UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MANUELLA ROMCY MELO

RISCO HIDROLÓGICO ASSOCIADO ÀS INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO: CASO DE ESTUDO BARRAGENS NA ILHA DE SANTIAGO – CABO VERDE

FORTALEZA

2018

MANUELLA ROMCY MELO

RISCO HIDROLÓGICO ASSOCIADO ÀS INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO: CASO DE ESTUDO BARRAGENS NA ILHA DE SANTIAGO – CABO VERDE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Recursos Hídricos da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

M486r Melo, Manuella Romcy.
Risco hidrológico associado às incertezas na determinação do tempo de concentração : caso de estudo barragens na Ilha de Santiago – Cabo Verde / Manuella Romcy Melo. – 2018.
59 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2018.
Orientação: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

1. Tempo de concentração. 2. Kirpich. 3. Barragens. I. Título.

CDD 627

MANUELLA ROMCY MELO

RISCO HIDROLÓGICO ASSOCIADO ÀS INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO: CASO DE ESTUDO BARRAGENS NA ILHA DE SANTIAGO – CABO VERDE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Recursos Hídricos da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Aprovada em: 27/11/2018.

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

_____

Prof. Dr. Marco Aurélio Holanda de Castro
Universidade Federal do Ceará (UFC)

_____

Prof. Dr. José Roberto Gonçalves de Azevedo
Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)

Aos meus pais e avôs.

AGRADECIMENTOS

À Deus, principal responsável por tudo.

Aos meus pais, Celestino e Monica, por apoiarem minhas escolhas, me incentivarem, serem presentes e também pacientes na duração desse curso. À minha irmã, Mirella, por representar tão bem o significado da palavra “irmandade”, por todas as brincadeiras e todas as ajudas prestadas. Aos meus avôs Francisco Celestino e Clodoaldo Romcy que, cada um, do seu jeito, cobraram e acreditaram na realização deste trabalho, além de me proporcionar estabilidade nesse longo período de tantas mudanças.

Ao Prof. Dr. Osny da Silva pela orientação e, principalmente, pela confiança depositada em mim para a realização deste trabalho.

À professora Verônica Castelo Branco, pelos ensinamentos acadêmicos que caminham comigo desde a graduação, pelos ensinamentos sobre a vida de professora e pelas cobranças que me fizeram falta na realização deste trabalho.

À todos os professores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará que contribuíram para a minha formação como engenheira civil. Em especial à Prof. Dr. Ticiana Studart que ao longo das disciplinas de graduação e mestrado me proveu um excelente acervo bibliográfico.

À Mariana Leite, amiga da engenharia e da vida, pela atenção, pelo modelo de dedicação à vida acadêmica e, agora, por dividir experiências de docência, me passar calma e por todo o carinho e amizade.

À Marina Frota pela companhia nessa vida a cada dia mais adulta. Pelas conversas sinceras sobre os assuntos da vida, por aguentar o notebook na sala todos os dias, por todo o carinho e amizade.

À Márgila Dias pela companhia, coincidentemente, em todos os momentos da realização deste trabalho. Pelo carinho, calma, incentivo e confiança fundamentais ao longo desse tempo.

À Larissa Paiva por continuar dividindo os nervosismos acadêmicos mesmo estando em caminhos e momentos um pouco diferentes.

À todos os amigos dos vários ramos da vida, presentes nos momentos de angústia e descontração ao longo desses anos de mestrado e a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram na elaboração desta monografia.

“E o compasso é da mãe natureza.”

(Cordel do Fogo Encantado)

RESUMO

Nos projetos das barragens de Saquinho e Figueira Gorda, localizadas na Ilha de Santiago em Cabo Verde, os tempos de concentração adotados foram calculados através da média dos valores encontrados com os métodos de Kirpich, SCS Lag, NERC, Témez e Giandotti. Fez-se uma comparação entre cada método adotado e as características das bacias em que foram aplicados para conferir se eram, de fato, adequados. Adotar a média dos métodos para o tempo de concentração é um procedimento incomum e as barragens já apresentam sinais de desgaste, Refez-se os cálculos de projeto utilizando o valor encontrado pelo método de Kirpich para o tempo de concentração. Todos os outros parâmetros foram mantidos como os de projeto para fins de comparação. Os hidrogramas de cheia foram gerados através do software HEC-HMS, a partir dos hietogramas gerados pelos projetistas, tal qual nos cálculos de projeto. Os resultados mostram que a maioria dos métodos não possui informações de aplicabilidade suficientes ou não são apropriados para as bacias em questão. O valor superestimado do tempo de concentração adotado acarretou em vazões de pico menores, logo, em níveis máximos de enchente no reservatório menores. Em consequência, o valor de borda livre não foi respeitado, as barragens estão sujeitas a galgamento, sem apresentar segurança para uma cheia milenar, para a qual foram, inicialmente, projetadas.

Palavras-chave: Barragens. Kirpich. Tempo de concentração.

ABSTRACT

On the design of Saquinho Dam and Figueira Gorda Dam, located in Santiago Island in Cape Verde, the adopted times of concentration were calculated through the average of values found through Kirpich, SCS Lag, NERC, Temez and Giandotti's methods. A comparision was done between each method adopted and the characteristics of the watersheds in which they were applied at, aiming to check if they were, indeed, suitables. Adopt the average between methods as the time of concentration is not a standard procedure and the dams already present signs of wear, then, it was decided to remake the design calculations using the time of concentration found through Kirpich's method. Every other parameter was kept as in the design for comparision purposes. The flood hydrographs were generated through HEC-HMS software, from the hyetographs generated by the designers, the same way as the design calculations. Results showed that most of methods do not have enough applicability information or are not appropriate for the watersheds concerned. The overestimaded value of time of concentration lead to smaller peak flows and smaller flood water levels. Consequently, the free board value was not respected, the dams are subjetc to overtopping, not presenting safety for a millennial flood, to which they were, initially, designed.

Keywords: Dams. Kirpich. Time of concentration.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Relação entre o formato da bacia hidrográfica e tempo de concentração 20
Figura 2 – Hietograma e hidrograma resultantes de um evento de chuva 28
Figura 3 – Esquema de vertedor de parede delgada 34
Figura 4 – Esquema de vertedor de parede espessa..... 35
Figura 5 – Esquema de vertedor tipo Ogee 35
Figura 6 – O território de Cabo Verde..... 37
Figura 7 – Planta da Barragem de Saquinho 38
Figura 8 – Barragem de Figueira Gorda 39
Figura 9 – Hietograma para TR = 1000 anos da Barragem Saquinho 42
Figura 10 – Hietograma para TR = 1000 anos da Barragem Figueira Gorda 42
Figura 11 – Gráfico do coeficiente de vazão de uma soleira descarregadora Creager em função da razão H/H_0 45
Figura 12 – Nível de Máxima Enchente para a barragem de Saquinho..... 50
Figura 13 – Nível de Máxima Enchente para a barragem de Figueira Gorda..... 50

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características construtivas da barragem de Saquinho 38
Tabela 2 – Características construtivas da bacia hidrográfica da barragem de Saquinho..... 38
Tabela 3 – Características da barragem de Figueira Gorda..... 39
Tabela 4 – Características da bacia hidrográfica da barragem de Figueira Gorda 40
Tabela 5 – Valores de precipitações máximas para os períodos de retorno de 5, 10, 20, 100 e 1000 anos 41
Tabela 6 – Valores de $Cdes$ em função de $Altbarragem(NME - Altbarragem)$ 44
Tabela 7 – Dados da barragem de Saquinho para cálculo da vazão descarregada 45
Tabela 8 – Dados da barragem de Figueira Gorda para cálculo da vazão descarregada 45
Tabela 9 – Características dos métodos de Tc e da bacia hidrográfica de Saquinho 46
Tabela 10 – Características dos métodos de Tc e da bacia hidrográfica de F. Gorda 46
Tabela 11 – Tempos de concentração calculados em projeto. 48
Tabela 12 – Tempo de concentração e vazão de pico por Kirpich e pelos valores adotados para barragem de Saquinho..... 49
Tabela 13 – Tempo de concentração e vazão de pico por Kirpich e pelos valores adotados para barragem de Figueira Gorda. 49
Tabela 14 – Cotas adotadas e calculadas para a barragem de Saquinho. 51
Tabela 15 – Cotas adotadas e calculadas para a barragem de Figueira Gorda 51
Tabela 16 – Resultados de vazão de descarga dos vertedores..... 53

LISTA DE SÍMBOLOS

T_C Tempo de concentração

T_{C1} Tempo de concentração [min]

L_1 Comprimento do curso de água principal [km]

H_1 Desnível entre o ponto mais alto das cabeceiras do rio e a seção de drenagem [m]

L_2 Comprimento da linha principal de água [ft]

N Número de escoamento [adimensional]

S_1 Declive médio [%]

T_L Tempo de retardo [h]

L_3 Comprimento da linha principal de água [km]

S_2 Declive da linha de água principal entre 10 e 85% [km]

T_{C2} Tempo de concentração [h]

S_3 Declive médio da linha de água principal [m/m]

A Área da bacia hidrográfica [km²]

h_m Altura média da bacia hidrográfica [m]

n_1 Coeficiente de rugosidade de Manning [adimensional]

R_h Raio hidráulico [ft]

S_4 Inclinação do caminho do fluxo principal [ft/ft]

L_4 Comprimento do canal [ft]

ϕ Fator de canalização [adimensional]

I Percentual de impermeabilização [%]

n_2 Coeficiente de rugosidade de Manning [$m^{-1/3}$.s]

S_5 Inclinação da linha reta do ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de controle [m/m]

L_6 Comprimento total das vias de drenagem e galerias de águas pluviais com diâmetros maiores que 91,44 cm [mi]

L_7 Comprimento total da bacia [mi]

L_8 Comprimento do canal mais longo [mi]

S_6 Inclinação do canal mais longo [ft/mi]

L_8 Comprimento do talvegue [km]

H_2 Diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue [m]

S_7 Inclinação do caminho do fluxo [m/m]

i Intensidade da chuva [mm/h]

p Probabilidade de sucesso

q Probabilidade de falha

n Quantidade estabelecida de tentativas

x Quantidade de sucessos nas n tentativas

$p(x)$ Probabilidade de se obter exatamente x sucessos em n tentativas

T_R Tempo médio de retorno

p_E Probabilidade de ocorrência da vazão excedente

p_0^n Probabilidade do evento não ocorrer dentro de n anos

R Risco de falha

Q Vazão de projeto [m³/s]

C_{des} Coeficiente de descarga do vertedor [$m^{1/2}/s$]

L Largura do vertedor [m]

H Diferença de cotas entre o Nível Máximo de Enchente e a altura da barragem [m]

C Coeficiente de vazão

H_0 Carga hidráulica de dimensionamento da soleira [m]

NME Nível máximo de enchente [m]

$Alt_{barragem}$ Altura da barragem [m]

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 14
1.1 Considerações iniciais 14
1.2 Problema e questões de pesquisa 15
1.3 Justificativa 16
1.4 Objetivos 17
1.4.1 Objetivo geral 17
1.4.2 Objetivos específicos 17
1.5 Organização do trabalho 17
2 REVISÃO DE LITERATURA 19
2.1 Tempo de concentração e sua determinação 19
2.2 O hidrograma de cheia 27
2.3 Análise de risco hidrológico 31
2.3.1 Distribuição binomial 31
2.3.2 Previsão de enchentes 32
2.4 Vertedores 33
3 MATERIAIS E MÉTODOS 36
3.1 Área de estudo 36
3.2 Análise qualitativa da adequação dos métodos 40
3.3 Geração dos hidrogramas e da vazão de pico 40
3.4 Verificação da vazão descarregada no vertedor 43
4 RESULTADOS 46
4.1 Análise qualitativa 46
4.2 Tempos de concentração e hidrogramas de cheia 48
4.3 Nível de máxima enchente e valor de borda livre mínima 50
4.4 Vazão de descarga nos vertedores 52
5 CONCLUSÃO 54
REFERÊNCIAS 56

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Ao projetar uma obra de drenagem hidráulica, tais como vertedouros, bueiros ferroviários, esgotos urbanos, abertura de vias navegáveis em pontes, diques, reservatórios de detenção (RAKHECHA e SINGH, 2009), canais, entre outros, faz-se necessário estudar o comportamento hidrológico da bacia hidrográfica, geralmente realizado através do estudo da resposta hidrológica do sistema a uma precipitação (MUSY e HIGY, 2011).

A resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica a um evento de precipitação é medida pela observação da quantidade de água que passa pela seção de controle do sistema, sendo caracterizada, principalmente, por sua velocidade e intensidade. Mas, o fluxo de água medido à seção de controle está diretamente relacionado às características físicas da bacia hidrográfica (MUSY e HIGY, 2011), tais como a área de drenagem, a medida linear do comprimento, o formato e a inclinação da bacia, parâmetros de tempo de escoamento, o cobrimento e o tipo de solo. A maioria dos modelos hidrológicos requer uma característica da bacia hidrográfica, um parâmetro de tempo, que reflita o tempo de escoamento da mesma. Entre os diversos parâmetros de tempo desenvolvidos por hidrólogos, o tempo de concentração (T_C) é o mais utilizado (MCCUEN, 1998).

Além da existência de duas definições aceitas para tempo de concentração, que serão detalhadas posteriormente, reconhece-se que nenhuma das duas fornece o verdadeiro valor de T_C. No entanto, muitas fórmulas empíricas foram desenvolvidas para estimar este parâmetro. Essas fórmulas foram baseadas em uma quantidade muito pequena de dados, restringindo a aplicabilidade das mesmas. Qualquer aplicação dessas fórmulas realizada em bacias hidrográficas diferentes das que foram usadas para a concepção da fórmula, deve ser feita com cuidado (MCCUEN, 1998), pois a diversidade de características de cada bacia hidrográfica pode resultar em um parâmetro de tempo não representativo.

Na República de Cabo Verde, mais precisamente na Ilha de Santiago, a maior das ilhas, barragens construídas a menos de dez anos vem apresentando falhas, sendo alvo de preocupação do Governo e da imprensa, pois o tempo de retorno de uma obra desse porte é de mil anos. Cabo Verde ainda não possui uma lei nacional de barragens, mas já há um projeto corrente no Congresso e há a necessidade de se estabelecer parâmetros que responsabilizem o empreendedor e o consultor sobre os riscos que envolvem essas obras, assim como a lei brasileira de nº 12.334 , que se refere à Política Nacional de Segurança de Barragens.

No projeto dessas barragens, para a obtenção do T_C, foi utilizada a média dos valores obtidos de cinco fórmulas de tempo de concentração. As falhas apresentadas não estão associadas ao problema de determinação do tempo de concentração e sim à falhas construtivas, no entanto, os riscos inerentes às falhas construtivas podem ser potencializados pelos riscos hidrológicos, para cheias com tempo de recorrência inferior à milenar, tempo para o qual, supostamente, as barragens foram projetadas. Assim, é agravada a incerteza quanto à segurança das obras e essa prática não comum para a obtenção de T_C abre espaço para questionamentos.

1.2 Problema e questões de pesquisa

A determinação da fórmula utilizada para calcular o valor de T_C tem grande importância quando do projeto de uma barragem. Uma escolha errada acarretará em um dimensionamento inapropriado da barragem, que, se galgada pelo paramento, terá consequências extremamente graves, do ponto de vista humano (fatalidades), econômicas (destruição de bens e propriedades) e até mesmo políticas, com descrédito dos gestores públicos que já sofrem pressão da oposição caboverdeana devido ao programa de construção de barragens, que não é uma unanimidade para a população de Cabo Verde, que sempre viu com desconfiança o programa governamental (SILVA, 2018).

No entanto, cada bacia hidrográfica tem suas características, fazendo necessária uma análise caso a caso, não existindo uma solução padrão para todos os sistemas existentes. Desse modo, são feitos os seguintes questionamentos:

a) As fórmulas utilizadas para a determinação do T_C eram adequadas às características das bacias hidrográficas?
b) A média dos valores de T_C obtidos pelas fórmulas utilizadas é um valor representativo?
c) Haveria outra fórmula de obtenção de T_C que se encaixaria melhor no caso das barragens estudadas?

1.3 Justificativa

As barragens da República de Cabo Verde escolhidas para o estudo apresentaram falhas com pouco tempo de funcionamento, estando muito aquém do planejado. As barragens são todas em concreto (CCR) ou alvenaria de pedra com design de projeto semelhante, todas apresentando um paramento vertedor e uma ponte de rolamento sobre o paramento de concreto. O vão aberto entre a cota de sangria da soleira do vertedor e a geratriz inferior das vigas longarinas da ponte de rolamento sobre o vertedor corresponde à área disponível para passagem do fluxo vertente. O dimensionamento do vertedor foi feito considerando que a área deste vão aberto fosse suficiente para acomodar a passagem da cheia milenar e ainda garantisse uma folga mínima entre o nível d'água máximo da cheia milenar projetada e a face inferior das vigas longarinas da ponte de rolamento sobre o paramento vertedor.

Os problemas identificados são de natureza construtiva, tais como percolação da água ao nível de contato do engastamento entre o concreto do paramento vertente e as matrizes rochosas que conformam as ombreiras esquerda e direita do boqueirão barrado. Outras barragens apresentam fuga de água percolada sob o paramento em fraturas na rocha subjacente ao barramento. São problemas graves que podem ser potencializados em desastre numa sequência de eventos hidrológicos, hidráulicos e geotécnicos. Nesta dissertação, tratar-se-á apenas dos eventos hidrológicos que podem comprometer a segurança das barragens estudadas em Cabo Verde.

Para dimensionamento hidrológico/hidráulico do paramento vertedor, o tempo de concentração é ponto de partida para o cálculo de vários parâmetros, tais como vazão de pico e hidrograma de cheia, que influenciam diretamente no dimensionamento da área de drenagem de uma barragem. Os outros fatores que influenciam nos cálculos do projeto, tais como a intensidade das chuvas e as precipitações para os devidos tempos de retorno, foram mantidos tal qual os estudos dos projetos originais realizados pelos consultores que projetaram as barragens.

Assim, propõe-se aqui estudar a influência do parâmetro tempo de concentração nos hidrogramas da cheia milenar que orientam o dimensionamento do vertedor das barragens de Cabo Verde e aquilatar os riscos hidrológicos associados à incerteza na determinação deste importante parâmetro hidrológico.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo geral

Analisar o risco associado à escolha da fórmula para cálculo do tempo de concentração em barragens já construídas na Ilha de Santiago, em Cabo Verde, quantificando este risco através de comparações, e, sugerindo uma indicação metodológica para melhor apropriação deste parâmetro nos futuros projetos de barragens para a Ilha.

1.4.2 Objetivos específicos

a) Verificar a adequação das fórmulas escolhidas pelos projetistas para o cálculo do tempo de concentração às características das bacias hidrográficas das barragens construídas na Ilha de Santiago, em Cabo Verde;
b) Sugerir uma fórmula a ser utilizada para a obtenção do tempo de concentração e demonstrar seus efeitos na vazão de pico, no hidrograma de cheia e no vertedouro das barragens;
c) Comparar o efeito da utilização da média dos tempos de concentração e da fórmula sugerida na vazão de pico, no hidrograma de cheia e no vertedouro das barragens construídas em Cabo Verde;
d) Comparar o risco entre os parâmetros calculados com as fórmulas escolhidas pelos projetistas com a fórmula sugerida.

1.5 Organização do trabalho

O Capítulo 1 trata da Introdução, ou contextualização do tema, onde são apresentados o problema e questões de pesquisa, a justificativa e os objetivos do estudo, além da estruturação da dissertação.

O Capítulo 2 apresenta a Revisão Bibliográfica, isto é, a conceituação do parâmetro de tempo de concentração, hidrograma de cheia e risco hidrológico, a partir de estudos anteriores de outros autores sobre o assunto.

No Capítulo 3 são apresentadas as etapas de desenvolvimento do estudo, com a caracterização do estudo de caso, a descrição da metodologia adotada, assim como os materiais utilizados e os procedimentos realizados em cada etapa da pesquisa.

No Capítulo 4 são expostos e discutidos os resultados obtidos no trabalho, de forma a verificar se os objetivos do trabalho foram alcançados.

O Capítulo 5 traz as conclusões geradas com o desenvolvimento da pesquisa e dos resultados encontrados ao final desta. São feitas, então, sugestões para a continuidade da pesquisa e novos trabalhos.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Tempo de concentração e sua determinação

A ciência hidrológica moderna teve sua base formada através de trabalhos experimentais realizados a partir do século XVIII. Esse século for marcado por avanços de cientistas europeus nas aplicações matemáticas em hidráulica e em mecânica dos fluidos que formaram a base para o entendimento dos princípios hidráulicos. Em 1851, Mulvaney descreveu o conceito de tempo de concentração (SHELTON, 2009).

O conceito de bacia hidrográfica é importante para qualquer projeto hidráulico, assim como para a definição de tempo de concentração. Uma bacia hidrográfica é definida como todos os pontos pertencentes a uma área em que a chuva que cai nesses pontos contribuirá para a saída de água na seção de saída ou seção de controle. É importante lembrar que grandes bacias hidrográficas são formadas por muitas outras bacias hidrográficas menores, sendo necessária a definição da seção que será estudada, normalmente a seção em que o projeto será construído (MCCUEN, 1998).

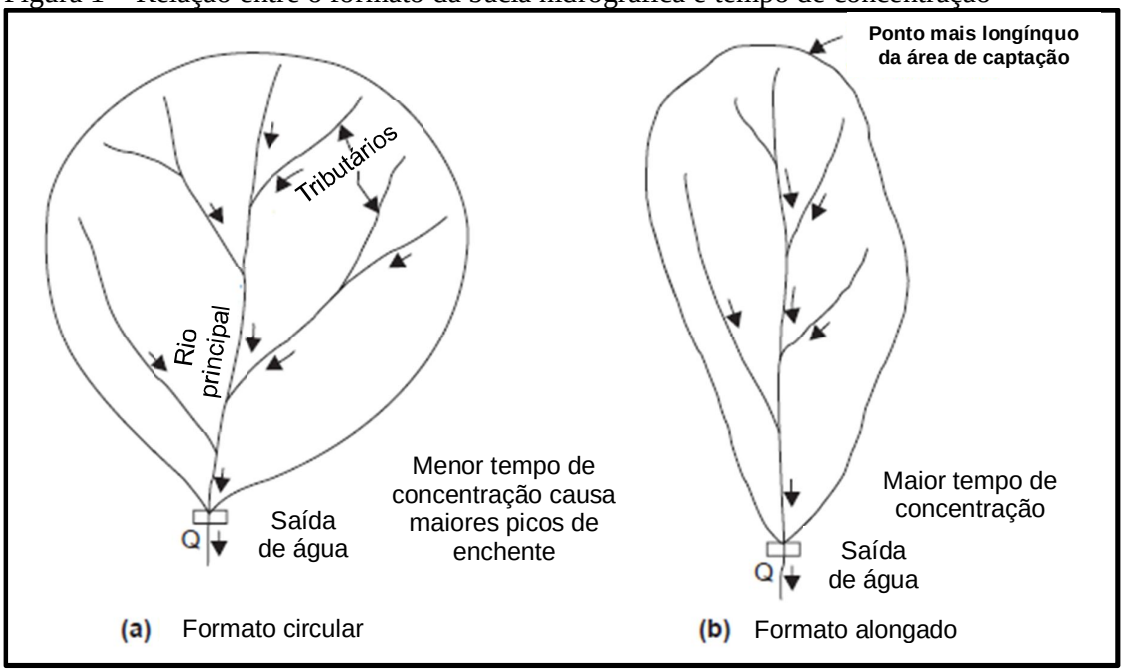
Para projetos em uma bacia de área considerável os parâmetros de tempo podem ser indicadores do armazenamento da bacia e dos efeitos do armazenamento do escoamento distribuído no tempo. Em uma estimativa de vazão de pico, mais de 75% do erro encontrado pode ser resultante do erro no valor estimado do parâmetro de tempo (MCCUEN, 1998).

Existem duas definições amplamente aceitas para tempo de concentração. A primeira definição diz que é o tempo que leva para uma gota de água que caia no ponto hidráulico mais distante dentro da área de captação da bacia chegue até a seção de saída, ou seção de controle.

Os métodos que se baseiam nessa definição usam características das bacia hidrográfica para estimar T_C, são elas: a área, o comprimento e declividade do canal mais longo, a cobertura vegetal e, às vezes, características da precipitação, tais como intensidade da chuva de dois anos e de duas horas (MCCUEN, 1998). Raghunath (2006) relaciona diretamente o formato da bacia ao tempo de concentração e seus efeitos sobre o tempo de pico, como mostrado na Figura 1. Uma bacia de formato circular possui seus cursos de água com aproximadamente o mesmo comprimento, consequentemente, todos contribuem com a seção de controle em um tempo próximo do tempo de concentração, produzindo uma cheia de maior intensidade. Já a bacia de formato alongado, possui um tempo de concentração maior que o

tipo de bacia citado anteriormente e a descarga de água é distribuída ao longo do tempo devido aos comprimentos diferentes dos cursos de água (RAGHUNATH, 2006).

Figura 1 – Relação entre o formato da bacia hidrográfica e tempo de concentração



Fonte: Adaptado de Raghunath (2006)

A segunda definição, de acordo com McCuen (1998), diz que é o tempo entre o centro de massa do excesso de chuva e o ponto de inflexão do hidrograma de escoamento gerado por essa chuva. Alternativamente, em uma análise de hidrograma, T_C pode ser interpretado como a diferença de tempo entre o final do excesso de chuva e o ponto de inflexão do hidrograma, onde a curva de recessão se inicia (WOODWARD, 2008).

Mesmo com tamanha importância, T_C é uma informação de difícil obtenção, é o que diz Tomaz (2010) em concordância com McCuen (1998), o tempo de concentração preciso e verdadeiro nunca será obtido. Isso se deve à dificuldade e subjetividade da obtenção dos dados experimentais para uma bacia específica, uma vez que, para uma mesma área de drenagem podem-se considerar, por exemplo, diferentes níveis de cobertura vegetal. McCuen (1998) cita ainda as dificuldades para obter os dados da precipitação ou do escoamento, já que são afetados por fatores tais como umidade do solo anterior, padrões de chuva intermitentes, entre outros. Cabe ao projetista, fazendo uso de sua experiência, reconhecer que não é possível obter o valor de T_C por um único método, devendo-se fazer os cálculos por vários métodos e sempre conferi-los (TOMAZ, 2010).

Muitos métodos foram desenvolvidos para determinação do valor de tempo de concentração, no entanto, foram gerados a partir da observação de bacias em diferentes partes do mundo e ajustados de acordo com as características físicas e hidrológicas dos locais de observação, o que os torna muito particulares e limita a sua aplicabilidade. Poucas informações são conhecidas sobre os dados que deram origem à esses métodos, gerando incertezas quanto à adequação do método às "novas" bacias estudadas.

Aqui serão mostrados alguns desses métodos e, quando disponíveis, algumas de suas características de origem e aplicabilidade. Nem todos os métodos mostrados terão utilização no estudo de caso apresentado neste trabalho, mas ilustram a variedade de opções existentes para o cálculo de T_C e a variedade de parâmetros envolvidos.

O método de Kirpich é um dos mais frequentemente encontrados na literatura e amplamente utilizado nas construções de barragens brasileiras. Kirpich (1940) calibrou, em solo americano, duas diferentes equações para computar o tempo de concentração em minutos, uma para o estado da Pensilvânia e a outra para o estado do Tennessee, sendo esta última a mais utilizada. Abordando apenas a equação de Tennessee, apresentada na Equação 1, as seis pequenas bacias utilizadas para calibração se localizavam próximo à cidade de Jackson em áreas agrícolas. McCuen (1998) diz que as bacias estudadas tinham entre 0,5 e 45ha, ou seja, entre 0,005 e 0,45km², com declividades entre 3 e 10%. Segundo Loukas e Quick (1996), Kirpich (1940) recomendou o uso de sua equação para áreas entre 0,003 km² e 0,5 km². De acordo com Almeida, Almeida, *et al.* (2014), as recomendações de Kirpich (1940) foram para áreas entre 0,004 e 0,8094 km². Wanielista *et al.* (1997), segundo Tomaz (2010), diz ainda que a cobertura vegetal da região estudada, composta por árvores, variava entre 0 e 56%, as bacias tinham bastante declividade e os solos eram bem drenados. Segundo o trabalho de Silveira (2005), a equação de Kirpich apresenta bons resultados em bacias urbanas com áreas de até 26 km² e em bacias rurais pode estender sua aplicação para bacias com áreas entre 153 e 11.162 km². A equação apresentada foi retirada de Tomaz (2010) de acordo com a Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo.

$$T_{C1} = 57 \cdot ({L_1}^3/H_1)^{0,385} \tag{1}$$

Onde, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min), L_1 o comprimento do curso de água principal em quilômetros (km) e H_1 o desnível entre o ponto mais alto nas cabeceiras do rio e a seção de drenagem em metros (m).

O Soil Conservation Service (SCS), uma divisão do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), agora chamado de Natural Resources Conservation Service (NRCS), desenvolveu dois métodos primários para o cálculo de T_C. O método SCS Lag foi desenvolvido por Mockus em 1961 (WOODWARD, 2008). “Lag time” ou “tempo de retardo” é definido como o tempo em horas entre o centro de massa do excesso de chuva e a vazão de pico. Foi indicado ainda que o tempo de concentração correspondia a 1,67 vezes o tempo de retardo (MCCUEN, 1998). O manual desenvolvido por NRCS (2008) informa que a equação foi desenvolvida a partir de dados de 24 bacias com áreas variando entre 0,0053km² e 23,83 km², sendo a maioria delas menores que 8,1 km². McCuen (1998) acrescenta que a equação é destinada a bacias em que o escoamento superficial é predominante e para bacias não urbanas. De acordo com McCuen (1998), McCuen *et al.* (1984) mostrou que a equação fornece uma estimativa precisa para bacias de até 16,19 km². De acordo com o manual do NRCS (2008), quando Folmar e Miller (2000) revisitaram o desenvolvimento dessa equação usando dados de bacias adicionais, encontraram que um limite superior entre 12,95 km² e 49,2 km² seria mais realista. Segundo Martins (2000), este método aplica-se a bacias hidrográficas com declives médios inferiores a 30 %. A Equação 2 aqui apresentada foi retirada de Chow, Maidment e Mays (1988).

$$T_C = [100L_2^{0,8}(1000/N - 9)^{0,7}]/(1900\sqrt{S_1}) \qquad (2)$$

Onde, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min), L_2 é o comprimento da linha principal de água em pés (ft), S_1 é o declive médio em porcentagem (%) e N o número de escoamento. O número de escoamento, em inglês “curve number” (CN), é um método usado para converter uma massa de chuva em uma massa de escoamento. Esse método, desenvolvido pelo SCS em 1985, se baseia no tipo de solo, na cobertura vegetal, na quantidade de área impermeável, na infiltração e no armazenamento da superfície. O método e as tabelas para a determinação do número de escoamento se encontram no National Engineering Handbook – 4 (NEH-4) (CRONSHEY, 1986).

Em 1975, o Natural Environment Research Council (NERC), do Reino Unido, publicou o Relatório de Estudo de Cheias (FSR), onde se encontra o método desenvolvido por eles mesmos para o cálculo do tempo de retardo. Este método foi utilizado em relatórios posteriores do NERC em que é aplicado para bacias pequenas, de até 25 km². A equação foi gerada para ser aplicada em bacias do Reino Unido sem dados de escoamento (LOUKAS e

QUICK, 1996). A equação do NERC é apresentada na Equação 3 como encontrada em Loukas e Quick (1996).

$$T_L = 2{,}8(L_3/S_2^{0,5})^{0,47} \tag{3}$$

Onde, T_L é o tempo de retardo em horas (h), L_3 é o comprimento da linha de água principal em quilômetros (km) e S_2 é o declive da linha de água principal entre 10 e 85% de L_3 em metros por quilômetros (m/km).

O método de Témez (1978) foi proposto a partir da análise de bacias hidrográficas naturais localizadas na Espanha, a expressão sugerida, apresentada na Equação 4, pode ser utilizada em bacias com áreas de até 3000 km² (MARTINS, 2000).

$$T_{C2} = 0{,}3(L_3/S_3^{0,25})^{0,76} \tag{4}$$

Onde, T_{C2} é o tempo de concentração em horas (h), L_3 é o comprimento da linha de água principal em quilômetros (km) e S_3 o declive médio da linha de água principal em metro por metro (m/m).

O método de Giandotti (1953) surgiu a partir de dados de bacias hidrográficas italianas. (MATA-LIMA, VARGAS, *et al.*, 2007). Este método deve ser utilizado apenas para bacias naturais grandes, com áreas superiores a 300km², pois superestima o valor do tempo de concentração quando aplicado em bacias pequenas (MARTINS, 2000). A Equação 5 traz a fórmula conforme encontrada em diversos trabalhos científicos consultados.

$$T_{C2} = (4\sqrt{A} + 1{,}5L_3)/(0{,}8h_m) \tag{5}$$

Em que, T_{C2} é o tempo de concentração em horas (h), A é a área da bacia hidrográfica em quilômetros quadrados (km²), L_3 é o comprimento da linha de água principal em quilômetros (km) e h_m é a altura média da bacia em metros (m).

O modelo de Eagleson Lag apresenta uma equação que prevê o tempo entre o centro de gravidade do excesso de chuva e o pico do escoamento direto. A Equação 6 já se apresenta convertida de tempo de retardo para tempo de concentração. A equação foi calibrada a partir de dados de bacias menores que 20,72 km². As variáveis utilizadas para a

calibração do modelo foram computadas a partir das características do sistema de esgoto (MCCUEN, 1998).

$$T_{C1} = 0{,}0111 L_4 n_1 R_h^{-2/3} S_4^{-1/2} \quad (6)$$

Onde, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min), L_f é o comprimento do canal em pés (ft), n_1 é o coeficiente de rugosidade de Manning adimensional, R_h é o raio hidráulico em pés (ft) e S_4 é a inclinação do caminho de fluxo principal em pés por pés (ft/ft).

A equação de Espey-Winslow foi calibrada para prever o tempo de pico utilizando dados obtidos em Houston entre 1964 e 1967. Das dezessete bacias hidrográficas estudadas, seis eram predominantemente rurais e onze eram urbanizadas. O tamanho das bacias variavam entre 2,59 e 90,65 km². O comprimento e a inclinação eram medidos no canal. O fator de canalização ϕ foi projetado para medir subjetivamente a eficiência hidráulica da rede de escoamento. O valor de ϕ é a soma de duas partes, onde uma indica a quantidade de vegetação do canal e a outra o grau de melhora do canal. O fator de área impermeabilizada representa a resistência da porção de escoamento superficial do tempo de viagem (MCCUEN, 1998). A Equação 7 é apresentada já convertida de tempo de retardo para tempo de concentração.

$$T_{C1} = 31 \phi L_4^{0{,}29} S_4^{-0{,}145} I^{-0{,}6} \quad (7)$$

Na qual, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min), L_4 é o comprimento do canal em pés (ft), S_4 é a inclinação do canal em pés por pés (ft/ft) e I é o percentual de impermeabilização (%).

A Federal Aviation Agency desenvolveu uma equação a partir dos dados de drenagem de campos de pouso e, provavelmente, é mais válida para pequenas bacias onde o fluxo superficial é predominante. Na Equação 8, o comprimento, a inclinação e as variáveis de resistência se referem ao caminho principal de fluxo (MCCUEN, 1998).

$$T_{C1} = 1{,}8(1{,}1 - N) L_4^{0{,}5} S_4^{-0{,}333} \quad (8)$$

Onde, T_C é o tempo de concentração em minutos (min), N é o número de escoamento, L_4 é o comprimento do curso de água em pés (ft), S_4 é a inclinação em pés por pés (ft/ft).

A equação de Kerby-Hathaway foi calibrada para computar o tempo de concentração em bacias muito pequenas onde o escoamento superficial predominava.Para a calibração da equação, apresentada na Equação 9, foram utilizadas bacias hidrográficas menores que 0,4 km², onde as inclinações eram menores que 1 % e os valores do n de Manning eram 0,8 ou menos (MCCUEN, 1998).

$$T_{C2} = 0{,}619\left(\frac{n_2 L_5}{S_5{}^{0,5}}\right)^{0,47} \tag{9}$$

Na qual, T_{C2} é o tempo de concentração em horas (h), n é o coeficiente de rugosidade de Manning ($m^{-1/3}$.s), L_5 é uma distância em linha reta do ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de controle, medido paralelamente à inclinação até que um canal bem definido seja alcançado, L_5 é medido em quilômetros (km), S_5 é a inclinação da linha reta do ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de controle em metro por metro (m/m) (MCCUEN, 1998).

A equação de Van Sickle, fornece uma equação de tempo de pico calibrada a partir de dados coletados em Houston, com áreas de drenagem menores que 93,24 km². Esta equação reflete tanto o fluxo em canais quanto o fluxo em tubução, sendo um método misto. A Equação 10 apresenta a equação de Van Sickle convertida para tempo de concentração de acordo com McCuen (1998).

$$T_{C1} = 0{,}55\left(\frac{L_6 L_7}{\sqrt{S_4}}\right)^{0,13} \tag{10}$$

Onde, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min) e S_4 é a inclinação em pés por pés (ft/ft). A equação apresenta duas variáveis de comprimento, L_6 em milhas (mi), é o comprimento total das vias de drenagem e galerias de águas pluviais com diâmetros maiores que 91,44 cm, enquanto L_7 em milhas (mi), é o comprimento total da bacia.

A equação de Carter Lag para bacias hidrográficas com sistema de esgoto em parte delas, utilizou para calibração, dados da área de Washington, D.C. A equação prevê o tempo de retardo para bacias que tem canais naturais e esgotos parciais. As bacias utilizadas na calibração da equação, apresentada na Equação 11, tinham áreas menores que 20,72 km², com canais de comprimento menor que 11,26 km e inclinações menores que 2 %. O

coeficiente de Manning das bacias estudadas variava entre 0,013 e 0,025 $m^{-1/3}$.s (MCCUEN, 1998).

$$T_{C1} = 100 L_8^{0,6} S_6^{-0,3} \tag{11}$$

Onde, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min), L_8 em milhas (mi) é o comprimento do canal mais longo e S_6 é a inclinação, também do canal mais longo, medida em pés por milhas (ft/mi).

A fórmula do California Culverts Practice é essencialmente a fórmula de Kirpich, e foi desenvolvida bacias montanhosas pequenas na California (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988).Geralmente, é aplicada em bacias rurais com área maior que 1 km² e a recomendação do Departamente de Águas e Energia Elétrica (DAEE) é que deve ser usada para pequenas barragens. A vantagem da fórmula, apresentada na Equação 12, é devido à fácil obtenção de dados (TOMAZ, 2010).

$$T_{C1} = 57 {L_9}^{1,155} {H_2}^{-0,385} \tag{12}$$

Onde, T_{C1} é o tempo de concentração em minutos (min), L_9 é o comprimento do talvegue em quilômetros (km) e H_2 é a diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue (m).

A fórmula de Izzard foi desenvolvida a partir de experimentos de laboratório realizados pelo Bureau of Public Roads para o fluxo superficial em estradas e superfícies gramadas. Os valores do coeficiente de retardo variam de 0,007 para pavimentos muito lisos até 0,012 para pavimentos de concreto e 0,06 para grama densa. A solução da Equação 13 requer iteração e o produto entre i e L deve ser menor ou igual a 500 (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988).

$$T_{C2} = \frac{85,5(i/36286+N){L_3}^{0,33}}{{S_7}^{0,333} i^{0,667}} \tag{13}$$

Na qual, T_{C2} é o tempo de concentração em horas (h), i é a intensidade da chuva em milímetros por hora (mm/h), N é o coeficiente de retardo adimensional, L_3 é o comprimento do caminho do fluxo em quilômetros (km) e S_7 a inclinação do caminho de fluxo em metro por metro (m/m).

A equação da Onda Cinemática foi desenvolvida a partir da análise da onda do escoamento superficial de superfícies desenvolvidas. Esse método, apresentado na Equação 14, requer iteração, já que os parâmetros i e T_C são desconhecidos. A superposição da curva de Intensidade-duração-frequência (IDF) dá uma solução direta para T_C (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988).

$$T_{C2} = 7{,}35 n_2^{0{,}6} i^{-0{,}4} L_3^{0{,}6} S_5^{-0{,}3} \quad (14)$$

Onde, T_{C2} é o tempo de concentração em horas (h), n_2 é a rugosidade de Manning ($m^{-1/3}$.s), i é a intensidade da chuva em milímetros por hora (mm/h), L_3 é o comprimento do caminho do fluxo em quilômetros (km) e S_5 a inclinação do caminho de fluxo em metro por metro (m/m).

2.2 O hidrograma de cheia

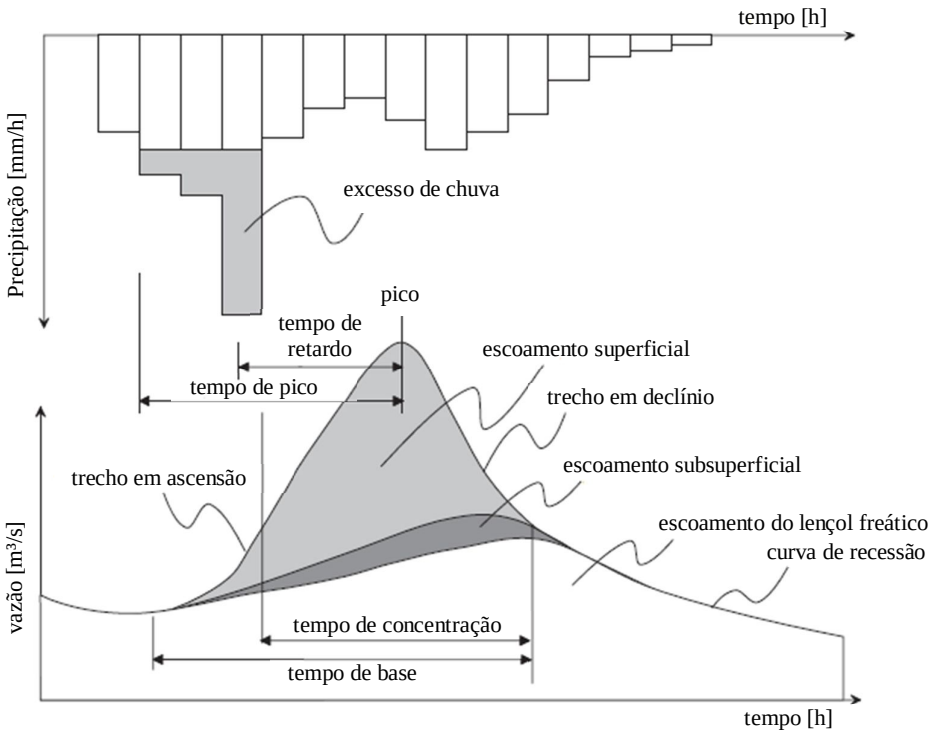
A sequência temporal de eventos de uma chuva é representada em um hietograma, já a sequência temporal de eventos de um escoamento é chamada de hidrograma (MCCUEN, 1998). Existem vários métodos para determinar a maior chuva que pode ocorrer sobre a bacia hidrográfica. Esses valores de chuva de projeto são, então, utilizados para determinar o hidrograma de cheia, à partir do método do hidrograma unitário ou alguma outra função de transformação (RAKHECHA e SINGH, 2009).

Um hidrograma é a resposta de uma dada área de captação a um evento de chuva. Ele representa todas as três fases do escoamento: o escoamento superficial direto, a precipitação recolhida diretamente pela superfície livre da água, o escoamento subsuperficial, a porção da precipitação que infiltra nas camadas superiores do solo e logo volta a contribuir com o escoamento superficial, e o escoamento básico, a água que infiltra até atingir o lençol freático (MUSY e HIGY, 2011). O hidrograma incorpora os efeitos integrados de uma grande variedade de áreas de captação e de características de chuva, assim, dois eventos de chuva diferentes em uma mesma área de captação de um rio produzem hidrogramas diferentes entre si, do mesmo modo que eventos de chuva idênticos em duas áreas de captação produzem hidrogramas diferentes (RAKHECHA e SINGH, 2009).

A Figura 2 mostra um hidrograma de cheia na seção de saída da bacia hidrográfica resultante de um hietograma específico. Para tal resultado, tem-se uma chuva, definida no

tempo e no espaço, que cai sobre uma bacia hidrográfica com características conhecidas e certas condições inicias. Um hidrograma de cheia possui comumente um formato de sino assimétrico (MUSY e HIGY, 2011).

Figura 2 – Hietograma e hidrograma resultantes de um evento de chuva



Fonte: Musy e Higy (2011)

O formato do hidrograma pode ser dividido em quatro partes principais e mostra ainda algumas características de tempo, são elas (MUSY e HIGY, 2011):

a) A curva de concentração ou o trecho em ascensão: Reflete as características da bacia hidrográfica e da precipitação. Corresponde ao aumento da cheia (MUSY e HIGY, 2011). A alta taxa de perda por infiltração durante os primeiros momentos de uma chuva faz com que o crescimento aconteça lentamente nos momentos iniciais (RAKHECHA e SINGH, 2009).

b) A crista ou o pico: O pico do hidrograma ocorre quando os escoamentos provenientes de várias partes da área de captação contribuem simultaneamente gerando a maior vazão na seção de controle. Em geral, para grandes áreas de captação, a vazão de pico ocorre após o fim da chuva (RAKHECHA e SINGH, 2009). É utilizado para determinar o tempo de resposta da bacia hidrográfica e o tempo de pico do hidrograma. Na prática, é comum que hidrogramas apresentem

várias cristas, uma vez que as chuvas podem se distribuir no tempo e no espaço de forma heterogênea (MUSY e HIGY, 2011).

c) O trecho em declínio: Se inicia no ponto de inflexão da crista, marcando o fim do fluxo de entrada de água e refletindo a presença do escoamento subsuperficial. Seu formato é primordialmente em decorrência das características de drenagem da rede, sendo praticamente independente das variações de intensidade da chuva (MUSY e HIGY, 2011).

d) A curva de recessão: É a parte do hidrograma gerada exclusivamente pelos lençóis freáticos, uma vez que o escoamento superficial tem parado (MUSY e HIGY, 2011).

e) Tempo de pico: Tempo decorrido entre a chegada do escoamento superficial na seção de controle e o escoamento máximo do hidrograma (MUSY e HIGY, 2011).

f) Tempo de base: Duração do escoamento superficial direto (MUSY e HIGY, 2011).

O tempo de retardo e o tempo de concentração também podem ser identificados no hidrograma, já definidos na seção anterior, cuja relação entre eles está expressa na Equação 15 (WOODWARD, 2008). Na prática, a duração de um evento de chuva é definida como equivalente ao tempo de concentração a fim de estimar a intensidade máxima média de uma chuva sobre a bacia hidrográfica, esta aproximação é cautelosa, pois denota que toda a bacia hidrográfica participa do fluxo de escoamento.

$$T_C = \frac{T_L}{0{,}6} \tag{15}$$

2.2.1 O hidrograma unitário

Em 1932 o engenheiro americano L. K. Sherman propôs o método do hidrograma unitário, um sistema de função de transferência, ou seja, a função utilizada para transformar o excesso de chuva em escoamento direto. O hidrograma unitário consiste no escoamento direto do hidrograma resultante de uma unidade de excesso de chuva ocorrida uniformemente sobre a bacia hidrográfica a uma taxa uniforme durante uma unidade de período de tempo (MCCUEN, 1998).

Este período unitário, não é necessariamente igual à unidade, podendo ser qualquer período finito de duração menor ou igual ao tempo de concentração, ou seja,

depende do tamanho da área de captação e do tempo de resposta para eventos de chuva importantes (SHAW, 2005). O período unitário da chuva efetiva é o período para o qual o hidrograma unitário é determinado para aquela bacia hidrográfica, se este período for alterado, o hidrograma unitário também será alterado para a mesma bacia hidrográfica, o que significa que podem existir tantos hidrogramas unitários para uma mesma bacia hidrográfica quanto períodos de excesso de chuva. As durações dos hidrogramas unitários mais frequentemente utilizadas são de 1 hora, 6 horas, 12 horas ou 24 horas. Ressaltando que essas são as durações da chuva efetiva para qual o hidrograma unitário é derivado. Uma vez que supõe-se que a chuva efetiva é constante pelo tempo de sua duração para a qual o hidrograma unitário é derivado, a intensidade desta é dada pela divisão de 1 pela duração da da mesma (RAKHECHA e SINGH, 2009). A área abaixo do hidrograma corresponde ao volume de água do escoamento superficial e é equivalente a 1 unidade de volume de excesso de chuva sobre a área de captação (SHAW, 2005).

O método do hidrograma unitário é baseado em algumas suposições que lhe concedem propriedades simples e ajudam em sua aplicação:

a) Para uma dada bacia hidrográfica, a duração do escoamento superficial é constante para todas as chuvas de intensidade uniforme de mesma duração, independente das diferenças no volume total do escoamento superficial (RAKHECHA e SINGH, 2009);
b) As ordenadas do escoamento direto dos hidrogramas resultantes de excessos de chuva de diferentes intensidades mas com a mesma unidade de duração são proporcionais (RAGHUNATH, 2006).
c) A distribuição temporal do escoamento superficial de um certo período de chuva é independente de escoamentos concorrentes de períodos de chuva anteriores (RAKHECHA e SINGH, 2009).

Assume-se também que, como dito na definição do hidrograma unitário, a chuva efetiva é uniformemente distribuída ao longo da sua duração e sobre a bacia hidrográfica (RAKHECHA e SINGH, 2009). Essas duas últimas suposições constituem os pontos fracos do método, pois raramente a chuva é distribuida uniformemente em uma área e o mesmo acontece para o tempo. Segundo Eslamian (2014), o método é recomendado para áreas de drenagem menores que 2590 km² para superar as limitações das suposições de uniformidade, segundo Raghunath (2006), não pode ser aplicado para bacias maiores que 5000 km², mas Shaw (2005) diz que as variações da chuva são amortecidas pelas reações integradas da área de captação, assim, essas suposições são menos sérias do que parecem em um primeiro

momento. Shaw (2005) sugere ainda que o efeito da uniformização das intensidades pode ser reduzido determinando uma duração pequena para o hidrograma unitário e quando a área de captação for afetada por chuvas de diferentes origens pode-se derivar hidrogramas unitários diferentes para cada tipo de chuva. No entanto, devido à sua simplicidade de aplicação, é um método utilizado no mundo todo há anos.

Quando não há um hidrograma unitário disponível para uma análise regional, faz-se necessário desenvolver um hidrograma unitário sintético através da análise de um grande número de hidrogramas naturais de várias localizações geográficas e regiões hidrológicas. O processo de multiplicação, translação no tempo e adição, pelo qual a chuva de projeto é combinada com a função de transferência para produzir um hidrograma de escoamento direto é chamado de convolução (MCCUEN, 1998).

2.3 Análise de risco hidrológico

2.3.1 Distribuição binomial

Uma distribuição binomial de probabilidades nos permite lidar com situações em que os resultados importantes pertencem a apenas duas categorias, como por exemplo, cara ou coroa, sucesso ou falha (TRIOLA, 2010). No que diz respeito à obras hidráulicas as categorias são “a obra entrar em colapso” e “a obra não entrar em colapso”.

A distribuição binomial deve satisfazer algumas condições:

a) O procedimento deve ter um número fixo de tentativas;
b) As tentativas devem ser independentes, ou seja, o resultado de uma tentativa não deve afetar as probabilidades das outras tentativas;
c) Cada tentativa deve ter seu resultado classificado em apenas duas categorias: sucesso ou fracasso;
d) A probabilidade de cada resultado se mantem constante em cada tentativa.

As duas categorias de resultado, chamadas de sucesso ou falha, podem ser denotadas por S ou F, respectivamente. A probabilidade de sucesso pode ser chamadas de p e a probabilidade de falha de q, em cada evento isoladamente, assim, pode-se inferir a Equação 16. Chama-se de n a quantidade estabelecida de tentativas e de x a quantidade de sucessos nas n tentativas, ou seja, x pode ser qualquer número inteiro entre 0 e n, inclusive (TRIOLA, 2010). Uma vez que as tentativas são independentes, pode-se multiplicar todas as probabilidades correspondentes aos diferentes resultados, matematicamente representado na

Equação 17 (WALPOLE, MYERS, *et al.*, 2012). Enquanto *p(x)* denota a probabilidade de se obter exatamente *x* sucessos em *n* tentativas e pode ser calculada pela Equação 18, o coeficiente binomial apresentado na Equação 18 representa a quantidade de maneiras que se podem combinar sequências de eventos S e F ocorrendo o primeiro *x* vezes e o outro *(n-x)* vezes. O coeficiente binomial é expresso matematicamente na Equação 19.

$$q = 1 - p \tag{16}$$

$$p^x q^{n-x} \tag{17}$$

$$p(x; n : p) = \binom{n}{x} p^x q^{n-x} \tag{18}$$

$$\binom{n}{x} = \frac{n!}{x!(n-x)!} \tag{19}$$

Assim, definindo como a variável aleatória a ocorrência de uma cheia em um ano qualquer e assumindo que a probabilidade definida pela curva de distribuição de frequência é constante de um ano para o outro, é possível descrever a ocorrência de uma cheia por uma distribuição binomial.

2.3.2 Previsão de enchentes

A falha de uma obra hidráulica, especialmente do porte de uma barragem, acarreta uma série de prejuízos materiais, assim como risco à vida humana. No entanto, a construção de uma obra que suporte qualquer valor de cheia não é viável economicamente. Adota-se então um valor de vazão, denominada cheia de projeto, que tenha pouca probabilidade de ser igualado ou superado pelo menos uma vez dentro da vida útil da obra.

A cheia de projeto está associada a um período de retorno (T_R), ou seja, o tempo médio, em anos, que essa vazão, ou evento, é igualada ou superada pelo menos uma vez. Para a determinação do T_R da cheia de projeto utilizam-se alguns critérios, tais como (VILLELA e MATTOS, 1975):

a) Vida útil da obra;
b) Tipo de estrutura;
c) Facilidade de reparação e ampliação; e
d) Perigo de perda de vida.

Outro critério para a fixação do T_R da cheia de projeto é a determinação do risco que se deseja correr caso a obra falhe dentro do seu tempo de vida (VILLELA e MATTOS, 1975). Assim, a probabilidade de ocorrência da vazão excedente é dada pela Equação 20. A probabilidade do evento não ocorrer dentro de *n* anos é dado pela Equação 21. Aplicando a Equação 20 na Equação 21, obtemos a Equação 22. Logo, o risco de falha (R) pode ser representado pela Equação 23. Por fim, o período de retorno para o qual se deve estimar o evento crítico capaz de causar uma falha ou o colapso da obra, cuja vida útil seja de *n* anos, admitindo-se correr um risco R é apresentado na Equação (24)

$$p_E = \frac{1}{T_R} \tag{20}$$

$$p_0^n = (1 - p_E)^n \tag{21}$$

$$p_0^n = \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n \tag{22}$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n \tag{23}$$

$$T_R = \frac{1}{1-(1-R)^{1/n}} \tag{24}$$

2.4 Vertedores

Os vertedores ou vetedouros são dispositivos utilizados na medição de vazões em canais naturais e artificiais. Podem ser definidos também como paredes, diques ou aberturas sobre as quais escoa um líquido, por isso, o termo aplica-se também às estruturas extravasoras de represas. Existem diversos tipos de vertedores e, consequentemente, diversas fórmulas para o cálculo da vazão escoada. As principais partes que constituem um vertedor são (RONDON, POLIZER e OLIVEIRA, 2008):

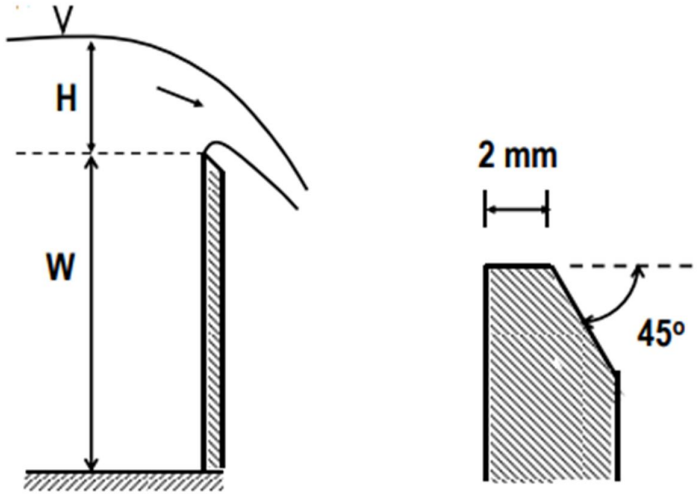
a) Crista ou soleira: É a parte superior da parede, que entra em contato com a lâmina de água a verter.
b) Carga hidráulica sobre a soleira: É a diferença entre a cota do nível de água à montante e o nível da soleira. O nível de água à montante deve ser considerado em uma região fora da curvatura da lâmina.

c) Altura do vertedor: Diferença de cotas entre a soleira e o fundo do canal à montante
d) Largura da soleira: Dimensão da soleira através da qual ocorre o escoamento.

Segundo Tomaz (2014), existem três tipos de vertedores fixos utilizados em pequenas barragens, são eles:

a) O vertedor de parede delgada: A espessura da parede é inferior à dois terços da carga hidráulica. A crista tem formato de faca, com 2 mm na horizontal e 45º de chanfro à jusante, como mostrado na Figura 3.

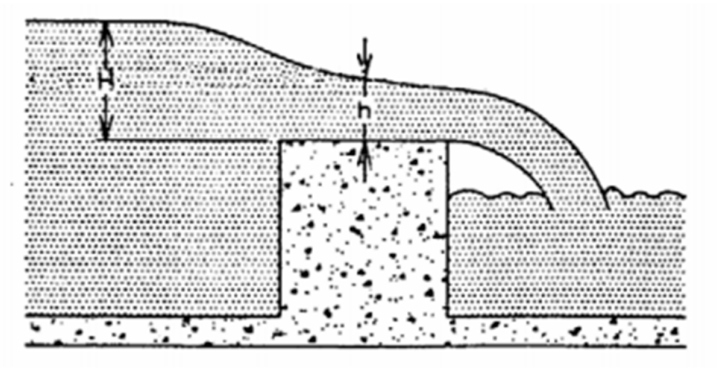
Figura 3 – Esquema de vertedor de parede delgada



Fonte: Tomaz (2014)

b) O vertedor de parede espessa: A espessura da soleira é maior que dois terços da carga hidráulica, como mostrado na Figura 4. A espessura da soleira deve ser suficiente para que as linhas de fluxo sejam paralelas.

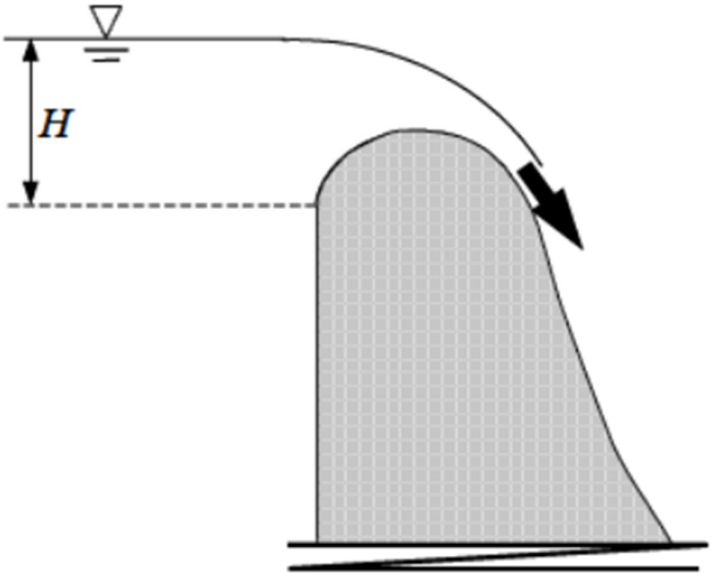
Figura 4 – Esquema de vertedor de parede espessa



Fonte: Rondon, Polizer e Oliveira (2008)

c) O vertedor Ogee: Apresenta uma curva em formato de “S”, apresentado na Figura 5. Existem vários cinco formas criadas para evitar a cavitação e fazer com que a água execute o succionamento na superfície. Dentre estas, a mais famosa é o tipo Creager.

Figura 5 – Esquema de vertedor tipo Ogee



Fonte: Tomaz (2014)

Ainda segundo Tomaz (2014), o vertedor de parede delgada é o menos utilizado, o de parede espessa é o mais utilizado e o vertedor Ogee é utilizado também em obras maiores, sendo o do tipo Creager o mais utilizado dentre os vertedores Ogee.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Área de estudo

O território da República de Cabo Verde é composto por dez ilhas principais, além de ilhotas e ilhéus, formando um arquipélago, como mostrado na Figura 6. As ilhas são divididas em dois grupos, o Barlavento (de onde sopra o vento) contempla as ilhas de Santo Antão, São Vicente, Santa Luzia, São Nicolau, Sal e Boa Vista que localizam-se à Norte, e as ilhas Maio, Santiago, Fogo e Brava, formam o grupo do Sotavento (por onde se escoa o vento), ao Sul. Das dez ilhas, apenas a ilha de Santa Luzia não é habitada devido aos frequentes períodos de seca (INFO, 2015). A população é de aproximadamente 434 mil habitantes, da qual 54% situa-se em áreas urbanas (MINISTÉRIO DO AMBIENTE, 2004).

O arquipélago situa-se entre o Equador e o Trópico de Câncer, a 455 km da Costa Africana, com aproximadamente 4033 km² de área emersa e aproximadamente 700 mil km² de Zona Econômica Exclusiva, entre os 14º 23’ e os 17º 12’ de latitude e os 22º 40’ e os 25º 22’ de longitude (INFO, 2015). As ilhas foram formadas pela acumulação de rochas resultado de erupções vulcânicas sobre as plataformas submarinas, conferindo-lhes um relevo acidentado (VERDE, 2007). O clima é subtropical seco, podendo atingir valores de umidade abaixo de 10%. Possui uma estação de chuva curta, indo de Julho a Outubro, caracterizada por precipitações às vezes torrenciais e mal distribuídas no espaço e no tempo. A precipitação média anual é de 225 mm (MINISTÉRIO DO AMBIENTE, 2004). Ressalta-se, do ponto de vista comparativo, que a precipitação média anual de Cabo Verde equivale a, aproximadamente, um terço da precipitação média anual do semiárido do Nordeste Brasileiro.

As duas barragens estudadas estão localizadas na Ilha de Santiago, por vezes chamada de São Tiago, a maior do arquipélago, com quase 1000 km², sendo 75 km de comprimento no sentido Norte-Sul e 35 km de largura, no sentido Leste-Oeste, e mais de 300 mil habitantes. O ponto mais alto da ilha é o Pico da Antônia com aproximadamente 1394 m de altitude, localizado na Serra de Malagueta. Ao contrário das outras ilhas, a Ilha de Santiago possui água em abundância, sendo, por isso, majoritariamente agrícola. As zonas mais altas são cobertas por muita vegetação, com grandes plantações de árvores frutíferas, já as zonas mais baixas, a paisagem é mais árida (CENTEIO).

Figura 6 – O território de Cabo Verde

Fonte: SuaPesquisa.com (2018)

3.1.1 Barragem e bacia hidrográfica de Saquinho

A barragem de Saquinho, localizada no conselho de Santa Catarina é do tipo arco-gravidade, em concreto, e tem como finalidade a irrigação. O descarregador de cheias é constituído por soleira descarregadora livre do tipo Creager, por canal de descarga em degraus sobre o paramento de jusante da barragem, terminando em uma bacia de dissipação de energia. O período de execução da obra foi de 2010 a 2012 com um custo de 4,5 milhões de euros (TPF, 2018). A Figura 7 mostra uma planta da barragem de Saquinho e a Tabela 1 apresenta as características construtivas da mesma e seus níveis.

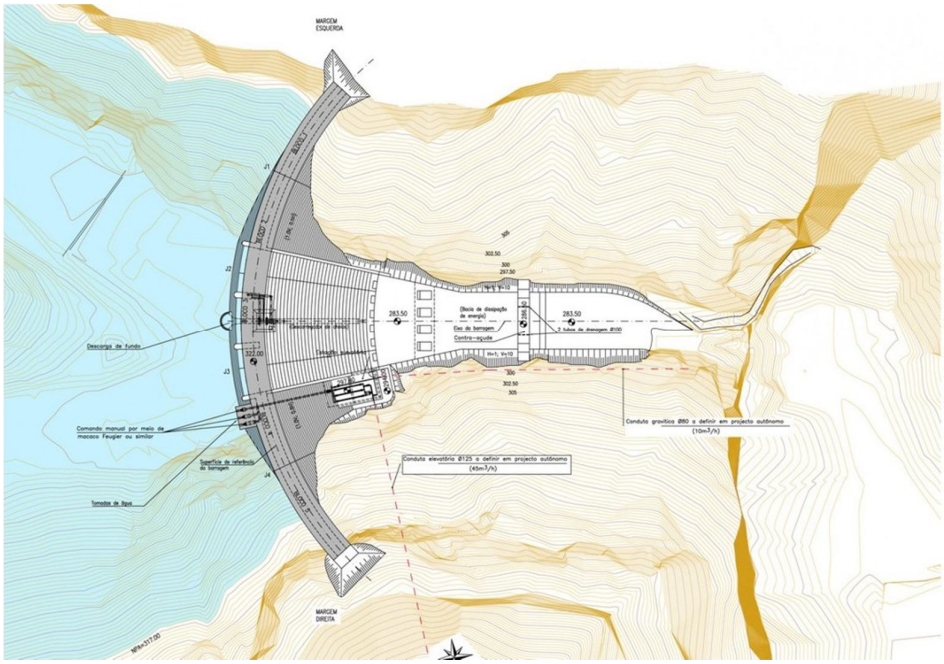
A bacia hidrográfica dominada pela barragem de Saquinho localiza-se na vertente noroeste da Ilha de Santiago e possui forma quase arredondada. A Tabela 2 traz as características da bacia hidrográfica de Saquinho relevantes aos cálculos.

Tabela 1 – Características construtivas da barragem de Saquinho

Características da barragem de Saquinho	
Cota de fundação (m)	283,10
Nível Mínimo Normal no reservatório (m)	300,00
Nível Máximo Normal no reservatório (m)	312,00
Nível de Máxima Enchente no reservatório (m)	315,25
Cota de coroamento (m)	317,00
Altura da barragem (m)	33,90
Extensão do coroamento (m)	87,60
Volume máximo de acumulação (m³)	422.681

Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012).

Figura 7 – Planta da Barragem de Saquinho



Fonte: TPF (2018)

Tabela 2 – Características da bacia hidrográfica da barragem de Saquinho

Características da bacia hidrográfica de Saquinho	
Área (km²)	13,76
Perímetro (km)	16,55
Comprimento da linha de agua principal (m)	5742
Altitude mínima (m)	290,00
Altitude máxima (m)	700,00
Altitude média (m)	465,20
Altura média da bacia (m)	175,20
Declive médio da linha de agua principal (m/m)	0,07
Declive entre 10 e 85% do comprimento da linha de água principal (m/km)	64,79

Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012).

3.1.2 Barragem e bacia hidrográfica de Figueira Gorda

A barragem de Figueira Gorda, localizada no conselho de Santa Cruz, é do tipo gravítico, em alvenaria de pedra, com finalidade de irrigação. A barragem irriga uma área de 60 ha. Possui um descarregador de cheias constituído por soleira descarregadora livre do tipo Creager, por um canal de descarga sobre o paramento de jusante da barragem, terminando em um trampolim em salto de esqui. A obra foi executada de 2012 a 2014 com um custo de 4,1 milhões de euros (NRV|NORVIA, CONSULTORES DE ENGENHARIA S.A., 2018). A Figura 8 traz a barragem de Figueira Gorda vista da jusante e a Tabela 3 traz as características da mesma.

Tabela 3 – Características da barragem de Figueira Gorda

Características da barragem de Figueira Gorda	
Cota de fundação (m)	62,50
Nível Mínimo Normal no reservatório (m)	78,00
Nível Máximo Normal no reservatório (m)	91,00
Nível de Máxima Enchente no reservatório (m)	94,20
Cota de coroamento (m)	95,20
Altura da barragem (m)	32,70
Extensão do coroamento (m)	60,50
Volume máximo de acumulação (m³)	1.305.025

Fonte: Ministério do Desenvolvimento Rural (2013).

Figura 8 – Barragem de Figueira Gorda

Fonte: NRV|NORVIA, CONSULTORES DE ENGENHARIA S.A. (2018)

A bacia hidrográfica dominada pela barragem de Figueira Gorda situa-se na vertente nordeste da Ilha de Santiago e possui uma forma alongada na direção SW-NE. A Tabela 4 contém as características da bacia hidrográfica de Figueira Gorda relevantes aos cálculos.

Tabela 4 – Características da bacia hidrográfica da barragem de Figueira Gorda

Características da bacia hidrográfica de Figueira Gorda	
Área (km²)	20,20
Perímetro (km)	29,22
Comprimento da linha de agua principal (m)	15291,51
Altitude mínima (m)	65,00
Altitude máxima (m)	700,00
Altitude média (m)	342,69
Altura média da bacia (m)	277,69
Declive médio da linha de agua principal (m/m)	0,033
Declive entre 10 e 85% do comprimento da linha de água principal (m/km)	59,73

Fonte: Ministério do Desenvolvimento Rural (2013).

3.2 Análise qualitativa da adequação dos métodos

Foram comparadas as informações reunidas sobre cada método ao longo desta pesquisa com as características das bacias hidrográficas em que foram utilizados. Os parâmetros de comparação foram o tipo da bacia, podendo ser urbana ou rural, a área de bacia em que o método poderia ser aplicado e a declividade do terreno. Essa comparação foi feita em forma de tabela para uma fácil visualização. As informações constantes nesta tabela sobre os métodos foram as mais abrangentes encontradas, já que muitas vezes não há unanimidade sobre as informações e, no caso de alguns métodos, não havia informação alguma.

Adotou-se “N/A” quando a informação não estava disponível para o método, nesses casos, a comparação com as bacias estudadas não pode ser feita, para isso foi adotado o símbolo “-”. Quando a característica da bacia hidrográfica em questão se adequava ao parâmetro do método utilizou-se “OK”, quando não, utilizou-se “NÃO”.

3.3 Geração dos hidrogramas e da vazão de pico

As características das bacias apresentadas foram utilizadas para o cálculo do tempo de concentração utilizando as Equações de 1 a 5. Os projetistas das barragens, segundo os documentos de memória descritiva e justificativa, utilizaram para os parâmetros a serem

calculados nos passos seguintes uma média dos resultados obtidos com as equações. Para fins de comparação e sugestão, foram realizados os mesmos cálculos subsequentes utilizando apenas o valor encontrado com o método de Kirpich, apresentado na Equação 1.

Os valores de precipitação máxima utilizados para o cálculo da vazão de pico dos hidrogramas foram os mesmos utilizados pelos projetistas, para garantir a comparação dos métodos adotados, onde o único dado que está sendo alterado é o tempo de concentração. Assim, os valores de precipitação máxima encontrados para os respectivos períodos de retorno, são indicados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de precipitações máximas para os períodos de retorno de 5, 10, 20, 100 e 1000 anos

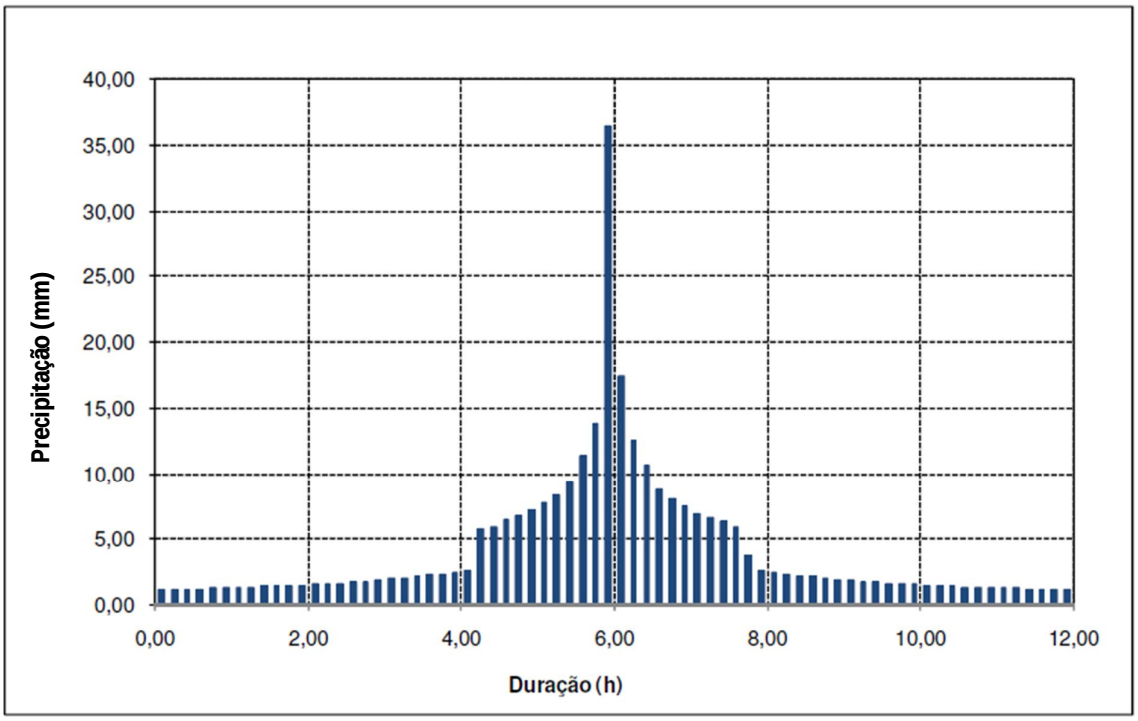
Período de retorno T_R (anos)	**Precipitação máxima (mm)**	
	Barragem Saquinho	**Barragem Figueira Gorda**
5	160,81	138,53
10	192,77	173,75
20	220,42	207,53
100	275,37	284,01
1000	353,97	392,28

Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012) e Ministério do Desenvolvimento Rural (2013).

Uma vez que as barragens foram projetadas para uma cheia milenar, os procedimentos descritos a seguir foram realizados apenas para o tempo de retorno de 1000 anos. Os hietogramas retirados das memórias de cálculo das barragens são apresentados a seguir, a Figura 9 corresponde à barragem Saquinho e a Figura 10, à barragem Figueira Gorda.

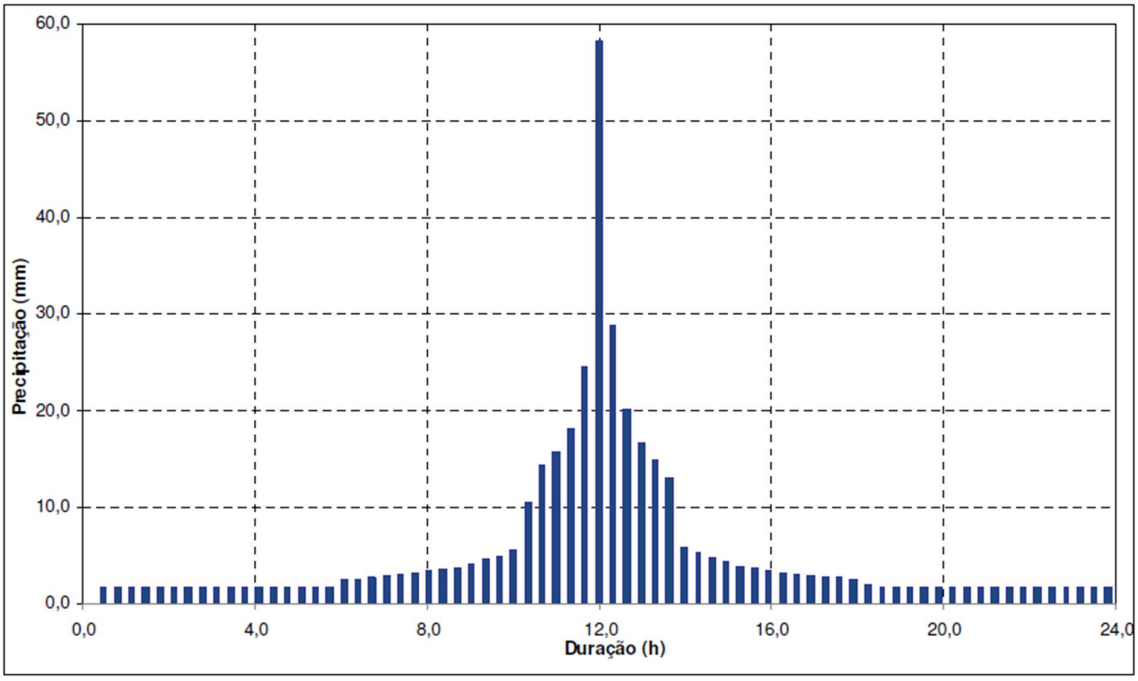
O software HEC-HMS (*Hydrologic Engineer Center - Hydrologic Modeling System*), desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers, e amplamente utilizados desde a sua primeira versão, o HEC-1, devido à facilidade de utilização, tem uma extensa capacidade de conduzir simulações hidrológicas. Em uma representação de bacia hidrográfica, os elementos hidrológicos estão conectados em uma rede dendrítica para simular os processos de escoamento. O programa inclui métodos para a análise de perdas por infiltração e para a transformação de excesso de chuva em escoamento superficial (SCHARFFENBERG e FLEMING, 2008).

Figura 9 – Hietograma para TR = 1000 anos da Barragem Saquinho



Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012)

Figura 10 – Hietograma para TR = 1000 anos da Barragem Figueira Gorda



Fonte: Ministério do Desenvolvimento Rural (2013)

Gerou-se então os hidrogramas para o tempo de retorno de 1000 anos, correspondentes aos hietogramas já calculados no projeto da barragem, por convolução dos hietogramas com o hidrograma unitário sintético do NRCS, utilizando o modelo HEC-HMS

Os dados foram inseridos com as devidas adaptações das unidades de medida, ressaltando que o modelo requer o tempo de retardo (T_L) como parâmetro e não o tempo de concentração, sendo necessário utilizar a relação da Equação 15, estabelecida anteriormente. O número de escoamento (N) para 1000 anos foi determinado 96 para ambas as bacias, pois, com base em observações *in loco*, considerou-se que o solo encontra-se praticamente saturado no início da precipitação de projeto (situação AMC III na classificação do SCS), atendendo ao tipo de solo e à sua ocupação (DIRECÇÃO GERAL DE AGRICULTURA, SILVICULTURA E PECUÁRIA, 2012; MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO RURAL, 2013). Foram utilizados para a geração dos hidrogramas apenas dois tempos de concentração, o adotado em projeto e o obtido pelo método de Kirpich.

Assim, comparou-se as vazões de pico obtidas nos hidrogramas de projeto e nos hidrogramas com o T_C de Kirpich, além disso, foi possível obter os picos de elevação do nível de água nos respectivos casos, com os quais pode-se verificar se as cotas adotadas para as soleiras e para as faces inferiores de cada ponte são seguras.

A recomendação seguida no Brasil sobre o valor de borda livre mínima refere-se à Eletrobras (2003), segundo a qual deve-se deixar 1,0 m acima do Nível de Máxima Enchente do reservatório em barragens de aterro e 0,5 m acima do Nível de Máxima Enchente do reservatório em barragens de concreto. Define-se como borda livre mínima a distância vertical entre o nível de máxima enchente no reservatório e a cota de galgamento da barragem (ELETROBRÁS, 2003).

3.4 Verificação da vazão descarregada no vertedor

O cálculo da vazão descarregada através da soleira possui diversas fórmulas que variam de acordo com o tipo de vertedor. Tanto a barragem de Saquinho como a de Figueira Gorda possuem vertedor tipo Creager, que segue a Equação 25 (TOMAZ, 2014).

$$Q = C_{des} L H^{3/2} \tag{25}$$

Onde, Q é a vazão de projeto (m^3/s), C_{des} é o coeficiente de descarga $(m^{1/2}/s)$, L é a largura do vertedor (m) e H é a diferença de cotas entre o Nível Máximo de Enchente (NME) e a altura da barragem (m). O C_{des} pode ser obtido em função da altura da barragem ($Alt_{barragem}$) sobre H através da Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de C_{des} em função de $Alt_{barragem}/(NME - Alt_{barragem})$

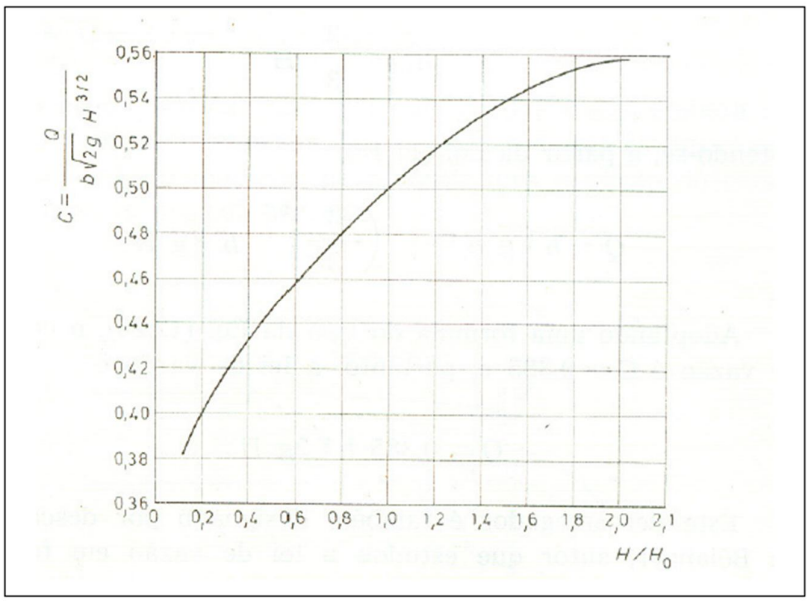
$\frac{Alt_{barragem}}{(NME - Alt_{barragem})}$	C_{des}
0	1,7
0,04	1,77
0,14	1,92
0,36	2,07
0,50	2,10
1,0	2,14
1,5	2,16
3,0	2,18
>3,0	2,19

Fonte: Adaptado de US Bureau of Reclamation (1987) segundo Tomaz (2014)

Os projetistas consideraram $C_{des} = C\sqrt{2g}$, onde C é o coeficiente de vazão dado pela Figura 11 em função da relação H/H_0. H é definido como a carga hidráulica sobre a crista da soleira em metros (m) e H_0 é definido como a carga hidráulica de dimensionamento da soleira, também em metros, no caso de estudo, referentes à cheia milenar.

Uma vez que as barragens já estão construídas, adotou-se, no lugar do Nível Máximo de Enchente do reservatório, a cota da longarina da ponte reduzida do valor de borda livre mínima, assim, pode-se calcular a vazão possível de ser descarregada nos vertedouros. Os dados utilizados para os cálculos são apresentados na Tabela 7 para a barragem de Saquinho e na Tabela 8 para a barragem de Figueira Gorda.

Figura 11 – Gráfico do coeficiente de vazão de uma soleira descarregadora Creager em função da razão H/H_0



Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012) e Ministério do Desenvolvimento Rural (2013)

Tabela 7 – Dados da barragem de Saquinho para cálculo da vazão descarregada

Dado	Kirpich	Adotado
Nível Máximo de Enchente no reservatório (m)	316,10	315,25
Cota da longarina da ponte (m)	316,52	
Valor de borda livre mínima (m)	0,50	
Nível Máximo Normal no reservatorio (m)	312,00	
Largura da soleira (m)	24,20	
Altura da barragem (m)	33,90	

Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012).

Tabela 8 – Dados da barragem de Figueira Gorda para cálculo da vazão descarregada

Dado	Kirpich	Adotado
Nível Máximo de Enchente no reservatório (m)	94,70	94,20
Cota da longarina da ponte (m)	94,72	
Valor de borda livre mínima (m)	0,50	
Nível Máximo Normal no reservatorio (m)	91,00	
Largura da soleira (m)	28,50	
Altura da barragem (m)	32,70	

Fonte: Ministério do Desenvolvimento Rural (2013).

4 RESULTADOS

4.1 Análise qualitativa

As tabelas criadas para a visualização da adequação de cada método às características das duas bacias hidrográficas são apresentadas na Tabela 9 para a bacia hidrográfica de Saquinho e na Tabela 10 para a bacia hidrográfica de Figueira Gorda.

Tabela 9 – Características dos métodos de Tc e da bacia hidrográfica de Saquinho

Bacia hidrográfica Saquinho			
Método / Característica	**Tipo de bacia**	**Área**	**Declividade**
Kirpich	Rural	0,003 < A < 11.162 km²	3 < S < 10 %
Bacia Saquinho	OK	OK	OK
SCS Lag	Rural	0,0053 < A < 49,2 km²	S < 30 %
Bacia Saquinho	OK	OK	OK
NERC	N/A	A < 25 km²	N/A
Bacia Saquinho	-	OK	-
Temez	Rural	A < 3000 km²	N/A
Bacia Saquinho	OK	OK	-
Giandotti	Rural	A > 300 km²	N/A
Bacia Saquinho	OK	NÃO	-

Fonte: dados de pesquisa.

Tabela 10 – Características dos métodos de Tc e da bacia hidrográfica de F. Gorda

Bacia Hidrográfica Figueira Gorda			
Método / Característica	**Tipo de bacia**	**Área**	**Declividade**
Kirpich	Rural	0,003 < A < 11.162 km²	3 < S < 10 %
Bacia F. Gorda	OK	OK	OK
SCS Lag	Rural	0,0053 < A < 49,2 km²	S < 30 %
Bacia F. Gorda	OK	OK	OK
NERC	N/A	A < 25 km²	N/A
Bacia F. Gorda	-	OK	-
Temez	Rural	A < 3000 km²	N/A
Bacia F. Gorda	OK	OK	-
Giandotti	Rural	A > 300 km²	N/A
Bacia F. Gorda	OK	NÃO	-

Fonte: dados de pesquisa.

Em um primeiro momento, ressalta-se a escassez de informações sobre os métodos, dos cinco métodos aplicados apenas dois possuíam indicações sobre os três parâmetros selecionados para análise. Essa falta de informações faz com que a adequação do método às bacias hidrográficas em estudo seja incerta e os projetistas acabam utilizando-as apenas por ser costumeiro no seu país de origem, sem os devidos cuidados.

É possível perceber que o método de NERC é o que possui menos informações sobre seu desenvolvimento e sobre sua aplicação. Ressalta-se que a informação sobre o parâmetro de área foi concluída através de observação de trabalhos do mesmo centro que desenvolveu o método, pois não foi encontrada nenhuma afirmação a respeito do mesmo.

O método de Témez se diz aplicável a um intervalo de área extremamente grande e não possui informações sobre a declividade do terreno. Essas condições tornam o método aplicável a uma extensa variedade de bacias, mas considerando que bacias hidrográficas são um sistema complexo onde todas as variáveis estão interligadas e interferem umas nas outras, é de se esperar que o valor obtido para o tempo de concentração não seja representativo para todo o intervalo sugerido.

De acordo com a bibliografia consultada, o método de Giandotti deve ser aplicado em bacias com áreas maiores que 300 km², pois superestima o valor do tempo de concentração em bacias pequenas. Assim, o método não deveria ter sido utilizado nas bacias em questão, pois a maior delas tem uma área de 20,20 km² e sua utilização contribuiu para elevar a média dos tempos de concentração.

Os métodos SCS Lag e de Kirpich são os mais utilizados e difundidos no mundo, são também os que possuem informações sobre os três parâmetros analisados. As bacias em estudo se adequam ao método SCS Lag em todos os três parâmetros, no entanto, os valores encontrados por ele são sensivelmente diferentes. Quando aplicou-se o método SCS Lag à bacia de Saquinho, o valor obtido foi bem próximo ao valor encontrado pelo método de Kirpich, enquanto na bacia de Figueira Gorda este valor foi o dobro. Adotando Kirpich como referência, esta diferença pode ter explicação no limite superior do intervalo de área. McCuen *et al*. (1984) dizem que o método apresenta valores representativos para áreas até 16,19 km², o que abrange a bacia de Saquinho, enquanto a bacia de Figueira Gorda se encaixa no método apenas devido ao limite superior sugerido por Folmar e Miller (2000), de 12,95 a 49,2 km², estando fora do limite de McCuen, que, nesse caso de estudo, aparenta ser o correto para o método SCS Lag.

Por fim, o método de Kirpich, de acordo com suas especificações, atende às características das bacias estudadas. A área das bacias em estudo está em um intervalo que

Silveira (2005) não constatou como de bom funcionamento para a fórmula de Kirpich, no entanto, as bacias rurais observadas no trabalho de Silveira (2005) com áreas próximas às bacias estudadas neste trabalho apresentam inclinações maiores do que as indicadas por Kirpich (1940), entre 3 e 10 %, enquanto as bacias que estavam dentro do intervalo de área estabelecido por Silveira (2005) como de bom funcionamento da fórmula, atendiam ao intervalo de inclinação estabelecido por Kirpich (1940). Assim, considerou-se, que a fórmula de Kirpich funciona bem entre 0,003 e 11.162 km², ressaltando que o método é amplamente utilizado no Brasil em bacias com áreas maiores do que suas especificações obtendo resultados satisfatórios. Os valores encontrados pelo método de Kirpich nas bacias estudadas foram sempre os menores. Adotá-lo como referência é optar por uma maior segurança no dimensionamento de obras hidráulicas, além de ser o valor mais distante do valor encontrado pelo método de Giandotti, que se pode afirmar que não deveria ter sido utilizado. A fórmula do método de Kirpich é a única entre os métodos que utiliza a diferença de cotas entre o ponto mais alto e o mais baixo da bacia, se adequando muito bem a relevos acidentados, o que é o caso da Ilha de Santiago e de praticamente todo o arquipélago de Cabo Verde, onde existe uma grande diferença de cotas entre as nascentes dos rios e a obra da barragem em uma distancia curta.

4.2 Tempos de concentração e hidrogramas de cheia

Os tempos de concentração obtidos com as Equações de 1 a 5 são apresentados na Tabela 11, assim como o tempo de concentração adotado para projeto resultante da média dos resultados.

Tabela 11 – Tempos de concentração calculados em projeto.

Método utilizado	**Tempos de concentração (h)**	
	B. hidrográfica Saquinho	**B. hidrográfica Figueira Gorda**
Kirpich	0,71	1,85
SCS Lag	0,77	3,57
NERC	2,39	3,86
Témez	1,87	4,57
Giandotti	2,21	3,07
Média	1,59	3,38
Valor adotado	**1,60**	**3,20**

Fonte: Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012) e Ministério do Desenvolvimento Rural (2013).

Ressalta-se que os valores obtidos por NERC, de acordo com o indicado nos relatórios das barragens, correspondem ao tempo de retardo, segundo a equação encontrada em Loukas e Quick (1996), porém os projetistas o utilizaram sem fazer a transformação para tempo de concentração, utilizando a Equação 15, o que resultaria em um tempo de concentração de 3,98 h para a bacia de Saquinho e 6,43 h para a bacia de Figueira Gorda. Estes novos valores não foram incorporados neste trabalho, uma vez que o objetivo era uma comparação com os valores que foram utilizados.

Os tempos de concentração obtidos por Kirpich e os adotados pelos projetistas foram transformados em tempos de retardo para serem inseridos no software HEC-HMS e calculou-se a diferença percentual entre eles. Obteve-se então as vazões de pico para cada valor de tempo de concentração e calculou-se a diferença percentual entre elas. Os resultados para a barragem de Saquinho são apresentados na Tabela 12 e para a barragem de Figueira Gorda, na Tabela 13.

Tabela 12 – Tempo de concentração e vazão de pico por Kirpich e pelos valores adotados para barragem de Saquinho.

Dados	Kirpich	Adotado
T_C (h)	0,71	1,60
T_L (min)	25,56	57,6
Diferença entre T_C (%)	55,62	
Vazão de pico (m³/s)	538,8	316,7
Diferença entre vazões de pico (%)	70,13	

Fonte: O Autor (2018) e Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012)

A bacia hidrográfica de Saquinho apresentou uma diferença de 0,89 h, ou seja, 53,4 min, entre o tempo de concentração adotado pelos projetistas decorrente da média de cinco métodos e o tempo de concentração calculado pelo método de Kirpich, percentualmente essa diferença é de 55,62 %. Essa redução do tempo de concentração provocou um aumento de 222,1 m³/s na vazão de pico, o que representa 70,13 % de diferença percentual.

Tabela 13 – Tempo de concentração e vazão de pico por Kirpich e pelos valores adotados para barragem de Figueira Gorda.

Dados	Kirpich	Adotado
T_C (h)	1,85	3,20
T_L (min)	66,6	115,2
Diferença entre T_C (%)	42,19	
Vazão de pico (m³/s)	570,7	369,5
Diferença entre vazões de pico (%)	54,45	

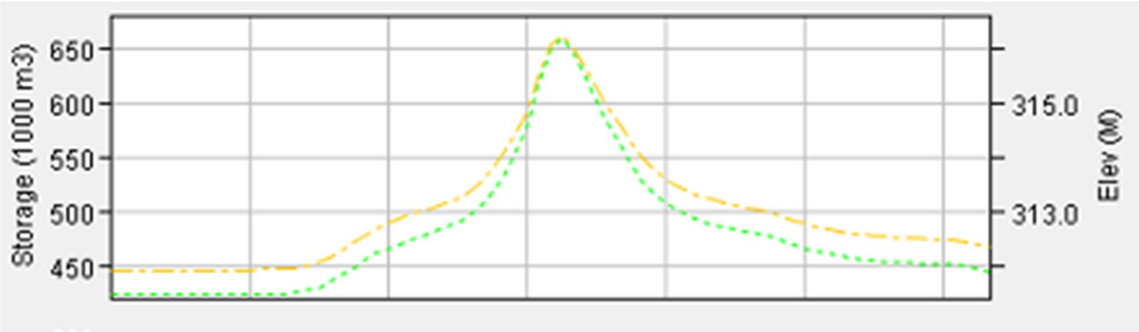
Fonte: O Autor (2018) e Ministério do Desenvolvimento Rural (2013)

A bacia hidrográfica de Figueira Gorda apresentou uma diferença de 1,35 h, ou seja, 81 min, entre o tempo de concentração adotado pelos projetistas por meio da média de cinco métodos e o tempo de concentração calculado pelo método de Kirpich. Essa redução do tempo de concentração é refletida na vazão de pico gerando um aumento 201,2 m³/s, o que significa 54,45 % em diferença percentual.

4.3 Nível de máxima enchente e valor de borda livre mínima

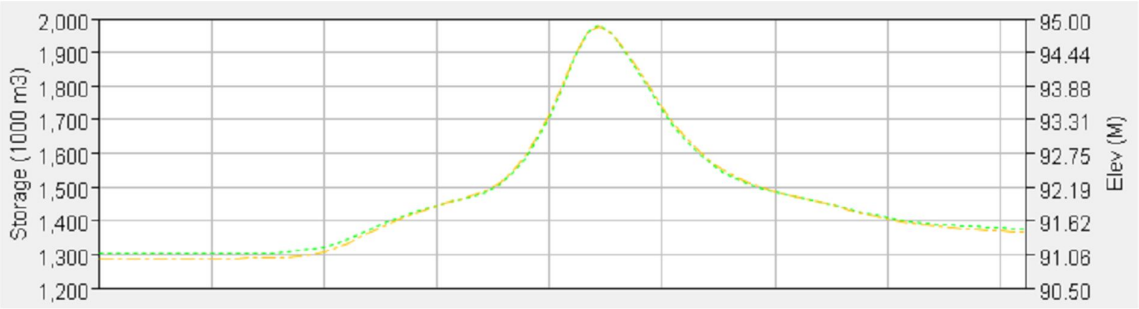
Os resultados do HEC-HMS apresentam também um gráfico de cota e volume armazenado ao longo do tempo, onde o nível de água é representado pela linha amarela e o volume armazenado é representado pela linha verde. A Figura 12 apresenta os resultados na tela do HEC-HMS, enquanto a Tabela 14 apresenta as cotas relacionadas à barragem de Saquinho, quanto à barragem de Figueira Gorda, os dados são apresentados na Figura 13 e na Tabela 15, para a barragem de Figueira Gorda. Assim foi possível verificar se a folga projetada entre a soleira e a ponte atendia à segurança.

Figura 12 – Nível de Máxima Enchente para a barragem de Saquinho



Fonte: O Autor (2018)

Figura 13 – Nível de Máxima Enchente para a barragem de Figueira Gorda



Fonte: O Autor (2018)

Tabela 14 – Cotas adotadas e calculadas para a barragem de Saquinho.

Dados	Kirpich	Adotado
Nível de Máxima Enchente (m)	316,10	315,25
Cota inferior da ponte (m)	316,52	
Folga (m)	0,42	1,27

Fonte: O Autor (2018) e Direcção Geral de Agricultura, Silvicultura e Pecuária (2012)

Tabela 15 – Cotas adotadas e calculadas para a barragem de Figueira Gorda

Dados	Kirpich	Adotado
Nível de Máxima Enchente (m)	94,70	94,20
Cota inferior da ponte (m)	94,72	
Folga (m)	0,02	0,52

Fonte: O Autor (2018) e Ministério do Desenvolvimento Rural (2013).

Para a barragem de Saquinho a redução no tempo de concentração causou um aumento de 0,85 m na cota máxima de cheia, assim, o valor de borda livre projetado para 1,27 m foi reduzido para 0,42 m. Já na barragem de Figueira Gorda, o tempo de concentração calculado por Kirpich gerou um aumento de 0,50 m na cota máxima de cheia em relação à cota calculada pelos projetistas, dessa forma, a folga projetada de 0,52 m foi reduzida à apenas 0,02 m.

Assim, para os tempos de concentração adotados pelos projetistas, a barragem de Saquinho atende o valor mínimo que deve ser adotado com folga de 0,77 m, já a barragem de Figueira Gorda apresenta uma borda livre de 0,02 m maior do que o mínimo recomendado. Quando analisadas com os valores de Nível de Máxima Enchente obtidos a partir de Kirpich, a barragem de Saquinho, feita de concreto, deixa a dever 0,08 m, enquanto a barragem de Figueira Gorda, feita de alvenaria de pedra, que já estava no limite da segurança mínima segundo as normas brasileiras, fica a dever 0,48 m, ou seja, praticamente toda a medida de borda livre mínima que deveria ser adotada.

4.4 Vazão de descarga nos vertedores

O valor do coeficiente de descarga (C_{des}) se definido através dos procedimentos e tabelas apresentadas por Tomáz (2014) resultaria em 2,19 $m^{1/2}$.s, o valor máximo da Tabela 6, enquanto o procedimento adotado pelos projetistas resultou em um C_{des} de 2,215 $m^{1/2}$.s. Valores válidos para as duas barragens. Uma vez que os valores apresentam uma diferença pequena entre si e estão de acordo com o tipo de vertedor analisado, utilizou-se nos cálculos de vazão de descarga o valor adotado pelos projetistas. Além do que, para fins comparativos, é conveniente adotar os mesmos valores de projeto.

Quando calculou-se as vazões de descarga, repetindo o procedimento e os valores adotados pelos projetistas, foram encontrados valores inferiores às vazões de projeto calculadas pelos próprios. Para a barragem de Saquinho, utilizando C_{des} de 2,215 $m^{1/2}$.s, L igual à 24,20 m e H igual 3,25 m, obteve-se uma vazão de descarga de 314,06 m³/s enquanto a vazão de projeto para a cheia milenar é de 316,7 m³/s. Para a barragem de Figueira Gorda, utilizando C_{des} de 2,215 $m^{1/2}$.s, L igual à 28,50 m e H igual 3,20 m, obteve-se uma vazão de descarga de 361,36 m³/s enquanto a vazão de projeto para a cheia milenar é de 369,5 m³/s.

Os vertedores da barragem de Saquinho e da barragem de Figueira Gorda estão subdimensionados em relação às cheias milenares previstas em projeto. A barragem de Saquinho apresenta uma diferença de 0,84 % entre a vazão de projeto e a vazão de descarga do vertedor, enquanto a barragem de Figueira Gorda apresentou uma diferença de 2,25 % entre a vazão de projeto e a vazão de descarga do vertedor. Mesmo que esses valores apresentem diferenças pequenas percentualmente, deve-se lembrar que eles serão levados adiante no dimensionamento de outras estruturas da barragem e no cálculo de outros parâmetros de segurança, que provavelmente encontrarão diferenças cada vez maiores.

Foram calculadas as vazões que seriam possíveis de passar pelo vertedor, uma vez que as obras já foram construídas, resguardando o valor de borda livre mínima adotado nas barragens brasileiras, com referência à Eletrobrás (2003). Assim, a variável H da Equação 25 que representava a diferença de cotas entre o Nível Máximo de Enchente e o Nível Máximo Normal no reservatório, passa a se referir à diferença de cotas entre a cota da longarina da ponte reduzida de 0,50 referente ao valor de borda livre mínima para barragens de concreto e o Nível Máximo Normal no reservatório. Essas vazões foram comparadas com as vazões de pico encontradas através da utilização do T_C de Kirpich para a cheia milenar.

Para a barragem de Saquinho, utilizando C_{des} de 2,215 $m^{1/2}$.s, L igual à 24,20 m e H igual 4,02 m, obteve-se uma vazão de descarga possível de 432,04 m³/s, enquanto a

vazão de pico de Kirpich é de 538,8 m³/s para a cheia milenar. Para a barragem de Figueira Gorda, utilizando C_{des} de 2,215 $m^{1/2}$.s, L igual à 28,50 m e H igual 3,22 m, obteve-se uma vazão de descarga de 364,76 m³/s enquanto a vazão de pico de Kirpich para a cheia milenar é de 570,7 m³/s.

Na barragem de Saquinho, a diferença entre a vazão de pico obtida por Kirpich para o tempo de retorno de 1000 anos e a vazão de descarga possível no vertedor é de 106,76 m³/s, o que corresponde à uma diferença percentual de 24,71 %. Na barragem de Figueira Gorda a diferença entre a vazão de pico obtida por Kirpich para o tempo de retorno de 1000 anos e a vazão de descarga possível no vertedor é de 205,94 m³/s, correspondendo à uma diferença percentual de 56,46 %. Todos os resultados referentes aos cálculos de vazão de descarga para a barragem de Saquinho e para a barragem de Figueira Gorda apresentam-se na Tabela 16.

Tabela 16 – Resultados de vazão de descarga dos vertedores

Dados	**Barragem Saquinho**	**Barragem Figueira Gorda**
Vazão de descarga calculada (m³/s)	314,06	361,36
Vazão de projeto para T_R = 1000 (m³/s)	316,70	369,50
Diferença percentual (%)	0,84	2,25
Vazão de descarga possível calculada (m³/s)	432,04	364,76
Vazão de pico por Kirpich para T_R = 1000 (m³/s)	538,80	570,70
Diferença percentual (%)	24,71	56,46

Fonte: O Autor (2018)

As barragens de Saquinho e Figueira Gorda possuem os vertedores subdimensionados desde os cálculos de projeto e esse subdimensionamento se torna ainda mais alarmante quando analisado a partir dos valores obtidos através do tempo de concentração de Kirpich. Ressalta-se ainda que outros parâmetros devem ser calculados até o dimensionamento final da barragem, como por exemplo o *fetch* (direção do vento considerada) e a velocidade do vento, porém as barragens já se apresentam bastante subdimensionadas quando analisadas apenas a respeito do Nível de Máxima Enchente e da vazão de descarga do vertedor.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O método incomum escolhido pelos projetistas para o cálculo do tempo de concentração despertou questionamentos sobre a adequação deste método, obtendo seu valor final através da média dos valores encontrados por cinco equações com diferentes origens e limitações. Assim, resolveu-se refazer os cálculos de projeto alterando apenas o valor do tempo de concentração.

A escolha do método de Kirpich para comparação e como sugestão deste trabalho se deu por diversos fatores. Em um primeiro momento, por estar entre os cinco métodos utilizados pelos projetistas, foi possível perceber que o valor obtido por este método era sempre muito inferior em relação aos obtidos através dos outros métodos, consequentemente, inferior ao valor adotado. Uma comparação das informações coletadas sobre a aplicabilidade dos métodos com as características das bacias a serem estudadas, permitiu consolidar a escolha de Kirpich, pois além de estar entre os que possuíam mais informações, se adequa bem a relevos acidentados, o que é o caso da Ilha de Santiago.

O método de Kirpich é amplamente adotado e recomendado por consultores e acadêmicos brasileiros, sendo quase um padrão para o cálculo de tempo de concentração de barragens no país. Considerando que Cabo Verde não possui uma legislação sobre barragens, as análises foram feitas a partir dos parâmetros brasileiros.

A diferença entre o T_C de Kirpich e o T_C adotado chega a 55,6 % na barragem de Saquinhos e a 42,2 % na barragem de Figueira Gorda. A adoção do menor valor entre os tempos de concentração calculados seria uma medida a favor da segurança.

Os cálculos seguintes demonstraram, para o tempo de retorno de 1000 anos, um aumento de 70,13 % e 54,45% nas vazões de pico encontradas utilizando o T_C de Kirpich e o T_C adotado nas barragens de Saquinho e Figueira Gorda, respectivamente. O que influi diretamente na determinação do valor de borda livre mínima. Nos cálculos de projeto, a barragem de Saquinho atendia ao valor de borda livre mínima, mas nos cálculos a partir de Kirpich passou a não atender o valor mínimo. Enquanto a barragem de Figueira Gorda estava no limite do valor de borda livre mínima desde os cálculos de projeto, quando analisada a partir dos cálculos por Kirpich, fica a dever toda a medida de segurança que deveria ser adotada.

O cálculo da vazão de descarga do vertedor mostrou que os vertedores das duas barragens estavam subdimensionados desde o projeto, mesmo que com pouca diferença percentual, não sendo suficiente nem mesmo para a vazão de projeto considerada pelos

projetistas. Quando se calculou para cada barragem a vazão possível de passar através do vão livre sob a ponte, já construídas, considerando apenas o valor de borda livre mínima como folga, as diferenças percentuais em relação às vazões de pico obtidas por Kirpich foram de 24,71 % para a barragem de Saquinho e 56,46 % para a barragem de Figueira Gorda, diferenças essas bastante significativas em relação ao dimensionamento das barragens, já que outros parâmetros de segurança a ser abordados e calculados até o dimensionamento final da barragem.

O método de Kirpich é considerado um método conservador para a obtenção do tempo de concentração. Tomando-o como referência, nenhuma das duas barragens estudadas pode ser considerada segura para o tempo de retorno de 1000 anos para o qual foram projetadas, resultado da escolha de um método equivocado para o cálculo do tempo de concentração que gerou vazões menores e, consequentemente, o subdimensionamento das barragens como um todo. No entanto, estudos recentes alertam para incongruências acerca da aplicabilidade do método de Kirpich, como mostra o trabalho de Mota e Kobiyama, 2015. Sugere-se que sejam feitas pesquisas aprofundadas sobre os métodos de obtenção do tempo de concentração a fim de obter mais informações que possibilitem uma aplicação adequada dos mesmos com facilidade.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Manual do Empreendedor Sobre Segurança de Barragens:** Diretrizes para Elaboração de Projeto de Barragens. Brasília: ANA, v. V, 2016.

ALMEIDA, I. K. *et al.* Estimation on Time of Concentration of Overland Flow in Watersheds: A Review. **Geociências**, v. 33, n. 4, p. 661-671, 2014. Disponível em: < http://ppegeo.igc.usp.br/index.php/GEOSP/article/view/7322>. Acesso em: 22 ago. 2018.

CENTEIO, M. H. Sobre Santiago. **Cabo Verde Site**. Disponível em: <http://www.caboverdesite.com/city/santiago/sobre-a-ilha/ilha-de-santiago/>. Acesso em: 29 out. 2018.

CHOW, Ven Te.; MAIDMENT, David R.; MAYS, Larry W. **Applied Hydrology**. New York: McGraw Hill, 1988.

CRONSHEY, R. *et al.* **Urban hydrology for small watersheds**. US Department of Agriculture, 1986.

DIRECÇÃO GERAL DE AGRICULTURA, SILVICULTURA E PECUÁRIA. **Barragem de Saquinho e rede de adução**. Ilha de Santiago. 2012.

ELETROBRÁS, C. E. B. S. A. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: ELETROBRAS-ICOLD, 2003.

ESLAMIAN, Saeid. (Ed.). **Handbook of engineering hydrology:** Environmental hydrology and water management. CRC Press, 3 v., 2014.

FERREIRA, Pedro *et al*. Correção da estimativa do tempo de concentração através do método de kirpich para algumas bacias brasileiras. **XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Florianópolis, 2017.

GRIMALDI, Salvatore *et al*. Time of concentration: a paradox in modern hydrology. **Hydrological Science Journal**, v. 57, n. 2, p. 217-228, 2012.

INFO, C. V. Cabo Verde info. **Cabo Verde info**, 2015. Disponivel em: <http://www.caboverde-info.com/index.php>. Acesso em: 29 Outubro 2018.

KIRPICH, Z. P. Time of concentration of small agricultural watersheds. **Journal of Civil Engineering**, v. 10, p. 362, 1940.

LOUKAS, Athanasios; QUICK, Michael C. Physically-based estimation of lag time for forested mountainous watersheds. **Hydrological Sciences Journal**, v. 41, n. 1, p. 1-19, 1996.

MARTINS, Francisco José Paulos. **Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2000.

MATA-LIMA, Herlander. *et al.* Comportamento hidrológico de bacias hidrográficas: integração de métodos e aplicação a um estudo de caso. **Revista da Escola de Minas**, v. 60, n. 3, p. 525-536, 2007.

MCCUEN, Richard. H. **Hydrologic analysis and design**. 2nd ed. New Jersey: Prentice-Hall, 1998.

MINISTÉRIO DO AMBIENTE, AGRICULTURA E PESCAS **Segundo Plano de Acção Nacional para o Ambiente**. Praia, 2004.

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO RURAL. **Estudos e construção da barragem de Figueira Gorda e da rede de adução**. Ilha de Santiago. 2013.

MOTA, Aline de Almeida; KOBIYAMA, Masato. Reconsiderações sobre a Fórmula de Kirpich para o cálculo de tempo de concentração. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 20, n. 1, p. 55-59, jan./mar. 2015.

MUSY, André; HIGY, Christophe. **Hydrology:** a science of nature. CRC Press, 2010.

NRV|NORVIA, CONSULTORES DE ENGENHARIA S.A. Barragem da Figueira Gorda e Rede de Adução. **NRV|NORVIA**, 2018. Disponível em: <http://www.nrv-norvia.com/pt/projetos/barragem-da-figueira-gorda-e-rede-de-aducao>. Acesso em: 30 Outubro 2018.

RAGHUNATH, Hassan Manjunath **Hydrology:** principles, analysis and design. New Age International, 2006.

RAKHECHA, Pukh Raj; SINGH, Vijay P. **Applied hydrometeorology**. Springer Science & Business Media, 2009.

RONDON, M. A. C.; POLIZER, M.; OLIVEIRA, H. A. R. Hidráulica Aplicada. **Curso de Capacitação em Hidrometria para Gestão de Recursos Hídricos**. Campo Grande: 2008.

SCHARFFENBERG, W. A.; FLEMING, M. J. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS:** User's Manual. Davis: U.S. Army Corps of Engineers, 2008.

SHAW, Elizabeth M. **Hydrology in practice**. 3rd ed. CRC Press, 2005.

SHELTON, Marlyn. L. **Hydroclimatology:** perspectives and applications. New York: Cambridge University Press, 2009.

SILVA, Francisco Osny Enéas da. Risco hidrológico e hidráulico no dimensionamento de vertedores de barragens. **Curso de hidrologia para dimensionamento de barragens e análise de riscos de barragens**. Praia, Cabo Verde: 2017.

SILVA, Francisco Osny Enéas da. Orientação sobre Cabo Verde, Fortaleza, out. 2018, Informações concedidas à Manuella Romcy Melo.

SILVEIRA, A. L. L. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 1, p. 5-23, Março 2005.

STUDART, Ticiana Marinho de Carvalho. Hidrologia: Teoria e Prática. **Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental**, 2006. Disponivel em: <http://www.deha.ufc.br/ticiana/graduacao.html>. Acesso em: 10 Outubro 2018.

SUAPESQUISA.COM. Mapa de Cabo Verde. **Sua Pesquisa.com**, 2018. Disponivel em: <https://www.suapesquisa.com/paises/cabo_verde/mapa.htm>. Acesso em: 29 Outubro 2018.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2010.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2014.

TPF, G. Barragem de Saquinho. **TPF Consultores**, 2018. Disponivel em: <https://www.tpf.pt/pt/barragem-de-saquinho-c-1652-5-208---6.html>. Acesso em: 30 Outubro 2018.

TRIOLA, Mario F. **Elementary statistics technology update**. 11th ed. Pearson, 2010.

TUCCI, C. E. **Hidrologia:** ciência e aplicação. Porto Alegre: Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 4, 2001.

VERDE, G. D. C. Página Oficial do Governo de Cabo Verde. **Governo de Cabo Verde**, 2007. Disponivel em: <http://www.governo.cv/index.php/dados-gerais>. Acesso em: 29 Outubro 2018.

VILLELA, Swami Marcondes; MATTOS, Arthur **Hidrologia Aplicada**. McGraw-Hill, 1975.

WALPOLE, Ronald E. *et al*. **Probability & statistics for engineers & scientists**. 9th ed. Pearson Education, 2012.

WANIELISTA, M.; KERSTEN, R.; EAGLIN, R. **Hydrology:** Water quantity and quality control. John Wiley and Sons, 1997.

WOODWARD, Donald E. **National Engineering Handbook**. US Department of Agriculture, v. 630, cap 15, 2008.