

VICTOR SANTOS GALVÃO BAPTISTA

**ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DE MICRORRESERVATÓRIO PARA CONTROLE
DO ESCOAMENTO NA FONTE**

João Pessoa/PB – Brasil

Junho de 2016

VICTOR SANTOS GALVÃO BAPTISTA

**ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DE MICRORRESERVATÓRIO PARA CONTROLE
DO ESCOAMENTO NA FONTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como pré-requisito para obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil pela Universidade
Federal da Paraíba.

Orientador: Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz

João Pessoa/PB, Brasil

Junho de 2016

B222a Baptista, Victor Santos Galvão

Análise custo-eficiência de microrreservatório para controle do escoamento na fonte. / Victor Santos Galvão Baptista - João Pessoa: UFPB, 2016.

94 fl. il.:

Orientador: Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil) Centro de Tecnologia / Campos I / Universidade Federal da Paraíba.

FOLHA DE JULGAMENTO

VICTOR SANTOS GALVÃO BAPTISTA

ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DE MICRORRESERVATÓRIO PARA CONTROLE DO ESCOAMENTO NA FONTE

Trabalho de Conclusão de Curso defendido em 14/06/2016 perante a seguinte Banca Julgadora:

Prof. Adriano Rolim da Paz

(na defesa por aprovado ou reprovado)

Departamento de Engenharia Civil e
Ambiental do CT/UFPB

Prof. Hidelbrando José Farkat Diógenes

(na defesa por aprovado ou reprovado)

Departamento de Engenharia Civil e
Ambiental do CT/UFPB

Prof. Leonardo Vieira Soares

(na defesa por aprovado ou reprovado)

Departamento de Engenharia Civil e
Ambiental do CT/UFPB

Prof. Ana Cláudia F. Medeiros Braga

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

A Deus, que tem me ajudado, capacitado e, sobretudo, motivado desde o início do curso a buscar extrair o máximo das oportunidades que tem-se aberto diante de mim. De modo bastante peculiar, agradeço a Ele por colocar nesta jornada todos aqueles professores cujo amor pelo que fazem me inspiraram a me tornar o engenheiro que hoje sou, consciente do quanto preciso aprender, embora feliz pelo que já tenho aprendido até aqui.

Sou particularmente grato aos meus familiares mais próximos: à minha mãe Metilde Alves, uma verdadeira guerreira que criou a mim e a meus irmãos, enfrentando grandes dificuldades, com muito sacrifício e labor, e conseguiu, de modo bastante firme e exemplar, me ensinar o valor de estudar. Extendo a gratidão também à minha dindinha Nina Rosa e vó Arlete, por todo o amor e carinho, além da força e apoio que certamente compartilharam à minha mãe em nossa criação, ao longo de todos estes anos.

Agradeço também aos meus irmãos André e Guilherme, por todo o apoio, companheirismo e aprendizado compartilhado. De modo especial, agradeço a André, por toda a compreensão e serviço na reta final deste trabalho, muitas vezes me eximindo das tarefas domésticas enquanto desenvolvia o presente estudo, além do apoio na revisão ortográfica.

De modo bastante especial, agradeço à minha namorada Amanda, que tem me inspirado a ser um homem melhor, com um caráter mais refinado e mais responsável, pela forma com que lida com as dificuldades do dia-a-dia. Sua companhia e amor tornaram a jornada deste curso muito mais valiosa, agradável e equilibrada. Agradeço por todo o apoio na confecção deste estudo, quanto às correções e observações apontadas e sobretudo na criação dos *slides* da apresentação.

Agradeço ao meu professor orientador Adriano Rolim da Paz, por ser a porta de entrada ao mundo da pesquisa científica e o fazer de modo bastante digno. A dedicação e interesse demonstrados, além das orientações e correções, foram fundamentais para o desenvolvimento deste estudo.

Sou grato também a Iana Britto, que muito me ajudou na revisão bibliográfica, e a Jairo Dutra, pelo apoio na concepção executiva dos microrreservatórios. Extendo a gratidão a todos os amigos e colegas de curso, que de alguma maneira contribuíram para o meu desenvolvimento como engenheiro civil.

RESUMO

A problemática das enchentes é bastante frequente no Brasil e tal fato se deve principalmente à ação conjunta do gradativo processo de impermeabilização do solo associado à urbanização desordenada e dos sistemas de drenagem tradicionais que tem como linha de segmento a transferência do escoamento superficial à jusante. Visando aplicações sustentáveis, soluções para o amortecimento do escoamento superficial começam a ser praticadas, de forma a aproximar a vazão o máximo possível da natural (pré-urbanização) e desonerar o sistema de macrodrenagem como um todo. O manejo eficiente do controle do escoamento superficial se dá o mais próximo possível de sua origem, em geral na própria saída dos lotes. O uso de microrreservatórios tem tido um maior destaque, sendo escopo deste trabalho o estudo desse dispositivo como alternativa de controle da drenagem pluvial urbana. Em linhas gerais, tal dispositivo é bastante eficiente no abatimento das vazões de pico, sendo bastante promissor no combate às inundações. Há espaço para novas pesquisas no uso de novos materiais, sobretudo no combate das limitações identificadas. Como estudo de caso, realizou-se a simulação hidráulica de microrreservatórios de concreto armado pelo método de Puls, para 63 reservatórios, com diferentes combinações de área de base e diâmetro do descarregador de fundo. Em seguida, realizou-se o dimensionamento estrutural de cada um dos reservatórios simulados pelo cálculo simplificado dos elementos da estrutura em isolado, em conformidade com as normas vigentes. Orçamentos foram elaborados para cada reservatório dimensionado, e os resultados indicam que a eficiência do reservatório é relativamente insensível à variação da área, ao passo que o quantitativo de ferragem se mostrou diretamente proporcional à esta variação. O custo global dos reservatórios foi governado pelo custo da estrutura de concreto armado em si e a partir do cruzamento de informações observou-se que a redução da eficiência (que conduz à vazão máxima simulada igual à vazão de pré-urbanização) em torno de 4% se mostrou vantajosa, tendo em vista que promoveu uma economia no custo da estrutura de aproximados 47%.

Palavras-chave: Controle de drenagem na fonte. Método de Puls. Dimensionamento.

SUMMARY

Problems regarding flooding events are very frequent in Brazil and it is mainly due to the action of soil impermeabilization processes integrated with traditional drainage systems, which focuses in the rapid transfer of runoff from the places where they're generated. In an attempt to reach sustainability, solutions that reduces runoff are being applied in order to best approximate the flow to its natural conditions (situation before urbanization process) and to alleviate the macrodrainage system as a whole. The best manage practices of runoff control occurs the closest possible from its origin, generally in terrains' outlets. Small reservoirs are becoming most proeminent, and the scope of this work is the study of this device as an alternative of pluvial runoff control. In general, the device is very efficient in reducing peak flows, becoming very useful in the manage of flooding. There is space for new research, specially those regarding the study of the limitations identified. As a study case, 63 microrreservoirs have been hydrologic simulated using the Puls method, with different combinations of base area and discharge tube diameter. The next stage consisted of the structural design of each reservoir simulated, and elements that constitutes the reservoir were calculated isolated, following current standards. Budgets were elaborated for each reservoir and results show that efficiency is slightly insensible to area variation. In the other hand, the amount of steel calculated was found to be directly proportional to this variation. Global reservoirs costs were governated by reinforced concrete costs and further cross-check made possible to note that efficiency reduction of 4% (when considering simulated peak flow equal to natural conditions peak flow) is beneficial, since it promoted cost economy of about 47%.

Keywords: Source drainage control. Puls Method. Design.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Projeção da densidade demográfica por região do País	14
Figura 2 - Destinos da precipitação em função das condições da cobertura superficial	15
Figura 3 - Rio canalizado a) nos Estados Unidos e b) em Belo Horizonte	17
Figura 4 - Hidrogramas de entrada e saída de dispositivos de controle por armazenamento ..	21
Figura 5 – Esquema de microreservatório de detenção	21
Figura 6 - Hidrogramas de reservatórios de detenção a) sem comporta e b) com comporta ...	23
Figura 7 - Hidrogramas de entrada e de saída de reservatório com dispositivo <i>by-pass</i>	24
Figura 8 - Hidrogramas simplificados de entrada e saída pelo método de McCuen	27
Figura 9 – a) Bacia hidrográfica do Rio Cuiá e b) visualização em 3D do lote do Shopping Sul	32
Figura 10 – Emprego do <i>software</i> Google Earth na determinação da topografia do lote.	33
Figura 11 - Representação do lote com uso do <i>software</i> AutoCAD.	33
Figura 12 - Caminho correspondente ao tempo de concentração da situação de pré-emprego.....	35
Figura 13 - Caminho correspondente ao tempo de concentração para a situação atual de pós-emprego.....	36
Figura 14 - Chuva de projeto para o estudo de caso proposto, para T_R de 5 anos.	37
Figura 15 - Comparativo da chuva excedente de pré-emprego com a chuva de projeto.	39
Figura 16 - Comparativo da chuva excedente de pós-emprego com a chuva de projeto.	39
Figura 17 - Hidrogramas unitários sintéticos pelo método do SCS.	40
Figura 18 - Hidrogramas de projeto para as situações de pré e pós-emprego.	41
Figura 19 - Gráfico auxiliar para reservatório 10x10 m, com diâmetro de descarga de 50 mm.	44
Figura 20 - Relação entre eficiência crítica e valores de k e k'	46
Figura 21 - Eficiência do reservatório em função de k e k'	47
Figura 22- Fluxograma de determinação da condição de armação das lajes.....	53
Figura 23 - Convenção de eixos e de momentos da laje de fundo e paredes.	54
Figura 24 - Cálculo dos esforços internos das lajes com uso do <i>software</i> Excel.	56
Figura 25 – Seção de concreto armado submetido a flexão simples com a) armadura simples e b) armadura dupla.....	57
Figura 26 - Fluxograma dos possíveis estados de trabalho das seções de concreto armado	58
Figura 27- Fluxograma de determinação da condição de viga-parede.....	61
Figura 28- Fluxograma de exigências quanto ao espaçamento entre barras de aço.	62
Figura 29 - Execução do 1º reservatório, após conclusão da laje de fundo	67
Figura 30 - Eficiência em função das áreas simuladas.	69
Figura 31 - Quantidade de aço em função das áreas simuladas.	70
Figura 32 - Quantidade de aço para cada reservatório simulado hidráulicamente.....	71
Figura 33 - Percentuais dos serviços em relação ao custo total, para cada reservatório.	72
Figura 34 - Custo dos serviços em função das áreas simuladas.	73
Figura 35 - Custo dos reservatórios em função da eficiência.....	74
Figura 36 - Hidrogramas do 33º reservatório simulado.	75
Figura 37 - Localização em planta do reservatório de melhor custo-benefício.....	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal.	30
Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental.	31
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e a qualidade do concreto.	31
Tabela 4 - Áreas de partes do lote, determinadas pelo <i>software</i> AutoCAD.	34
Tabela 5 - Tempo de concentração para a situação de pré-emprego, para T_R de 5 anos.	35
Tabela 6 - Tempo de concentração para a situação de pós-emprego, para T_R de 5 anos.	36
Tabela 7 – Capacidade de armazenamento do solo, para as situações de pré e pós- emprego.	38
Tabela 8 - Vazões máximas de entrada para as situações de pré e pós-emprego.	41
Tabela 9 - Valores de C_d em função do diâmetro do descarregador de fundo e da carga hidráulica.	43
Tabela 10 - Eficiência e tempo de esvaziamento do 1° e 41° reservatório simulado.	48
Tabela 11 - Valores principais adotados no dimensionamento e fonte de busca.	50
Tabela 12 – Especificação dos principais parâmetros da estrutura de concreto armado.	51
Tabela 13 - Diâmetro nominal e massa nominal para o vergalhão CA-50.	60
Tabela 14 - Incrementos no comprimento considerados na solução de ancoragem com gancho.	63
Tabela 15 - Serviços considerados no orçamento e preços das composições.	66
Tabela 16 - Resultados da simulação hidrológica do reservatório melhor custo-benefício.	74
Tabela 17 - Detalhamento das armaduras do 33° reservatório.	76

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1. Justificativa e caracterização do problema	10
1.2. Objetivos.....	12
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	13
2.1. Drenagem sustentável x drenagem higienista	13
2.1.1. Processo de urbanização em curso no país	13
2.1.2. Impactos no ciclo hidrológico.....	14
2.1.3. Sistema de drenagem convencional	16
2.1.4. Sistema de drenagem sustentável	18
2.2. Uso de reservatórios como dispositivo de controle	20
2.2.1. Princípio de funcionamento	20
2.2.2. Vantagens e desvantagens	22
2.3. Dimensionamento de reservatórios de contenção de cheias.....	26
2.3.1. Requisitos hidrológicos/hidráulicos.....	26
2.3.2. Princípios do dimensionamento hidráulico.....	27
2.3.3. Método de McCuen	27
2.3.4. Método de Puls	28
2.4. Requisitos estruturais.....	29
3. METODOLOGIA	32
3.1. Caracterização do estudo de caso	32
3.2. Dimensionamento hidráulico.....	34
3.2.1. Chuva de projeto	34
3.2.2. Chuva excedente	38
3.2.3. Hidrogramas de entrada	40
3.2.4. Aplicação do método de Puls.....	42
3.2.5. Etapa inicial de análise da eficiência	47
3.3. Dimensionamento estrutural.....	49
3.3.1. Solicitações de cálculo	50
3.3.2. Cálculo como placas (ações normais ao plano médio das lajes)	51
3.3.3. Cálculo como vigas (ações no plano médio das lajes).....	52
3.3.4. Esforços internos nas lajes isoladas	53
3.3.5. Redistribuição de momentos.....	55
3.3.6. Dimensionamento do reservatório	56
3.3.7. Critérios de verificação do dimensionamento	61

3.4. Orçamento dos reservatórios	65
4. RESULTADOS	69
5. CONCLUSÃO	77
6. ANEXOS.....	79
ANEXO A – Coeficientes para cálculo de laje retangular simplesmente apoiada no contorno com carga uniformemente distribuída	79
ANEXO B – Coeficientes para cálculo de laje retangular apoiada em um lado e engastada nos demais, com carga uniformemente distribuída.	80
ANEXO C – Coeficientes para cálculo de laje retangular engastada em todo o contorno com carga uniforme distribuída	81
ANEXO D – Coeficientes para cálculo de laje retangular apoiada em um lado e engastada nos demais com carga triangular distribuída	82
ANEXO E – Placa retangular com momento senoidal aplicado em uma das bordas.	83
ANEXO F – Coeficiente de verificação de dispensa de cálculo de flecha de laje.	84
ANEXO G - Composições detalhadas dos serviços de fundação.....	85
ANEXO H - Composições detalhadas dos serviços de fôrmas.	86
ANEXO I - Composições detalhadas dos serviços de estrutura.	87
ANEXO J – Composições detalhadas dos serviços de impermeabilização e serviços finais	88
ANEXO L – Insumos de mão-de-obra e equipamentos	89
ANEXO M – Insumos de materiais.	90
7. REFERÊNCIAS	91

1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificativa e caracterização do problema

É notável o desenvolvimento urbano nas últimas décadas no Brasil, que é caracterizado por ser bastante complexo, dinâmico, intenso e, sobretudo, desordenado. A urbanização espontânea e descontrolada, desalinhada com as políticas públicas de crescimento das cidades, traz consigo impactos nos diversos segmentos da infraestrutura da água, a saber, no seu abastecimento e distribuição, no esgotamento sanitário, na gestão dos resíduos sólidos e drenagem de águas pluviais (TUCCI, 2002; TUCCI, 2005).

Na maior parte dos espaços urbanos brasileiros, principalmente das grandes metrópoles, a drenagem fora praticamente desconsiderada ou tratada de maneira inadequada e insustentável. A gestão tradicional da drenagem urbana tem consistido basicamente da transferência do problema à jusante, por meio de medidas estruturais de grande porte. O que se observa ao longo do histórico de grandes cidades brasileiras como São Paulo, Rio de Janeiro, Minas Gerais e Recife é que se tem priorizado a impermeabilização e canalização dos rios urbanos, que provocam o aumento substancial da vazão de cheia, e, conseqüentemente, o aumento da frequência de inundações, trazendo consigo conseqüências socioeconômicas e de saúde pública (CANHOLI, 2014; TUCCI, 2002).

A prática tradicional de gestão da drenagem está sendo gradativamente repensada, e, mesmo com poucos estudos aplicados à realidade brasileira, é ponto de discussão cada vez mais frequente na comunidade acadêmica. O que se tem concluído é que a abordagem mais coerente de drenagem urbana lida não somente com medidas estruturais, mas tem seu funcionamento pleno garantido por meio de visão integrada de controle, que contempla medidas não-estruturais, tais como o disciplinamento do uso e ocupação do solo, visando o zoneamento de áreas de risco; e leva em conta a interdependência do funcionamento adequado desse sistema com os sistemas de abastecimento de água e saneamento básico e de gestão de resíduos sólidos (TUCCI, 2002). As medidas não-estruturais traduzem bem a visão sustentável de drenagem urbana, tendo em vista a eficácia das soluções, o relativo baixo custo e, principalmente, os longos horizontes de atuação (CANHOLI, 2014).

Há também o incentivo da aplicação de medidas estruturais intensivas de controle do escoamento na própria localidade onde foi gerado, buscando valorizar os mecanismos naturais de escoamento na bacia hidrográfica. O sucesso de tal medida de controle depende significativamente de medidas não-estruturais, tais como planos diretores e legislações municipais, sendo realizado basicamente por meio dos mecanismos que se utilizam das áreas de infiltração e de dispositivos de armazenamento temporário.

Dentre as soluções adotadas, há os microrreservatórios de contenção de cheias, que atuam por meio do retardamento do escoamento superficial, de modo a reduzir a magnitude da vazão das águas pluviais que são conduzidas ao sistema de drenagem subsequente. Dentre os métodos de dimensionamento, pode-se citar o método de Puls (Wurbs, 1996 apud Collischonn e Dornelles, 2013) que considera o efeito da distribuição da vazão ao longo do tempo. O volume a ser armazenado é função do hidrograma de entrada do reservatório e do nível de vazão que se deseja manter na saída; a simulação hidráulica acontece no intuito de se determinar, para cada combinação de área de reservação e diâmetro do descarregador de fundo, qual o abatimento da vazão de entrada e o grau de eficiência do reservatório em restabelecer as condições originais de escoamento, em termos quantitativos.

O método de Puls proporciona a simulação hidráulica para diversas áreas de reservação e diâmetro do descarregador de fundo, procurando-se obter abatimento e eficiência satisfatórios. Cada combinação de área de base e diâmetro do descarregador de fundo acarreta em nível de profundidade diferente, o que conduz à taxas de armadura e quantidade de concreto distintas (quando fabricados em concreto armado), de modo a garantir a funcionalidade do reservatório do ponto de vista estrutural. Logo, a melhor solução do ponto de vista hidrológico pode não ser a mais adequada em termos estruturais e de custo. A alternativa mais racional é a que atende satisfatoriamente aos critérios hidráulicos/hidrológicos e estruturais/econômicos.

No presente trabalho é avaliado o dimensionamento de microrreservatórios de contenção de cheia, pelo método de Puls, e o posterior dimensionamento estrutural, com base na NBR 6118/14, que trata de estruturas em concreto armado. Também é realizado o orçamento de cada reservatório dimensionado. Como estudo de caso, é considerado o lote do estabelecimento comercial Shopping Sul, no bairro dos Bancários, João Pessoa/PB, na situação atual de pós-emprego.

1.2. Objetivos

O objetivo geral do trabalho é realizar a análise comparativa da implantação de microrreservatório para controle do escoamento superficial proveniente de água pluvial. Os objetivos específicos seguem descritos abaixo:

- Investigar a sensibilidade da variação da eficiência do microrreservatório em função de sua área;
- Avaliar o impacto das dimensões do reservatório no quantitativo de aço; e
- Determinar as dimensões racionais de reservatório que conduzam à melhor relação custo-benefício.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Drenagem sustentável x drenagem higienista

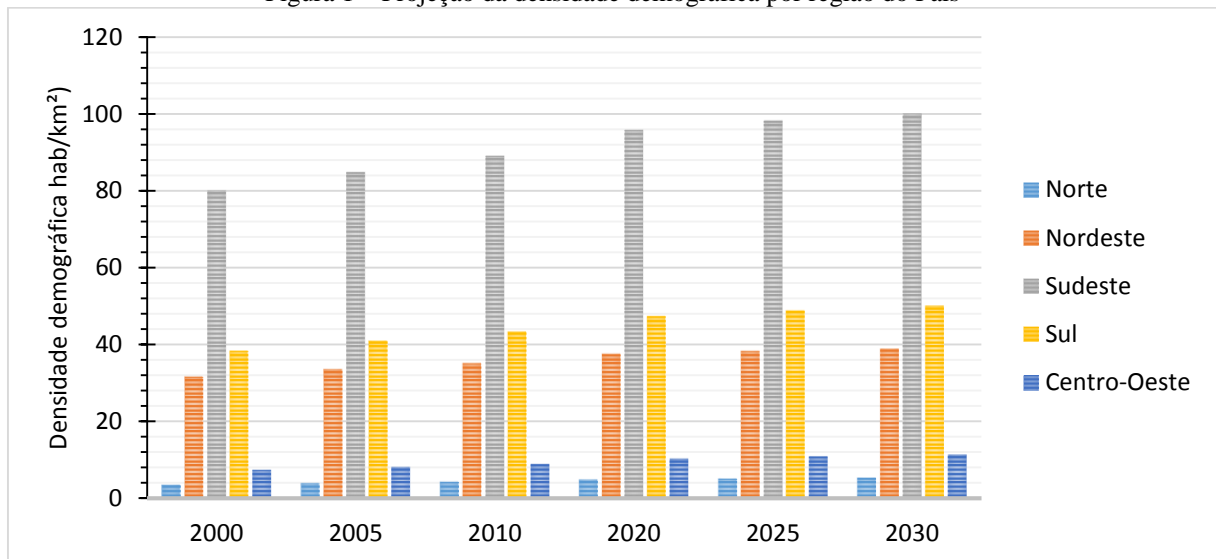
2.1.1. Processo de urbanização em curso no país

O Brasil tem sido marcado por uma ampla expansão demográfica nas últimas décadas, que tem modificado radicalmente a estrutura antes esparsa e desarticulada do país. Um exemplo nítido disso é a explosiva urbanização que ocorreu na cidade de São Paulo. Em pouco mais de setenta anos, a população da cidade passou de meros vinte mil, em 1874, para cerca de treze milhões de habitantes (LANGENBUCH, 1970 apud DEÁK et al., 1999). Somente a partir do século XX que o processo de urbanização começou a resultar em iniciativas de planejamento urbano a nível da administração pública (DEÁK et al., 1999).

De modo geral, a urbanização tem ocorrido de forma espontânea, a despeito de políticas públicas de desenvolvimento das cidades brasileiras (quando há), sobretudo pelo aumento descontrolado de seus entornos, em regiões de áreas de risco de inundações e de escorregamento de terras, com deficiência na infraestrutura urbana como um todo. A motivação dessa forma de urbanização pode ser atribuída a diversos fatores, como o déficit de emprego e o baixo poder aquisitivo de moradia. Tal conjuntura traz consigo impactos nos diversos segmentos da infraestrutura da água, a saber, no seu abastecimento e distribuição, no esgotamento sanitário (que interfere nos sistemas de drenagem urbana da maioria das cidades brasileiras), na gestão de resíduos sólidos e drenagem de águas pluviais (TUCCI, 2002; TUCCI, 2005).

Apesar de não tão explosiva como ocorreu da década de 80 aos anos 2000, o processo de urbanização continua se desenvolvendo nas regiões do país, podendo ser associada ao fenômeno da densidade demográfica. Todas as regiões do país continuam apresentando taxas de crescimento demográfico e a projeção oficial do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) corrobora com este fato (Fig. 1).

Figura 1 – Projeção da densidade demográfica por região do País



Fonte: IBGE, 2016.

2.1.2. Impactos no ciclo hidrológico

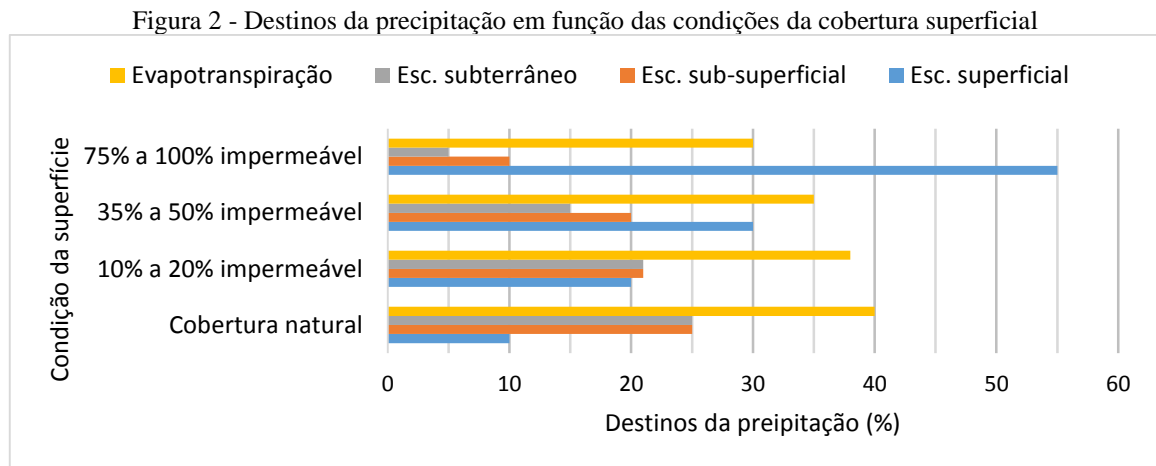
O ciclo hidrológico se constitui do processo contínuo de transformação física pela qual a água é submetida, à medida em que sustenta os ecossistemas do planeta Terra. Fenômenos como precipitação (majoritariamente na forma de chuva), infiltração e evapotranspiração acontecem em função das condições climáticas e características da topografia e da biota, definindo a dinâmica hidrológica. A água pluvial é vertida em escoamento, que acontece de forma superficial, subsuperficial ou subterrânea; a distribuição de cada parcela de chuva em escoamento é determinada em função da intensidade e duração da precipitação; das características do relevo, tais como inclinação e rugosidade e pelo tipo de solo e sua superfície de revestimento. O escoamento da água pluvial culmina com sua inserção nos corpos hídricos, tais como rios e oceanos, nos quais a energia solar é responsável pela sua posterior evaporação, fazendo com que a substância retorne à atmosfera. Condições específicas de clima possibilitam a transformação física da água nas diversas formas de precipitação existentes.

Campana e Tucci (1994 apud Paz, 2013a) identificaram uma relação entre processo de urbanização e de impermeabilização para as cidades de São Paulo, Curitiba e Porto Alegre. Menezes Filho e Tucci (2012) refizeram o estudo, concluindo que tal relação se intensificou em cerca de 10% nos dez anos para Porto Alegre, se configurando sobretudo pela tendência

diminuição do número de pessoas por unidade habitacional e aumento da área impermeável em decorrência da densificação.

O processo de urbanização em curso no país é diretamente responsável pela modificação do funcionamento do ciclo hidrológico local, devido ao aumento da tendência de impermeabilização da superfície terrestre. Deste modo, a precipitação incidente é impedida de ser vertida em escoamento sub-superficial e subterrâneo, reduzindo a recarga dos aquíferos e aumentando significativamente o volume de água escoado pela superfície.

A Figura 2 exemplifica este comportamento. O aumento em até 50% na impermeabilização de lotes urbanos acarreta em aumento de até três vezes mais no escoamento superficial, em relação ao lote em cobertura natural (FISRWG, 1998). A parcela de água que antes escoava sub-superficialmente ou que evapotranspirava sofre redução de magnitude semelhante; o que é mais impactado é a recarga dos aquíferos, tendo em vista a substancial redução da percolação profunda. Para áreas ainda mais impermeabilizadas, próximas da quase totalidade, o fenômeno observado na Fig. 2 se acentua ainda mais, podendo aumentar a vazão máxima de escoamento superficial em torno de 5,5 vezes, podendo chegar a 7 vezes (FISRWG, 1998; TUCCI, 2005).



Fonte: adaptado de FISRWG, 1998

Há de se considerar também os impactos da impermeabilização na frequência das inundações ribeirinhas. A tendência de crescimento das cidades brasileiras se deu em suma das zonas baixas para as altas, com a ocupação de áreas naturalmente caracterizadas por serem planícies de inundação, tendo em vista principalmente a proximidade dos corpos hídricos para satisfação das necessidades básicas, indispensáveis ao desenvolvimento humano. Todo rio é

composto por leito menor e leito maior, cujo nível varia sazonalmente de acordo com seu regime hidrológico, num período de retorno por volta de 1,5 a 2 anos (TUCCI, 2002).

Tem sido comum nas metrópoles brasileiras a canalização dos córregos das zonas de várzea, o que promoveu o aumento do aporte das vazões desses rios, que, associados à impermeabilização do solo, abriram caminho para o aumento das vazões de pico e, conseqüentemente, para o aumento da frequência das inundações (CANHOLI, 2014). Isso traz prejuízos socioeconômicos, como a perda de vidas, interrupção das atividades econômicas e contaminação por doenças de veiculação hídrica (TUCCI, 2002). Além disso, a canalização modifica a configuração original dos talwegues dos rios, que outrora ofereciam maior resistência ao escoamento, resultando na diminuição de sua velocidade. Tal fenômeno natural promovia a sedimentação de sólidos e facilitava a depuração da carga poluidora do montante das regiões altas, impedindo-as de percorrerem longas distâncias. O processo também contribui, portanto, para o aumento da carga de resíduos sólidos transportado, acarretando na drástica redução da qualidade da água pluvial que é conduzida aos rios, além de assoreá-los. Ocorre um declínio ecológico que impacta os seres vivos como um todo (CANHOLI, 2014; FISRWG, 1998; TUCCI, 2002; TUCCI, 2005).

A grande concentração demográfica e suas conseqüências (no aspecto da impermeabilização) também tem sido associada ao aumento de temperatura observado nas grandes metrópoles, que acontece devido ao aumento da absorção da energia solar pelo asfalto e concreto. O fenômeno agrava ainda mais o problema, posto que cresce a emissão de radiação térmica para o ambiente, criando condições de movimento de ar que pode acentuar os níveis de precipitação, tornando-as mais curtas e intensas, o que não é adequado, do ponto de vista da drenagem.

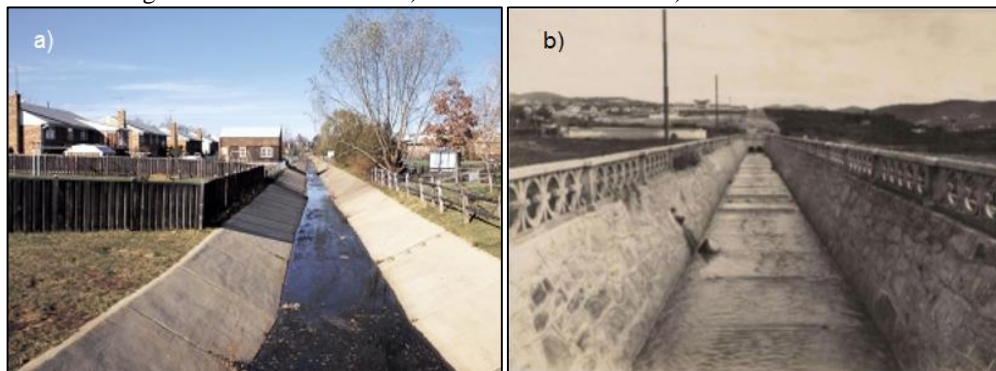
2.1.3. Sistema de drenagem convencional

A gestão tradicional dos problemas de drenagem urbana se trata não de sua resolução efetiva, mas apenas de sua transferência do local onde foi gerado (TUCCI, 2005). O histórico de grandes cidades brasileiras tais como São Paulo, Belo Horizonte e Recife mostra que se tem priorizado a adoção de medidas estruturais de médio e grande porte, tais como a

implantação de sarjetas, bocas de lobo, canais abertos e galerias, a fim de escoar as águas pluviais o mais rápido possível.

Todavia, tais medidas de macrodrenagem trouxeram consigo consequências como as já elencadas no escopo do presente texto, que, na realidade, contribuem para o agravamento da problemática que se procurava resolver, visto que a urbanização sem controle e a redução da capacidade de armazenamento do solo acarretam na ocupação de outros locais por parte da água pluvial (CANHOLI, 2014).

Figura 3 - Rio canalizado a) nos Estados Unidos e b) em Belo Horizonte



Fonte: a) FISRWG, 1998 e b) BORSAGLI, 2011 apud DRUMOND, 2012

Além disso, a urbanização sem planejamento integrado com a macrodrenagem frequentemente impõe a necessidade de ampliações no sistema já existente, o que envolve custos não só da natureza da própria obra hidráulica em si, mas de todo o seu entorno, com a desapropriação de terras, interrupção do tráfego, dentre outros (CANHOLI, 2014). A insustentabilidade de tal política fica nítida quando não há a garantia de que os sistemas atuais de drenagem serão suficientes para o atendimento das demandas das futuras gerações. Portanto, a solução tradicional de drenagem urbana, cuja filosofia se baseia no princípio do higienismo, isto é, na evacuação rápida de dejetos, apenas incentiva a ocupação das zonas de várzea e a impermeabilização do solo, configurando-se num ciclo insustentável (DRUMOND, 2012). A ocupação de planícies de inundação por si só já vulnerabiliza a população residente às inundações de baixo período de retorno – a melhor abordagem sempre será a não-ocupação de tais regiões, que deve ser exigida por meio de instrumentos legais.

Um exemplo típico da gestão tradicional e suas consequências está registrado na história de Belo Horizonte. O crescimento explosivo em seus entornos, sem controle a nível de

planejamento urbano, impôs a necessidade de alterações no sistema de macrodrenagem existente, que estava causando o estrangulamento do fluxo d'água devido à magnitude das vazões de cheia, incompatíveis com a vazão de projeto das estruturas hidráulicas (DRUMOND, 2012). Anos mais tarde, foi necessária a realização do fechamento de grande extensão do Córrego Leitão, que havia se tornado em esgoto a céu aberto, devido às ligações clandestinas de esgoto (DRUMOND, 2012) – não muito diferente do que se observa em diversas cidades brasileiras. Infelizmente, as cidades periféricas, que vêm apresentando índices de crescimento superiores às grandes metrópoles já consolidadas, têm seguido a mesma abordagem no aspecto da drenagem urbana, com consequências similares às que já vinham ocorrendo na últimas décadas nas grandes metrópoles (TUCCI, 2002).

A gestão tradicional tem prevalecido no Brasil por diversos fatores, como a visão defasada de conhecimento técnico por parte dos responsáveis técnicos e administradores públicos e/ou por interesse político em obras de grande porte. Também se configura em fator limitante alguns aspectos da realidade brasileira tais como a falta de profissionais capacitados, falta de capacidade técnica dos municípios de fiscalização e controle (tendo em vista os aspectos legais do uso) e a deficiência no tratamento de esgoto e na eficiência da limpeza urbana (TUCCI, 2002). No entanto, existem soluções sustentáveis, que aliadas à vontade técnica e política, permitem o amortecimento de cheias sem que haja a transferência do problema à jusante (TUCCI, 2005).

2.1.4. Sistema de drenagem sustentável

Os anos 1970 marcaram o início de uma nova abordagem de concepção da drenagem urbana, principalmente na Europa e América do Norte, através de técnicas que buscassem diminuir os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, sem danos à qualidade de vida e ao meio ambiente (BAPTISTA et al., 2011 apud ARAÚJO FILHO, 2013). Surge, a partir de então, o princípio básico de sistema de drenagem sustentável, em que os problemas do escoamento superficial não devem ser transferidos para outras localidades e as soluções propostas devem ser integradas ao processo de urbanização.

A melhor solução de drenagem passa da que conduz o escoamento de forma mais rápida possível para a que produz menos impactos ambientais e socioeconômicos. A fim de

coadunar com os objetivos da drenagem sustentável, critérios foram propostos: o volume de cheia natural produzido em determinada bacia hidrográfica não deve ser ampliado pela sua ocupação e/ou modificação das características de sua superfície; e os mecanismos de controle da vazão, assim como do processo de uso e ocupação do solo devem priorizar os mecanismos naturais de escoamento (TUCCI, 2005).

Diante desse panorama, a visão sustentável do sistema de controle do escoamento superficial deve ser integrada e planejada de acordo com a gestão da bacia hidrográfica em questão, em alinhamento com a Política Nacional de Recursos Hídricos (PORTO, 2008). Os objetivos da drenagem sustentável são a busca pelo controle do grau de impermeabilização dos lotes, controle da qualidade da água pluvial e do amortecimento das vazões de cheia, de modo a aliviar o sistema de micro e macrodrenagem à jusante.

A não-transferência do problema à jusante acontece por meio de dispositivos de controle na própria fonte geradora. As medidas de controle na fonte são caracterizadas pelo amortecimento da vazão que será captada pela microdrenagem, aproximando-a ao máximo da vazão natural do terreno, possibilitando assim uma maior eficiência no sistema de macrodrenagem e um maior controle das vazões de cheias. Os dispositivos de controle na fonte assumem uma multiplicidade de formas e tamanhos e podem ser facilmente integrados ao meio ambiente em que estão inseridos, além de possibilitarem usos alternativos por parte da população, como em áreas de estacionamento e para prática de esportes (MOURA, 2004).

O controle na fonte pode ser feito essencialmente através de duas maneiras: pelo aumento na área de infiltração e percolação e por meio do armazenamento temporário em reservatórios localizados no próprio terreno. A infiltração e percolação caracterizam-se pelo processo de absorção da água superficial pelo solo. A principal vantagem desse tipo de dispositivo de controle é a possibilidade de preservação da vegetação natural e redução da poluição transportada para os rios.

Contudo, os mecanismos de infiltração têm seu uso restrito a locais com solo com alta capacidade de infiltração, com risco mínimo de contaminação d'água pluvial e cujo lençol freático seja baixo (AZZOUT et al., 1994 apud ACIOLI, 2005). Há de se considerar também a influência da implantação desses dispositivos nas estruturas adjacentes, como as fundações de construções circunvizinhas, que podem ser comprometidas pela adoção da técnica, devido à elevação do nível do lençol freático associado à recarga subterrânea.

O controle por armazenamento funciona basicamente através da retenção temporária da água pluvial, com a finalidade de liberá-la para o sistema de drenagem à jusante numa vazão de menor magnitude. Para isto, pode-se considerar estruturas abertas, com fácil adequação ao meio urbano, como praças e áreas de esporte e lazer, assim como estruturas enterradas, tais como microrreservatórios de contenção de cheias.

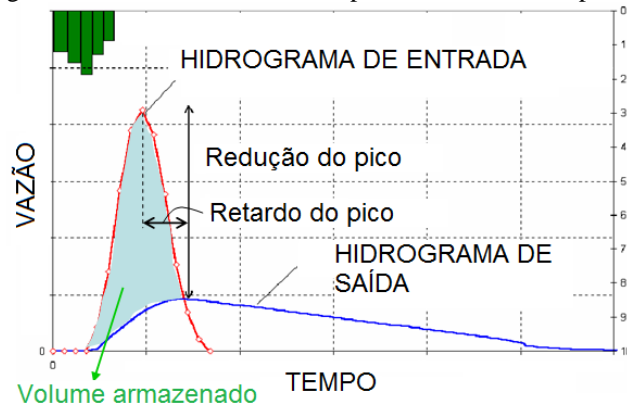
2.2. Uso de reservatórios como dispositivo de controle

2.2.1. Princípio de funcionamento

O controle do escoamento por armazenamento se constitui de medida estrutural intensiva que visa o retardamento do escoamento superficial (SIMONS et al., 1977 apud TUCCI, 2005), com a finalidade de se obter a distribuição do volume de água pluvial ao longo do tempo e a redução da magnitude de sua vazão de pico (Fig. 4). É a prática mais comum dentre as medidas estruturais, sendo aplicada majoritariamente na fonte por meio de telhados, estacionamentos, lotes urbanos e reservatórios abertos ou enterrados, possibilitando também a posterior utilização da água armazenada para outros fins que não o abastecimento humano e dessedentação de animais. Por definição, tais estruturas de controle na fonte precisam estar localizadas próximas de onde o escoamento é gerado, a fim de restabelecer as condições naturais de armazenamento (URBONAS e STAHER, 1993 apud TASSI, 2002).

Reservatórios de detenção funcionam por meio do armazenamento temporário do volume de água que se pretende escoar, de modo a retardar o escoamento que, sem o uso de tais obras hidráulicas, continuaria o seu percurso livremente. O volume armazenado é então liberado para a rede de drenagem à jusante a uma taxa praticamente regular, através de tubo de descarga localizado no fundo. A consequência do uso de reservatórios pode ser atestada pelo impacto que esses dispositivos causam no hidrograma de entrada, como se observa na Fig. 4.

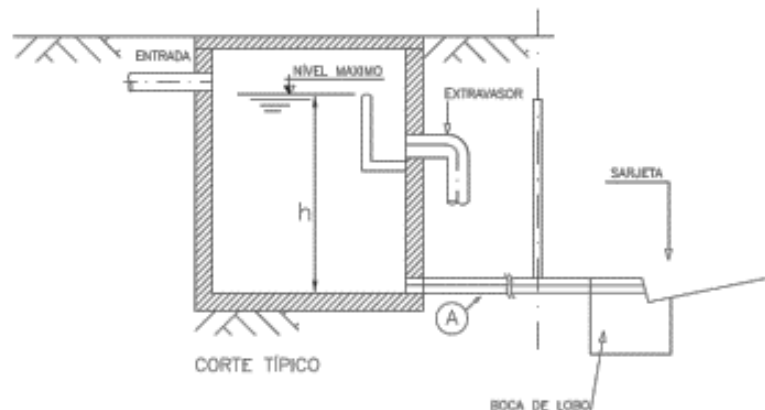
Figura 4 - Hidrogramas de entrada e saída de dispositivos de controle por armazenamento



Fonte: Adaptado de IPH, 2005

Há a necessidade de implementação de vertedores, que funcionam quando a quantidade de água que entra nos dispositivos é tão significativa a ponto dos tubos de descarga não terem capacidade hidráulica de drenar todo o volume a tempo. Os reservatórios podem ser constituídos de materiais diversos, como concreto armado, alvenaria, fibrocimento, acrílico, sendo enterrados ou apoiados no solo (DRUMOND, 2012). Teoricamente, podem ser fabricados de qualquer material em condições de suporte do ponto de vista estrutural e hidráulico, dando destaque à necessidade de ser resistente à carga poluidora que é sedimentada nos mesmos ao longo do tempo. A Figura 5 abaixo mostra um esquema típico de reservatório de detenção (com extravasor como medida de emergência, em substituição de vertedor).

Figura 5 – Esquema de microreservatório de detenção



Fonte: Navarro e Capasso.

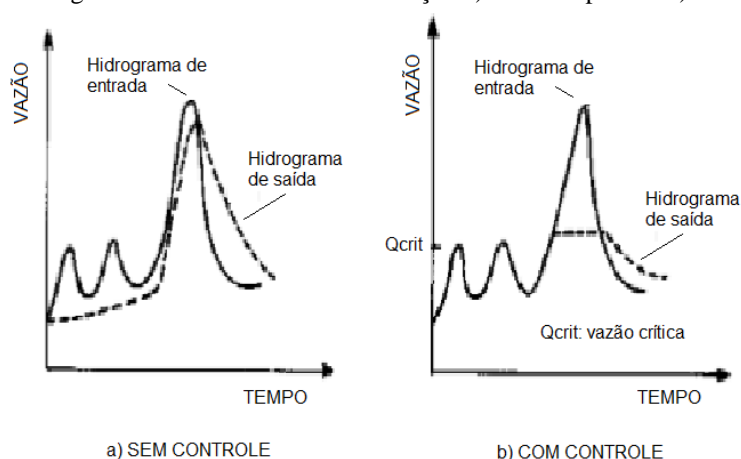
2.2.2. Vantagens e desvantagens

O controle do escoamento na fonte através de medidas estruturais apresenta algumas vantagens e desvantagens (URBONAS e STAHERE, 1993 apud TASSI, 2002). Os benefícios são a possibilidade de padronização dos dispositivos, geralmente compostos por pequenas unidades; o aumento da eficiência do sistema de macrodrenagem como um todo; e a capacidade de controle das enchentes, embora ainda haja um considerável grau de incerteza na análise do funcionamento integrado de vários dispositivos atuando em conjunto na bacia.

Recomendados para bacias de porte intermediário (TUCCI, 2005), os reservatórios de retenção podem ser fabricados para os mais diversos tamanhos, com aplicação desde o uso residencial extensivo até como estrutura intensiva de rede de macrodrenagem (TASSI, 2002).

Há dois tipos de microrreservatórios atuando em série (*on line*) com o sistema de microdrenagem: os que são restritos para o controle de enchentes e os reservatórios dotados de comportas, que possibilitam o controle de seu funcionamento, assim como do uso da água retida. Os dispositivos que não são dotados de comportas têm seu funcionamento garantido sem a necessidade de operador. O volume de água que entra e sai do sistema é função apenas da variabilidade do escoamento que entra e da capacidade do tubo de descarga. Por outro lado, os dispositivos dotados de comportas permitem o acúmulo da água, nos períodos de seca, para outros fins. Estes dispositivos têm seu volume de água dependente também de seu plano de operação. Reservatórios sem controle da vazão de saída (sem comportas) estão sujeitos à falharem devido à precipitação acumulada ao longo de duradouros períodos de chuva, seguidos por um temporal de maior magnitude. Isso acontece porque a precipitação acumulada desde as primeiras tormentas pode não ser completamente drenada pelo tubo de descarga, reduzindo a capacidade necessária do reservatório quando submetido a volumes de água mais concentrados no tempo (Fig. 6a). A adoção de controle da vazão de saída de reservatórios com comportas pode solucionar tal problema, como se vê na (Fig. 6b) abaixo.

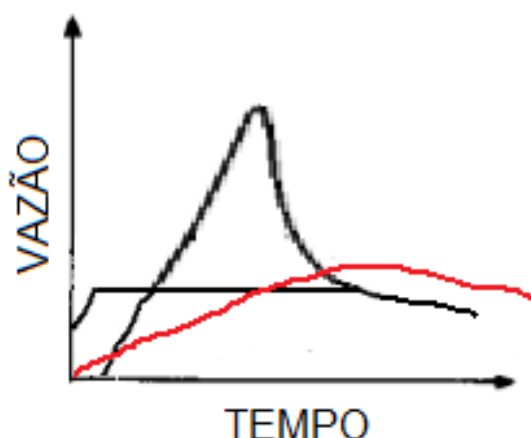
Figura 6 - Hidrogramas de reservatórios de detenção a) sem comporta e b) com comporta



Fonte: adaptado de Tucci, 2005

A regra de operação sugerida por Tucci (2005) consiste da abertura das comportas e liberação da vazão que entra no reservatório, até que seja atingido um limite pré-estabelecido em função das condições hidrológicas à jusante da rede de drenagem, evitando, assim, o efeito do acúmulo prolongado de água. O volume então armazenado pode ser utilizado para fins não potáveis, como já abordado, embora haja o risco desse montante de água reduzir a capacidade do reservatório de drenar volumes d'água frutos de futuros eventos de chuva. Os variados usos e a finalidade do reservatório são conflitantes e a experiência dos envolvidos na operação, assim como a confiabilidade estatística dos dados meteorológicos, é requerida para minimizar os riscos de falha hidráulica da estrutura.

Pode-se ainda optar pela utilização de reservatórios em paralelo (*off-line*) à rede de drenagem, cujo impacto no hidrograma de entrada é semelhante ao exibido na Fig. 7. A partir de uma estrutura do tipo *by-pass*, pode-se restringir a vazão a fim de que apenas o excedente de um dado valor limite entre no dispositivo de controle (TASSI, 2002). Deste modo, a estrutura pode minimizar o efeito de eventos de chuva acumulados e a operação do reservatório acontece de maneira análoga à de reservatórios *on line* sem comporta; o reservatório fica também restrito apenas ao controle de enchentes.

Figura 7 - Hidrogramas de entrada e de saída de reservatório com dispositivo *by-pass*

Fonte: adaptado de Tassi (2002)

A principal vantagem do uso de reservatórios é a possibilidade do controle do cenário à jusante (com as devidas ressalvas quanto ao risco associado da ocorrência de eventos extremos), por meio da restrição da vazão de saída de tais estruturas hidráulicas, de modo a restituir o armazenamento natural. Diferente do sistema tradicional, tais estruturas promovem maior equidade ao controle da drenagem pluvial, tendo em vista que os beneficiados pela implantação dos empreendimentos é que são responsabilizados pelo escoamento superficial gerado (O'LOUGHLIN et al., 1995 apud TASSI, 2002).

Schilling (1982, apud Tassi, 2002) utilizou cisternas para coleta d'água de telhados diversos, obtendo reduções na vazão de pico da ordem de 80% para eventos de período de retorno de dois anos. Genz (1994) concluiu que o uso de microrreservatórios como dispositivos de controle na fonte são bastante eficientes, possibilitando a adaptação ao telhado ou saída do lote. Cruz et al. (1998), ao estudar o uso dos microrreservatórios em lotes urbanos, obteve uma diminuição na vazão de pico da ordem de 25% a 63%, trabalhando com o limite máximo de 45 centímetros de altura e aliando eficácia à baixo custo (em média, de U\$ 400,00).

Algumas das desvantagens da adoção desta solução são a redução ineficiente dos poluentes das águas coletadas e a dificuldade de alocação dos reservatórios dentro de uma bacia urbana, devido a todo o custo envolvido na interferência com o ambiente já estabelecido. Também se constitui fator limitante o próprio custo de construção e, principalmente, de

manutenção dos microrreservatórios (quando instalados no lote), tendo em vista que os proprietários devem arcar com todo o investimento (TUCCI, 2005).

Outros fatores a serem considerados são a incerteza do projetista quanto ao funcionamento global de tais estruturas. Sob determinadas condições hidrológicas, reservatórios localizados em regiões baixas da bacia, próximas do exutório, podem aumentar as taxas de escoamento superficial à jusante, devido ao retardo do hidrograma de saída, associado ao volume de água que chega dos pontos mais distantes, que também sofre um atraso. Há poucos estudos considerando a ação distribuída de diversos reservatórios atuando de maneira integrada numa bacia. Caso vários dispositivos atuem em conjunto, inversamente ao previsto, há a possibilidade de se aumentar a vazão de água à jusante, devido ao retardo conjunto dos hidrogramas de saída (TASSI, 2002).

Nesse sentido, Sugio et al. (1995, apud Tassi, 2002) estudaram o impacto de reservatórios residenciais na bacia de Komatsu, Japão, concluindo que os dispositivos eram eficazes até o limite de 12 a 20 m³, com a redução do pico da ordem de 60%. Barbosa (1996, apud Tassi, 2002) concluiu, em seu estudo comparativo da utilização de microrreservatórios num loteamento de Porto Alegre, que a implantação de um único reservatório para toda a bacia é mais favorável que a instalação de dispositivos em cada residência, visto que pode-se controlar também o escoamento de ruas e calçadas, além do custo global de aquisição e manutenção, que é bem menor. Milograna e Campana (2001, apud Tassi, 2002), em estudo realizado em Goiânia, chegou a resultados semelhantes.

Agra (2001) realizou a análise do desempenho real dos microrreservatórios, concluindo que, apesar da eficiência na redução das vazões de pico, o uso de descarregadores de fundo de pequeno diâmetro resultou em diversos problemas oriundos da obstrução por causa das folhas depositadas no fundo do reservatório. O desenvolvimento de projetos, portanto, requer a adoção de critérios que levem em conta os fatores construtivos, que, caso considerados, podem levar inclusive à inviabilidade dos microrreservatórios como alternativa de solução da drenagem pluvial na fonte.

2.3. Dimensionamento de reservatórios de contenção de cheias

2.3.1. Requisitos hidrológicos/hidráulicos

O volume a ser armazenado no reservatório é função da parcela da chuva que efetivamente foi transformada em escoamento superficial (vazão que entra) e do diâmetro do descarregador de fundo (vazão que sai). Como a taxa da vazão de saída é menor que taxa de vazão que entra, há o acúmulo de água ao longo do tempo. Logo, a restrição principal, que determina o volume do reservatório, é a taxa de vazão requerida para ser escoada pelo sistema à jusante.

A determinação coerente da vazão de entrada se faz imprescindível para o sucesso do dimensionamento do reservatório. Para tanto, as informações da bacia em questão, como área e condições do relevo, são necessários a fim de se determinar o tempo de concentração (tempo em que toda a bacia contribui para a vazão do exutório). A intensidade da chuva, função das condições meteorológicas, é dada por meio de curvas intensidade-duração-frequência, onde se adota, em geral, o tempo de recorrência de cinco anos, para dispositivos de controle no lote. O método dos blocos alternados permite a determinação da chuva de projeto, informação precedente da chuva excedente, calculada pelo método do *Soil Conservation Service* (SCS). A chuva excedente é a que efetivamente se transforma em escoamento superficial, calculada por meio do hidrograma unitário sintético do método do SCS. Logo, o hidrograma resultante da convolução é a informação de entrada para o dimensionamento hidráulico dos reservatórios de detenção.

Em geral, se adota como vazão de saída a taxa de escoamento superficial calculada para as condições de pré-emprego, tendo em vista que entende-se que a adoção de tal taxa contribui para o restabelecimento das condições naturais do lote considerado, desonerando o sistema de macrodrenagem à jusante. No entanto, a adoção de vazões da ordem de três vezes a vazão da condição de pré-emprego, para microrreservatórios, parece ser a mais vantajoso, devido à adoção de tubos maiores, menos sujeitos à obstrução por conta dos sedimentos (TASSI, 2002).

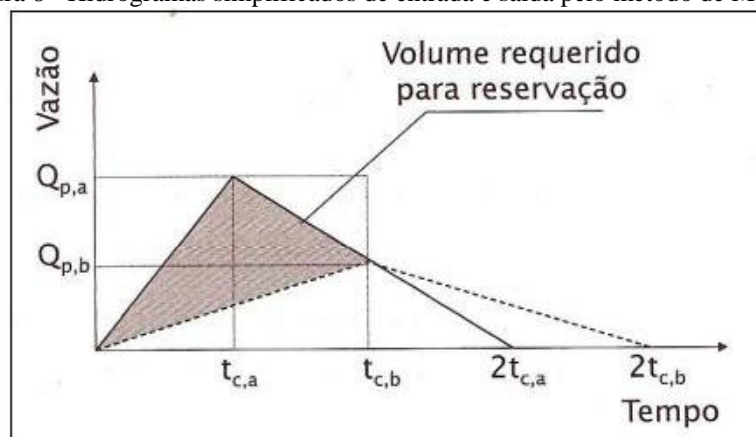
2.3.2. Princípios do dimensionamento hidráulico

O dimensionamento hidráulico pode ser realizado através de diversas metodologias. Segue abaixo a descrição de duas delas: o método de McCuen e o método de Puls.

2.3.3. Método de McCuen

No método simplificado proposto por McCuen (1989 apud Canholi, 2014), adota-se um hidrograma triangular para duas vazões de pico distintas, uma atual e outra prevista para a situação de pós-urbanização. O tempo de pico é igual ao tempo de concentração e o tempo de base é considerado igual à duas vezes o tempo de pico. O tempo de base é entendido com o tempo necessário para que toda a vazão gerada pela precipitação seja efetivamente drenada do reservatório (Fig. 8).

Figura 8 - Hidrogramas simplificados de entrada e saída pelo método de McCuen



Fonte: Canholi, 2014

O volume do reservatório de contenção é obtido, portanto, através de simples relações geométricas, por meio da diferença de áreas dos triângulos referentes às situações de pré e pós-emprego. É válido ressaltar que o método de McCuen, assim como os outros métodos simplificados, não levam em conta, no seu dimensionamento, a existência de vertedores e descarregadores de fundo (CANHOLI, 2014), assim como fornecem resultados imprecisos para bacias relativamente grandes, devido à grande relação com o método Racional de transformação de precipitação em vazão.

2.3.4. Método de Puls

Além das diferenças expostas acima, o método de Puls (Wurbs, 1996 apud Collischonn e Dornelles, 2013) caracteriza-se por considerar não apenas a vazão de pico do hidrograma de entrada, mas todo o hidrograma. Deste modo, o método considera a distribuição das vazões ao longo do tempo, sendo mais preciso nos resultados.

O método calcula o impacto do reservatório no hidrograma de entrada, conforme comentado e visto na Fig. 4. Além das estruturas de entrada d'água, há de se levar em conta os dispositivos de descarga (descarregador de orifício e/ou sistemas de bombeamento) além dos vertedores de emergência, para o caso de eventos de maior tempo de retorno que o especificado em projeto. O princípio básico do dimensionamento é a equação de continuidade, em que se faz um balanço hídrico da vazão afluyente (que é função do hidrograma de entrada, obtido a partir de dados pluviométricos e das características da bacia hidrográfica em destaque) e da vazão defluente (que é função da carga hidráulica e da capacidade da estrutura de saída de liberar o volume d'água em taxas menores que a de vazão de entrada) do sistema.

A eficiência é medida em termos de quanto da vazão que sai que é igual à vazão que desejou-se que saísse; por outro lado, o abatimento representa, em termos percentuais, o quanto que a vazão de entrada foi diminuída. A referência bibliográfica consultada tem trabalhado de diferentes formas: uns tem calculado a eficiência e abatimento de determinado reservatório, para diversos cenários de taxas de impermeabilização, a fim de se obter qual a taxa mínima de impermeabilização que viabiliza o seu uso; enquanto que outros autores têm calculado, para um mesmo cenário de impermeabilização, a eficiência de diversas dimensões de reservatório, a fim de quantificar o melhor custo.

Os resultados obtidos na simulação por este método são altamente influenciados pelo coeficiente de descarga, tendo em vista que a ocorrência de velocidade inferior à prevista em projeto certamente conduzirá à falha da estrutura, inutilizando-a. Drumond (2012), ao realizar estudo experimental de concepção de microrreservatório, obteve valores para o coeficiente bastante distintos dos apresentados na literatura clássica, da ordem de 0,90.

Também tem sido comum no dimensionamento a obtenção de diâmetros de descarga bastante ínfimos, de até menos de 20 mm. Porém, Tassi (2002) associa as falhas

observadas de microrreservatórios aos aspectos construtivos, que têm sido desconsiderados. Um deles é o uso de tubulação relativamente pequena, que aumenta o risco de entupimento devido aos detritos, folhas e sedimentos carregados pelas águas pluviais. Neste sentido, Sudecap (2008) apud Drumond (2012) recomenda o mínimo de 75 mm.

Dentre as conclusões de Tassi (2002) no estudo de microrreservatórios se encontra a conclusão de que valores da ordem de duas a três vezes a vazão de pré-emprego são considerados aceitáveis, tendo em vista que a restrição da vazão igual à de pré-emprego tem conduzido a diâmetros bastante ínfimos. As discussões posteriores levam em conta os fatores observados na literatura, no emprego da metodologia utilizada a fim de se realizar a análise econômica e de eficiência do emprego de microrreservatórios no controle da drenagem na fonte.

2.4. Requisitos estruturais

Os reservatórios enterrados de controle de cheias, sob o ponto de vista estrutural, sofrem a ação de diversos esforços, tais como a pressão hidrostática que a água armazenada exerce sobre as paredes e laje de fundo; o empuxo do solo, que se opõe à pressão hidrostática mencionada; o empuxo do lençol freático, que aumenta consideravelmente a magnitude das cargas horizontais aplicadas nas paredes, além de promover o efeito de subpressão, que, sob determinadas condições, pode desestabilizar o solo e o reservatório como um todo. Não menos importante, a laje de tampa sofre, além da flexão causada pelo seu peso próprio, o efeito do carregamento externo aplicado, tal como o peso de pessoas, veículos e equipamentos. Como se percebe, a solução adotada em termos de materiais para concepção do reservatório deve garantir a vida útil da estrutura em face a todos os reveses presentes.

Uma das soluções mais tradicionais no emprego de reservatórios é a confecção em concreto armado. A NBR 6118/14 exige a observância dos esforços não apenas para o estado limite último, isto é, de ruptura e colapso da estrutura, mas também dos estados limites de utilização, que tratam do controle de fissuração inaceitável e deformações excessivas. Quanto à reservatórios para controle de drenagem na fonte, ambos os critérios citados se tornam ainda mais importantes. A ocorrência de deformação excessiva pode dificultar o escoamento da água no caminho natural proposto em projeto, assim como a fissuração a níveis alarmantes pode

contribuir para o vazamento d'água armazenada. O desconhecimento da carga poluente que se encontra associada à água pluvial, assim com a relativa variação do nível d'água, a presença de oxigênio, dentre outros fatores, contribui para o surgimento de patologias que podem comprometer a sua vida útil, sobretudo no que tange à corrosão de armaduras.

A seção que trata de critérios de projeto que visam a manutenção da durabilidade das estruturas aborda alguns aspectos relacionados à drenagem de águas pluviais. Dentre as exigências, consta que “deve ser evitada a presença ou acumulação d'água de chuva sobre as superfícies das estruturas de concreto” (NBR 6118/14, item 7.2, p. 18). Logo, se faz imprescindível o uso de impermeabilizantes que impeçam o contato direto da água pluvial com a estrutura em si. Há especial preocupação quanto às juntas de movimentação ou dilatação, em superfícies sujeitas à ação da água, no sentido de se preservar a estanqueidade da estrutura.

A norma também associa a qualidade das estruturas, quanto a durabilidade, às características do concreto, tal como sua resistência característica e espessura, assim como o cobrimento nominal empregado. Neste sentido, seguem as as Tab. 1 a 3 abaixo. Para a Tabela 1, observa-se que a referida norma faz ainda uma ressalva impondo o uso de cobrimento referente à classe IV, tendo em vista que reservatórios em geral estão expostos a condições ambientais consideradas agressivas. Além disto, a própria classe IV se destina aos ambientes expostos a condições em que há o risco elevado de deterioração das estruturas (Tab. 2). Portanto, de acordo com a Tab. 3, a relação água/cimento máxima a ser adotada no traço de concreto é de 0,45 e a classe de concreto mínima é a C40, que implica em resistência característica a compressão f_{ck} mínima, após os 28 dias de processo de cura, de 40 MPa.

Tabela 1 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.

Componente ou elemento	Classes de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Laje	20	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50

Fonte: NBR 6118/14.

A determinação correta das ações às quais estão submetidas a estrutura se faz imprescindível para o sucesso do cálculo estrutural. Também há de se considerar a maneira como tais solicitações afetam a estrutura. No que tange aos reservatórios elevados, Araújo (2010) indica o cálculo das lajes de tampa e de fundo como placas, tendo em vista que são

majoritariamente expostos ao carregamento normal ao seu plano (entenda-se por plano como àquele cujas dimensões são as mais significativas).

Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do ambiente	Risco de deterioração
I	Fraca	Rural, submerso	Insignificante
II	Moderada	Urbano	Pequeno
III	Forte	Marinho, industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial, respingos de maré	Elevado

Fonte: NBR 6118/14.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto	Classes de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	≤65	≤60	≤55	≤45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40

Fonte: NBR 6118/14.

As paredes laterais de concreto devem ser calculadas tanto como lajes, tendo em vista que a pressão hidrostática e o empuxo externo as solicitam também na direção normal ao seu plano (quando o reservatório é enterrado). Porém, as ações paralelas ao seu plano fazem as paredes trabalharem como vigas. Deste modo, realiza-se o cálculo das paredes laterais tanto como laje quanto como viga e a armadura resultante dos dois casos são sobrepostas pelo princípio da superposição dos efeitos. Araújo (2010) também indica que as condições de engastamento, para reservatórios elevados, devem ser conforme descrito a seguir: laje de tampa apoiada nas paredes laterais e laje de fundo e paredes laterais engastadas entre si. Surge daí a necessidade do cálculo da ferragem nas bordas do reservatório, tendo em vista que as ligações estarão submetidas aos efeitos de momento fletor negativo.

3. METODOLOGIA

3.1. Caracterização do estudo de caso

No intuito de realizar a análise de eficiência e custo de implantação de microrreservatório de contenção de cheia, foi tomado como estudo de caso o lote do Shopping Sul, localizado no bairro dos Bancários, no município de João Pessoa/PB (Fig. 9b). Durante o período chuvoso na cidade, o bairro em questão é um dos que mais geram transtornos, no que tange ao aspecto das inundações, afetando a população da cidade como um todo. O lote do Shopping Sul se encontra localizado na cabeceira da bacia hidrográfica do Rio Cuiá (Fig. 9a, inserido na elipse), quase na divisa com a bacia hidrográfica do Rio Jacarapé (REIS, 2010 et al. apud LIMA, 2015). O lote se encontra praticamente totalmente impermeabilizado, devido à grande área da cobertura e ao estacionamento.

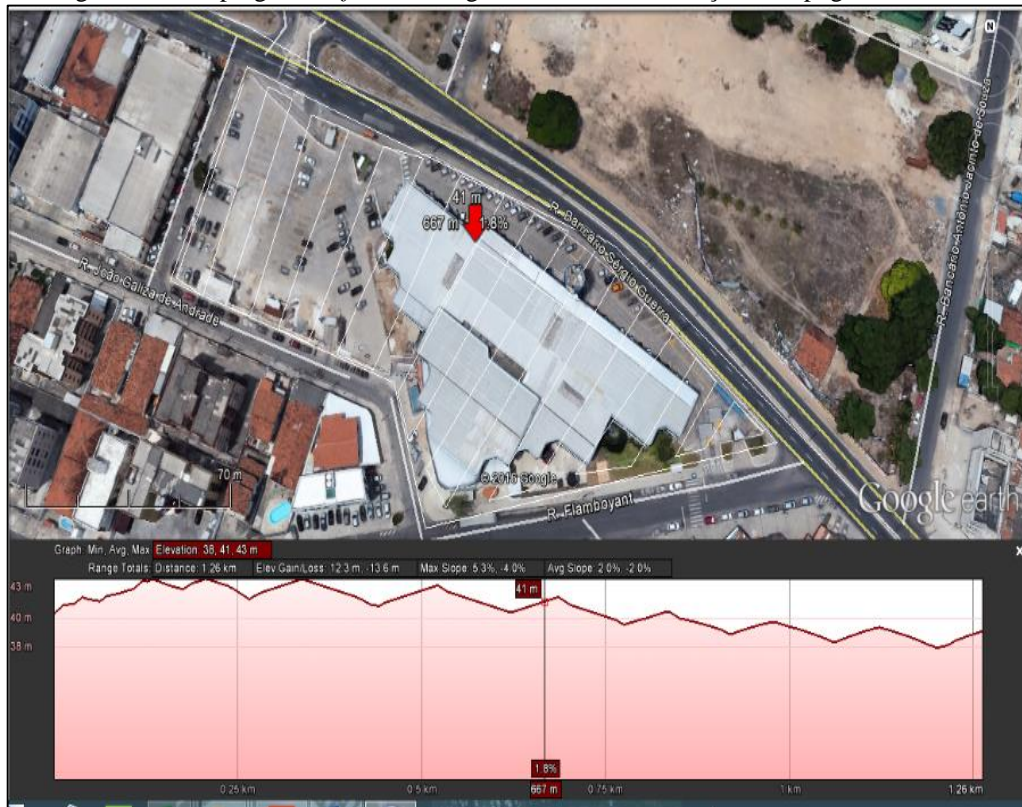
Figura 9 – a) Bacia hidrográfica do Rio Cuiá e b) visualização em 3D do lote do Shopping Sul



Fonte: Adaptado do Google Earth.

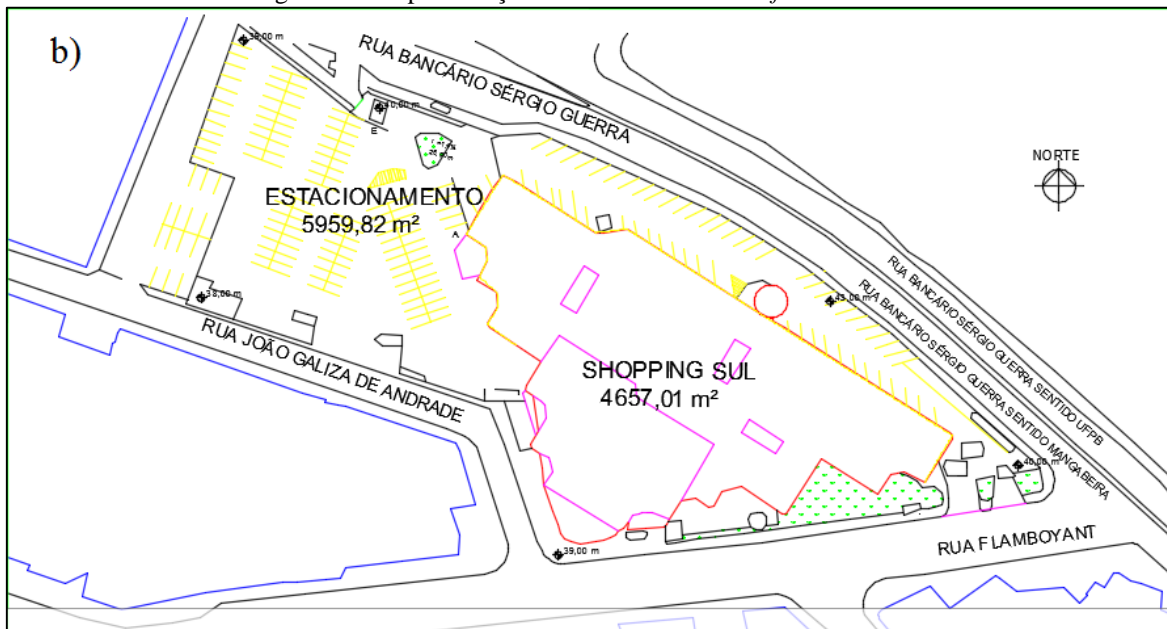
No intuito de caracterizar a topografia da região foi empregado o *software* Google Earth, que possibilita a visualização do perfil longitudinal de segmentos de reta traçados na superfície terrestre (Fig. 10). O lote foi dividido em fatias que cortaram o terreno transversalmente, possibilitando a visualização da inclinação e cota para diferentes posições. A área do lote, assim como da cobertura, foi determinada a partir da transcrição de imagem de satélite do Google Earth para o *software* AutoCAD (Fig. 11).

Figura 10 – Emprego do *software* Google Earth na determinação da topografia do lote.



Fonte: Adaptado do Google Earth.

Figura 11 - Representação do lote com uso do *software* AutoCAD.



Fonte: Própria.

As áreas obtidas para o lote em questão se encontram resumidas na Tab. 4 abaixo. As informações elencadas possibilitaram a obtenção dos parâmetros iniciais dos estudos

hidrológicos, visando-se determinar as condições da situação atual de pós-emprego, assim como estimar as condições da situação natural.

Tabela 4 - Áreas de partes do lote, determinadas pelo *software* AutoCAD.

Área da cobertura:	4657,01 m ²
Área do estacionamento:	5959,82 m ²

Fonte: Própria.

3.2. Dimensionamento hidráulico

3.2.1. Chuva de projeto

A chuva de projeto representa a chuva crítica para determinado tempo de retorno, isto é, o evento chuvoso que é superado, média, a cada período de tempo correspondente a este tempo de retorno. Seguindo a recomendação elencada por Tassi (2002), que é corroborada pela maioria dos autores, adotou-se tempo de retorno de 5 anos para o dimensionamento dos microrreservatórios do presente estudo de caso. A correlação entre tempo de retorno e intensidade crítica de chuva foi obtida por meio da curva de intensidade-duração-frequência da cidade de João Pessoa (PFAFSTETTER, 1982 apud CETESB, 1989 apud LIMA, 2015), descrita Eq. 1 abaixo:

$$i = \frac{866,013 * T_R^{0,164}}{(t+20)^{0,727}} \quad (1)$$

Onde i é a intensidade de chuva, dada em mm/h; T_R é o tempo de retorno, ou tempo de recorrência, dado em anos; e t é a duração do evento chuvoso, dado em minutos. O emprego da Eq. 1, para evento chuvoso de duração de um dia, possibilitou o cálculo do tempo de concentração com uso da equação da onda cinemática de Manning (Eq. 2):

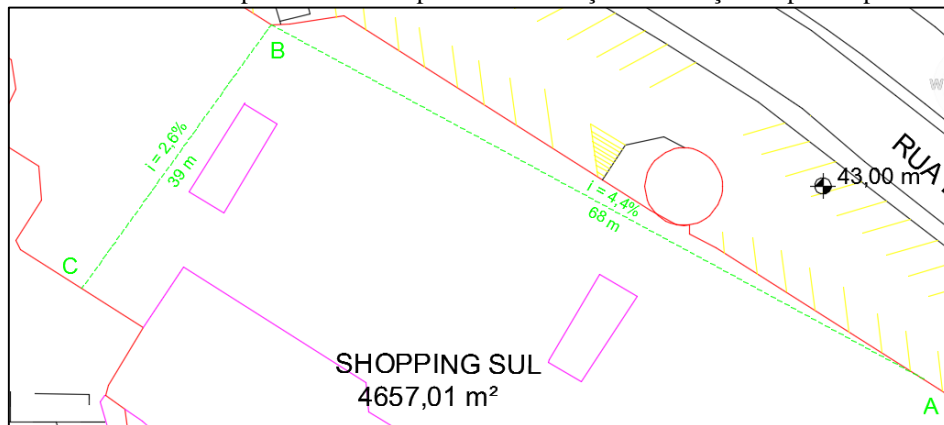
$$t_c = 5,474 * \frac{(n * L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} * S^{0,4}} \quad (2)$$

Onde t_c é o tempo de concentração, dado em minutos; P_{24} é a precipitação com duração de 24 horas; n é o coeficiente de Manning e L é o comprimento do trecho mais desfavorável da bacia hidrográfica em questão. O tempo de concentração foi calculado para a bacia hidrográfica

correspondente à área do terreno natural em que está localizado o empreendimento do Shopping Sul, tendo em vista que o objetivo do posterior dimensionamento hidráulico se tratou do controle do escoamento superficial excedente gerado apenas na cobertura, que é relativamente significativa, representando cerca de 44% da área total do lote.

Tendo em vista as condições topográficas do lote em questão, obtido conforme descrito no item 3.1, pôde-se estimar o caminho mais desfavorável do escoamento gerado dentro da área considerada na projeção da cobertura do Shopping, que foi considerado por meio de dois segmentos de reta, conforme se observa na Fig. 12. As informações de declividade dos segmentos foram estimadas por meio do Google Earth, enquanto que as distâncias entre os pontos A, B e C foram calculadas no AutoCAD. Observa-se que a topografia do terreno favoreceu o escoamento majoritariamente no sentido noroeste; logo, faz sentido que o exutório da bacia se encontre próximo à região do ponto C, conforme ilustrado na Fig. 12. Além disso, verificou-se que a região mais favorável para a instalação do microrreservatório a ser dimensionado se encontra sendo próxima ao ponto C, tendo em vista a disponibilidade de espaço observado. A Tabela 5 abaixo resume os valores obtidos para o tempo de concentração para a situação de pré-emprego.

Figura 12 - Caminho correspondente ao tempo de concentração da situação de pré-emprego.



Fonte: Própria.

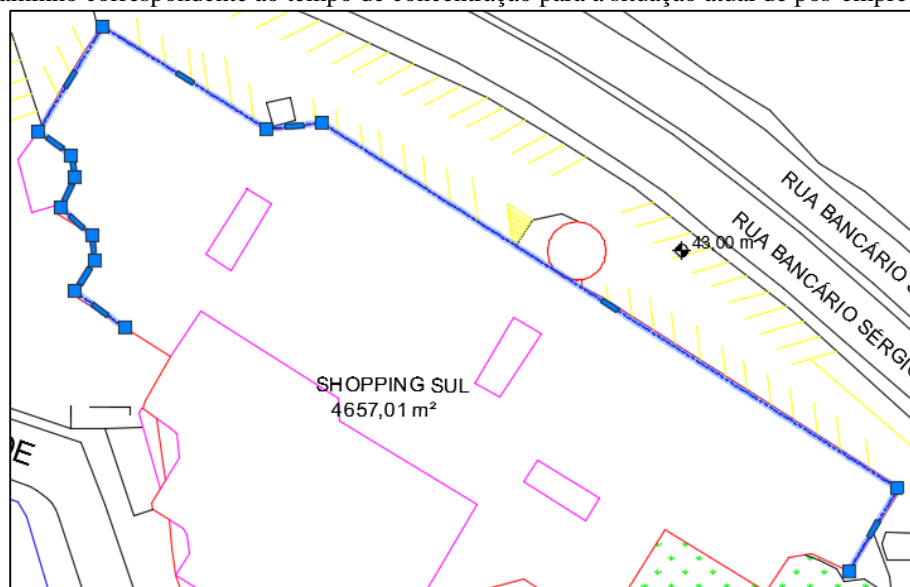
Tabela 5 - Tempo de concentração para a situação de pré-emprego, para T_R de 5 anos.

Trecho	Comprimento	Declividade	n	t_c
Segmento AB	68 m	4,4%	0,41	23,22 min
Segmento BC	39 m	2,6%	0,41	18,49 min

Fonte: Própria.

O tempo de concentração do período de atual de pós-empreendimento foi calculado através da consideração do emprego de calhas de captação da água pluvial, como se observa na Fig. 13 (polilinha que se encontra selecionada, em destaque com quadrados azuis nos vértices de cada segmento de reta). O caminho correspondente ao t_c nesta configuração assumiu tal forma devido ao fato de que se pretendeu obter o caminho mais longo possível para o escoamento, de modo a fazer jus à definição de tempo de concentração de bacia. O sentido do escoamento observado na Fig. 13 segue do canto inferior direito da ilustração em direção ao ponto C, conforme observado na Fig. 12.

Figura 13 - Caminho correspondente ao tempo de concentração para a situação atual de pós-empreendimento.



Fonte: Própria.

Tabela 6 - Tempo de concentração para a situação de pós-empreendimento, para T_R de 5 anos.

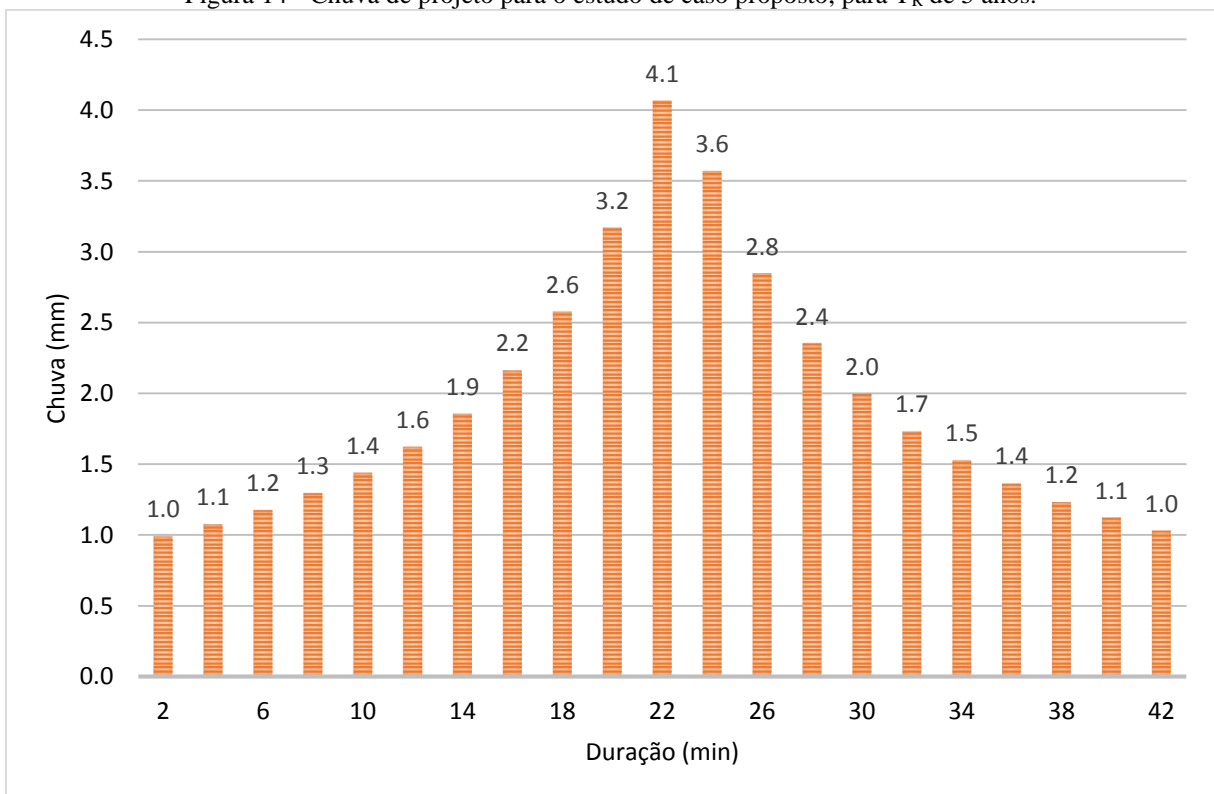
Comprimento	Declividade	t_c
183,17 m	1,0%	5,14 min

Fonte: Própria.

Observa-se que o tempo de concentração da bacia em questão foi abatido em cerca de 88%, o que indica que a impermeabilização da região é responsável pela maior concentração do volume precipitado em curto espaço de tempo, trazendo consigo impactos no que tange ao aumento da parcela d'água que é convertida em escoamento superficial. Vale ressaltar que o coeficiente de Manning adotado na situação de pré-empreendimento foi de 0,41, típico para regiões de gramado, enquanto que o valor adotado para o cenário atual foi de 0,011 (telhas de fibrocimento) (IPH, 2005)..

O tempo de concentração do cenário de pré-empredimento, de aproximados 42 minutos, foi tomado como base na elaboração da chuva de projeto. Seguindo recomendações da literatura, adotou-se tempo de duração da chuva ligeiramente maior que o tempo de concentração para este cenário, tendo em vista que é neste momento que se tem a situação mais desfavorável, de maiores magnitudes de vazão no exutório da bacia. A partir de então, foi adotado discretização de dois minutos e calculado a chuva de projeto através do método dos blocos alternados. O método consiste basicamente do cálculo da lâmina d'água precipitada para cada intervalo de discretização, que é computada em termos do acúmulo ao longo de cada intervalo e do incremento de chuva calculado entre intervalos consecutivos. Posteriormente ocorre o rearranjo dos valores obtidos, no intuito de se concentrar as precipitações mais significativas na metade do intervalo de duração do evento chuvoso, que é o cenário mais crítico. Deste modo, pôde-se obter a chuva de projeto do estudo de caso em questão, associado ao tempo de retorno de cinco anos (Fig. 14).

Figura 14 - Chuva de projeto para o estudo de caso proposto, para T_R de 5 anos.



Fonte: Própria.

3.2.2. Chuva excedente

O método SCS foi empregado na obtenção da chuva excedente, que corresponde à parcela de precipitação que efetivamente é transformada em escoamento superficial. O volume d'água excedente é função da chuva de projeto, mas está intimamente ligada às características da superfície da bacia e das condições climáticas recentes. Tais aspectos são considerados na introdução das Eq. 3 e 4 a seguir.

$$H_{exc} = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0,8S}, \text{ tal que } P \geq 0,2S \quad (3)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4)$$

Onde H_{exc} é a precipitação excedente, dada em mm; P é a precipitação incidente, referente a cada intervalo da chuva de projeto, em mm; S é a capacidade de armazenamento do solo e CN é o *curve number*, tabelado em função da grupo hidrológico em que o solo em estudo se enquadra, da condição de umidade antecedente e do tipo de uso e ocupação do solo.

A condição de umidade considerada no escopo deste trabalho foi a condição II, tendo em vista que esta é uma situação média, em que a chuva dos últimos cinco dias não ultrapassaram 40 mm (SÃO PAULO, 2012 apud LIMA, 2015). Lima (2015) realizou uma correlação entre os tipos de solo constituintes da bacia hidrográfica do Rio Cuiá e os grupos hidrológicos do método do SCS. Deste modo, pôde-se concluir que o grupo hidrológico do solo na localidade do presente estudo de caso é tipo C, no qual a presença de argila é considerável, com camadas subsuperficiais que impedem o fluxo descendente da água (CANHOLI, 2015). A Tabela 7 abaixo resume as principais informações necessárias à confecção da chuva excedente, para ambos os cenários de pré e pós-emprego.

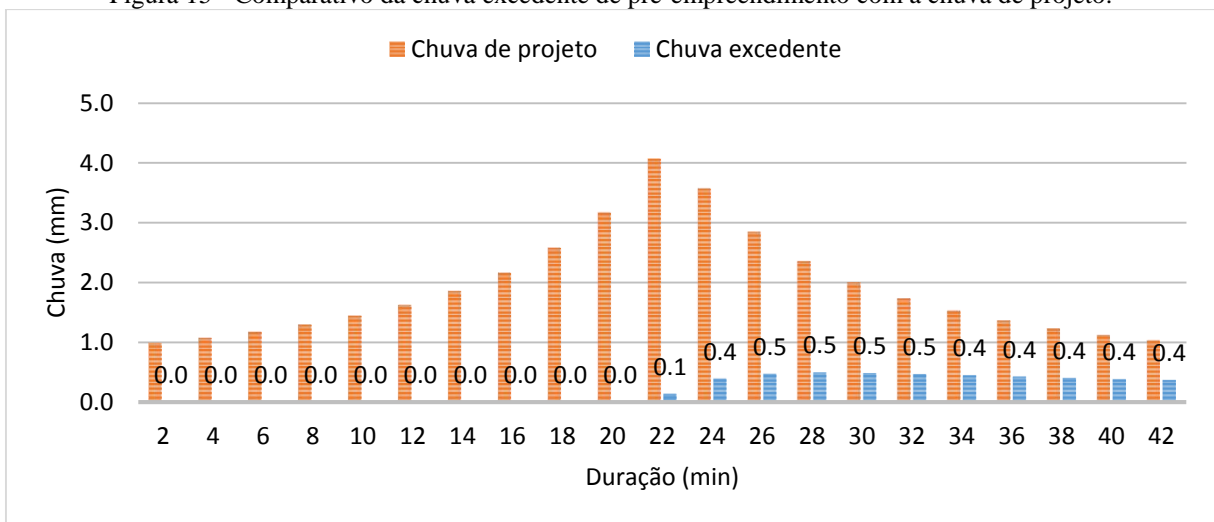
Tabela 7 – Capacidade de armazenamento do solo, para as situações de pré e pós-emprego.

Cenário	CN	Fatores	S
Pré-emprego	74	Grupo C, umidade II	89,24 mm
Pós-emprego	98	Grupo C, umidade II	5,18 mm

Fonte: Própria.

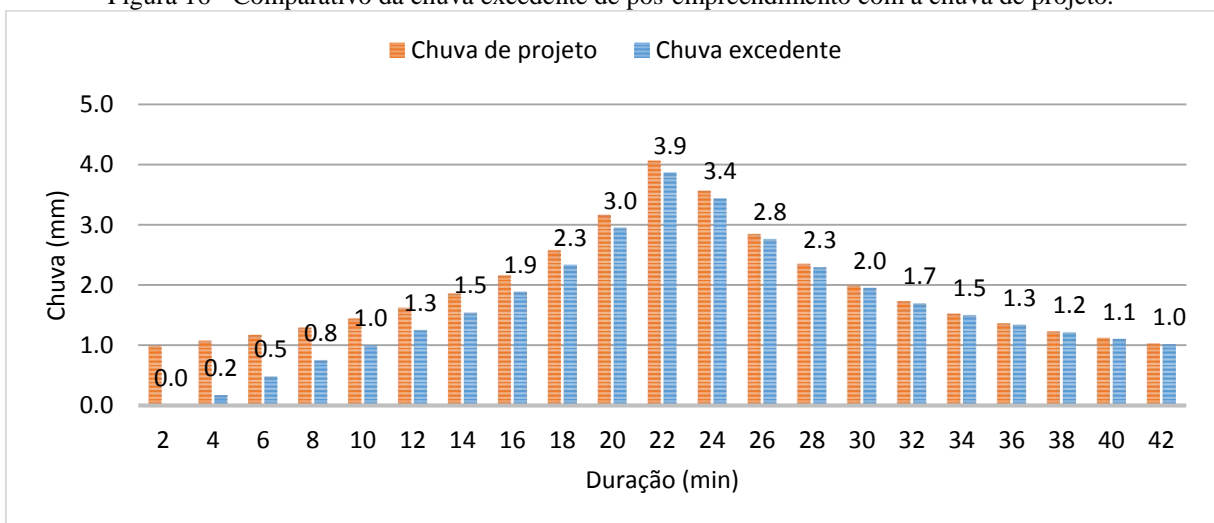
Pode-se concluir que a diferença observada nos dois cenários se deu devido ao tipo de uso e ocupação do solo em questão, para terrenos baldios em boas condições e áreas impermeáveis (CANHOLI, 2014), para os cenários de pré e pós-emprego, respectivamente. A chuva excedente foi calculada para o mesmo intervalo de discretização adotado na chuva de projeto, em que a Eq. 3 foi aplicada para cada discretização da chuva de projeto acumulada. O incremento também foi calculado de maneira análoga aos procedimentos adotados na chuva de projeto. As Fig. 15 e 16 exibem a chuva excedente para ambos os cenários considerados no escopo deste trabalho.

Figura 15 - Comparativo da chuva excedente de pré-emprego com a chuva de projeto.



Fonte: Própria.

Figura 16 - Comparativo da chuva excedente de pós-emprego com a chuva de projeto.



Fonte: Própria.

3.2.3. Hidrogramas de entrada

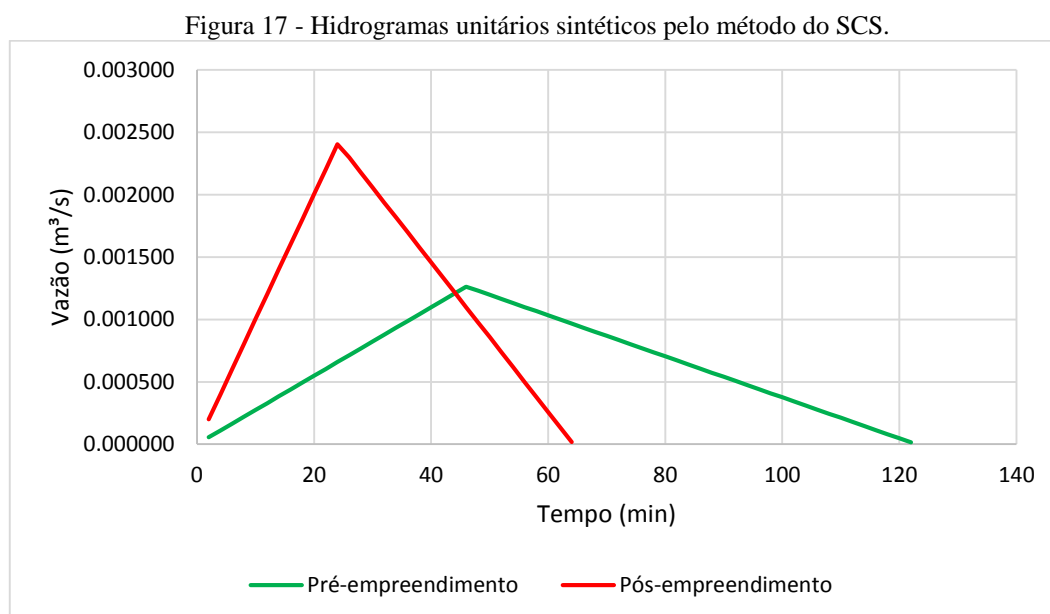
A fim de se obter os hidrogramas de entrada para posterior simulação dos reservatórios utilizou-se o método do hidrograma unitário sintético do SCS. O hidrograma sintético é regido pelas Eq. 5 a 7 abaixo:

$$t_p = 0,5d + 0,6t_c \quad (5)$$

$$t_b = 2,67t_p \quad (6)$$

$$q_p = 0,208 * A/t_p \quad (7)$$

Onde t_p é o tempo de pico, em minutos; t_b é o tempo de base, em minutos; A é a área de captação d'água pluvial e q_p é a vazão de pico do hidrograma, dado em m^3/s . O tempo de concentração de cerca de 8 vezes menor, para o cenário de pós-empredimento, acarretou em maior magnitude na vazão de pico, conforme se observa na Fig.17.

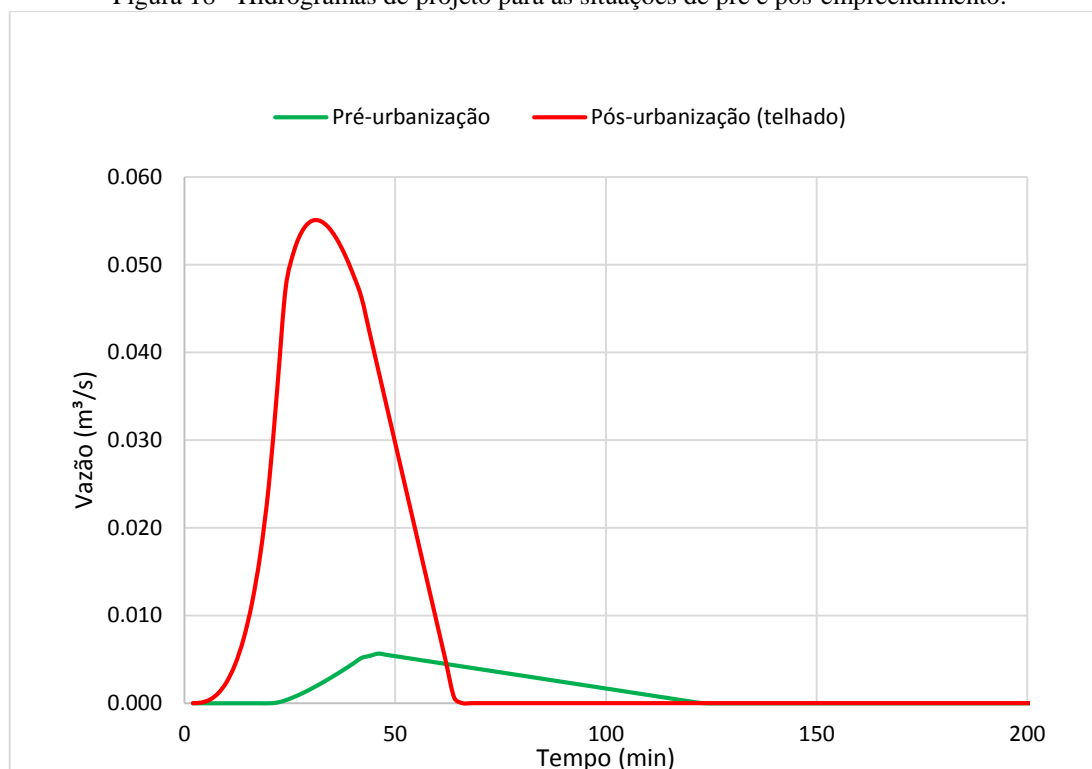


Fonte: Própria.

O hidrograma unitário corresponde à resposta da bacia hidrográfica quando submetida a evento chuvoso de 1 milímetro, que acontece com duração igual ao intervalo de discretização. A partir da combinação adequada da chuva excedente com a resposta da bacia via hidrograma unitário, pode-se determinar o hidrograma de entrada para ambos os cenários de desenvolvimento. O processo denomina-se convolução, que ocorre sob a hipótese dos

princípios de superposição e proporcionalidade da relação entre precipitação e vazão, pelos métodos citados. A convolução do hidrograma de entrada ocorreu por meio da aplicação da Eq. 7 para cada evento de chuva excedente, relativo a cada intervalo de discretização, com a desfasagem entre o início de cada hidrograma unitário a cada unidade do intervalo discretizado. Deste modo, obteve-se a Fig. 18 que exhibe os hidrogramas de projeto gerados nas situações em consideração no presente trabalho.

Figura 18 - Hidrogramas de projeto para as situações de pré e pós-empreeendimento.



Fonte: Própria.

Observa-se que a vazão máxima de pós-empreeendimento é cerca de dez vezes maior que a vazão máxima de pré-empreeendimento, o que denota a necessidade de controle do escoamento superficial excedente gerado pela cobertura em questão (Tab. 8). O fator **k** representa em quantas vezes a vazão de pós-empreeendimento aumentou em relação a vazão de pré-empreeendimento.

Tabela 8 - Vazões máximas de entrada para as situações de pré e pós-empreeendimento.

Cenário	q_p	k
Pré-empreeendimento	5,65 m ³ /s	9,971
Pós-empreeendimento	55,05 m ³ /s	

Fonte: Própria.

3.2.4. Aplicação do método de Puls

A partir do hidrograma de entrada calculado conforme o item 3.2.3, pôde-se dar início às simulações hidráulicas através do método de Puls. Inicialmente faz-se necessária a exposição das principais equações que regem o funcionamento da simulação por este método, que funciona sob a égide da equação da continuidade (Eq. 8):

$$\frac{dV}{dt} = I - Q \quad (8)$$

Observa-se que dV/dt é a taxa de variação do volume d'água ao longo do tempo, dado em m^3/s ; I é a vazão de entrada do reservatório, em m^3/s ; Q é a vazão de saída do reservatório, em m^3/s . Dada em intervalos discretos, a equação acima assume a forma exibida na Eq. 9:

$$\frac{V_{t+\Delta t} - V_t}{\Delta t} = \bar{I} - \bar{Q} \quad (9)$$

Nesse caso, as vazões afluentes e defluentes são valores médios ao longo do tempo de intervalo Δt , que deve ser igual ao intervalo de tempo adotado na discretização do hidrograma de entrada. Rearranjando a Eq. 9 (após reescrever as vazões médias em intervalos discretos), tem-se a Eq. 10, em que os termos desconhecidos aparecem na parcela esquerda e os termos conhecidos na parcela direita.

$$\frac{2V_{t+\Delta t}}{\Delta t} + Q_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} \frac{2V_t}{\Delta t} - Q_t \quad (10)$$

A partir do uso de curva auxiliar da relação cota-área-volume nas ordenadas e relação cota-vazão nas abscissas, é possível encontrar os termos desconhecidos da Eq. 11 e daí tem-se o necessário para a simulação do reservatório. Os dados iniciais para simulação do escomento são a) a estimativa da área da base do reservatório (escopo deste trabalho voltado para estrutura retangular), b) adoção do diâmetro do descarregador de fundo (e coeficiente de descarga correspondente), e c) a definição do passo de tempo de cálculo (análoga ao do hidrograma de entrada). O hidrograma de entrada é dado conforme já explicitado no item 3.2.3 e a vazão que passa pelo descarregador de fundo é calculada conforme dado em Porto (2001, apud Tassi, 2002):

$$Q = C_d * A_{\phi} * \sqrt{2gH} \quad (11)$$

Onde C_d é o coeficiente de descarga; A_{ϕ} é a área do tubo de descarga; g é a aceleração da gravidade e H é a carga hidráulica (isto é, altura do nível d'água, tendo em vista que a geratriz inferior do descarregador coincide com a cota de fundo do reservatório). A variação do coeficiente de descarga em função de diversos diâmetros e de carga hidráulica se encontra exibido na Tab. 9. Pode-se observar que a vazão de saída é dependente da altura do reservatório, o que evidencia também a necessidade de iteração, tendo em vista que, para este método, os resultados não são diretos.

Tabela 9 - Valores de C_d em função do diâmetro do descarregador de fundo e da carga hidráulica.

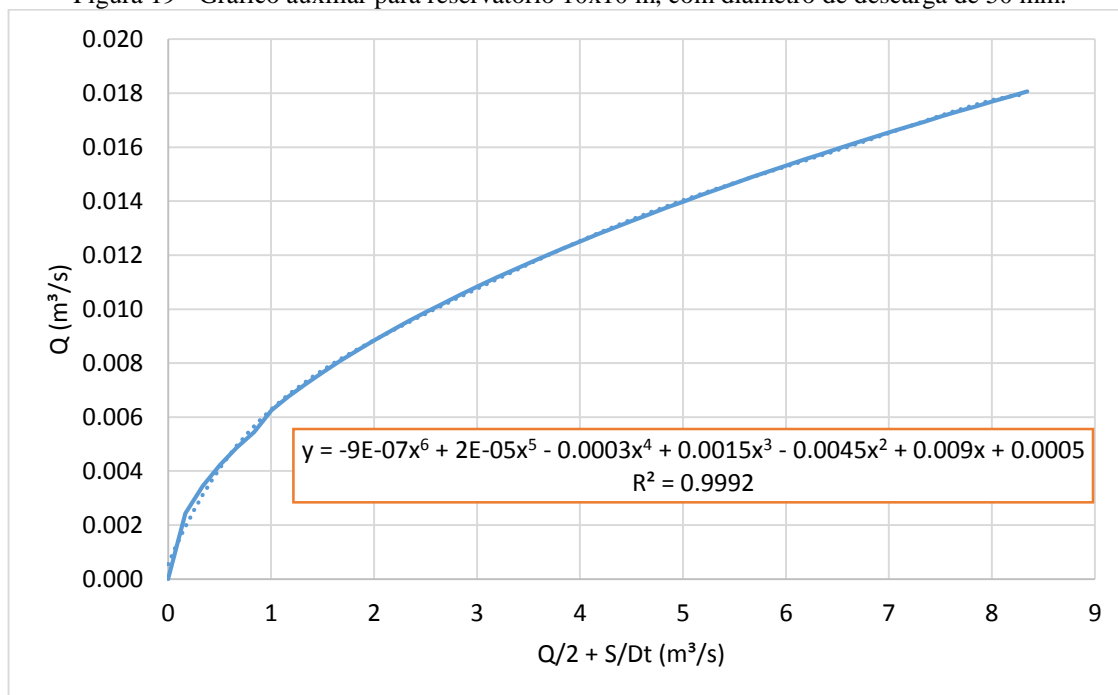
H (m)	Diâmetro do descarregador de fundo (mm)				
	20	30	40	50	60
0,20	0,653	0,632	0,609	0,607	0,607
0,40	0,651	0,625	0,610	0,607	0,607
0,60	0,648	0,625	0,610	0,607	0,608
0,80	0,645	0,623	0,610	0,607	0,608
1,00	0,642	0,622	0,610	0,607	0,608
1,50	0,638	0,622	0,610	0,607	0,608
2,00	0,636	0,622	0,610	0,607	0,608

Fonte: Adaptado de Mello Porto, 2001 apud Tassi, 2002.

A tabela auxiliar, que alimentou posterior gráfico auxiliar, obedeceu a discretização da carga hidráulica de 20 cm até se atingir o limite de dez metros (para proporcionar folga considerável da planilha; valores de carga hidráulica acima desse limite requereriam a adaptação da planilha confeccionada). Para cada valor de H , foi possível, por meio do emprego do *software* Excel, realizar a automatização da busca de valores de C_d em função da carga hidráulica e do diâmetro do descarregador, conforme exibido na Tab. 9. Como a variação dos valores de C_d se mostrou cada vez menos sensível à medida em que se aumentava o diâmetro, e, apenas o tubo de 20 mm mostrou variação de seus valores à medida em que H aumentou além de um metro, considerou-se o valor do coeficiente fixo para valores de carga hidráulica acima de um metro. Também calculou-se a vazão de saída do reservatório, conforme a Eq. 11, e os parâmetros $V/\Delta t$ e $Q/2+V/\Delta t$, para cada variação discreta da carga hidráulica. Tal procedimento possibilitou a confecção de gráficos auxiliares em função da área de base e

diâmetro do descarregador de fundo, que possibilitaram a execução da simulação hidráulica em si. A Fig. 19 abaixo exemplifica o gráfico auxiliar, para a simulação de reservatório de 10x10 metros, com um descarregador de fundo de 50 mm.

Figura 19 - Gráfico auxiliar para reservatório 10x10 m, com diâmetro de descarga de 50 mm.



Fonte: Própria.

Como já abordado no item 2.3.4, o gráfico auxiliar permite a resolução da Eq. 10, no intuito de se calcular os termos desconhecidos da parcela esquerda. Para isto, o *software* Excel foi empregado a fim de se implementar uma curva de ajuste dos pontos obtidos, cuja equação possibilitou a armazenagem automática de seus coeficientes, necessários para se dar continuidade ao processo. A curva de ajuste empregada foi um polinômio de grau sexto, cujo coeficiente de determinação se mostrou bastante satisfatório.

A simulação hidráulica do reservatório aconteceu calculando-se, para cada incremento discreto de vazão de entrada (discretização análoga à do hidrograma de entrada), o incremento de vazão de saída, em função dos coeficientes da curva de ajuste obtidos na etapa anterior. Também calculou-se o volume d'água armazenado para cada passo de tempo. Deste modo, o método de Puls produz como resposta o hidrograma de saída do reservatório, assim como um diagnóstico do volume d'água armazenado ao longo do tempo; o volume máximo

armazenado e a altura máxima do nível d'água, que definem as dimensões do reservatório simulado. A simulação é então avaliada em termos das Eq. 12 e 13:

$$ef(\%) = \frac{Q_{max,sim} - Q_{max,pós}}{Q_{max,pré} - Q_{max,pós}} \quad (12)$$

$$ab(\%) = 1 - \left(\frac{Q_{max,sim}}{Q_{max,pós}} \right) \quad (13)$$

Onde $Q_{máx,sim}$ representa a vazão máxima de saída do descarregador de fundo durante a simulação; $Q_{máx,pós}$ é a vazão máxima de entrada do reservatório que se deseja reduzir. Nesse contexto, é possível estabelecer uma relação entre a eficiência $ef(\%)$ do sistema em função da magnitude da vazão simulada (Eq. 12 e 13). O abatimento $ab(\%)$ representa a magnitude de redução da vazão de entrada de pico.

$$Q_{máx,pós} = k * Q_{máx,pré}, k \geq 1 \quad (14)$$

$$Q_{máx,sim} = k' * Q_{máx,pré} \quad (15)$$

O fator k indica quantas vezes a vazão de pós-empreendimento é superior à vazão de pré-empreendimento, conforme já explicitado no item 3.2.3. A variável em questão evidencia o impacto que a impermeabilização tem trazido para a área em consideração e quanto maior for seu valor, maior será a exigência de restrição de vazão do reservatório a ser simulado. Por outro lado, o fator k' representa a razão entre vazão simulada e vazão de pré-empreendimento: quanto maior for seu valor, menor é a exigência de restrição de vazão. Nestes termos, Tassi (2002) recomenda valores para k' da ordem de 2 a 3. Pode-se escrever a relação entre k' , k e $ef(\%)$, exibida na abaixo:

$$k' = ef(\%) - ef(\%)k + k \quad (16)$$

Observa-se que k' de valor unitário implica em eficiência de 100% (vazão simulada igual à vazão de pré-urbanização), que é o cenário mais adequado do ponto de vista de controle de drenagem. Para recomendações de k' diferentes, a exemplo de 2 e 3, obtém-se certa redução na eficiência mínima necessária para se atender tais condições, que é descrita em termos das Eq. 17 e 18, respectivamente.

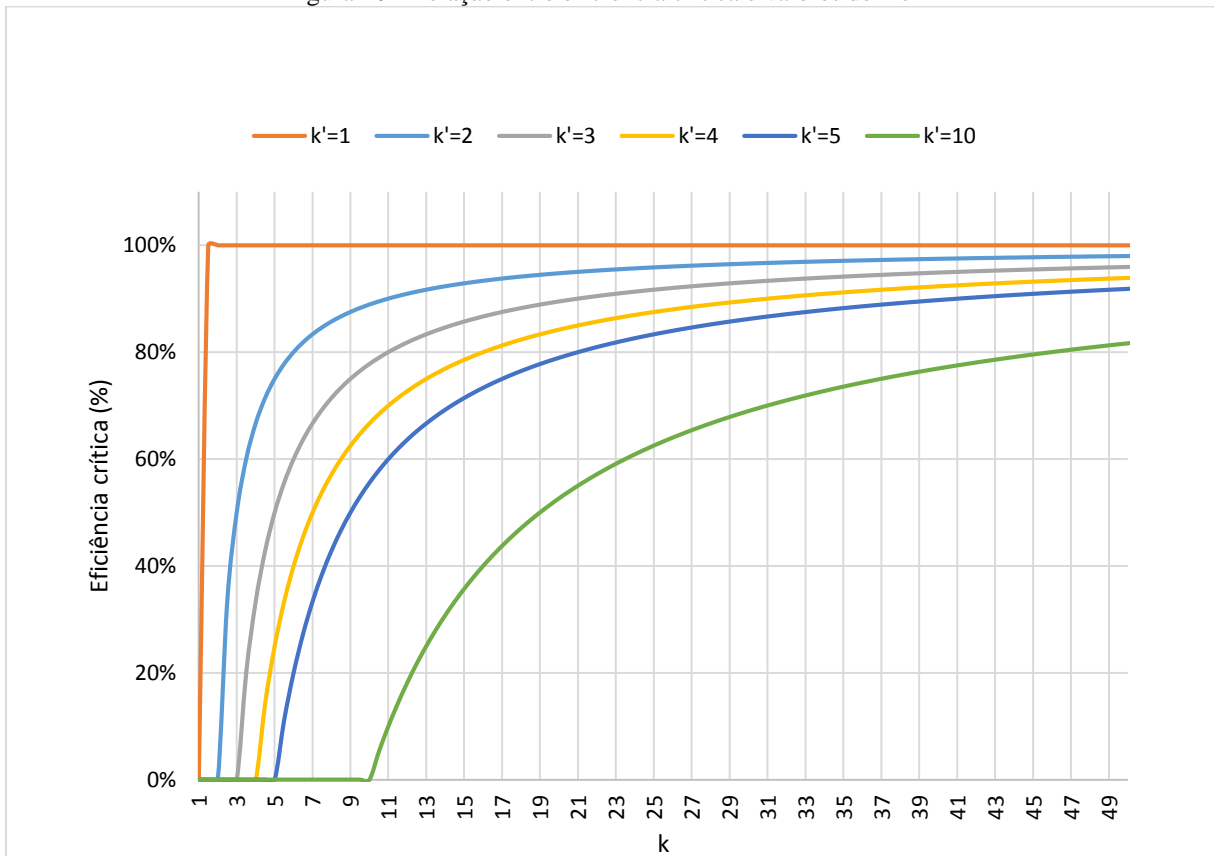
$$ef_{cr.3}(\%) = \frac{3-k}{1-k} \quad (17)$$

$$ef_{cr.2}(\%) = \frac{2-k}{1-k} \quad (18)$$

Onde $ef_{cr.3}(\%)$ e $ef_{cr.2}(\%)$ são a eficiência crítica para k' igual a três e k' igual a dois e podem ser entendidas como a eficiência-limite para que as vazões de saída simuladas não sejam três e duas vezes maiores que a vazão de pré-empredimento, respectivamente. Em outras palavras, k' igual a três indica a permissão de vazão de saída de até três vezes a vazão de pré-empredimento. A expressão da Eq. 17 pode ser extrapolada para qualquer valor de k' , dentro da condição imposta na Eq. 19. Deste modo, observa-se que cada conjunto de valores de k' e k produzem curvas distintas de eficiência crítica, conforme se observa na Fig. 20.

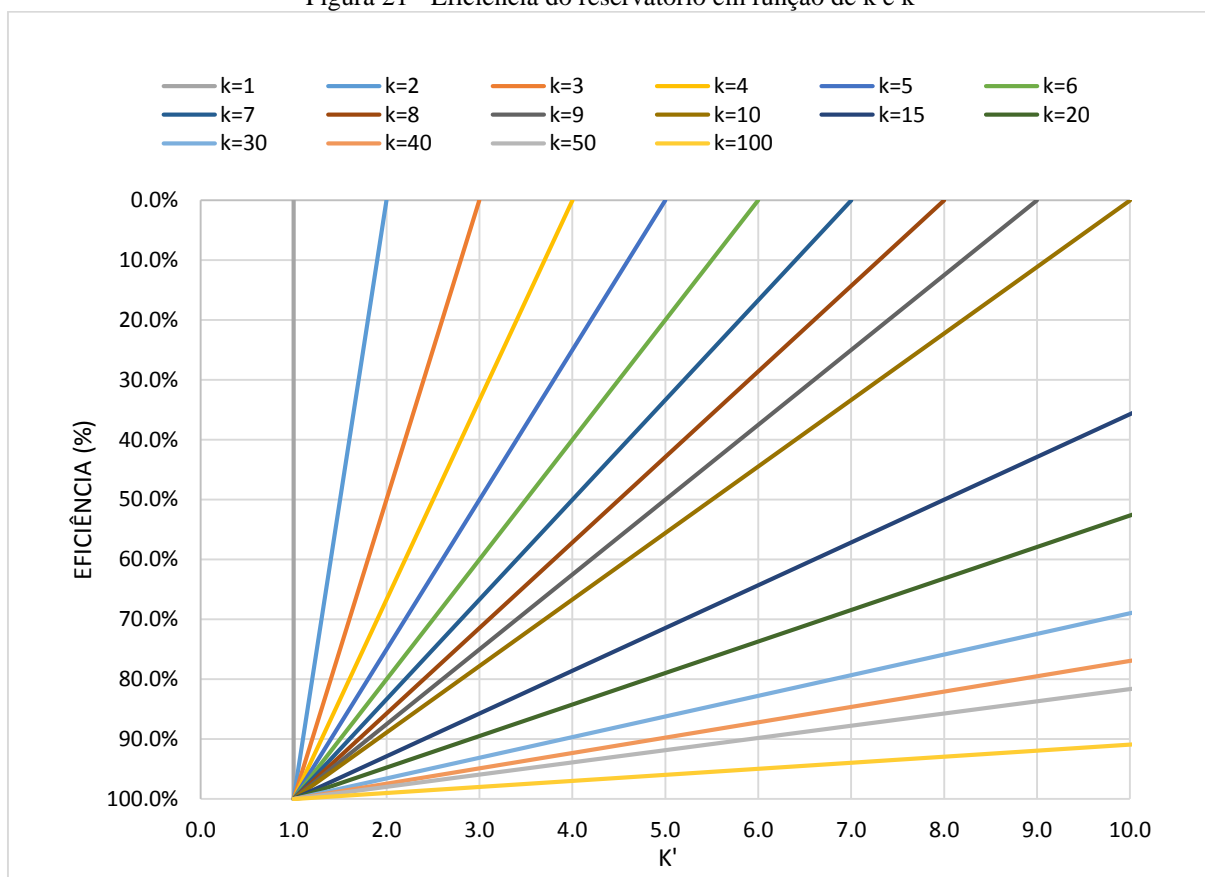
$$ef_{cr.}(\%) = \frac{k'-k}{1-k} \quad (19)$$

Figura 20 - Relação entre eficiência crítica e valores de k e k'



Fonte: Própria.

A Figura 21 abaixo permite a estimativa de em quantas vezes a vazão de saída se encontra, em relação à vazão máxima da situação de pré-urbanização.

Figura 21 - Eficiência do reservatório em função de k e k' 

Fonte: Própria.

É possível também prever o tempo em que água pluvial leva para escoar completamente pelas estruturas de saída, o que é definido como tempo de armazenamento (registrado desde a introdução da d'água pluvial no reservatório). O tempo de esvaziamento, por outro lado, é contado a partir do momento em que a vazão máxima de entrada é atingida, isto é, quando ocorre o término do evento chuvoso. Tempos de esvaziamento demasiadamente rápidos tornam a estrutura ineficiente, enquanto que demasiadamente longos são prejudiciais, tendo em vista o aumento do risco de falhas quando submetidos a eventos chuvosos extremos. O tempo de armazenamento ideal é de uma hora, visto que nesse caso o risco de falha dos sistemas de micro e macrodrenagem é mínimo (TASSI, 2002).

3.2.5. Etapa inicial de análise da eficiência

A primeira etapa da análise de eficiência e custos de microrreservatórios consistiu da simulação hidráulica pelo método de Puls, para diferentes dimensões de área de base e

conjuntos distintos de dispositivos de saída, visando-se garantir que todos os critérios hidráulicos fossem satisfeitos. Tendo em vista a discussão apresentada na elaboração das Eq. 17 e 18, foram realizadas simulações iniciais no intuito de se obter a vazão de saída igual ou ligeiramente menor que a vazão de pré-urbanização, com a profundidade menor que um metro. Dentre as opções de diâmetro de descarga, optou-se por não utilizar diâmetros menores que 50 milímetros, devido aos aspectos de falha que tal estrutura está sujeita, sobretudo com o entupimento provocado pelos sedimentos carreados pelas águas pluviais.

Deste modo, obteve-se as dimensões iniciais de simulação do reservatório (Tab. 10). As simulações subsequentes foram realizadas por meio da redução gradual da largura e comprimento do reservatório, o que acarretou no aumento paulatino da profundidade e subsequente redução da eficiência do sistema. Para o fator k de 9,971 (Tab. 8), tem-se pela Eq. 17 que a eficiência crítica que corresponde à vazão máxima simulada pelo reservatório igual à três vezes a vazão máxima do cenário de pré-emprego é de 77,1%. Logo, o processo iterativo de redução de área aconteceu no intuito de se obter o conjunto de dados para a redução gradual da eficiência até que atingisse o limite de $e_{r,cr.3}$. Outro critério estabelecido foi o do limite da profundidade em até 2,5 metros. Tendo-se previsto uma cobertura de 20 cm acima do microrreservatório e estimando que a espessura da laje de fundo não superaria 20 cm, as simulações ocorreram até que a cota de fundo do reservatório atingisse em torno de 1,80 metros.

O aumento na profundidade aconteceu, ao longo das iterações, de modo mais rápido que a queda na eficiência, para um tubo de 50 mm de descarregador de fundo. Logo, quando a profundidade atingiu o valor limite pré-estabelecido, adotou-se o tubo de 60 mm, a fim de se continuar o processo. Em seguida, após mais algumas simulações, se fez necessário o emprego de dois tubos de 50 mm. Como a adoção de dois tubos de 60 mm, para a área reduzida após sucessivas iterações, conduziu a eficiência menor que o valor de $e_{r,cr.3}$, encerrou-se o processo iterativo, com a obtenção de conjunto com 41 dimensões diferentes de reservatório. Os resultados obtidos para o 41° reservatório se encontram resumidos na Tab. 10.

Tabela 10 - Eficiência e tempo de esvaziamento do 1° e 41° reseservatório simulado.

Reservatório	Dimensões (m)	Eficiência (%)	Esvaziamento (h)
1°	10,50x10,50	100,9%	12,13
41°	6,80x6,80	82,4%	3,37

Fonte: Própria.

Em seguida, realizou-se mais 22 simulações, reduzindo-se gradativamente a largura e compensando com o aumento do comprimento, de modo a se manter a área de base igual ao do 41º reservatório. A finalidade dessa segunda abordagem foi investigar o impacto da variação relativa entre vãos das lajes no custo de tais estruturas, tendo em vista que a eficiência foi praticamente a mesma (assim como a profundidade).

O conjunto de reservatórios obtidos nesse processo serviram de dados de entrada para o cálculo estrutural, conforme item a seguir, e para o posterior procedimento de orçamentação.

3.3. Dimensionamento estrutural

No caso de microrreservatórios de contenção de cheias, enterrados no solo, há de se incluir o efeito do carregamento dinâmico promovido pela ação dos veículos e, mais importante, pela variação do nível d'água interno do reservatório (tendo em vista o comportamento hidráulico exposto no item 2.2.1). Devido ao nível de complexidade que o carregamento dinâmico dos veículos impõe ao cálculo estrutural, este foi desconsiderado. Além disto, pôde-se encontrar, para o estudo de caso proposto (ver item 3.1), espaço suficiente no qual a incidência de veículos trafegando com velocidade significativa é desprezível. Por outro lado, a consideração da variação do nível d'água foi realizada por meio da inclusão no cálculo de dois distintos cenários de dimensionamento, considerados críticos para a estrutura. O cenário I acontece quando o nível do lençol freático se encontra elevado e o reservatório, vazio. Neste caso, não há a pressão hidrostática interna para se contrapor às solicitações do empuxo externo: as paredes laterais, portanto, são calculadas neste cenário a fim de resistir a tais esforços trabalhando isoladas. O cenário II, por outro lado, acontece quando o nível do lençol é baixo, mas a pressão hidrostática é elevada ao máximo (quando se atinge o nível d'água máximo previsto na simulação pelo método de Puls, exposto no item 2.3.4). Observou-se no dimensionamento dos reservatórios que o cenário II se mostrou majoritariamente mais crítico que o cenário I, conduzindo à maiores espessuras das lajes e maiores taxas de armadura.

3.3.1. Solicitações de cálculo

A determinação das solicitações de cálculo se constituiu da primeira etapa do dimensionamento estrutural dos reservatórios. A Tabela 11 abaixo contém o resumo dos valores adotados, obtidos a partir da consulta das normas vigentes.

Tabela 11 - Valores principais adotados no dimensionamento e fonte de busca.

Peso específico do concreto armado (γ_{ca}), em kN/m ²	25,0	NBR 6120/80 – Tab. 1
Peso específico da água ($\gamma_{água}$), em kN/m ²	10,0	
Carga acidental, em kN/m ²	0,50	
Sobrecarga de garagens/estacionamentos, em kN/m ²	3,0	NBR 6120/80 – Tab. 1, item 2.2.1.6
Peso específico do solo (γ_{solo}), em kN/m ²	17,0	Areia com umidade natural
Ângulo de atrito do solo (ϕ), em °	30	NBR 6120/80 – Tab. 3

Fonte: NBR 6120/80.

Para todas as situações foi previsto uma camada de solo natural de vinte centímetros acima da laje de tampa, que possibilita a melhor adequação do reservatório dimensionado ao ambiente externo como um todo (sob o ponto de vista estético).

No cenário I, tem-se que a altura do lençol em contato com as paredes foi considerada igual à altura externa do reservatório, acrescido da camada de solo natural descrito acima. No cenário II, não há consideração de lençol freático em contato com as paredes laterais do reservatório.

O cálculo do empuxo de terra faz necessária a determinação do coeficiente de empuxo K_a , conforme a Eq. 20. O mesmo coeficiente, tomado para o empuxo do lençol freático, é assumido com valor unitário.

$$K_a = tg^2(45 - \phi/2) \quad (20)$$

A Tabela 12 abaixo resume os principais parâmetros especificados quanto aos elementos constituintes da estrutura. A âmbito de projeto, a classe de agressividade ambiental IV foi adotada como requisito mínimo de garantia da funcionalidade adequada dos microrreservatórios de retenção simulados conforme o item 3.2.5.

Tabela 12 – Especificação dos principais parâmetros da estrutura de concreto armado.

Classe de agressividade ambiental	IV
Cobrimento (lajes)	4,5 cm
Cobrimento (vigas/pilares)	5,0 cm
Resistência característica à compressão f_{ck}	40 MPa
Tipo de aço adotado	CA-50 A
Tensão característica de escoamento do aço f_{yk}	500 MPa
Módulo de Young do aço E_s	210 GPa
Módulo de deformação secante do concreto E_{cs}	30827,46 MPa
Diâmetro máximo do agregado no concreto d_{max}	19 mm

Fonte: Própria.

Para cada conjunto de dimensões internas, obtidos via dimensionamento hidráulico, pôde-se proceder às etapas seguintes, de determinação da magnitude das ações e esforços internos, para cada elemento da estrutura em isolado.

3.3.2. Cálculo como placas (ações normais ao plano médio das lajes)

As ações consideradas na laje de tampa foram o peso próprio, peso do revestimento, carga accidental, sobrecarga de garagens/estacionamento e o peso do solo de camada prevista acima da laje. Os pesos próprios $P_{p.laje}$ (em kN/m²) foram calculados conforme a Eq. 21, na qual γ_i indica o peso específico do material i (Tab. 11) e e_{sp} representa sua respectiva espessura.

$$P_{p.laje} = \gamma_i * e_{sp} \quad (21)$$

As ações consideradas na laje de fundo foram o peso próprio, peso de revestimento, pressão hidrostática (cenário II) e efeito de subpressão (cenário I). O peso próprio e pressão hidrostática seguem a Eq. 21 acima (onde entende-se e_{sp} como a altura d'água reservada no reservatório), enquanto que o efeito de subpressão P_{sub} é dado pela Eq. 22:

$$P_{sub} = \gamma_{água} * (h_{ext} + 0,20) \quad (22)$$

Para o cenário I, a diferença entre cota do lençol freático e nível em que a laje de fundo toca o solo coincide com a altura externa do reservatório, acrescido dos vinte centímetros previstos de camada de solo acima da estrutura.

As ações consideradas nas paredes laterais foram a pressão hidrostática e o empuxo externo, composto pelo empuxo de terra aliado ao empuxo do lençol freático, para o cenário I, enquanto apenas o empuxo de terra atuou no cenário II. As considerações para pressão hidrostática são as mesmas, quanto ao cálculo, embora o carregamento seja triangular. O cálculo do empuxo E_i (kN/m²) é dado pela Eq. 23 abaixo, para o material i (Tab. 11) de respectivo coeficiente K_i . O denominador foi considerado por simplificação, tendo em vista que na realidade a tensão do solo não é distribuída uniformemente ao longo das paredes de concreto.

$$E_i = \frac{0,5 * K_i * \gamma_i * (h_{ext} + 0,20)^2}{h_{ext}} \quad (23)$$

3.3.3. Cálculo como vigas (ações no plano médio das lajes)

As ações consideradas nas paredes laterais, no cálculo como vigas, foram o peso próprio, peso de revestimento, peso do solo acima da laje de tampa, carga acidental e sobrecarga de garagens/estacionamento. O peso próprio $P_{p,viga}$ (kN/m) é calculado pela Eq. 24 abaixo. Além disto, as paredes laterais absorvem os esforços oriundos da estrutura das lajes de tampo e de fundo, devido às condições de engastamento.

$$P_{p,viga} = \gamma_{ca} * (0,5e_{sp,t} + h_{int} + 0,5e_{sp,f}) * e_{sp} \quad (24)$$

Tem-se que $e_{sp,t}$, $e_{sp,f}$, e_{sp} são as espessuras da laje de tampa, de fundo e da parede de concreto em questão; h_{int} é a altura interna do reservatório. O peso de solo $P_{p,solo}$ acima da laje de tampa é calculado conforme a Eq. 25, na qual e_{sp} é a espessura da parede de concreto em questão.

$$P_{p,solo} = \gamma_{solo} * 0,20 * e_{sp} \quad (25)$$

Os carregamentos $P_{sobrecarga}$ proveniente do revestimento, da carga acidental e da sobrecarga de garagens/estacionamento são obtidos por meio da Eq. 26, onde a sobrecarga é obtida de acordo com a Tab. 11.

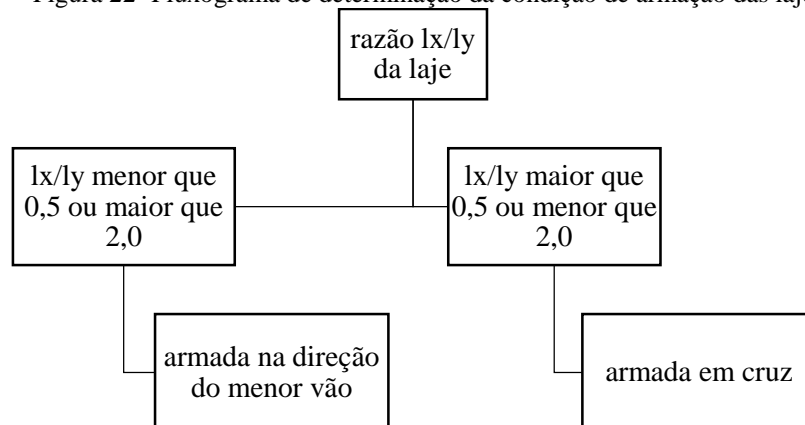
$$P_{sobrecarga} = sobrecarga * (0,5e_{sp,t} + h_{int} + 0,5e_{sp,f}) \quad (26)$$

As reações de tampa e de fundo são determinadas a partir do cálculo dos esforços internos nestes elementos, conforme procedimento descrito a seguir.

3.3.4. Esforços internos nas lajes isoladas

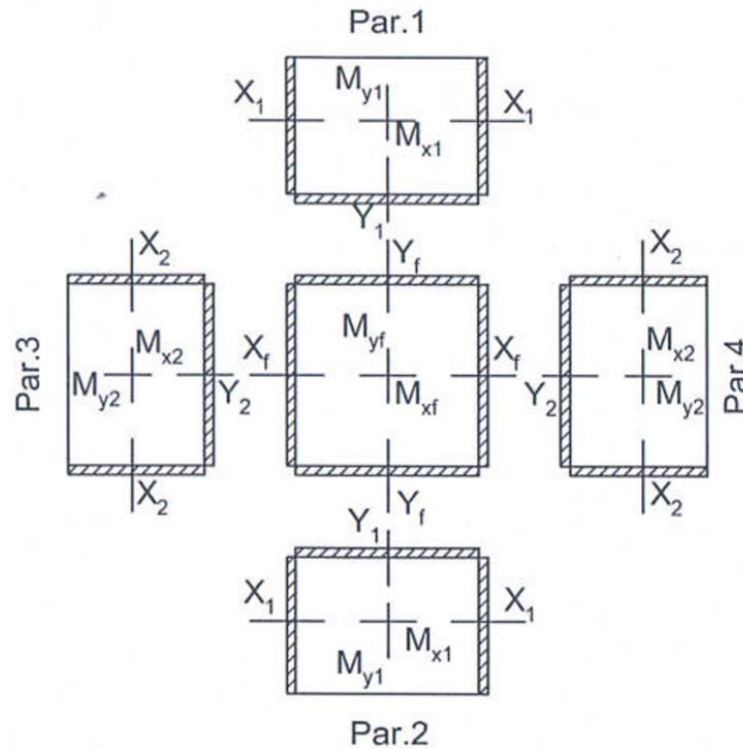
A partir das solicitações de cálculo e obtenção da magnitude dos carregamentos impostos sobre a estrutura, pôde-se realizar o dos esforços internos de cada laje em isolado. A primeira verificação, que determina o procedimento de cálculo seguinte, é saber se a laje em questão será armada em apenas uma direção, ou se será armada em cruz (duas direções). Isto é feito por meio da análise da razão l_x/l_y (Fig. 22), onde l_x representa o lado da laje na direção do eixo x e l_y representa o lado da laje na direção do eixo y. Na realidade, a armadura é considerada em ambas as direções; o que acontece é que, para efeito de flexão de lajes armadas numa direção, a armadura da direção do menor vão é calculada, enquanto que a da direção do vão maior é adotada (armadura de distribuição). No entanto, a existência de carregamento distribuído de tração, proveniente da reação das paredes, exige que se calcule as armaduras para ambas as direções. Adotou-se mesma convenção utilizada pela metodologia de Araújo (2010), para nomeação dos eixos de cada laje isolada (Fig. 22).

Figura 22- Fluxograma de determinação da condição de armação das lajes.



Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

Figura 23 - Convenção de eixos e de momentos da laje de fundo e paredes.



Fonte: Araújo (2010).

Para a laje de tampa, quando armada numa direção, o cálculo do momento fletor e esforço cortante (que é a reação transmitida às paredes) é feito segundo as Eq. 27 a 30.

$$M_{xt} = m_x * p_t * l_y^2 \quad (27)$$

$$M_{yt} = m_y * p_t * l_x^2 \quad (28)$$

$$R_{xt} = r_x * p_t * l_y \quad (29)$$

$$R_{yt} = r_y * p_t * l_x \quad (30)$$

Observa-se que M_{xt} e R_{xt} são o momento fletor no meio do vão e reações da tampa, respectivamente, na direção do eixo x da laje; M_{yt} e R_{yt} são análogos para a direção do eixo y; p_t é a carga total que solicita a laje, obtida no item 3.3.2; m_x é o coeficiente relacionado ao momento M_{xt} e os demais coeficientes são análogos ao m_x . A armação da laje de tampa em duas direções implica também no uso das Eq. 27 a 30, embora que sejam adotados valores diferentes para os coeficientes m_x , m_y , r_x e r_y . Os valores dos coeficientes, para cada caso, se encontram nos Anexos A a D. A diferença de cálculo da laje de fundo e paredes laterais reside apenas nas condições de engastamento, o que é feito por meio da adoção de diferentes valores

para os coeficientes \mathbf{m}_x , \mathbf{m}_y , \mathbf{r}_x e \mathbf{r}_y . Nestes casos, ocorre esforço interno de momento fletor negativo nas bordas laterais, introduzindo assim os coeficientes \mathbf{m}_{xe} , \mathbf{m}_{ye} . Logo, as Eq. 27 a 30 também são utilizadas para estes casos, havendo apenas a substituição do subscrito \mathbf{t} por \mathbf{f} , **1** ou **2**, conforme exibido na Fig. 22.

3.3.5. Redistribuição de momentos

O método simplificado de cálculo das lajes resulta em discrepância nos valores obtidos de momentos negativos, em termos das ligações fundo-paredes e entre ligação entre paredes. Deste modo, Araújo (2010) recomenda que se faça a correção dos momentos negativos. A correção entre paredes é realizada pelo cálculo da média dos valores de momento obtidas no cálculo de momentos negativos em seus engastes, enquanto que a correção entre laje de fundo e paredes é feita segundo as Eq. 31 e 32.

$$Y = \frac{(Y_f + Y_1)}{2}, \text{ se } Y \geq 0,8Y_f \quad (31)$$

$$X = \frac{(X_f + Y_2)}{2}, \text{ se } X \geq 0,8X_f \quad (32)$$

Onde X_f , Y_f , Y_1 e Y_2 representam os momentos de engastamento da laje de fundo (ambas as direções), das paredes 1 e 2 (em contato com o fundo) e das paredes 3 e 4 (também em contato com o fundo), respectivamente.

A correção dos momentos negativos implicam em alteração nos valores calculados dos momentos positivos. Por simplificação, e a favor da segurança, tal alteração só foi computada nos cálculos quando houve o aumento dos momentos positivos, segundo recomenda Araújo (2010). A correção do momento positivo, quando considerado, é calculada segundo as Eq. 33 e 34:

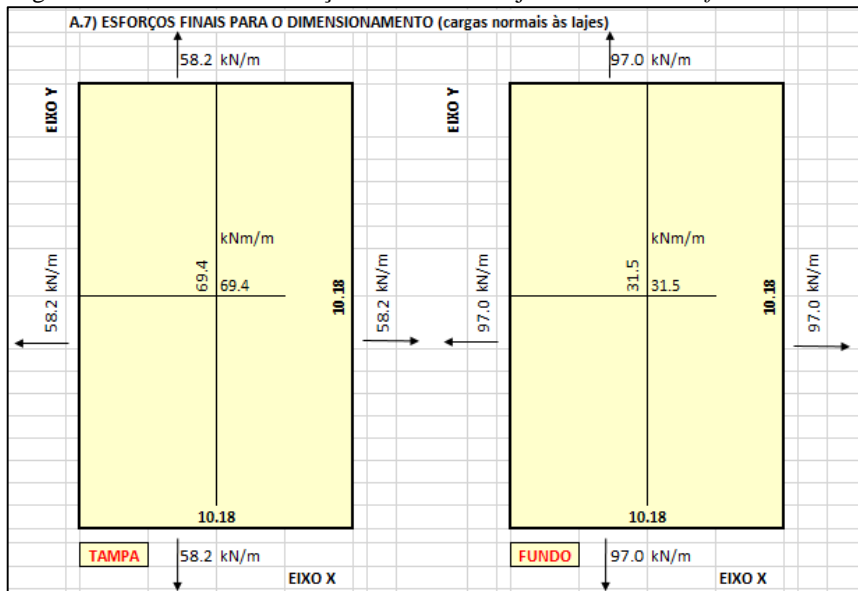
$$\Delta M_x = 2 * (\gamma_x^1 * \Delta X + \gamma_x^2 * \Delta Y) \quad (33)$$

$$\Delta M_y = 2 * (\gamma_y^1 * \Delta X + \gamma_y^2 * \Delta Y) \quad (34)$$

Tem-se que ΔM_x e ΔM_y são os incrementos a serem adicionados aos momentos positivos da laje em estudo; ΔX e ΔY são a diferença entre os momento negativo corrigido e o momento negativo obtido no cálculo conforme item 3.3.4, para os eixos x e y, respectivamente; γ_x^1 , γ_x^2 , γ_x^1 e γ_x^2 são coeficientes exibidos no Anexo E. No presente trabalho, desconsiderou-se o efeito da redistribuição dos momentos, para lajes armadas em apenas uma direção.

Com uso do *software* Excel foi possível realizar a automatização dos cálculos das Eq. 20 a 34, levando-se em conta todos os critérios acima estabelecidos. A Figura 24 ilustra os resultados para um reservatório de área interna de 10x10 m, com altura interna de 1,05 m.

Figura 24 - Cálculo dos esforços internos das lajes com uso do *software* Excel.



Fonte: Própria.

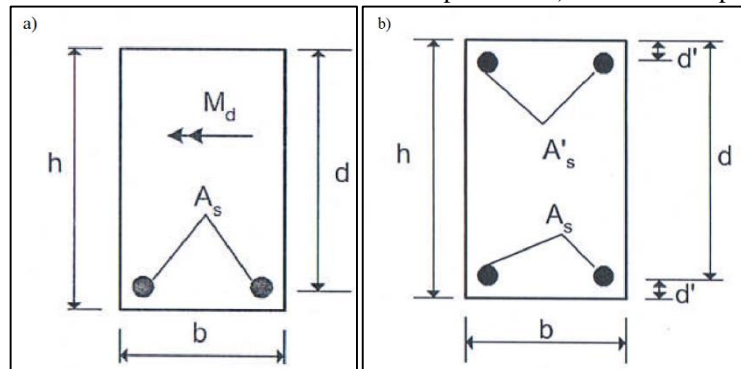
3.3.6. Dimensionamento do reservatório

A primeira etapa de dimensionamento das lajes se deu através da verificação da dispensa do cálculo das flechas (deflexão vertical), tendo em vista que a mesma deve ser realizada considerando-se o estado limite de utilização para combinações quase-permanentes. Sempre que a altura útil d (Fig. 25) da laje obedecer o exposto na Eq. 35, pode-se dispensar o cálculo das flechas. Deste modo, no presente trabalho, não se permitiu a consideração de altura útil menor que a determinada através da Eq. 35.

$$d \geq l/\varphi_2 * \varphi_3 \quad (35)$$

A partir da relação entre vãos l_x/l_y e das condições de engastamento das lajes foi possível a determinação do coeficiente φ_2 (Anexo F). Para o aço adotado (Tab. 11), o valor de φ_3 é de 25.

Figura 25 – Seção de concreto armado submetido a flexão simples com a) armadura simples e b) armadura dupla

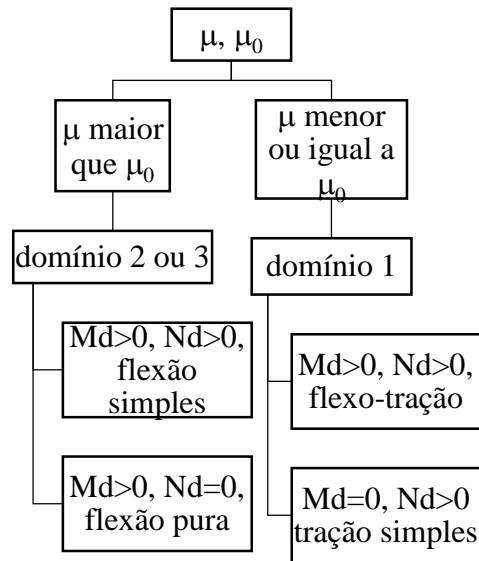


Fonte: Araújo (2010).

Para cada direção das lajes, majorou-se em 1,4 (que é o valor do coeficiente de ponderação de segurança do concreto, exigido pela NBR 6118) os valores dos esforços internos, sendo denotados agora por M_d e N_d . Para a laje de tampa e laje de fundo, M_d é o momento fletor no meio do vão, devido ao carregamento imposto sobre ela, enquanto que N_d é o esforço normal de tração imposto pelas paredes de concreto. Nas paredes de concreto M_d é análogo, enquanto que N_d é a reação da laje fundo (desconsiderou-se a reação da laje da tampa, que reduz o valor de N_d , neste caso).

O dimensionamento foi realizado considerando-se a fatia de laje de um metro de largura (b igual a 1), a fim de se obter a quantidade de aço requerida no combate dos esforços internos para esta largura. A presença ou não dos esforços internos, juntamente com o domínio de dimensionamento em que a peça se encontra, definem a maneira como a laje irá trabalhar (Fig. 26).

Figura 26 - Fluxograma dos possíveis estados de trabalho das seções de concreto armado



Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

Tem-se que μ é o momento solicitante reduzido e μ_0 é o momento solicitante reduzido limite do domínio 1, ambos adimensionais, dados nas Eq. 36 e 37. Como de praxe na prática do cálculo estrutural, evitou-se o domínio 4, tendo em vista que neste domínio, de estrutura subarmada, o aço não escoça e a ruptura é frágil. Para que isto acontecesse, o procedimento adotado foi o aumento da inércia da seção, por meio do acréscimo da espessura das lajes, com discretização de um centímetro.

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} \quad (36)$$

$$\mu_0 = 0,5(1 - \delta)v \quad (37)$$

Onde v é o cortante solicitante reduzido, que são dados pela Eq. 38 e 39, respectivamente. δ é o parâmetro geométrico dado pela razão entre d' e d , ilustrados na Fig. 23.

$$\sigma_{cd} = 0,85 \left(\frac{f_{ck}}{1,4} \right) \quad (38)$$

$$v = \frac{Nd}{bd\sigma_{cd}} \quad (39)$$

A determinação dos parâmetros dados nas Eq. 36 a 39 possibilitou determinar em qual caso a seção se encontrava (Fig. 26). Para o domínio 2 ou 3, faz-se necessário o cálculo de μ_{sd} e sua posterior comparação com o valor-limite de μ_{lim} , que é de 0,2408 para o f_{ck} de 40

MPa. A comparação permitiu a verificação se a peça requereu armadura dupla, a fim de se evitar o domínio 4. Tendo em vista que priorizou-se o aumento da inércia da seção, como já abordado, não houve necessidade de colocação de armadura dupla para nenhum dos casos dimensionados.

$$\mu_{sd} = \mu - 0,5(1 - \delta)v \quad (40)$$

A taxa mecânica de armadura, proporcional a quantidade de aço requerida pela seção, é dada pela Eq. 41 e 42 abaixo.

$$\omega_1 = (0,5(1 - \delta)v + \mu) / (1 - \delta) \quad (41)$$

$$\omega_{2,3} = 0,8 * 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{sd}}) \quad (42)$$

Onde ω_1 é expressão da taxa mecânica de armadura para o dimensionamento no domínio 1; $\omega_{2,3}$ é expressão da taxa mecânica de armadura para o dimensionamento no domínio 2 ou 3, trabalhando com armadura simples.

A situação de domínio 1 impõe a introdução de ω'_1 (Eq. 43), que é a taxa mecânica de armadura localizada na borda superior da seção de concreto armado (Figura 25b):

$$\omega'_1 = 0,5(1 - \delta)v + \mu \quad (43)$$

Logo, pôde-se determinar, para todos os casos considerados, a taxa de armadura requerida pela seção (em cm² por metro de largura), dadas pelas Eq. 44 e 45:

$$A_s = \omega b d \sigma_{sd} / f_{yd} \quad (44)$$

$$A'_s = \omega' b d \sigma_{sd} / f_{yd} \quad (45)$$

A Tabela 13 abaixo exhibe as principais características do aço usado no dimensionamento. A NBR 6118/14 também preconiza o cálculo da área mínima de concreto $A_{s,min}$, dado pela Eq. 46:

$$A_{s,min} = \rho_{min}(b * e_{sp}) \quad (46)$$

Onde e_{sp} é a espessura da laje, definida no item 3.3.2; ρ_{min} é o fator que assume o valor da Eq. 47, para o caso de tração simples e o valor de Eq. 48 para o caso de flexão simples. Para a flexo-tração, interpolou-se linearmente entre estes dois limites estabelecidos. f_{yd} é o valor de da tensão de escoamento do aço, minorada em 1,15 (coeficiente de minoração do aço, segundo a NBR 6118/14).

$$\rho_{min,1} = 0,392 f_{ck}^{2/3} / f_{yd} \quad (47)$$

$$\rho_{min,2} = 0,0784 f_{ck}^{2/3} / f_{yd} \leq 0,15\% \quad (48)$$

Tabela 13 - Diâmetro nominal e massa nominal para o vergalhão CA-50

Diâmetro (pol.)	Diâmetro (mm)	Massa nominal (kg/m)
1/4''	6,3	0,245
5/16''	8,0	0,395
3/8''	10,0	0,617
1/2''	12,5	0,963
5/8''	16,0	1,578
3/4''	20,0	2,466
1''	25,5	3,853
1.1/4''	32,0	6,313

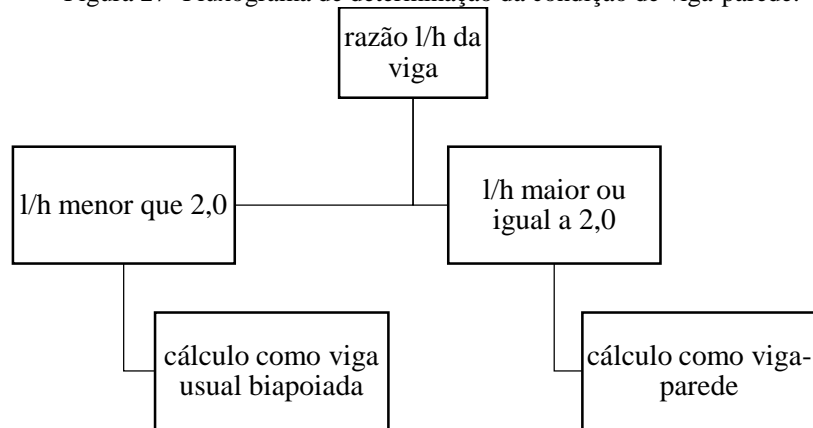
Fonte: Catálogo da Gerdau.

Deste modo, o procedimento adotado no dimensionamento foi a escolha do menor diâmetro possível, de modo a satisfazer a área de aço requerida pelas Eq. 44 a 48. Para facilitar o procedimento de cálculo, fez-se uso do *software* Excel, a fim de se resolver as Eq. 35 a 48, de modo a determinar a área de aço requerida para cada laje constituinte do reservatório, para os seus dois eixos. Como dados de entrada, constam as dimensões do reservatório (largura, comprimento e altura mínimos determinados através de simulação hidráulica, conforme item

3.2.4), os esforços internos oriundos da etapa anterior, a bitola das armaduras longitudinais, dentre outros critérios.

O dimensionamento das paredes laterais como viga passou por processo análogo ao descrito para a metodologia empregada no cálculo das lajes. No entanto, fez-se necessária a verificação se a viga deve ser dimensionada como viga-parede, tendo em vista a possibilidade da altura ser considerável, como é comum em reservatórios (Fig. 27). O problema do dimensionamento como viga-parede é que as hipóteses desenvolvidas por Navier-Stokes para a flexão de barras não são satisfeitas, trazendo consigo algumas diferenças no método de dimensionamento empregado neste estudo. Como o escopo deste trabalho se limitou a profundidade de 1,80 m, como abordado no item 3.2.4, as vigas foram dimensionadas como vigas usuais biapoiadas em todos os cenários de dimensionamento.

Figura 27- Fluxograma de determinação da condição de viga-parede.



Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

3.3.7. Critérios de verificação do dimensionamento

A NBR 6118/14 especifica algumas condições que devem ser verificadas no dimensionamento de estruturas de concreto armado. Tais condições visam contemplar os aspectos construtivos e de manutenção da durabilidade das estruturas, assim como garantir o adequado adensamento. A Eq. 49 deve ser satisfeita no cálculo das lajes de concreto armado.

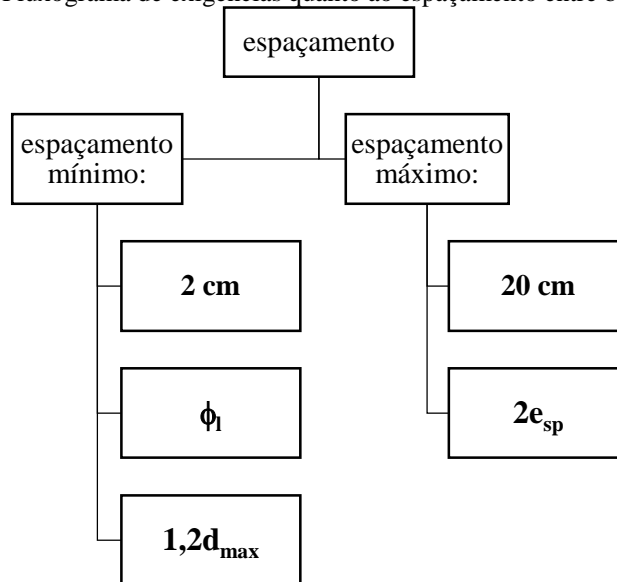
$$\phi_l < e_{sp}/8 \quad (49)$$

Também há a possibilidade de se trabalhar com a adição de mais de uma camada de armadura, no cálculo de vigas. Tal procedimento aumenta a altura útil d , de modo a aumentar a capacidade resistente da seção. Todavia, deve-se garantir que as barras de aço estejam localizadas na região tracionada da seção de concreto armado. Logo, a NBR 6118/14 exige a satisfação da Eq. 50, na qual y é a distância entre a geratriz inferior da armadura longitudinal ϕ_l e o centróide do conjunto formado pelas armaduras de todas as camadas.

$$y < e_{sp}/10 \quad (50)$$

Deve-se garantir também o espaçamento mínimo e máximo da estrutura, expresso na Fig. 28.

Figura 28- Fluxograma de exigências quanto ao espaçamento entre barras de aço.



Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

A última verificação realizada foi quanto à garantia de ancoragem da armadura. A depender da taxa de armadura requerida de acordo com os esforços solicitantes, haverá a maior necessidade de promoção de comprimento de ancoragem das barras. Neste sentido, o cálculo do comprimento básico de ancoragem l_{be} das barras se encontra descrito na Eq. 51. O comprimento básico de ancoragem é o mínimo necessário para que haja a ancoragem por aderência.

$$l_{be} = \phi_l \left(\frac{f_{yd}}{4f_{bd}} \right) \quad (51)$$

Onde f_{bd} é a tensão de aderência, que depende das condições de aderência da estrutura. As armaduras foram consideradas em região de boa aderência, tendo em vista a posição das mesmas na estrutura, sobretudo devido ao fato de que a espessura da maioria dos reservatórios dimensionados não superou 30 cm. A tensão f_{bd} é calculada nos termos da Eq. 52:

$$f_{bd} = n_1 n_2 n_3 * 0,21 \left(\frac{f_{ck}^{2/3}}{1,4} \right) \quad (52)$$

Tem-se que n_1 é o coeficiente que assume valor 2,25, para barras nervuradas; n_2 tem valor unitário, para condição de boa aderência e n_3 também tem valor unitário, para bitolas de armadura longitudinal de até 32 mm. O comprimento necessário de ancoragem $l_{b,nec}$ é calculado em termos da Eq. 53:

$$l_{b,nec} = l_{be} \left(0,8 \frac{A_s}{A_{s,adot}} \right) \geq (0,3l_{be} \text{ ou } 10\phi_l \text{ ou } 10 \text{ cm}) \quad (53)$$

A ancoragem, em geral reta, foi também realizada com ganchos em algumas situações, em detrimento da falta de espaço nas lajes/vigas da estrutura. Nestes casos, por simplificação, computou-se, no cálculo do comprimento das barras, o acréscimo adequado Δl^* que consta na Tab. 14 abaixo.

Tabela 14 - Incrementos no comprimento considerados na solução de ancoragem com gancho.

ϕ	lb,min (cm)	R (cm)	Δl^*
6.3	5	1.60	10
8.0	6	2.00	10
10.0	8	2.50	15
12.5	10	3.20	15
16.0	13	4.00	20
20.0	19	8.00	30
25.0	24	10.00	35
32.0	30	12.80	42

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

O cálculo da abertura de fissuração nos componentes da estrutura foi realizado conforme a metodologia apresentada por Araújo (2010). Os esforços calculados no item 3.3.4 e 3.3.5 foram tomados no cálculo da fissuração. Seguem as principais equações utilizadas:

$$\rho = A_s / bd \quad (54)$$

$$\rho' = A_s' / bd' \quad (55)$$

$$\varepsilon = -n(\rho + \delta) + \sqrt{n^2(\rho + \delta)^2 + 2n(n + \delta\rho')} \quad (56)$$

$$k_2 = \left(\varepsilon^2 / 6\right) * (3 - \varepsilon) + n\rho'(\varepsilon - \delta)(1 - \delta) \quad (57)$$

Tem-se que ρ e ρ' são as taxas geométricas das armaduras de tração e compressão, respectivamente; n é a relação entre o módulo de Young do aço e o módulo de deformação secante do concreto (ver Tab. 11); ε e k_2 são parâmetros que permitem o cálculo da tensão σ_s na armadura, apresentada na Eq. 58:

$$\sigma_s = n(1 - \varepsilon)M_s / k_2bd^2 \quad (58)$$

A tensão limte de cálculo σ_{so} é dada em termos das Eq 59 e 60:

$$\rho_{se} = A_s / bh_0 \quad (59)$$

$$h_0 = 2,5e_{sp} - d \leq (e_{sp} - x) / 3 \quad (60)$$

$$\sigma_{so} = 1,4 \left(1 + n\rho_{se} / \rho_{se}\right)^3 \sqrt{f_{ck}^2 / 10} \quad (61)$$

Onde ρ_{se} é a taxa efetiva da armadura longitudinal de tração, cujo denominador expressa a área efetiva de concreto que leva em conta a distribuição não uniforme das tensões normais. h_0 representa a altura relacionada à área efetiva de concreto. Verifica-se então formação da abertura de fissura simples $w_{k,1}$ (Eq. 62), caso σ_s seja menor que σ_{so} . O caso oposto se configura na formação de fissuração estabilizada $w_{k,2}$ (Eq. 63).abaixo

$$w_{k,1} = \sigma_s \phi_l / 2\tau_{bm} * \left(1 / 1 + n\rho_{se}\right) * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (62)$$

$$w_{k,2} = \phi_l / 3,6\rho_{se} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (63)$$

Temos que τ_{bm} é a tensão média de aderência, que, para o carregamento de longa duração, como é o caso, assume o valor de 0,6 para a formação de fissuração simples e de 0,38 para a formação

de fissuração estabilizada. $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ representa a diferença entre deformações médias entre o aço e o concreto, dadas na Eq. 64 abaixo:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \sigma_s / E_s - \beta \frac{f_{ct}}{\rho_{se} E_s} (1 + n \rho_{se}) \geq 0 \quad (64)$$

A NBR 6118/14 estipula que a tolerância máxima permitida de abertura de fissuras, para estruturas de concreto de classe de agressividade ambiental IV é de 0,20 mm. Para as lajes de tampa, fundo e paredes laterais, tal limite foi considerado. Porém, adotou-se critério mais rigoroso para a abertura de fissuras nas ligações (0,10 mm), devido ao maior risco de deterioração que se verifica nessa região (ARAÚJO, 2010).

Não foi escopo deste estudo se aprofundar ainda mais nos aspectos do detalhamento das estruturas, tendo em vista que o objetivo do dimensionamento estrutural se resumiu na determinação da quantidade de aço empregado e nas espessuras mínimas das lajes e paredes de concreto, que servem de parâmetros de entrada para o cálculo orçamentário realizado na etapa a seguir. O cálculo da abertura da laje de tampa pode ser desconsiderado por norma quando a maior dimensão da abertura é menor que 10% do menor vão da laje. Fato este que não foi cumprido para alguns dos reservatórios dimensionados, mas que foi desconsiderado por simplificação e devido ao pouco impacto que a ferragem de abertura representa no quadro de ferragem da estrutura (para todos os 63 reservatórios dimensionados, a ferragem da abertura não representou mais que 0,1% da quantidade total de ferro, medida em massa).

3.4. Orçamento dos reservatórios

A fim de se orçar os reservatórios dimensionados sob o ponto de vista hidráulico (item 3.2) e estrutural (item 3.3), fez-se necessária a identificação dos serviços requeridos para a execução de tais estruturas. A Tab. 15 abaixo resume os serviços considerados no custo total da obra. A consulta mais detalhada de cada composição pode ser realizada vide Anexos G a J.

A composição dos serviços foi realizada com base em consulta na Tabela de Composições de Preços para Orçamentos (TCPO) de 2010 (13ª edição); os preços dos insumos referenciados nas composições foram obtidos por meio da publicação da SINAPI de março de

Tabela 15 - Serviços considerados no orçamento e preços das composições.

Item	Unidade	Preço
Escavação	m ³	R\$ 4.67
Lastro de concreto na base	m ³	R\$ 52.82
Chapisco nas laterais	m ²	R\$ 2.53
Fôrma para as paredes	m ²	R\$ 164.36
Fôrma para a laje de fundo	m ²	R\$ 45.75
Fabricação do escoramento da laje	m ²	R\$ 37.79
Montagem do escoramento da laje	m ²	R\$ 0.82
Desmontagem do escoramento da laje	m ²	R\$ 0.04
Dosagem, preparo e mistura do concreto	m ³	R\$ 327.07
Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto	m ³	R\$ 29.24
Armação das paredes	kg	R\$ 5.89
Armação das lajes	kg	R\$ 5.60
Impermeabilização interna	m ²	R\$ 27.53
Impermeabilização externa	m ²	R\$ 17.64
Limpeza	m ²	R\$ 2.94

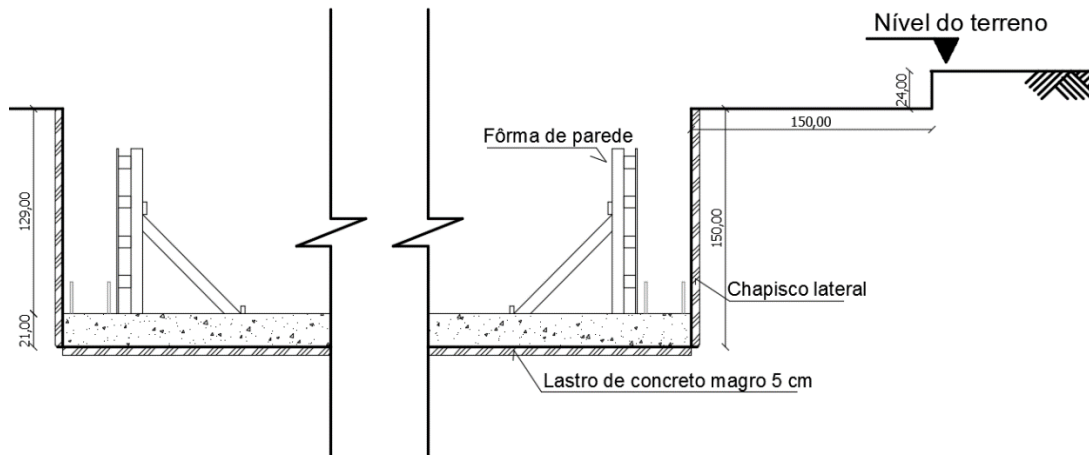
Fonte: Adaptado de TCPO, SINAPI, SINDUSCON/JP e SEINFRA/CE.

2016; e os custo horário dos funcionários responsáveis pela execução foram obtidos através de pesquisa *online* do portal oficial da SINDUSCON/JP. Apenas a composição de preço da retroescavadeira que foi considerada com base no portal oficial da SEINFRA/CE, embora que o salário do operador de retroescavadeira tenha sido substituído por valor local de João Pessoa. Os Anexos L e M contém todos os insumos utilizados no presente trabalho.

Os serviços iniciais considerados foram a escavação mecanizada do terreno natural, considerado como solo de 1ª categoria. Em seguida, a execução do lastro de concreto magro na base de todo o terreno escavado. Para os reservatórios que demandaram a escavação acima de 1,5 metros, se fez necessária a escavação gradual das laterais, a fim de minimizar o risco de

colapso do solo, visto que não se considerou a execução de estrutura de contenção do solo e há espaço no lote. As paredes de solo escavadas até 1,5 metros foram chapiscadas, de modo a impedir a absorção da umidade do concreto durante o processo de cura, que estaria comprometido. A Figura 29 exemplifica isto, na etapa em que a laje de fundo já se encontra executada e as fôrmas de parede foram instaladas.

Figura 29 - Execução do 1º reservatório, após conclusão da laje de fundo



Fonte: Própria.

A etapa seguinte foi a montagem das armaduras da laje de fundo e posterior concretagem, com as armaduras de ligação das paredes “esperando” a sua posterior execução. A concretagem foi executada com o concreto preparado no próprio canteiro, com uso de betoneira e segundo o traço especificado na composição. Então, procedeu-se a fabricação e montagem das fôrmas das paredes, assim como a fabricação e montagem do escoramento de madeira para apoio das fôrmas das lajes de tampa. A concretagem das paredes laterais e da laje de tampa aconteceu de modo simultâneo.

Após a cura do concreto, procedeu-se com a impermeabilização de toda a estrutura interna, por meio da aplicação de quatro camadas de argamassa. Duas demãos de tinta betuminosa foram aplicadas na laje de tampa do reservatório. Por fim, foi previsto também a limpeza geral da obra. O volume de terra escavado, que não foi aterrado novamente, deve ter a destinação adequada prevista, mas este custo não foi considerado no orçamento dos reservatórios.

O cálculo do volume de terra escavado está expresso na Eq. 65, quando a altura a ser escavada não ultrapassou 1,5 m; e por meio da Eq. 66 quando a altura superou 1,5 m. O

incremento no volume escavado acontece no intuito de se minimizar o risco de desestabilização do solo.

$$V_{esc,1.5} = (h_{ext} + 0,25) * (L_{ext} + 0,05) * (C_{ext} + 0,05) \quad (65)$$

$$V_{esc,1.5+} = 1,5 * (L_{ext} + 0,05) * (C_{ext} + 0,05) + (h_{ext} - 1,25) * (L_{ext} + 1,55) * (C_{ext} + 1,55) \quad (66)$$

Onde $V_{esc,1.5}$ é o volume escavado até 1,5 m de profundidade; $V_{esc,1.5+}$ é o volume escavado além de 1,5 m; h_{ext} , L_{ext} e C_{ext} são as dimensões externas do reservatório. As folgas deduzidas nas Eq. 65 e 66 visam incluir a espessura do lastro de concreto magro e argamassa das paredes (tanto no que tange ao chapisco externo quanto às aplicações internas de argamassa com aditivo impermeabilizante).

O cálculo do volume de concreto magro se deu a partir da área externa da laje de fundo, com a espessura de 5 cm. Por outro lado, o cálculo do chapisco das laterais da escavação (em m²) foi computado em termos da Eq. 67.

$$A_{chapisco} = h_{ext} * (L_{ext} + 0,05) * (C_{ext} + 0,05), h_{ext} \leq 1,45 \quad (67)$$

Tem-se a altura externa do reservatório é limitada em 1,5 metros, no cálculo do chapisco, visto que na área superior à este limite ocorre a aplicação de fôrma. As fôrmas das paredes são aplicadas considerando-se a área interna das paredes, mais o acréscimo de área que não foi chapiscada (quando h_{ext} é maior que 1,5). As fôrmas de tampa e dos serviços de escoramento foram calculadas conforme a área superior externa da laje de tampa.

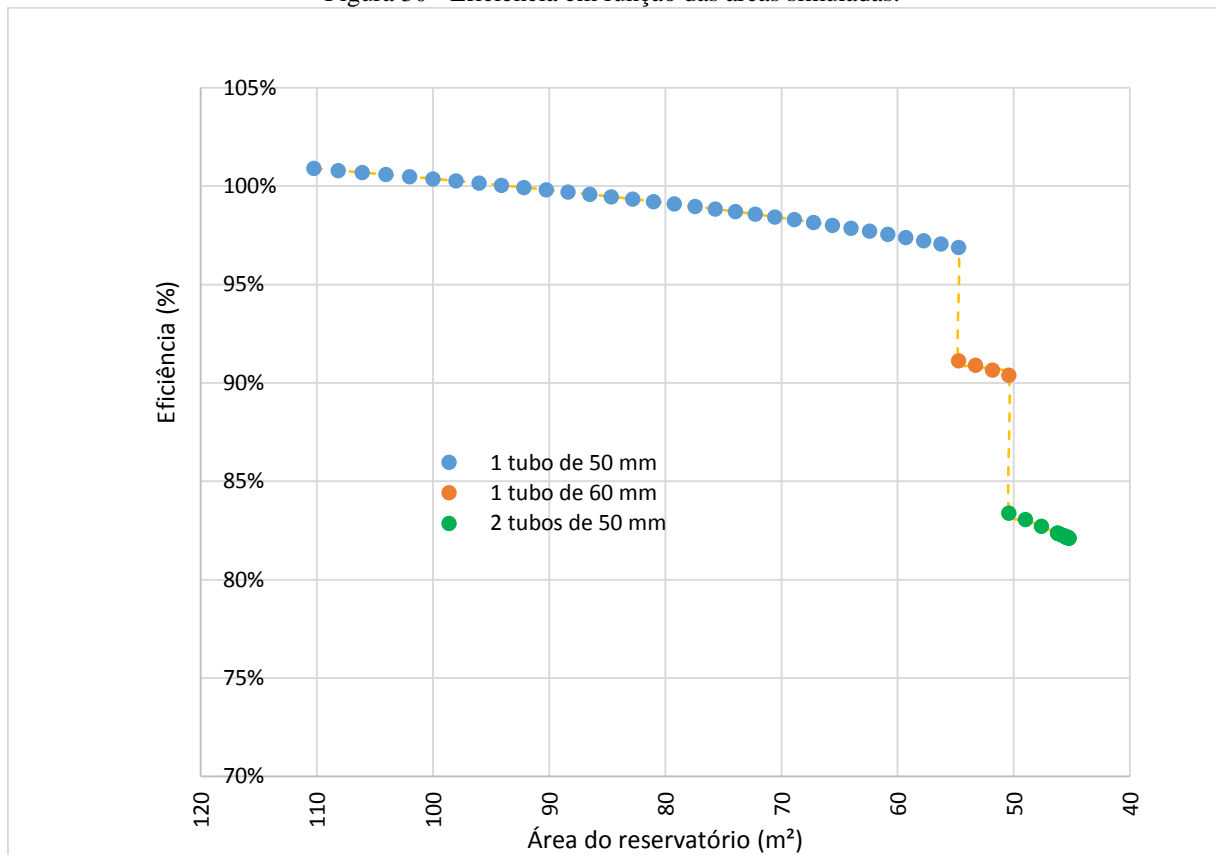
Os serviços de dosagem, preparo, mistura, lançamento, adensamento e acabamento do concreto levaram em conta o volume total da estrutura. A armação das paredes e das lajes levaram em conta o quantitativo de ferragem obtidos no item 3.3. A impermeabilização interna foi computada pelo cálculo da área interna das paredes laterais, assim como da área interna da laje de fundo e de tampa. A impermeabilização externa foi computada considerando-se apenas a área externa da laje de tampa.

Cada reservatório apresentou dimensões diferenciadas, conforme exposto no item 3.2.5. Logo, se fez necessária automatização dos cálculos dos quantitativos de cada reservatório específico, o que foi realizado com uso do *software* Excel. A partir disto e dos custos das composições dos serviços previstos, foi possível se obter o custo total de cada reservatório.

4. RESULTADOS

A partir do procedimento iterativo descrito na metodologia pôde-se obter os valores de eficiência e profundidade para cada uma das 63 simulações realizadas pelo método de Puls. Conforme se observa na Fig. 30, a eficiência do sistema se mostrou bastante insensível à redução gradativa da área, conforme realizado durante o processo iterativo. A redução de 49,7% na área correspondeu à uma perda de eficiência de apenas 3,96%. As quedas bruscas na eficiência aconteceram devido à mudança do diâmetro de tubo de descarga, que implicou no aumento substancial da vazão de saída do reservatório.

Figura 30 - Eficiência em função das áreas simuladas.

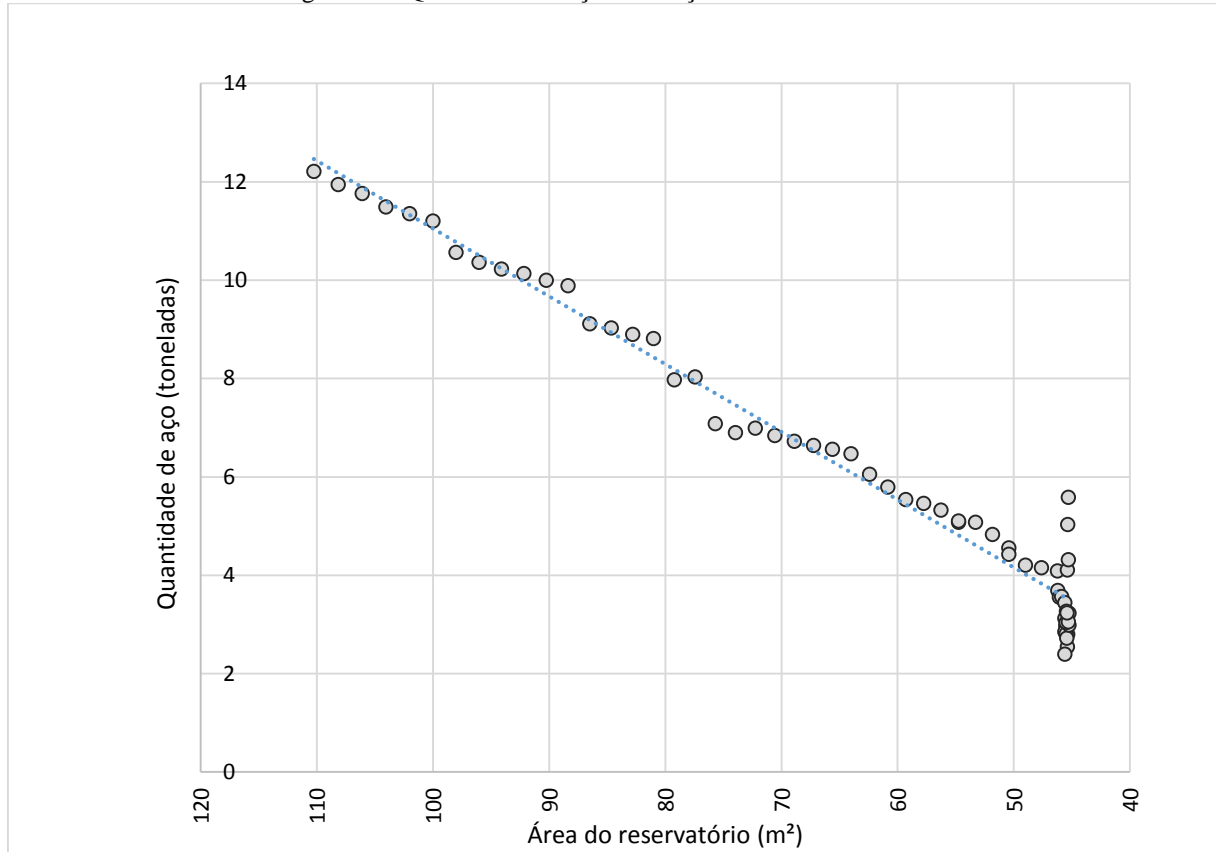


Fonte: Própria.

A relação expressa na Fig. 31 abaixo entre área de base dos reservatórios e quantidade de aço requerido no dimensionamento mostra que a adoção de grandes áreas não é vantajoso sob o ponto de vista estrutural. Isso é particularmente explicado tendo em vista que quanto maior o vão das lajes, maior será a magnitude dos esforços internos, sobretudo da laje de tampa, onde não há nenhuma absorção do momento fletor por parte das paredes laterais. A

relação entre área de base e quantidade de ferro obedeceu uma relação aproximadamente linear, com coeficiente de determinação R^2 de 0,969.

Figura 31 - Quantidade de aço em função das áreas simuladas.

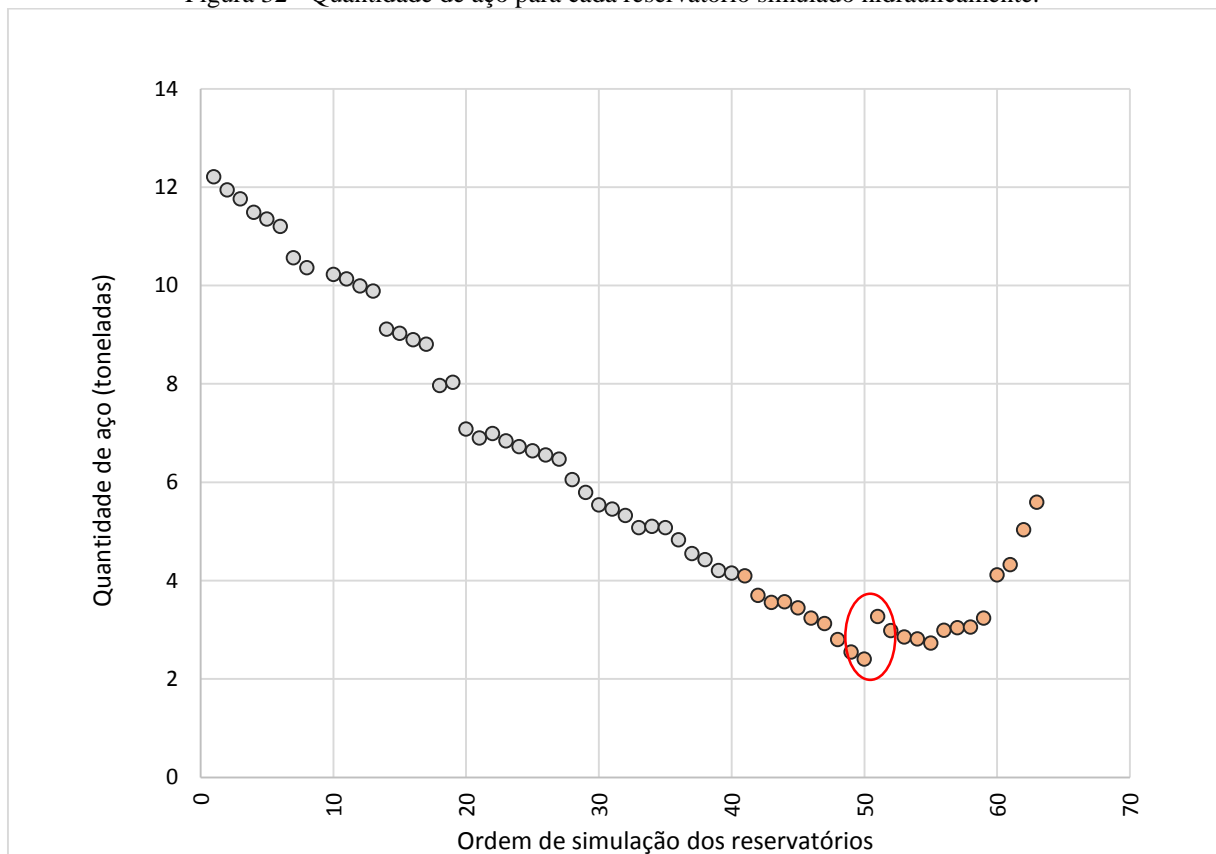


Fonte: Própria.

Devido ao fato de que procurou-se limitar as lajes para a altura mínima de dispensa do cálculo das flechas, dentre outros fatores próprios do cálculo estrutural, pode-se observar a ocorrência de descontinuidade no quantitativo de ferragem ao longo da variação da área. Como abordado no item 3.2.5, a partir do 41º reservatório simulado, o procedimento de variação das dimensões se resumiu na diminuição gradativa da largura do reservatório, à medida em que se compensou essa redução com o aumento do comprimento, de forma a se manter a área praticamente constante. Tal procedimento proporcionou, a partir da 52ª simulação, que a laje de tampa fosse armada apenas em uma direção, segundo o procedimento adotado no item 3.3.2. Em situações normais, apenas a armadura da direção do menor vão seria calculada; a armadura da direção do maior vão, que contribui de forma desprezível no combate dos esforços internos de provenientes do carregamento normal à laje seria adotada conforme os critérios da NBR 6118/14 para armadura de distribuição. Porém, a pressão hidrostática exercida nas paredes

resulta em esforço de tração nas lajes, como já abordado, e, no caso em que o efeito do momento fletor é desprezível, a laje acaba sendo solicitada em situação de tração simples. Como exibido nas Eq. 47 e 48, o elevado valor para $\rho_{1,\min}$, que conduziu ao aumento substancial da armadura, pode ser identificado como o responsável pelo aumento significativo da área de aço no decorrer das últimas simulações. A Figura 32 abaixo exemplifica melhor o exposto, além de sugerir que a dimensão ótima de reservatório, sob o ponto de vista estrutural, não é um quadrado, visto que o aumento da quantidade de aço foi gradativo, mas acompanhado inicialmente por uma redução em sua quantidade. A descontinuidade destacada por elipse na Fig. 33 marca exatamente o momento em que as lajes passam de armadas em cruz para armadas em uma só direção (com o surgimento da tração simples).

Figura 32 - Quantidade de aço para cada reservatório simulado hidraulicamente.

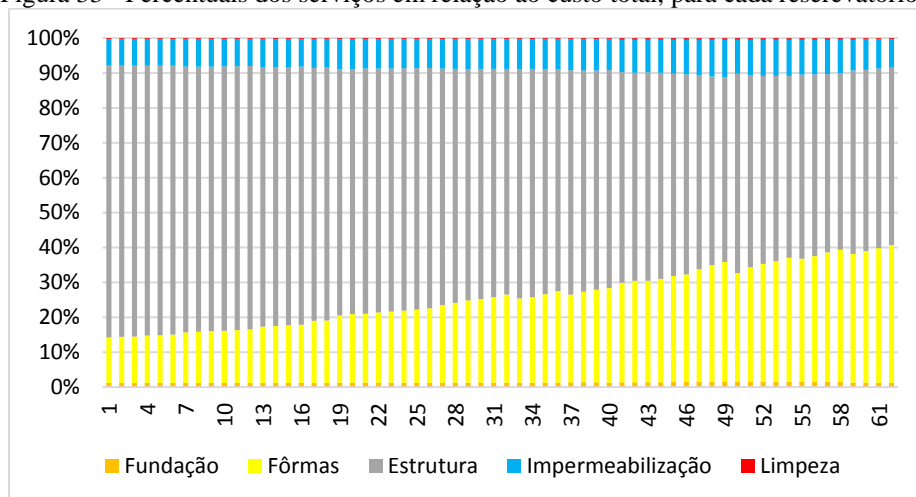


Fonte: Própria.

Dentre as tarefas consideradas na execução do reservatório enterrado, pode-se concluir que os serviços relacionados à confecção das peças de concreto armado (vide Anexo I) governaram o custo global da estrutura (Fig. 33). Os serviços de impermeabilização e de fundação praticamente permaneceram com seus percentuais constantes, enquanto que o preço dos serviços de execução das fôrmas se elevaram consideravelmente, tendo em vista que houve

o gradual aumento da área de fôrma apenas quando o reservatório superou a altura de 1,5m, de acordo com a metodologia construtiva adotada neste trabalho. Além disto, o procedimento adotado a partir do 41º reservatório contribuiu para o aumento do perímetro dos reservatórios, aumentando assim a área de fôrma.

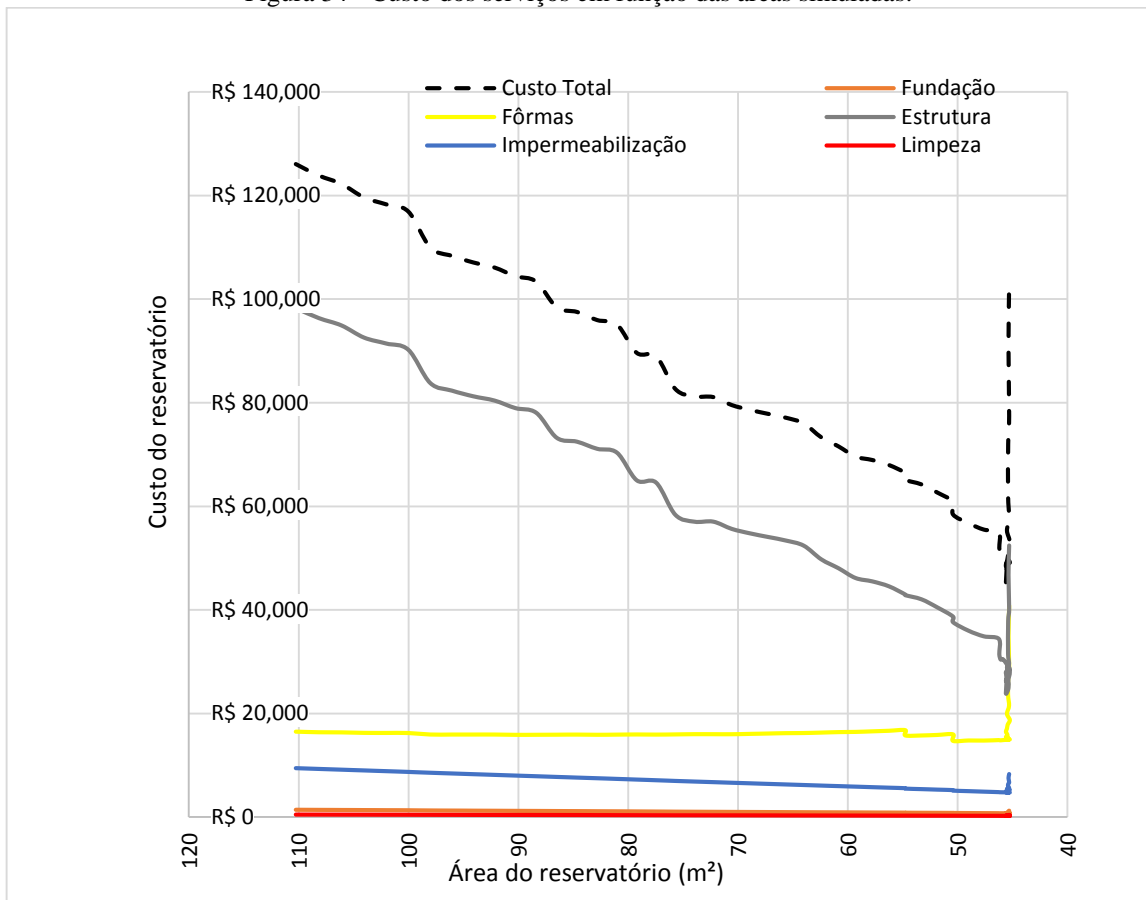
Figura 33 - Percentuais dos serviços em relação ao custo total, para cada reservatório.



Fonte: Própria.

Tendo em vista que os serviços de execução da estrutura em si foram bastante onerosos, é de se esperar que o custo global dos reservatórios dimensionados se mostrem bastante sensíveis à variação no preço destes itens em específico. Tal fato se constata pela exibição da Fig. 34 abaixo, em que se observa que a variação do custo total dos reservatórios se comportou de modo bastante semelhante ao da variação do custo das estruturas. Como o custo do aço é bastante elevado em detrimento dos demais insumos empregados na construção dos reservatórios, e observou-se uma relação praticamente linear entre quantidade de aço e área de base dos reservatórios (Fig. 31), fica evidente que a diminuição da área em planta foi a maior responsável pela queda brusca no custo global das estruturas. A diminuição de 58% da área adotada para o 1º reservatório em relação ao 41º acarretou em diminuição do custo global da estrutura em cerca de 56%. A abordagem de se aumentar a largura compensando no comprimento, de modo a manter a área praticamente constante, foi vantajosa até o limite de trabalho da laje em armação em cruz, que aconteceu no 50º reservatório, cujas dimensões internas foram de 4,80x9,50 m. A redução em área de apenas 1% representou uma redução de 18% no custo total, equivalente à economia de aproximados R\$ 9.600,00. Logo, este foi o reservatório mais adequado em termos de custo, apresentando eficiência de 82,2% (vazão máxima de saída em torno de 2,2 vezes mais que a vazão máxima de pré-urbanização).

Figura 34 - Custo dos serviços em função das áreas simuladas.



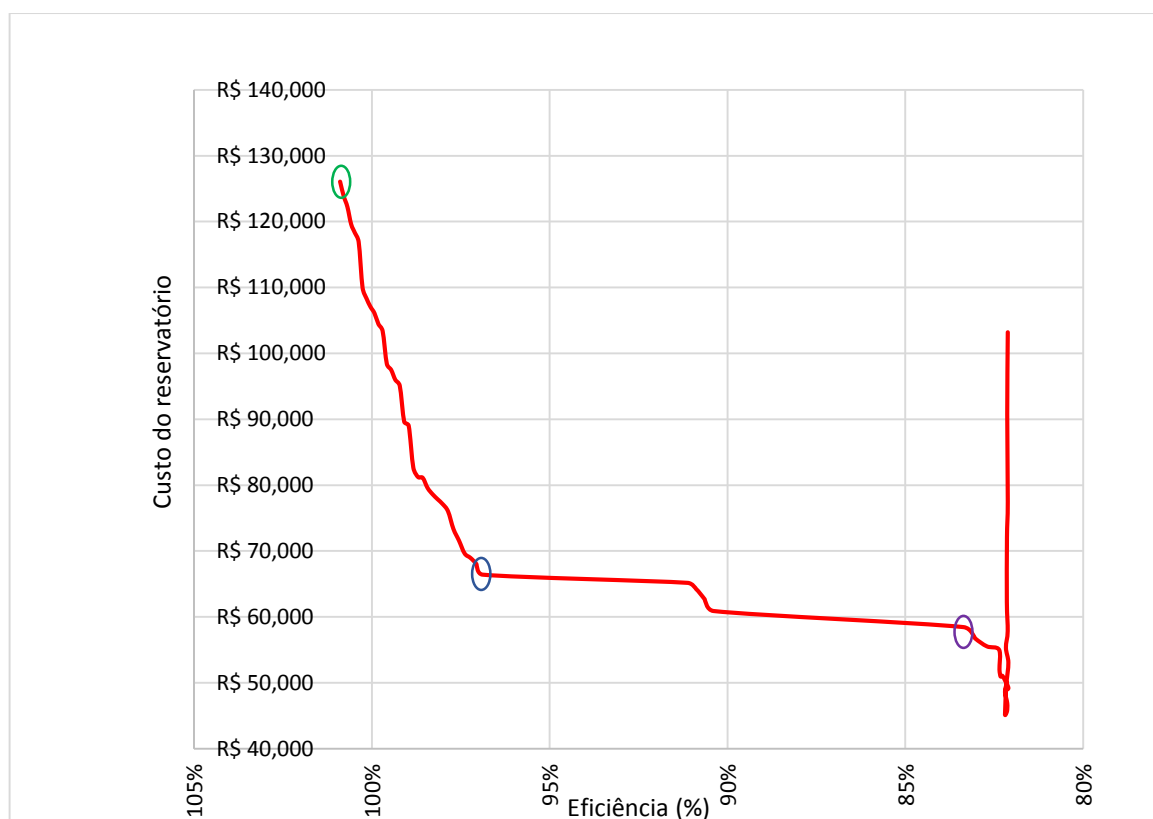
Fonte: Própria.

A conclusão mais interessante se deu em termos da análise do custo total em função da eficiência, conforme se observa na Fig. 35. Como a eficiência do sistema não se mostrou sensível à variação gradual de redução da área, mantendo-se fixo o diâmetro do descarregador de fundo, ao passo em que o custo do reservatório é altamente sensível à essa mesma variação, pode-se constatar que a redução na eficiência máxima em apenas 4% representou uma economia de 47% no custo total da estrutura, o que equivale a cerca de R\$ 60.000,00 (trecho entre elipses verde e azul). Por outro lado, a redução posterior de mais 13,5% na eficiência só abateu o custo total em cerca de 12% (trecho entre elipses azul e roxo).

Deste modo, verifica-se que não é recomendada a adoção do critério de vazão máxima simulada igual ou menor que a vazão máxima de pré-urbanização, tendo em vista o impacto que tal critério acarreta no dimensionamento estrutural, sobretudo nos aspectos econômicos, para situação em que a vazão de pico atual é cerca de dez vezes maior que a vazão de pico da situação natural (k igual a 9,751). A simples adoção de um coeficiente de minoração,

por exemplo de 0,96, pode contribuir para a significativa redução da área de base e consequente redução do custo global da estrutura. Também não se mostra interessante maiores reduções na eficiência, tendo em vista que, em termos financeiros, o impacto não é significativo como para os primeiros 4% de redução. Além disto, cenários muito impermeabilizados, em que o fator **k** assume valores muito elevados, são muito sensíveis à redução da eficiência, que muito rapidamente ultrapassa o valor tolerável de 3x a vazão de pré-urbanização.

Figura 35 - Custo dos reservatórios em função da eficiência.



Fonte: Própria.

Dentre os 63 reservatórios dimensionados, o que demonstrou ter a melhor relação custo-benefício, sob o ponto de vista hidráulico, estrutural e econômico, foi o reservatório proveniente da 33ª simulação. É o reservatório dimensionado justamente após a redução drástica do custo da estrutura observado na Fig. 35. Os resultados hidráulicos para este reservatório em específico seguem em detalhe na Tab. 16 e Fig. 36.

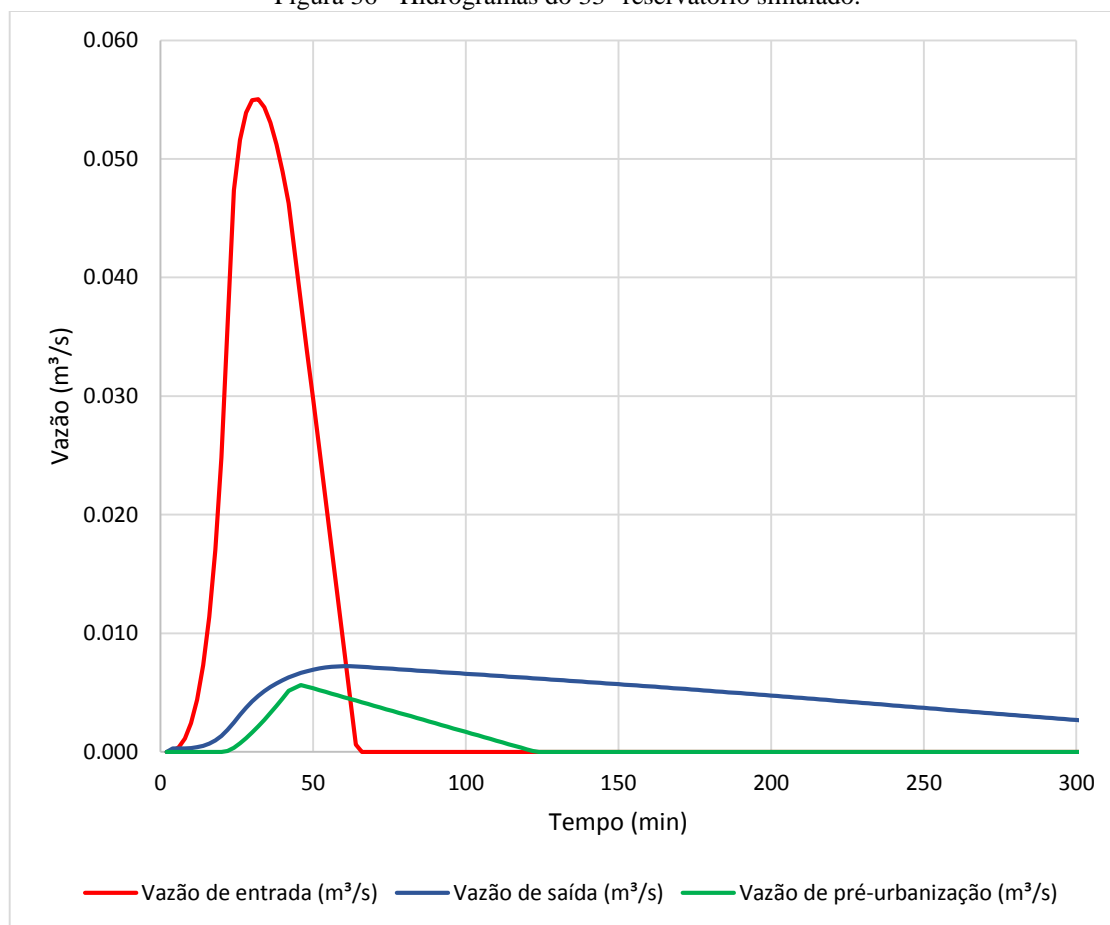
Tabela 16 - Resultados da simulação hidrológica do reservatório melhor custo-benefício.

Dimensões internas (m)	7,40 x 7,40 x 1,81
Descarregador de fundo (mm)	1 ϕ 50

Eficiência (%)	96,9
Abatimento (%)	86,9
Vazão máxima simulada na saída (l/s)	7,18
Tempo de armazenamento (h)	8,93
Tempo de esvaziamento (h)	7,93

Fonte: Própria.

Figura 36 - Hidrogramas do 33º reservatório simulado.



Fonte: Própria.

Os resultados obtidos no dimensionamento estrutural do 33º reservatório se encontram exibidos na Tabela 17, para o cenário II (que promoveu a maior solicitação de cálculo). A espessura das lajes de tampa e de fundo obtidas foram de 21 e 17 cm, respectivamente. A espessura de todas as paredes laterais foi de 27 cm.

Quanto ao orçamento, o custo da estrutura representou cerca de 65% do custo total; o custo das fôrmas representou cerca de 25%; impermeabilização, com cerca de 8%; o restante

ficou distribuído nos serviços de escavação e limpeza. O custo total do 33º reservatório foi de R\$ 66.406,14.

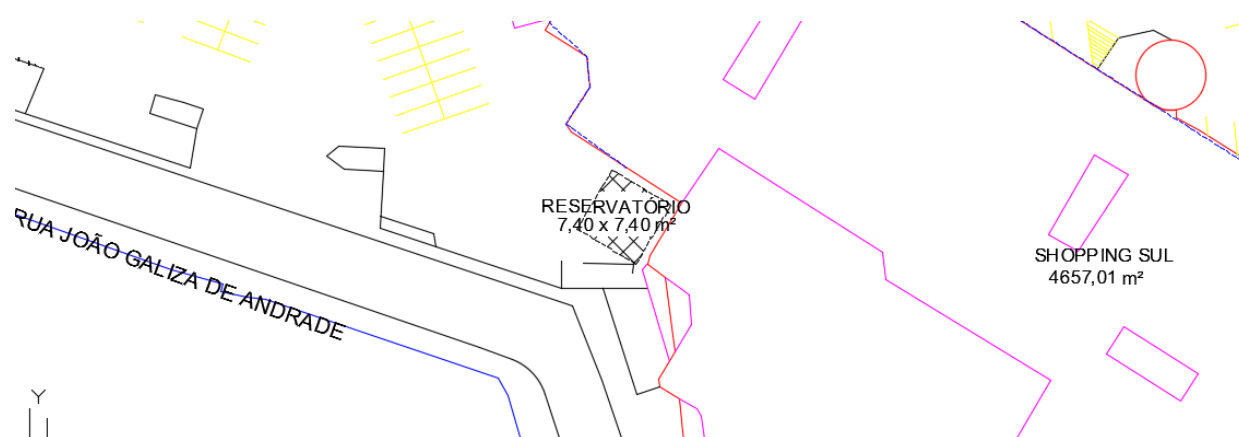
A Figura 37 exibe a projeção do reservatório e sua localização no terreno do Shopping Sul. Pode-se constatar que há espaço suficiente para a construção de tal dispositivo, dentro das condições do estudo de caso proposto no presente trabalho.

Tabela 17 - Detalhamento das armaduras do 33º reservatório.

Local	Eixo	Mk (kNm/m)	Nk (kNm/m)	As (cm ² /m)	Armadura (laje)	
Tampa	Eixo x	33.8	23.5	7.2	φ	8.0 c. 7
	Eixo y	33.8	23.5	7.2	φ	8.0 c. 7
Fundo	Eixo x	31.8	39.2	9.8	φ	10.0 c. 8
	Eixo y	31.8	39.2	11.2	φ	10.0 c. 7
Paredes 1 e 2	Eixo x	2.3	40.4	13.1	φ	10.0 c. 6
	Eixo y	0.0	0.0	6.0	φ	10.0 c. 13
Paredes 3 e 4	Eixo x	0.0	0.0	6.0	φ	10.0 c. 13
	Eixo y	2.3	40.4	13.1	φ	10.0 c. 6
Ligação Parede-parede		0.0		3.9	φ	6.3 c. 8
Ligação fundo-paredes 1,2		50.0		15.7	φ	10.0 c. 5
Ligação fundo-paredes 3,4		50.0		15.7	φ	10.0 c. 5

Fonte: Própria.

Figura 37 - Localização em planta do reservatório de melhor custo-benefício.



Fonte: Própria.

5. CONCLUSÃO

A análise das soluções dos problemas de drenagem urbana mostra que medidas mitigadoras, como as da abordagem tradicional de controle de inundações, trazem consequências futuras para a sociedade de elevado custo socio-econômico. Logo, se torna imprescindível que os profissionais envolvidos no planejamento dos recursos hídricos no país tenham uma visão integrada que considere todos os fatores envolvidos, sem os quais é impossível de se obter sustentabilidade.

Dentre os sistemas de drenagem pluvial propostos até o presente momento, o controle na fonte (*source control*) se apresenta como a melhor alternativa, tendo em vista que as soluções para o problema da geração do escoamento superficial não são adiadas, desonerando os atuais sistemas de macrodrenagem. Os mecanismos de controle na fonte contam essencialmente com as áreas de infiltração e o armazenamento em reservatórios. O primeiro destes, apesar de ser sustentável, traz limitações que inviabilizam a sua aplicabilidade, como a dependência do tipo de solo e o possível aumento do nível do lençol freático que ela acarreta, podendo comprometer a fundação de edificações em seu entorno. Desta forma, o armazenamento como solução torna-se mais interessante.

O uso de microrreservatórios instalados no lote, das mais variadas tipologias construtivas, tem sido amplamente estudado na literatura brasileira e internacional. As maiores vantagens obtidas são o abatimento das vazões de pico, da ordem de 60% a 80%; e a equidade promovida por tais sistemas, responsabilizando os próprios “geradores” do escoamento superficial. As duas medidas em conjunto são benéficas para toda a sociedade, tendo em vista a desoneração dos sistemas de macrodrenagem e a redução da frequência de enchentes. Todavia, conclui-se que os microrreservatórios são mais viáveis no controle de pequenas regiões integradas, tais como loteamentos, tendo em vista que há uma substancial redução no custo global das estruturas. Também pode-se observar a necessidade de estudos que enfoquem não somente no contexto de lote, mas também no contexto de micro e macrodrenagem; no uso integrado de vários dispositivos, os estudos mostram que a incerteza é significativa quanto ao efeito real que cada microrreservatório em separado provoca no sistema de drenagem pluvial como um todo.

No âmbito do presente estudo de caso, pôde-se constatar que a eficiência do reservatório se mostrou insensível à redução gradativa da área, mantendo-se o diâmetro do tubo de descarga constante. Todavia, como o custo global do reservatório se mostrou bastante

sensível à variação da área, pode-se concluir que é vantajoso que não se mantenha a vazão de restrição de saída igual ou menor que a vazão de pré-urbanização, para a situação em que o impacto da impermeabilização provoca o aumento em até 10 vezes nas vazões máximas de pós-emprego, em relação às vazões máximas de pré-emprego. A ligeira redução da eficiência promoveu ganhos significativos em termos de espaço e do custo total do microrreservatório.

6. ANEXOS

ANEXO A – Coeficientes para cálculo de laje retangular simplesmente apoiada no contorno com carga uniformemente distribuída

lx/ly	m_x	m_y	r_x	r_y
< 0.50	0.1250	0.0000	0.000	0.500
0.50	0.1000	0.0367	0.269	0.366
0.55	0.0934	0.0388	0.268	0.353
0.60	0.0869	0.0407	0.267	0.340
0.65	0.0805	0.0423	0.266	0.326
0.70	0.0743	0.0435	0.265	0.315
0.75	0.0683	0.0442	0.263	0.303
0.80	0.0627	0.0446	0.261	0.291
0.85	0.0576	0.0449	0.259	0.281
0.90	0.0528	0.0450	0.256	0.270
0.95	0.0483	0.0447	0.253	0.260
1.00	0.0442	0.0442	0.250	0.250
ly/lx	m_x	m_y	r_x	r_y
1.00	0.0442	0.0442	0.250	0.250
0.95	0.0447	0.0483	0.260	0.253
0.90	0.0450	0.0528	0.270	0.256
0.85	0.0449	0.0576	0.281	0.259
0.80	0.0446	0.0627	0.291	0.261
0.75	0.0442	0.0683	0.303	0.263
0.70	0.0435	0.0743	0.315	0.265
0.65	0.0423	0.0805	0.326	0.266
0.60	0.0407	0.0869	0.340	0.267
0.55	0.0388	0.0934	0.353	0.268
0.50	0.0367	0.1000	0.366	0.269
< 0.50	0.0000	0.1250	0.500	0.000

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

ANEXO B – Coeficientes para cálculo de laje retangular apoiada em um lado e engastada nos demais, com carga uniformemente distribuída.

lx/ly	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_{ye}	r_x	r_y
< 0.50	-0.1250	0.0000	0.0703	0.0000	0.625	0.000	0.375
0.50	-0.0836	-0.0563	0.0415	0.0110	0.254	0.100	0.412
0.55	-0.0826	-0.0564	0.0406	0.0121	0.254	0.100	0.405
0.60	-0.0813	-0.0566	0.0397	0.0136	0.255	0.100	0.394
0.65	-0.0796	-0.0569	0.0385	0.0149	0.257	0.100	0.384
0.70	-0.0774	-0.0572	0.0370	0.0161	0.259	0.100	0.375
0.75	-0.0748	-0.0571	0.0354	0.0174	0.260	0.100	0.365
0.80	-0.0720	-0.0568	0.0338	0.0186	0.261	0.101	0.356
0.85	-0.0691	-0.0564	0.0320	0.0196	0.262	0.101	0.347
0.90	-0.0660	-0.0560	0.0300	0.0205	0.263	0.102	0.337
0.95	-0.0628	-0.0556	0.0281	0.0211	0.264	0.103	0.326
1.00	-0.0596	-0.0551	0.0261	0.0213	0.265	0.105	0.315
ly/lx	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_{xe}	r_y	r_x
1.00	-0.0596	-0.0551	0.0261	0.0213	0.265	0.105	0.315
0.95	-0.0626	-0.0599	0.0269	0.0269	0.278	0.114	0.320
0.90	-0.0655	-0.0652	0.0275	0.0275	0.293	0.122	0.325
0.85	-0.0682	-0.0710	0.0280	0.0280	0.308	0.131	0.330
0.80	-0.0706	-0.0773	0.0282	0.0282	0.324	0.140	0.334
0.75	-0.0727	-0.0839	0.0279	0.0279	0.342	0.152	0.337
0.70	-0.0743	-0.0907	0.0272	0.0272	0.361	0.164	0.340
0.65	-0.0755	-0.0978	0.0259	0.0259	0.380	0.178	0.342
0.60	-0.0765	-0.1046	0.0243	0.0243	0.397	0.192	0.343
0.55	-0.0774	-0.1101	0.0225	0.0225	0.414	0.206	0.344
0.50	-0.0782	-0.1140	0.0205	0.0205	0.434	0.221	0.345
< 0.50	0.0000	-0.1250	0.0000	0.0703	0.625	0.000	0.375

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

ANEXO C – Coeficientes para cálculo de laje retangular engastada em todo o contorno com carga uniformemente distribuída

lx/ly	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_x	r_y
< 0.50	-0.0833	0.0000	0.0417	0.0000	0.0000	0.5000
0.50	-0.0826	-0.0560	0.0409	0.0118	0.241	0.380
0.55	-0.0803	-0.0561	0.0396	0.0132	0.242	0.367
0.60	-0.0784	-0.0562	0.0382	0.0149	0.244	0.353
0.65	-0.0759	-0.0565	0.0365	0.0165	0.247	0.339
0.70	-0.0731	-0.0568	0.0345	0.0178	0.249	0.326
0.75	-0.0698	-0.0564	0.0323	0.0188	0.250	0.313
0.80	-0.0661	-0.0558	0.0300	0.0197	0.251	0.299
0.85	-0.0620	-0.0550	0.0277	0.0205	0.251	0.286
0.90	-0.0580	-0.0540	0.0255	0.0211	0.251	0.275
0.95	-0.0543	-0.0527	0.0233	0.0213	0.251	0.262
1.00	-0.0511	-0.0511	0.0211	0.0211	0.250	0.250
ly/lx	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_x	r_y
1.00	-0.0511	-0.0511	0.0211	0.0211	0.250	0.250
0.95	-0.0527	-0.0543	0.0213	0.0233	0.262	0.251
0.90	-0.0540	-0.0580	0.0211	0.0255	0.275	0.251
0.85	-0.0550	-0.0620	0.0205	0.0277	0.286	0.251
0.80	-0.0558	-0.0661	0.0197	0.0300	0.299	0.251
0.75	-0.0564	-0.0698	0.0188	0.0323	0.313	0.250
0.70	-0.0568	-0.0731	0.0178	0.0345	0.326	0.249
0.65	-0.0565	-0.0759	0.0165	0.0365	0.339	0.247
0.60	-0.0562	-0.0784	0.0149	0.0382	0.353	0.244
0.55	-0.0561	-0.0806	0.0132	0.0396	0.367	0.242
0.50	-0.0560	-0.0826	0.0118	0.0409	0.380	0.241
< 0.50	0.0000	-0.0833	0.0000	0.0417	0.5000	0.0000

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

ANEXO D – Coeficientes para cálculo de laje retangular apoiada em um lado e engastada nos demais com carga triangular distribuída

lx/ly	mxe	mye	mx	my
1.00	-0.0283	-0.0345	0.0122	0.0106
0.95	-0.0301	-0.0355	0.0133	0.0106
0.90	-0.0319	-0.0365	0.0143	0.0105
0.85	-0.0336	-0.0376	0.0153	0.0104
0.80	-0.0352	-0.0387	0.0162	0.0101
0.75	-0.0366	-0.0399	0.0172	0.0095
0.70	-0.0378	-0.0410	0.0180	0.0087
0.65	-0.0389	-0.0421	0.0188	0.0080
0.60	-0.0398	-0.0431	0.0195	0.0072
0.55	-0.0406	-0.0441	0.0201	0.0064
0.50	-0.0413	-0.0451	0.0206	0.0058
ly/lx	mxe	mye	mx	my
0.50	-0.0362	-0.0621	0.0094	0.0260
0.55	-0.0360	-0.0603	0.0103	0.0246
0.60	-0.0356	-0.0578	0.0111	0.0231
0.65	-0.0352	-0.0548	0.0119	0.0214
0.70	-0.0346	-0.0516	0.0125	0.0197
0.75	-0.0338	-0.0482	0.0128	0.0180
0.80	-0.0329	-0.0450	0.0130	0.0163
0.85	-0.0319	-0.0422	0.0130	0.0148
0.90	-0.0307	-0.0395	0.0129	0.0133
0.95	-0.0295	-0.0370	0.0126	0.0119
1.00	-0.0283	-0.0345	0.0122	0.0106



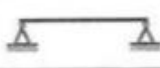

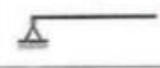




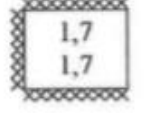
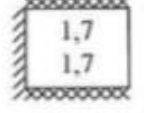

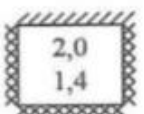

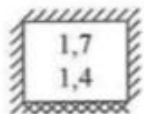
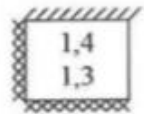
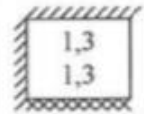

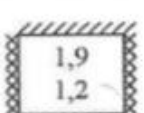
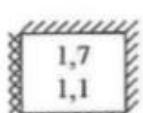
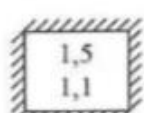
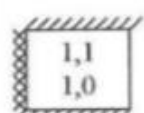
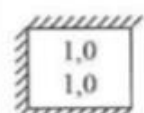


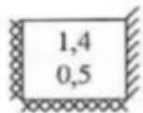
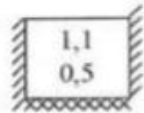
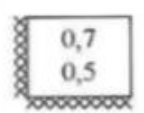
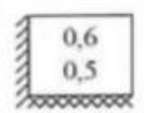

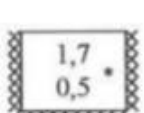
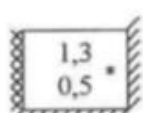
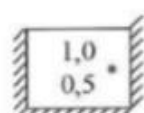
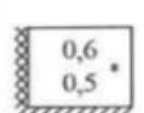
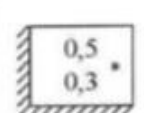
Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

ANEXO E – Placa retangular com momento senoidal aplicado em uma das bordas.

lx/ly	γ^1x	γ^1y	γ^2x	γ^2y
0.50	0.300	0.153	0.063	-0.011
0.60	0.244	0.162	0.090	-0.003
0.70	0.194	0.165	0.113	0.013
0.80	0.151	0.165	0.131	0.034
0.90	0.114	0.161	0.145	0.058
1.00	0.084	0.155	0.155	0.084
1.10	0.060	0.146	0.161	0.111
1.20	0.042	0.137	0.164	0.138
1.30	0.027	0.126	0.166	0.163
1.40	0.016	0.116	0.166	0.188
1.50	0.007	0.106	0.165	0.210
1.60	0.001	0.096	0.163	0.231
1.70	-0.004	0.087	0.161	0.251
1.80	-0.007	0.078	0.158	0.268
1.90	-0.009	0.070	0.156	0.285
2.00	-0.011	0.063	0.153	0.300

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

ANEXO F – Coeficiente de verificação de dispensa de cálculo de flecha de laje.

$L_y \backslash L_x$					
	 1	 2	 3	 4	 5
	 6	 7	 8	 9	 10
	 11	 12	 13	 14	 15
	 16	 17	 18	 19	 20
	 21	 22	 23	 24	 25

Fonte: Adaptado de Botelho (2002).

ANEXO G - Composições detalhadas dos serviços de fundação.

FUNDAÇÃO					
Item	Código	Descrição	Unidade	Índice	Preço
1.1 ESCAVAÇÃO DO RESERVATÓRIO	02 315.8.4.5	Escavação mecanizada de vala em solo de 1ª categoria, profundidade até 2 m.	m³	1	R\$ 4.67
Retroescavadeira de pneus	-	-	chp	0.0704	R\$ 4.67
1.2 LASTRO DE CONCRETO (BASE)	02 710.8.6.1	Lastro de concreto (contrapiso), incluindo preparo e lançamento. Sem fôrma.	m³	1	R\$ 52.82
Pedreiro	-	-	h	2	R\$ 11.32
Servente	-	-	h	6	R\$ 25.20
Areia grossa	-	-	m³	0.169	R\$ 10.14
Brita 1	-	-	m³	0.104	R\$ 5.72
Cimento	-	-	kg	1.1	R\$ 0.44
1.3 CHAPISCO (LATERAIS DA ESCAVAÇÃO)	09 705.8.12.4	Chapisco para parede interna ou externa com argamassa de cimento e areia sem peneirar traço 1:3, e = 5mm.	m²	1	R\$ 2.53
Pedreiro	-	-	h	0.1	R\$ 0.57
Servente	-	-	h	0.15	R\$ 0.63
Areia média	-	-	m³	0.0061	R\$ 0.37
Cimento	-	-	kg	2.43	R\$ 0.97

Fonte: Adaptado de TCPO, SINAPI, SINDUSCON/JP e SEINFRA/CE.

ANEXO H - Composições detalhadas dos serviços de fôrmas.

FÔRMAS					
Item	Código	Descrição	Unidade	Índice	Preço
2.1 FÔRMA PARA PAREDES DE CONCRETO	03 110.8.1.3	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma de madeira interna e externa para galeria de concreto e muro de arrimo, moldada no local.	m ²	1	R\$ 164.36
Ajudante de carpinteiro	-	-	h	0.52	R\$ 2.18
Carpinteiro	-	-	h	2.08	R\$ 11.77
Chapa compensada 12mm	-	-	m ²	1.2	R\$ 34.94
Prego 17x21	-	-	kg	0.2	R\$ 1.76
Pontaletes 8x8cm	-	-	m	7.83	R\$ 83.47
Sarrafo 2,5x7*cm	-	-	m	5.45	R\$ 29.21
Desmoldante	-	-	l	0.02	R\$ 0.13
Prego 17x27	-	-	kg	0.1	R\$ 0.90
2.2 FÔRMA PARA LAJE DE TAMPA	03 110.8.1.22	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma de madeira maciça para lajes, com tábuas e sarrafos.	m ²	1	R\$ 45.75
Ajudante de carpinteiro	-	-	h	0.54	R\$ 2.27
Carpinteiro	-	-	h	2.158	R\$ 12.21
Pontaletes 8x8cm	-	-	m	2	R\$ 21.32
Tábua	-	-	m	1.45	R\$ 8.44
Desmoldante	-	-	l	0.1	R\$ 0.63
Prego 17x21	-	-	kg	0.1	R\$ 0.88
2.3 FABRICAÇÃO DE ESCORA PARA LAJE	03 140.8.4.3	Fabricação de escoramento em madeira para lajes de edificação, com pontaletes	m ²	1	R\$ 37.79
Ajudante de carpinteiro	-	-	h	0.051	R\$ 0.21
Carpinteiro	-	-	h	0.205	R\$ 1.16
Prego 17x27	-	-	kg	0.03	R\$ 0.27
Pontaletes 8x8cm	-	-	m	2.5	R\$ 26.65
Sarrafo 2,5x7*cm	-	-	m	0.36	R\$ 1.93
Tábua	-	-	m	1.3	R\$ 7.57
2.4 MONTAGEM DE ESCORA PARA LAJE	03 140.8.5.3	Montagem de escoramento em madeira para lajes de edificação, com pontaletes	m ²	1	R\$ 0.82
Ajudante de carpinteiro	-	-	h	0.02	R\$ 0.08
Carpinteiro	-	-	h	0.115	R\$ 0.65
Prego 17x27	-	-	kg	0.01	R\$ 0.09
2.5 DESMONTAGEM DE ESCORA PARA LAJE	03 140.8.6.3	Desmontagem de escoramento em madeira de lajes de edificação	m ²	1	R\$ 0.04
Ajudante de carpinteiro	-	-	h	0.009	R\$ 0.04

Fonte: Adaptado de TCPO, SINAPI e SINDUSCON/JP.

ANEXO I - Composições detalhadas dos serviços de estrutura.

ESTRUTURA					
Item	Código	Descrição	Unidade	Índice	Preço
3.1 DOSAGEM, PREPARO E MISTURA	03 310.8.1.12	Dosagem, preparo e mistura de concreto estrutural virado em obra, controle "A", consistência para vibração, brita 1	m³	1	R\$ 327.07
Servente	-	-	h	6	R\$ 25.20
Areia média	-	-	m³	0.694	R\$ 41.64
Brita 1	-	-	m³	0.836	R\$ 45.98
Cimento	-	-	kg	533	R\$ 213.20
Betoneira 580L	-	-	h	0.306	R\$ 1.05
3.2 TRANSPORTE, LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	03 310.8.13.1	Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura	m³	1	R\$ 29.24
Pedreiro	-	-	h	1.65	R\$ 9.34
Servente	-	-	h	4.5	R\$ 18.90
Vibrador de imersão	-	-	h	0.2	R\$ 1.00
3.3 ARMAÇÃO DAS PAREDES	03 210.8.1.14	Armadura de aço para vigas, CA-50, corte e dobra industrial, fora da obra	kg	1	R\$ 5.89
Armador	-	-	h	0.1	R\$ 0.42
Espaçador plástico 6.3mm e 4.5cm	-	-	un	7.29	R\$ -
Barra de aço CA-50 10.0mm	-	-	kg	1.05	R\$ 5.27
Arame 18	-	-	kg	0.02	R\$ 0.20
3.4 ARMAÇÃO DAS LAJES	03 210.8.1.15	Armadura de aço para lajes, CA-50, corte e dobra industrial, fora da obra	kg	1	R\$ 5.60
Armador	-	-	h	0.031	R\$ 0.13
Espaçador plástico 6.3mm e 4.5cm	-	-	un	11.4	R\$ -
Barra de aço CA-50 10.0mm	-	-	kg	1.05	R\$ 5.27
Arame 18	-	-	kg	0.02	R\$ 0.20

Fonte: Adaptado de TCPO, SINAPI e SINDUSCON/JP.

ANEXO J – Composições detalhadas dos serviços de impermeabilização e serviços finais

IMPERMEABILIZAÇÃO					
4.1 IMPERMEABILIZAÇÃO INTERNA	07 120.8.1.3	Impermeabilização de reservatório enterrado, superfície interna/externa do reservatório, com quatro camadas de argamassa e duas demãos de tinta betuminosa	m ²	1	R\$ 27.53
Pedreiro	-	-	h	1.35	R\$ 7.64
Servente	-	-	h	1.9	R\$ 7.98
Areia média	-	-	m ³	0.0328	R\$ 1.97
Cimento	-	-	kg	18.3	R\$ 7.32
Aditivo	-	-	kg	0.5	R\$ 2.62
4.2 IMPERMEABILIZAÇÃO EXTERNA	07 120.8.1.3	Impermeabilização de reservatório enterrado, superfície interna/externa do reservatório, com quatro camadas de argamassa e duas demãos de tinta betuminosa	m ²	1	R\$ 17.64
Pedreiro	-	-	h	1.35	R\$ 7.64
Servente	-	-	h	1.9	R\$ 7.98
Tinta betuminosa	-	-	L	0.315	R\$ 2.02
SERVIÇOS FINAIS					
Item	Código	Descrição	Unidade	Índice	Preço
5. LIMPEZA	01 740.8.1.1	Limpeza geral da edificação	m ²	1	R\$ 2.94
Servente	-	-	h	0.7	R\$ 2.94

Fonte: Adaptado de TCPO, SINAPI e SINDUSCON/JP.

ANEXO L – Insumos de mão-de-obra e equipamentos

MÃO-DE-OBRA	CÓDIGO SINDUSCON	ESPECIFICAÇÃO	UNIDADE	PREÇO
Ajudante de armador	-	-	h	R\$ 4.20
Ajudante de carpinteiro	-	-	h	R\$ 4.20
Armador	-	-	h	R\$ 4.20
Carpinteiro	-	-	h	R\$ 5.66
Operador de retroscavadeira	-	-	h	R\$ 5.66
Pedreiro	-	-	h	R\$ 5.66
Servente	-	-	h	R\$ 4.20

Fonte: Adaptado de SINDUSCON/JP.

EQUIPAMENTOS	CÓDIGO	ESPECIFICAÇÃO	UNIDADE	PREÇO	
2	Retroscavadeira de pneus	6042	Retroscavadeira c/ carregadeira sobre pneus. 76 HP (Incluso manutenção, operação e combustível)	chp	R\$ 66.27
3	Vibrador de imersão	---	Orçamento pedido na Casa do Construtor. Vibrador AR 25 mm.	h	R\$ 5.00

Fonte: Adaptado de SEINFRA/CE.

ANEXO M – Insumos de materiais.

MATERIAL	CÓDIGO SINAPI	ESPECIFICAÇÃO	UNIDADE	PREÇO
Aditivo impermeabilizante	7326	Aditivo impermeabilizante de pega normal para argamassas.	kg	R\$ 5.24
Arame 18	337	Recozido 18 BWG, 1,25 mm (0,01 kg/m).	kg	R\$ 10.00
Areia média	370	-	m ³	R\$ 60.00
Argamassa multiuso	371	Argamassa industrializada multiuso, para revestimento interno e externo e assentamento de blocos diversos.	kg	R\$ 0.34
Barra de aço CA-50 8.0mm	39	CA-50 (bitola: 8.0 mm). Vergalhão	kg	R\$ 5.25
Betoneira 580L	644	Betoneira. Capacidade nominal 580 L, diesel, potência de 7,5 HP, com carregador mecânico (locação)	h	R\$ 3.44
Brita 1	4721	Pedra britada n. 1 (9,5 a 19 mm).	m ³	R\$ 55.00
Cal hidratada	1106	Cal hidratada CH-I para argamassas.	kg	R\$ 0.51
Chapa compensada 10mm	1364	Chapa de madeira compensada de pinus, virola ou equivalente, de *2,2 x 1,6* m, e = 10 mm.	m ²	R\$ 19.11
Cimento	1379	Cimento Portland composto CP II-32.	kg	R\$ 0.40
Desmoldante	2692	Desmoldante protetor para fôrmas de madeira, de base oleosa emulsionada em água	l	R\$ 6.26
Parafuso 1/2"	4343	Parafuso frances zincado com porca e arruela. Diâmetro 1/2", comprimento 4".	un	R\$ 1.73
Pontaleta 8x8cm	4492	Peça de madeira nativa/regional 8 x 8cm não aparelhada.	m	R\$ 10.66
Prego 17x21	5068	Prego de aço polido com cabeça. 17 x 21.	kg	R\$ 8.80
Prego 17x27	5069	Prego de aço polido com cabeça. 17 x 27.	kg	R\$ 8.97
Sarrafo 2,5x7*cm	4417	Sarrafo de madeira não aparelhada 2,5x7*cm. Maçaranduba, angelim ou equivalente.	m	R\$ 5.36
Tábua	6193	Tábua de madeira 2ª qualidade 2,5x20cm não aparelhada.	m	R\$ 5.82
Tinta betuminosa	7319	Tinta asfáltica impermeabilizante dispersa em água, para materiais cimentícios	L	R\$ 6.40

Fonte: Adaptado de SINAPI.

7. REFERÊNCIAS

ACIOLI, L. A. **Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 2005. 162 p. Dissertação (Mestrado).

AGRA, S. G. **Estudo experimental de microrreservatórios para controle do escoamento superficial**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 2001. 122 p. Dissertação (Mestrado).

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Editora Dunas, v. 1-4 , 3.ed. 2010.

ARAÚJO FILHO, M. P. **Dimensionamento de reservatórios para controle do escoamento superficial na fonte e análise comparativa entre métodos de dimensionamento**. João Pessoa: UFPB – Curso de Graduação em Engenharia Civil. 68 p. Trabalho de Conclusão de Curso. 2013.

BOTELHO, M. H. C. **Concreto armado - eu te amo**. São Paulo: Editora Blucher, v. 1, 3. ed. 2002.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2.ed, 2014. 302 p.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. Porto Alegre: CD.G Casa de Soluções e Editora, 2013.

CRUZ, M. A. S., TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L. **Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos**. Porto Alegre: Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 3, n. 4, p. 19-31. 1998.

DEÁK, C.; SCHIFFER, S. T. R. **O processo de urbanização no Brasil**. São Paulo: EdUSP, 1999.

DRUMOND, P. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte – MG: Avaliação hidráulica e hidrológica**. Belo Horizonte: UFMG – Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. 2012, 204 p. Dissertação (Mestrado).

FISRWG. **Stream corridor restoration: principles, processes and practices**. Estados Unidos: The Federal Interagency Stream Restoration Working Group, 1998. 637 p.

GENZ, F. **Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 1994. 184p. Dissertação (Mestrado).

GERDAU. **Catálogo de produtos**. São Paulo: GERDAU Comercial de Aços S.A. 66 p.

IBGE. **Projeção da população**. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: < <http://www.ibge.gov.br/apps/populacao/projecao/>>. Acesso em: 26/05/2016.

IPH. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas. 223 p. 2005.

LIMA, D. M. **Hidrograma unitário via geoprocessamento para a simulação do impacto da urbanização sobre a geração de escoamento**. João Pessoa: UFPB – Relatório de Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica – PIBIC. 2015.

MENEZES FILHO, F. C. M.; TUCCI, C. E. M. **Alteração na relação entre densidade habitacional x área impermeável: Porto Alegre-RS**. Porto Alegre: Revista de Gestão da Água da América Latina. Vol. 9, n. 1, p. 49-55. 2012.

MOURA, P. M. **Contribuição para avaliação global de sistemas urbana**. Belo Horizonte: UFMG – Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. 2004. 164 p. Dissertação (Mestrado).

NAVARRO, J. M. R.; CAPASSO, W. F. C. **Sistemas de contenção de águas pluviais**. Acesso em: 8 mai. 2016.

NBR 8681:2003. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2003.

NBR 6023:2002. **Informação e documentação – Referências – Elaboração**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2002.

NBR 6024:2003. **Informação e documentação – Numeração progressiva das seções de um documento escrito – Apresentação**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2003.

NBR 6027:2003. **Informação e documentação – Sumário – Apresentação.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2003.

NBR 6028:2003. **Informação e documentação – Resumo – Apresentação.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2003.

NBR 6118:2014. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2014.

NBR 6120:2014. **Cálculo para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 1980.

NBR 10520:2002. **Informação e documentação – Citações em documentos – Apresentação.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2002.

NBR 12225:2004. **Informação e documentação – Lombada – Apresentação.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2004.

NBR 14724:2011. **Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos – Apresentação.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2011.

PORTO, M. F. A.; PORTO, R. L. L. **Gestão de bacias hidrográficas.** São Paulo: Scielo Brasil, Estudos Avançados, v. 22, n. 63, 2008.

SEINFRA/CE. **Tabela de custos.** Secretaria da Infraestrutura do Governo do Estado do Ceará. Disponível em: <<http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php/tabela-de-custos>> Acesso em: 2 mai. 2016.

SINAPI. **Relatórios de Insumo e Composição.** Caixa Econômica Federal. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/relatorios/Paginas/default.aspx>> Acesso em: 30 mar. 2016.

SINDUSCON/JP. **Tabela de Salários.** Sindicato da Indústria da Construção Civil de João Pessoa. Disponível em: < <http://www.sindusconjp.com.br/servicos/tabelas-salariais>> Acesso em: 2 mai. 2016.

TASSI, R. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 2002. 156 p. Dissertação (Mestrado).

TCPO. **Tabela de composições de preços para orçamentos**. São Paulo: Editora Pini. 640 p. 2010.

TUCCI, C. E. M. **Gerenciamento da drenagem urbana**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. 7 (1), p. 5-27, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Brasília: Ministério das Cidades, 2005. 194 p.