problema, havendo apenas a sua minimização.

Recomenda-se o estudo comparativo de custo das medidas mitigadoras na bacia estuda apresentada nesse trabalho para a análise da viabilidade da aplicação dessas medidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aicher, Peter J. **Guide to the Aqueducts of Ancient Rome. Wauconda.** Il: Bolchazy-Carducci Publishers, Inc, 1995. pg. 38–39.

Amorim, Hélder António Alves. **Afluências indevidas aos sistemas de drenagem de águas residuais.** Dissertação submetida ao mestrado de Engenharia do Ambiente (ramo Tratamento de Águas e Águas Residuais), Universidade Técnica de Lisboa, 2007.

ARRUDA, Juliana Bandeira de; CARNEIRO, Ana Rita de Sá. A estética urbana no projeto de Saturnino de Brito (1887-1929). **Paisagem e Ambiente**, [S.l.], n. 22, p. 110-121, dec. 2006. ISSN 2359-5361. Disponível em: <<http://www.revistas.usp.br/paam/article/view/90608>>. Acesso em: 24 maio 2016. doi:<http://dx.doi.org/10.11606/issn.2359-5361.v0i22p110-121>.

ATIBAIA (Município). Lei nº 3605 de 18 de julho de 2007. **Dispõe sobre a obrigação de implementação de sistema para captação e retenção de águas pluviais, coletadas por telhados, coberturas, terraços e pavimentos cobertos, em lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500m² (quinhentos metros quadrados), e dá outras providências.** ATIBAIA, SP: Prefeitura da Estância de Atibaia, 18 jul. 2007.

ATLAS BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS: 1991 A 2012. **Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres.** 2. ed. rev. ampl. – Florianópolis: CEPED UFSC, 2013. 114 p. : il. color. ; 22 cm.

BARROS, V. D. S.; KRUK, N. S. **Reservatórios de detenção distribuídos na fonte: panorama e recomendações.** In: XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2013, Bento Gonçalves. Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2013.

BARROS, Mariluz de Souza. **Análise dos impactos ambientais decorrentes do processo de uso e ocupação da planície flúvio-lacustre e do entorno da Lagoa da Parangaba.** Dissertação (Mestrado Acadêmico em Geografia) – Universidade Estadual do Ceará, Centro de Ciências e Tecnologia, Fortaleza, 2010. 109 p.

BELO HORIZONTE (Município). Lei nº 7165/96, de 27 de agosto de 1996. **Institui O Plano Diretor do Município de Belo Horizonte.** Belo Horizonte, MG, 1996.

BESSA, Silvia. Há 20 anos, a Cidade parou. **Diário do Nordeste**, Fortaleza, p. 1, 24 jul. 2017.

BEWSHER, D. **On-Side stormwater detention systems in NSW.** 33rd annual conference of flood mitigation authorities of New South Wales, 25- 28-maio de 1993.

BRANDÃO, R. L. **Sistema de Informações para Gestão e Administração Territorial da Região Metropolitana de Fortaleza - Projeto SINFOR:** Diagnóstico Geoambiental e os Principais problemas de ocupação do meio físico da Região Metropolitana de Fortaleza. Fortaleza, CPRM, 1995.

BURIAN, S. J., EDWARDS, F. G. **Historical perspectives of urban drainage.** 9th International Conference on Urban Storm Drainage, 9 ICUD, Portland, E.U.A. ,8 a 13 de Set de 2002.

CAMPOS, A. R., SANTOS, G. G., SILVA, J. B. L., IRENE FILHO, J., & DE SOUSA LOURA, D. **Equações de intensidade-duração-frequência de chuvas para o estado do Piauí.** Revista Ciência Agronômica, 45(3), 488-498, 2014.

CAMPO GRANDE. **Plano diretor de drenagem urbana de campo grande- medidas de controle não-estruturais.** CONSÓRCIO RES Planejamento em Drenagem Urbana, dez. de 2008.

CANHOLI, A. **Drenagem urbana e controle de enchentes.** Oficina de Textos, 2015.

CASTRO, Marco Aurélio Holanda de. **Guia de Utilização do SWMM.** Universidade Federal do Ceará, 2011.

CUIABÁ (Município). **Lei Complementar nº 044, de 23 de dezembro de 1997. Disciplina o uso e a ocupação do Solo Urbano no Município de Cuiabá.** Cuiabá, MT: Palácio Alencastro, 23 dez. 1997.

CUIBÁ (Município). Lei complementar nº 101, de 03 de dezembro de 2003. **Dispõe sobre a regulamentação do art. 48 da lei complementar nº 044/97 de uso e ocupação do solo urbano no Município de Cuiabá e dá outras providências.** Cuiabá, MT: palácio Alencastro, 03 dez. 2003.

CURITIBA (Município). Decreto Nº 176 de 20 de março de 2007. **Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias.** Diário Oficial do Município de Curitiba, março de 2007.

DAVIS, Matthew. **A Brief History of Urban Waste Management.** Disponível em:<<http://www.museumofthecity.org/project/a-brief-history-of-urban-waste-management/>>. Acesso em: 24 jul. 2016.

DIAS, FERNANDA SPITZ E ANTUNES, PATRÍCIA TAINÁ DA SILVA CORREA. **Estudo Comparativo de Projeto de Drenagem Convencional e Sustentável para Controle de Escoamento Superficial em Ambientes Urbanos.** Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil-, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) /Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2010.

ENSINAS, M. L. B. **Integração de Modelos Matemáticos de Sistemas de Drenagem Urbana com Sistemas de Informação Geográfica.** Tese apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.

FERNANDES. C. **Microdrenagem – Um estudo inicial.** Campina Grande: DEC/CCT/UFPB, 2002.

FERREIRA, F. M. S. **Modelação e Gestão Integrada de Sistemas de Águas Residuais**. Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.

FOLHA DE S. PAULO (17 de janeiro de 2003). **Pior enchente de Minas Gerais foi em 79. Arquivado do original em 27 de dezembro de 2013**. Disponível em <http://www1.folha.uol.com.br/folha/cotidiano>. Acessado em fevereiro de 2016.

FRANCO, E. J. **Dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais com base no método racional**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

FUNDAÇÃO CEARENSE DE METEOROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS (Funceme). **Maior chuva deste ano na Capital chega a quase 200mm**. Disponível em: < <http://www.ceara.gov.br/pagina-inicial/5499/5499> >. Acesso em: 26 abr. 2016.

GASPAR (Município). Lei 3079 DE 11 de dezembro de 2008. **Estabelece as Normas para implantação de sistema para captação e retenção de águas pluviais em áreas cobertas ou impermeáveis e dá outras providências**. Gaspar, SC: Prefeitura do Município de Gaspar, 11 dez. 2008.

GOMES A. **Acumulação e Transporte de Sedimentos na Microdrenagem: Monitoramento e Modelagem**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, 2008.

GONÇALVES, Lidianne Souza. **Estabelecimento de relações IDF com base em estimativas de precipitação por satélite**. 2011. 117 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Brasil, 2011.

GUARULHOS. Lei municipal nº 5617, de 9 de novembro de 2000. **Código de Obras do Município de Guarulhos**. Apêndice B: retenção em lotes: método não convencional. Guarulhos, 29 jul. 2001.

GUIMARÃES, R. C. **Comparação entre duas metodologias de cálculo e propagação de vazões em coletores de redes de drenagem urbana: o método racional e equações de Saint-Venant**. 2009. 114 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento Ambiental) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

Huber, W.C., and L. Roesner. **The History and Evolution of the EPA SWMM in Fifty Years of Watershed Modeling - Past, Present and Future**. A.S. Donigian and R. Field, eds., ECI Symposium Series, Volume P20, 2013. <http://dc.engconfintl.org/watershed/29>.

IBGE. **Pesquisa Nacional sobre Saneamento básico**. Ministério do Planejamento, Orçamento e Gestão. Governo Federal. Brasil, 2008.

JHA, Abhas K., BLOCH, Robin and LAMOND, Jessica, (eds.) and Global Facility for Disaster Reduction and Recovery (GFDRR) (corp. ed.), **Cities and flooding: a guide to**

integrated urban flood risk management for the 21st century. Washington, USA: The World Bank, 2012, pp. 51-129. ISBN 9780821388662.

JOÃO PESSOA (Município). Lei nº 10.479, de 09 de junho de 2005. **Torna obrigatório a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 300m² e dá outras providências.** João Pessoa, PE: Paço da Prefeitura Municipal de João Pessoa, 09 jun. 2005.

JORNAL O ESTADO DE S. PAULO. **Enchente ocorrida há 153 anos em SC foi similar à atual.** O Estado de S. Paulo, 7 de dezembro de 2008.

LEOPOLD, L.B. **Hydrology for Urban Planning - A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use.** USGS, 1968, circ. 554, 18p.

MAIA, A. C. N. **Imagens de uma cidade submersa - O Rio de Janeiro e suas enchentes na memória de escritores e fotógrafos.** Escritos (Fundação Casa de Rui Barbosa), v. 6, p. 247-274, 2014.

MANAUS (Município). Lei nº 1.192, de 31 de dezembro de 2007. **Cria, no Município de Manaus, O Programa de Tratamento e Uso Racional das Águas nas Edificações – Pro-Águas.** 1886. ed. p. 6-8. Diário oficial do município de Manaus, 22 de jan. de 2008.

MAKSIMOVIC, C. **General overview of urban drainage principles and practice urban drainage in specific climates** (IHP-V-N Technical Documents in Hidrology). Paris: Unesco, Vol .1, p 1-21, 2001.

MARK, O.; WEESAKUL, S.; APIRUMANEEKUL, C.; BOONYA AROONNET, S.; DJORDJEVIC, S. **Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding.** *Journal of Hydrology.* Volume 299, Issues 3-4, Dec. 2004, Pages 284-299.

MATOS, J. S. **Ambiente e Saneamento - Sistemas de Drenagem Urbana.** Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.

MATOS, R., SILVA, M., ALMEIDA, M. **Estudo de Drenagem das Águas Pluviais da Baixa Pombalina – Relatório Final.** LNEC, Lisboa, pp 6-9,17-18, 1990.

MIGUEZ, M.G. ; VEROL, A.P. ; REZENDE, O. M. . **Drenagem Urbana: Do Projeto Tradicional à Sustentabilidade.** 1. ed. Rio de Janeiro: ELSEVIER-CAMPUS, 2015. v. 1. 384p.

MONTEIRO, Jander B. ; ZANELLA, Maria Elisa . **Eventos extremos diários em Fortaleza-CE, Brasil: Uma análise estatística de episódios pluviométricos intensos.** In: 14º Encontro de Geógrafos da América Latina, 2013, Lima. Anales del XIV Encuentro de Geógrafos de América Latina 2013 Peru, 2013.

MONTEIRO, Jander Barbosa. **Desastres Naturais no Estado do Ceará: uma análise de episódios pluviométricos extremos.** Tese (Doutorado) – Universidade Federal do

Ceará, Centro de Ciência, Departamento de Geografia, Programa de Pós-Graduação em Geografia, Fortaleza, 2016. 255 p.

MOTA, Erika (COORD.). **Programa Soluções para Cidades. Projeto técnico: reservatórios de detenção.** Disponível em: <http://solucoesparacidades.com.br/saneamento/reservatorios-de-detencao>. Acesso em: 21/09/2015.

MUSEU DA CIDADE DE SÃO PAULO. **Inundações em São Paulo.** Folder eletrônico da exposição. São Paulo, 03 de outubro de 2010. Disponível em <http://www.museudacidade.sp.gov.br>. Acesso em 24 de maio de 2016.

MUSEU DE PORTO ALEGRE JOAQUIM JOSÉ FELIZARDO. **Transformações urbanas: Porto Alegre de Montaury a Loureiro** – Porto Alegre: Secretaria Municipal da Cultura: IEL, 2008. 54 p.: il. color. (Fotogr.); 30x21 cm.

NAKAZONE, Lucia M. **Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU.** 2005. 287 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

NASCIMENTO, N. O. ET AL. **Estudo de caso de uma bacia de detenção em meio urbano: O caso do reservatório Santa Lúcia.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XII, 1997, Vitória. Anais ABRH, CD-ROM, 1997. p. 1-9.

NITERÓI (Município). Lei nº 2.630, de 07 de janeiro de 2009. **Disciplina os procedimentos relativos ao armazenamento de águas pluviais para reaproveitamento e retardo da descarga na rede pública.** A Tribuna, Niterói, RJ, 08 jan. 2009.

NITERÓI. **Lei nº 1.620 de 23 de dezembro de 1997. Define disposições relativas a aprovação de edificações residenciais unifamiliares.** Secretaria Municipal de Urbanismo. Niterói, 1997.

OLIVEIRA, Ana Cristina Basto de. **Avaliação da qualidade das águas do açude Santo Anastácio - Fortaleza/CE.** Dissertação de Mestrando em Química, departamento de química Orgânica e Inorgânica, Programa de Pós-graduação em Química - Universidade Federal do Ceará, 2013.

OLIVEIRA, Moisés Almeida de. **Eutrofização antrópica: aspectos ecológicos e uma nova abordagem para modelagem da cadeia trófica pelágica em reservatórios tropicais de pequena profundidade.** Tese de Doutorado em Recursos Hídricos- Univeridade Federal do Ceara, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Fortaleza-CE, 2001.

O'LOUGHLIN, G.; BEECHAM, S.; LEES, S.; ROSE, L.; NICHOLAS, D. **On-site stormwater detention systems in Sydney.** Water Science and Technology, Volume 32, Issue 1, Pages 169 –175, 1995.

O POVO. **Fortaleza tem a segunda maior chuva dos últimos 38 anos** . Edição online em 22 de março de 2012 do Jornal O Povo. Disponível em:

<https://www20.opovo.com.br/app/fortaleza/2012/03/27/noticiafortaleza,2809626/fortaleza-tem-a-segunda-maior-chuva-dos-ultimos-38-anos.shtml>. Acessado em: 24 jul. 2017.

PARKINSON, J.; MILOGRANA, J.; CAMPOS, L. C.; CAMPOS, R. **Drenagem urbana sustentável no Brasil**. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, LoughboroughUniversity, 2003. (Relatório do workshop de 7 de maio de 2003). Disponível em: <www.abctransmisul.com.br/relatori.pdf>. Acesso em: mar. 2016.

PAÇO, N.M.S. **Estabelecimento de Hidrogramas Unitários**. Dissertação Apresentada a Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa – Portugal, 2008.

PINTO, Nelson Luiz de Sousa et al. **Hidrologia básica**. São Paulo: Edgard Blücher; Rio de Janeiro, Fundação Nacional de Material Escolar, c1976. 278 p.

PORTELA M. **Modelação Hidrológica**. Departamento de Engenharia Civil, Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2006.

PORTO, Rubem La Laina. **Escoamento superficial direto**. In: Drenagem Urbana[S.l: s.n.], 1995.

PORTO ALEGRE. **Plano diretor de drenagem urbana-Manual de drenagem urbana**. Instituto de Pesquisas Hidráulicas-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, setembro de 2005, Volume IV.

PORTO ALEGRE. Decreto Nº 18.611, de 9 de abril de 2014. **Regulamenta o controle da drenagem urbana e revogam os itens 4.8.6, 4.8.7 e 4.8.9 do Decreto nº 14.786, de 30 de dezembro de 2004 – Cadernos de Encargos do DEP – e o Decreto nº 15.371, de 17 de novembro de 2006**. Diário Oficial do Município de Porto Alegre, abril de 2014.

PORTO, R. L. **Escoamento superficial direto**. In: TUCCI, C. E. M. et al. Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH - Editora da Universidade - UFRGS, 1995 pp.107-164.

PORTO, Rubem e al. **Apostila Escoamento superficial: Análise do hidrograma-hidrograma unitário**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1999.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Diretrizes de projeto de hidráulica e drenagem: DP-H01: diretrizes de projeto para estudos hidrológicos – Período de Retorno**. Superintendências de projetos e de obras-São Paulo, 1999.

RECIFE (Município). Lei Nº 18112, de 12 de janeiro de 2105. **Dispõe sobre a melhoria da qualidade ambiental das edificações por meio da obrigatoriedade de instalação do "telhado verde", e construção de reservatórios de acúmulo ou de retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem e dá outras providências**. Recife, PE: Prefeito do Recife, 12 jan. 2015.

REZENDE, Sonaly Cristina; HELLER, Léo. **O saneamento no Brasil: políticas e interfaces**. 2. ed. Belo Horizonte, MG: Editora UFMG, 2008. 387 p. ISBN 9788570416339 (broch.).

RIGHETTO, A.M. **Hidrologia e recursos hídricos**. São Carlos: EESC/USP, 1998. 840 p.

RIO BRANCO (Município). Lei nº 1732, de 23 de dezembro de 2008. **Institui o Código de Obras e Edificações do Município de Rio Branco e dá outras providências**. 120º da república, 106º do Tratado de Petrópolis, 47º do Estado do Acre e 125º do Município de Rio Branco. AC, 23 dez. 2008.

RIO DE JANEIRO. Decreto n.º 23.940, de 30 de janeiro de 2004. **Torna obrigatório, nos casos previstos, a adoção de reservatórios que permitam o retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem**. 439º ano da fundação da Cidade, Rio de Janeiro, 30 de jan. de 2004.

RIO DO SUL (Município). Lei Ordinária nº 4630, de 16 de outubro de 2007. **Torna obrigatória a execução de Reservatório para as águas pluviais coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada igual ou superior a 400m² e dá outras providências**. Gabinete do Prefeito, 16 de Out. de 2007.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology(Revised)**. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati-OH, 2016a.

_____. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Hydrology(Revised)**. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati-OH, 2016b.

SALES, Luiz Belino Ferreira. **Análise sócio-ambiental do segmento do baixo curso do rio maranguapinho na cidade de Fortaleza-Ce: relações sociedade x natureza**. Dissertação em Mestrado Acadêmico em Desenvolvimento e Meio Ambiente – PRODEMA – UFC, 2004. 131 f.

SANTO ANDRÉ (Município). Lei Ordinária nº 8836, de 10 de maio de 2006. **Institui a Lei de uso, ocupação e parcelamento do solo da macrozona urbana**. Santo André, SP: Prefeitura Municipal de Santo André, 10 maio 2006.

SÃO JOSÉ DO RIO PRETO. Lei nº 10.290, de 24 de dezembro de 2008. **Cria no município o Programa de Gestão das Águas Superficiais (PGAS) da bacia hidrográfica do rio Preto, e dá outras providências**. Registrado e publicado na Diretoria Legislativa da Câmara em 19 de dez. de 2008.

SÃO PAULO (Estado). Lei n. 12.526, de 2 de janeiro de 2007. **Estabelece normas para contenção de enchentes e destinação de águas pluviais**. Publicação: Secretaria da Assembleia Legislativa do Estado de São Paulo. 2007.

SÃO PAULO (Município). Lei municipal n.º 11.228/92, de 04 de junho de 1992. **Código de obras e edificações- Dispõe sobre as regras gerais e específicas a serem**

obedecidas no projeto, licenciamento, execução, manutenção e utilização de obras e edificações, dentro dos limites dos imóveis; revoga a Lei no 8.266, de 20 de junho de 1975, com as alterações adotadas por leis posteriores, e dá outras providências. Diário Oficial do Município, São Paulo, jun. de 1992.

SÃO PAULO (Município). Lei municipal n.º 13.276, de 4 de janeiro de 2002. **Torna obrigatório a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500 m².** Diário Oficial do Município, São Paulo, jan. 2002.

SÃO PAULO (Município). Lei nº 16.402, de 02 de março de 2016. **Disciplina o parcelamento, o uso e a ocupação do solo no município de São Paulo, de acordo com a Lei Nº 16.050, de 31 de julho de 2014 – Plano Diretor Estratégico (PDE).** São Paulo, SP: Secretaria do Governo Municipal de São Paulo, 02 mar. 2016.

SÃO PAULO (Município). Maior piscinão da cidade de São Paulo é inaugurado na Zona Leste. Disponível em: <http://capital.sp.gov.br/noticia/maior-piscinao-da-cidade-de-sao-paulo-e-inaugurado-na-zona-leste-1>. Acessado em 14/03/2017.

SÃO PAULO (Município). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano (SMDU). **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos.** São Paulo: SMDU, 220p. il. Vol.2, 2012.

SECRETARIA DE MEIO AMBIENTE E CONTROLE URBANO - SEMAM. **Relatório do mapeamento batimétrico.** Programa lagoas de Fortaleza, Março, 2007.

SENA, Maria Antônia. **Evolução Geoambiental de Lagoas Litorâneas de Fortaleza e Contribuições à Sustentabilidade Ambiental.** Dissertação de Graduação, Fortaleza, 2002.

SILVEIRA, A. L. L. **Drenagem urbana: apostila para o Curso de Especialização para Gestores Regionais de Recursos Hídricos.** Porto Alegre/RS: IPH, 2002 (Apostila).

STILL, Don; BEWSHER, Drew. **On-site stormwater detention in the upper Parramatta catchment — lessons for all councils.** Sia on-site detention Workshop, Concord Function Centre, 15 jun. de 1999.

SOARES, Francisco Atualpa. **Assoreamento de bacia urbana:** estudo de caso do açude Santo Anastácio. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Fortaleza-CE, 2003, 151 f.

SUDERHSA- Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Manual de drenagem urbana- Plano diretor de drenagem para a bacia do Rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba.** Programa de saneamento ambiental da região metropolitana de Curitiba, Paraná, dez. de 2002.

TERESINA (Município). Lei Complementar nº 4724, de 03 de junho de 2015. **Define as diretrizes para regulação relativa a controle dos impactos da drenagem urbana de novos empreendimentos e inundações ribeirinhas, na drenagem pluvial pública, e dá outras providências.** Teresina, PI: Gabinete do Prefeito Municipal de Teresina (PI), 03 jun. 2015.

TOMAZ, Plínio. **Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais.** São Paulo: Navegar, 2002.

TOMINAGA, Erika Naomi de Souza. **Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte.** Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental-São Paulo, 2012. 137 p.

TORRES, Luiz Henrique. **Águas de Maio: a enchente de 1941 em Rio Grande.** Rio Grande: FURG/Programa de Pós-Graduação em Gerenciamento Costeiro, 2011.

TUCCI, C. E. M. Controle de Enchentes, in: **Drenagem Urbana**, Editora da Universidade /ABRH, Porto Alegre, 1995.

_____. **Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 5, n. 1, p. 61-68, 2000.

_____; MARQUES, D.M.L. DA M. (Org.). **Avaliação e controle da drenagem.** Porto Alegre: Editora da Universidade/ UFRGS, 2001. Volume 1.

_____. **Drenagem Urbana.** Revista Ciência e Cultura, vol.55, n.4, São Paulo, 2003a.

_____. Inundações e Drenagem Urbana. In: Carlos E. M. Tucci e Juan Carlos Bertoni. (Org.). **Inundações Urbanas na América do Sul.** Porto Alegre, 2003b, v. 1, p. 45-150.

_____. **Hidrologia: ciência e aplicações.** 3º edição. Porto Alegre: editora: ABRH/editora da universidade UFRGS, 2004.

_____. **Textos para discussão CEPAL • IPEA: Gestão da Drenagem Urbana.** 48. ed. Brasília: CEPAL-IPEA, 2012. 50f.

VARELA, Geraldo Menegazzo, ROSVELTER, João Coelho da Costa. **Um sistema de alerta para monitoração, divulgação e coordenação de atividades em situações de enchentes.** Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2003.

ZAHED, Filho K. e PORTO R.L.L. **Hidrograma unitário.** Apostila da disciplina PHD-307-Hidrologia aplicada, Depto de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da USP, 1982.

ZAHED, Filho K., PORTO R.L.L e GARCIA, Luís Antonio Villaça de. **O caso do “Piscinão” do Pacaembu.** Apostila da disciplina PHD- 2307-Hidrologia aplicada, Depto de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da USP, 2008.

_____; GARCIA, Luís Antonio Villaça de. **O caso do “Piscinão” do Pacaembu.** Apostila da disciplina PHD- 2307-Hidrologia aplicada, Depto de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da USP, 2008.

WALESH, S. G. **Urban surface water management.** John Wiley & Sons, Inc. 1989.

WANIELISTA, M. P.; KERSTEN, R.; EAGLIN, R. **Hydrology: water quantity and quality control.** 2nd. ed. New York: Wiley, 1997

WILKEN, P.S. **Engenharia de Drenagem Superficial, CETESB.** São Paulo, 1978,

APÊNDICE A: Determinação dos hietogramas de projeto gerados a partir do método de blocos alternados para os municípios estudados.

A partir da equação de chuvas intensas adotadas para cada município estudado foi obtida a curva IDF da cidade, como demonstrada. Neste trabalho foi adotou-se a intensidade de chuva com duração de 1 horas para a criação do hietograma de cada município, exceto o de Fortaleza-Ce que foi adotado uma chuva de duração de 2 horas na simulação da bacia hidrográfica do Santo Anastácio.

Tabela A1-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Belo Horizonte.

Belo Horizonte						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	103,887	113,856	122,028	133,738	143,337	153,624
10,00	89,136	97,689	104,700	114,747	122,983	131,810
15,00	78,310	85,824	91,984	100,811	108,046	115,801
20,00	70,001	76,718	82,224	90,114	96,582	103,514
25,00	63,407	69,491	74,479	81,625	87,484	93,763
30,00	58,036	63,605	68,170	74,712	80,074	85,821
35,00	53,571	58,711	62,925	68,963	73,913	79,218
40,00	49,795	54,573	58,490	64,103	68,704	73,635
45,00	46,557	51,025	54,687	59,934	64,236	68,847
50,00	43,747	47,945	51,386	56,317	60,359	64,691
55,00	41,284	45,245	48,493	53,146	56,961	61,049
60,00	39,105	42,858	45,934	50,342	53,955	57,827

Figura A1-Curva IDF da cidade de Belo Horizonte.

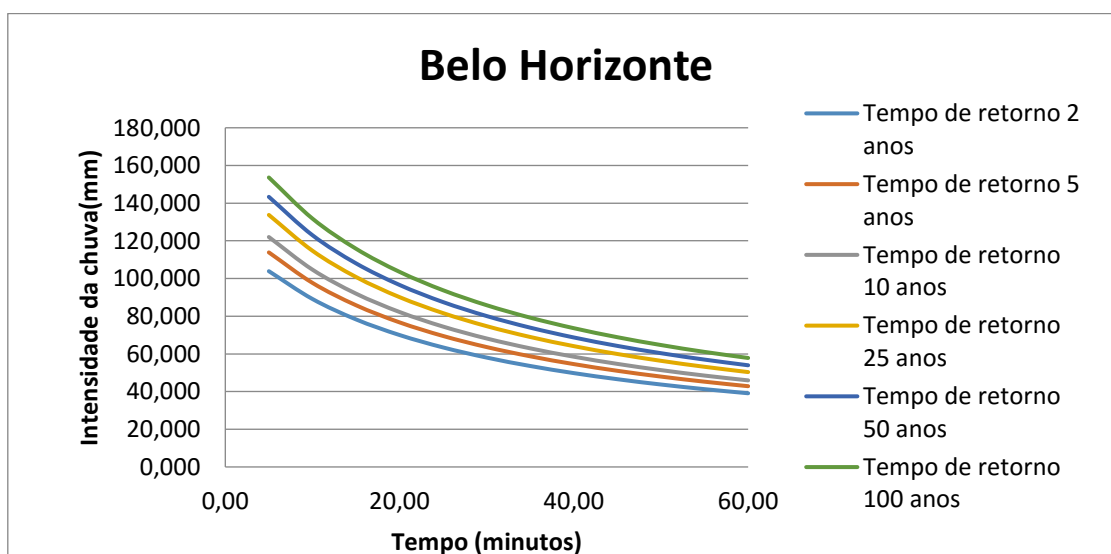


Figura A2-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Belo Horizonte para uma chuva de duração de 1 horas.

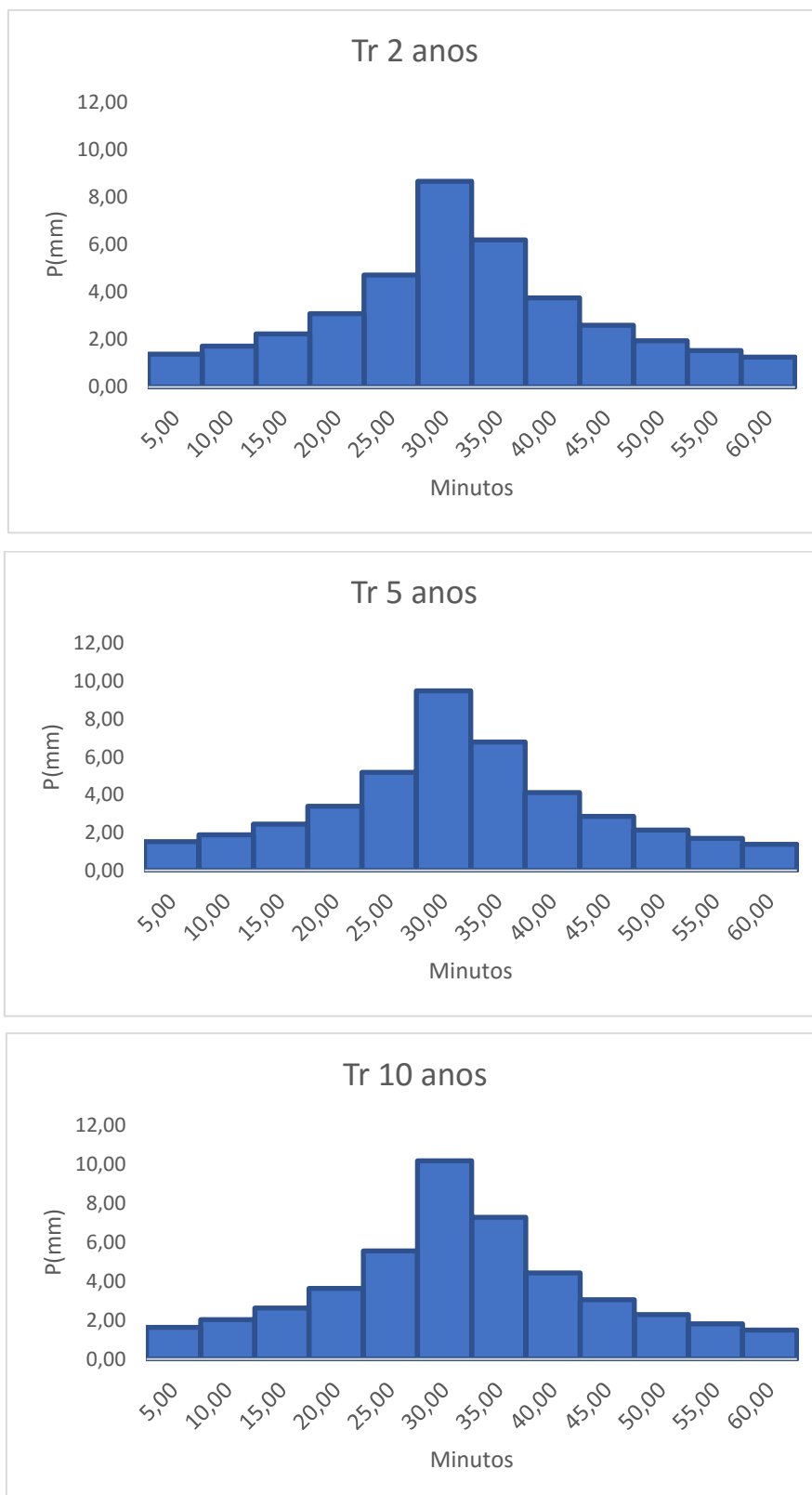


Tabela A2-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Bragança Paulista.

Bragança Paulista						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	150,03	175,31	197,24	230,48	259,31	291,74
10,00	128,65	150,34	169,14	197,65	222,36	250,17
15,00	112,88	131,90	148,40	173,41	195,10	219,50
20,00	100,73	117,71	132,43	154,75	174,11	195,88
25,00	91,07	106,42	119,73	139,91	157,41	177,10
30,00	83,20	97,22	109,38	127,82	143,80	161,79
35,00	76,65	89,57	100,77	117,75	132,48	149,05
40,00	71,11	83,10	93,49	109,25	122,91	138,28
45,00	66,36	77,55	87,25	101,95	114,70	129,04
50,00	62,24	72,73	81,83	95,62	107,58	121,04
55,00	58,63	68,52	77,09	90,08	101,34	114,02
60,00	55,44	64,79	72,89	85,18	95,83	107,82

Figura A3-Curva IDF da cidade de Bragança Paulista.

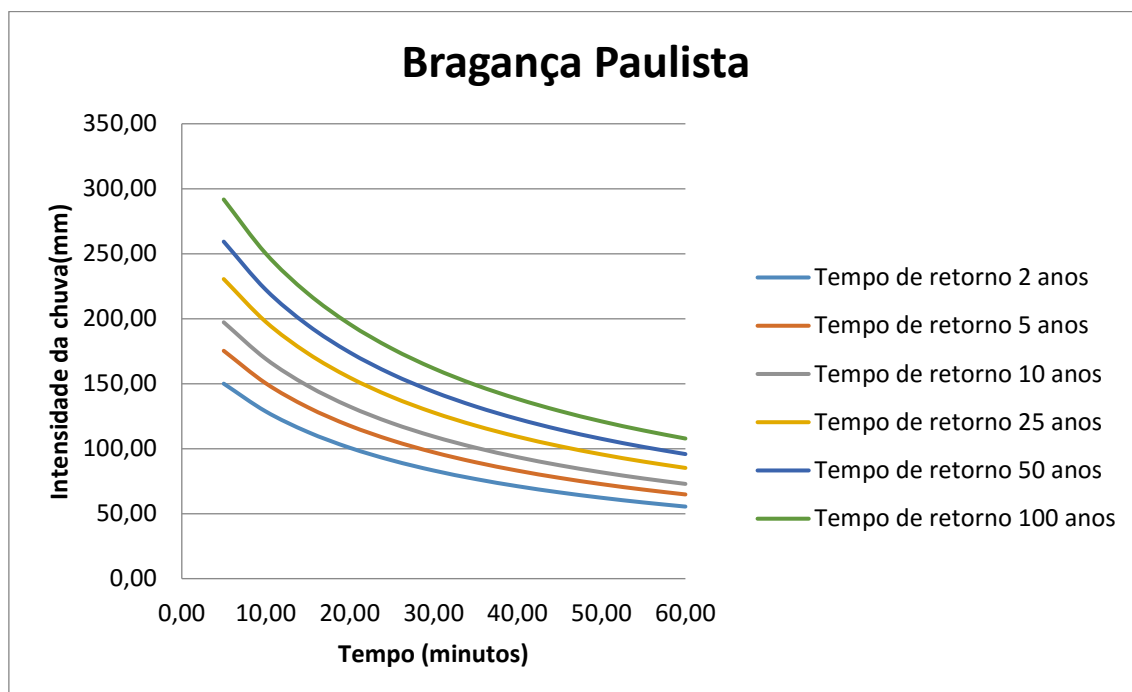


Figura A4-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Bragança Paulista para uma chuva de duração de 1 horas.

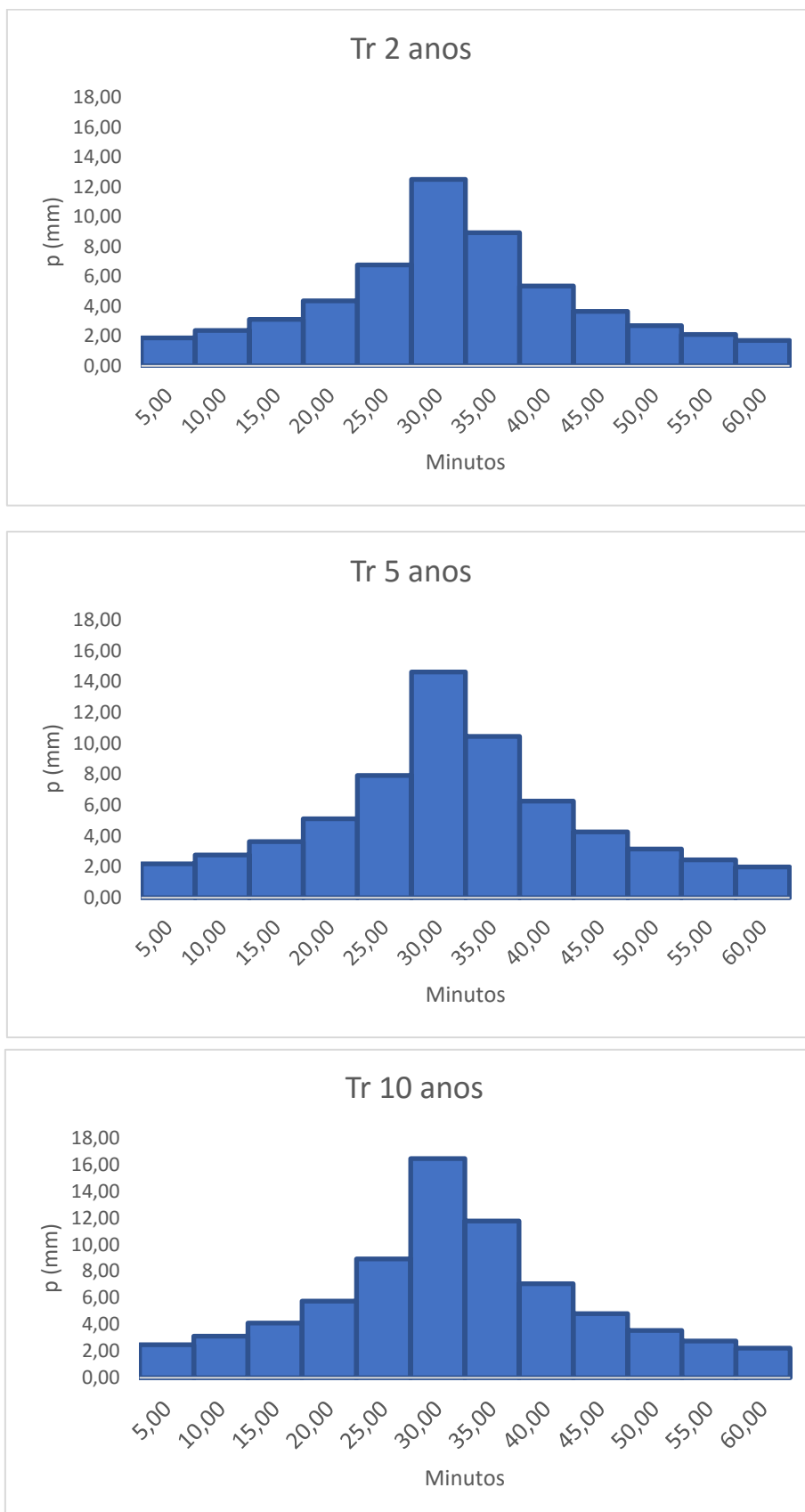


Tabela A3-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Cuiabá.

Cuiabá						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	127,671	156,185	181,914	222,542	259,202	301,902
10,00	108,562	132,808	154,686	189,234	220,407	256,716
15,00	94,724	115,879	134,968	165,112	192,311	223,992
20,00	84,208	103,015	119,985	146,783	170,963	199,126
25,00	75,929	92,887	108,189	132,352	154,155	179,549
30,00	69,230	84,692	98,644	120,675	140,554	163,708
35,00	63,691	77,916	90,751	111,019	129,308	150,609
40,00	59,028	72,212	84,108	102,892	119,842	139,584
45,00	55,046	67,340	78,434	95,951	111,757	130,167
50,00	51,603	63,128	73,527	89,949	104,767	122,025
55,00	48,594	59,447	69,240	84,704	98,657	114,910
60,00	45,940	56,201	65,459	80,078	93,270	108,635

Figura A5-Curva IDF da cidade de Cuiabá.

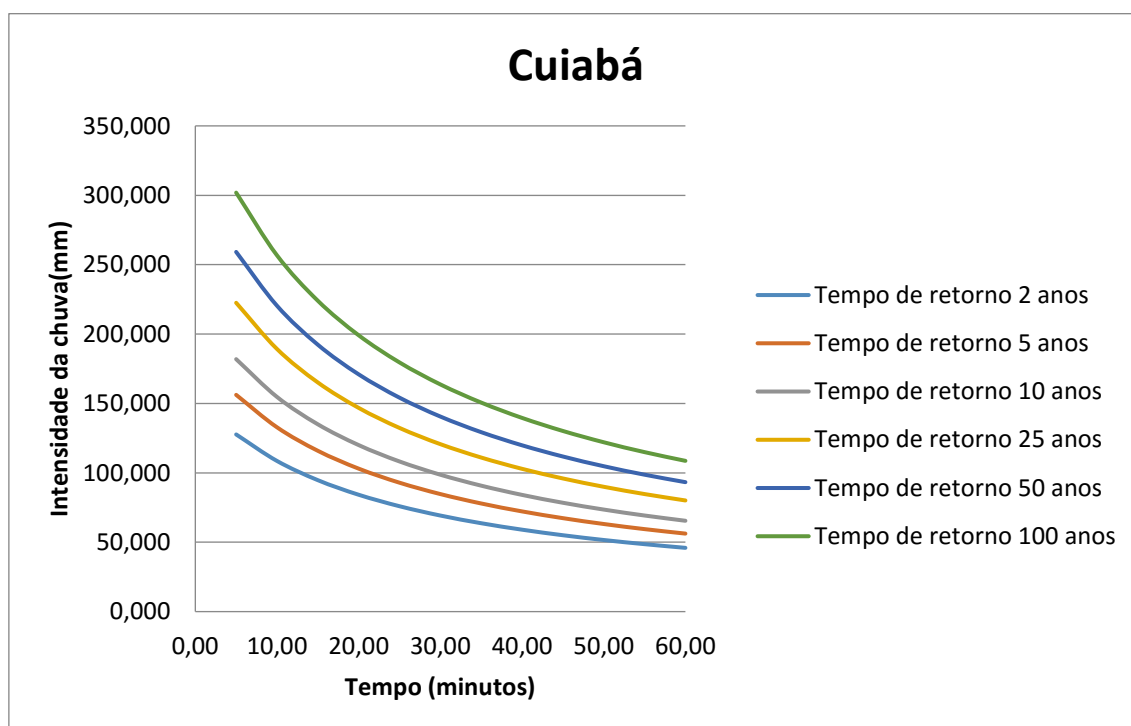


Figura A6-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Cuiabá para uma chuva de duração de 1 horas.

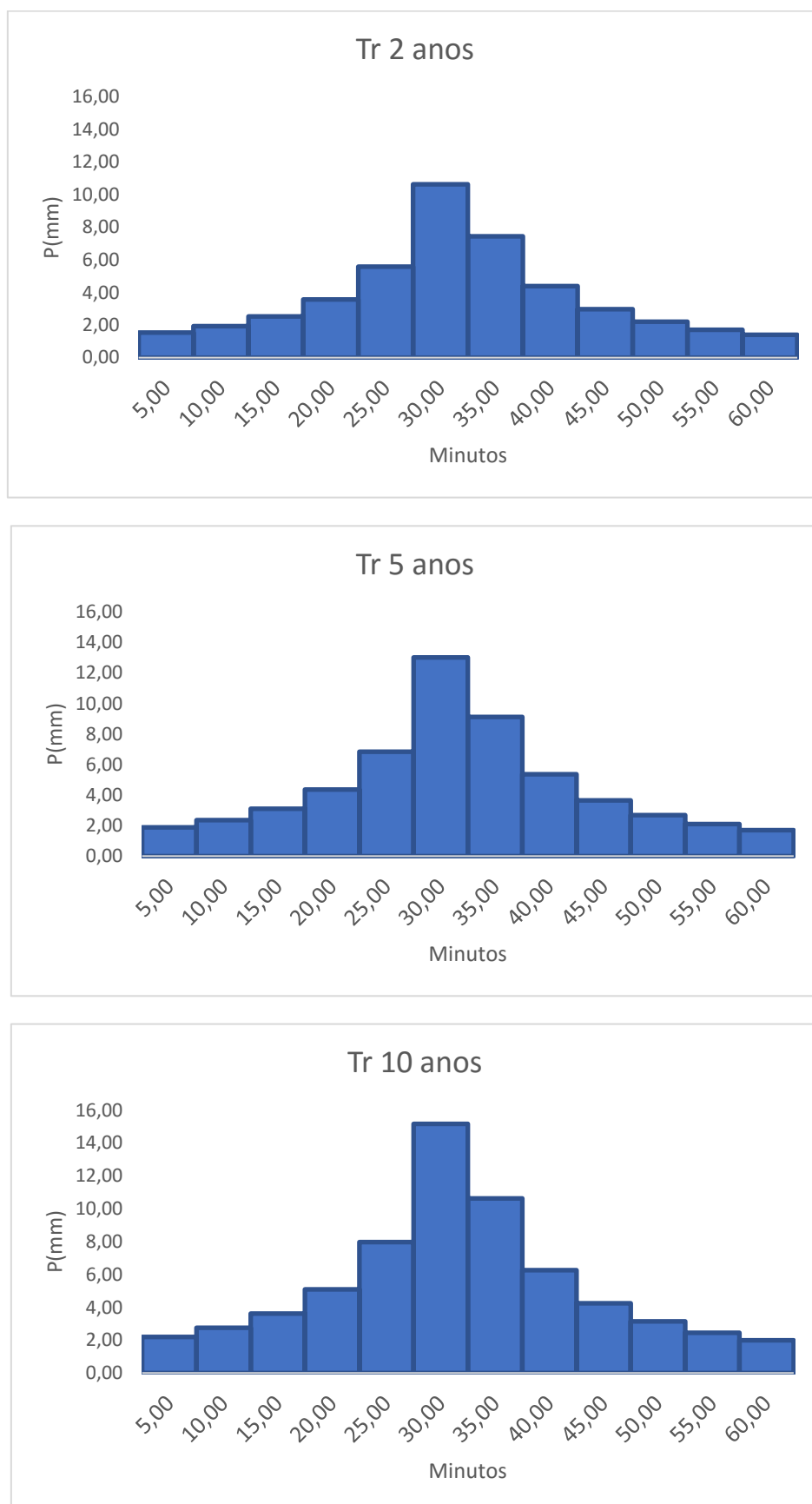


Tabela A4-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Curitiba.

Curitiba						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	118,804	137,437	153,451	177,518	198,201	221,294
10,00	106,705	123,440	137,822	159,438	178,015	198,756
15,00	96,805	111,988	125,036	144,647	161,500	180,317
20,00	88,560	102,449	114,386	132,326	147,743	164,957
25,00	81,587	94,382	105,379	121,907	136,110	151,969
30,00	75,614	87,473	97,665	112,983	126,147	140,845
35,00	70,443	81,491	90,986	105,256	117,519	131,212
40,00	65,922	76,261	85,147	98,501	109,977	122,791
45,00	61,937	71,651	79,999	92,546	103,329	115,368
50,00	58,398	67,558	75,429	87,259	97,426	108,777
55,00	55,236	63,899	71,344	82,533	92,149	102,886
60,00	52,392	60,609	67,671	78,284	87,405	97,589

Figura A7-Curva IDF da cidade de Curitiba.

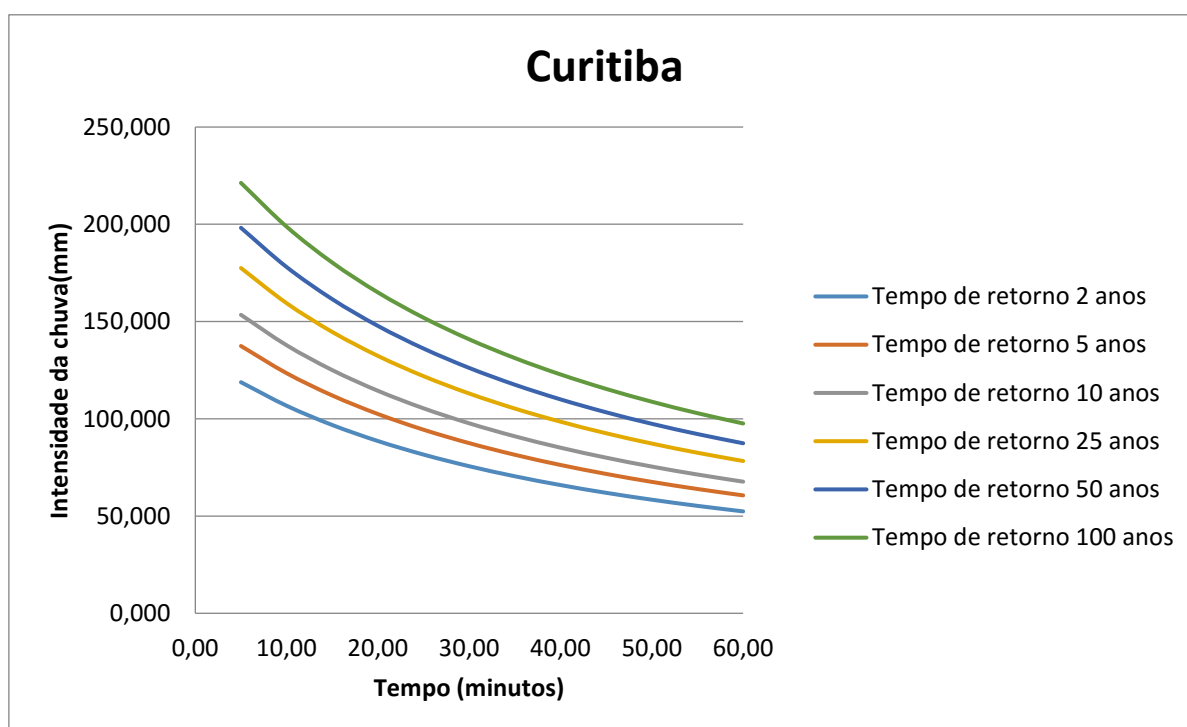


Figura A8-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Curitiba para uma chuva de duração de 1 horas.

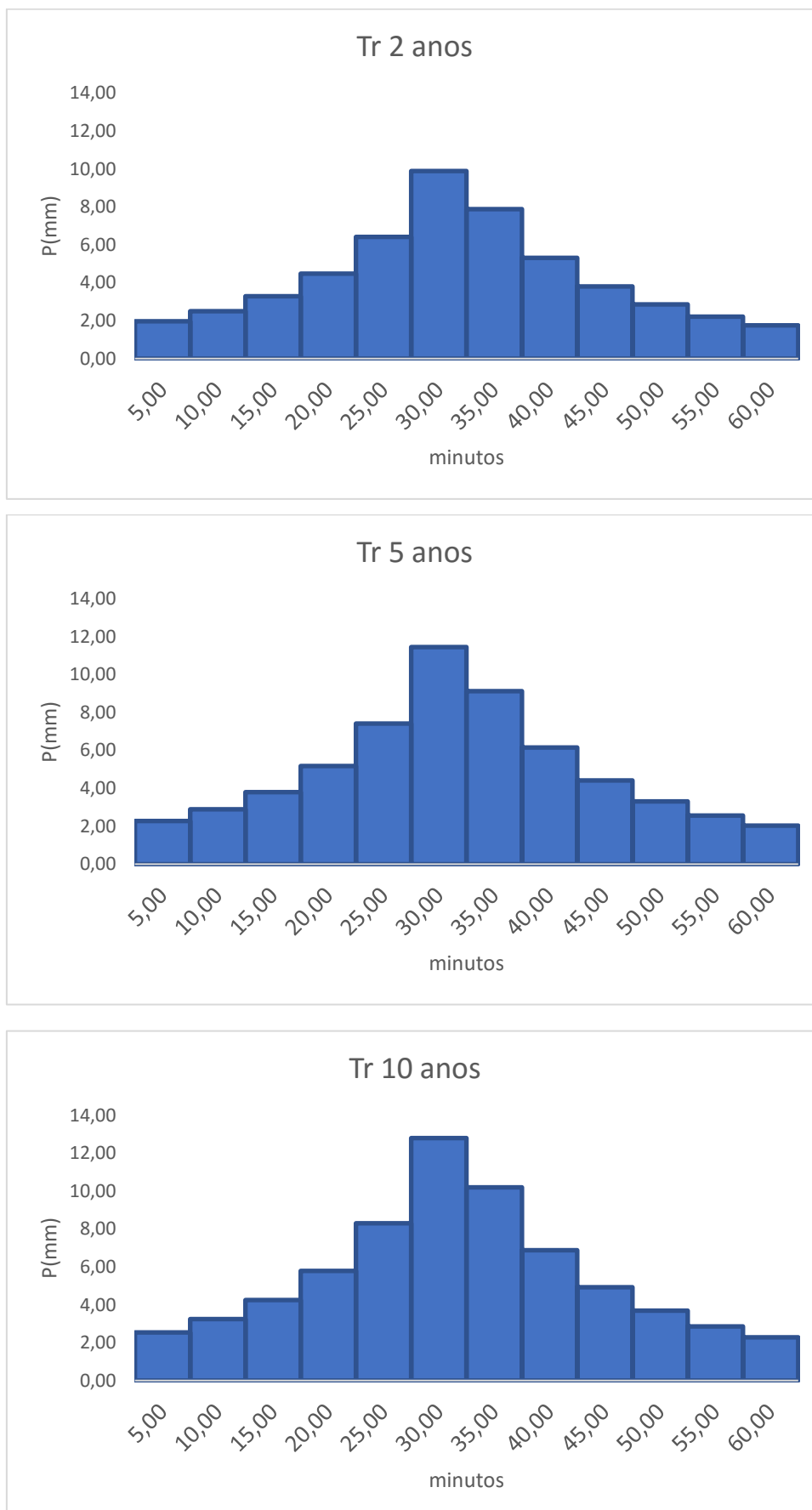


Tabela A5-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André.

Diadema						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	161,02	189,89	215,13	253,70	287,42	325,61
10,00	136,32	160,76	182,12	214,78	243,32	275,65
15,00	118,64	139,91	158,50	186,92	211,76	239,90
20,00	105,31	124,19	140,69	165,92	187,97	212,95
25,00	94,87	111,88	126,75	149,48	169,34	191,84
30,00	86,46	101,97	115,52	136,23	154,33	174,84
35,00	79,53	93,79	106,26	125,31	141,96	160,82
40,00	73,71	86,93	98,48	116,14	131,57	149,05
45,00	68,75	81,08	91,85	108,32	122,71	139,02
50,00	64,46	76,02	86,13	101,57	115,07	130,36
55,00	60,72	71,61	81,13	95,68	108,39	122,79
60,00	57,43	67,73	76,73	90,48	102,51	116,13

Figura A9-Curva IDF do município de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André.

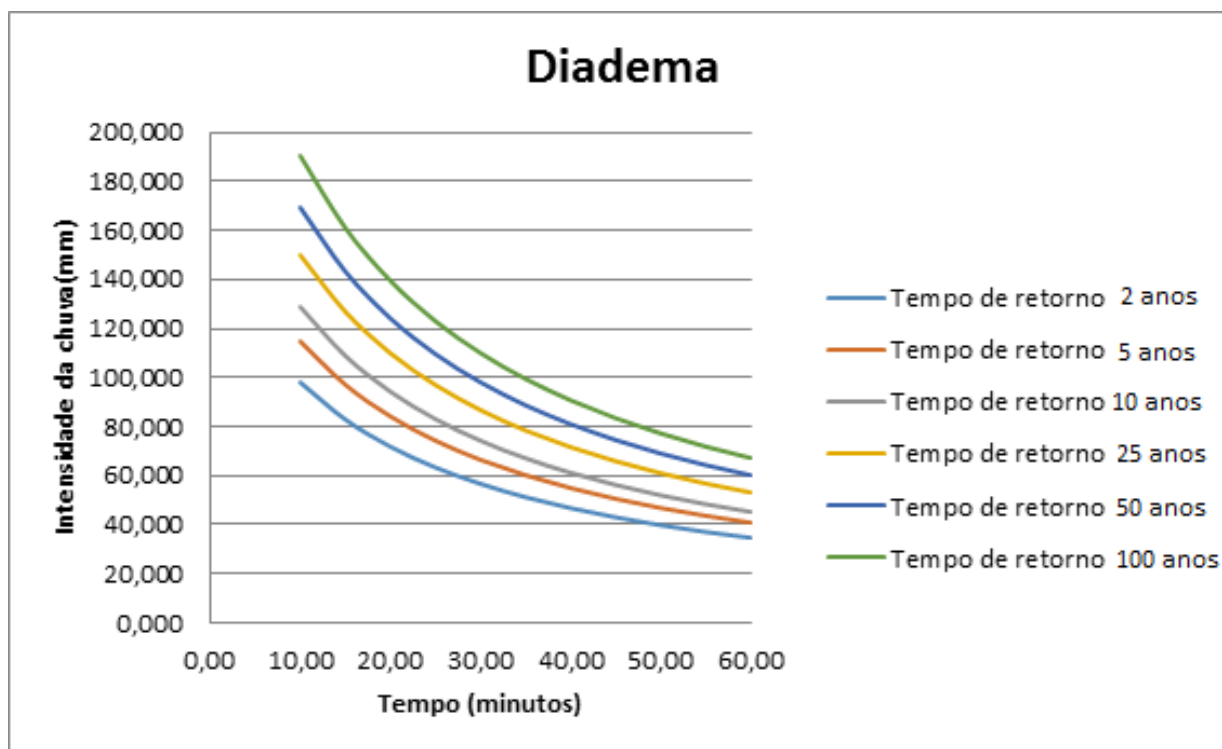


Figura A10- Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF do município de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André para uma chuva de duração de 1 horas.

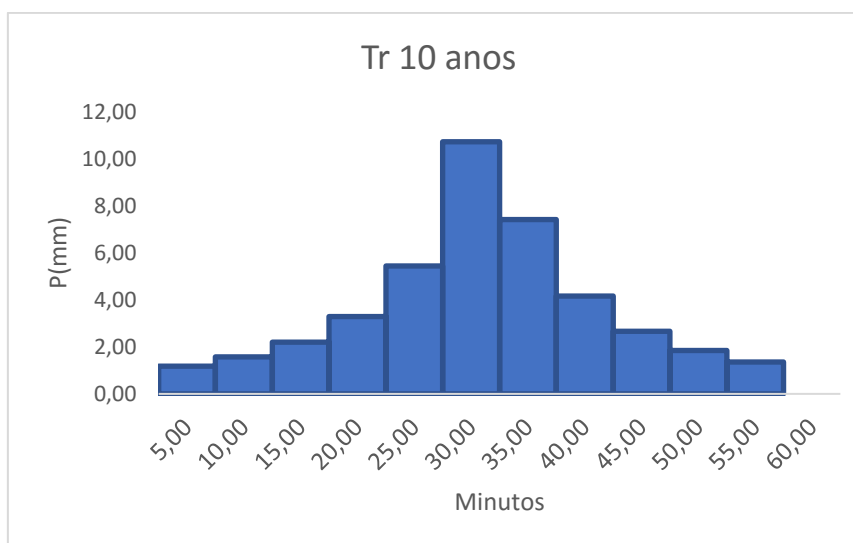
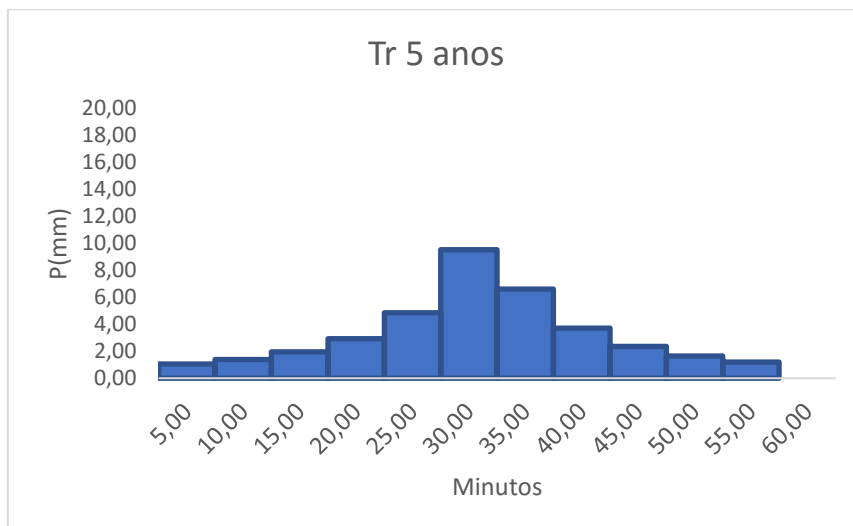
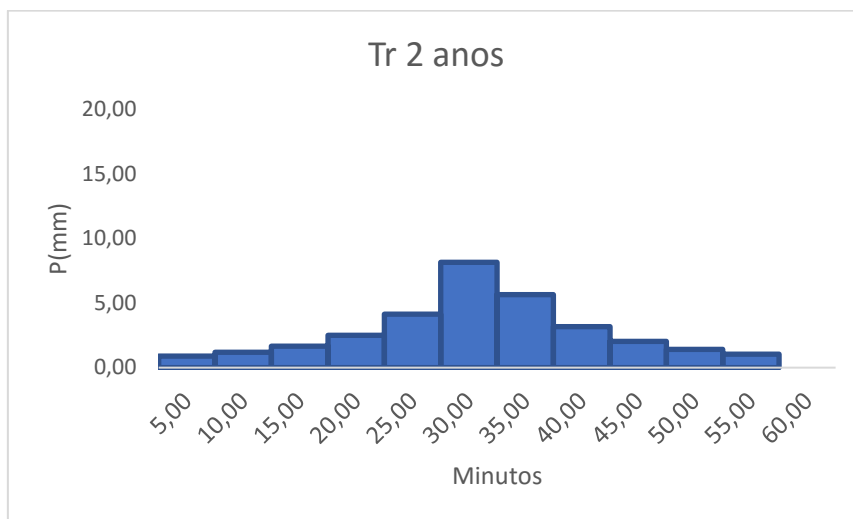


Tabela A6-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de Fortaleza.

Minutos	Tempo de retorno					
	Tr 2 anos	Tr 5 anos	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 100 anos
5,00	120,221	141,908	160,877	189,898	215,282	244,059
15,00	84,885	100,198	113,591	134,083	152,005	172,324
30,00	62,491	73,764	83,624	98,709	111,904	126,862
45,00	51,013	60,215	68,264	80,578	91,349	103,560
60,00	43,818	51,723	58,637	69,214	78,466	88,955
75,00	38,801	45,801	51,923	61,290	69,482	78,770
90,00	35,062	41,387	46,919	55,383	62,786	71,179
105,00	32,145	37,943	43,015	50,775	57,562	65,256
120,00	29,791	35,165	39,866	47,057	53,348	60,479

Figura A11-Curva IDF da cidade de Fortaleza-CE.

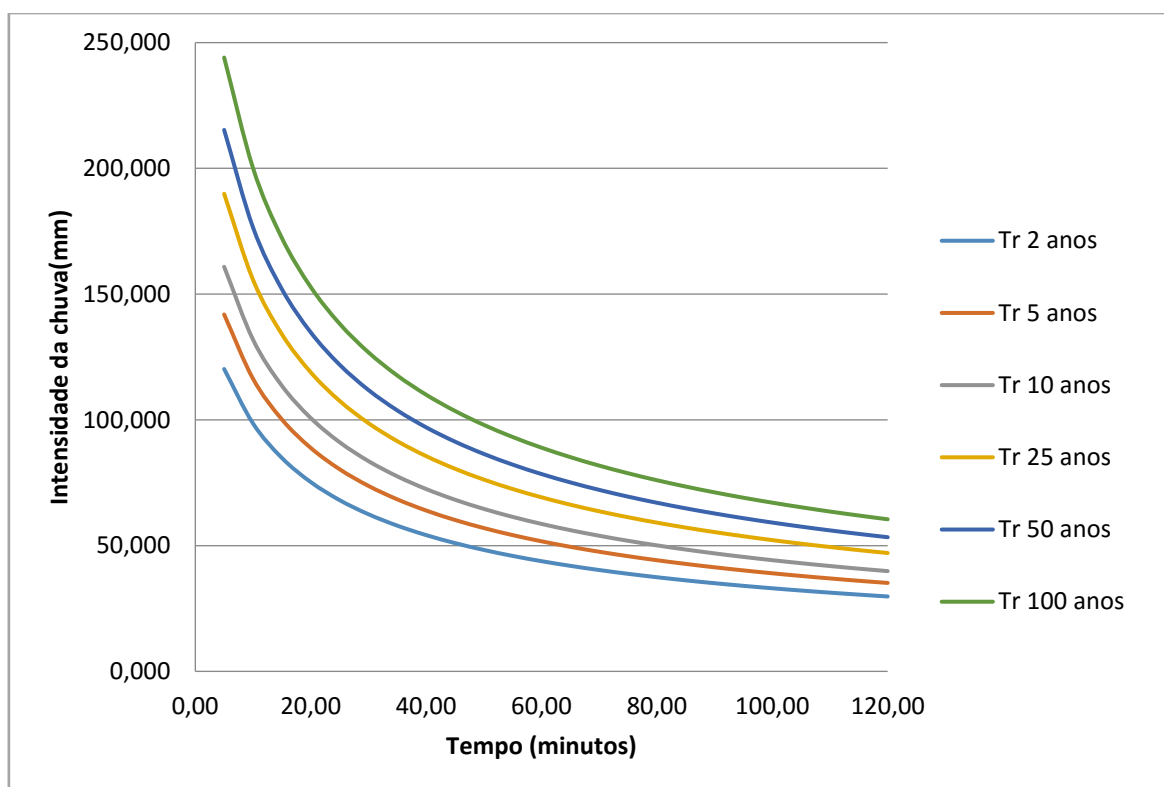


Figura A12-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5, 10,25 e 100 anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Fortaleza para uma chuva de duração de 2 horas.

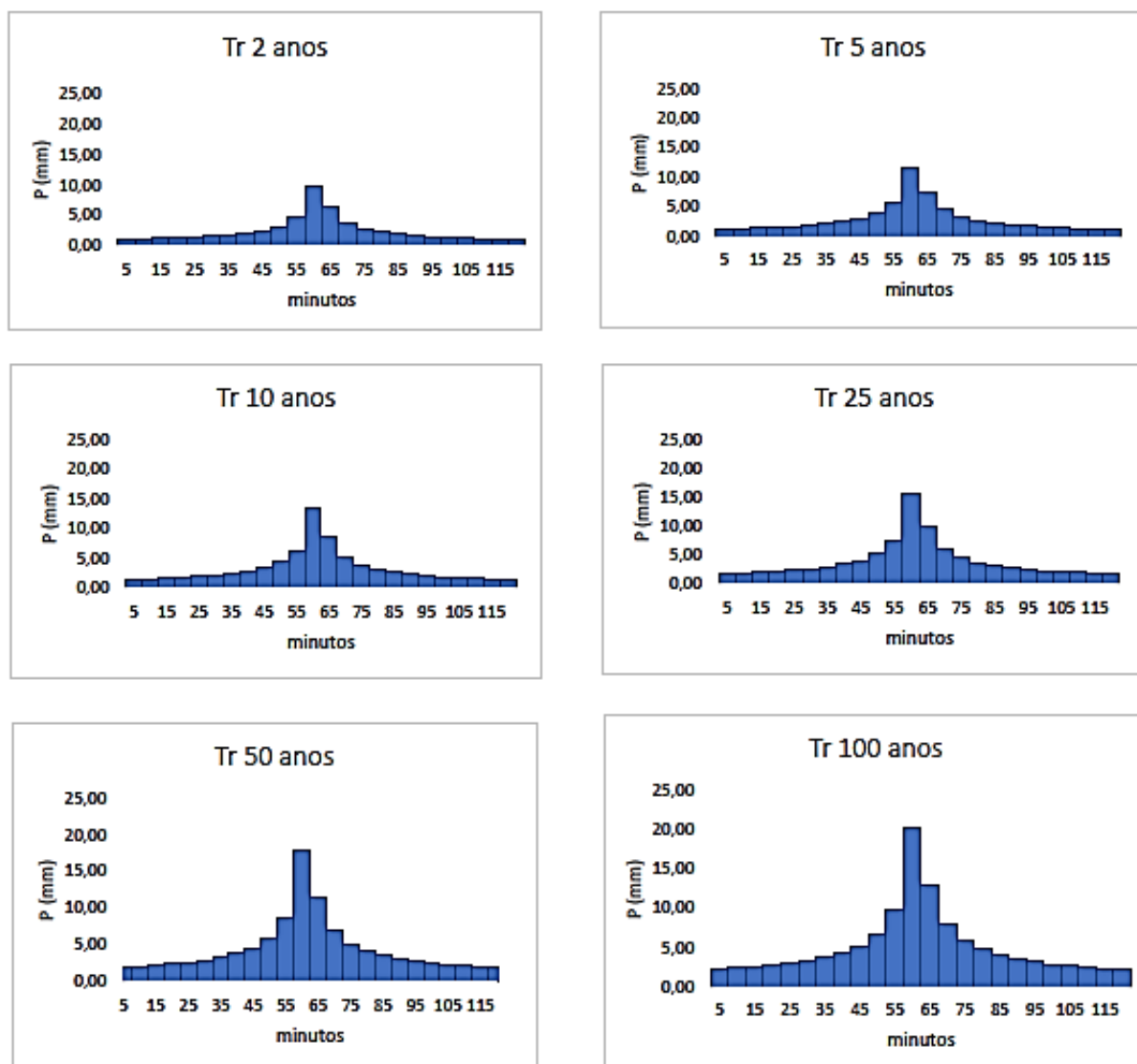


Tabela A7-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Gaspar e Rio do Sul.

Gaspar						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	166,24	201,51	233,09	282,55	326,82	378,03
10,00	145,85	176,80	204,50	247,89	286,73	331,66
15,00	129,95	157,52	182,21	220,87	255,47	295,50
20,00	117,20	142,07	164,33	199,20	230,41	266,51
25,00	106,75	129,40	149,68	181,44	209,86	242,75
30,00	98,03	118,82	137,44	166,61	192,71	222,91
35,00	90,63	109,86	127,07	154,04	178,17	206,09
40,00	84,28	102,16	118,17	143,25	165,69	191,65
45,00	78,77	95,48	110,45	133,88	154,86	179,12
50,00	73,94	89,63	103,68	125,67	145,37	168,14
55,00	69,68	84,46	97,70	118,43	136,98	158,45
60,00	65,88	79,86	92,37	111,97	129,52	149,81

Figura A13-Curva IDF do município de Gaspar e Rio do Sul.

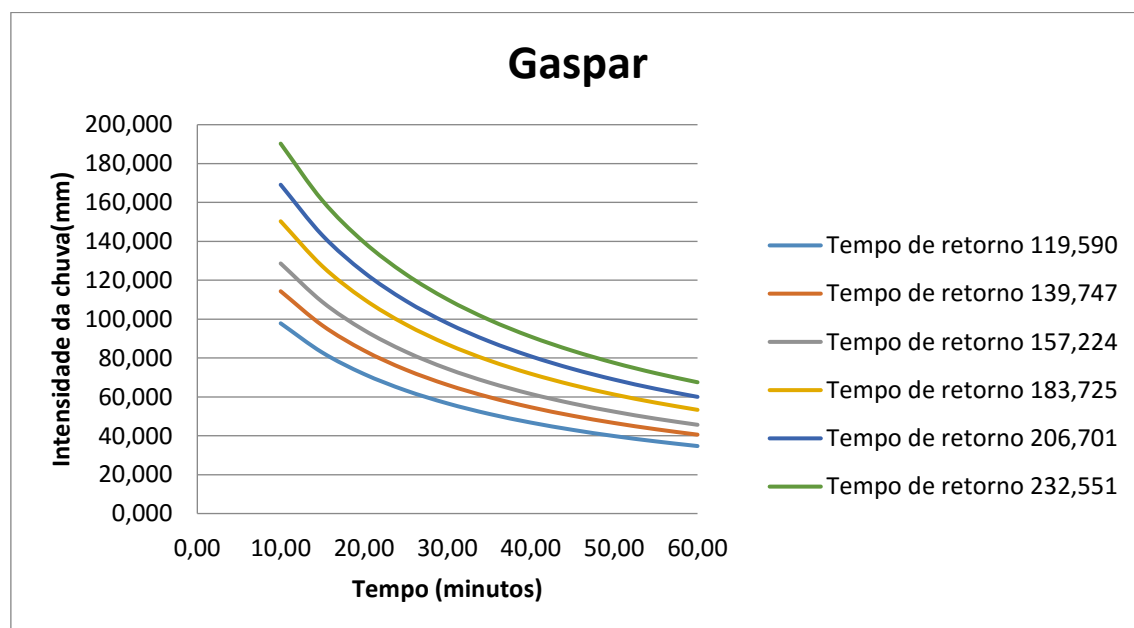


Figura A14-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Gaspar e Rio do Sul para uma chuva de duração de 1 horas.

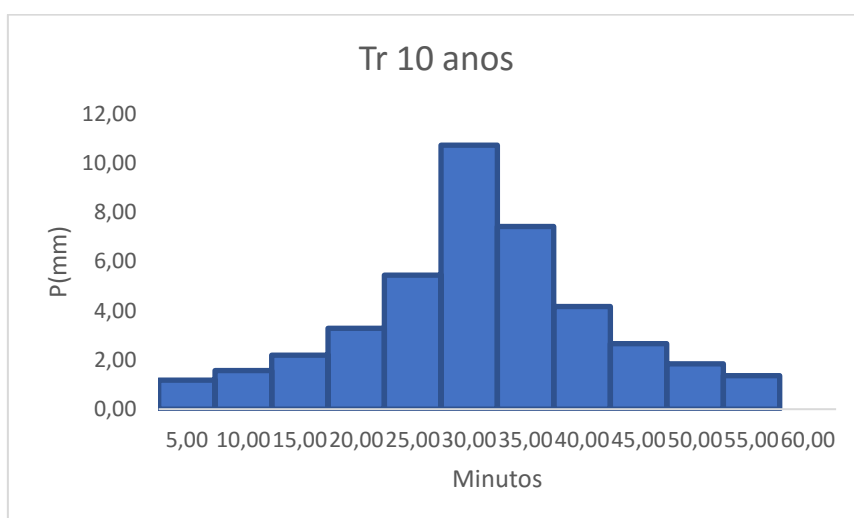
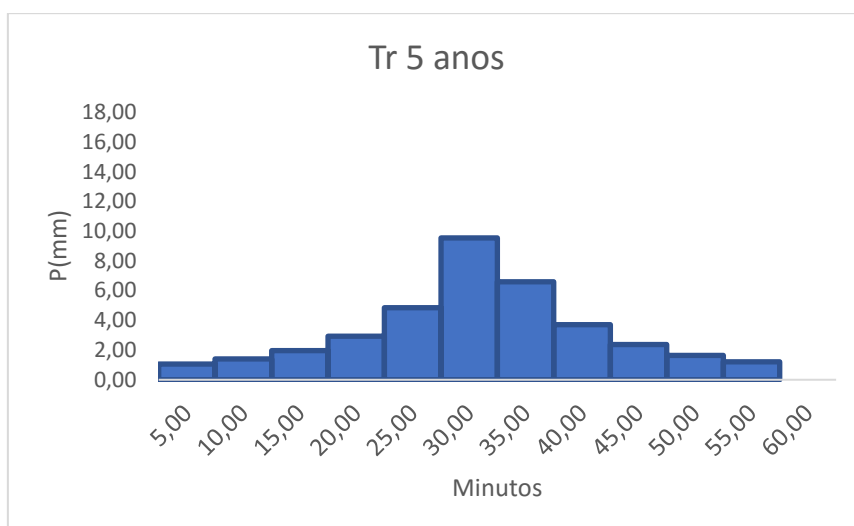
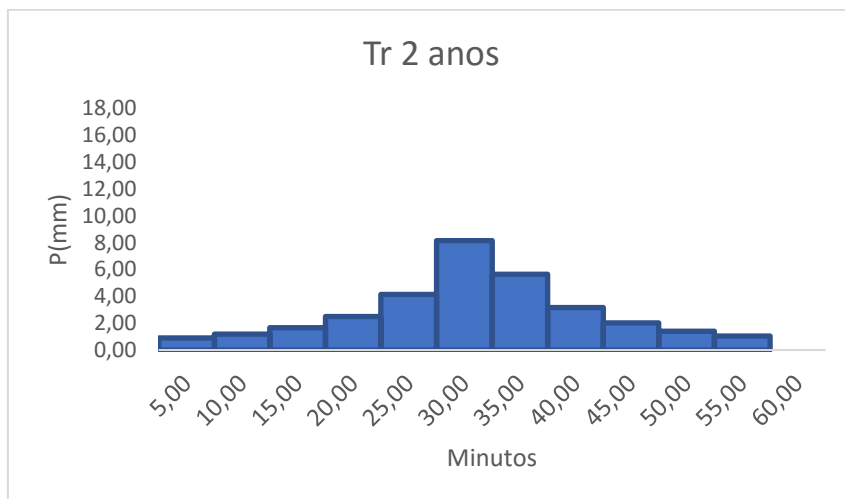


Tabela A8-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Guarulhos.

Guarulhos						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	151,590	178,772	202,528	238,844	270,583	306,539
10,00	131,547	155,135	175,750	207,264	234,806	266,008
15,00	116,340	137,201	155,433	183,304	207,662	235,257
20,00	104,392	123,111	139,470	164,479	186,336	211,097
25,00	94,748	111,738	126,586	149,284	169,122	191,595
30,00	86,794	102,357	115,959	136,752	154,924	175,511
35,00	80,117	94,483	107,038	126,231	143,006	162,009
40,00	74,429	87,775	99,439	117,270	132,853	150,507
45,00	69,524	81,990	92,885	109,541	124,097	140,588
50,00	65,248	76,948	87,173	102,804	116,465	131,941
55,00	61,487	72,512	82,148	96,878	109,751	124,335
60,00	58,151	68,578	77,691	91,622	103,797	117,590

Figura A15-Curva IDF do município de Guarulhos.

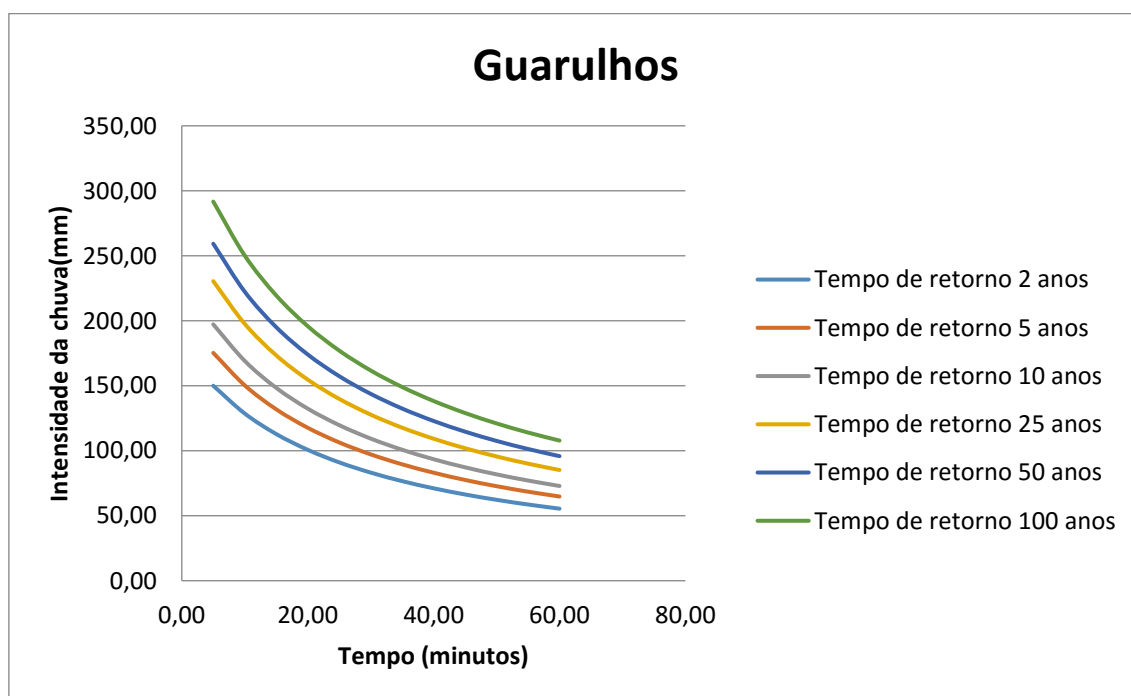


Figura A16-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10 anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Guarulhos para uma chuva de duração de 1 horas.

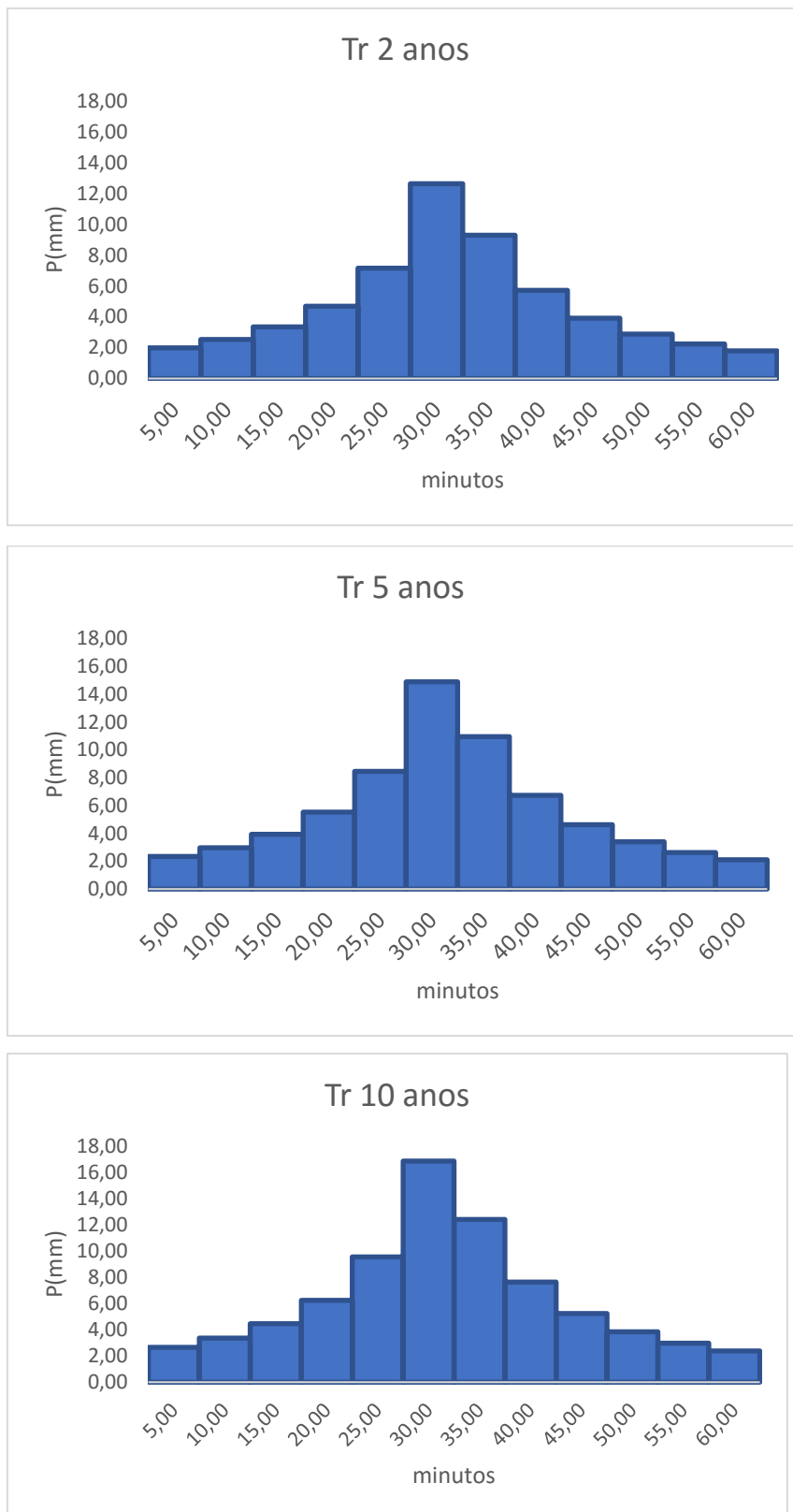


Tabela A9-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Itatiba e Valinho.

Itatiba						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	139,27	167,28	192,16	230,81	265,13	304,55
10,00	116,34	139,74	160,51	192,80	221,47	254,40
15,00	100,42	120,62	138,55	166,42	191,16	219,59
20,00	88,67	106,50	122,33	146,94	168,79	193,89
25,00	79,60	95,61	109,83	131,91	151,53	174,06
30,00	72,37	86,93	99,85	119,94	137,77	158,26
35,00	66,46	79,83	91,70	110,15	126,52	145,34
40,00	61,54	73,91	84,90	101,98	117,14	134,56
45,00	57,35	68,89	79,13	95,05	109,18	125,42
50,00	53,76	64,57	74,17	89,09	102,34	117,56
55,00	50,63	60,82	69,86	83,91	96,39	110,72
60,00	47,88	57,51	66,07	79,35	91,15	104,71

Figura A17-Curva IDF do município de Itatiba e Valinho.

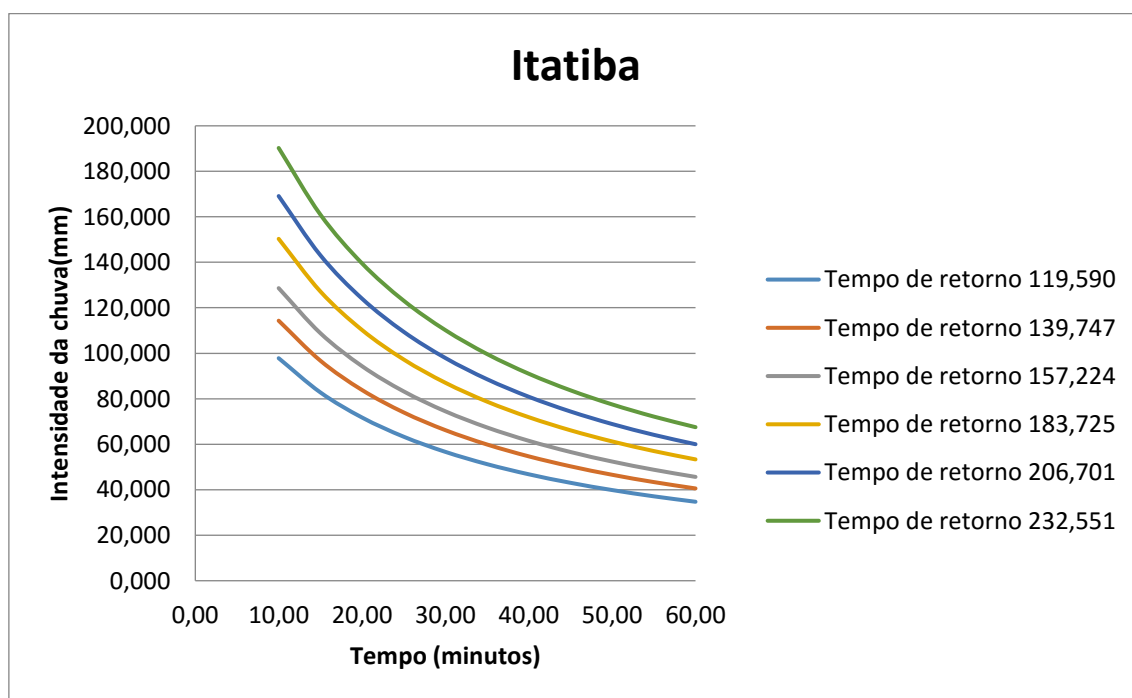


Figura A18-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Itatiba e Valinho para uma chuva de duração de 1 horas.

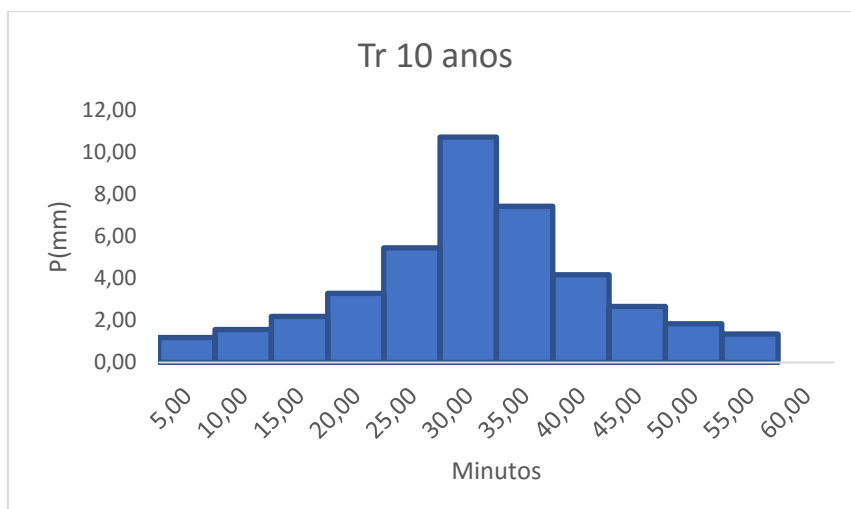
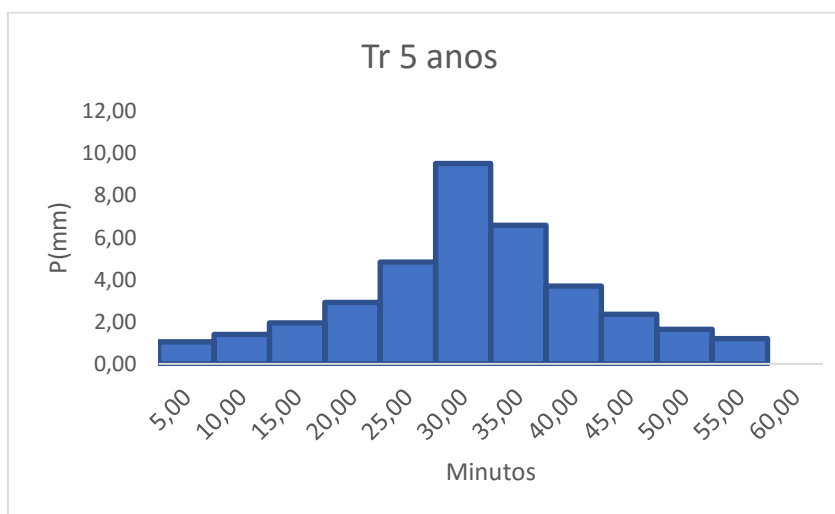
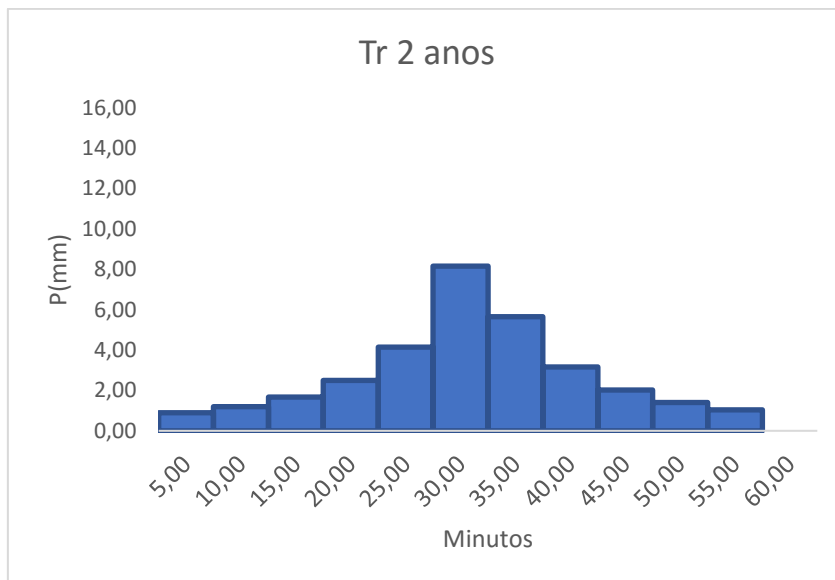


Tabela A10-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de João Pessoa.

Minutos	João Pessoa					
	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	119,590	139,747	157,224	183,725	206,701	232,551
10,00	97,846	114,339	128,638	150,320	169,119	190,269
15,00	82,793	96,748	108,847	127,194	143,101	160,997
20,00	71,754	83,848	94,334	110,235	124,021	139,531
25,00	63,312	73,984	83,236	97,266	109,430	123,115
30,00	56,648	66,196	74,474	87,028	97,911	110,156
35,00	51,253	59,892	67,382	78,739	88,586	99,665
40,00	46,796	54,684	61,522	71,892	80,883	90,998
45,00	43,052	50,309	56,601	66,141	74,412	83,718
50,00	39,863	46,582	52,408	61,242	68,900	77,517
55,00	37,114	43,370	48,794	57,018	64,149	72,171
60,00	34,720	40,572	45,646	53,339	60,010	67,515

Figura A19-Curva IDF do município de João Pessoa.

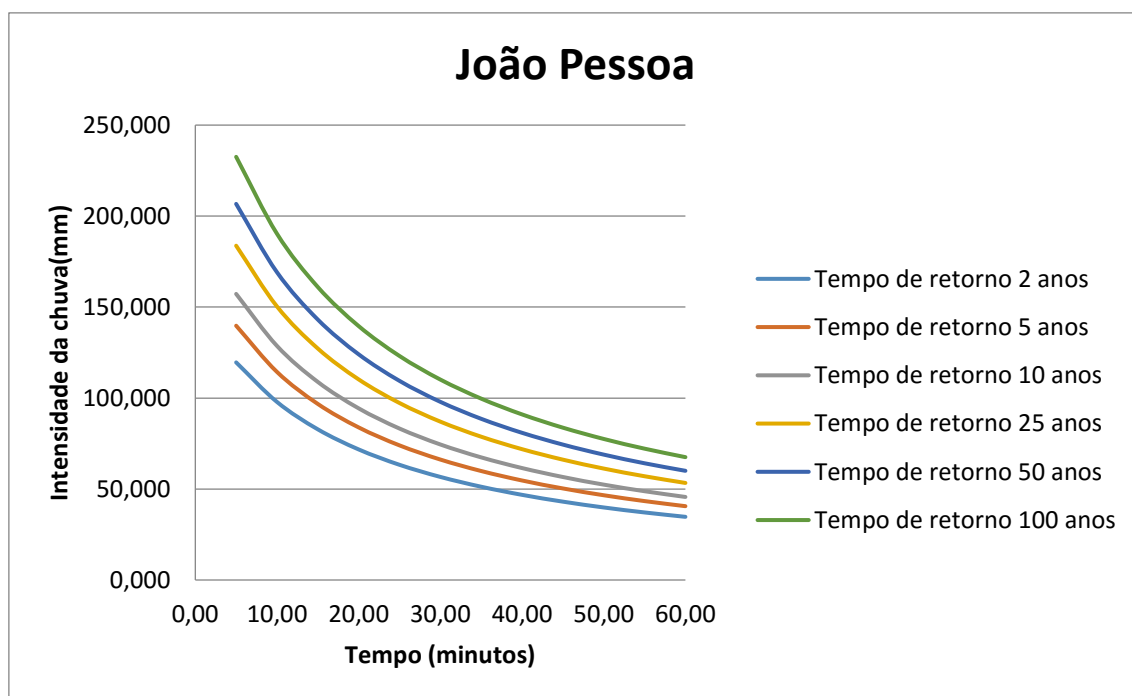


Figura A20-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de João Pessoa para uma chuva de duração de 1 horas.

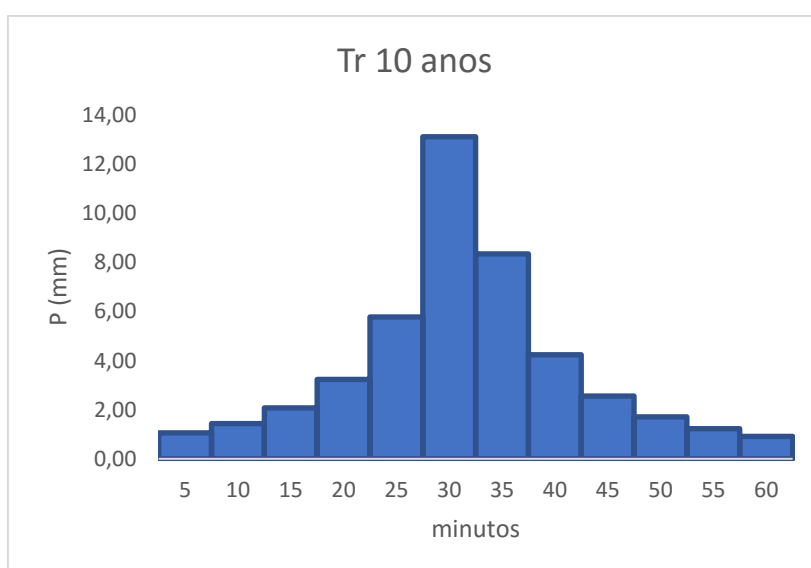
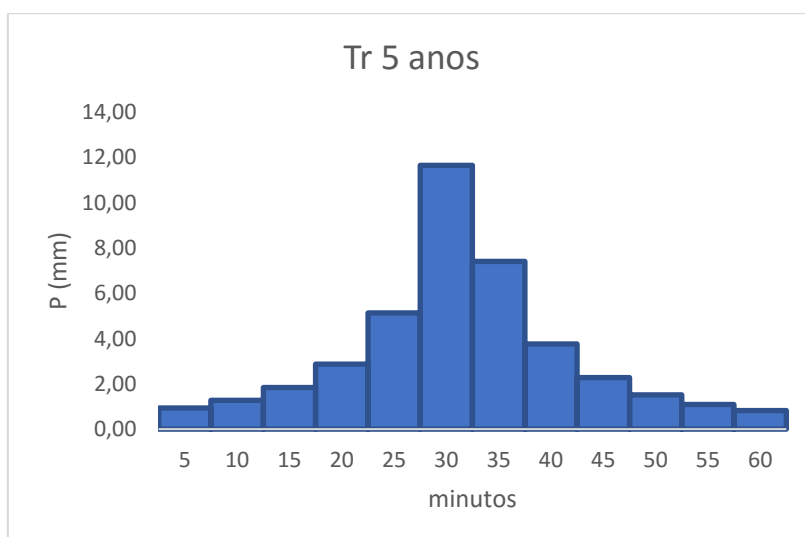
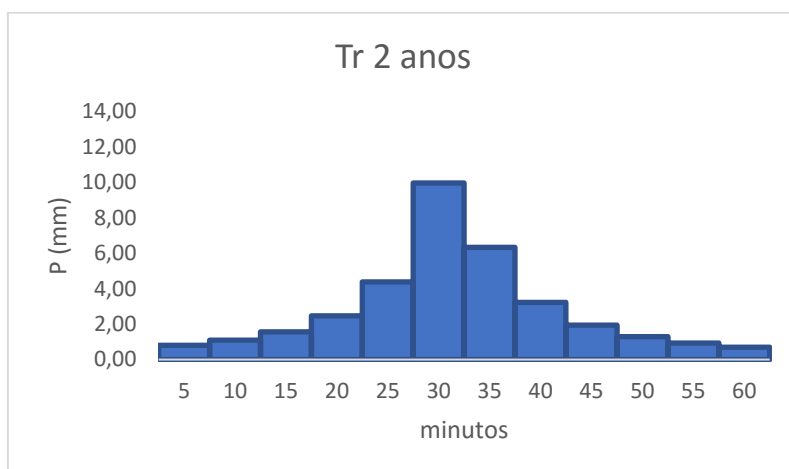


Tabela A11-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Mauá.

Mauá						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	176,813	210,437	240,059	285,711	325,928	371,807
10,00	152,434	181,422	206,960	246,317	280,989	320,542
15,00	134,209	159,732	182,216	216,868	247,395	282,219
20,00	120,045	142,874	162,986	193,981	221,286	252,435
25,00	108,706	129,379	147,591	175,658	200,384	228,591
30,00	99,414	118,319	134,974	160,642	183,255	209,051
35,00	91,653	109,083	124,437	148,102	168,949	192,731
40,00	85,069	101,247	115,498	137,463	156,812	178,886
45,00	79,410	94,511	107,815	128,318	146,380	166,986
50,00	74,491	88,657	101,136	120,369	137,313	156,642
55,00	70,174	83,518	95,275	113,393	129,355	147,563
60,00	66,353	78,971	90,087	107,219	122,311	139,528

Figura A21-Curva IDF do município de Mauá.

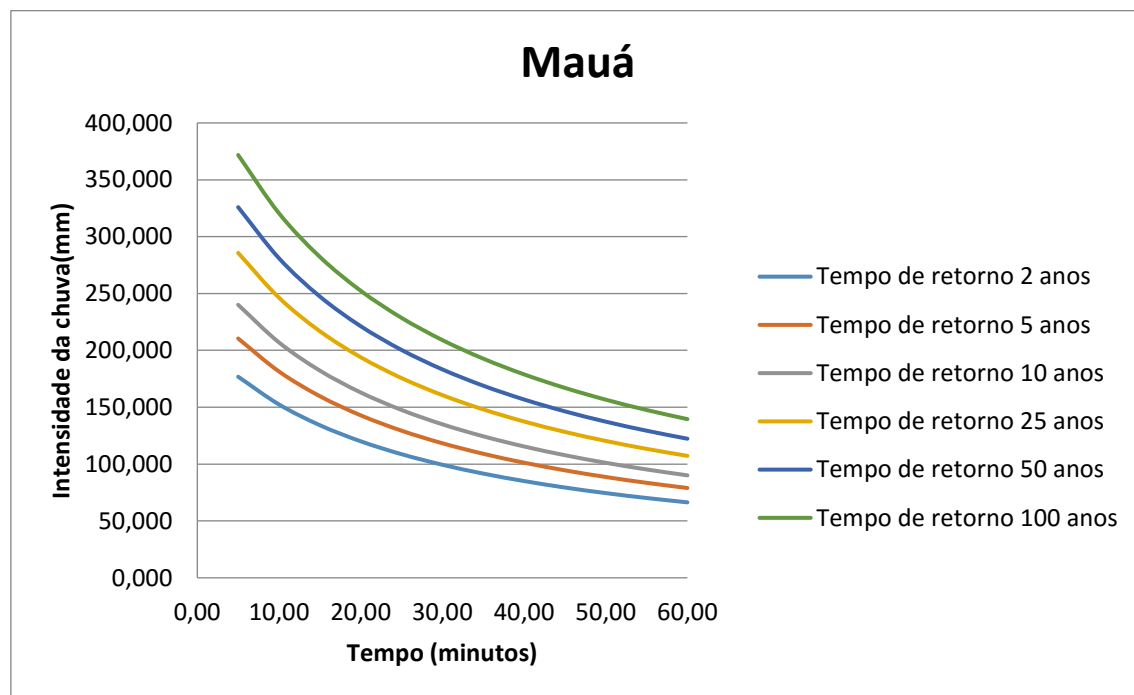


Figura A22-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Mauá para uma chuva de duração de 1 horas.

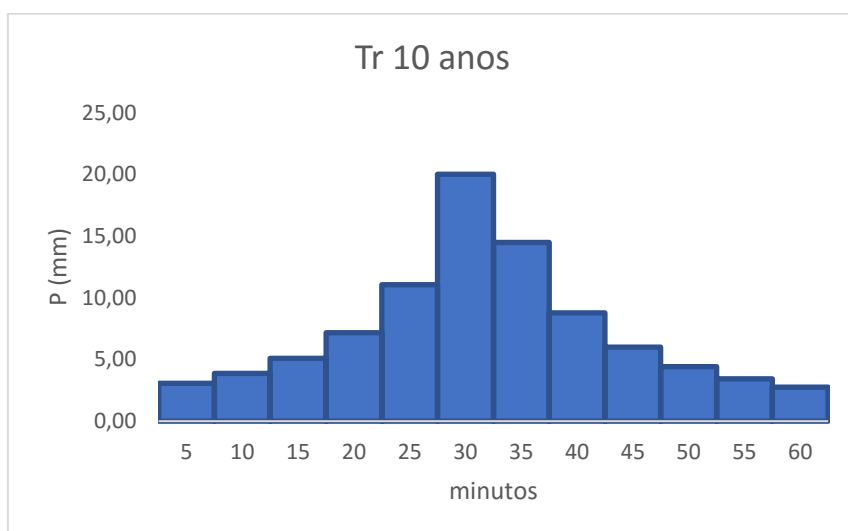
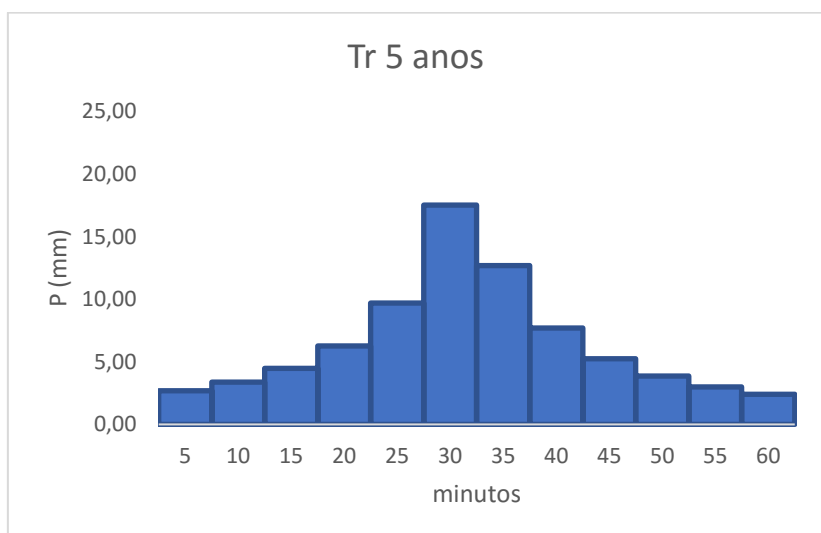
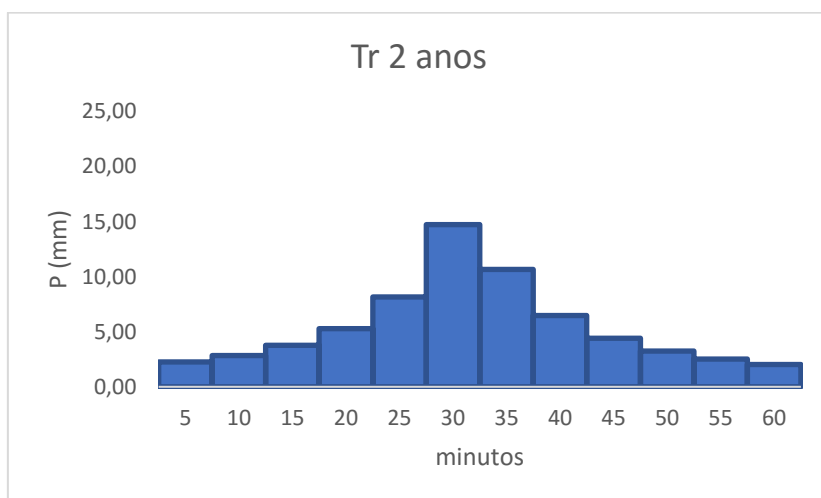


Tabela A12-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Niterói e Rio de Janeiro.

Niterói						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	150,728	169,795	185,806	209,311	229,048	250,645
10,00	128,815	145,111	158,794	178,882	195,749	214,207
15,00	112,719	126,978	138,951	156,529	171,289	187,440
20,00	100,368	113,065	123,726	139,378	152,521	166,902
25,00	90,577	102,035	111,656	125,781	137,641	150,620
30,00	82,614	93,064	101,840	114,723	125,540	137,378
35,00	76,004	85,618	93,691	105,544	115,496	126,386
40,00	70,424	79,333	86,813	97,796	107,017	117,108
45,00	65,648	73,953	80,926	91,163	99,760	109,166
50,00	61,511	69,293	75,827	85,419	93,473	102,287
55,00	57,892	65,215	71,364	80,392	87,973	96,268
60,00	54,696	61,615	67,425	75,955	83,117	90,954

Figura A23-Curva IDF do município de Niterói e Rio de Janeiro.

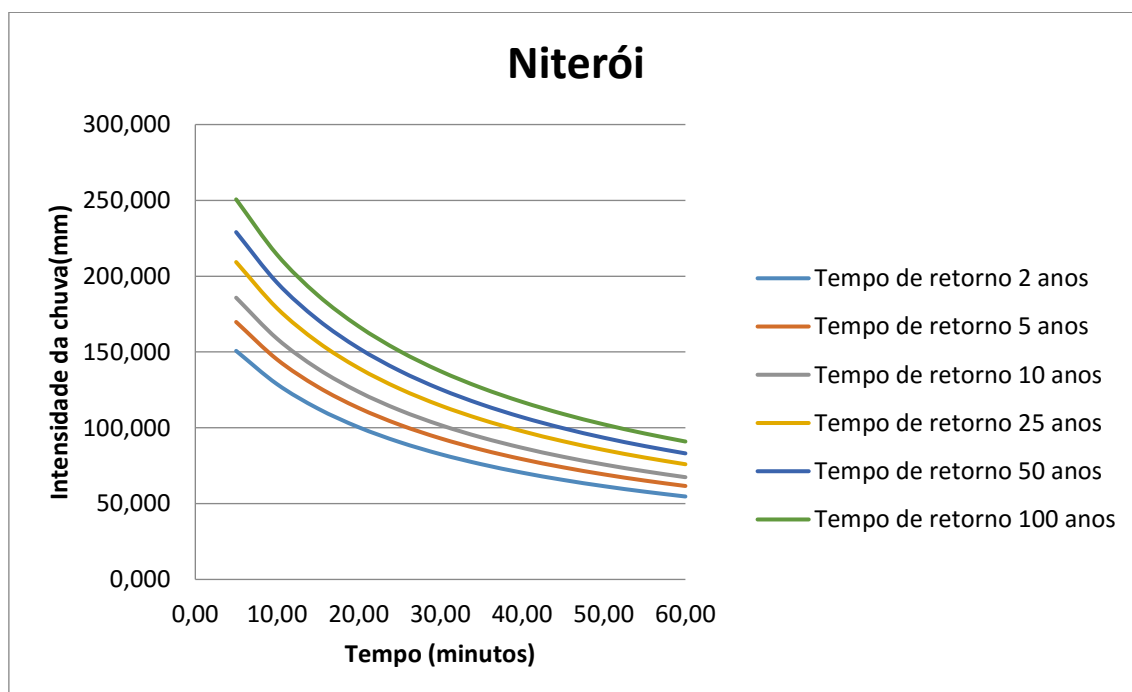


Figura A24-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Niterói e Rio de Janeiro para uma chuva de duração de 1 horas.

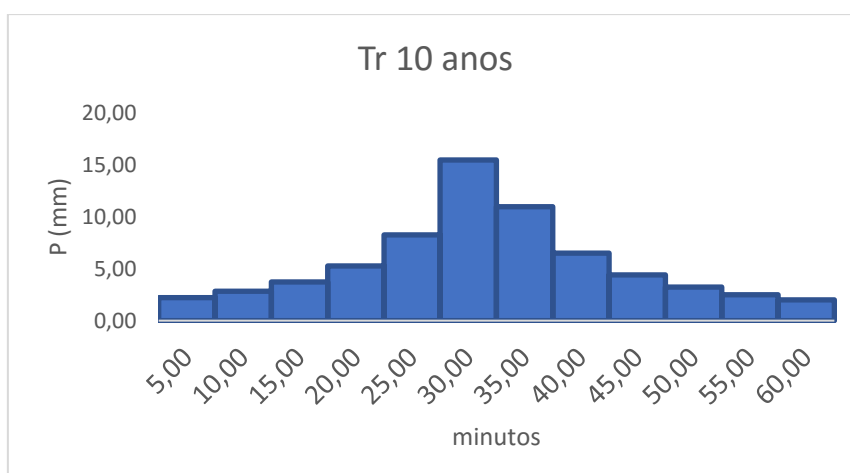
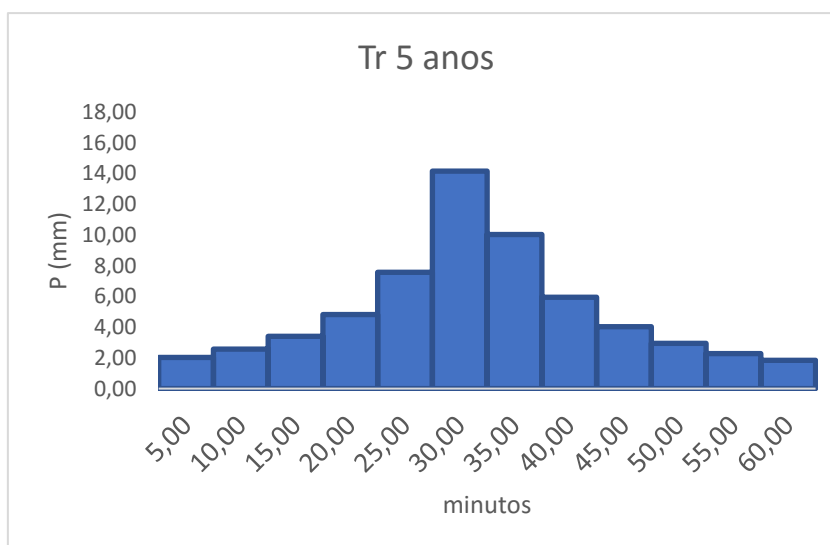
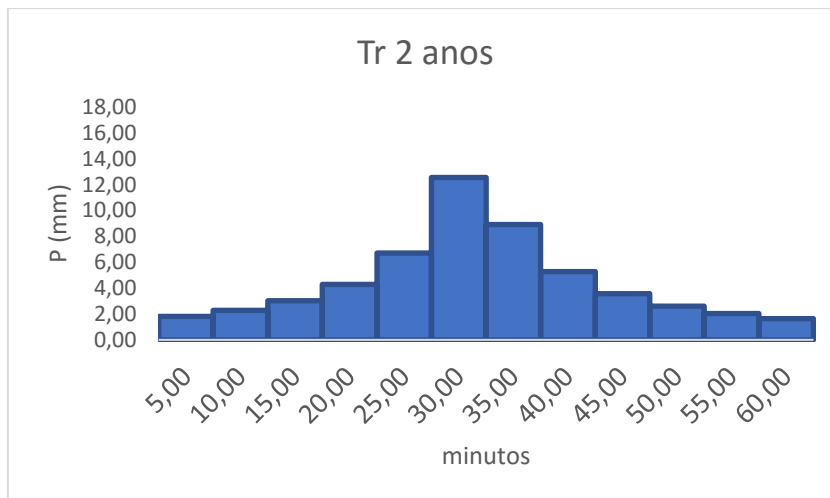


Tabela A13-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Osasco.

Osasco						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	158,893	190,851	219,230	263,322	302,478	347,456
10,00	132,262	158,863	182,486	219,188	251,781	289,221
15,00	113,938	136,854	157,204	188,821	216,899	249,151
20,00	100,485	120,695	138,642	166,526	191,288	219,733
25,00	90,147	108,277	124,378	149,394	171,608	197,126
30,00	81,930	98,408	113,041	135,776	155,966	179,157
35,00	75,226	90,355	103,791	124,666	143,203	164,498
40,00	69,641	83,648	96,086	115,412	132,573	152,287
45,00	64,911	77,966	89,560	107,572	123,568	141,942
50,00	60,847	73,085	83,952	100,837	115,831	133,055
55,00	57,314	68,841	79,078	94,982	109,106	125,330
60,00	54,211	65,114	74,797	89,840	103,199	118,545

Figura A25-Curva IDF do município de Osasco.

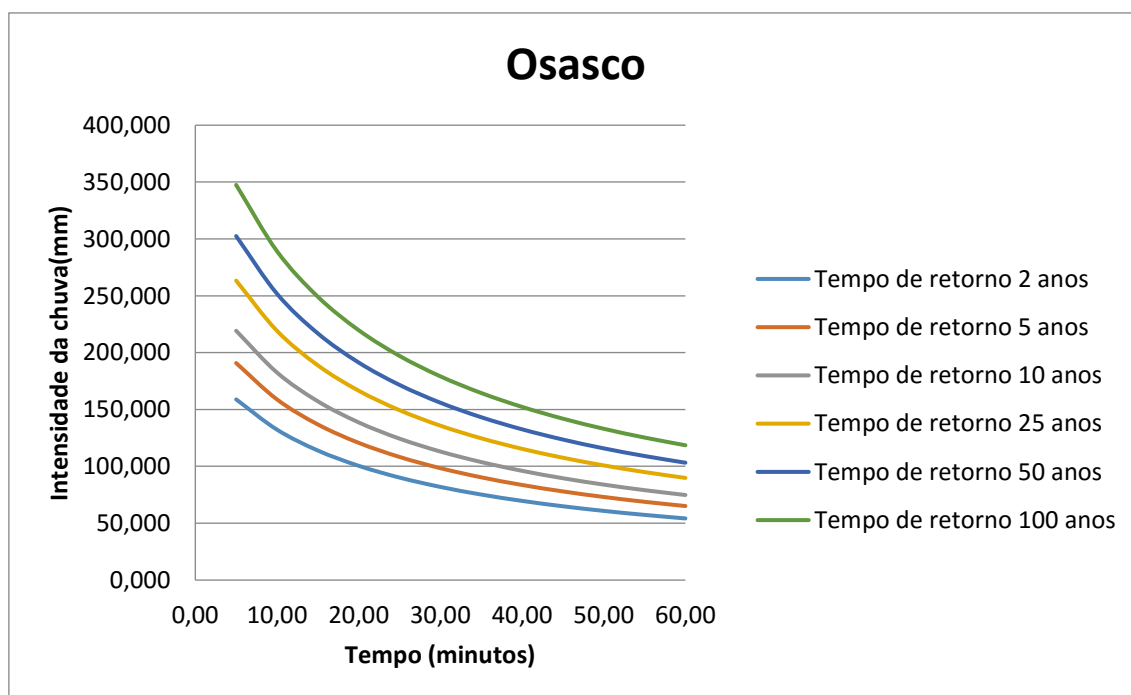


Figura A26-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Osasco para uma chuva de duração de 1 horas.

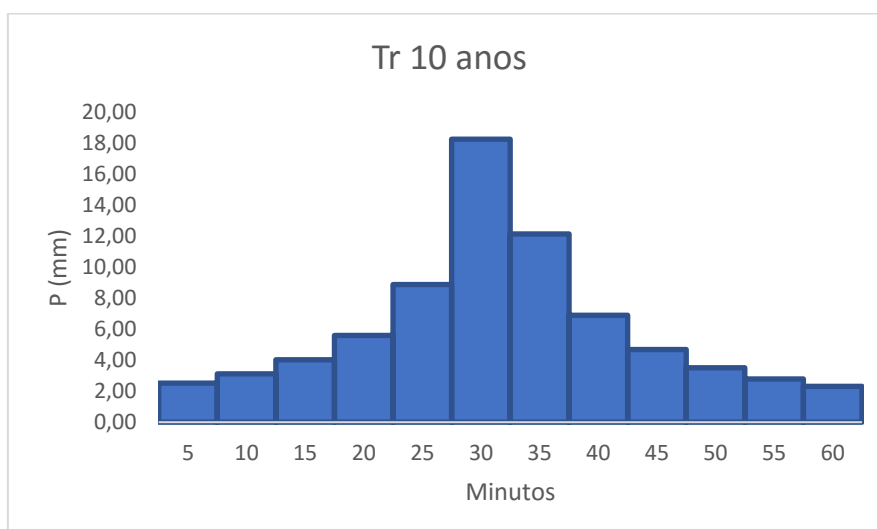
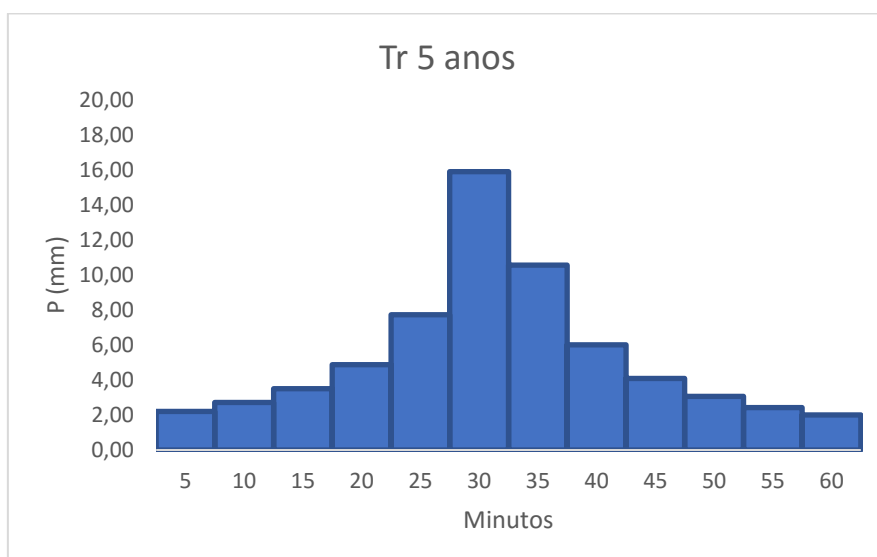
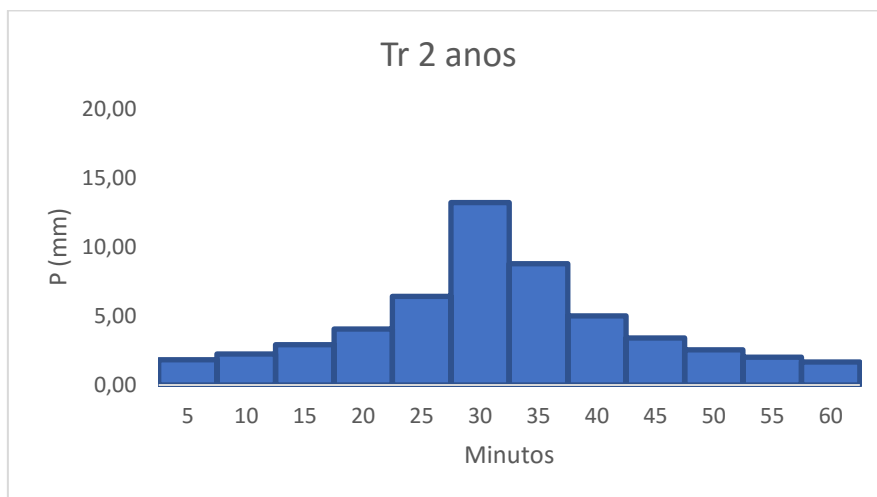


Tabela A14-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Passo Fundo.

Passo Fundo						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	180,00	218,20	252,38	305,94	353,87	409,32
10,00	150,15	182,01	210,52	255,19	295,18	341,43
15,00	129,44	156,90	181,49	219,99	254,47	294,34
20,00	114,16	138,38	160,06	194,02	224,42	259,59
25,00	102,38	124,10	143,54	174,00	201,27	232,80
30,00	92,99	112,73	130,39	158,05	182,82	211,46
35,00	85,33	103,43	119,64	145,02	167,75	194,03
40,00	78,94	95,69	110,68	134,16	155,18	179,50
45,00	73,52	89,12	103,08	124,95	144,53	167,18
50,00	68,86	83,47	96,55	117,04	135,38	156,59
55,00	64,81	78,57	90,88	110,16	127,42	147,39
60,00	61,26	74,26	85,89	104,12	120,43	139,30

Figura A27-Curva IDF do município de Passo Fundo.

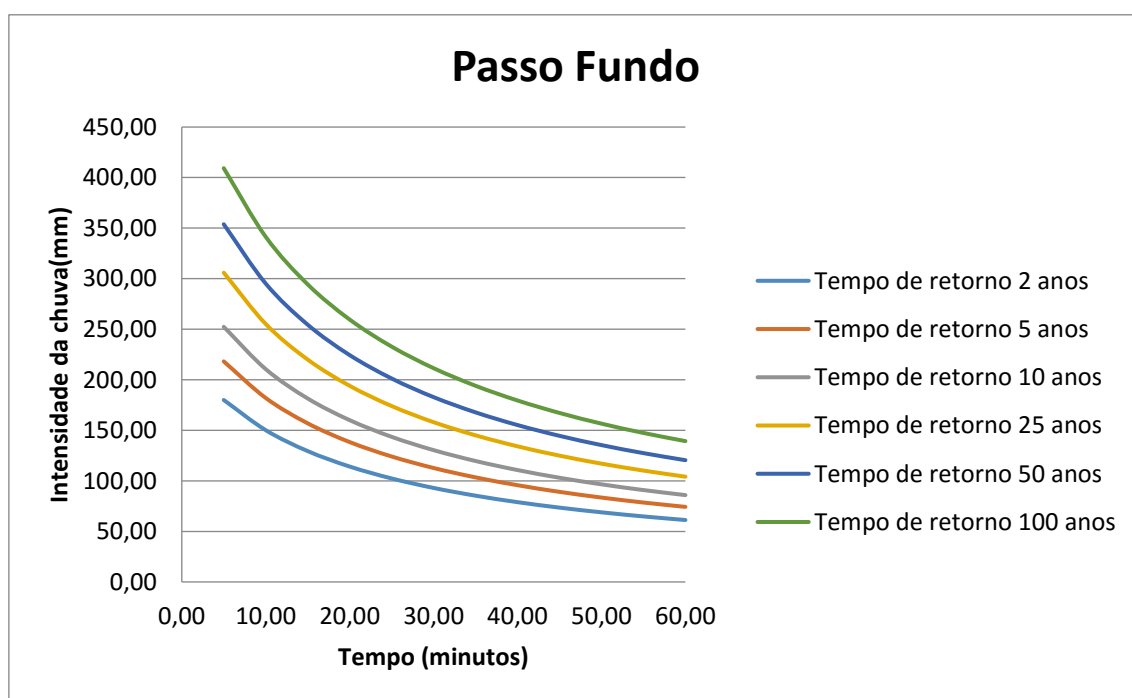


Figura A28-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Passo Fundo para uma chuva de duração de 1 horas.

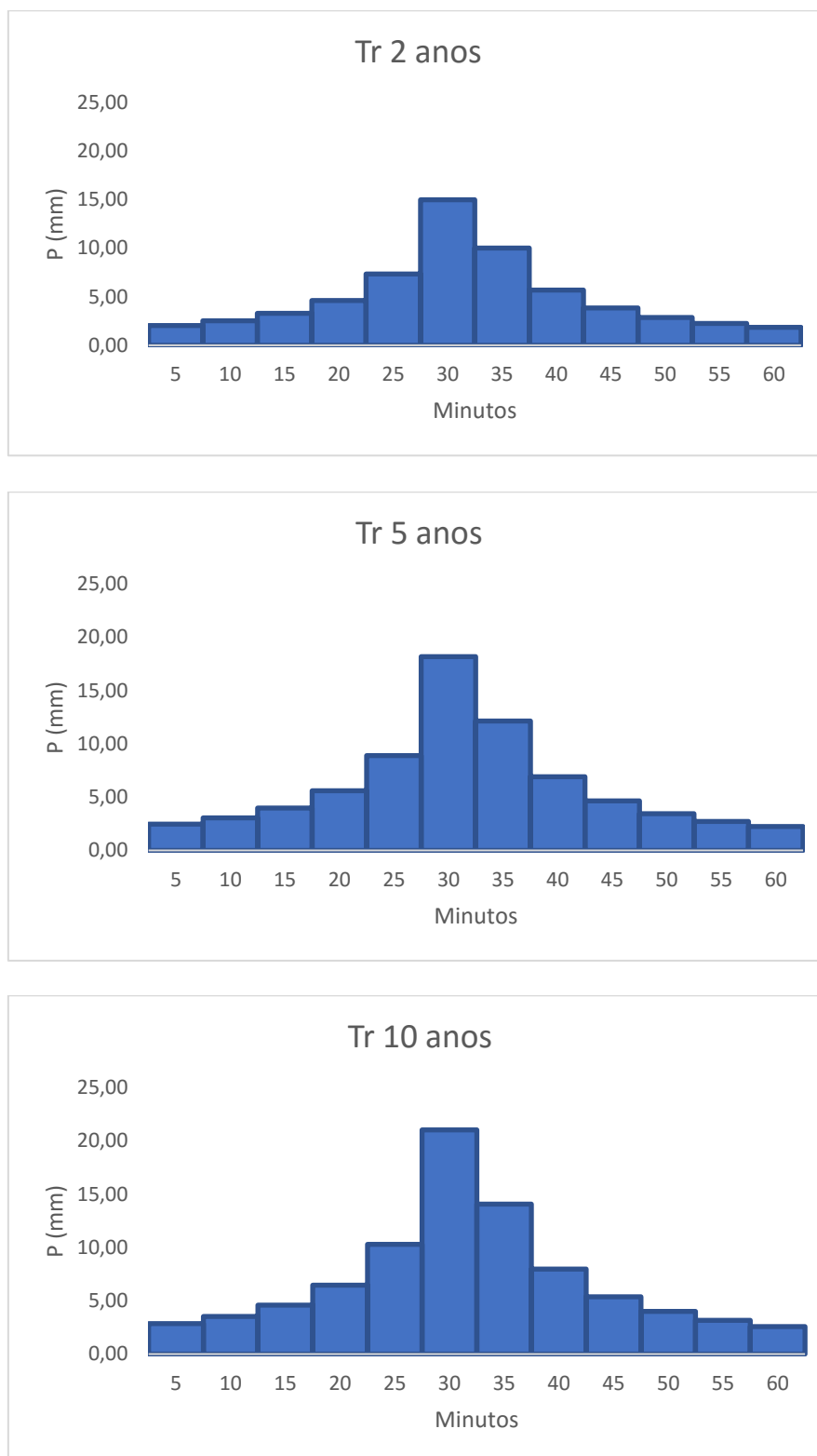


Tabela A15-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Porto Alegre.

Porto Alegre						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	174,04	203,38	228,81	267,38	300,82	338,44
10,00	150,19	175,51	197,46	230,74	259,60	292,06
15,00	132,33	154,64	173,97	203,30	228,72	257,33
20,00	118,43	138,39	155,70	181,94	204,70	230,30
25,00	107,29	125,38	141,05	164,83	185,44	208,64
30,00	98,15	114,70	129,04	150,79	169,65	190,87
35,00	90,52	105,78	119,00	139,06	156,45	176,02
40,00	84,04	98,20	110,48	129,10	145,25	163,42
45,00	78,46	91,69	103,15	120,54	135,62	152,58
50,00	73,62	86,02	96,78	113,09	127,24	143,15
55,00	69,36	81,05	91,19	106,56	119,88	134,88
60,00	65,59	76,65	86,23	100,77	113,37	127,55

Figura A29-Curva IDF do município de Porto Alegre.

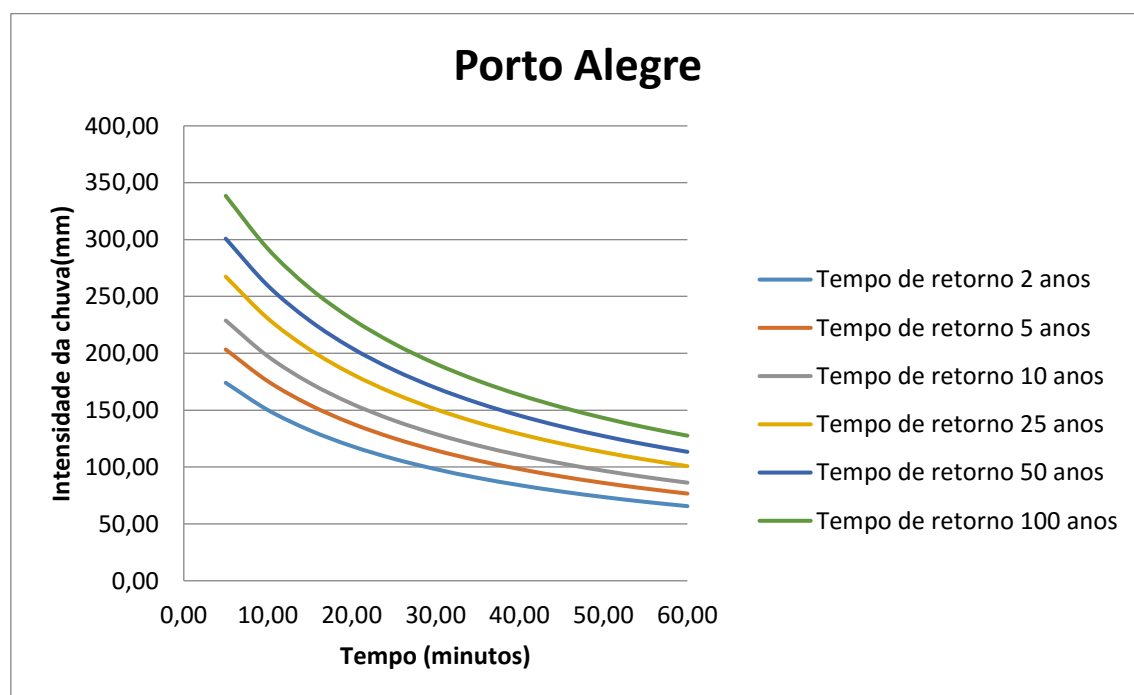


Figura A30-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Porto Alegre para uma chuva de duração de 1 horas.

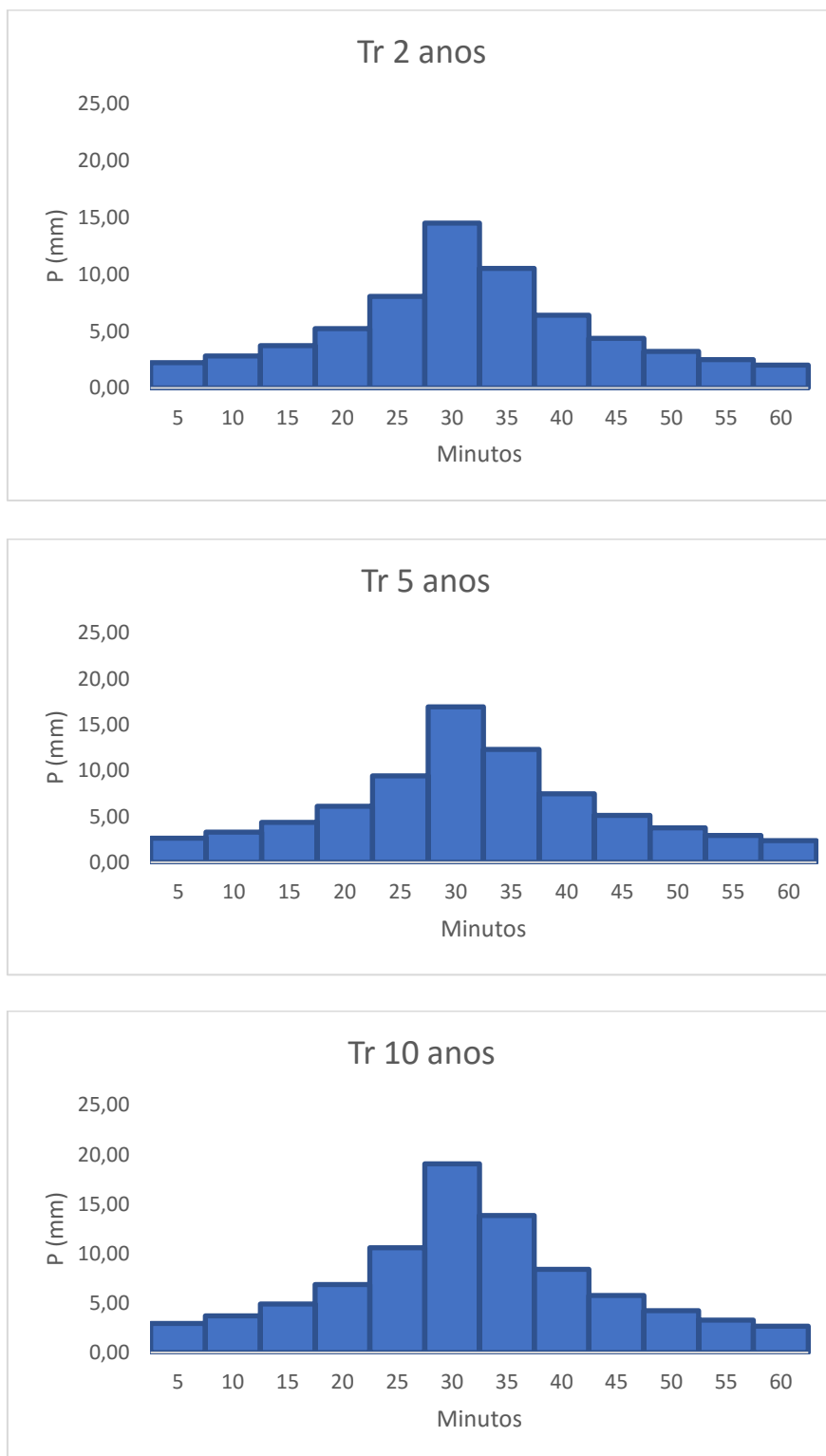


Tabela A16-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Recife.

Recife						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	124,404	137,900	149,073	165,245	178,634	193,108
10,00	108,607	120,388	130,143	144,261	155,950	168,586
15,00	96,764	107,262	115,952	128,531	138,945	150,203
20,00	87,520	97,014	104,875	116,252	125,671	135,853
25,00	80,079	88,767	95,959	106,369	114,987	124,304
30,00	73,947	81,969	88,611	98,223	106,182	114,785
35,00	68,796	76,259	82,438	91,380	98,785	106,789
40,00	64,400	71,386	77,170	85,541	92,472	99,965
45,00	60,599	67,173	72,616	80,493	87,015	94,066
50,00	57,277	63,490	68,635	76,080	82,245	88,909
55,00	54,345	60,241	65,122	72,186	78,035	84,358
60,00	51,736	57,349	61,995	68,721	74,289	80,308

Figura A31-Curva IDF do município de Recife.

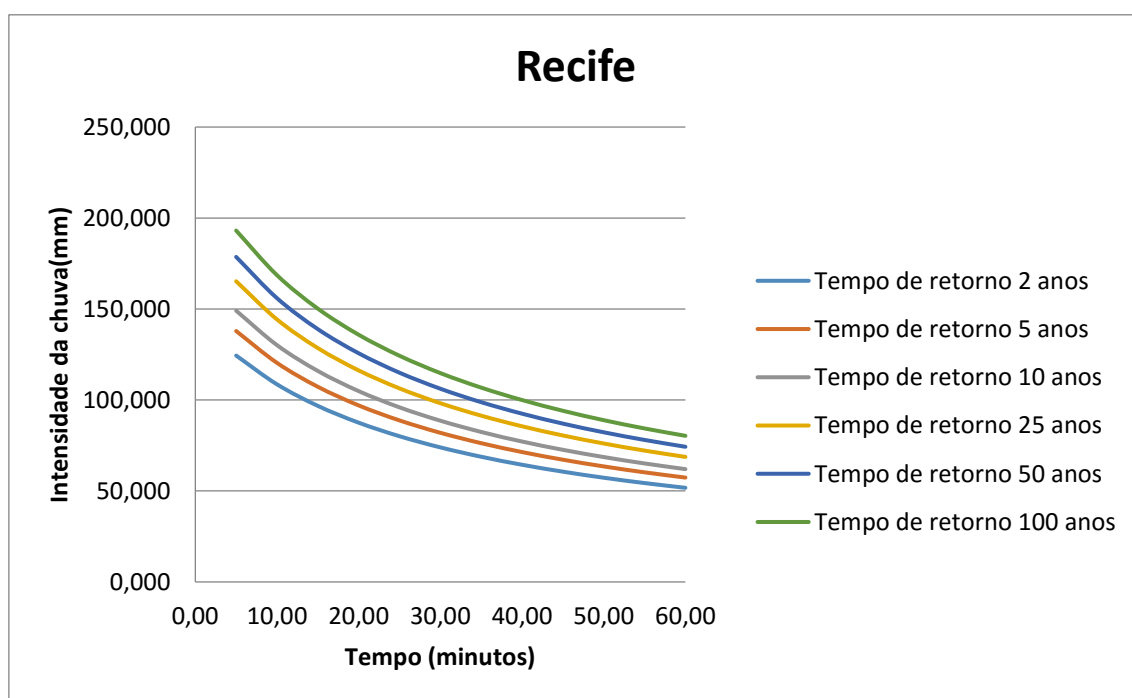


Figura A32-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Recife para uma chuva de duração de 1 horas.

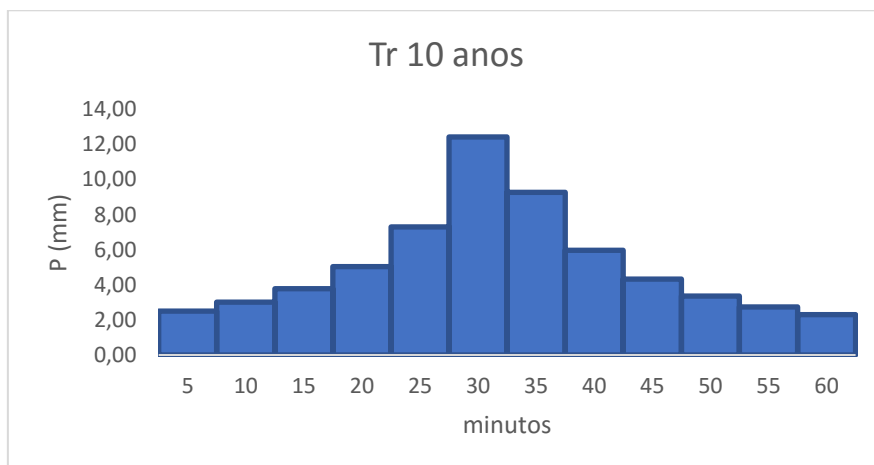
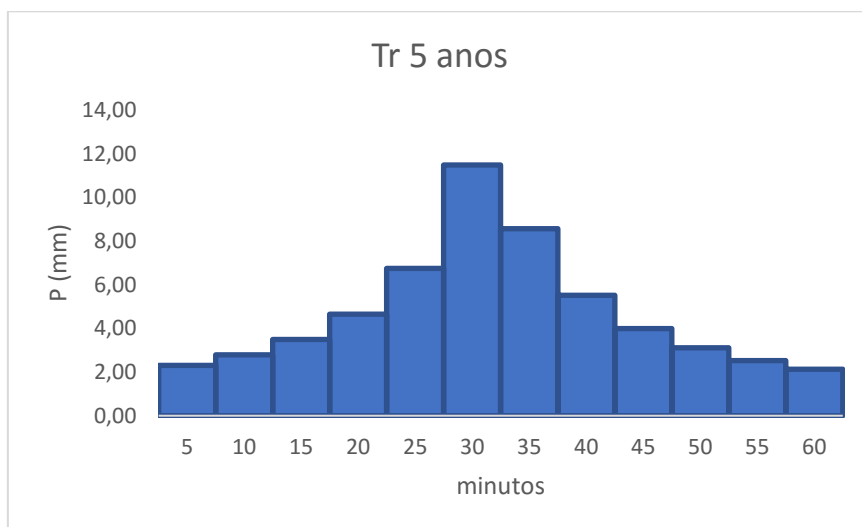
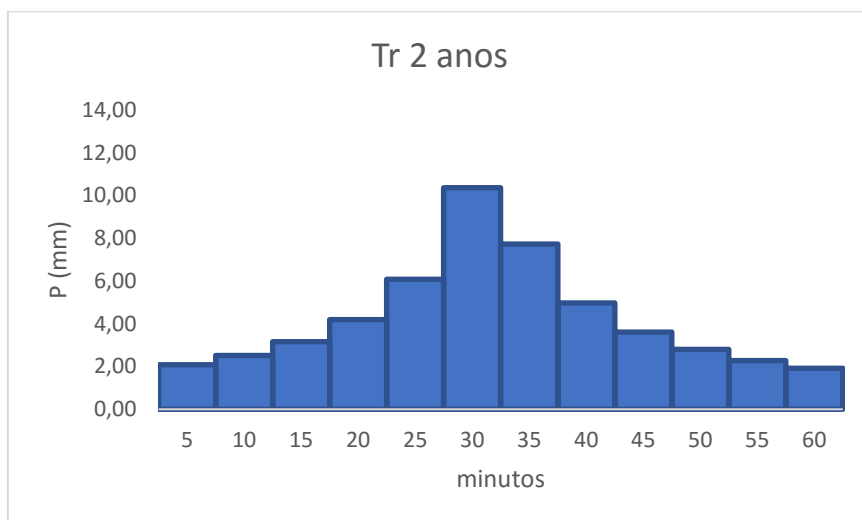


Tabela A17-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Rio Branco.

Rio Branco						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	154,04	181,67	205,81	242,71	274,96	311,50
10,00	128,29	151,29	171,39	202,13	228,98	259,41
15,00	110,47	130,28	147,59	174,06	197,19	223,39
20,00	97,35	114,81	130,07	153,39	173,77	196,86
25,00	87,26	102,90	116,58	137,48	155,75	176,45
30,00	79,22	93,43	105,84	124,82	141,41	160,20
35,00	72,67	85,70	97,08	114,49	129,71	146,94
40,00	67,20	79,25	89,79	105,89	119,96	135,90
45,00	62,58	73,80	83,60	98,59	111,70	126,54
50,00	58,60	69,11	78,29	92,33	104,60	118,50
55,00	55,15	65,03	73,68	86,89	98,43	111,51
60,00	52,11	61,46	69,62	82,11	93,02	105,38

Figura A33-Curva IDF do município de Rio Branco.

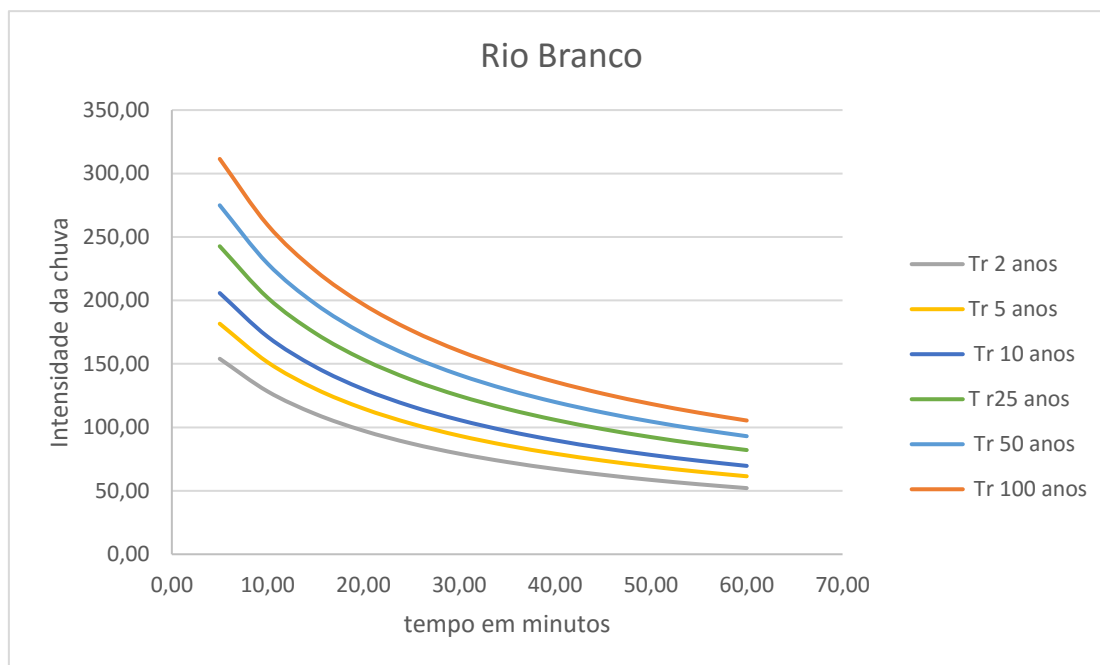


Figura A34-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Rio Branco para uma chuva de duração de 1 horas.

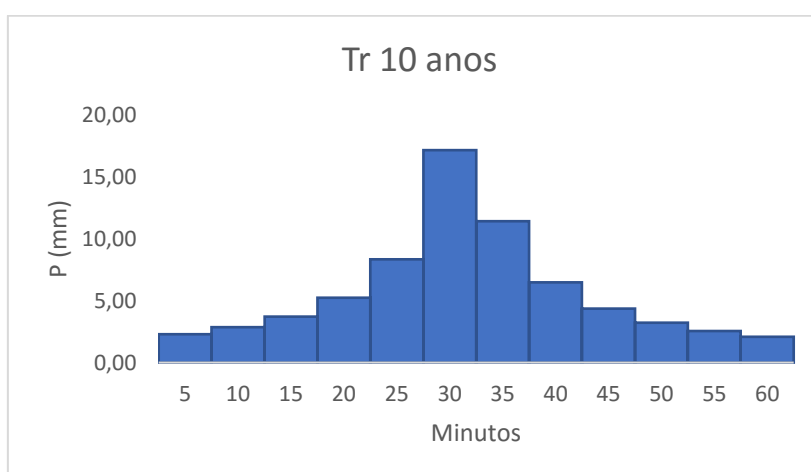
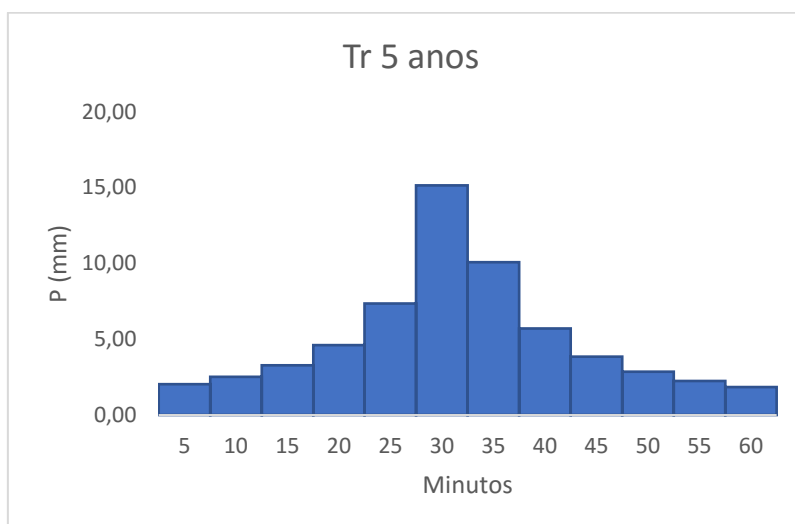
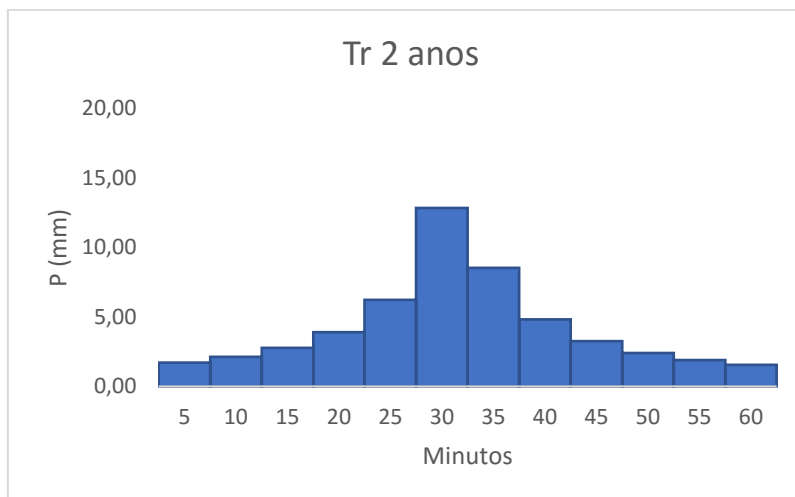


Tabela A18-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Santana do Paraíba.

Santana do Paraíba						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	126,25	154,45	179,89	220,07	256,32	298,55
10,00	104,48	127,81	148,86	182,11	212,11	247,05
15,00	89,72	109,76	127,84	156,39	182,16	212,16
20,00	79,00	96,64	112,56	137,70	160,38	186,80
25,00	70,81	86,62	100,89	123,43	143,76	167,44
30,00	64,33	78,70	91,66	112,13	130,61	152,12
35,00	59,06	72,25	84,16	102,95	119,91	139,67
40,00	54,69	66,90	77,92	95,32	111,03	129,32
45,00	50,99	62,37	72,65	88,87	103,51	120,57
50,00	47,81	58,49	68,13	83,34	97,07	113,06
55,00	45,05	55,12	64,20	78,53	91,47	106,54
60,00	42,64	52,16	60,75	74,32	86,56	100,82

Figura A35-Curva IDF do município de Santana do Paraíba.

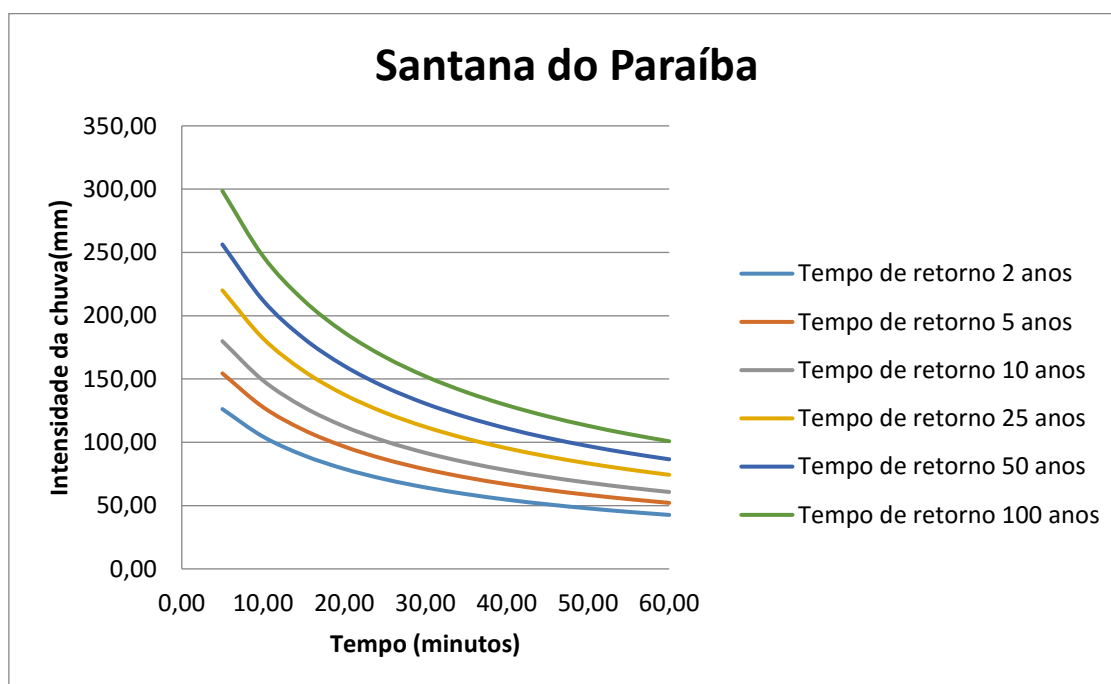


Figura A36-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Santana do Paraíba para uma chuva de duração de 1 horas.

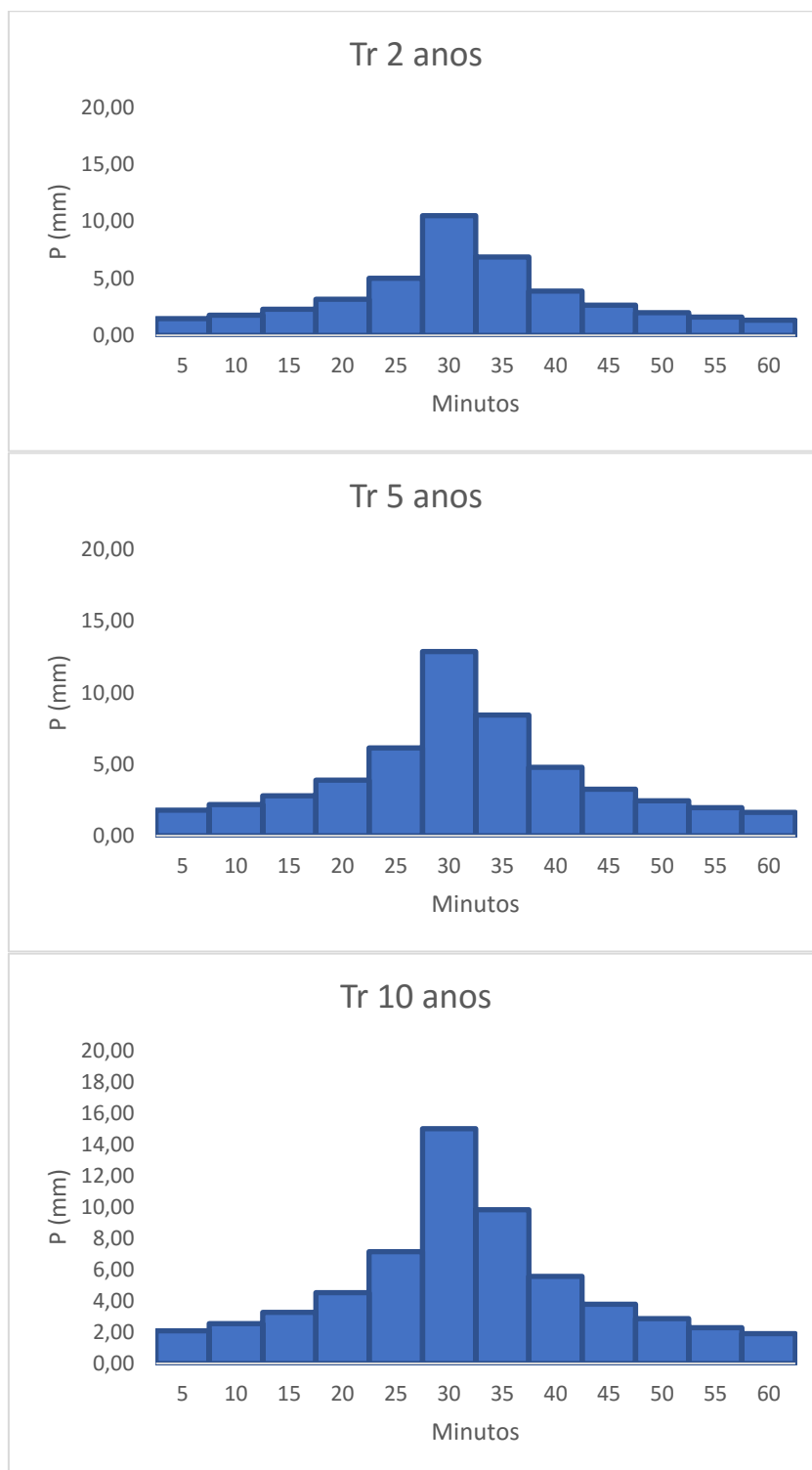


Tabela A19- Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Santos.

Santos						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	167,23	202,71	234,47	284,22	328,76	380,27
10,00	138,50	167,89	194,19	235,40	272,28	314,94
15,00	119,15	144,43	167,06	202,51	234,24	270,94
20,00	105,12	127,42	147,39	178,66	206,65	239,03
25,00	94,42	114,45	132,39	160,48	185,62	214,71
30,00	85,96	104,20	120,53	146,10	168,99	195,47
35,00	79,08	95,86	110,88	134,41	155,47	179,82
40,00	73,36	88,93	102,86	124,69	144,22	166,82
45,00	68,52	83,06	96,08	116,46	134,71	155,82
50,00	64,37	78,03	90,25	109,40	126,54	146,37
55,00	60,76	73,65	85,19	103,27	119,45	138,16
60,00	57,59	69,81	80,75	97,88	113,21	130,95

Figura A37-Curva IDF do município de Santos.

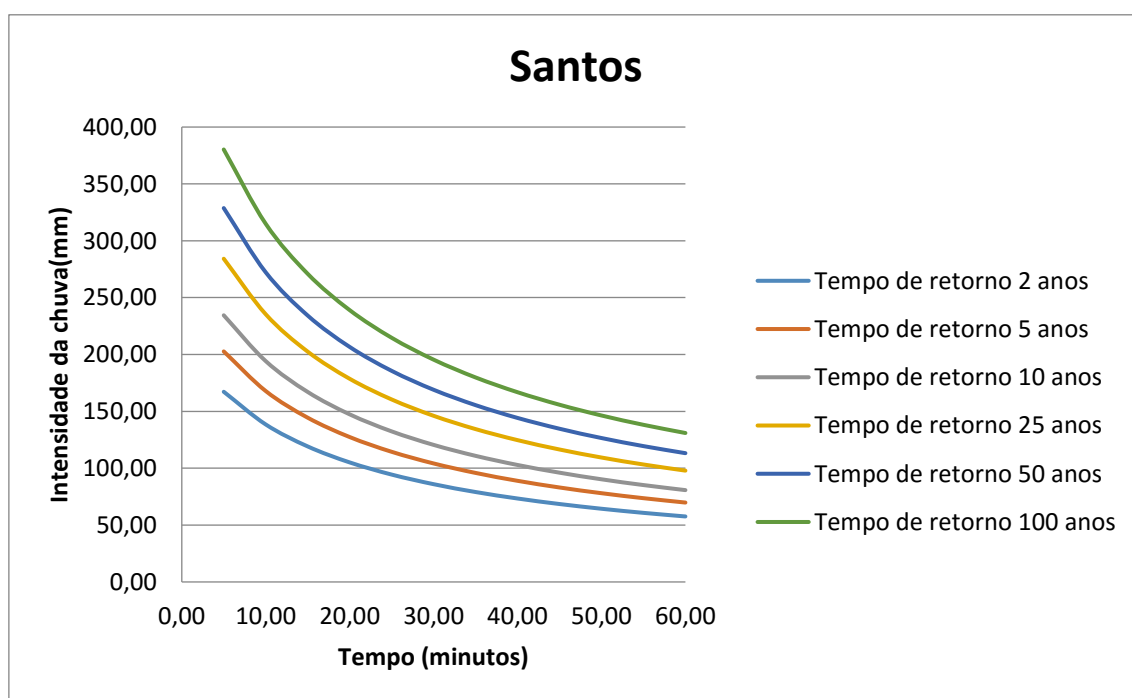


Figura A38-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Santos para uma chuva de duração de 1 horas.

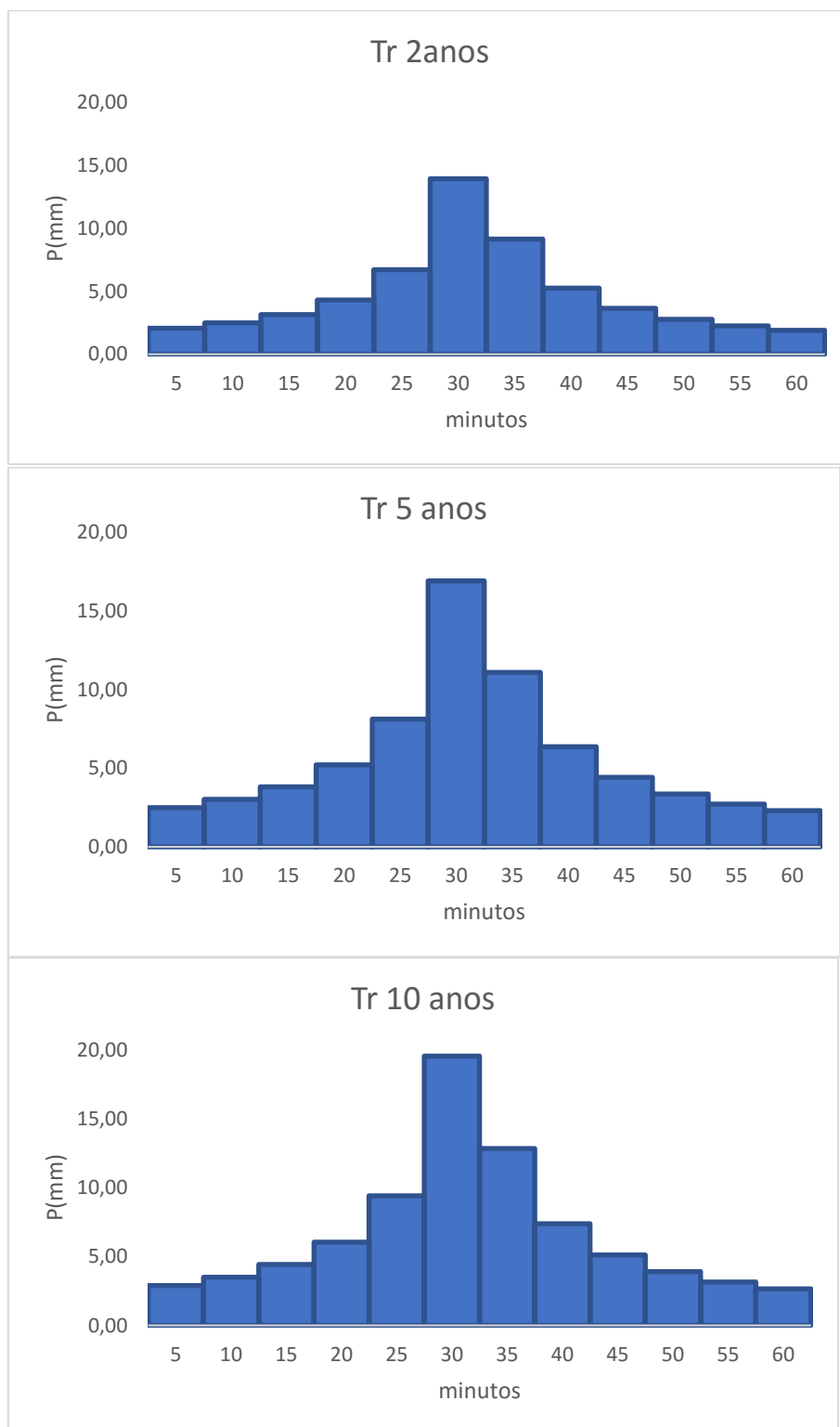


Tabela A20-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São Carlos.

São Carlos						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	125,834	152,534	176,434	213,870	247,381	286,143
10,00	108,631	131,681	152,314	184,632	213,561	247,024
15,00	95,778	116,100	134,292	162,786	188,292	217,795
20,00	85,789	103,991	120,286	145,808	168,654	195,080
25,00	77,790	94,295	109,070	132,213	152,929	176,891
30,00	71,232	86,345	99,875	121,066	140,036	161,978
35,00	65,751	79,703	92,191	111,752	129,262	149,516
40,00	61,100	74,064	85,669	103,846	120,117	138,938
45,00	57,099	69,214	80,059	97,046	112,252	129,840
50,00	53,619	64,995	75,179	91,131	105,410	121,927
55,00	50,562	61,291	70,894	85,937	99,402	114,977
60,00	47,856	58,010	67,099	81,336	94,081	108,822

Figura A39-Curva IDF do município de São Carlos.

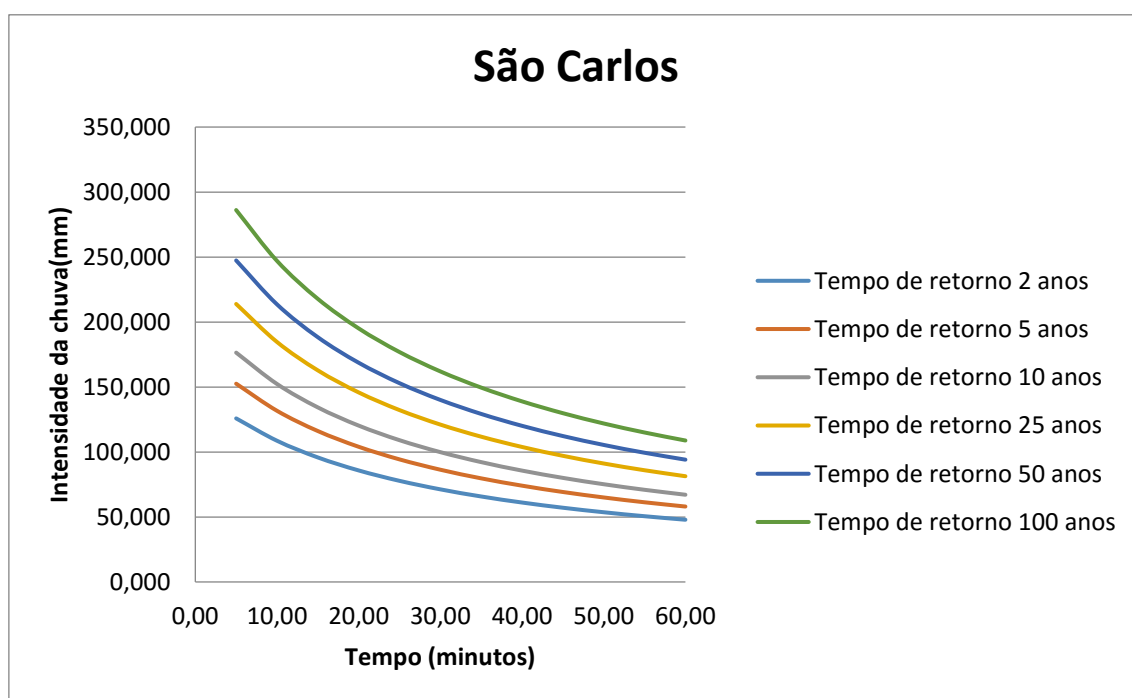


Figura A40-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São Carlos para uma chuva de duração de 1 horas.

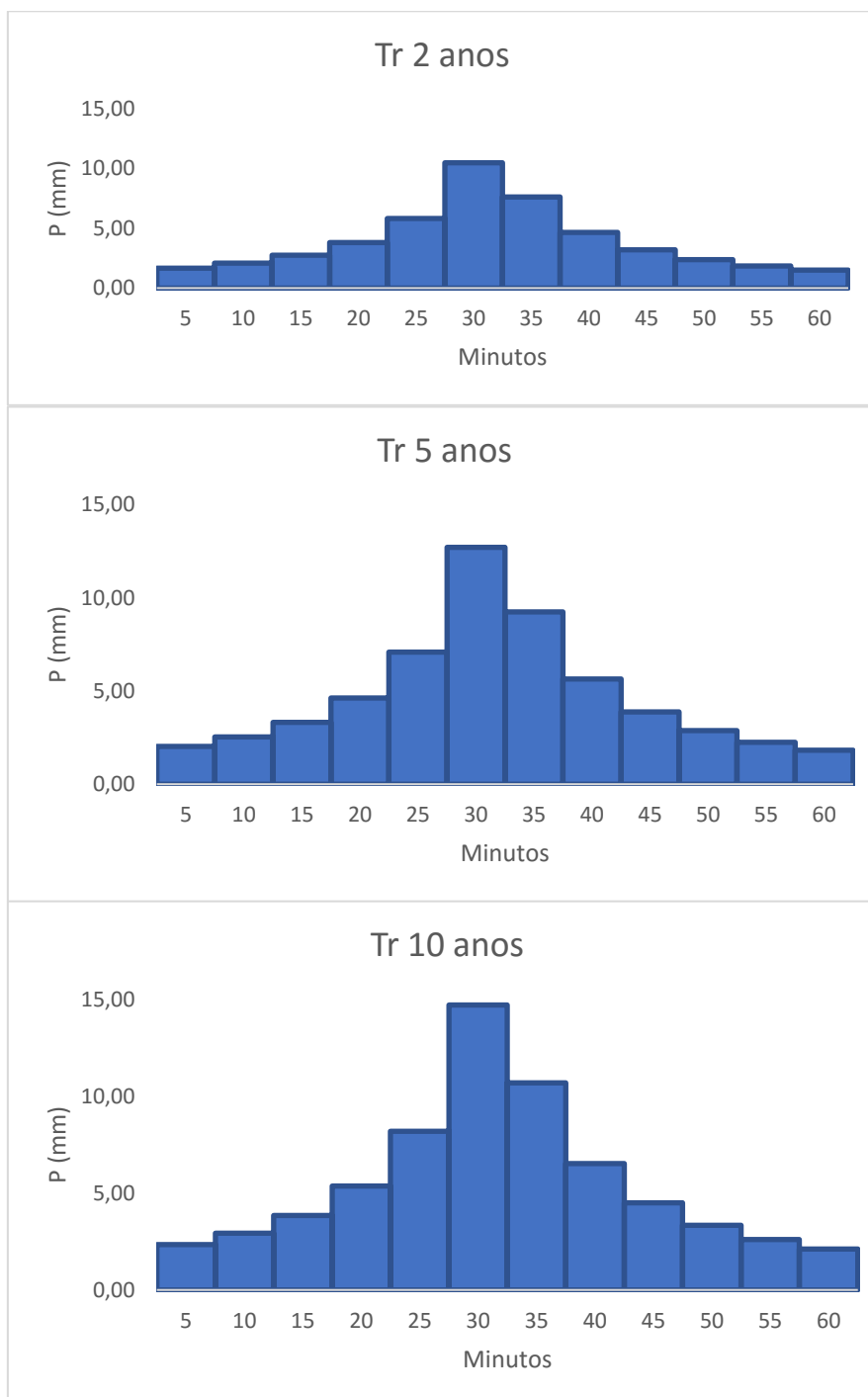


Tabela A21-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São José do Rio Preto.

São José do Rio Preto						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	113,92	130,71	145,03	166,40	184,63	204,86
10,00	96,75	111,00	123,17	141,31	156,80	173,98
15,00	84,32	96,74	107,34	123,16	136,65	151,62
20,00	74,88	85,91	95,33	109,37	121,36	134,65
25,00	67,45	77,39	85,87	98,53	109,32	121,30
30,00	61,45	70,50	78,23	89,75	99,59	110,50
35,00	56,49	64,81	71,91	82,51	91,55	101,58
40,00	52,31	60,02	66,60	76,41	84,78	94,07
45,00	48,75	55,93	62,06	71,20	79,01	87,66
50,00	45,67	52,40	58,14	66,71	74,02	82,13
55,00	42,98	49,31	54,72	62,78	69,66	77,29
60,00	40,61	46,59	51,70	59,32	65,82	73,03

Figura A41-Curva IDF do município de São José do Rio Preto.

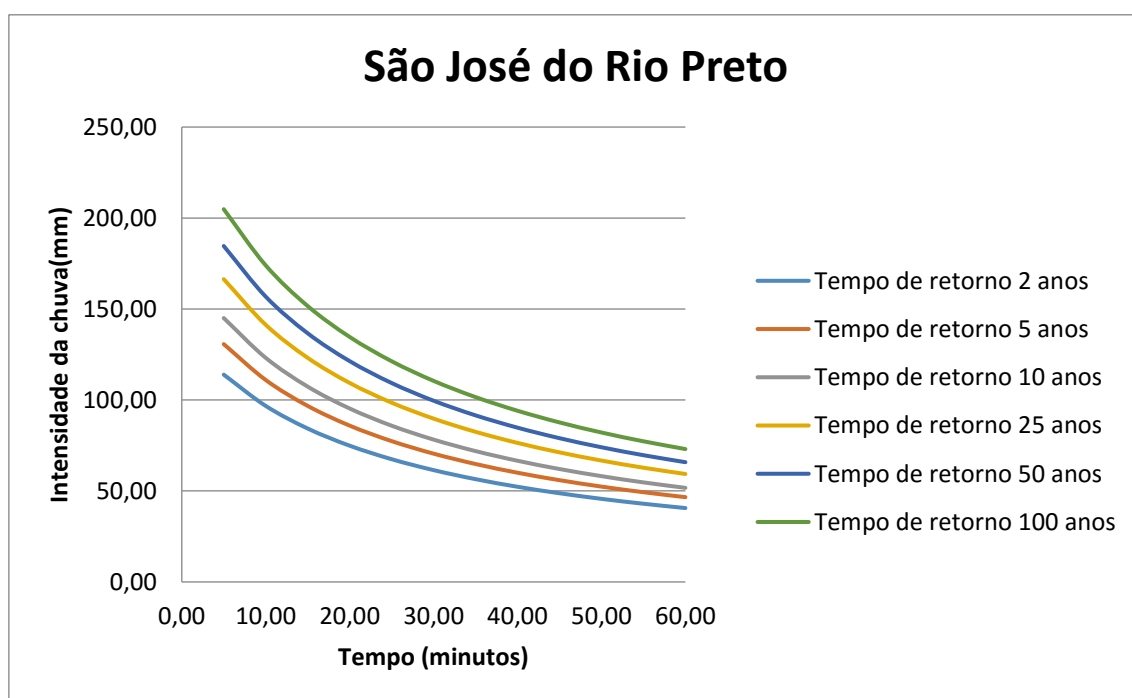


Figura A42-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São José do Rio Preto para uma chuva de duração de 1 horas.

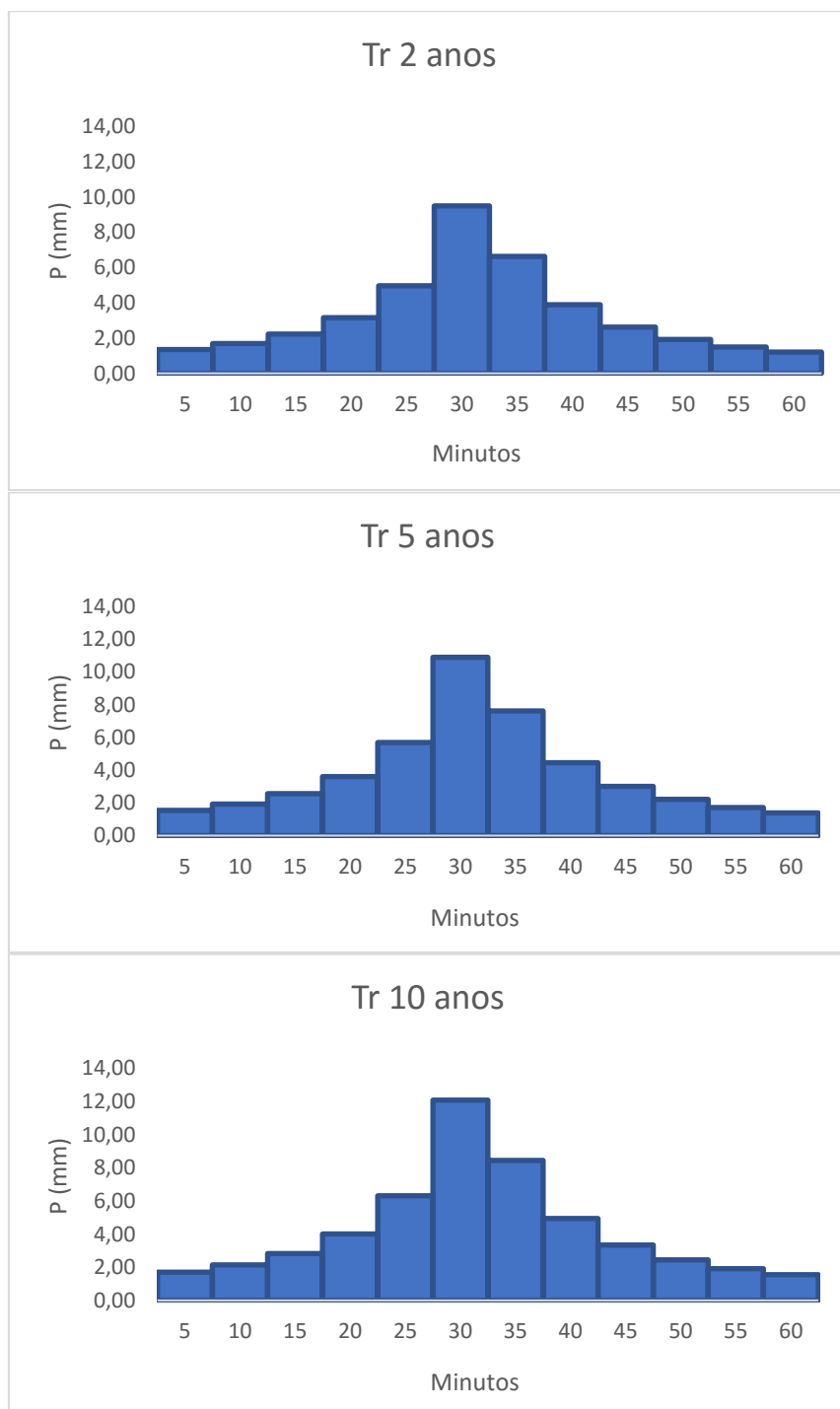


Tabela A22-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São José dos Pinhais.

São José dos Pinhais						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	175,42	208,78	238,17	283,46	323,36	368,88
10,00	142,13	169,16	192,97	229,67	262,00	298,88
15,00	120,67	143,62	163,84	195,00	222,44	253,76
20,00	105,55	125,62	143,30	170,55	194,56	221,95
25,00	94,23	112,15	127,94	152,27	173,71	198,16
30,00	85,41	101,66	115,96	138,02	157,45	179,61
35,00	78,32	93,21	106,33	126,55	144,36	164,68
40,00	72,46	86,25	98,39	117,10	133,58	152,38
45,00	67,55	80,39	91,71	109,15	124,52	142,04
50,00	63,35	75,40	86,01	102,37	116,78	133,21
55,00	59,72	71,07	81,08	96,50	110,08	125,58
60,00	56,54	67,29	76,76	91,36	104,22	118,89

Figura A43-Curva IDF do município de São José dos Pinhais.

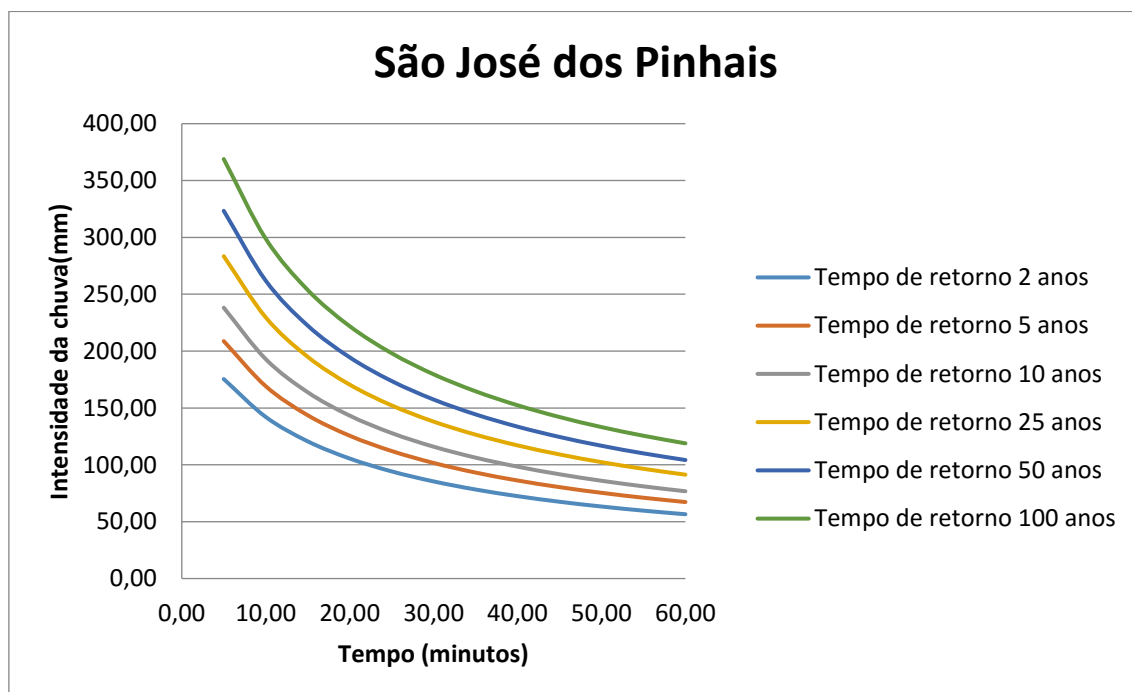


Figura A44-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São José dos Pinhais para uma chuva de duração de 1 horas.

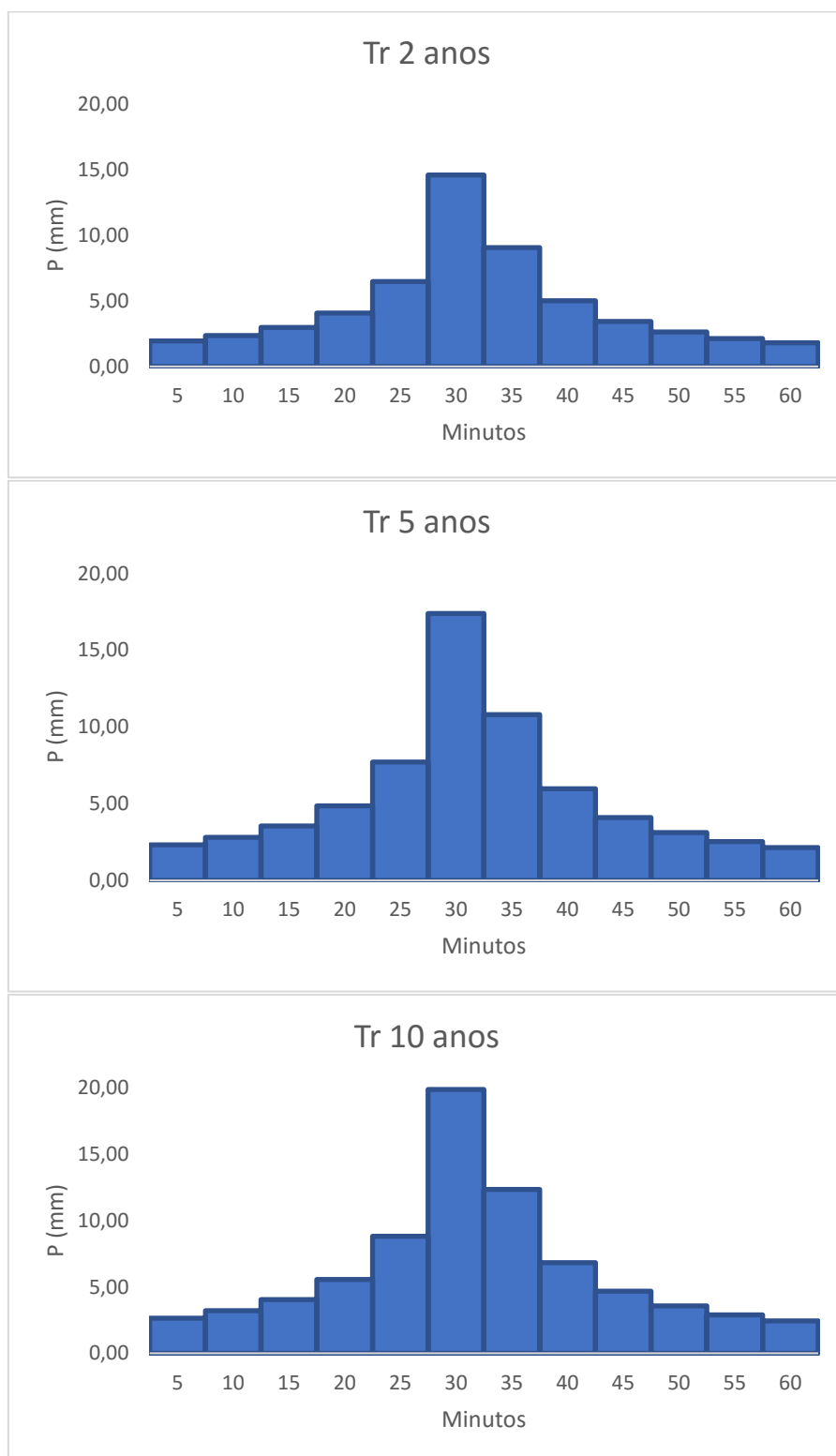


Tabela A23-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de São Paulo.

São Paulo						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	137,68	162,51	184,24	217,47	246,54	279,50
10,00	112,88	133,24	151,05	178,30	202,13	229,15
15,00	95,97	113,28	128,43	151,59	171,86	194,83
20,00	83,67	98,76	111,96	132,16	149,83	169,85
25,00	74,29	87,69	99,42	117,35	133,04	150,82
30,00	66,90	78,97	89,52	105,67	119,80	135,81
35,00	60,91	71,90	81,51	96,21	109,07	123,65
40,00	55,96	66,05	74,88	88,39	100,20	113,60
45,00	51,79	61,13	69,30	81,80	92,74	105,13
50,00	48,23	56,93	64,54	76,18	86,36	97,90
55,00	45,15	53,29	60,42	71,32	80,85	91,65
60,00	42,46	50,12	56,82	67,07	76,03	86,20

Figura A45-Curva IDF do município de São Paulo.

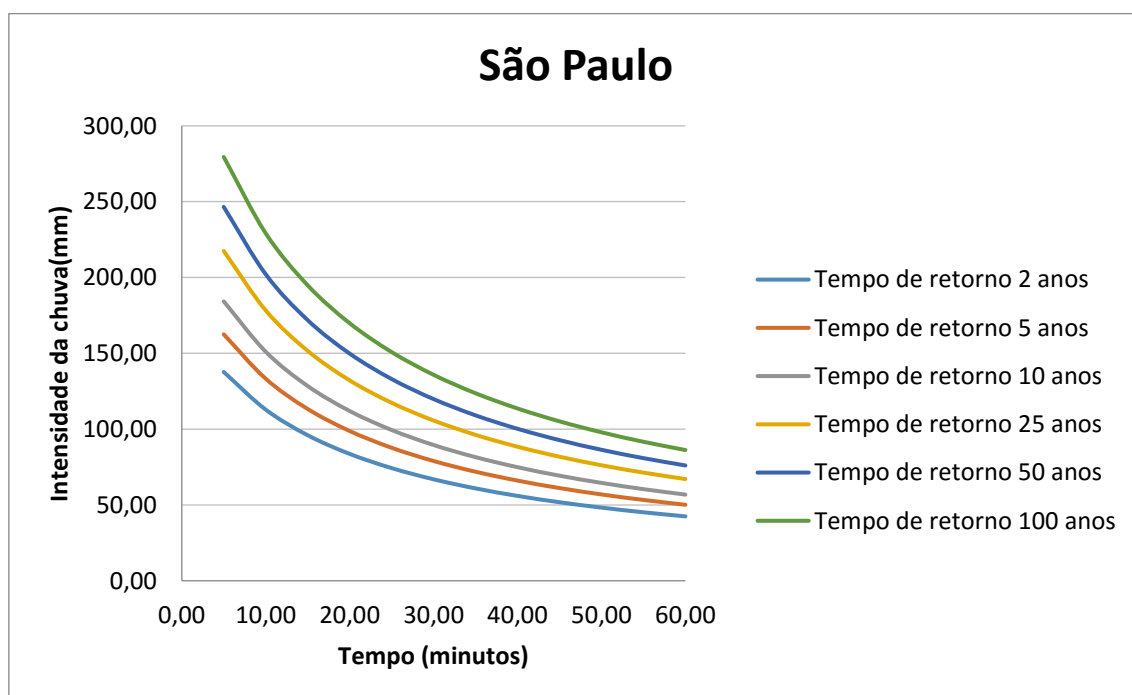


Figura A46-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de São Paulo para uma chuva de duração de 1 horas.

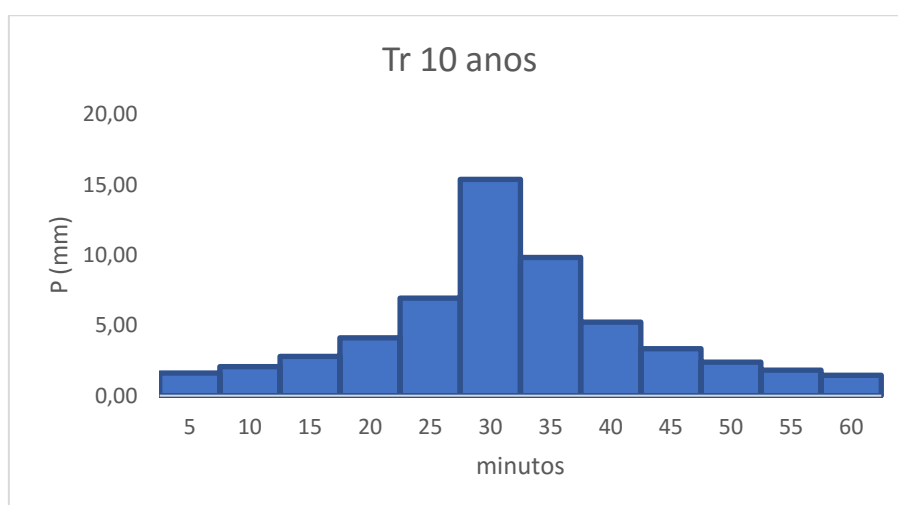
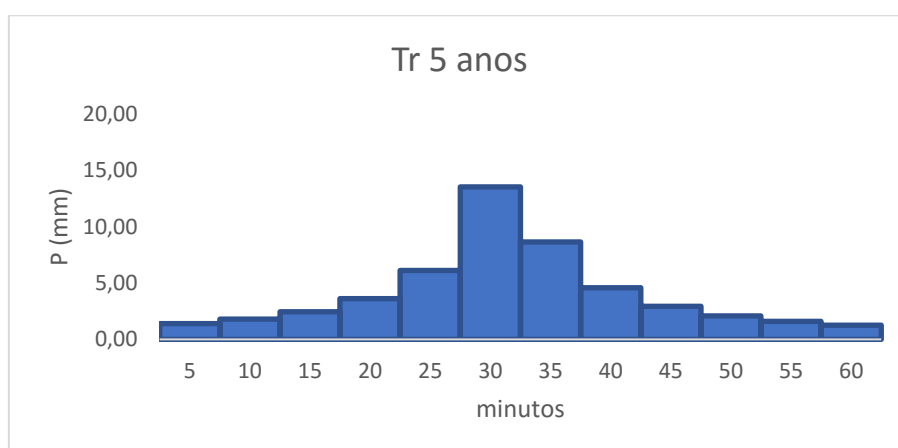
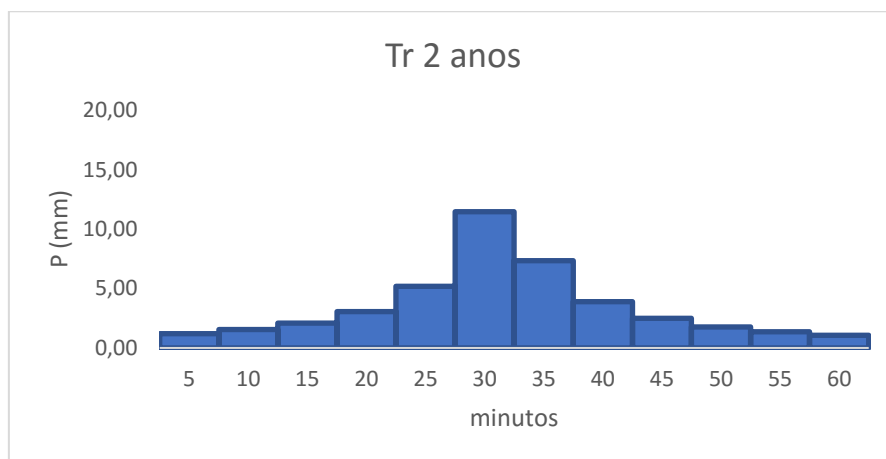


Tabela A24-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Sorocaba.

Sorocaba						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	140,47	171,85	200,16	244,86	285,20	332,18
10,00	82,75	101,23	117,91	144,24	168,00	195,67
15,00	64,92	79,42	92,50	113,16	131,81	153,52
20,00	55,37	67,73	78,89	96,51	112,41	130,92
25,00	49,17	60,15	70,06	85,70	99,82	116,27
30,00	44,73	54,71	63,73	77,96	90,80	105,76
35,00	41,34	50,57	58,90	72,05	83,92	97,75
40,00	38,64	47,27	55,06	67,35	78,45	91,37
45,00	36,43	44,56	51,91	63,50	73,96	86,14
50,00	34,57	42,29	49,26	60,26	70,18	81,74
55,00	32,98	40,34	46,99	57,48	66,95	77,98
60,00	31,59	38,65	45,02	55,07	64,14	74,71

Figura A47-Curva IDF do município de Sorocaba.

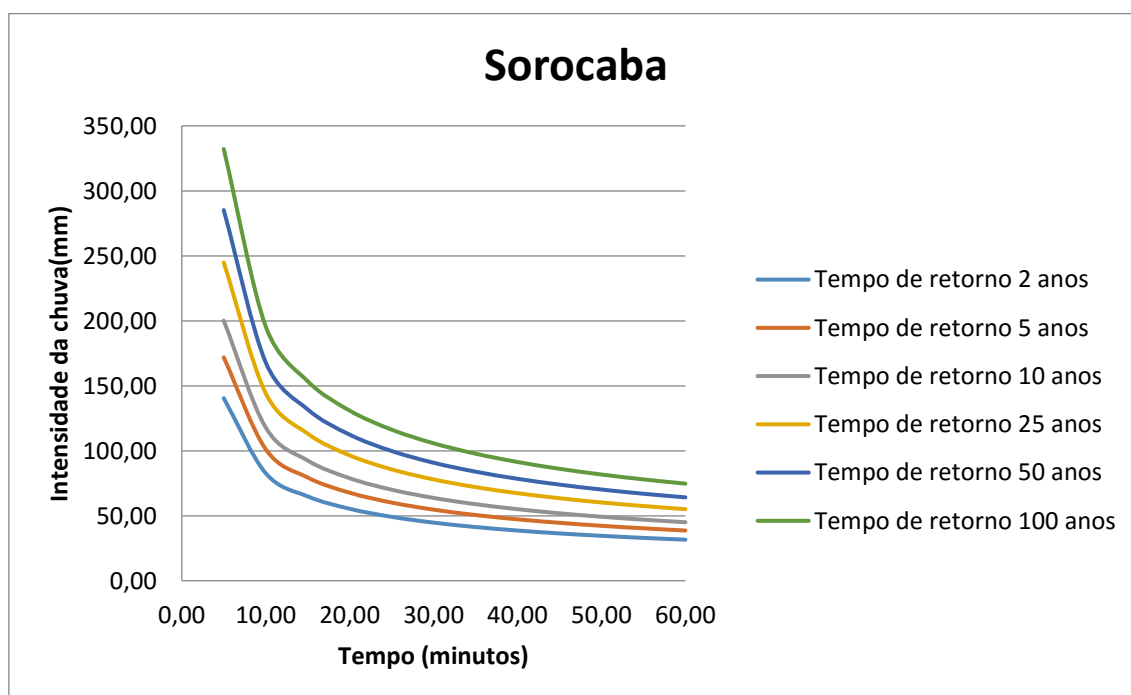


Figura A48-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Sorocaba para uma chuva de duração de 1 horas.

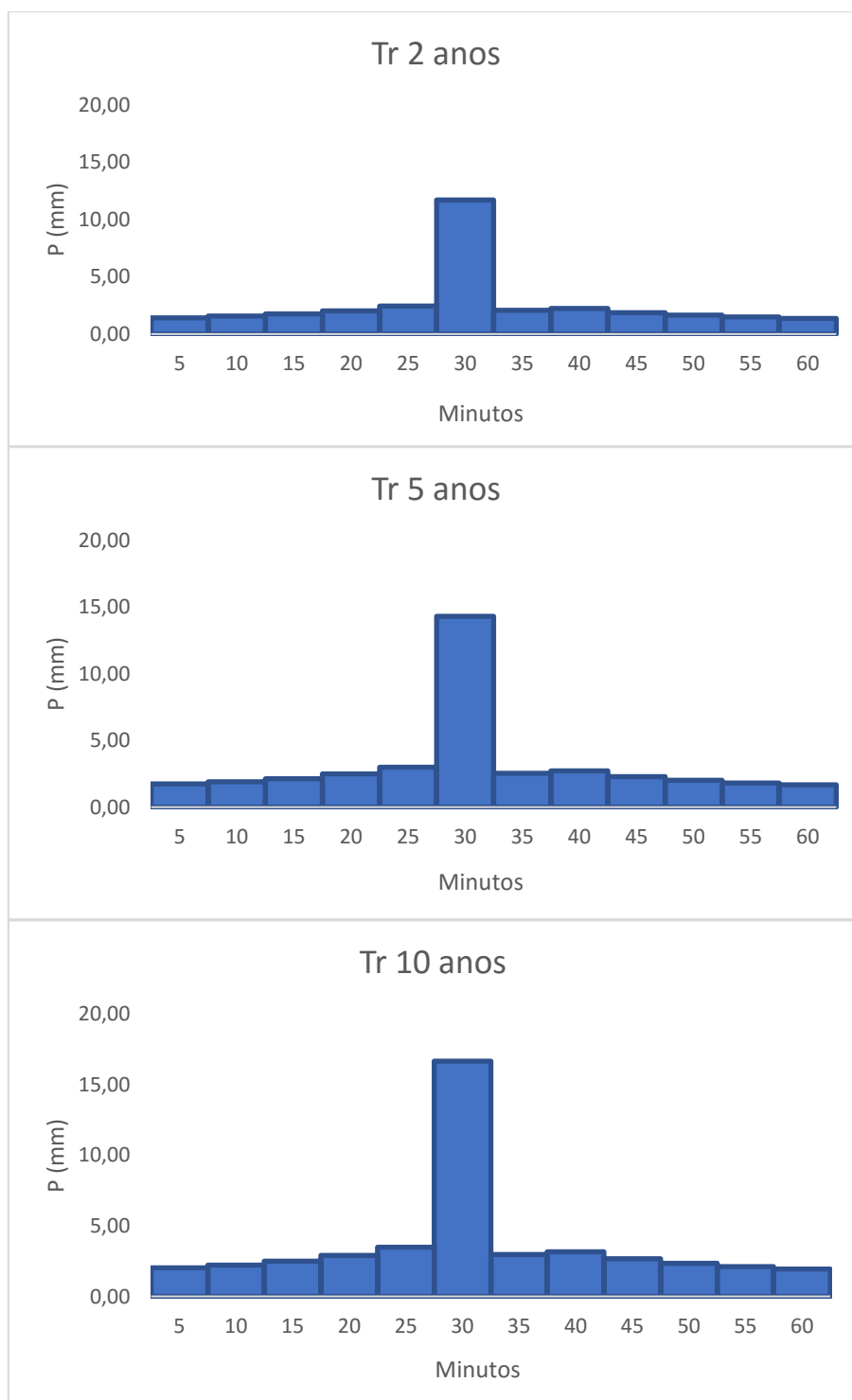


Tabela A25-Intensidades máximas (mm/h) obtidas a partir da equação de chuvas intensas para o município de Teresina.

Teresina						
Minutos	Tempo de retorno					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
5,00	175,95	206,93	233,94	275,13	311,04	351,64
10,00	141,03	165,86	187,51	220,52	249,31	281,85
15,00	118,79	139,71	157,94	185,75	210,00	237,41
20,00	103,25	121,43	137,28	161,45	182,53	206,35
25,00	91,71	107,86	121,93	143,40	162,12	183,28
30,00	82,76	97,33	110,03	129,41	146,30	165,40
35,00	75,59	88,90	100,51	118,20	133,63	151,07
40,00	69,71	81,98	92,68	109,00	123,23	139,32
45,00	64,78	76,19	86,13	101,30	114,52	129,47
50,00	60,59	71,26	80,56	94,74	107,11	121,09
55,00	56,97	67,00	75,75	89,09	100,72	113,86
60,00	53,82	63,29	71,55	84,15	95,14	107,56

Figura A49-Curva IDF do município de Teresina.

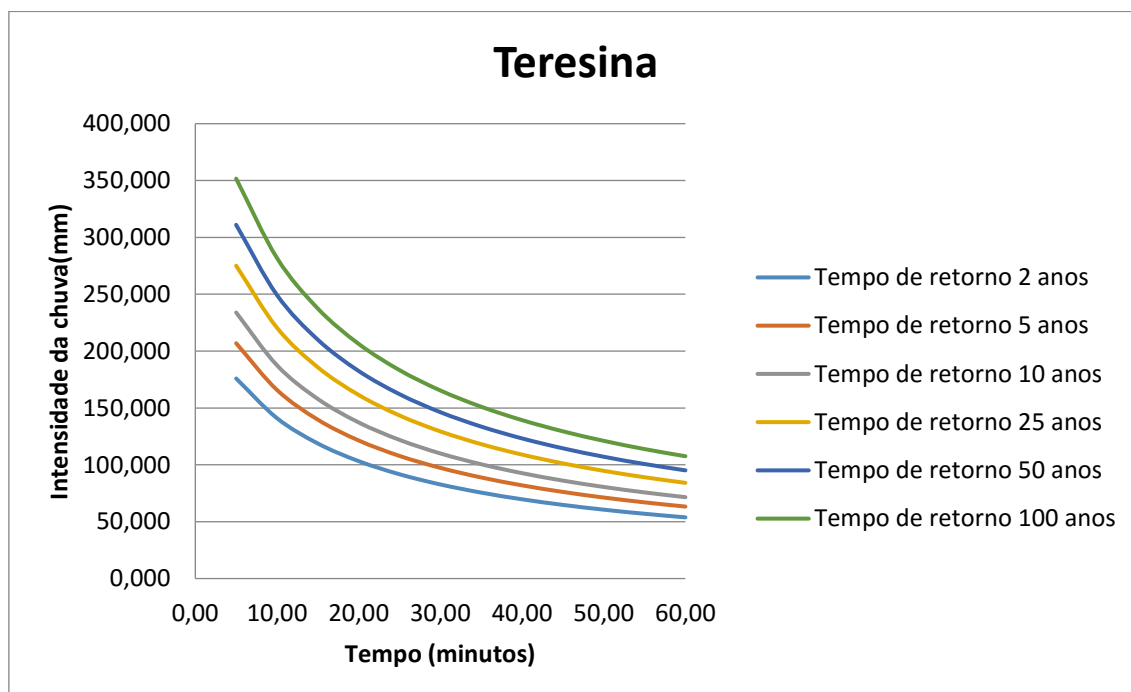
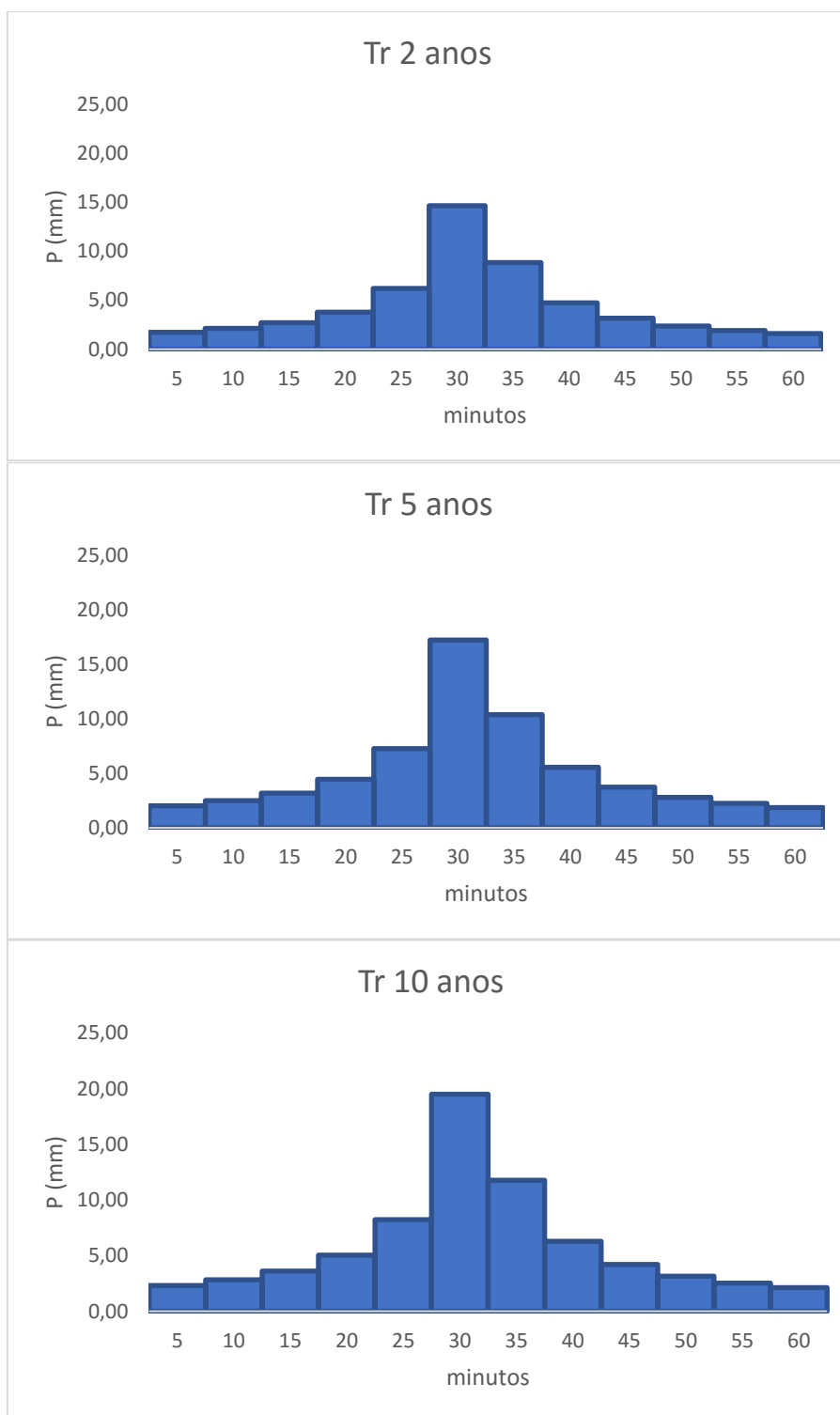


Figura A50-Hietogramas de projeto para período de retorno de 2, 5 e 10anos obtidos pelo método dos blocos alternados a partir de dados de chuvas da Curva IDF de Teresina para uma chuva de duração de 1 horas.



APÊNDICE B: Simulação do volume do microrreservatório de amortecimento de chuvas (m^3) com SWMM para o município estudados.

Figura B1-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Belo Horizonte diferentes intensidades de chuvas.

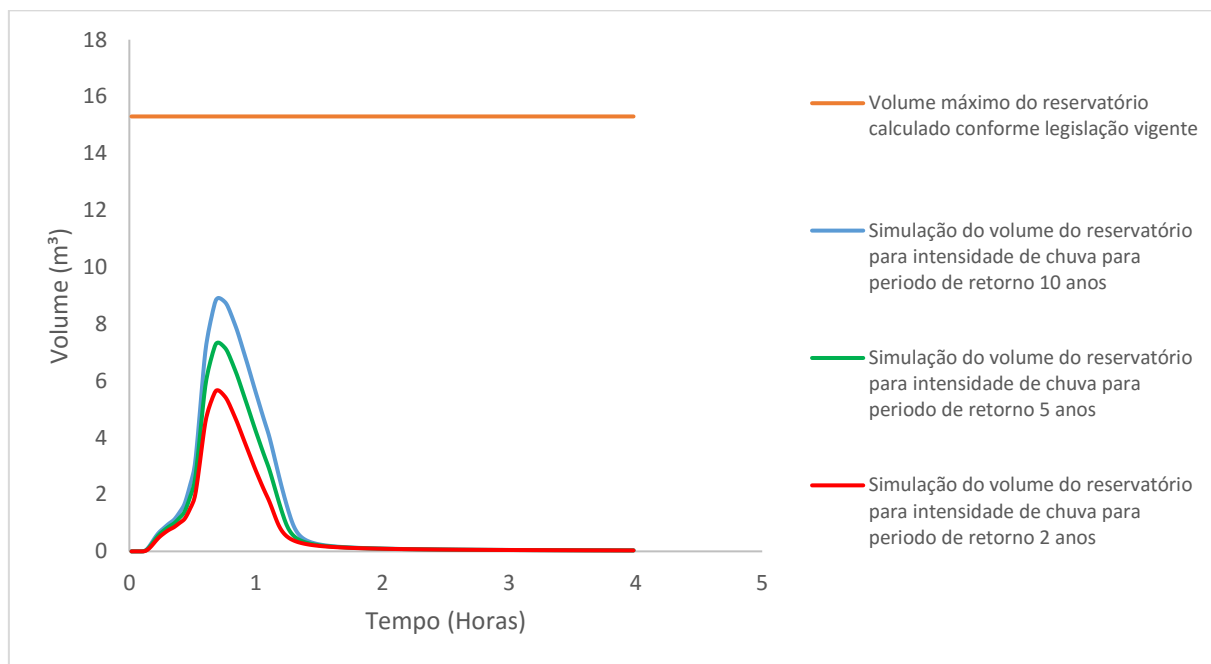


Figura B2-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município Bragança Paulista de diferentes intensidades de chuvas.

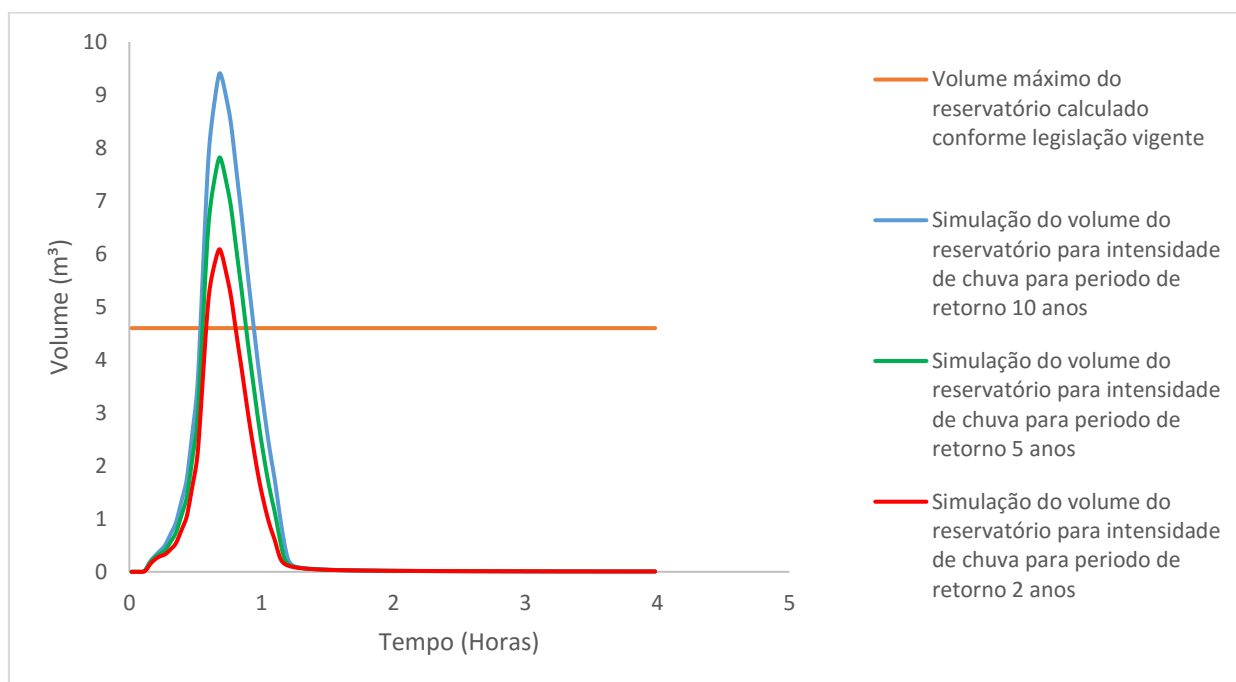


Figura B3-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Cuiabá diferentes intensidades de chuvas.

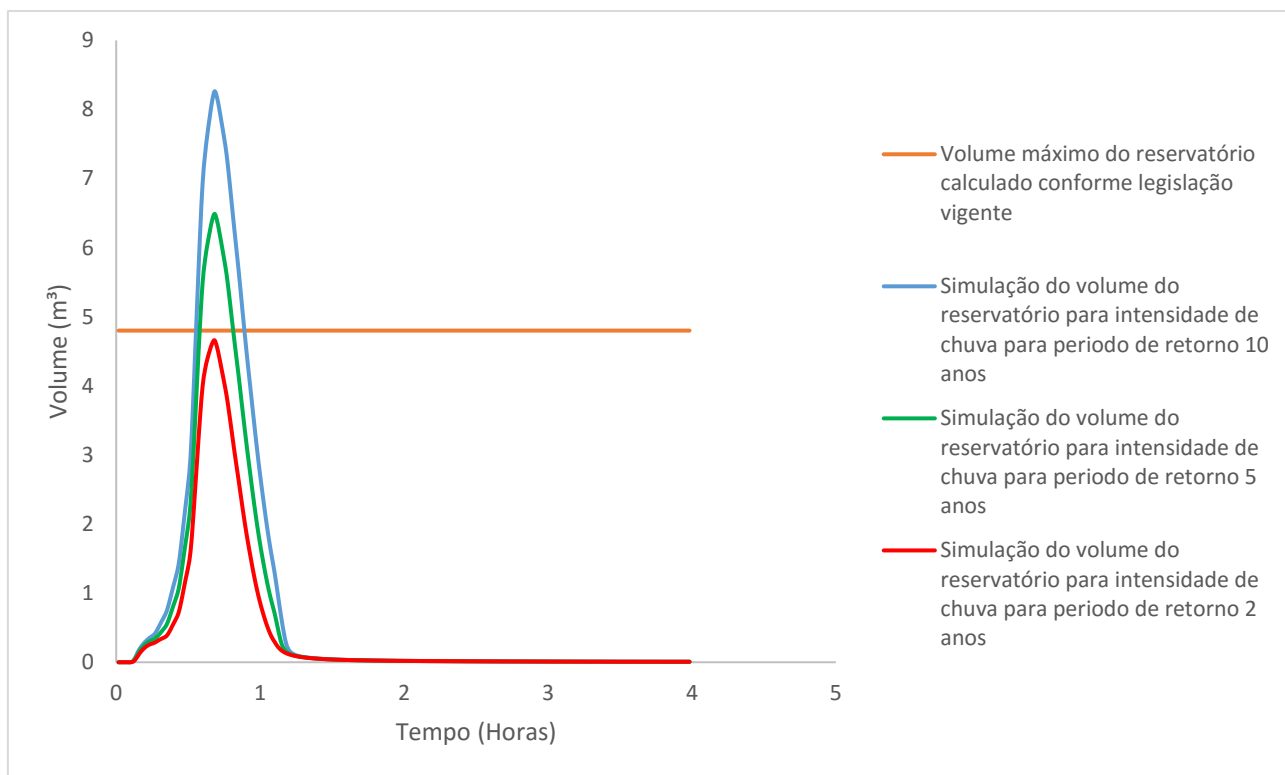


Figura B4-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Curitiba diferentes intensidades de chuvas.

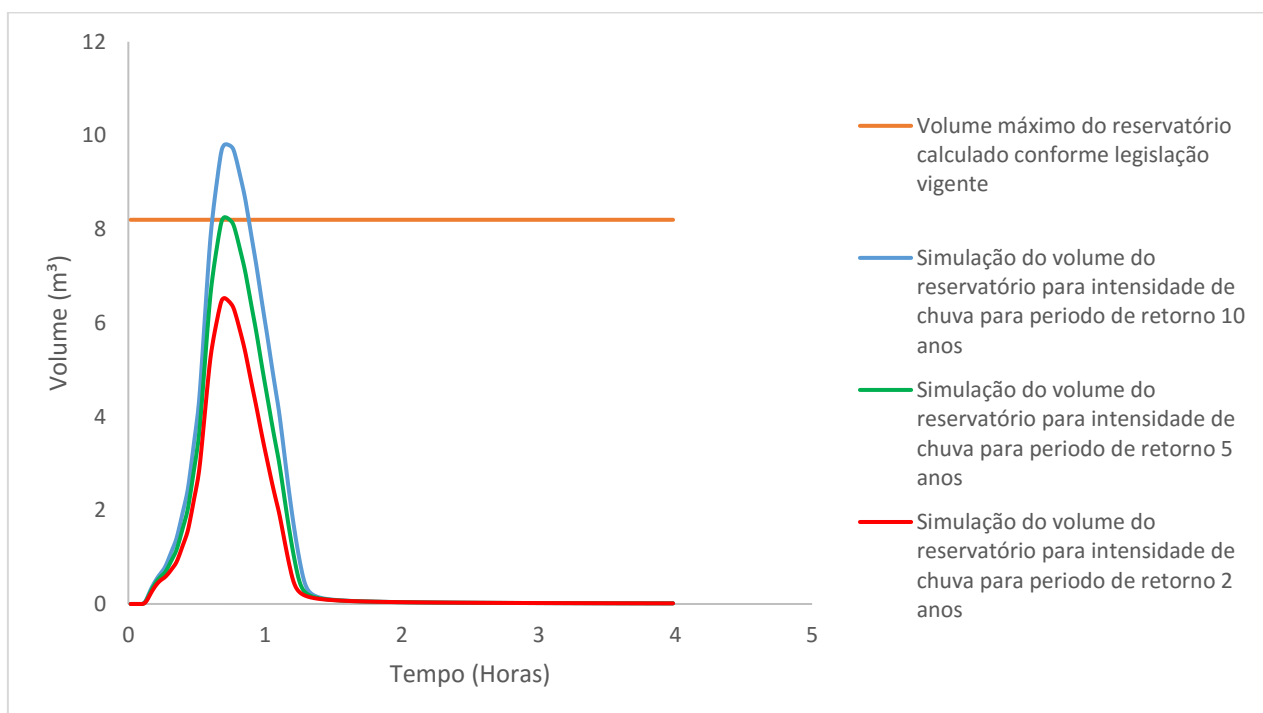


Figura B5-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Diadema diferentes intensidades de chuvas.

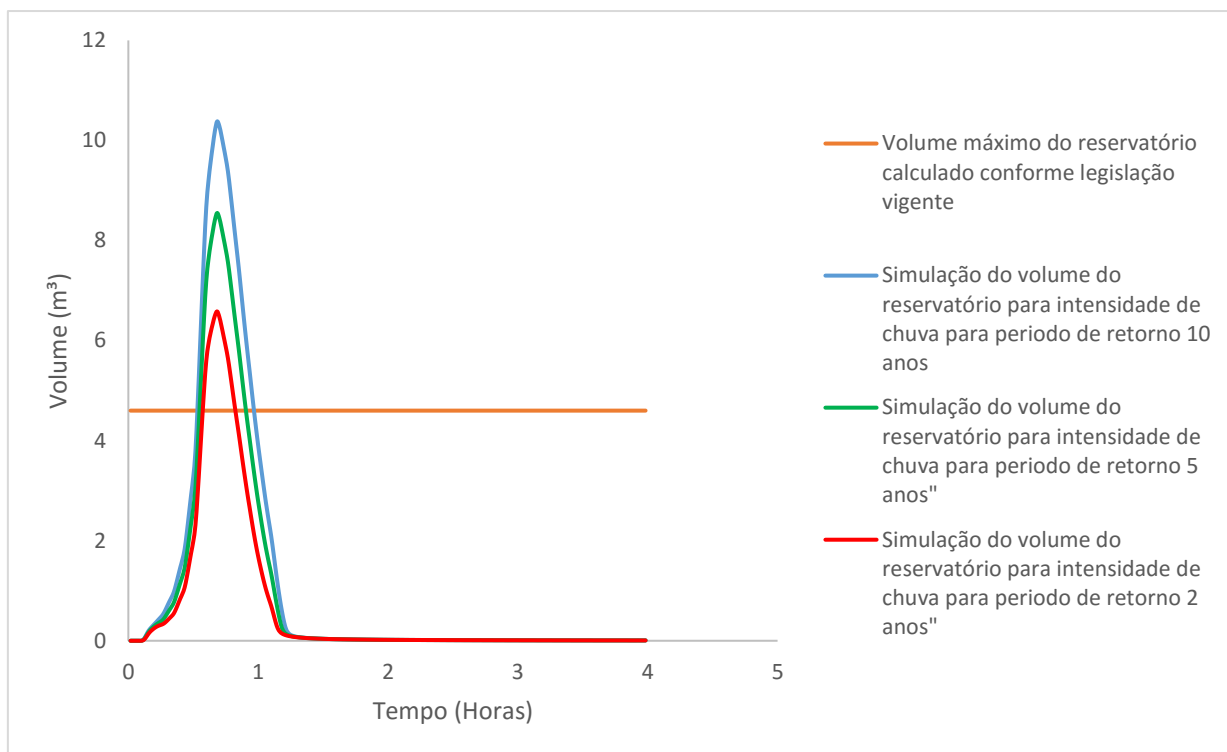


Figura B6-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Gaspar diferentes intensidades de chuvas.

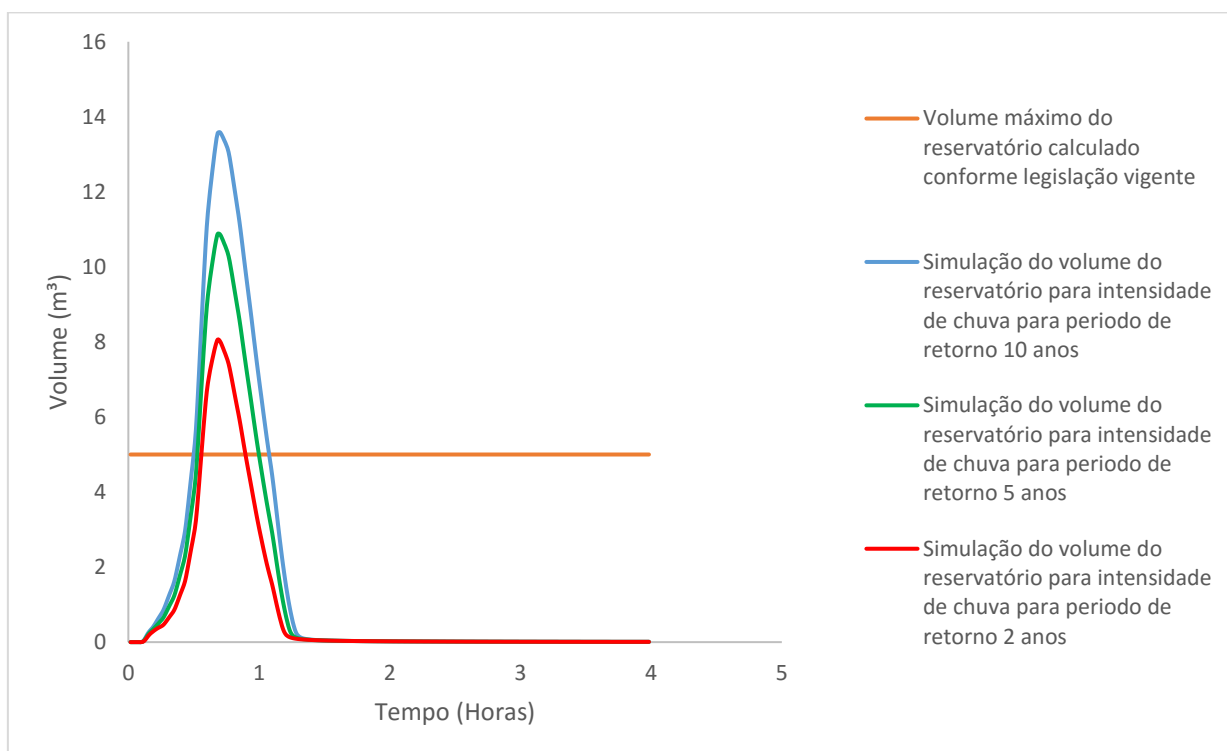


Figura B7-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Guarulhos diferentes intensidades de chuvas.

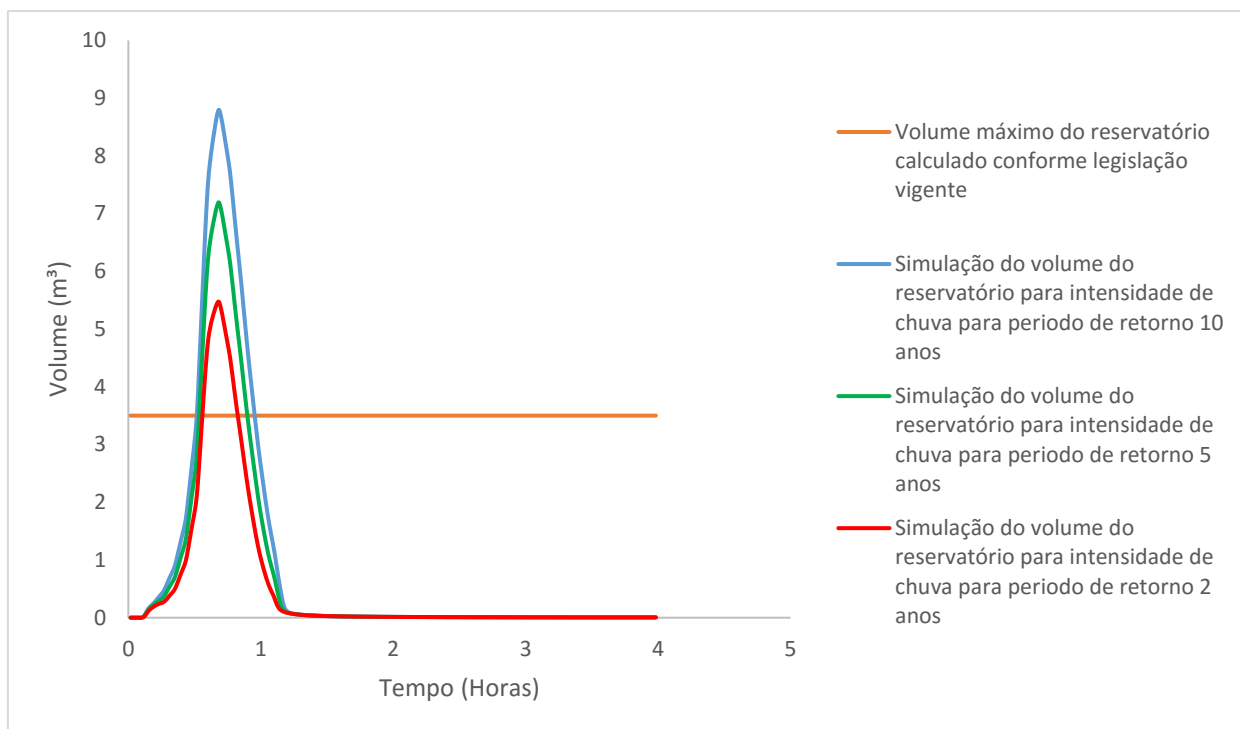


Figura B8-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Itatiba para diferentes intensidades de chuvas.

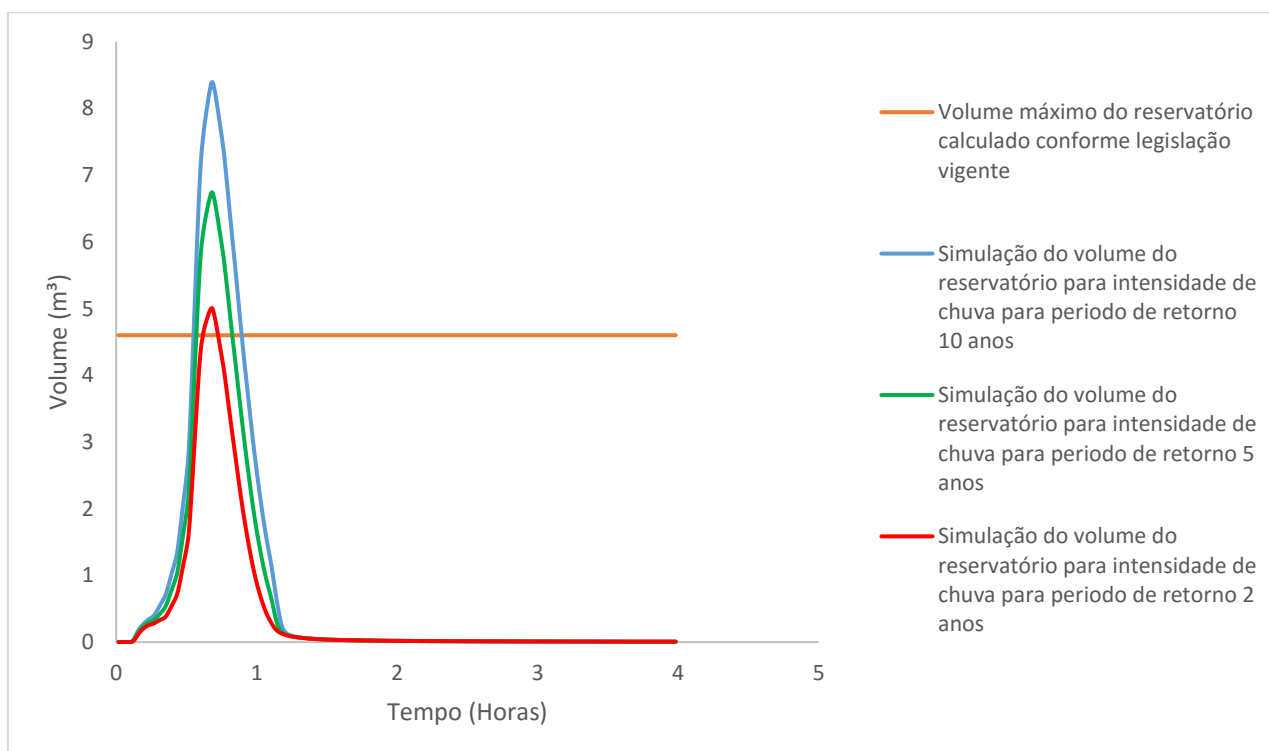


Figura B9-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de João Pessoa para diferentes intensidades de chuvas.

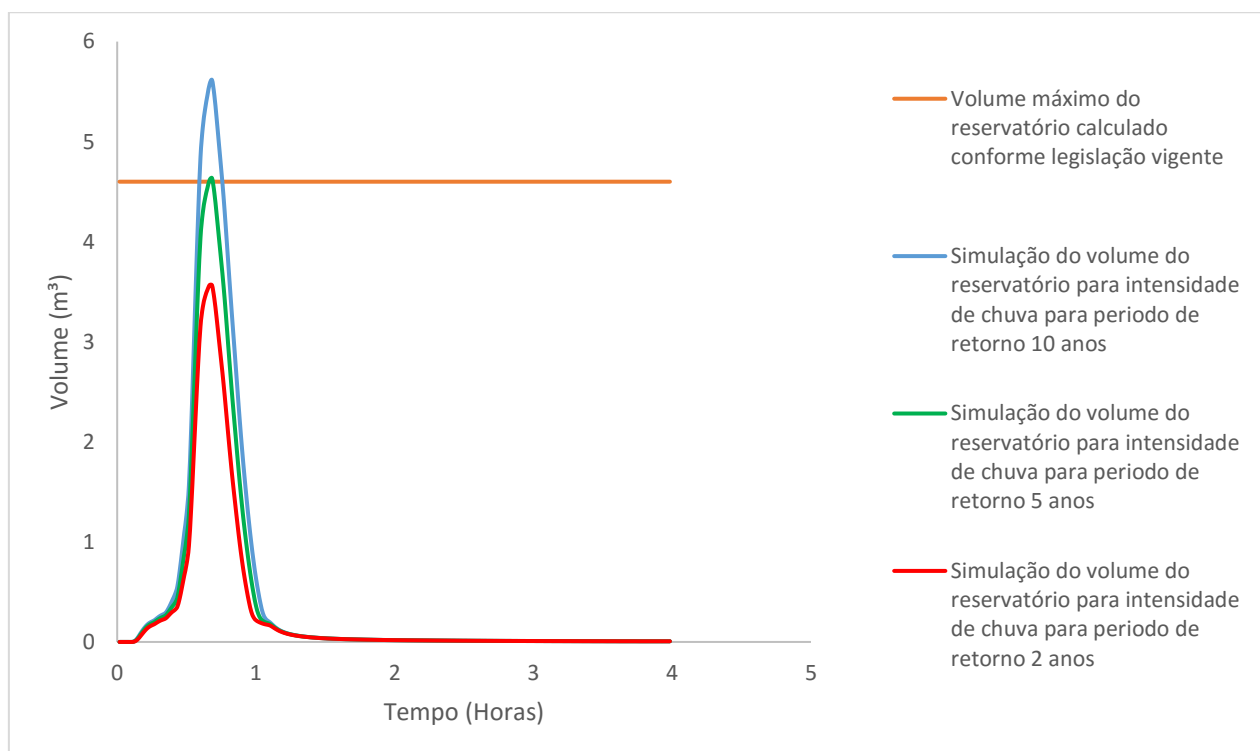


Figura B10-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Mauá para diferentes intensidades de chuvas.

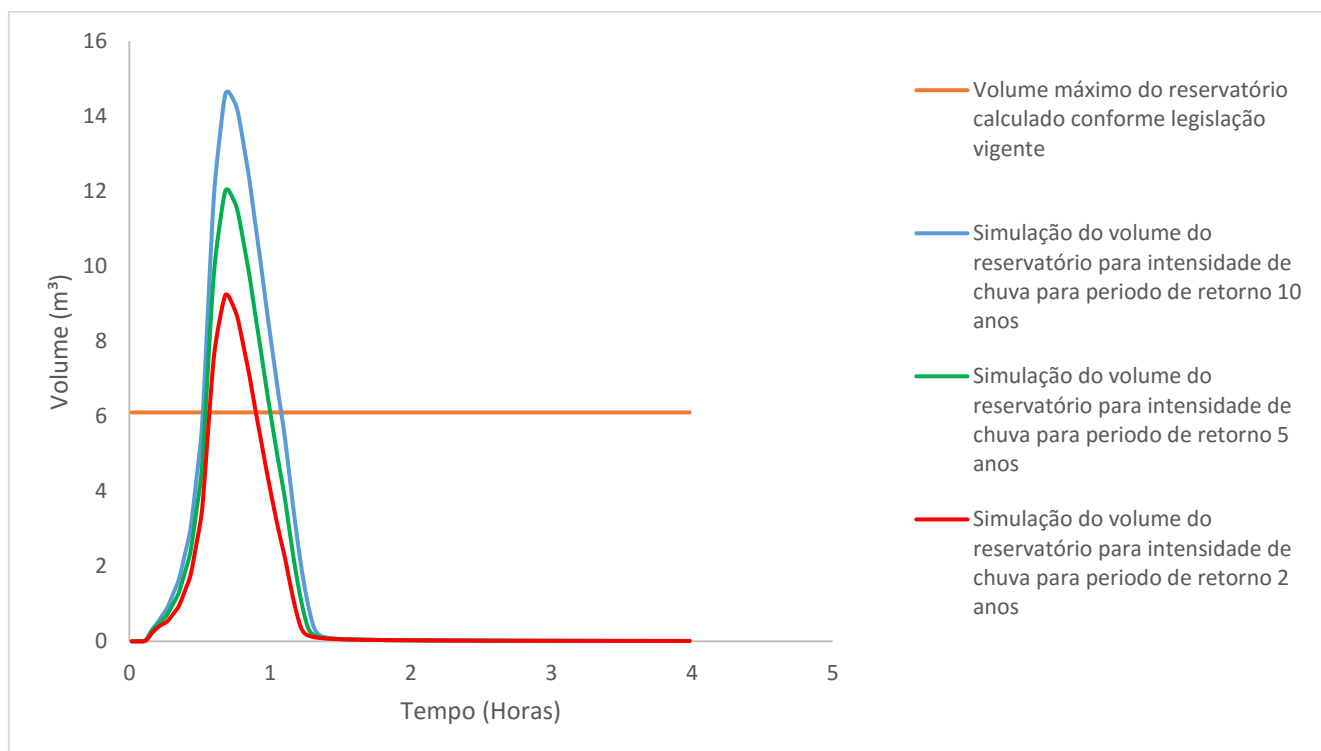


Figura B11-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Niterói para diferentes intensidades de chuvas.

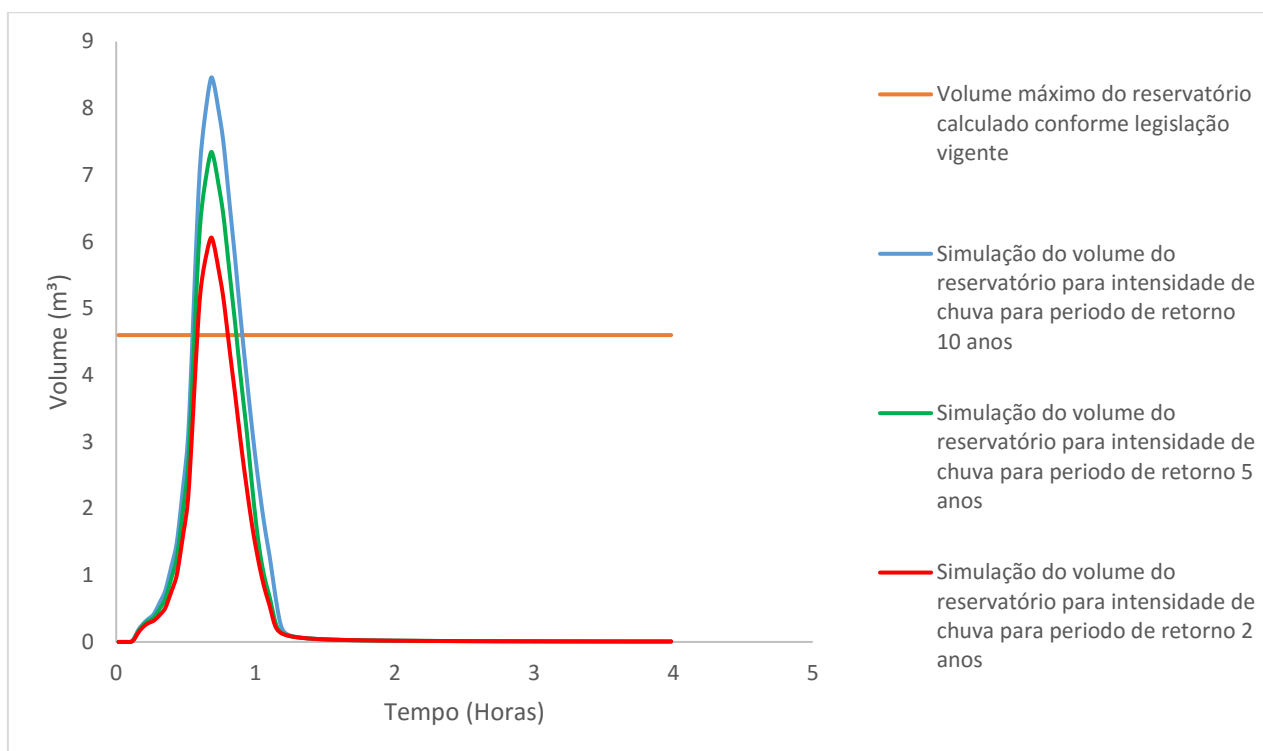


Figura B12-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Osasco diferentes intensidades de chuvas.

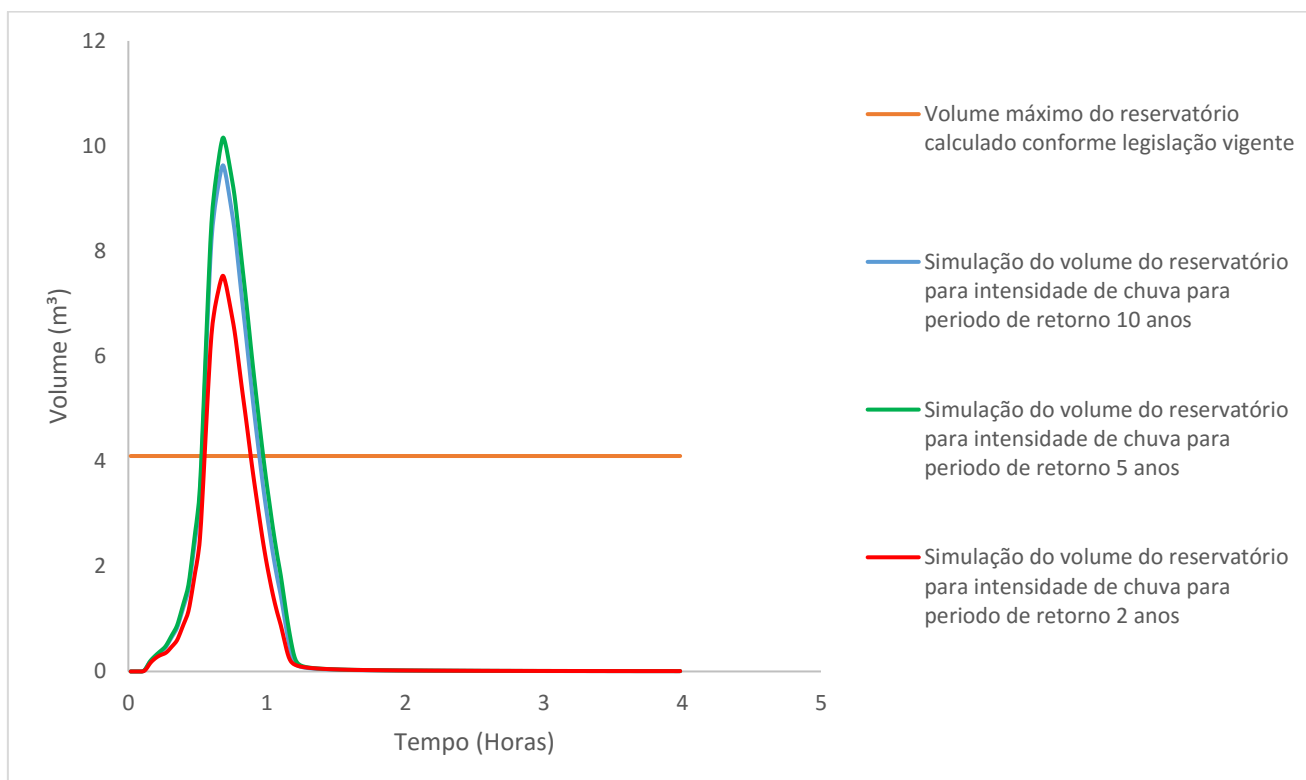


Figura B13-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Passo Fundo para diferentes intensidades de chuvas.

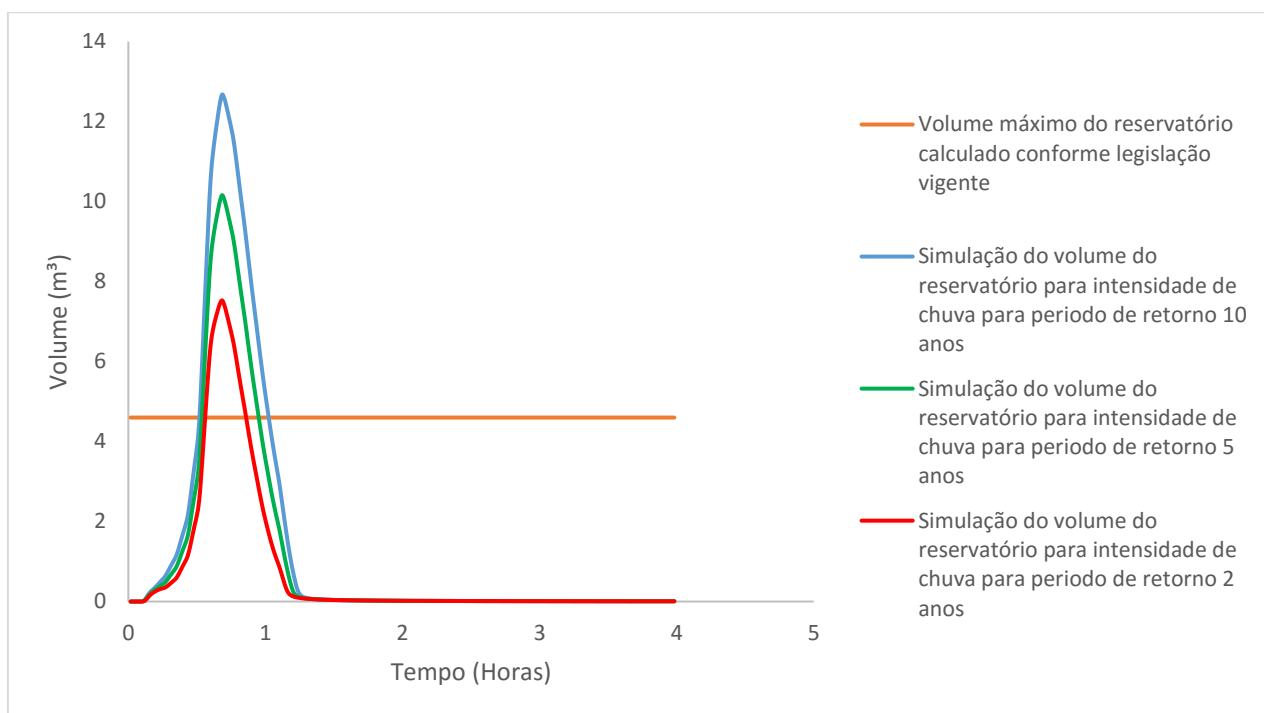


Figura B14-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Porto Alegre para diferentes intensidades de chuvas.

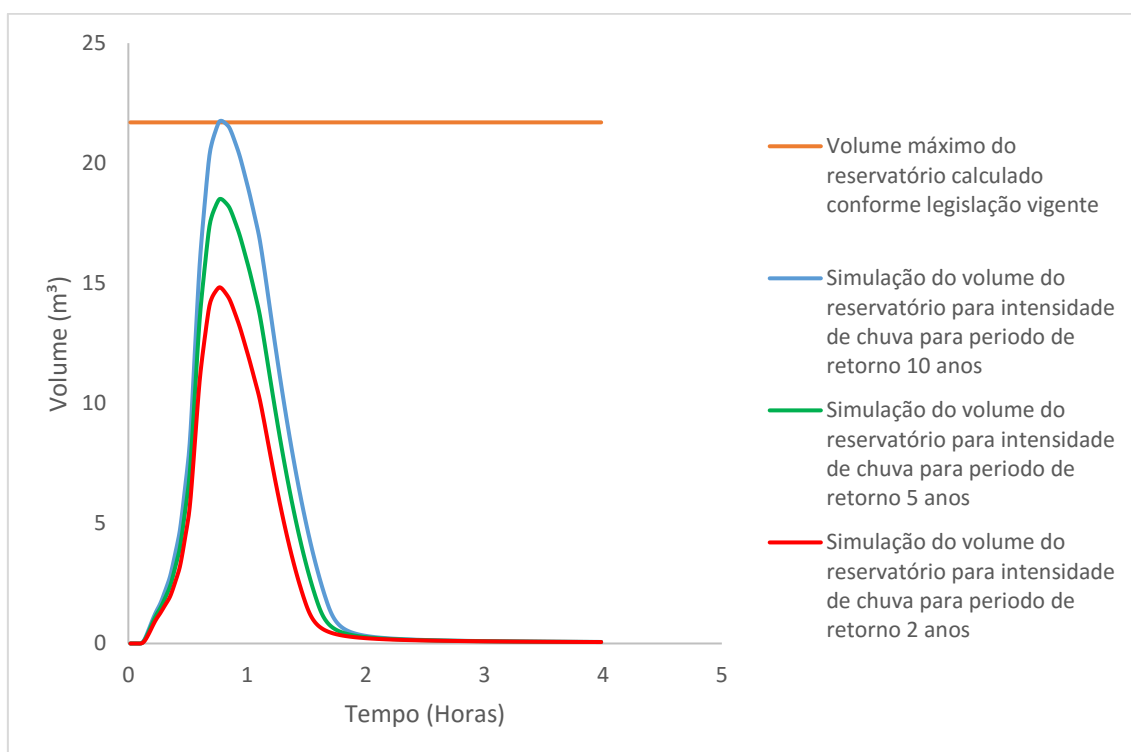


Figura B15-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Recife diferentes intensidades de chuvas.

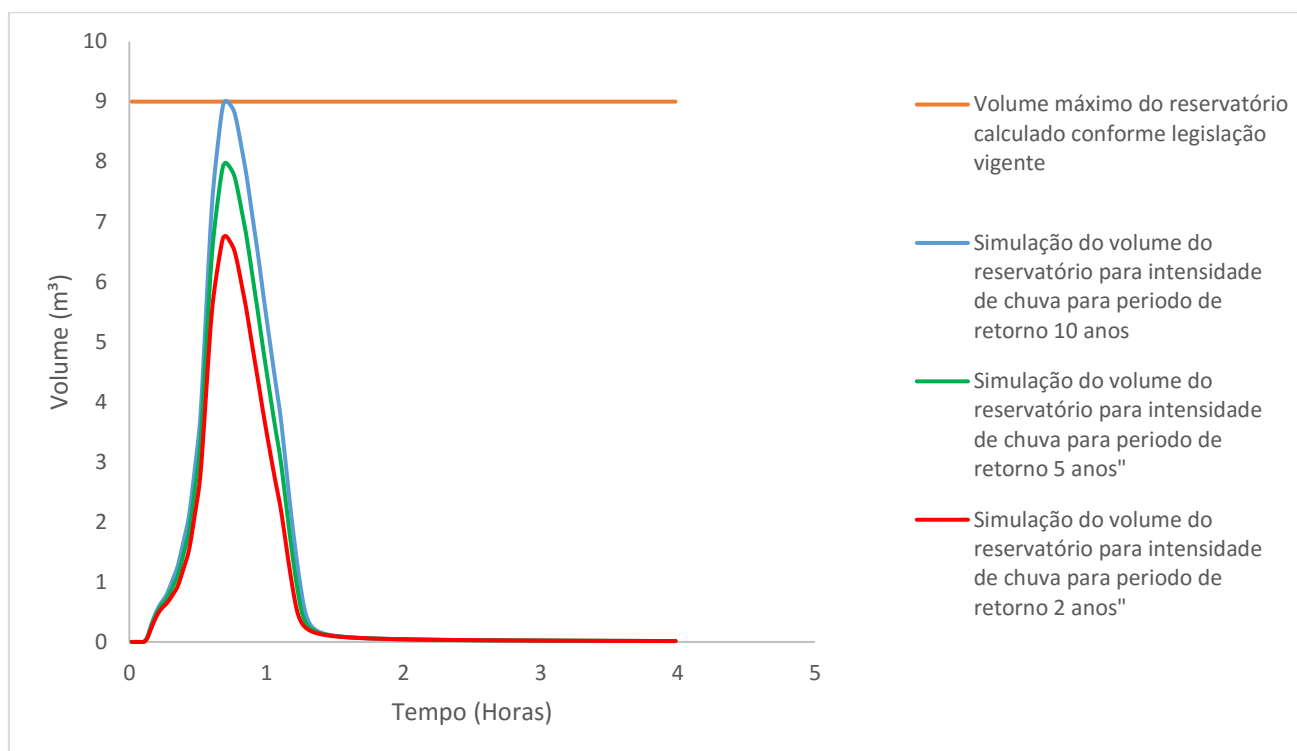


Figura B16-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Rio Branco para diferentes intensidades de chuvas.

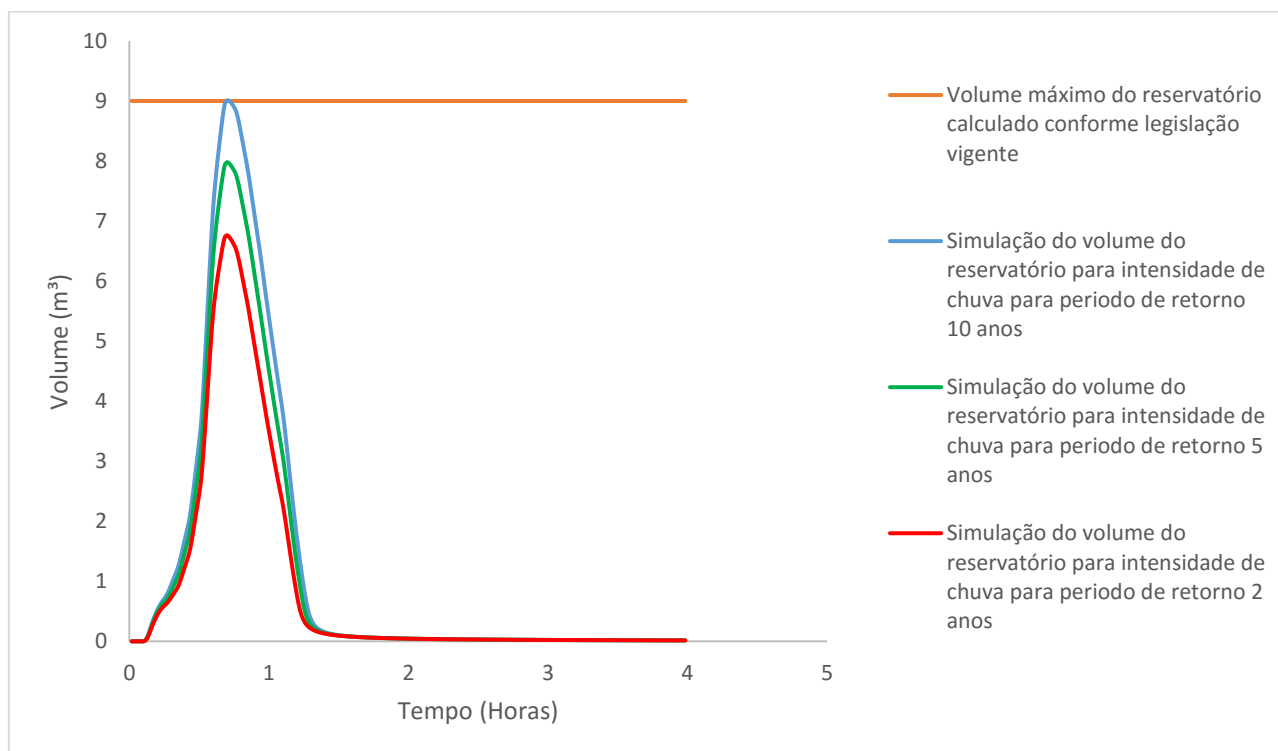


Figura B17-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Rio de Janeiro para diferentes intensidades de chuvas.

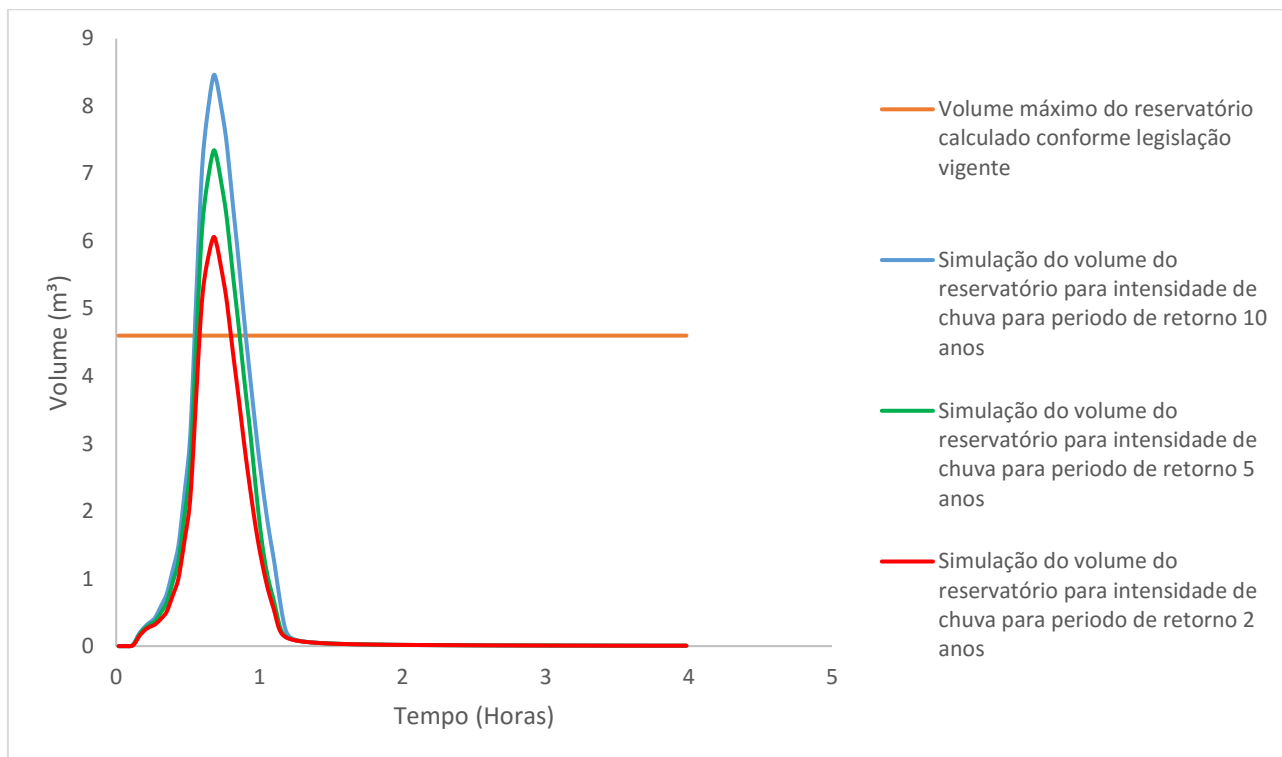


Figura B18-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Rio do Sul diferentes intensidades de chuvas.

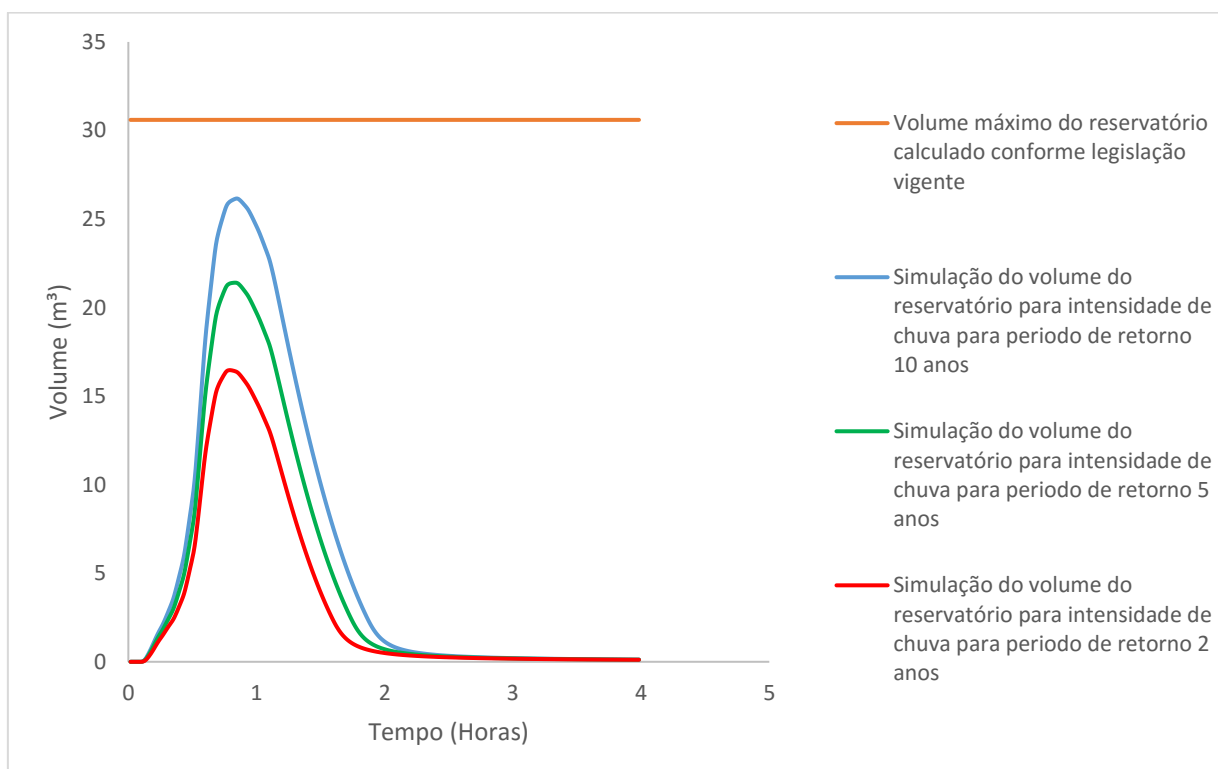


Figura B19-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Santana do Parnaíba para diferentes intensidades de chuvas.

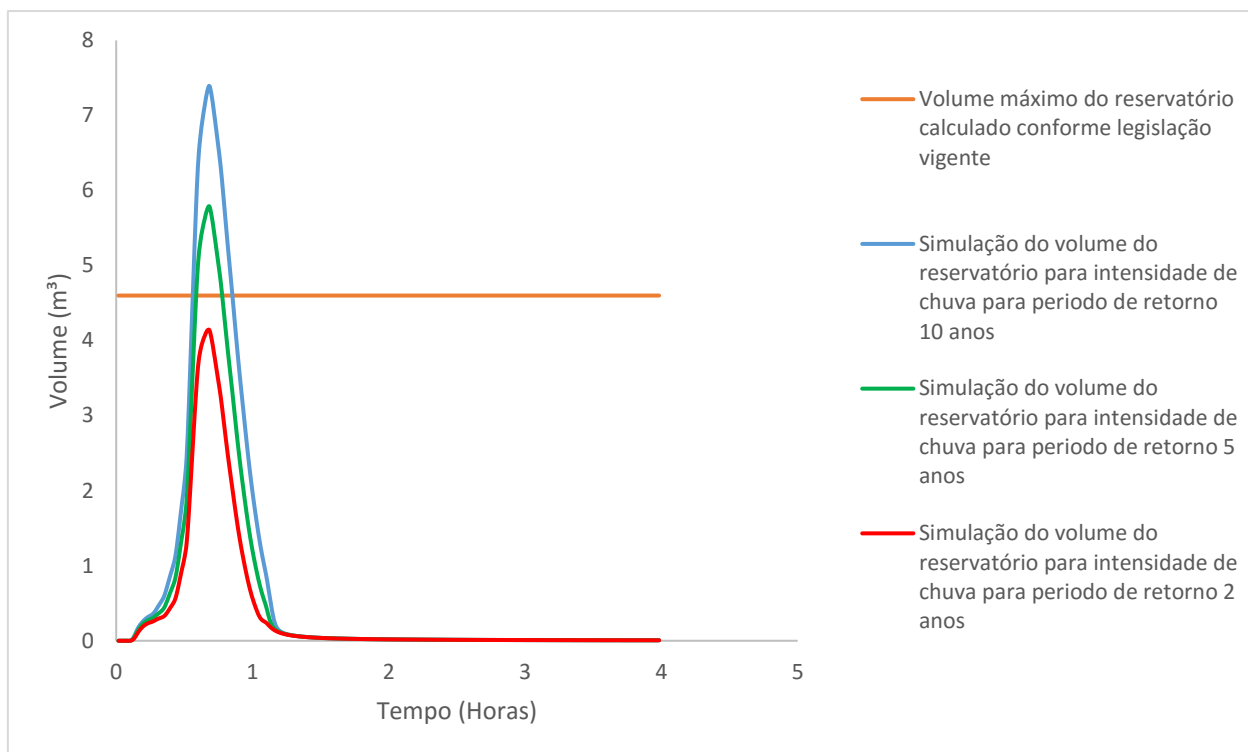


Figura B20-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Santo André para diferentes intensidades de chuvas.

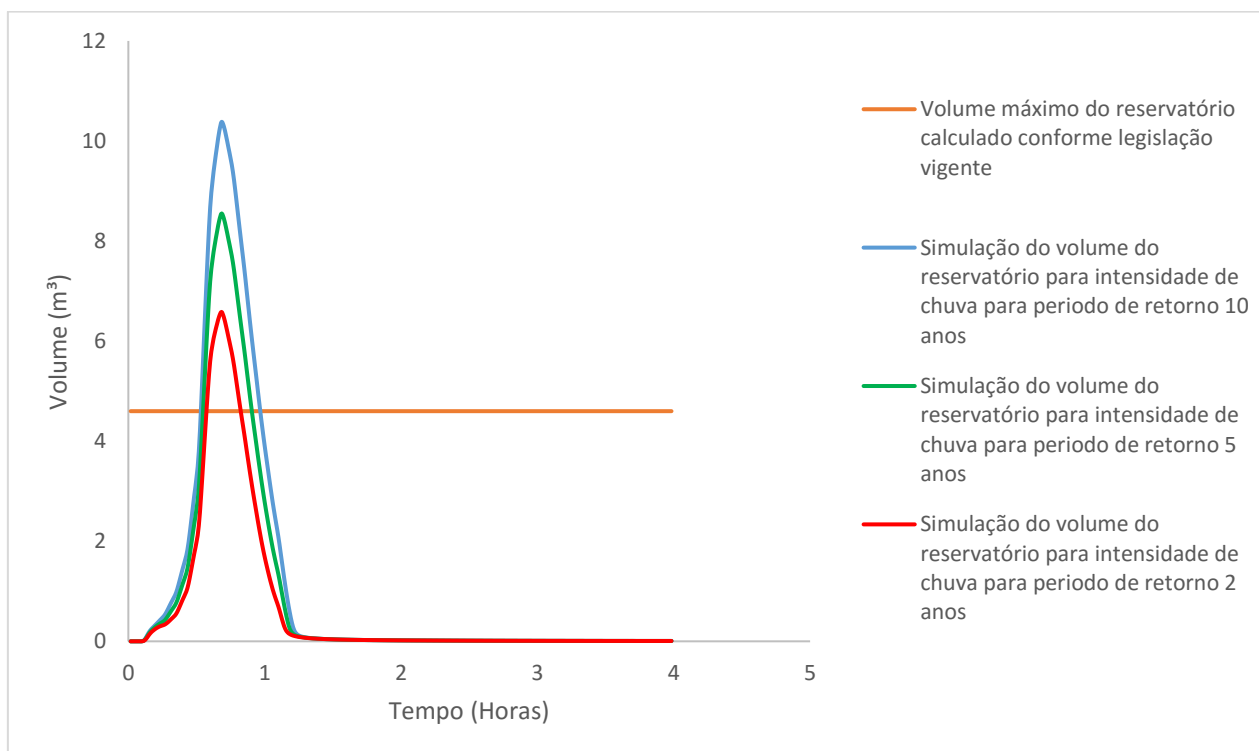


Figura B21-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Santos para diferentes intensidades de chuvas.

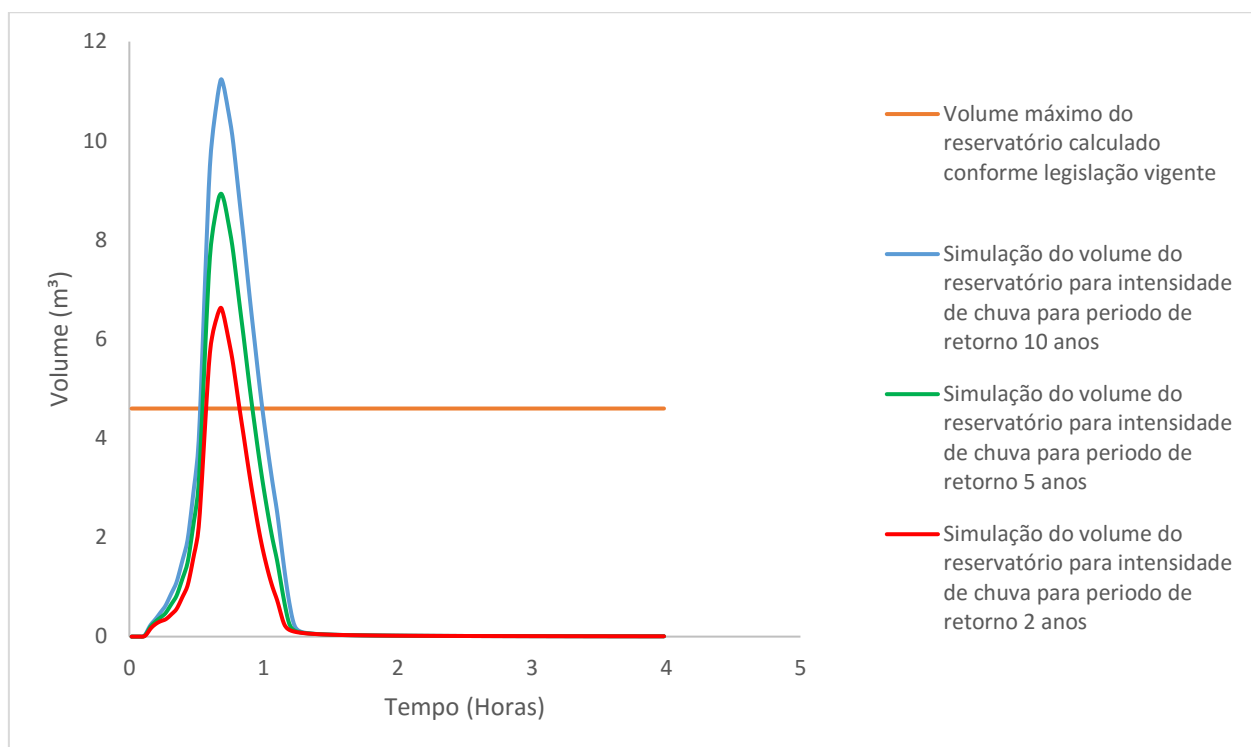


Figura B22-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São Bernardo do Campo para diferentes intensidades de chuvas.

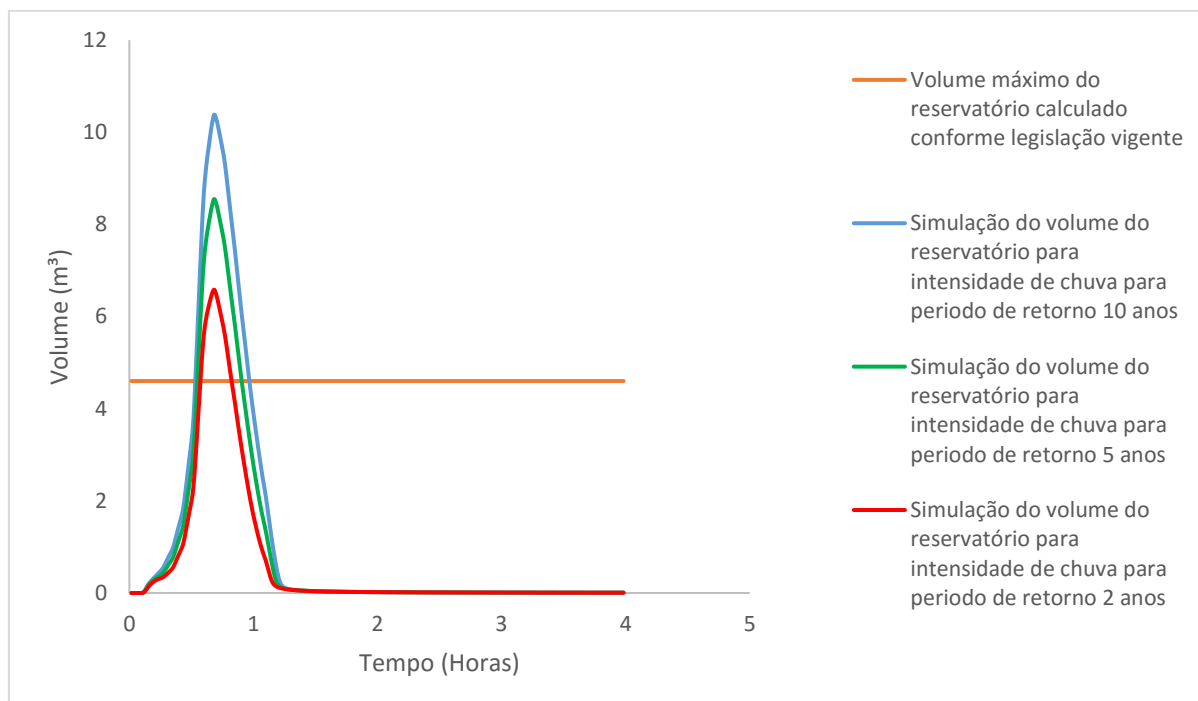


Figura B23-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São Carlos para diferentes intensidades de chuvas.

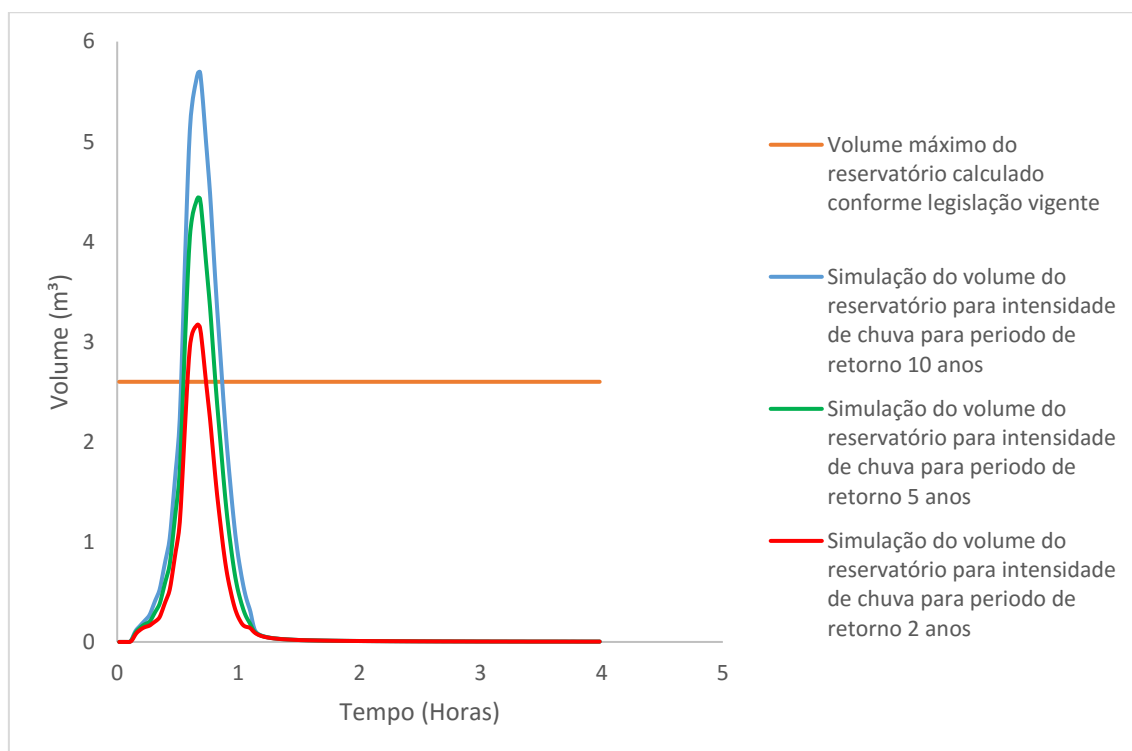


Figura B24-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São José do Pinhais para diferentes intensidades de chuvas.

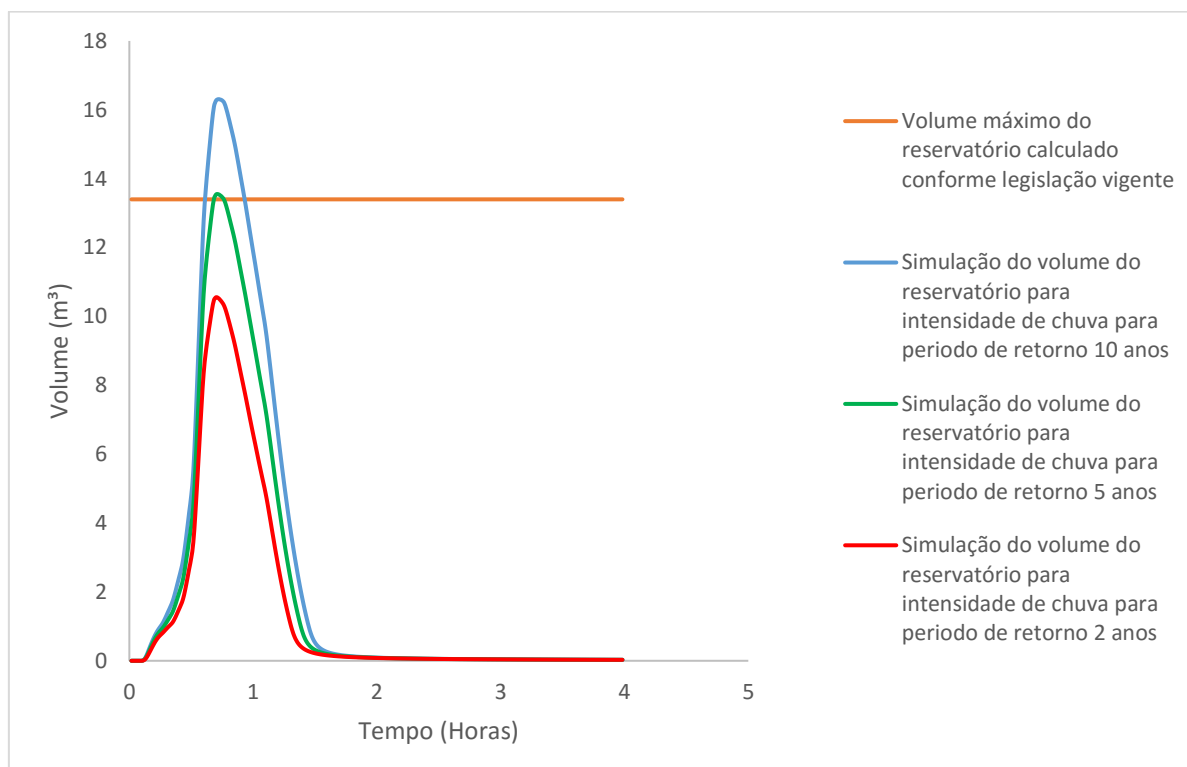


Figura B25-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de São José do Rio Preto para diferentes intensidades de chuvas.

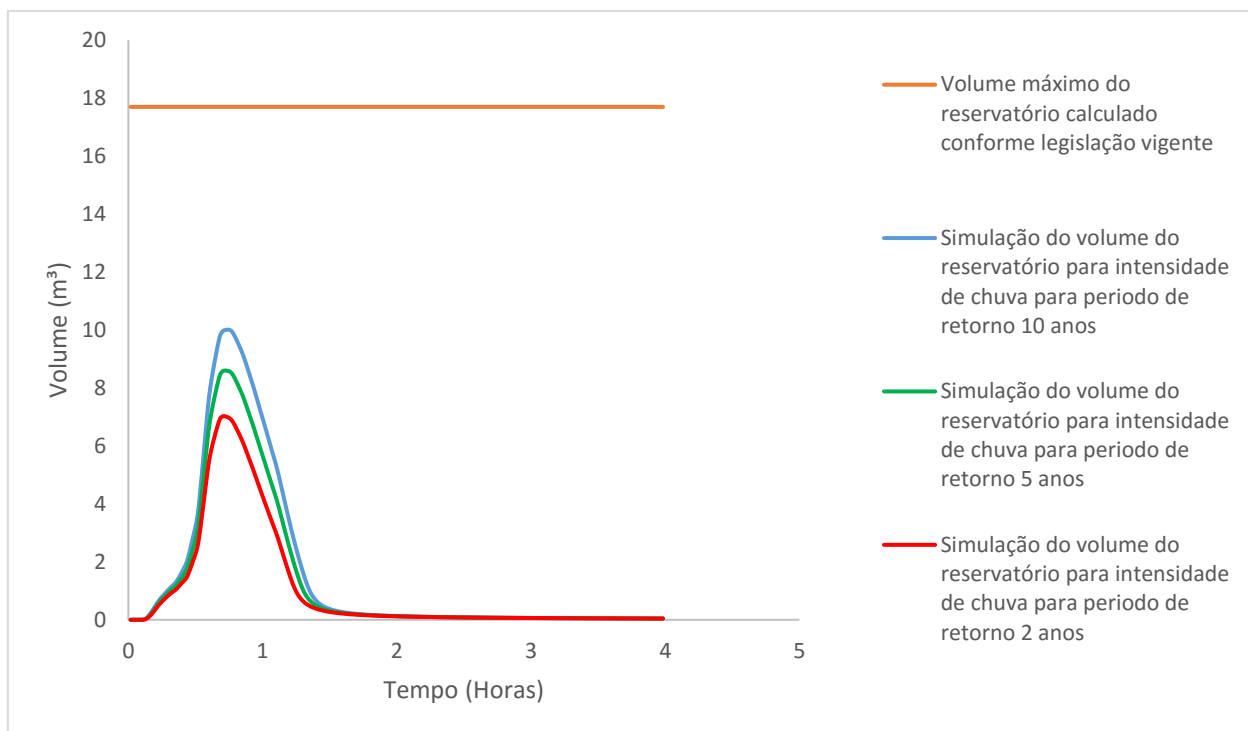


Figura B26-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de São Paulo para diferentes intensidades de chuvas.

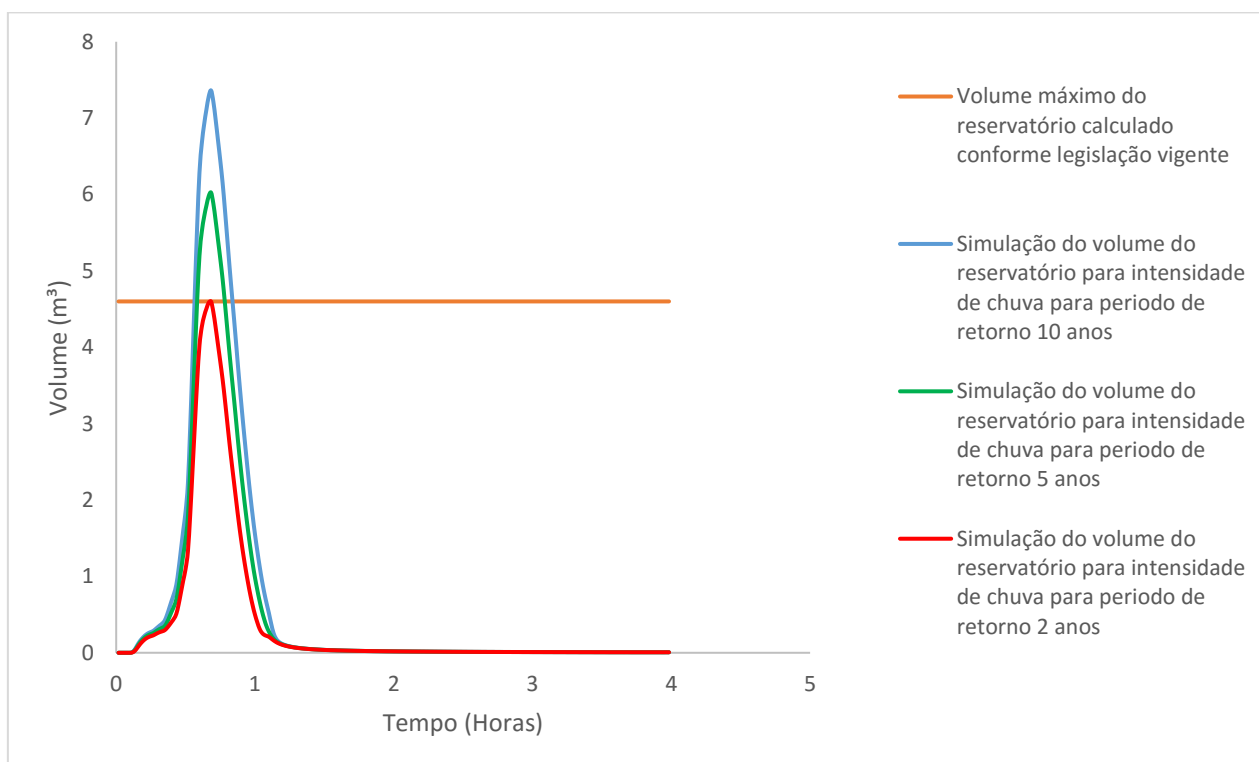


Figura B27-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São Paulo (Nova Legislação) para diferentes intensidades de chuvas.

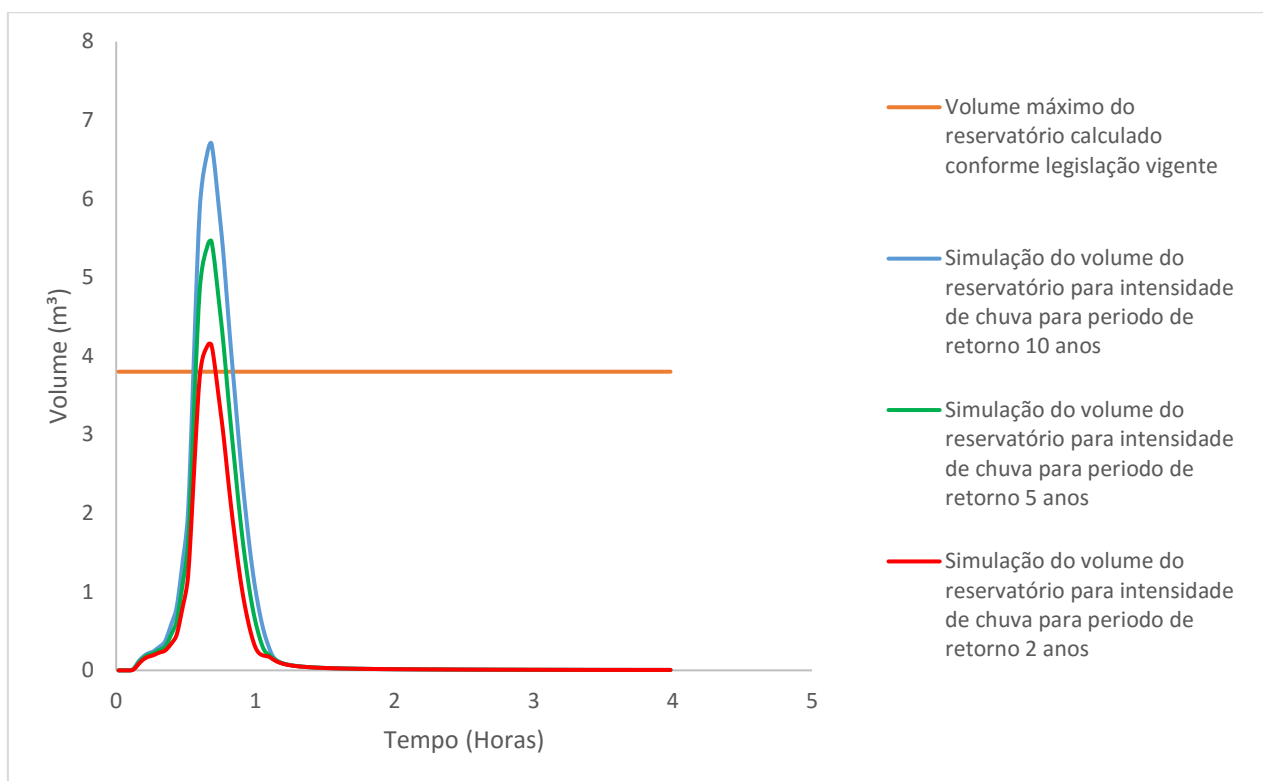


Figura B28-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Sorocaba para diferentes intensidades de chuvas.

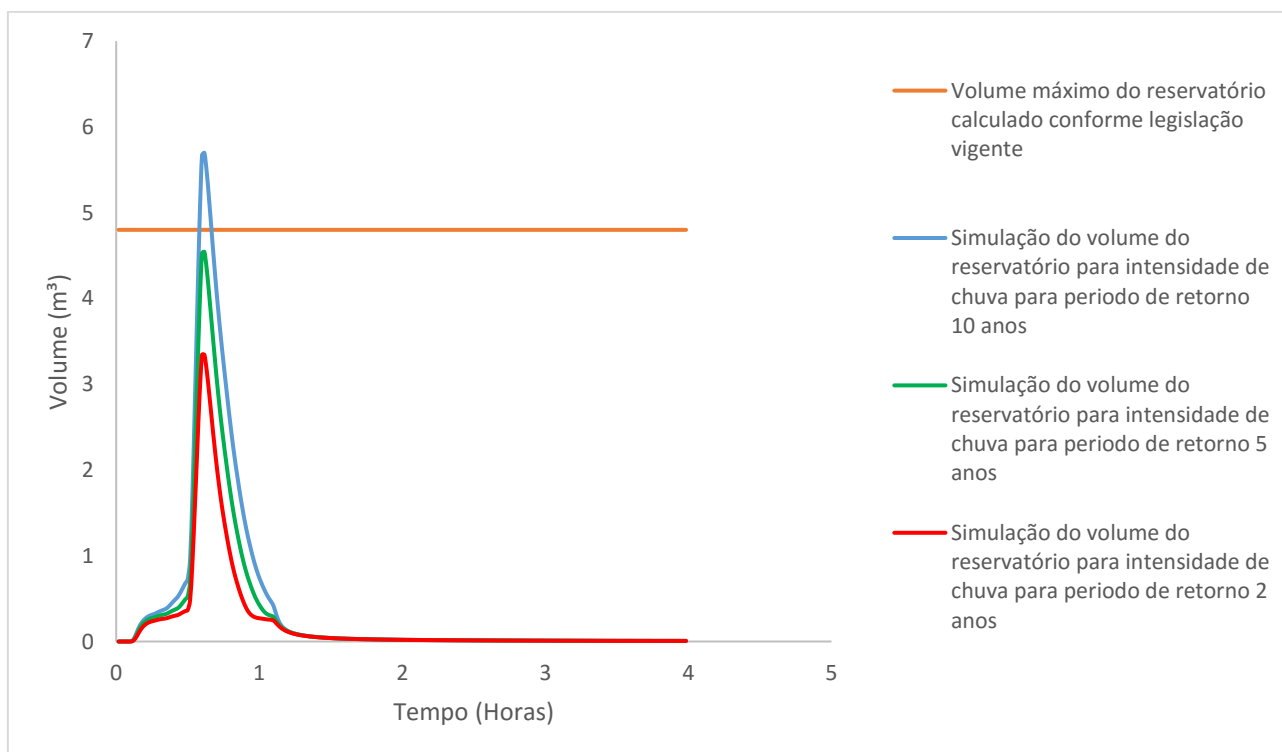


Figura B29-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Teresina para diferentes intensidades de chuvas.

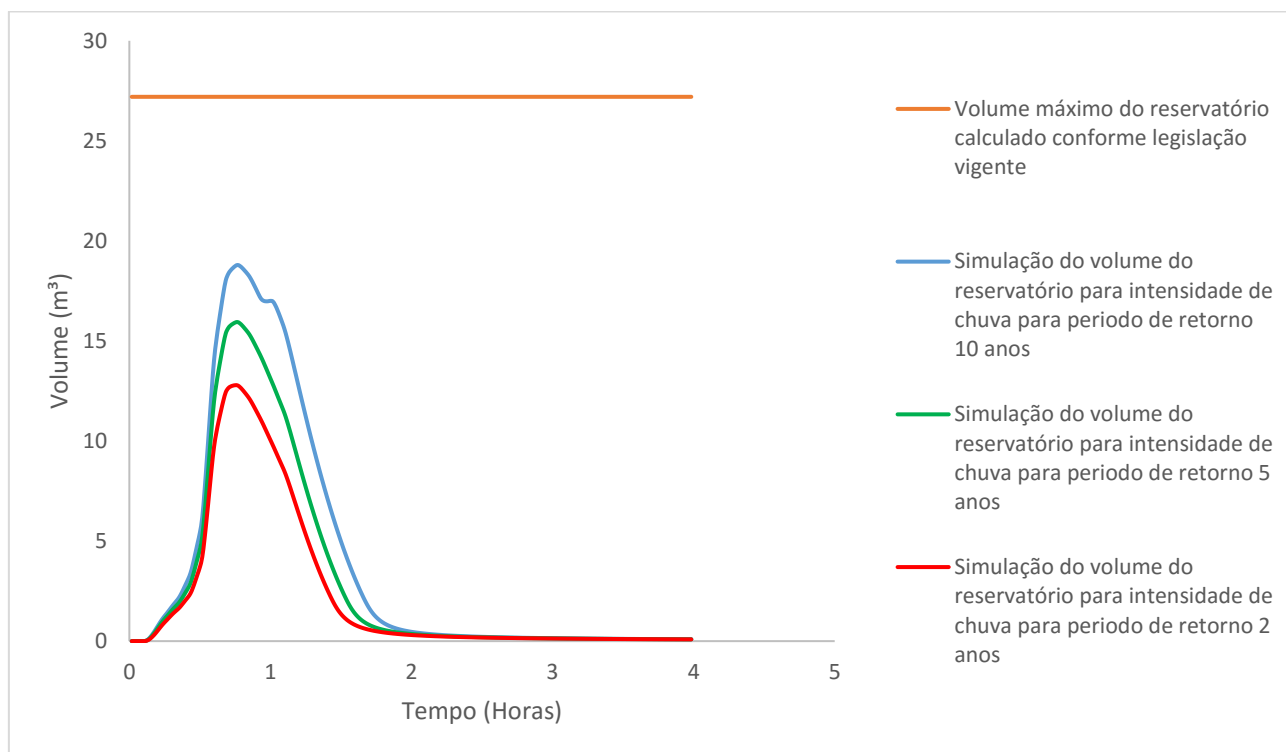
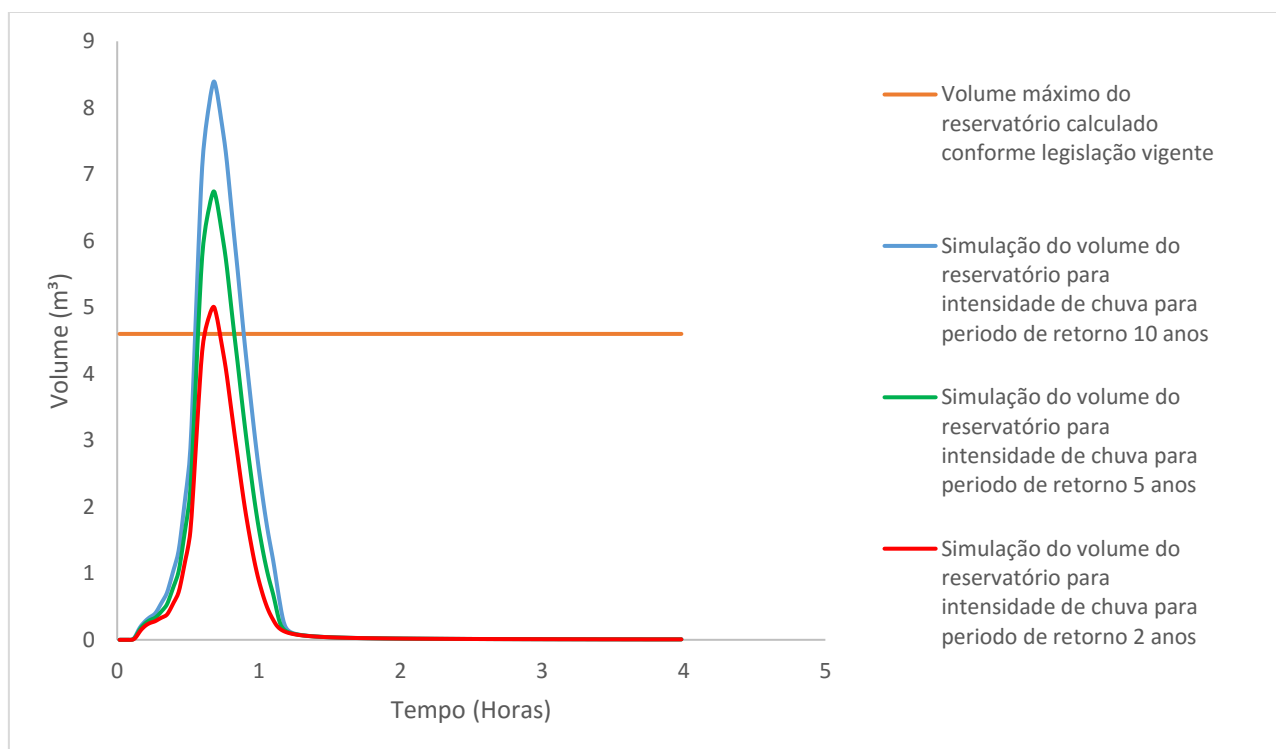


Figura B30-Simulação do volume do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Valinhos para diferentes intensidades de chuvas.



APÊNDICE C: Simulação do hidrograma do microrreservatório de amortecimento de chuvas (m^3) com SWMM para o município estudados.

Figura C 1- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m^3) para o município de Belo Horizonte para chuva com período de retorno de 2, 5 e 10anos.

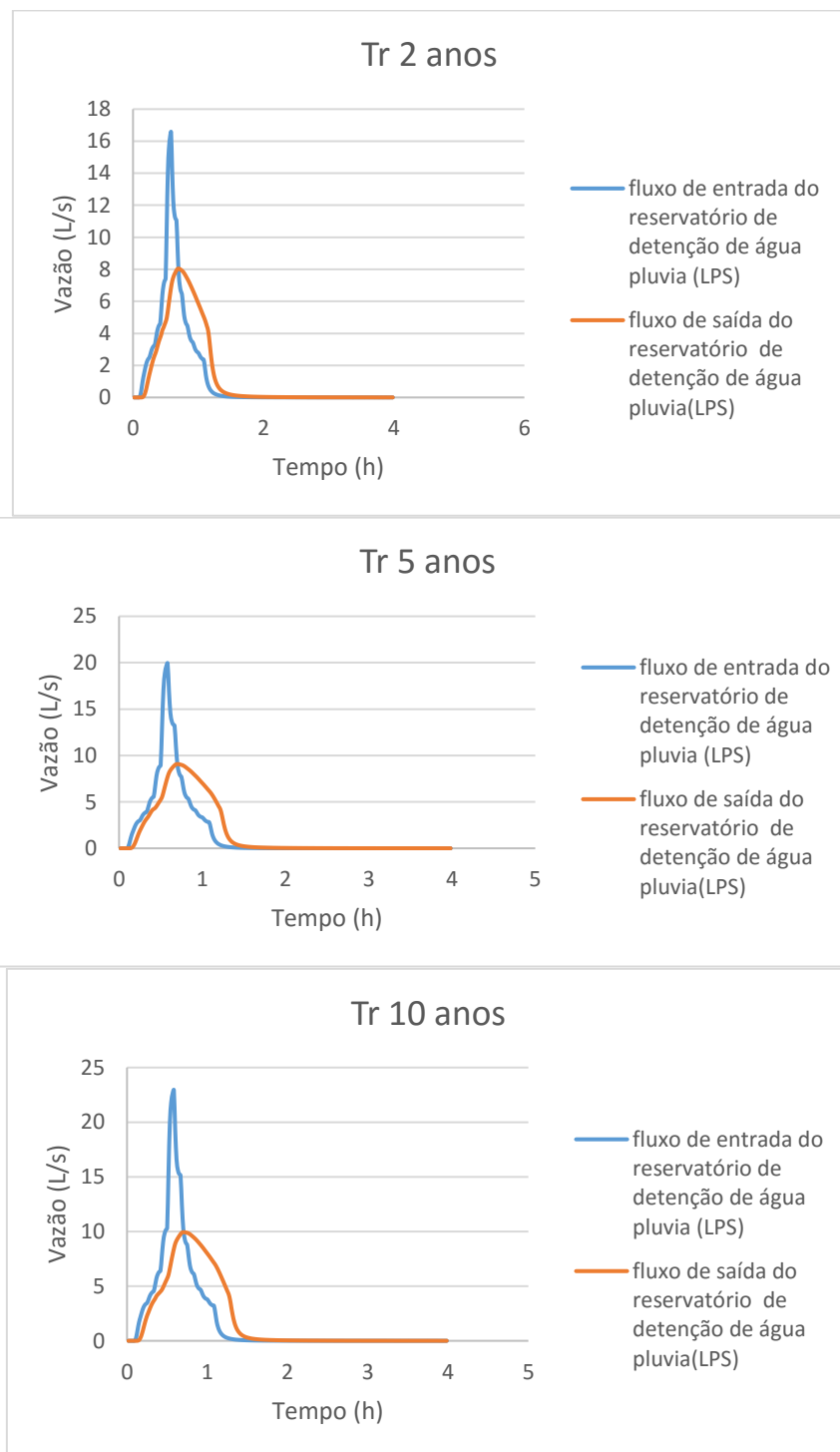


Figura C 2- Simulação do Hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município Bragança Paulista de diferentes intensidades de chuvas.

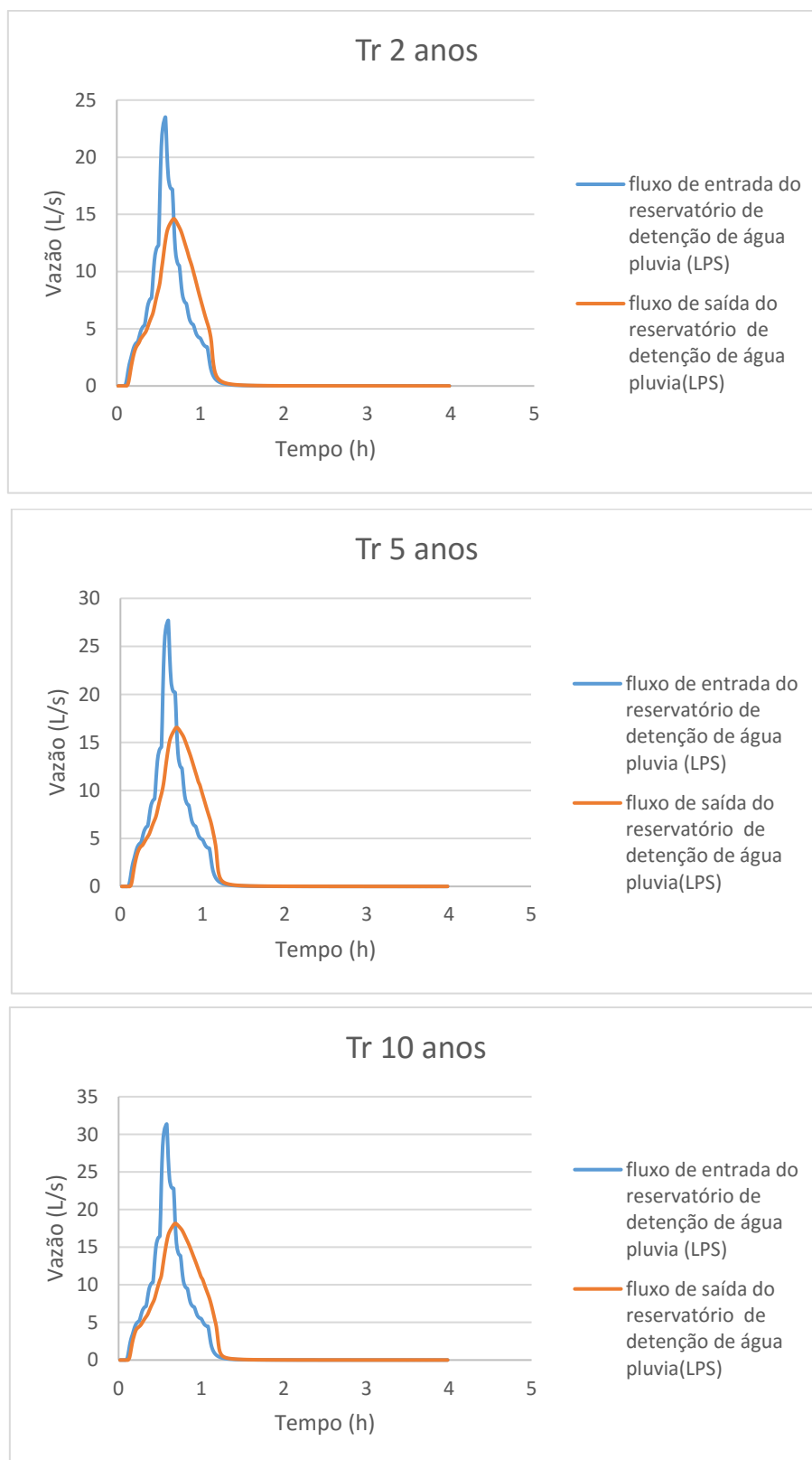


Figura C 3- Simulação do Hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Cuiabá diferentes intensidades de chuvas.

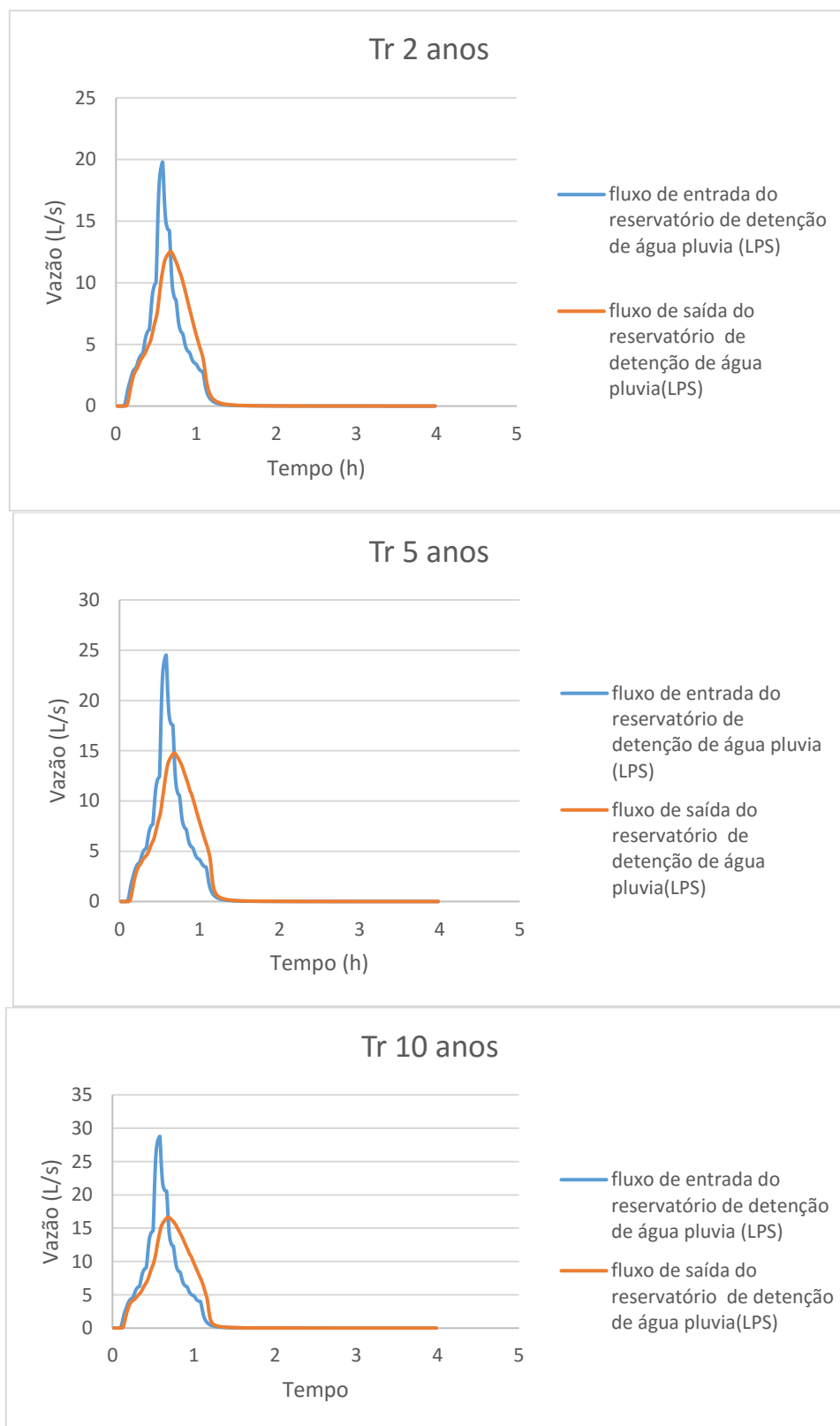


Figura C 4- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Curitiba diferentes intensidades de chuvas.

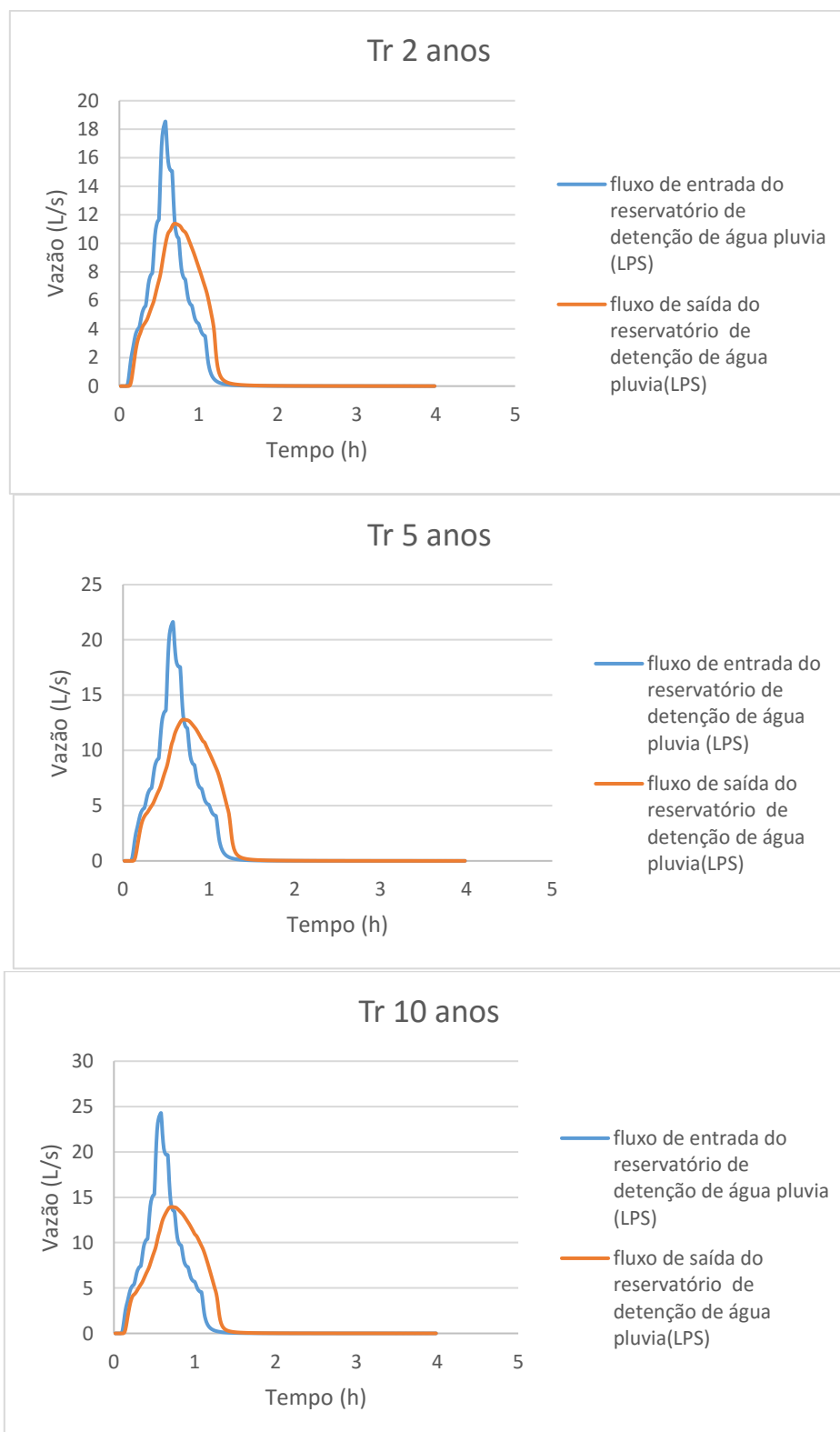


Figura C 5- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para os municípios de Diadema, São Bernardo do Campo e Santo André diferentes intensidades de chuvas.

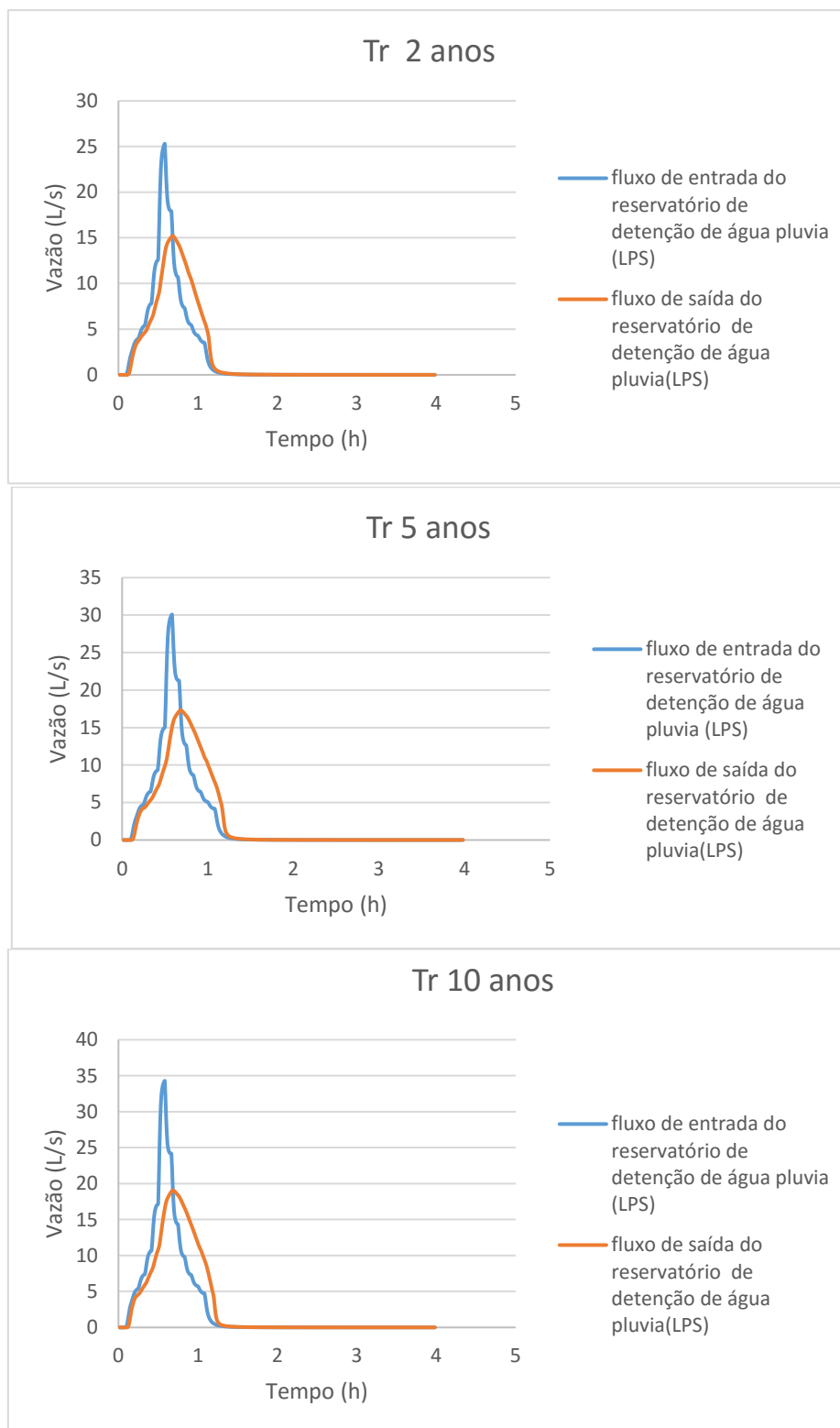


Figura C 6- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para os municípios de Gaspar e Rio do Sul diferentes intensidades de chuvas.

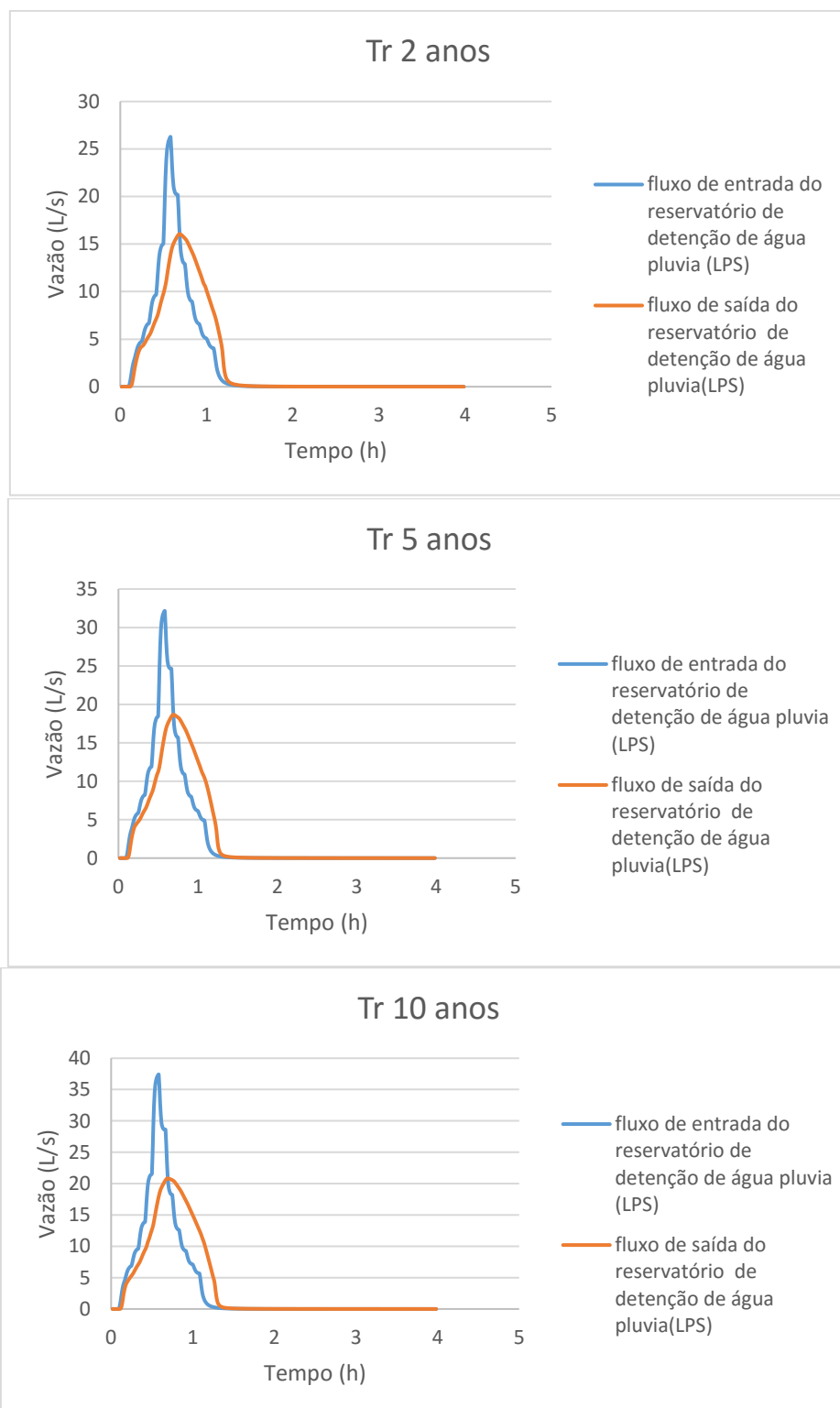


Figura C 7- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Guarulhos diferentes intensidades de chuvas.

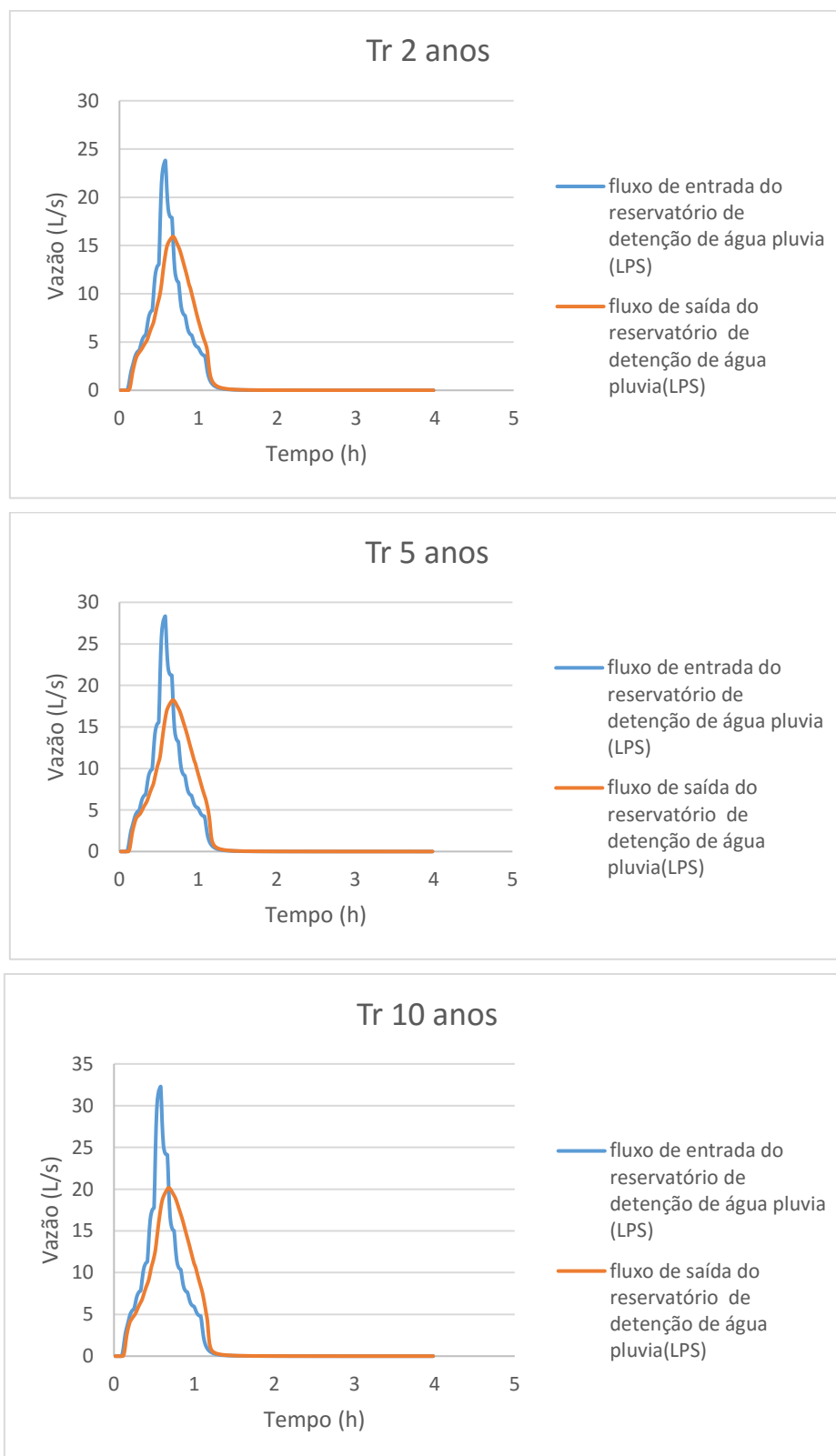


Figura C 8- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Itatiba e Valinho para diferentes intensidades de chuvas.

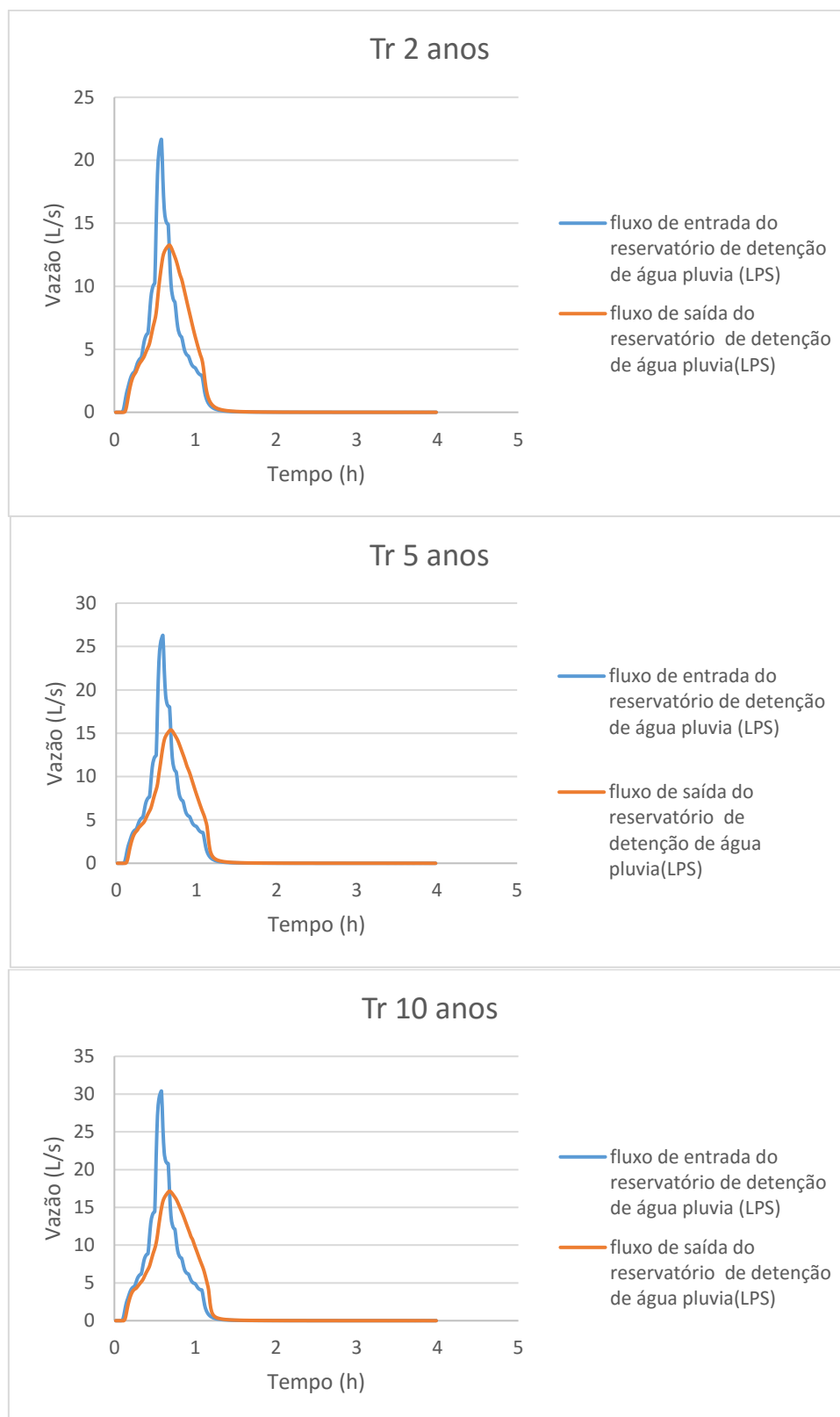


Figura C 9- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de João Pessoa para diferentes intensidades de chuvas.

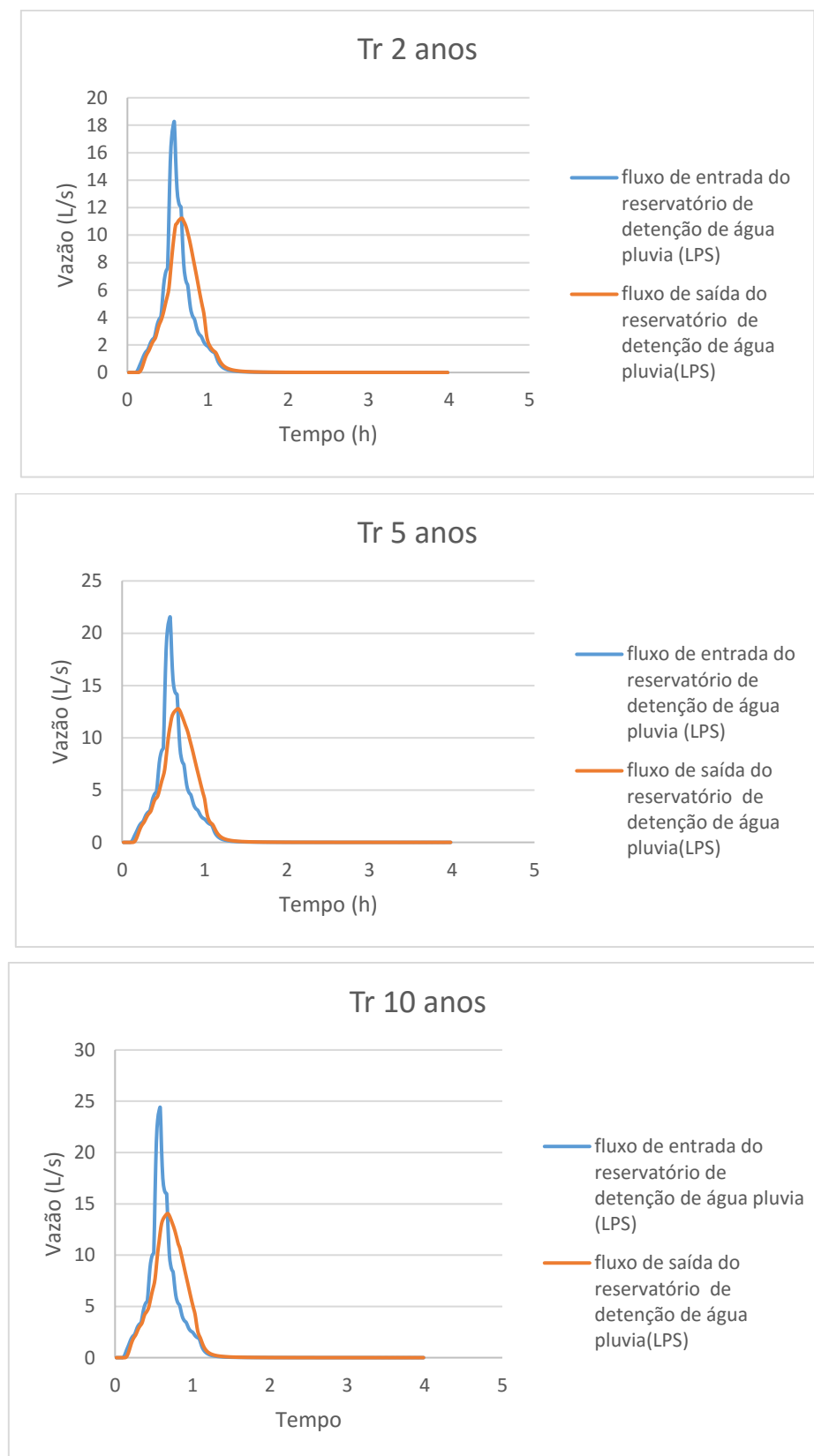


Figura C 10- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Mauá para diferentes intensidades de chuvas.

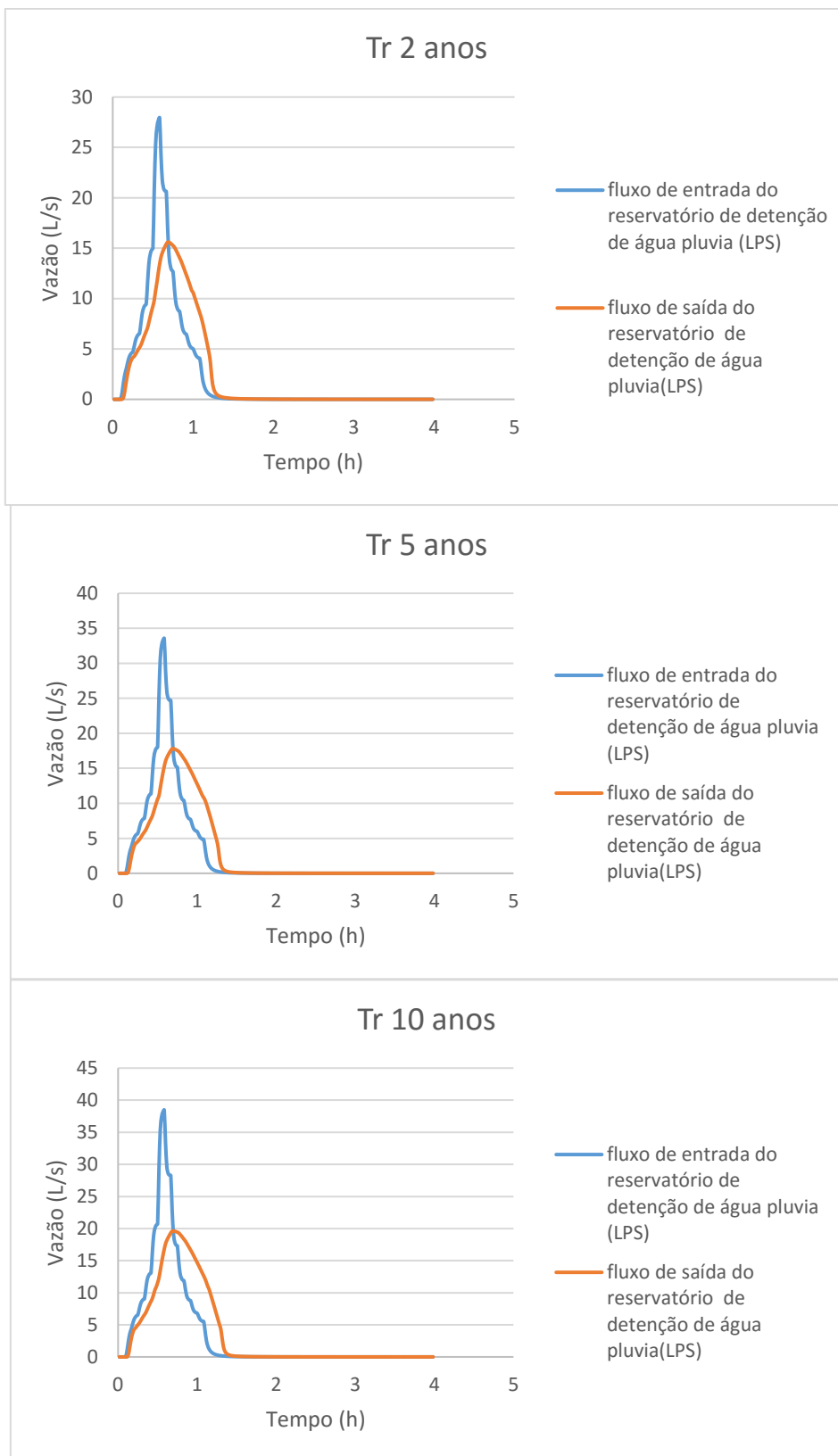


Figura C 11- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Niterói e Rio de Janeiro para diferentes intensidades de chuvas.

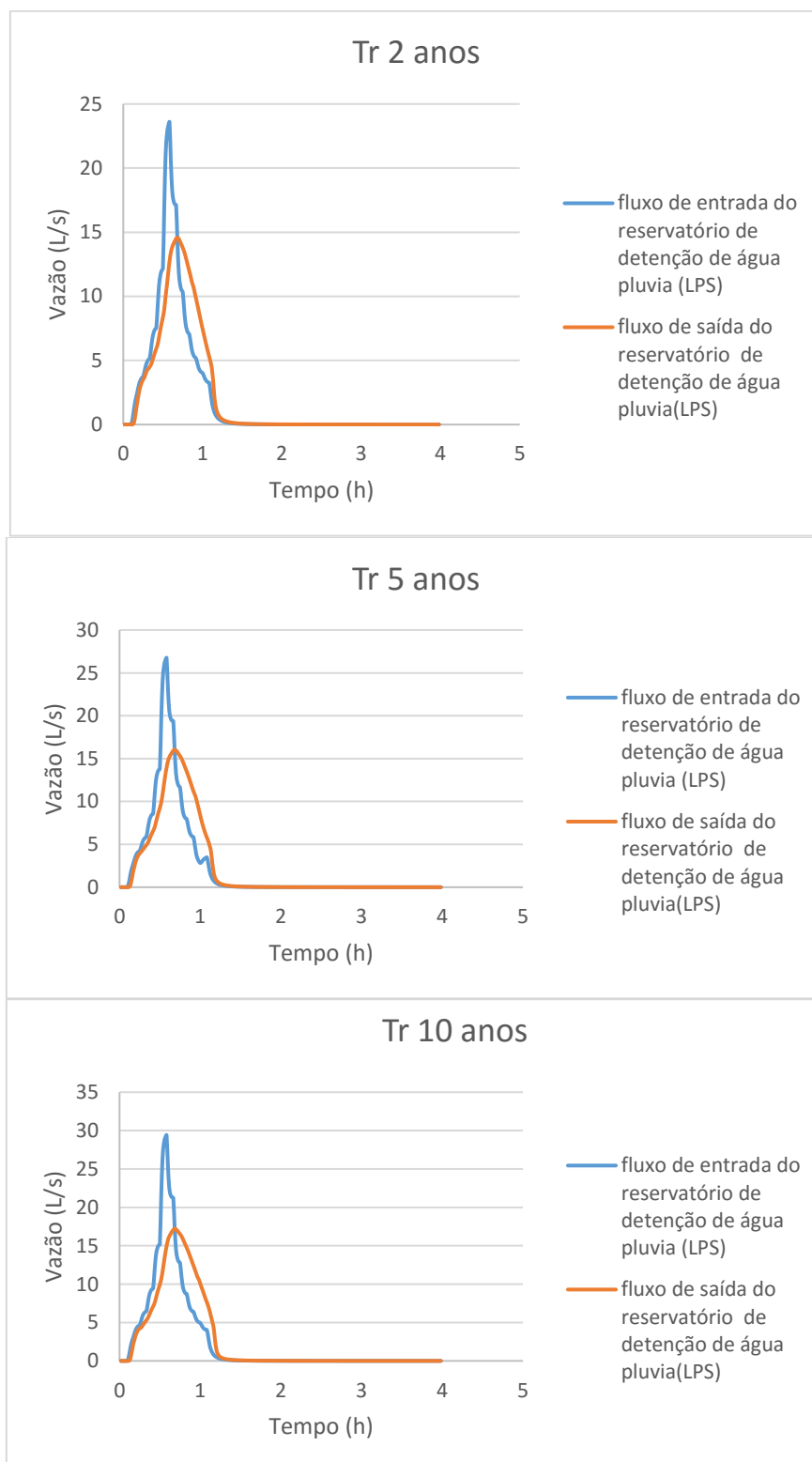


Figura C 12- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Osasco diferentes intensidades de chuvas.

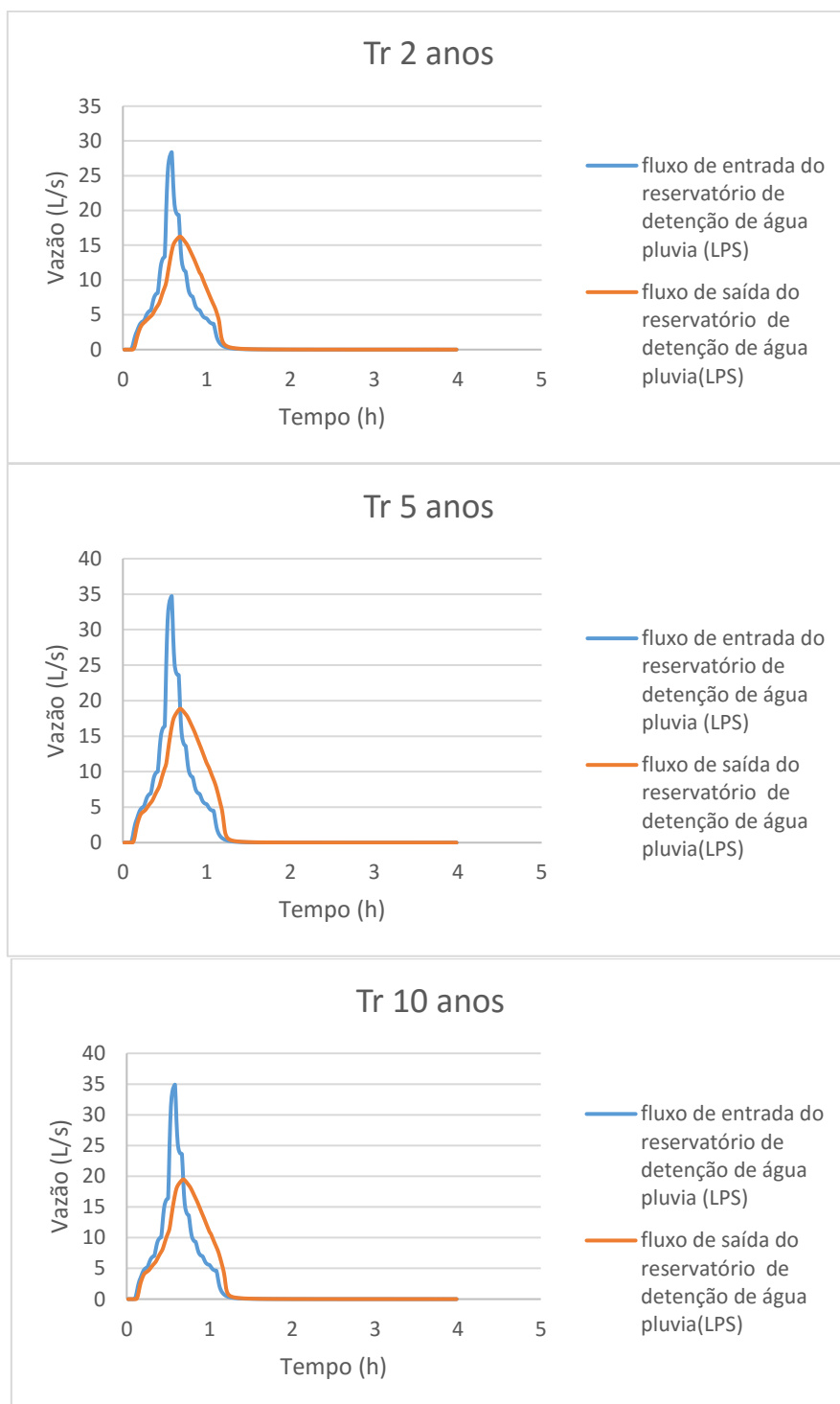


Figura C 13- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Passo Fundo para diferentes intensidades de chuvas.

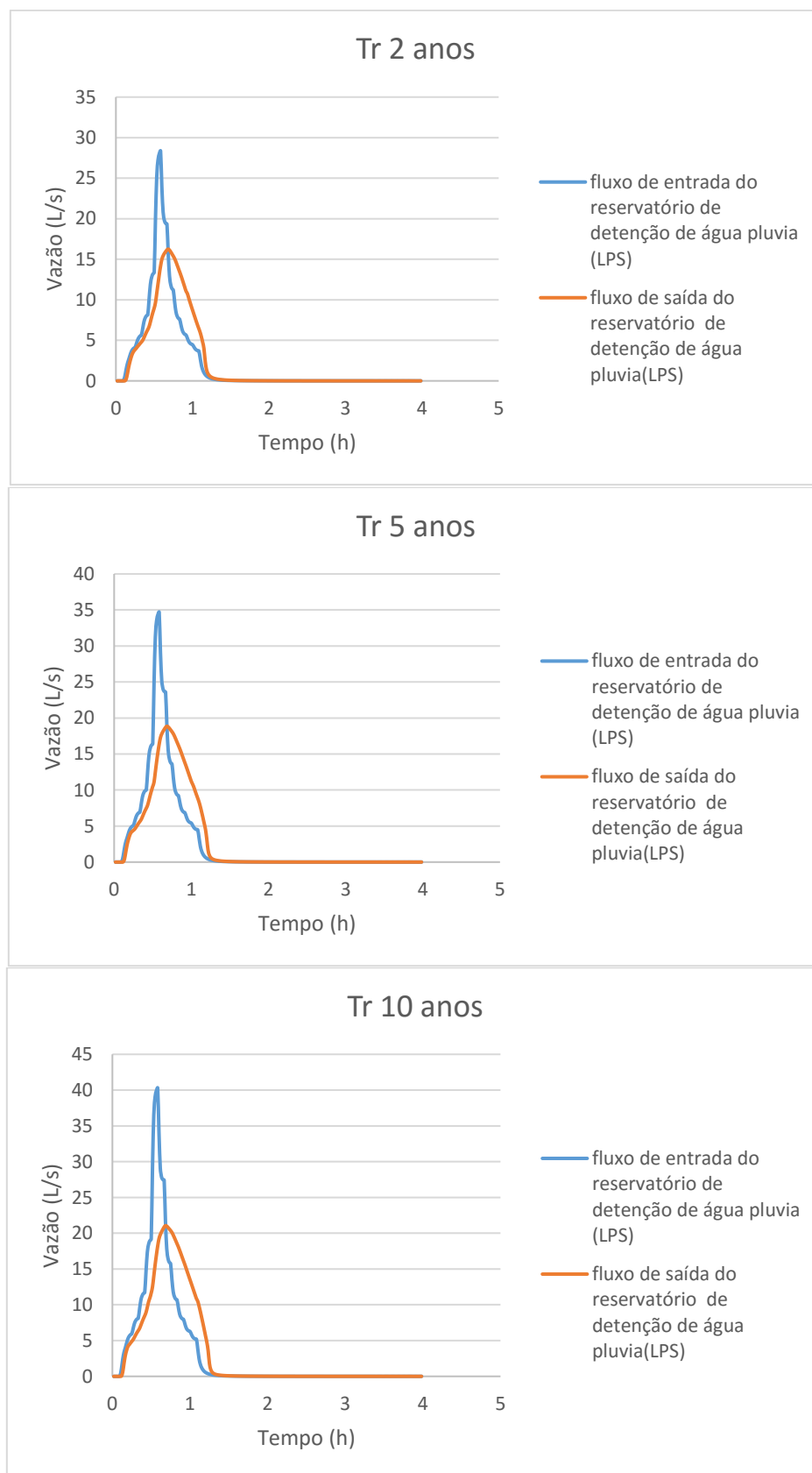


Figura C 14- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Porto Alegre para diferentes intensidades de chuvas.

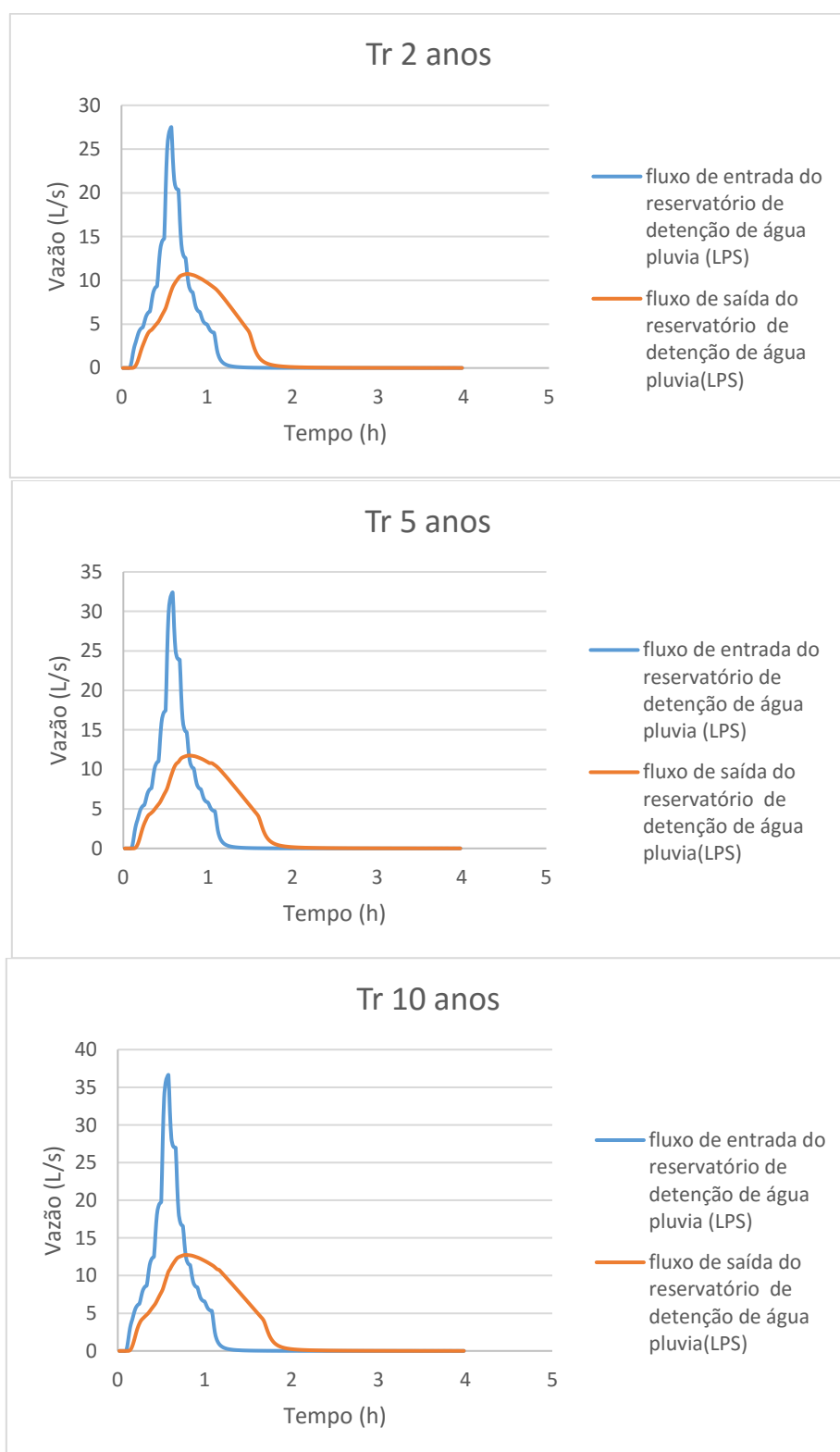


Figura C 15- Simulação do Hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Recife diferentes intensidades de chuvas.

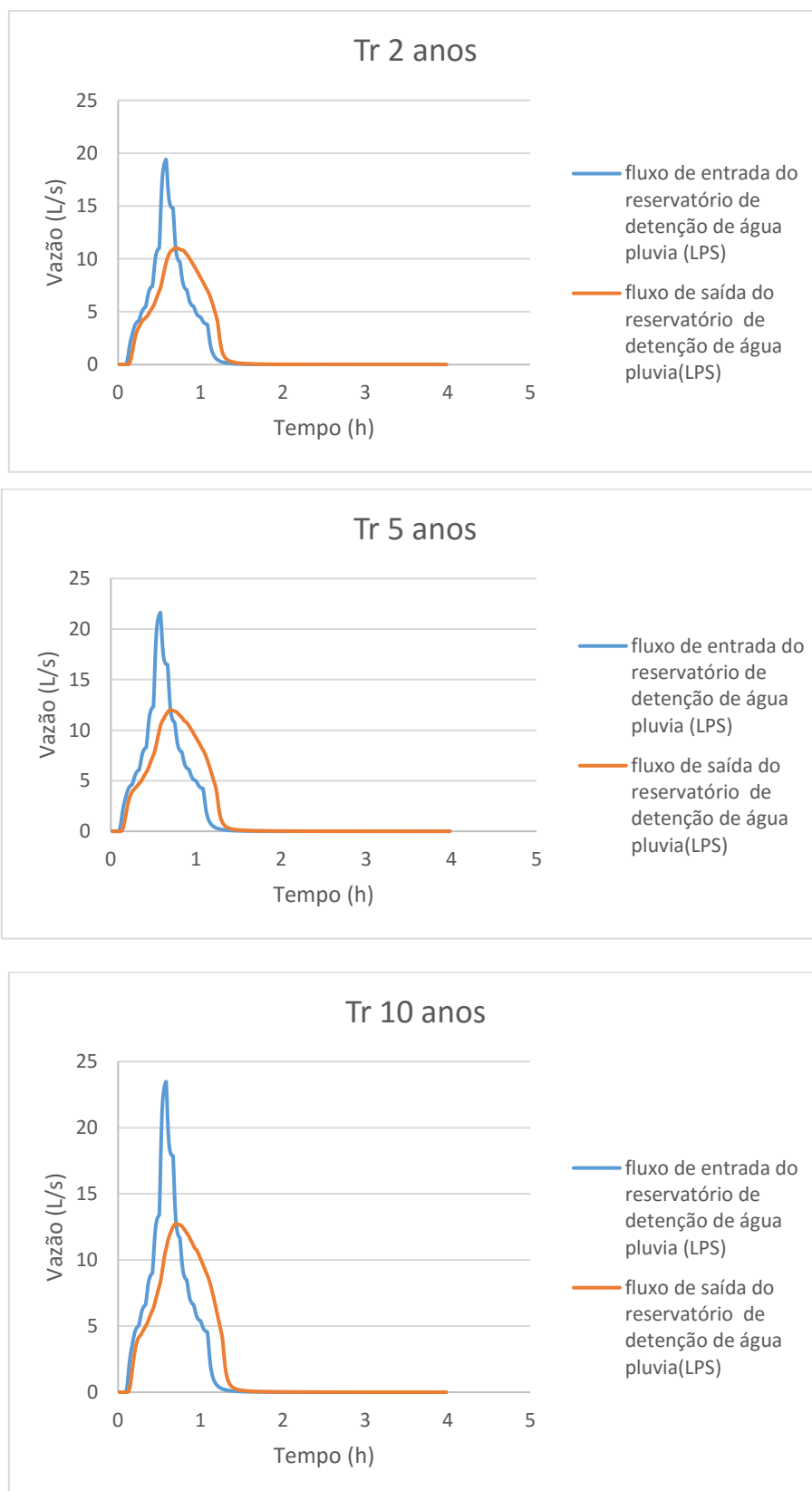


Figura C 16- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Rio Branco para diferentes intensidades de chuvas.

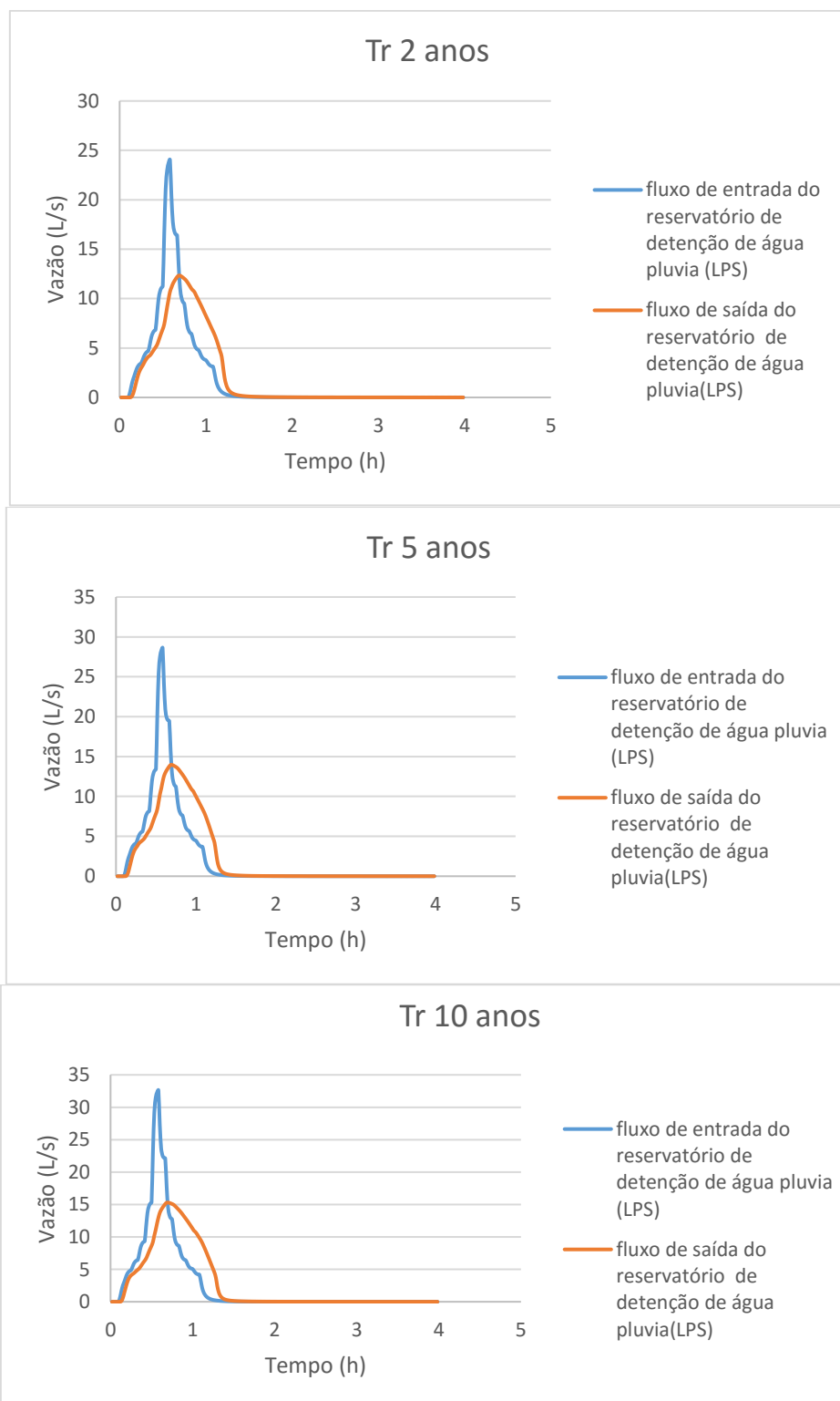


Figura C 17- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Santana do Parnaíba para diferentes intensidades de chuvas.

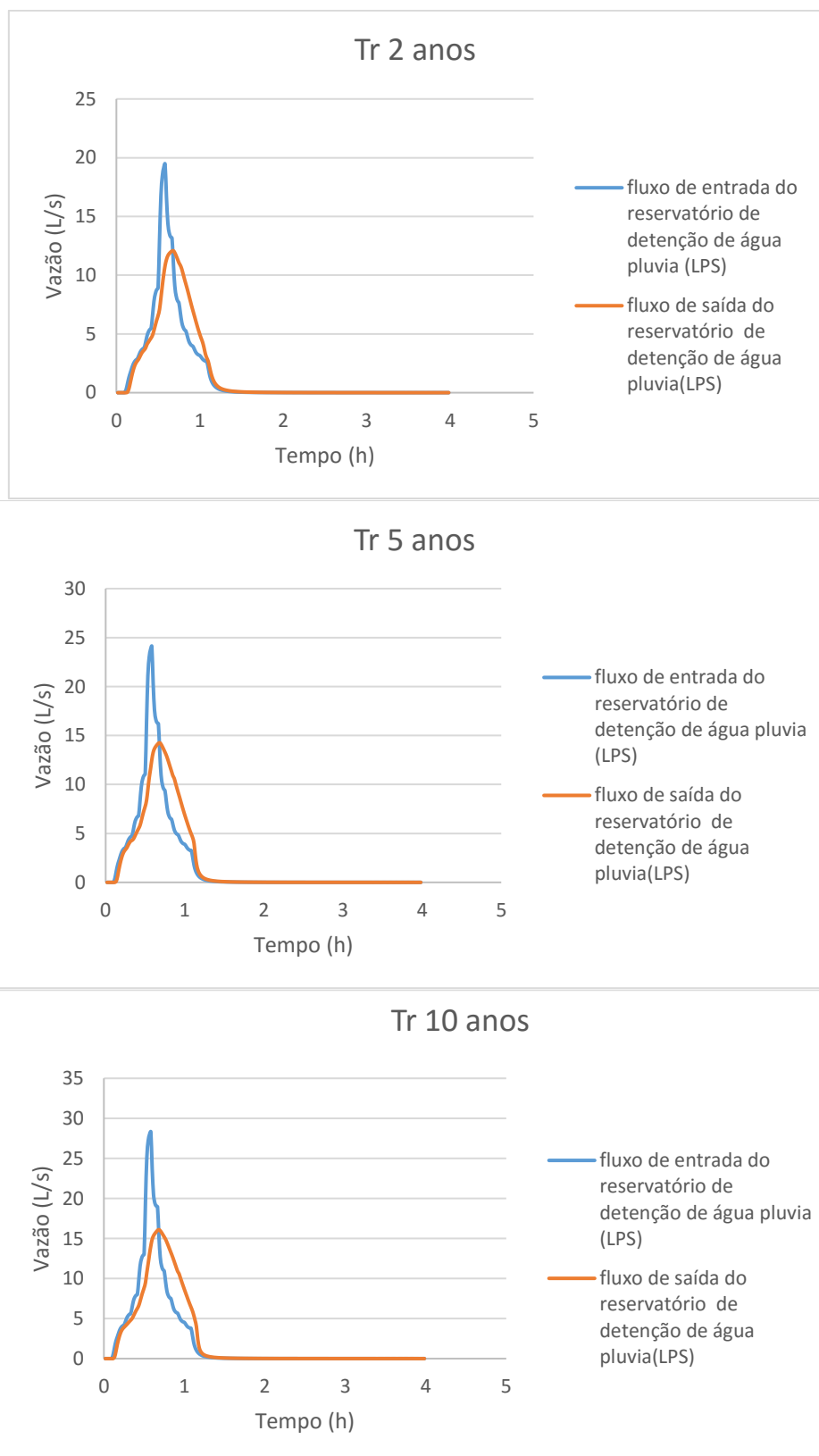


Figura C 18- -Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Santos para diferentes intensidades de chuvas.

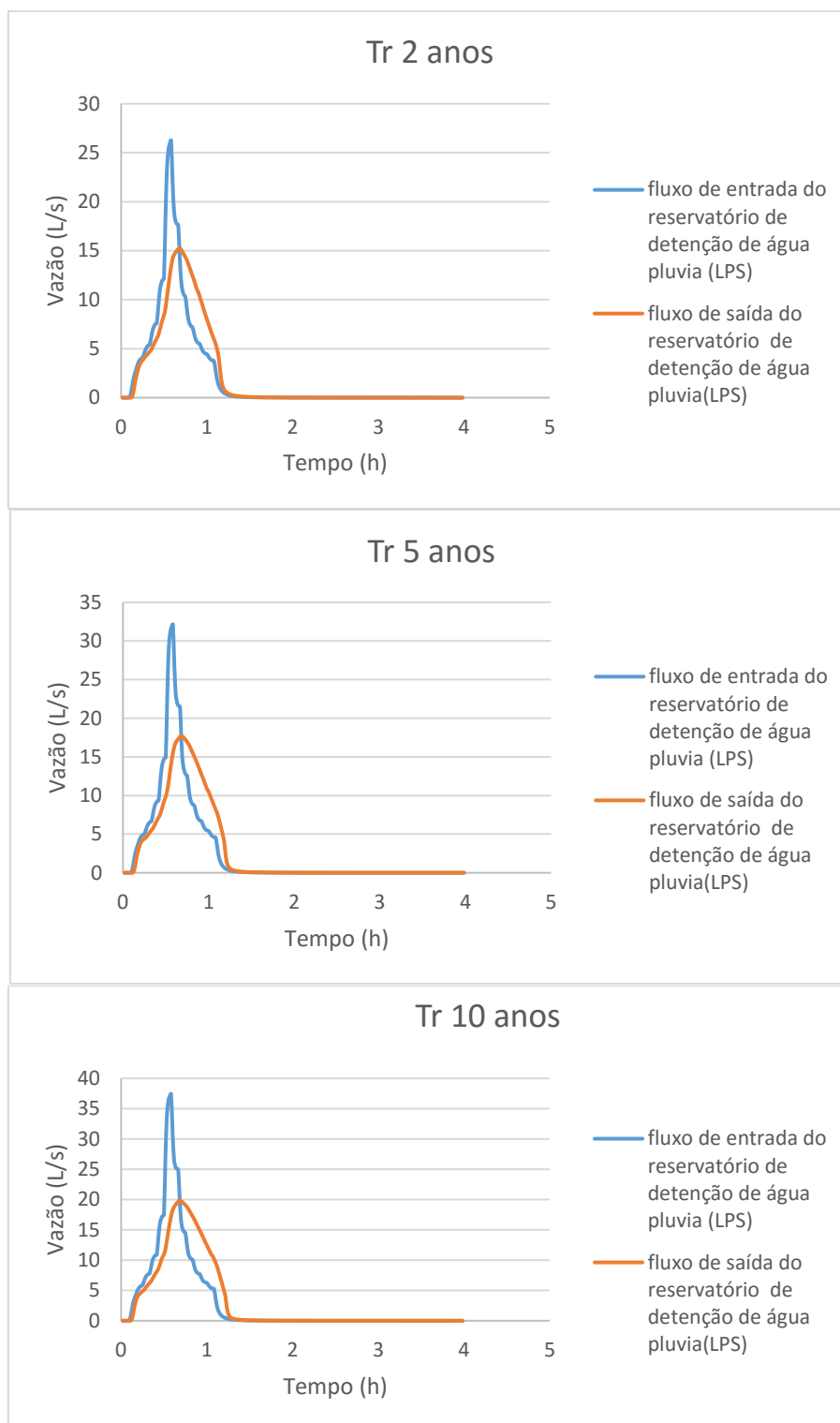


Figura C 19-Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São Carlos para diferentes intensidades de chuvas.

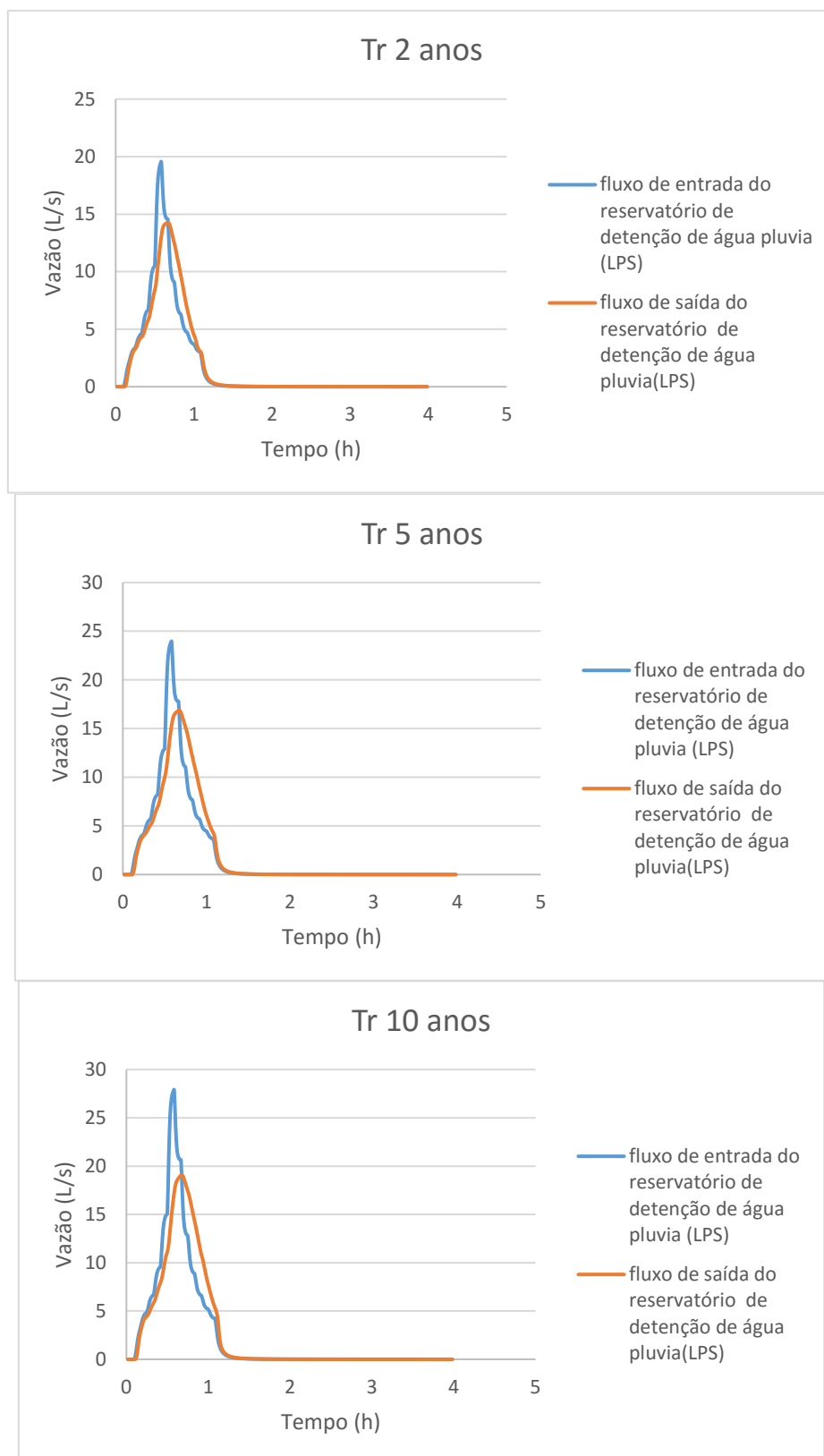


Figura C 20- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São José do Pinhais para diferentes intensidades de chuvas.

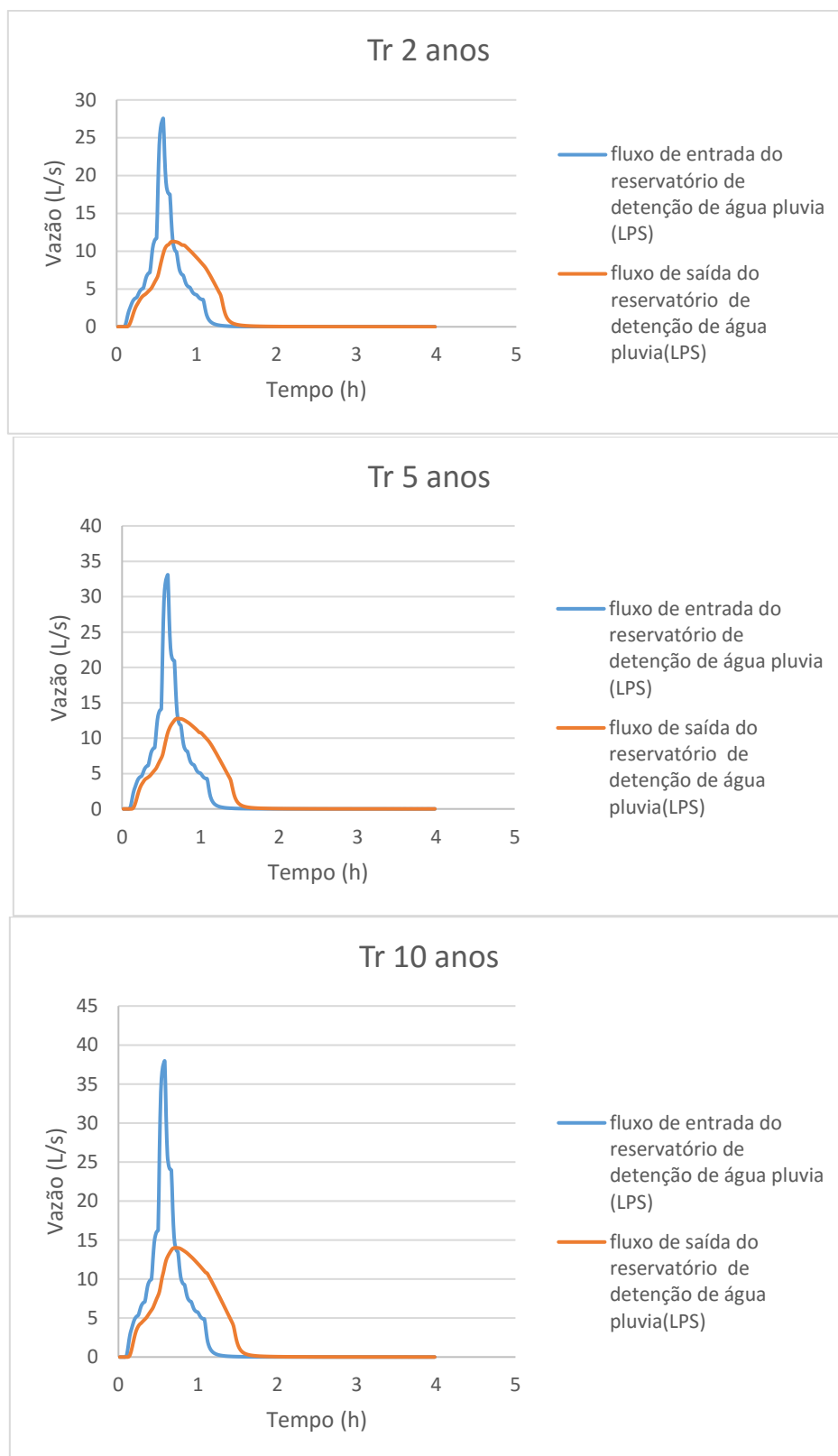


Figura C 21- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São José do Rio Preto para diferentes intensidades de chuvas.

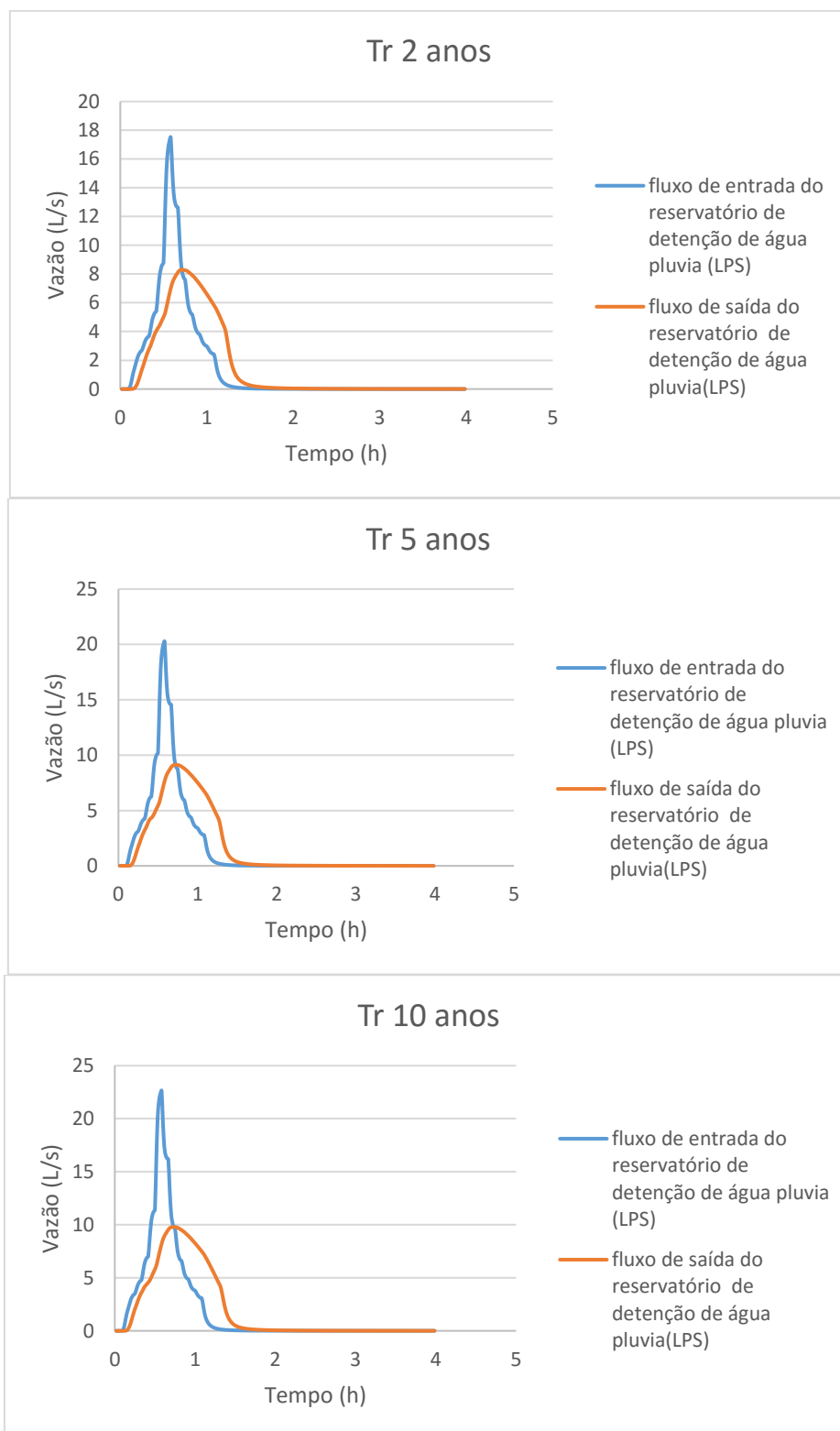


Figura C 22- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São Paulo para diferentes intensidades de chuvas.

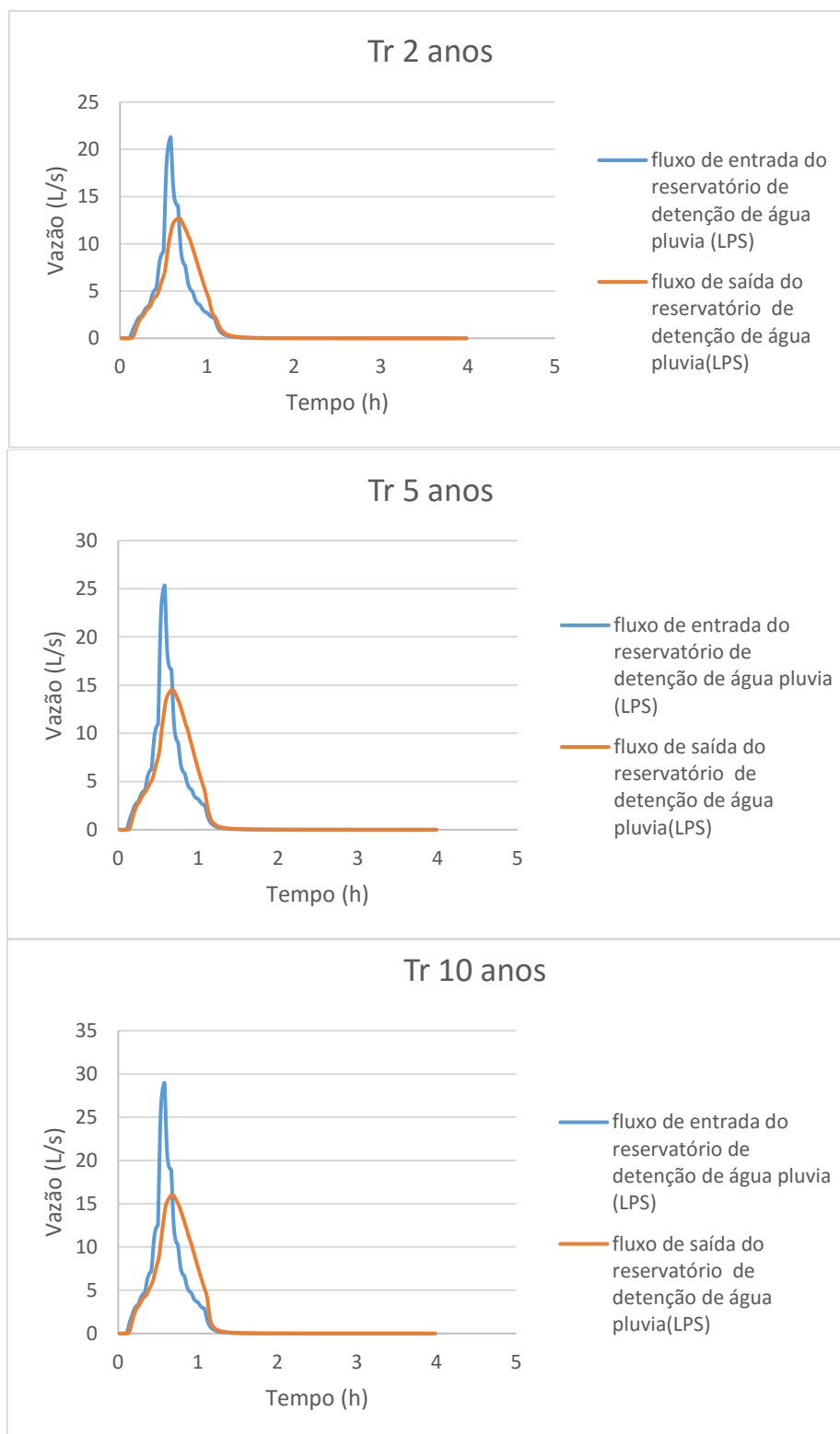


Figura C 23- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de São Paulo (Nova Legislação) para diferentes intensidades de chuvas.

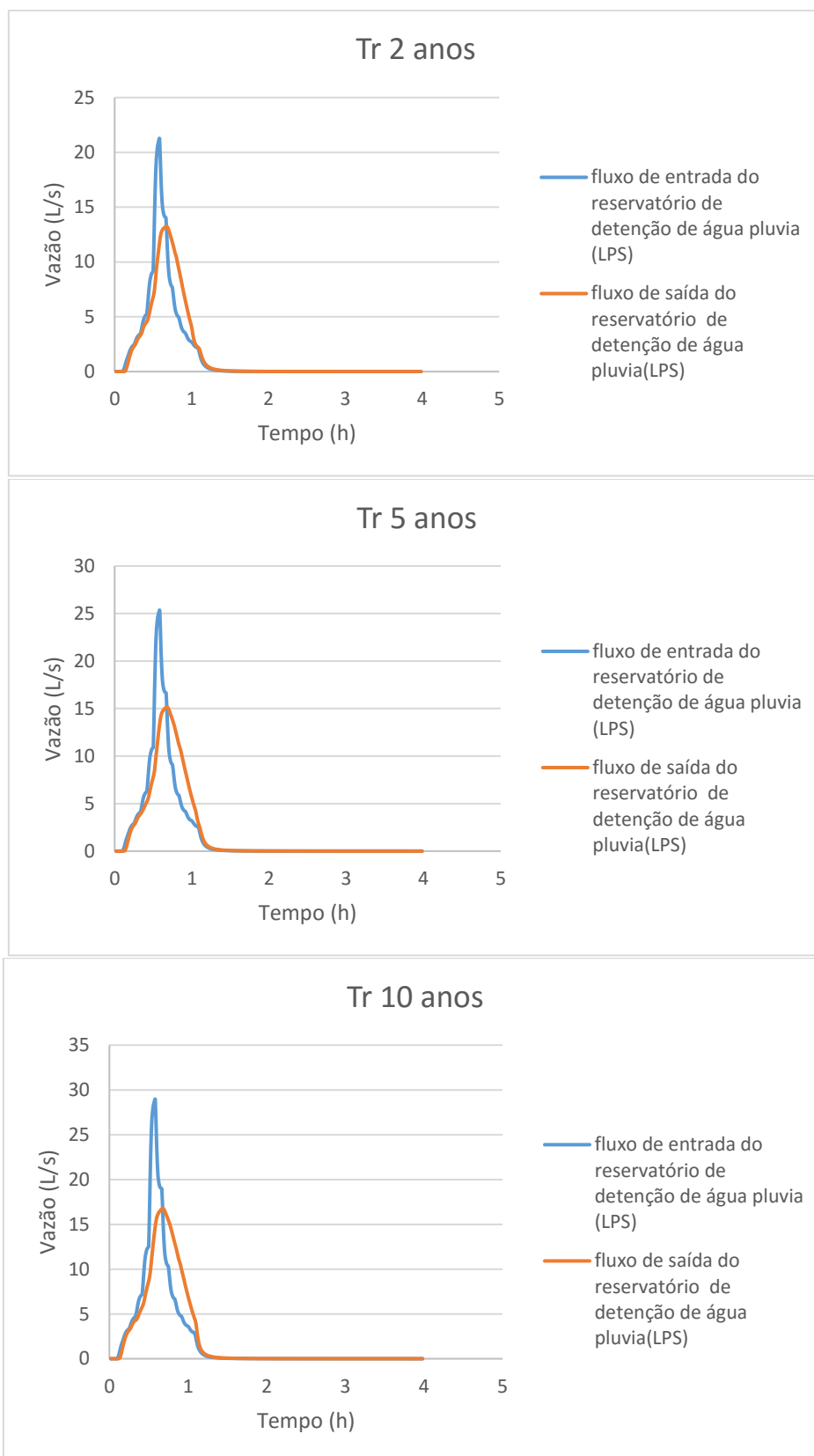


Figura C 24- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Sorocaba para diferentes intensidades de chuvas.

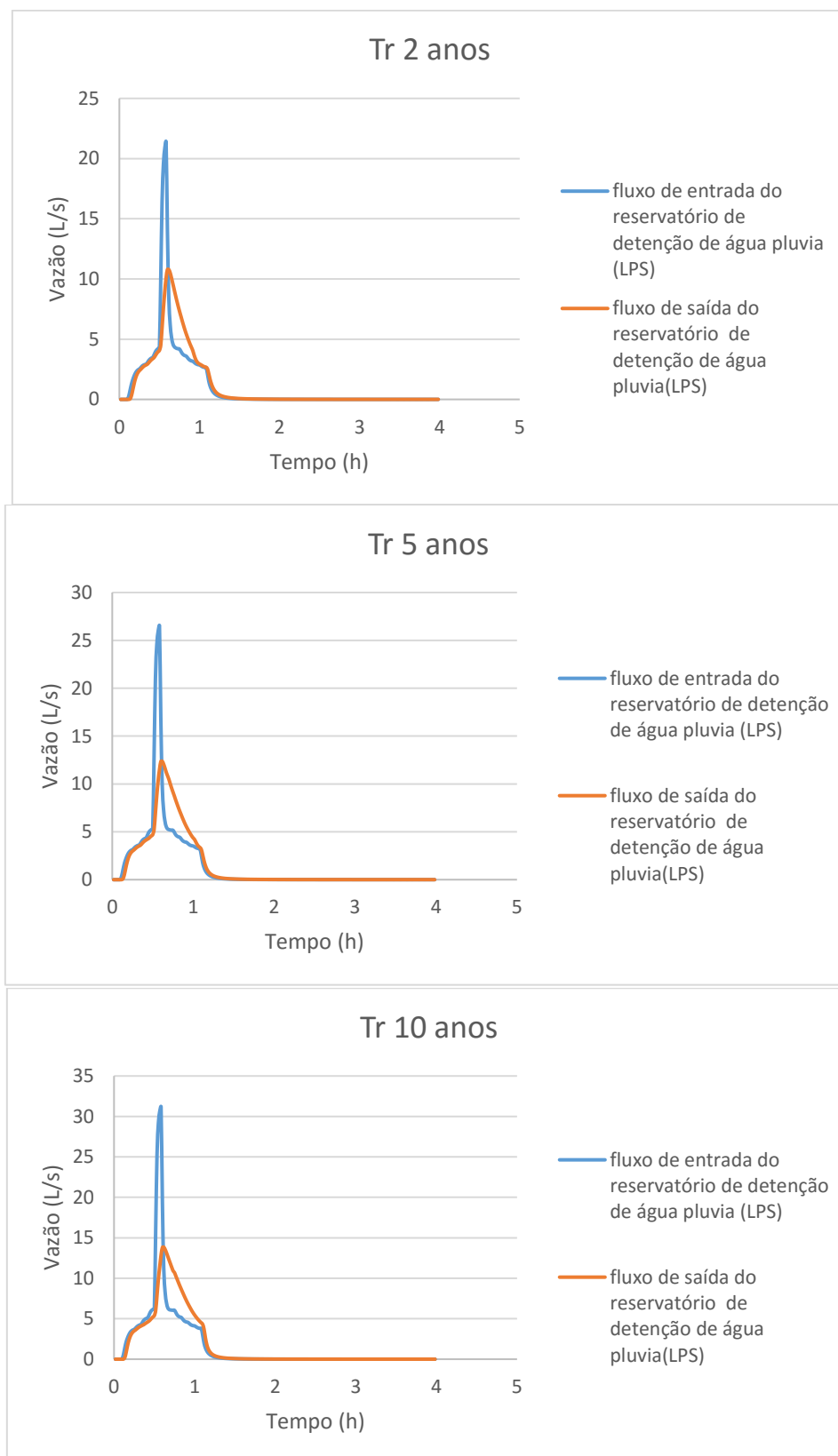
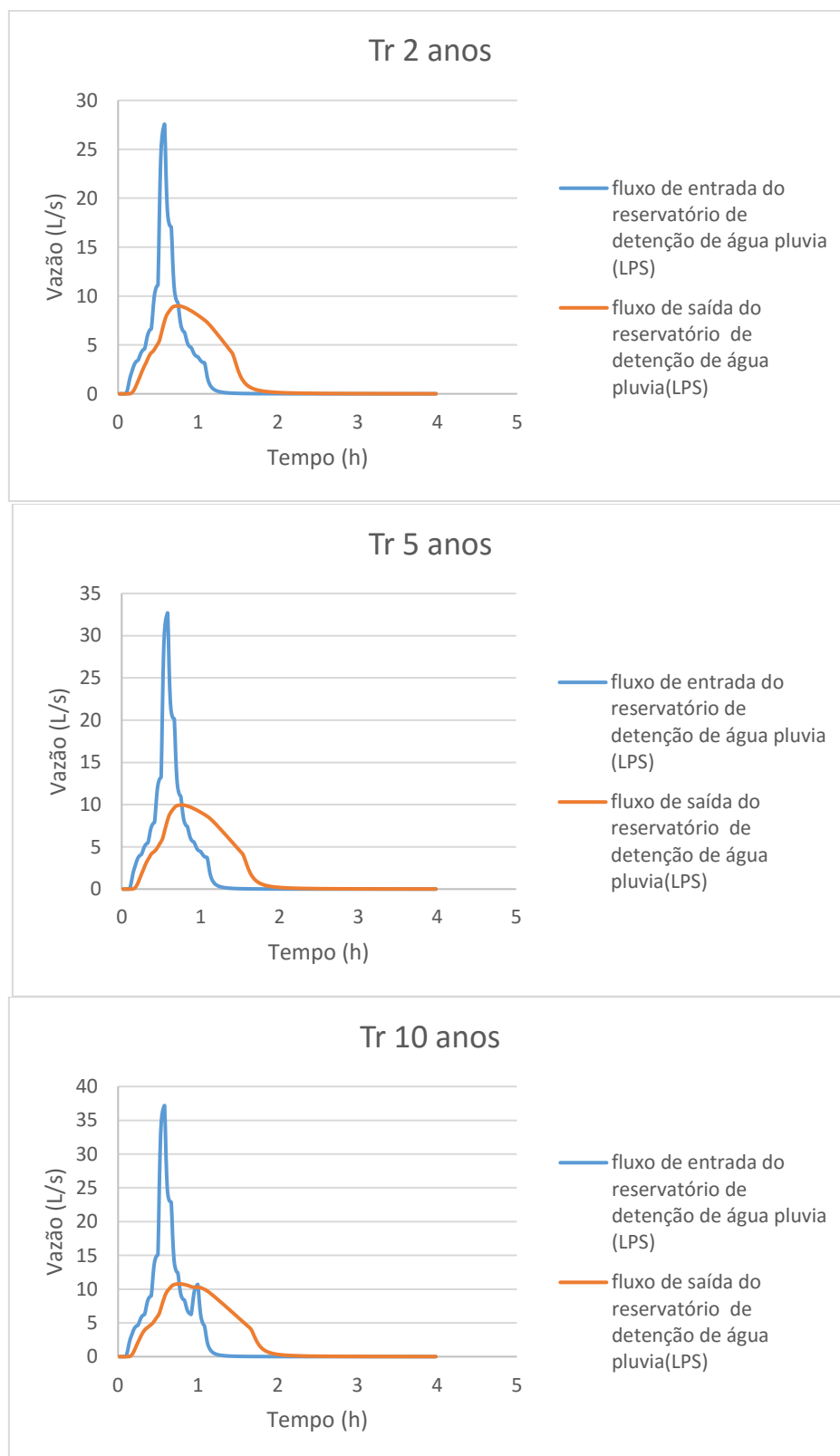


Figura C 25- Simulação do hidrograma do reservatório de amortecimento de chuvas (m³) para o município de Teresina para diferentes intensidades de chuvas.



APÊNDICE D: Análise de regressão linear para determinação da equação de dimensionamento do reservatório de retenção de escoamento de água pluviais.

Para TR : 2 anos

<i>Estatística de regressão</i>	
R múltiplo	0,999037
R-Quadrado	0,998075
R-quadrado ajustado	0,945443
Erro padrão	10,00901
Observações	20

ANOVA

	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
Regressão	1	986830,4	986830,4	9850,55	4,15E-26
Resíduo	19	1903,424	100,1802		
Total	20	988733,8			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
Interseção	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
Variável X 1	370,86	3,73663	99,24994	27	363,0394	378,6811	363,0394	378,6811

Para TR : 5 anos

<i>Estatística de regressão</i>	
R múltiplo	0,999036
R-Quadrado	0,998073
R-quadrado ajustado	0,945441
Erro padrão	11,82002
Observações	20

ANOVA

	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
Regressão	1	1374748	1374748	9839,807	4,19E-26
Resíduo	19	2654,544	139,7129		
Total	20	1377402			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
Interseção	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
Variável X 1	437,72	4,412729	99,1958	2,91E-27	428,4882	446,9601	428,4882	446,9601

Para TR : 10 anos

<i>Estatística de regressão</i>	
R múltiplo	0,999026
R-Quadrado	0,998052
R-quadrado ajustado	0,945421
Erro padrão	13,4606
Observações	20

ANOVA					
	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
Regressão	1	1763884	1763884	9735,118	4,611E-26
Resíduo	19	3442,566	181,1877		
Total	20	1767326			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
Interseção	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
Variável X 1	495,82	5,025201	98,6667	3,22E-27	485,302101	506,3378	485,3021	506,3378

Para TR : 25 anos

<i>Estatística de regressão</i>	
R múltiplo	0,999037
R-Quadrado	0,998074
R-quadrado ajustado	0,945443
Erro padrão	15,81147
Observações	20

ANOVA					
	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
Regressão	1	2462119	2462119	9848,378	4,16E-26
Resíduo	19	4750,047	250,0025		
Total	20	2466869			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
Interseção	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
Variável X 1	585,7922	5,902842	99,23899	2,89E-27	573,4374	598,1469	573,4374	598,1469

Para TR : 50 anos

<i>Estatística de regressão</i>	
R múltiplo	0,999036
R-Quadrado	0,998074
R-quadrado ajustado	0,945442
Erro padrão	17,92796
Observações	20

ANOVA					
	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
Regressão	1	3164136	3164136	9844,493	4,17E-26
Resíduo	19	6106,824	321,4118		
Total	20	3170243			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
Interseção	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
Variável X 1	664,0742	6,692987	99,21942	2,9E-27	650,0657	678,0828	650,0657	678,0828

Para TR : 100 anos

<i>Estatística de regressão</i>	
R múltiplo	0,999037
R-Quadrado	0,998075
R-quadrado ajustado	0,945443
Erro padrão	20,31963
Observações	20

ANOVA					
	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
Regressão	1	4066919	4066919	9849,95	4,15E-26
Resíduo	19	7844,858	412,8873		
Total	20	4074764			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
Interseção	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
Variável X 1	752,8731	7,585859	99,24691	2,88E-27	736,9958	768,7505	736,9958	768,7505