

UNICEUB – CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CALCULO DE VAZÃO ESPECÍFICA PARA UMA BACIA DE DRENAGEM –
ESTUDO DE CASO

ARLINDO VERZEGNASSI FILHO

Brasília- DF

2018

ARLINDO VERZEGNASSI FILHO

**CALCULO DE VAZÃO ESPECÍFICA PARA UMA BACIA DE DRENAGEM –
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil UNICEUB,
como requisito para a obtenção do título em
Engenharia Civil.

Orientador.: Júlio César Sebastiani Kunzler

Brasília- DF

2018

ARLINDO VERZEGNASSI FILHO

**CALCULO DE VAZÃO ESPECÍFICA PARA UMA BACIA DE DRENAGEM –
ESTUDO DE CASO**

Aprovada em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Júlio César Sebastiani Kunzler
(ORIENTADOR)

Examinador 1
Franks Alves Fonseca

Examinador 2
Erika Regina Costa Castro

DEDICATÓRIA

Aos meus pais pelo amor e ensinamentos e a minha querida esposa e filho por tanta compreensão, a vocês, minha eterna gratidão e respeito.

AGRADECIMENTO

Ao nosso Senhor, todo poderoso, onipotente, onisciente, onipresente e que esteve comigo nesta jornada complexa e difícil.

A minha amada e dedicada esposa Erika, que com sabedoria, paciência e amor, me apoiou nos momentos mais difíceis.

Ao meu filho Lucas, que pacientemente me ajudou a digitar textos nas madrugadas, quando não possuía mais energia para empenhar difícil tarefa.

As meus pais, eternos lutadores, que muito me ensinou o caminho da verdade e honestidade.

Ao amigo Paulo André que gentilmente, orientou na elaboração dos cálculos, elaboração do SIG, simulação do programa HEC-HMS e revisão final do trabalho.

A empresa ARIA Empreendimentos Sustentáveis, e meu amigo Lúcio que autorizou a utilização dos dados geoespaciais utilizados.

Ao grande amigo Franks, que muito humildemente me ajudou com os cálculos e planilhas. Quantas discussões infundáveis sobre quais melhores metodologias, formulas, desenhos e programas computacionais, que tínhamos para levar a termo tão complexa tarefa.

Ao professor Júlio que tão gentilmente se propôs a embarcar nesta jornada, e que de maneira paciente me orientou.

Especiais agradecimentos ao professor Jociz, que desde o primeiro encontro no UniCEUB se mostrou extremamente prestativo. A professora Erika, que gentilmente se empenhou em corrigir, orientar e direcionar este TCC.

Finalmente um grande agradecimento aos amigos do trabalho Jandson e Nadi, que leram o trabalho todo e sugeriu várias correções, ao amigo Claiton que ajudou nos desenhos finais que compõem os apêndices deste longo trabalho, e a todos amigos do UniCEUB.

EPÍGRAFE

O período de maior ganho em conhecimento e experiência é o período mais difícil da vida de alguém.

RESUMO

É comum as inundações no Brasil e no mundo que causam enormes prejuízos as pessoas vitimando-as, muito decorrente de chuvas intensas que caem em cidades desprovidas de infraestrutura. As medidas de controle para sanar problemas provocados pelas inundações são precárias, muito por falta de investimentos em infraestrutura, ocupações irregulares, bem como por falta de estudos mais aprofundados sobre as precipitações regionais e seus respectivos escoamentos.

Este trabalho apresenta o cálculo de vazão específica de pré-desenvolvimento para uma bacia de drenagem. Foi elaborado um minucioso estudo das características da bacia de drenagem, no que se refere suas: declividades, comprimentos dos talwegues córregos e rios, cobertura vegetal, pedologia, geologia, geomorfologia e outras características necessárias ao estudo. Posteriormente a este estudo, foi elaborado uma simulação no programa HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System), para obtenção da vazão de pré-desenvolvimento em um ponto de controle definido como saída do escoamento total da bacia de drenagem (exutório). Com os dados obtidos foi proposto um comparativo de armazenamento em um reservatório para uma área de 12 ha, da vazão obtida comparando-a com a outorgada pela ADASA (Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal).

Os resultados mostraram que existe uma grande necessidade, de se fazer estudos mais detalhados para cálculos de vazão específica, pois, a diferença no armazenamento obtido no reservatório analisado pela vazão de pré-desenvolvimento do estudo, mostraram-se bem inferior à de outorga. Isto promove a elaboração de projetos muitas vezes superdimensionados, conseqüentemente a obras mais caras e demoradas.

ABSTRACT

Water floods that causes damage to the population are common in Brazil and other parts of the world, mainly because of heavy rains on cities with bad infrastructure. Control measures to address flood-related problems are precarious, largely due to lack of investment in infrastructure, irregular occupations, and lack of in-depth studies of regional precipitation and their respective flows. This study shows the calculation of a specific flow rate of pre-development for a drainage basin. A meticulous study of the basin characteristics was made regarding its: slopes, length of rivers and streams, vegetal cover, pedology, geology, geomorphology, among others necessary for the study. Following this study, a simulation was made using the software HEC-HMS, to obtain the flow rate of the pre-development in a control point defined as total flow exit for the drainage basin (mouth). Using the data obtained, a comparative was proposed between a reservoir for a 12ha area, and the granted by ADASA. (Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal).

The results shows that there is a great need for more detailed research about the calculations of specific flow rate, because the study shows differences between the pre-development and the granted. This results in many oversized projects, increasing construction time and cost.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 : Esquema de uma enchente.....	- 16 -
FIGURA 2 : Ciclo hidrológico	- 18 -
FIGURA 3 : Exemplo de uma bacia hidrográfica e área de drenagem	- 19 -
FIGURA 4 : Tipos de precipitação.....	- 26 -
FIGURA 5 : Forma do hidrograma unitário sintético triangular SCS.....	- 32 -
FIGURA 6 : Trecho curto de rio e os termos considerados na análise de conservação de massa	- 40 -
FIGURA 7 : Trecho curto de rio e os termos considerados na análise de conservação de quantidade de movimento.....	- 41 -
FIGURA 8 : Hidrograma trapezoidal de entrada no reservatório de detenção e triangular de saída.....	- 44 -
FIGURA 9 : Interface do programa HEC-HMS.....	- 47 -
FIGURA 10 : Interface do programa HEC-HMS com cálculos elaborados	- 48 -
FIGURA 11 : Ilustração das oito prováveis direções de escoamento para cada uma das células do MDT.	- 50 -
FIGURA 12 : Definição da bacia e sub-bacias do estudo	- 51 -
FIGURA 13 : Hietograma de Projeto - TR-10, TC-130min	- 53 -
FIGURA 14 : Gráfico da chuva efetiva da sub-bacia 1.....	- 56 -
FIGURA 15 : Esquema da modelagem do HEC-HMS	- 59 -
FIGURA 16 - Hidrograma calculado para a bacia contemplada no estudo	- 60 -
FIGURA 17 : Resultado da simulação no exutório.....	- 60 -

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 : Dados de intensidade pluviométrica de Brasília.....	- 28 -
Tabela 2 : Coeficientes de escoamento utilizado no método racional.....	- 34 -
Tabela 3 : Grupos hidrológicos de solos – método SCS	- 37 -
Tabela 4 : Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais	- 37 -
Tabela 5 : Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas	- 38 -
Tabela 6 : Banda de confiança para os valores do parâmetro CN (Hawkins et. al., 2009) .	- 38 -
Tabela 7 : Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning	- 44 -
Tabela 8 : Características da Unidades Hidrográficas.....	- 52 -
Tabela 9 : Dados pluviométricos utilizados na composição do hietograma.....	- 53 -
Tabela 10 : Dados de precipitação efetiva da sub-bacia 1.....	- 56 -
Tabela 11 : Tempo de retardo para cada sub-bacia	- 57 -
Tabela 12 : Parâmetros de entrada para modelagem da propagação de cheias através do Método da Onda Cinemática.	- 58 -
Tabela 13 : Serie temporal obtido na simulação	- 61 -
Tabela 14 : Dimensionamento preliminar de reservatório 24.4 l/s.ha.....	- 63 -
Tabela 15 : Dimensionamento preliminar de reservatório 59.09 l/s.ha.....	- 64 -

LISTA DE EQUAÇÕES

(1) Declividade	- 21 -
(2) Fórmual Califórnia Culverts Praticce	- 22 -
(3) Fórmual de Kirpich	- 23 -
(4) Fórmula de Dooge	- 23 -
(5) Fórmula de SCS – Método Cinemático	- 23 -
(6) Fórmula George Ribeiro	- 23 -
(7) Fórmula de Kirpich Modificada.....	- 24 -
(8) Lag Fórmula.....	- 24 -
(9) Equação IDF (Intensiadae Duração e Frequencia)	- 27 -
(10) Equação IDF Brasília (ADASA)	- 27 -
(11) Equação IDF Brasília (NOVACAP).....	- 28 -
(12) Tempo de Pico	- 31 -
(13) Tempo de Subida do Hidrograma	- 32 -
(14) Teempo de Base do Hidrograma.....	- 32 -
(15) Volume Total Escoada.....	- 32 -
(16) Volume Calculado pela Área	- 32 -
(17) Vazão de Pico do Hidrograma	- 33 -
(18) Fórmula do Método Racional	- 33 -
(19) Fórmula do Métoed Racional com Km ²	- 34 -
(20) Fórmula do Balanço Hídrico.....	- 35 -
(21) Máxima Infiltração.....	- 35 -
(22) Perdas Iniciais	- 35 -
(23) Chuva Efetiva.....	- 36 -
(24) Chuva Efetiva ou Escoamento Superficial	- 36 -
(25) Máxima Infiltração.....	- 36 -
(26) Equação da Continuidade	- 40 -
(27) Equação de Conservação da Quantidade de Movimento.....	- 41 -
(28) Método da Onda Cinemática	- 42 -
(29) Equação de Manning.....	- 42 -
(30) Área da Seção	- 42 -

(31) Valor Constante e Alfa.....	- 42 -
(32) Largura do Rio	- 42 -
(33) Equação da Onda Cinemática	- 43 -
(34) Fórmula de Manning.....	- 43 -
(35) Volume de Detenção	- 44 -
(36) Volume de Reservatório de Qualidade	- 45 -
(37) Vazão de Saída do Reservatório	- 45 -
(38) Volume de Reservatório de Quantidade	- 46 -

LISTA DE ABREVIATURAS

m - Metro

m/m - Metro por Metro

Km - Kilometro

Km² - Kilometro Quadrado

L/s - Litros por Segundo

l - Litros

m³ - Metros Cubicos

m³/s - Metro Cubico por Segundo

ha - Hectare

SCS Soil Conservation Service

CN - Cuva Número

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte

IPR - Instituto de Pesquisas Rodoviárias

HEC-HMS - Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System

IDF - Intensidade Duração e Frequencia

ADASA - Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do DF

NOVACAP - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil

SIG - Sistema de Informações Geográficas

SICAD - Sistema Cartográfico do Distrito Federal

TIN - Triangular Irregular Network

MDT - Modelo Digital do Terreno

SEDHAB - Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	- 12 -
2	PROBLEMA	- 12 -
3	HIPÓTESES	- 13 -
4	OBJETIVOS	- 13 -
4.1	Objetivo Geral	- 13 -
4.2	Objetivos Específicos	- 13 -
5	JUSTIFICATIVA	- 14 -
6	REFERÊNCIAL TEÓRICO.....	- 15 -
6.1	Ocupação Urbana	- 15 -
6.1.2	Cheias Urbanas	- 15 -
6.2	Hidrologia.....	- 17 -
6.2.1	O ciclo hidrológico	- 17 -
6.2.2	Bacias Hidrográficas.....	- 19 -
6.2.3	Características Físicas da Bacia Hidrográfica	- 20 -
6.2.4	Área de Drenagem ou Área da Bacia Hidrográfica.....	- 20 -
6.2.5	Comprimento do rio principal	- 20 -
6.2.6	Declividade do curso d'água principal	- 21 -
6.2.7	Tempo de Concentração	- 22 -
6.2.8	Tempo de Retardo ou Lag Time	- 24 -
6.3	Precipitação	- 25 -
6.3.1	Chuvas Intensas	- 26 -
6.4	Escoamento Superficial e a Transformação da Chuva em Vazão	- 29 -
6.4.1	Hidrograma Unitário Sintético triangular do SCS (Soil Conservation Service)	- 31 -
6.4.2	Método Racional	- 33 -
6.4.3	Método SCS (Soil Conservation Service)	- 35 -
6.5	Propagação de cheias em Rios.....	- 39 -
6.5.1	Equação da continuidade	- 40 -
6.5.2	Equação de conservação da quantidade de movimento	- 41 -
6.5.3	Método da onda cinemática.....	- 41 -
6.5.4	Dissipação de energia em rios formula de Manning	- 43 -

6.6	Dimensionamento preliminar de reservatório método Aron e Kibler, 1990 usando o Método Racional	- 44 -
6.7	Vazão de pré-desenvolvimento definida pela ADASA	- 45 -
6.8	Pacote computacional Plataforma HEC (Hidrologic Engeneering Center).....	- 46 -
7.0	MATERIAL E MÉTODO	- 49 -
7.1	Definição da Bacia Hidrográfica	- 49 -
7.2	Definição da Chuva de Projeto	- 52 -
7.3	Modelo de chuva-vazão	- 54 -
7.4	Modelagem da Chuva Efetiva	- 55 -
7.4.1	Modelagem da Propagação da Cheia.....	- 57 -
8.0	RESULTADO E DISCUSSÃO.....	- 60 -
8.1	Cálculo da vazão específica de pré-desenvolvimento	- 60 -
8.2	Dimensionamento preliminar de um reservatório de 12 ha.....	- 62 -
9.0	CONCLUSÃO.....	- 66 -

1 INTRODUÇÃO

Vemos todos os anos um grande número de famílias tendo que sair de suas casas devido as inundações. Geralmente estas pessoas são de baixa renda que moram em áreas próximas a córregos e rios ou áreas alagadiças, estes locais são desprovidos de infraestrutura como redes de esgoto, drenagem, abastecimento de água e outros. O desordenamento urbano, falta de políticas sociais e de infraestrutura geram nestas áreas impactos ambientais irreparáveis, reduzindo as áreas de escoamento natural dos rios, estes não tendo por onde escoar invade as moradias ribeirinhas.

Estas áreas ribeirinhas são difíceis de serem mensuradas e monitoradas, o estado não tendo recursos financeiros e técnicos para controla-las e fiscaliza-las deixa as ocupações irregulares se espalharem. Com o uso de novas tecnologias de obtenção de dados geoespaciais, e sua posterior modelagem em geoprocessamento vem garantindo análises mais confiáveis para o monitoramento destes locais.

Para estudos de vazões em bacias de drenagem onde estas áreas estão inseridas e consequentemente o escoamento em talvegues, rios e córregos uma modelagem geoespacial precisa e confiável aliado ao conhecimento aprofundado dos principais aspectos da bacia hidrográfica, bem como um estudo preciso das precipitações da região se torna indispensáveis, estes dados subsidiam de forma segura a modelagem hidrológica e hidrodinâmica que se valem principalmente destas informações.

Desta forma o presente trabalho propõe com a utilização dos dados obtidos por uma análise geoespacial e seu posterior geoprocessamento, bem como o uso de modelos matemáticos simulados em computador para cálculo de vazões em bacias de drenagem, obter de maneira precisa qual a vazão específica que a bacia em estudo estará proporcionando no ponto de análise (exultório).

A área que será utilizada como objeto do Estudo de Caso integra a Região Administrativa do Jardim Botânico do Distrito Federal. A referida área de estudo de caso foi selecionada em função de sua declividade e por ser uma área em constante expansão.

2 PROBLEMA

Ocupações urbanas desordenada as margens dos corpos hídricos causam sérios problemas ao escoamento natural das águas da chuva provocando inundações, pois afeta de forma descontrolada o que seria os canais naturais dos córregos e rios. Não é comum nestes

locais, o estado fazer análises precisas de vazões tanto no pré-desenvolvimento da bacia como no pós desenvolvimento, o que ocorre geralmente são obras de drenagem mitigadoras do problema, e não uma análise consistente da bacia como um todo.

3 HIPÓTESES

Com o apoio de informações geoespaciais, modelos matemáticos, programas de computador que simulam o processo de transformação de chuva em vazão em bacias hidrográficas, é possível determinar a vazão específica de pré-desenvolvimento proporcionada por esta bacia, e posteriormente usar estes dados para cálculo de reservatórios de detenção.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo Geral

Determinar as vazões de pré-desenvolvimento de uma bacia hidrográfica, utilizando informações geoespaciais, análise hidrológica, hidrodinâmica e programas computacionais, e posteriormente comparar volumes e áreas de reservatórios de detenção.

4.2 Objetivos Específicos

- Obter informações geoespaciais da região da bacia hidrográfica;
- Elaborar o estudo hidrológico, geológico e caracterizar a área de estudo;
- Definir o tipo de ocupação urbana;
- Elaborar a topografia da bacia hidrográfica a partir de informações de aerofotogrametria;
- Definir as precipitações pluviométricas da região de estudo;
- Definir a bacia hidrográfica do estudo e suas sub-bacias;
- Definir as principais características dos rios e córregos da bacia hidrográfica;
- Calcular a vazão de pré-desenvolvimento da bacia em estudo;
- Elaborar a modelagem hidrológica e hidráulica de reservatórios de detenção;

- Verificar os resultados.

5 JUSTIFICATIVA

O problema de inundações em áreas ribeirinhas no Brasil é recorrente, geralmente isto ocorre por falta de políticas públicas de controle, tanto de ocupação do território como por falta de saneamento básico. A falta de estudos que calcule as vazões de pré-desenvolvimento e pós desenvolvimento em bacias hidrográficas também é um fator a se considerar, uma vez que a mesma proporciona subsídios a tomada de decisões, no que se refere a políticas de saneamento básico e ocupação urbana.

Este trabalho visa com análises de informações geoespaciais, estudos hidrológicos e simulação com modernos programas de computador, proporcionar uma análise consistente para determinação da vazão específica de pré-desenvolvimento que uma determinada bacia hidrográfica possui, o que irá proporcionar dados para elaboração de medidas de controle para mitigar os problemas de inundações.

6 REFERÊNCIAL TÉORICO

6.1 Ocupação Urbana

Para Rebouças, Braga, & Tundisi (2006 apud FOSTER, 1986, p. 299) por volta do ano 2000, a população urbana compunha cerca de 15% da população mundial. No final desse século está previsto que 50% da população mundial estará em cidades. Nos países desenvolvidos como Estados Unidos a urbanização já atinge 94% da população. Isso é consequência natural do desenvolvimento econômico, onde o setor primário representa apenas 2% da economia. Nos países em desenvolvimento existe um acelerado processo de urbanização. Na América Latina e no Caribe a população urbana cresce a taxas de 3 a 5% ano. No ano 2000 é previsto que cerca de seis cidades deverão ultrapassar 10 milhões de habitantes e de 30 a 35 cidades deverão ter população superior a 1 milhão

O processo de urbanização gera grandes modificações no ambiente natural, especialmente alterando o uso do solo e agravando os problemas de enchentes, em um ciclo de causa e efeito que acumula importantes perdas econômicas e sociais, o que resulta em um processo de aumento contínuo de degradação no ambiente construído (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016)

A taxa de ocupação urbana no Brasil nos dias atuais é alta e ocorre de forma desordenada, o que provoca sérios problemas de infraestrutura, aproximadamente 80% da população brasileira vive em áreas urbanas, enquanto 20% no meio rural.

Como o poder público e as políticas sociais e de infraestrutura não acompanham de forma eficiente este crescimento, observa-se uma degradação alarmante em áreas que deveriam ser preservadas, principalmente à beira de rios e córregos.

6.1.2 Cheias Urbanas

As cheias naturais são fenômenos provocados pelo excesso de escoamento superficial, gerando a partir de uma precipitação intensa. Esse processo hidrológico é cíclico, natural e benéfico ao ambiente (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016)

Observando a evolução humana é fácil detectar que os aglomerados urbanos sempre se deram ao longo de rios e córregos, pois a necessidade de água sempre foi um

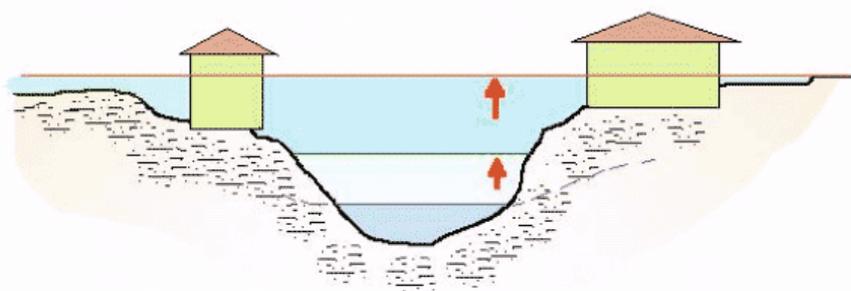
atrativo, ocupações ao longo destes locais impermeabilizam o solo aumentando os volumes de escoamento de chuvas carregados de detritos, lixos e todo tipo de material que se deslocam para os corpos hídricos, contaminando e inundando seus canais de escoamento.

De forma resumida podemos entender que esta urbanização sem controle e falta de saneamento provoca o que chamamos de aumento e adiantamento do pico de uma cheia, aumentando a parcela de escoamento de forma mais rápida, como esquematizado na Figura 1.

Até pouco tempo no Brasil a solução de drenagem era transferir o problema para jusante, ou seja, capitando a água das chuvas, canalizando a área urbana e descarregando estas em rios e córregos. Embora esta medida resolva o problema a montante as pessoas que moravam em áreas próximas aos corpos hídricos foram impactadas com inundações catastróficas. Hoje em dia existe muitas políticas públicas tentando resolver este problema com medidas mais ecologicamente corretas, procurando fazer coletas de lixo mais eficazes, criar dispositivos de armazenamento de águas de chuva nas próprias casas para reúso, criar bacias de retenção e detenção, para que as águas canalizadas não sejam descarregadas diretamente em rios e córregos.

FIGURA 1 : Esquema de uma enchente

ENCHENTE: Aumento na vazão ou descarga de um curso d'água por certo período de tempo, que se reflete na variação do nível d'água ao longo do canal.



Fonte : http://megacidades.cst.inpe.br/sao_paulo/banco_dados/apendice4.php acesso (15-05-2016)

Hidrologia é a ciência que trata da água na Terra, sua ocorrência, circulação distribuição espacial, suas propriedades físicas e químicas e sua relação com o ambiente, inclusive com os seres vivos. A Hidrologia é o estudo da água na superfície terrestre, no solo e no sub-solo (COLLISCHONN e TASSI, 2011).

De uma forma genérica podemos dizer a hidrologia seria o que acontece com a chuva ao se precipitar na superfície terrestre.

6.2 Hidrologia

Hidrologia é a ciência que trata da água na Terra, sua ocorrência, circulação distribuíção espacial, suas propriedades físicas e químicas e sua relação com o ambiente, inclusive com os seres vivos. A Hidrologia é o estudo da água na superfície terrestre, no solo e no sub-solo (COLLISCHONN e TASSI, 2011).

De uma forma genérica podemos dizer a hidrologia seria o que acontece com a chuva ao se precipitar na superfície terrestre.

6.2.1 O ciclo hidrológico

O ciclo hidrológico natural é um dos conceitos principais da hidrologia, sendo seu conhecimento extremamente importante para vários profissionais que trabalham com o meio ambiente. Dada a complexidade dos fenômenos envolvidos nesse processo, o ciclo hidrológico é, usualmente, representado de forma simplificada, desconsiderando-se as parcelas menos relevantes dele, o que depende do objetivo do estudo (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016). Na figura 2 pode ser observado o ciclo hidrológico completo.

Para Gribbin (2009) a natureza é uma grande recicladora, e a água é um importante exemplo. A água que esco superficialmente vem do oceano e a ele retorna, em um constante ciclo chamado **ciclo hidrológico**. Apesar de complexo em seu funcionamento, o ciclo hidrológico pode ser explicado simplesmente como estas etapas:

1. A água evapora dos oceanos e lagos da Terra.
2. A água evaporada forma nuvens.
3. As nuvens deslocam-se pela atmosfera em padrões climáticos globais.
4. O vapor da água se condensa e se precipita na forma de chuva, neve ou granizo.
5. A chuva chega ao solo e esco por ele até os pequenos córregos.
6. Os córregos escoam para os rios e, finalmente, para os oceanos e os lagos.

As parcelas mais importantes do ciclo hidrológico são: a precipitação, a evaporação de superfícies líquidas, a evapotranspiração de água do solo e a transpiração dos seres vivos, a infiltração, a interceptação vegetal, a retenção em depressões do terreno e os escoamentos superficiais, subsuperficiais e subterrâneos (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016).

Ao estudarmos cheias em bacias hidrográficas o estudo do ciclo hidrológico de uma região e de suma importância, fornecendo vários parâmetros para cálculos hidrológicos e hidráulicos.

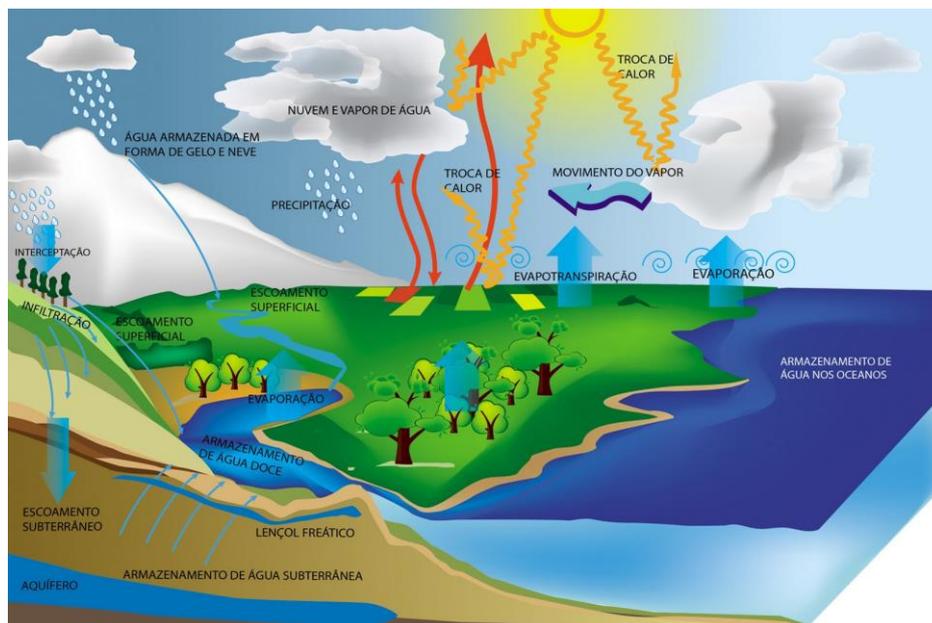
Para Miguel, Veról, & Rezende (2016) partindo de características de uma bacia hidrográfica, podem-se definir quais parcelas desse ciclo apresentam maior importância, ao utilizar modelos para a simulação do comportamento da natureza, desprezar aquelas de menor relevância, e, conseqüentemente, simplificar o problema a resolver.

O ciclo hidrológico é fechado, se considerado em escala global. Em escala regional podem existir alguns sub-ciclos. Por exemplo, a água precipitada que está escoando em um rio pode evaporar, condensar e novamente precipitar antes de retornar ao oceano (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Nos estudos hidrológicos voltados à drenagem urbana, principalmente em virtudes da carência de dados fluviométricos que poderia subsidiar análises estatísticas de cheias, normalmente são adotados modelos matemáticos do tipo chuva x vazão para a definição dos hidrogramas de projeto (CANHOLI, 2014)

Ao analisar o conceito de ciclo hidrológico, fica evidente a necessidade de obter informações geoespaciais precisas, as chuvas intensas precipitadas na região, características de ocupação urbana entre outras.

FIGURA 2 : Ciclo hidrológico



Fonte : <http://engenhariaondejahcivil.blogspot.com.br/> acesso (15-05-2016)

6.2.2 Bacias Hidrográficas

Para Collischonn e Dornelles (2015) do ponto de vista da hidrologia da engenharia, ou da engenharia hidrológica, o ciclo hidrológico é normalmente estudado com maior interesse na fase terrestre, onde o elemento fundamental da análise é a bacia hidrográfica.

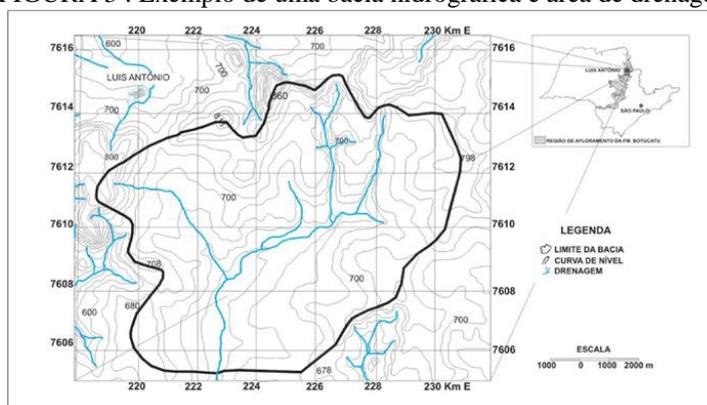
A bacia hidrográfica, associada a um determinado ponto de referência, tomada como saída do sistema, é um conjunto limitado de divisores topográficos, assim, a área de drenagem em seu interior recebe a água precipitada, conduzindo-a até o ponto considerado, chamado de exutório (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016).

Geralmente o exutório é onde instalamos estruturas como, bueiros, pontes, barragens e hidrelétricas. Bacias grandes geralmente apresentam várias sub-bacias com suas particularidades. Estas sub-bacias quando bem estudadas e descritas fornecem inúmeros dados para o uso em cálculo de vazões. Para a correta delimitação de uma bacia hidrográfica é essencial a utilização de curvas de nível que mostrem o divisor de águas.

O divisor de águas é uma linha imaginária sobre o relevo que divide o escoamento das águas da chuva. A partir do divisor de águas o escoamento é divergente (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015). Na Figura 3 pode ser observado a delimitação de uma bacia hidrográfica a partir de curvas de níveis topográficas.

Muito comum hoje em dia é a utilização de programas computacionais com o ARCGis e o Autodesk Civil 3D, que processa informações como imagens e arquivos CAD (Computer-Aided Design) georreferenciadas. Estes programas fazem estas delimitações de forma automatizada, cabendo ao final uma última análise para verificar a consistência desta delimitação.

FIGURA 3 : Exemplo de uma bacia hidrográfica e área de drenagem



Fonte: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672006000100011 acesso (15-05-2016)

6.2.3 Características Físicas da Bacia Hidrográfica

Diversos fatores influenciam na forma como a água da chuva interage com a bacia hidrográfica. Os fatores mais importantes são o clima, os solos, as rochas do subsolo e a vegetação (HORTON, 1932 apud COLLISCHONN e DORNELLES, 2015)

Geralmente ao analisarmos a bacia em estudo, nos deparamos com uma total falta de informações, para isso fatores primordiais como, relevo, ocupação urbana, vegetação, comprimento e declividade do rio principal devem ser exaustivamente estudados, pois influenciam demasiadamente no cálculo de vazões.

Cálculo de vazões precisos são obtidos a partir de parâmetros e dados corretos geoespaciais e uma análise consistente das características de uma bacia de drenagem

6.2.4 Área de Drenagem ou Área da Bacia Hidrográfica

É a superfície em projeção horizontal, delimitada pelos divisores de águas que confinam e definem a bacia. A área de drenagem é computada diretamente a partir de cartas topográficas, sendo um dado fundamental para definir a potencialidade hídrica de uma bacia, uma vez que é a região que recebe as águas de chuva (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016).

Para Gribbin (2009) essa área é chamada **bacia hidrográfica, bacia de drenagem** ou **área de captação**, termos geralmente usados atualmente.

Hoje é possível obter de forma precisa através de informações geoespaciais como aerofotogrametria as áreas dessas bacias, inclusive toda extensão do corpo hídrico e seus desníveis.

6.2.5 Comprimento do rio principal

O comprimento do rio principal de uma bacia hidrográfica e uma informação primordial no cálculo de vazões, pois ele subsidia o cálculo de outras informações extremamente importantes como o tempo de concentração da bacia.

Define-se como rio principal de uma bacia hidrográfica aquele que drena maior área no interior dela. Sua medição também é obtida diretamente em planta. O comprimento da drenagem principal é uma característica fundamental da bacia hidrográfica porque está

relacionado ao tempo de concentração da água ao longo de todo o sistema (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016).

Uma importante característica da bacia hidrográfica é o comprimento do seu curso d'água principal. O curso d'água principal pode ser definido como o mais longo caminho que a água pode percorrer dentro de uma bacia hidrográfica (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Geralmente fontes de dados provenientes de aerorestituição fornece dados bem precisos dos cursos d'água, pois o restituidor ao elaborar a trajetória do rio se beneficia da visão estereoscópica que propicia uma visão bem nítida do leito do rio, mas em córregos onde a vegetação é muito densa temos que ter cuidado em aferir no campo a trajetória elaborada na restituição.

6.2.6 Declividade do curso d'água principal

O escoamento superficial converge para os rios que formam a drenagem principal das bacias hidrográficas. O escoamento em rios depende de várias características físicas tais como a declividade, rugosidade, seção de escoamento e obstruções ao fluxo (TUCCI e SILVEIRA 2001).

Para Porto, Filho & Silva (1999) a velocidade de escoamento da água de um rio depende da declividade dos canais fluviais. Quanto maior a declividade, maior será a velocidade de escoamento. Assim, os hidrogramas de enchentes serão tanto mais pronunciados e estreitos, indicando maiores variações de vazões instantâneas.

Para Miguez, Verol & Rezende (2016) é de grande importância a declividade, atuando de forma direta sobre a velocidade dos escoamentos. A forma de calculá-la varia bastante, sendo a mais simples, embora sujeita a distorções, a que considera unicamente a diferença de nível entre os extremos do talvegue principal, dividida pelo comprimento medido em planta ao longo do talvegue:

$$S=\Delta Z/L \tag{1}$$

S: declividade de fundo representativa do trecho (m/m);

ΔZ : diferença de cotas ao longo do talvegue considerando (m);

L: comprimento do trecho em planta (m).

Uma forma eficaz de elaborar a declividade média de um curso d'água e utilizar programas como o AutoCAD Civil 3d. Elaboramos um perfil longitudinal sobre o eixo do curso d'água, lançamos sobre o perfil seguimentos de reta com a mesma declividade, e ao final tiramos a média de todas a declividades obtidas.

6.2.7 Tempo de Concentração

Há duas definições básicas de tempo de concentração.

Tempo de concentração é o tempo em que leva para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial na seção estudada.

O tempo de concentração é o tempo que leva uma gota de água mais distante até o trecho considerado na bacia (TOMAZ, 2013).

Define-se tempo de concentração (t_c) como o intervalo de tempo decorrido a partir do início da precipitação, de forma que toda a bacia hidrográfica considerada passe a contribuir para a vazão na seção definida como referência para o estudo (exutório). Pode-se dizer que esse tempo corresponde à duração da trajetória da partícula de água que demore mais tempo para atingir a seção. Outra forma muito comum de definir o tempo de concentração é considerá-lo como o tempo necessário para que toda a bacia hidrográfica esteja contribuindo para o escoamento superficial numa determinada seção (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016).

O tempo de concentração para uma dada bacia hidrográfica é definido como o tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até a seção de interesse, a partir do instante de início da precipitação. Deve-se determinar o tempo de concentração para bacias urbanas de modo criterioso, considerando que a maioria dos métodos de cálculo existentes foi desenvolvida a partir de observações e medições experimentais em bacias rurais (CANHOLI, 2014).

Para o cálculo do tempo de concentração podemos usar as seguintes fórmulas conforme seu autor:

- Fórmula Califórnia Culverts Practice:

$$t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (2)$$

Onde:

L – comprimento do rio principal da bacia em (Km);

H – desnível entre o ponto mais elevado da bacia e o exutório (m).

- Fórmula de Kirpich (que é matematicamente igual à equação (1), mudando apenas a forma de apresentação);

$$t_c = 3.989 * \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \quad (3)$$

Onde:

L – comprimento do rio principal da bacia em (Km);

S – declividade média da bacia (m/m).

- Fórmula de Dooge:

$$t_c = 21.88 * \left(\frac{A^{0.41}}{S^{0.17}} \right) \quad (4)$$

Onde:

A – área de drenagem da bacia em (Km²);

S – declividade média da bacia (m/m).

- Fórmula de SCS – Método Cinemático

$$t_c = \sum \frac{L}{V} \quad (5)$$

Onde:

L – comprimento do rio principal da bacia em (m);

v – velocidade média do rio principal da bacia no estirão (m/s).

- Fórmula George Ribeiro:

$$t_c = \frac{16 * L}{(1,05 - 0,2 * p) * (100 * S)^{0.04}} \quad (6)$$

Onde:

L – comprimento do rio principal da bacia em (Km);

p – percentagem da bacia com cobertura vegetal (entre 0 e 1);

S – declividade média da bacia (m/m).

- Fórmula de Kirpich Modificada

Segundo o DNIT – IPR – 715 (2005) os estudos em bacias médias e grandes, com dados de enchentes observados, demonstram que a aplicação do hidrograma unitário triangular do U.S. Soil Conservation Service fornece resultados pertinentes às observações, se forem adotados tempos de concentração 50% maiores do que os calculados pela expressão proposta por KIRPICH. Sugere-se, assim a adoção da seguinte fórmula:

$$T_c = 1.42 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (7)$$

Onde:

Tc = tempo de concentração, em horas;

L = comprimento do curso d'água, em km; e

H = desnível máximo, em m.

A fórmula de KIRPICH modificada foi desenvolvida na Califórnia, Estados Unidos, ao estudarem pequenas bacias de drenagem em áreas montanhosas.

6.2.8 Tempo de Retardo ou Lag Time

Normalmente, tem-se como conceito mais usual de tempo de retardo aquele que considera como limite final o instante do centro de gravidade do hidrograma e não seu instante de pico. Quando se usa o conceito de tempo de retardo considerando o limite no tempo de pico do hidrograma, costuma-se referi-lo apenas como tempo de pico (SILVERIA, 2005).

Os tempos de concentração tc, para o período de pré e pós-desenvolvimento, são estimados pela equação desenvolvida pela Soil Conservation Service: “Soil Conservation Service Lag Fórmula” (SCS, 1986; USDA, 1997) (LIMA, SILVA & RAMINHOS, 2006).

$$T_{lag} = \frac{2.587 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{1900 * i^{0.5}}, \text{ com } tc = t_{lag} / 0.6 \quad (8)$$

Onde:

t_{lag} = tempo de retardamento da bacia de drenagem (basin lag time) (h);

i = declive médio da bacia de drenagem (%);

L = é o comprimento da bacia de drenagem (m).

Uma forma muito útil, e recomendado pelo manual do HEC-HMS e utilizar como LagTime 60% do tempo de concentração da bacia hidrográfica.

6.3 Precipitação

De acordo com Gribbin (2009) a chuva cai a esmo, dificultando muito a sua quantificação para propósitos de projetos. Uma análise estatística dessa informação leva à determinação de uma chuva média ou típica.

A precipitação é entendida em hidrologia como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre. Neblina, chuva, granizo, saraiva, orvalho, geada e neve são formas diferentes de precipitações. O que diferencia essas formas de precipitações é o estado em que a água se encontra (TUCCI, 1993).

Segundo Miguez, Veról & Rezende (2016, p. 35):

As cheias naturais ocorrem em função da resposta das bacias às chuvas. Existem três tipos de precipitação: convectiva, frontal e orográfica. Cada tipo de precipitação apresenta características próprias, as quais são apresentadas brevemente a seguir:

- Precipitação convectiva: É a típica chuva de verão, que ocorre devido à formação de “correntes” verticais de ar, provocadas pela elevação de massas de ar quente que se formam junto ao solo.
- Precipitação Frontal: É uma chuva de menor intensidade e de longa duração, que pode ocorrer ao longo de vários dias, apresentando pausas e chuviscos entre momentos de chuva mais intensa. Essas chuvas tendem a ser críticas para grandes bacias hidrográficas, capazes de ocupar todo o espaço de sua área de drenagem.
- Precipitação orográfica: É a chuva que ocorre quando uma nuvem encontra um obstáculo em seu caminho, como uma grande elevação do terreno, montanhas, etc. A precipitação orográfica se expande pela mesma pressão atmosférica, resfriando-se e perdendo a capacidade de conter umidade, o que gera nuvens e conseqüente chuva.

A figura 4 mostra os tipos de precipitações descritas acima, a mais comum para a região de estudo em Brasília e a chuva convectiva.

FIGURA 4 : Tipos de precipitação



Fonte: <https://www.estadosecapitaisdobrasil.com/duvidas/quais-sao-os-tipos-de-chuva-como-se-formam/> acesso (15-05-2016)

6.3.1 Chuvas Intensas

As chuvas intensas são as causas das cheias, e as mesmas são causas de grandes prejuízos quando os rios transbordam e inundam casas, ruas, estradas, escolas, podendo destruir plantações, edifícios, pontes etc. e interrompendo o tráfego. As cheias também podem trazer sérios prejuízos à saúde pública ao disseminar doenças de veiculação hídrica (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Um dos fatores primordiais ao projetarmos estruturas como pontes, bueiros, barragens, hidrelétricas etc. é o conhecimento da chuva na região de estudo, como se forma, qual sua duração, intensidade e frequência, para isso e de suma importância um bom monitoramento com medições destas precipitações.

Segundo Tucci (1993):

Correlacionando intensidades e durações das chuvas verifica-se que quanto mais intensa for uma precipitação, menor será sua duração. A relação cronológica das maiores intensidades para cada duração pode ser obtida de uma série de registros pluviográficos de tormentas intensas. Da mesma forma, quanto menor for o risco maior será a intensidade. A função $i = f(t, p)$, onde i = intensidade, t = duração, p = probabilidade ou $Tr = 1/p$, é determinada com base nos dados dos pluviógrafos do local de interesse ou estimada com base nos dados dos postos vizinhos.

As chuvas em Brasília, em sua grande maioria e de origem convectiva, geralmente de curta duração e alta intensidade, uma análise no site da CAESB onde encontramos os valores de medição de vários pluviômetros é possível encontrar chuvas com precipitações acima de 100mm/dia.

A curva IDF (Intensidade Duração e Frequência) é obtida a partir da análise estatística de séries longas de dados de um pluviógrafo (mais de 15 anos, pelo menos. A metodologia de desenvolvimento da curva IDF baseia-se na seleção das maiores chuvas de uma duração escolhida (por exemplo 15 minutos) em cada ano da série de dados (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

A fórmula padrão utilizada em muitas cidades do Brasil, inclusive em Brasília para representar a curva IDF é:

$$I = \frac{a * TR^b}{(td + c)^d} \quad (9)$$

Onde :

a, b, c e d = parâmetros regionais;

TR = tempo de retorno em anos;

td = duração da precipitação em minutos.

Em Brasília a ADASA (Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal) recomenda a utilização da seguinte equação (IDF), para obtenção da intensidade da chuva crítica em L/s ha.

$$I = \frac{4.374,17 * T^{0,207}}{(td + 11)^{0,884}} \quad (10)$$

Onde :

I = intensidade da chuva crítica (L/s. ha);

T = tempo de retorno em anos;

td = duração da precipitação em minutos.

A NOVACAP (Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasília) recomenda a utilização da seguinte equação (IDF), para obtenção da intensidade da chuva crítica em

mm/mm. A tabela 1, bem como os gráficos 1 e 2 mostram os dados obtidos pela equação IDF de Brasília

$$I = \frac{21,7 * F^{0,16}}{(tc + 11)^{0,815}} \quad (11)$$

Onde :

I = intensidade da chuva crítica (mm/mim);

F = tempo de retorno (anos);

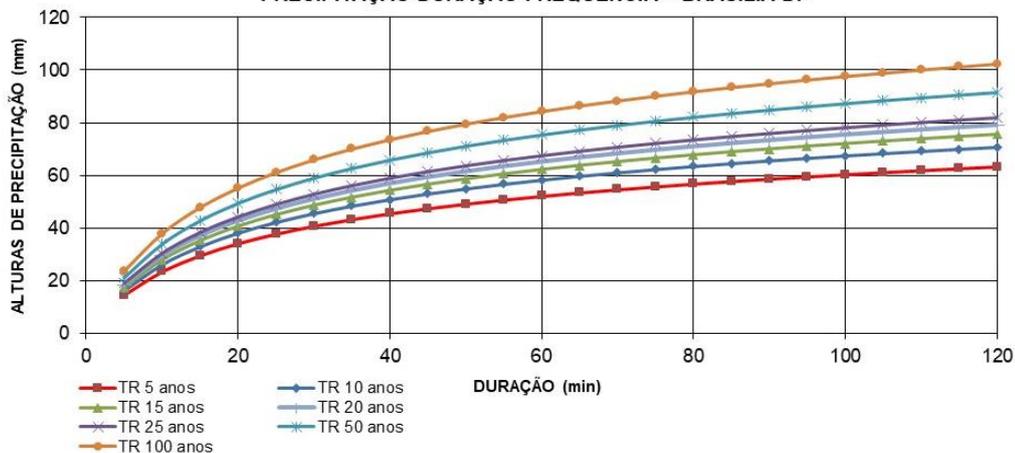
tc = tempo de concentração (min).

Tabela 1 : Dados de intensidade pluviométrica de Brasília

INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA - I (mm/h) e ALTURA DE PRECIPITAÇÃO - P (mm)														
Duração (min)	PERÍODO DE RECORRÊNCIA (anos)													
	5		10		15		20		25		50		100	
	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
5	14.65	175.83	16.37	196.45	17.47	209.62	18.29	219.49	18.96	227.47	21.18	254.15	23.66	283.96
10	23.48	140.88	26.23	157.40	27.99	167.95	29.31	175.86	30.38	182.25	33.94	203.63	37.92	227.51
15	29.59	118.37	33.06	132.25	35.28	141.12	36.94	147.77	38.28	153.14	42.77	171.10	47.79	191.16
20	34.19	102.56	38.20	114.59	40.76	122.27	42.68	128.03	44.23	132.68	49.42	148.25	55.21	165.63
25	37.83	90.79	42.27	101.44	45.10	108.24	47.23	113.34	48.94	117.46	54.68	131.24	61.10	146.63
30	40.83	81.66	45.62	91.24	48.68	97.36	50.97	101.94	52.82	105.65	59.02	118.04	65.94	131.88
35	43.37	74.35	48.46	83.07	51.71	88.64	54.14	92.82	56.11	96.19	62.69	107.47	70.05	120.08
40	45.57	68.36	50.92	76.37	54.33	81.49	56.89	85.33	58.95	88.43	65.87	98.80	73.60	110.39
45	47.50	63.34	53.08	70.77	56.63	75.51	59.30	79.07	61.46	81.94	68.66	91.55	76.72	102.29
50	49.23	59.07	55.00	66.00	58.69	70.43	61.45	73.74	63.69	76.43	71.16	85.39	79.50	95.40
55	50.78	55.40	56.74	61.90	60.54	66.05	63.40	69.16	65.70	71.67	73.41	80.08	82.02	89.47
60	52.20	52.20	58.32	58.32	62.23	62.23	65.16	65.16	67.53	67.53	75.45	75.45	84.30	84.30
65	53.50	49.38	59.77	55.18	63.78	58.87	66.78	61.65	69.21	63.89	77.33	71.38	86.40	79.75
70	54.70	46.88	61.11	52.38	65.21	55.89	68.28	58.53	70.76	60.65	79.06	67.77	88.34	75.72
75	55.81	44.65	62.36	49.89	66.54	53.23	69.67	55.74	72.21	57.77	80.68	64.54	90.14	72.11
80	56.85	42.64	63.52	47.64	67.78	50.84	70.97	53.23	73.55	55.16	82.18	61.64	91.82	68.86
85	57.83	40.82	64.61	45.61	68.94	48.67	72.19	50.96	74.82	52.81	83.59	59.01	93.40	65.93
90	58.75	39.17	65.64	43.76	70.04	46.69	73.34	48.89	76.01	50.67	84.92	56.61	94.88	63.25
95	59.62	37.65	66.61	42.07	71.08	44.89	74.43	47.01	77.13	48.71	86.18	54.43	96.29	60.81
100	60.44	36.27	67.53	40.52	72.06	43.24	75.45	45.27	78.20	46.92	87.37	52.42	97.62	58.57
105	61.23	34.99	68.41	39.09	72.99	41.71	76.43	43.68	79.21	45.26	88.50	50.57	98.88	56.50
110	61.98	33.80	69.24	37.77	73.89	40.30	77.37	42.20	80.18	43.73	89.58	48.86	100.09	54.59
115	62.69	32.71	70.04	36.54	74.74	38.99	78.26	40.83	81.10	42.31	90.61	47.28	101.24	52.82
120	63.37	31.69	70.81	35.40	75.55	37.78	79.11	39.55	81.99	40.99	91.60	45.80	102.34	51.17

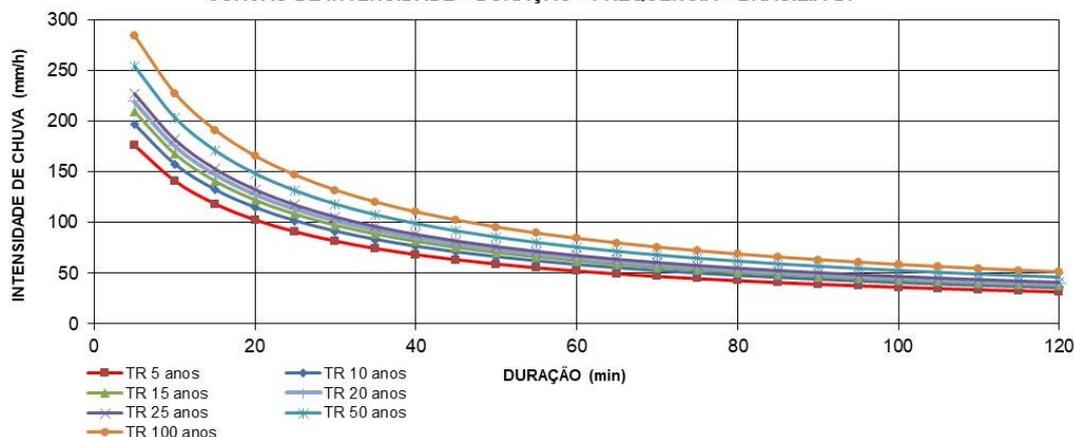
Fonte: Fonseca (2018)

GRÁFICO 1 : Curvas de precipitação, duração e frequência de Brasília
PRECIPITAÇÃO-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA - BRASÍLIA-DF



Fonte : Fonseca (2018)

GRÁFICO 2 : Curvas de intensidade, duração e frequência de Brasília
 CURVAS DE INTENSIDADE - DURAÇÃO - FREQUÊNCIA - BRASÍLIA-DF



Fonte : Fonseca (2018)

6.4 Escoamento Superficial e a Transformação da Chuva em Vazão

O escoamento superficial é a fase do ciclo hidrológico que trata do conjunto das águas que, por efeito da gravidade, se desloca na superfície da terra. O estudo do escoamento superficial engloba, portanto, desde a simples gota da chuva que tomba sobre o solo, saturado ou impermeável, e escorre superficialmente, até o grande curso de água que desemboca no mar (GARCEZ e ALVAREZ, 1988).

Vazão é o volume de água que passa por uma determinada seção de um rio dividido por um intervalo de tempo. Assim, se o volume é dado em litros, e o tempo é medido em segundos, a vazão pode ser expressa em unidades de litros por segundo (l/s). No caso de vazão de rios, entretanto, é mais usual expressar a vazão em metros cúbicos por segundo (m^3/s), sendo que um $1 m^3/s$ corresponde a 1000 l/s (litros por segundo) (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Segundo Miguez, Veról, & Rezende (2016):

A transformação da chuva efetiva em vazão pode ser obtida recorrendo-se a diversas técnicas de engenharia hidrológica. Uma técnica muito comum se refere à aplicação do conceito do hidrograma unitário, que representa a resposta de vazão da bacia, para uma precipitação efetiva unitária.

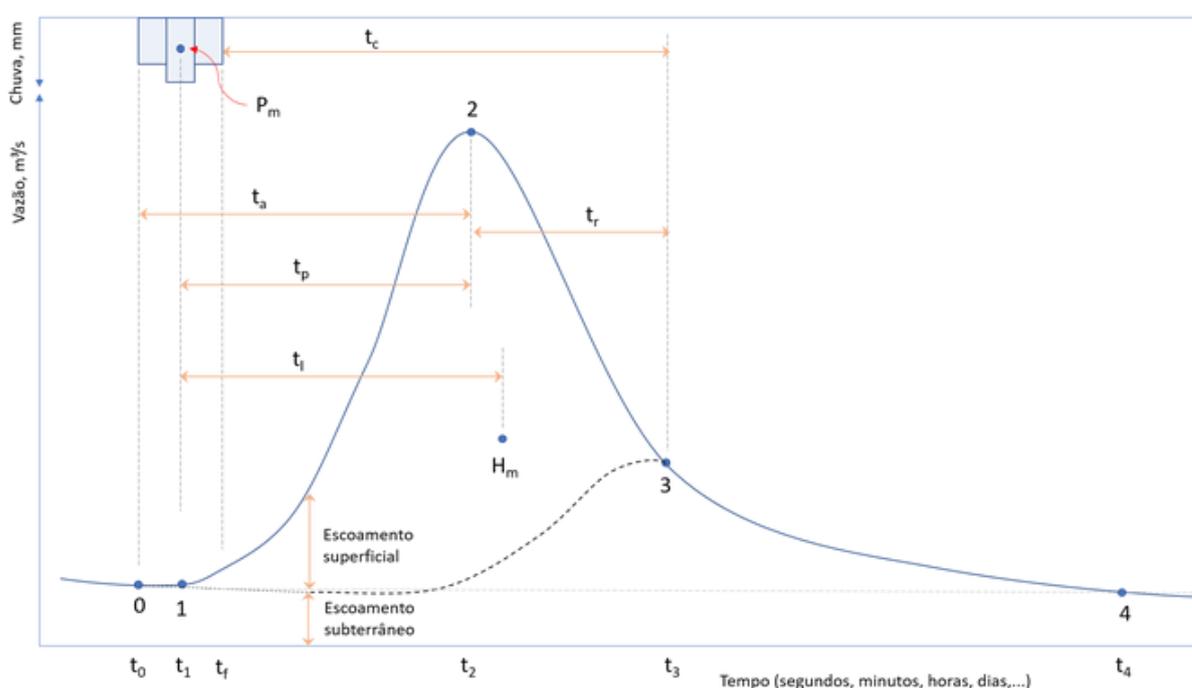
O hidrograma unitário pode ser obtido a partir de medições simultâneas de chuva e vazão. No entanto, esses dados dificilmente se encontram disponíveis, o que leva à utilização dos chamados hidrograma unitários sintéticos. Como o próprio nome indica, esses hidrograma são “sintetizados” a partir de informações físicas da bacia e assumindo hipóteses simplificadoras.

As hipóteses fundamentais consideradas são: chuvas efetivas distribuídas uniformemente pela bacia; chuvas efetivas com intensidade constante ao longo de cada intervalo de tempo; princípio da linearidade, isto é, duas chuvas com a mesma duração têm o mesmo tempo de base, independente de sua intensidade; e o princípio da invariância com o tempo, que não considera condições prévias ou sazonalidade.

Para Tucci (1993) o hidrograma é a denominação dada ao gráfico que relaciona a vazão no tempo. A distribuição da vazão no tempo é resultado da interação de todos os componentes do ciclo hidrológico entre a ocorrência da precipitação e a vazão na bacia hidrográfica. O gráfico 3 mostra um hidrograma típico.

Tucci (1993) ainda afirma que o hidrograma depende de um grande número de fatores, os mais importantes são: relevo, cobertura da bacia, modificações artificiais no rio, distribuição, duração e intensidade da precipitação, solo.

GRÁFICO 3 : Gráfico de um hidrograma tipo



Fonte : <http://www.hidromundo.com.br/hidrograma/> acesso (15-05-2018)

Segundo Tucci (1993) para caracterizar o hidrograma e o comportamento da bacia são utilizados alguns valores de tempo (abscissa), relacionados conforme indicado no gráfico acima:

tl, tempo de retardo: é definido como o intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de gravidade do hidrograma;

tp, tempo de pico: é definido como o intervalo entre o centro de massa da precipitação e o tempo da vazão máxima;

tc, tempo de concentração: é o tempo necessário para a água precipitada no ponto mais distante na bacia, deslocar-se até a seção principal. Esse tempo é definido também como o tempo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma;

tm, tempo ascensão: é o tempo entre o início da chuva e pico do hidrograma;

tb, tempo de base; é o tempo entre o início da precipitação e aquele em que a precipitação ocorrida já escoou através da seção principal, ou que o rio volta às condições anteriores a da ocorrência da precipitação;

te, tempo de recessão: é o tempo necessário para a vazão baixar até o ponto 3 do gráfico acima, quando acaba o escoamento superficial.

Nos estudos de bacias grandes como a deste estudo, primeiro obtém-se o escoamento proporcionado no local, por métodos usuais, logo em seguida elabora-se sua propagação nos canais existentes.

6.4.1 Hidrograma Unitário Sintético triangular do SCS (Soil Conservation Service)

Segundo Collischonn e Dornelles (2015):

A partir de análises não publicadas de hidrogramas unitários em bacias com diferentes características nos EUA, técnicos do Departamento de Conservação de Solo (*Soil Conservation Service*- atualmente *Natural Resources Conservation Service*) sugeriram que os hidrogramas unitários podem ser aproximados por relações de tempo e vazão estimadas com base no tempo de concentração e na área das bacias.

Por esta abordagem, o hidrograma unitário pode ser aproximado por um triângulo, definido pela vazão de pico, pelo tempo de pico e pelo tempo de base, conforme a figura 5. Este hidrograma unitário sintético é conhecido como Hidrograma Unitário Triangular (HUT).

As relações identificadas, que permitem calcular o hidrograma triangular são descritas abaixo, de acordo com o texto de Chow et al. (1988).

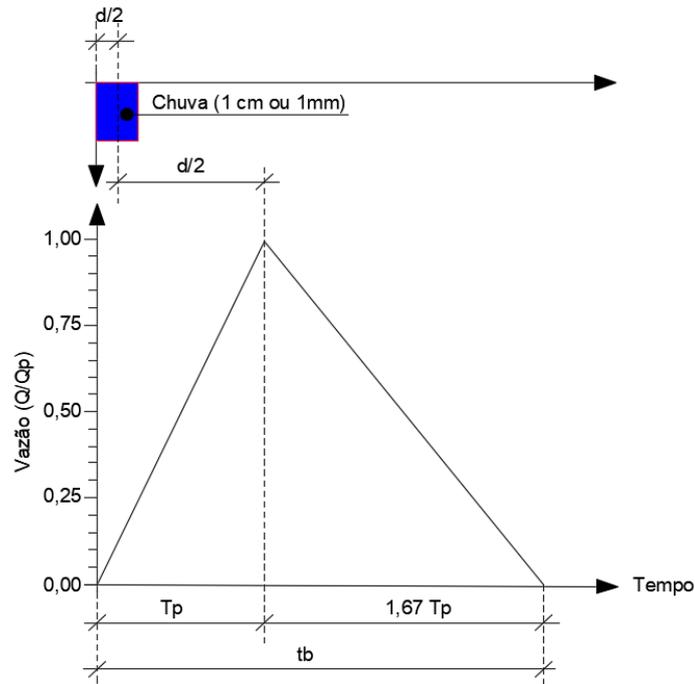
O tempo de pico t_p , do hidrograma é estimado como 60% do tempo de concentração:

$$t_p = 0,6 * t_c \quad (12)$$

onde t_p , é o tempo de pico (veja figura 5) e t_c é o tempo de concentração da bacia, que pode ser estimado por uma das equações do tempo de concentração.

A figura 5 mostra a forma do hidrograma unitário sintético triangular do SCS para uma chuva de 1mm.

FIGURA 5 : Forma do hidrograma unitário sintético triangular SCS



Fonte : Collischonn e Dornelles (2015)

O tempo de subida do hidrograma, T_p pode ser estimado como o tempo de pico t_p mais a metade da duração da chuva d , assim:

$$T_p = t_p + \frac{d}{2} \quad (13)$$

O tempo de base do hidrograma (t_b) é aproximado por:

$$t_b = T_p + 1,67 * T_p \quad (14)$$

o que significa que o tempo de recessão do hidrograma triangular, a partir do pico até retornar a zero, é 67% maior do que o tempo de subida.

O volume total escoado para uma chuva efetiva unitária é dado pelo produto da área da bacia vezes a lâmina de chuva efetiva:

$$V = A * P \quad (15)$$

onde V é o volume escoado; A é a área da bacia; e P é uma chuva unitária.

Esse mesmo volume pode ser calculado pela área sob a curva de um hidrograma triangular de duração total t_b e de vazão de pico q_p pela equação:

$$V = \frac{q_p * t_b}{2} \quad (16)$$

Combinando as equações 15 e 15 e introduzindo a expressão 14 para substituir o tempo de base t_b , a vazão de pico do hidrograma unitário triangular, para uma chuva efetiva de 1 mm, pode ser calculada por:

$$qp = \frac{0,208 * A}{Tp} \quad (17)$$

Em todo projeto de engenharia quando precisamos transformar a precipitação ocorrida em uma região, em escoamento superficial, precisamos de formulações matemáticas que consigam executar este objetivo. O problema é o empirismo oriundo dos vários métodos existentes, uma questão muito levada a termo em projetos é sua magnitude e qual método dos muitos existentes que o projetista deve usar. No Brasil devido a sua extensão e diferentes precipitações, como é fácil observar anualmente, os vários órgãos de controle estabelecem critérios para o uso dos métodos que transforma chuva em vazão. Os mais usuais são o Método Racional e SCS-CN os quais serão descritos a seguir.

6.4.2 Método Racional

Muitos métodos para cálculo de escoamento foram desenvolvidos ao longo dos anos. O primeiro e o mais duradouro é o Método Racional. A maioria dos métodos baseia-se em relações empíricas entre área de drenagem, tempo de concentração, intensidade da precipitação e outros fatores. No entanto, o Método Racional, surgido na Inglaterra em 1889, tem origem no puro raciocínio, por isso o seu nome (GRIBBIN, 2009).

Para Tomaz (2002) o método racional é um método indireto e foi apresentado pela primeira vez em 1851 por Mulvaney e usado por Emil Kuichling em 1889 e estabelece uma relação entre a chuva e o escoamento superficial (deflúvio). É usado para calcular a vazão de pico de uma determinada bacia, considerando uma seção de estudo. A chamada fórmula racional é a seguinte:

$$Q = \frac{C * I * A}{360} \quad (18)$$

Onde:

Q = vazão de pico (m^3/s);

C = coeficiente de escoamento superficial varia de 0 a 1;

I = intensidade média da chuva (mm/h);

A = área da bacia (ha) sendo 1ha = 10.000m²

Tomaz (2002) ainda afirma a possibilidade de usar o método de outra forma, sendo que a área deve ser utilizada em Km².

$$Q = 0,278 * C * I * A \quad (19)$$

Onde:

Q = vazão de pico (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial varia de 0 a 1;

I = intensidade média da chuva (mm/h);

A = área da bacia (Km²) sendo 1km² = 100 há

Na tabela 2 pode ser observado a correlação entre o tipo de ocupação do solo, com os coeficientes de escoamento utilizados no método racional.

Tabela 2 : Coeficientes de escoamento utilizado no método racional

Ocupação do solo	C
EDIFICAÇÃO MUITO DENSA: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA: Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
SUBÚRBIO COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Fonte : <http://www.hidromundo.com.br/metodo-racional/> (15-05-2018)

O cálculo de vazões por meio da aplicação do Hidrograma Unitário do Método Racional frequentemente superestima as vazões de projeto, especialmente se a bacia não for pequena, o que pode conduzir a um desperdício de recursos públicos gastos em obras de drenagem ou de controle de cheias (MIGUEZ, VERÓL, & REZENDE, 2016).

Em Brasília a utilização do método racional para o dimensionamento de redes de drenagem limita-se a bacias inferiores a 200 ha. O coeficiente de escoamento (C) do método racional é extremamente sensível, por isso deve ser bem ponderado e calibrado.

6.4.3 Método SCS (Soil Conservation Service)

O Método NRCS é um procedimento para calcular um hidrograma sintético baseado em fatores empiricamente determinados desenvolvidos pelo Serviço de Conservação do Solo (SCS – Soil Conservation Service). Originalmente denominado Método SCS, ele agora é o Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS – Natural Resources Conservation Service), que se originou do SCS (GRIBBIN, 2009).

Segundo Miguez, Veról, & Rezende (2016) o método apresenta a vantagem de dispor de grandes quantidades de trabalho relativos ao ajuste do seu principal parâmetro, denominado *Curve Number* (CN), ou curva-número, em português. A desvantagem do método também reside na falta de uma base física mais consistente para a representação da infiltração.

Segundo Collischonn e Dornelles (2015):

O método SCS-CN está baseado na equação de balanço hídrico aplicada na superfície do solo, e em duas hipóteses adicionais, relacionadas à capacidade de armazenamento de água no solo. A equação de balanço hídrico na superfície do solo, na forma adotada pelo método SCS-CN, é:

$$P = Ia + F + Q \quad (20)$$

onde P é a precipitação ocorrida ao longo de um evento de chuva (mm); Q é a chuva efetiva ou escoamento superficial ao longo do evento (mm); F é a infiltração acumulada ao longo do evento de chuva (mm); e Ia são perdas iniciais, que incluem acúmulo de água na superfície, interceptação e infiltração no solo antes do início da geração de escoamento superficial (mm).

A primeira hipótese considerada no desenvolvimento do modelo SCS-CN é que a razão entre o escoamento superficial (Q) e o escoamento superficial máximo potencial ($P-Ia$) é igual à razão entre a infiltração acumulada no solo (F) e a máxima infiltração acumulada potencial (S), isto é:

$$\frac{Q}{P - Ia} = \frac{F}{S} \quad (21)$$

onde P é a precipitação ocorrida ao longo de um evento de chuva (mm); Q é a chuva efetiva ou escoamento superficial ao longo do evento (mm); F é a infiltração acumulada ao longo do evento de chuva (mm); Ia são perdas iniciais, que incluem acúmulo de água na superfície, interceptação e infiltração no solo antes do início da geração de escoamento superficial (mm); e S é a máxima infiltração acumulada potencial (mm).

A segunda hipótese do método SCS-CN é que as perdas iniciais (Ia) correspondem a 20% da máxima infiltração acumulada potencial (S), ou seja:

$$Ia = 0,2 * S \quad (22)$$

onde I_a são perdas iniciais, que incluem acúmulo de água na superfície, interceptação e infiltração no solo antes do início da geração de escoamento superficial (mm); e S é a máxima infiltração acumulada potencial (mm).

As hipóteses representadas pelas equações 21 e 22 são bastante criticadas, por terem uma base física frágil (Mishra e Singh, 1999; Hawkins et al., 2009), mas a combinação dessas duas equações com a equação da continuidade (equação 20) permite chegar à seguinte estimativa do escoamento superficial (ou chuva efetiva) a partir de dados de vazão e de características da bacia:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \text{ quando } P > I_a \text{ e } Q = 0 \text{ quando } P \leq I_a \quad (23)$$

onde P é a precipitação ocorrida ao longo de um evento de chuva (mm); Q é a chuva efetiva ou escoamento superficial ao longo do evento (mm); I_a são perdas iniciais, que incluem acúmulo de água na superfície, interceptação e infiltração no solo antes do início da geração de escoamento superficial (mm); e S é a máxima infiltração acumulada potencial (mm).

Considerando a equação 22, a equação 23 pode ser reescrita como:

$$Q = \frac{(P - 0,2 + S)^2}{(P - 0,8 + S)} \text{ quando } P > I_a \text{ e } Q = 0 \text{ quando } P \leq I_a \quad (24)$$

onde P é a precipitação ocorrida ao longo de um evento de chuva (mm); Q é a chuva efetiva ou escoamento superficial ao longo do evento (mm); e S é a máxima infiltração acumulada potencial (mm).

O valor de S foi analisado experimentalmente em diversas bacias rurais nos Estados Unidos na década de 1950 (Hawkins et al., 2009), e foi relacionado a um parâmetro, denominado CN:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (25)$$

onde S é a máxima infiltração acumulada potencial (mm); e CN é um parâmetro adimensional cujo valor varia entre 0 e 100, sendo que 0 corresponde a um solo de capacidade de infiltração infinita e 100 corresponde a um solo completamente impermeável.

Portanto, o método do SCS-CN é um método de estimativa da chuva efetiva que depende de um único parâmetro, que é o CN. O valor de CN é dado em tabelas desenvolvidas a partir de experimentos em bacias pequenas nos EUA, e varia de acordo com o tipo de solo e com o tipo de ocupação (agrícola, pastagem, urbana, etc.).

Para a estimativa do valor do parâmetro CN são considerados quatro tipos de solos, em ordem crescente de potencial de geração de escoamento superficial: A, B, C, e O. As características desses solos são apresentadas na tabela 3. Uma relação entre os tipos de solos da tabela 3 e os tipos de solos adotados na classificação brasileira é apresentada por Genovez et al. (2005).

Os valores do parâmetro CN, para os quatro diferentes tipos de solos, e para diferentes condições de cobertura e ocupação são apresentados na tabela 4 para bacias rurais e na tabela 5 para bacias urbanas.

Os valores de CN foram obtidos de forma experimental, e apresentam uma incerteza considerável, mesmo considerando os experimentos em bacias rurais utilizadas como base no desenvolvimento do método. A variação aleatória dos valores do CN em torno dos valores apresentados nas tabelas 4 e 5 pode ser representada por bandas de confiança em torno dos valores médios, apresentados na tabela 6. Essa incerteza está relacionada a diversos processos, como a condição de

umidade antecedente da bacia, o estágio de crescimento das plantas, e as características de intensidade, duração e distribuição temporal da chuva. Os valores da banda de confiança de CN, apresentados na tabela 6, tem caráter informativo. Para cálculos de vazões máximas e cheias de projeto, como os apresentados no capítulo 18, devem ser usados os valores de CN médios apresentados nas tabelas 4 e 5 (Hawkins et al., 2009).

Os valores apresentados na tabela 6 eram, usualmente, apresentados como valores alternativos para condições de umidade antecedente secas (limite inferior) ou úmidas (limite superior). Essa interpretação, no entanto, não é mais recomendada (Hawkins et al., 2009).

Tabela 3 : Grupos hidrológicos de solos – método SCS

Grupos hidrológicos de solos – método SCS	
Grupo A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, sem rochas, nem camada argilosa e nem mesmo densificada até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.
Grupo B	Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial.
Grupo C	Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.
Grupo D	Solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados.

Fonte : Miguez, Veról, & Rezende (2016)

Tabela 4 : Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais

Uso do Solo	Superfície do solo	Grupo do Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivos	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
Pastagens	Boas	39	61	74	80
	Pobres, em curvas de nível	74	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos Permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83

	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Fonte : Tucci (1993)

Tabela 5 : Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	Grupo de solos			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Floresta: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições				
com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas residências				
lotes de (m2)	% média impermeável			
< 500	65	77	85	90
1000	38	61	75	83
1300	30	57	72	81
2000	25	54	70	80
4000	20	51	68	79
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
paralelepípedos	76	85	89	91
terra	72	82	87	89

Fonte : Tucci (1993)

Tabela 6 : Banda de confiança para os valores do parâmetro CN (Hawkins et. al., 2009)

CN médio	Limite inferior CN	Limite superior CN
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94

80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

Fonte : Collischon e Dornelles (2015)

6.5 Propagação de cheias em Rios

A propagação em canais naturais, talwegues, córregos e rios, se faz necessário para podermos conhecer as vazões no ponto de interesse, o grande problema é que o programa como o HEC-HMS precisa de parâmetros bem elaborados como, a largura, profundidade, comprimento, declividade, tipo de revestimento lateral, inclinação dos taludes laterais, para poder aplicar modelos como o da *onda cinemática*, quando de posse de levantamentos topográficos detalhados e possível determinar com mais segurança estes dados, pois o escoamento variado em canais é extremamente complexo e precisa de um cuidado enorme na obtenção dos parâmetros necessários. Na sequência será mostrado um método hidráulico de propagação de cheias em rios.

Quando a água flui em declive em qualquer conduto com a superfície da água exposta à atmosfera (superfície livre), diz-se que ela está submetida a um **escoamento em canal aberto** ou mais comumente **escoamento livre**. Esse tipo de escoamento difere do realizado em conduto forçado, mas não é menos complexo (GRIBBIN 2009).

O objetivo dos cálculos de propagação de vazão em rios é determinar o hidrograma de vazões em uma seção transversal de um rio, com base no hidrograma conhecido em uma ou mais seções transversais localizadas a montante. A propagação de vazões é especialmente interessante quando é necessário determinar o comportamento de uma

onda de cheia ao longo de um rio natural ou canal artificial (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Um dos métodos hidrológicos para propagação de cheias utilizado pelo HEC-HMS e o da onda cinemática que será descrito abaixo.

6.5.1 Equação da continuidade

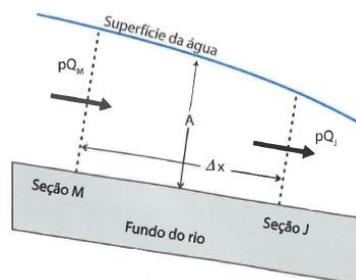
As equações fundamentais que governam os escoamentos em rios e canais são deduzidas a partir da aplicação dos princípios básicos de conservação de três grandezas fundamentais na Mecânica do Contínuo: energia, massa e quantidade de movimento. A aplicação destes princípios, no caso da Hidráulica Fluvial, é feita tomando-se como referência um elemento de controle representado por um trecho da calha do rio compreendido entre duas seções transversais consecutivas (SILVA, MASCARENHAS, & MIGUEZ, 2007).

Silva, Mascarenhas, & Miguez (2007) a equação fundamental dos escoamentos em rios e canais é a equação da continuidade. Ela é deduzida a partir do princípio de conservação de massa aplicado ao elemento de controle definido pelo trecho de um rio. A aplicação deste princípio equivale a estabelecer que não ocorre "geração" nem "desaparecimento" de água durante o escoamento. A figura 6 mostra de forma esquemática um trecho de rio e os termos considerados na análise da equação da continuidade.

Collischonn e Dornelles (2015) descreve a equação da continuidade para um trecho de rio com escoamento unidimensional, considerando que Q é uma variável contínua, e que os intervalos Δt e Δx se aproximam de zero da seguinte forma:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (26)$$

FIGURA 6 : Trecho curto de rio e os termos considerados na análise de conservação de massa



Fonte : Collischonn e Dornelles (2015)

6.5.2 Equação de conservação da quantidade de movimento

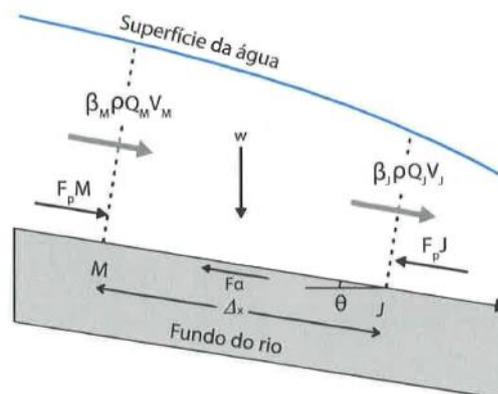
De acordo com o princípio da conservação da quantidade movimento, a soma das forças sobre um corpo é igual à variação da quantidade de movimento do corpo ao longo do tempo. A quantidade de movimento, ou momento linear, é o produto da massa vezes a velocidade (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Para Collischonn e Dornelles (2015), a equação de conservação da quantidade de movimento, também conhecida como equação de Saint-Venant, é descrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} * (\beta * Q * V) + g * A * \frac{\partial y}{\partial x} + g * A * S_f - g * A * s_0 = 0 \quad (27)$$

onde x é a distância ao longo do rio; Q é a vazão; t é o tempo; β é um coeficiente de correção do momento linear que depende da variabilidade da velocidade na seção transversal; V é a velocidade da água; y é a profundidade; S_0 é a declividade do fundo do rio; e S_f é a declividade de atrito (força do atrito dividida pelo peso da água). A figura 7 apresenta de forma esquemática um trecho curto de rio e os termos considerados na análise de conservação de quantidade de movimento.

FIGURA 7 : Trecho curto de rio e os termos considerados na análise de conservação de quantidade de movimento



Fonte : Collischonn e Dornelles (2015)

6.5.3 Método da onda cinemática.

Os métodos hidrológicos para propagação de cheias estão baseados em simplificações das equações de Saint-Venant. Entre os métodos mais utilizados estão o

método da onda cinemática e o método de Muskingum (COLLISCHONN e DORNELLES, 2015).

Segundo Collischonn e Dornelles (2015) o método da onda cinemática e descrito da seguinte forma:

A análise do valor dos diferentes termos da equação 27 em rios revela que, em geral, os termos relacionados à declividade do fundo e à declividade de atrito têm importância muito maior do que os demais termos da equação (Szymkiewicz, 2010). Por este motivo, uma aproximação frequentemente utilizada é a combinação da equação 26 com uma versão simplificada da equação 27:

$$g * A * S_f - g * A * S_0 = 0 \quad (28)$$

onde g é a aceleração da gravidade; A é a área da seção transversal; S_0 é a declividade do fundo do rio; e S_f é a declividade de atrito (força do atrito dividida pelo peso da água).

Isso significa que o escoamento pode ser considerado quase permanente e uniforme. Nesse caso, uma equação como a de Manning pode ser utilizada:

$$Q = A * \left(\frac{A}{B} \right)^{\frac{2}{3}} * \frac{S_0^{1/2}}{n} \quad (29)$$

onde B é a largura do rio (m).

Isolando o termo da área da seção (A) na equação 26, chega-se a uma expressão de A em função de Q :

$$A = \alpha * Q^m \quad (30)$$

onde:

$$\alpha = \left(\frac{n * B^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (31)$$

e

$$m = \frac{3}{5} \quad (32)$$

Portanto, os valores de α em podem ser considerados constantes.

A equação 30 pode ser combinada com a equação da continuidade 31, resultando na equação 33:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\alpha * Q^m) + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (33)$$

que é conhecida como equação da onda cinemática. A equação 33 é normalmente resolvida utilizando o método numéricos de diferenças finitas (Chow et al., 1988).

6.5.4 Dissipação de energia em rios formula de Manning

As fórmulas de perda de carga conhecidas têm em comum o fato de relacionarem a velocidade média do escoamento com as propriedades geométricas de uma seção, a natureza do material do leito e a declividade da linha de energia. Elas foram desenvolvidas basicamente para escoamentos permanentes e uniformes sobre fundos rígidos, não-aluvionares, impermeáveis, em canais prismáticos ou retilíneos e sem transbordamentos (SILVA, MASCARENHAS, & MIGUEZ, 2007).

Segundo Tomaz (2013) o escoamento em galerias, canais e sarjetas devem ser calculados pela fórmula de Manning, a mais usada no mundo, onde se calcula a velocidade e uma vez que já temos o comprimento obteremos o tempo de escoamento da água de chuva também chamado tempo de trânsito (Travel Time).

A fórmula mais conhecida para dimensionamento de condutos livres usada no Brasil e nos Estados Unidos e demais países de língua inglesa, é a fórmula experimental do engenheiro irlandês R. Manning (1816-1897) elaborada em 1891.

É impressionante que grandes obras de canais e rios são feitas baseadas na fórmula de Manning e um dos motivos é que é mais fácil estimar a rugosidade de Manning do que a fórmula de Darcy-Weisbach. Existem muitas medições e aferições do uso do coeficiente de Manning de maneira que uma pessoa experiente pode com relativa facilidade escolher o valor adequado para cada caso.

A fórmula de Manning para qualquer seção de canal ou tubulação é a seguinte:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * s^{1/2} \quad (34)$$

Onde:

V= velocidade média na seção (m/s);

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

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

S= declividade (m/m). A inicial “S” vem da palavra inglesa *Slope* que quer dizer declividade.

A tabela 7 mostra os valores para o coeficiente de rugosidade de Manning usuais, para vários tipos de revestimentos em rios e córregos.

Tabela 7 : Valores para o coeficiente de rugosidade de Manning.

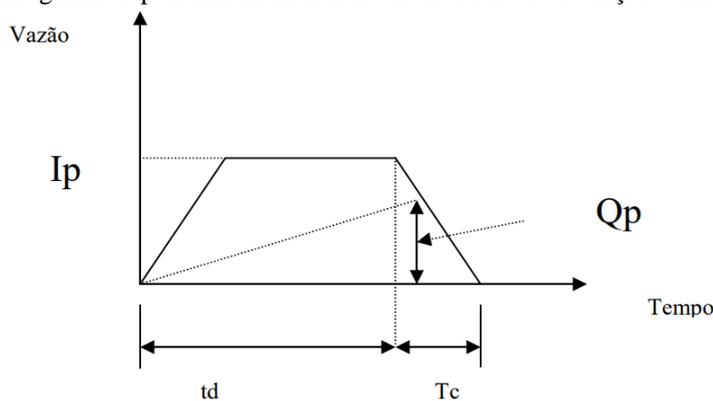
	Condições			
	Muito Boa	Boa	Regular	Má
Córregos e rios Limpos, retílineos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraçadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraçadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte : Autor (2018)

6.6 Dimensionamento preliminar de reservatório método Aron e Kibler, 1990 usando o Método Racional

No método de Aron e Kibler é suposto que o hidrograma da vazão afluente tem formato trapezoidal e que o pico da vazão efluente está no trecho de recessão do trapézio adotado e que a vazão de saída tem forma triangular conforme figura 8 (TOMAZ, 2010).

FIGURA 8 : Hidrograma trapezoidal de entrada no reservatório de detenção e triangular de saída



Fonte : Tomaz (2010)

$$Vs = Ip * td - Qp * \frac{(td + tc)}{2} \quad (35)$$

Onde:

td = duração da chuva (min);

tc= tempo de concentração (min) da bacia no ponto em questão;

V_s = volume de detenção (m^3). Queremos o máximo de V_s ;

Q_p = pico da vazão de saída (m^3/s);

I_p = pico da vazão de entrada (m^3/s).

O cálculo é feito por tentativas, pois, a cada tempo, teremos um valor da intensidade de chuva “ I ”, sendo constante o valor de C e da área da bacia em hectares. Para o cálculo de $I_p = CIA/360$ adotamos a fórmula de (Paulo S. Wilken, 1972). O resultado será aquele que resulte no maior volume de detenção V_s (TOMAZ, 2010).

6.7 Vazão de pré-desenvolvimento definida pela ADASA

A resolução N° 9, estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados.

Em seu capítulo III, dos reservatórios de qualidade estabelece:

Art. 7° A poluição difusa gerada em superfície impermeabilizada deverá ser retida em reservatório de qualidade, com o objetivo de reduzir a concentração de poluentes da água a ser lançada no corpo hídrico receptor.

§1° O reservatório de qualidade será dimensionado pela seguinte equação:

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 * A_i) * A_c \quad (36)$$

onde V_{qa} é o volume em m^3 (metro cúbico), A_i é o percentual de área impermeável do terreno e A_c é área de contribuição do empreendimento em há (hectare).

§2° A vazão de saída do reservatório de qualidade para o reservatório de quantidade será de, no máximo:

$$Q = V_{qa} / 86,4 \quad (37)$$

onde V_{qa} é dado em m^3 (metro cúbico) e Q é dado em L/s (litro por segundo).

Em seu capítulo IV, dos reservatórios de quantidade estabelece:

Art. 8° Para o dimensionamento do reservatório de quantidade deverão ser observados o tamanho do terreno, seu percentual de impermeabilização e as características da bacia, não podendo o lançamento no corpo hídrico ultrapassar a vazão máxima específica de

24,4 L/(s.ha) (vinte e quatro inteiros e quatro décimos de litro por segundo por hectare), ressalvado o exposto no §5º do Art. 5º.

§1º Quando a medida adotada para o controle de vazão de lançamento no corpo hídrico for o reservatório de quantidade e a área de contribuição for inferior a 200 há (duzentos hectares), seu volume será determinado por meio da seguinte equação:

$$V = (4,705 * A_i) * A_c \quad (38)$$

6.8 Pacote computacional Plataforma HEC (Hidrologic Engineering Center)

A plataforma HEC (*Hydrologic Engineering Center*) possui diferentes módulos que permitem realizar simulações para variadas finalidades em gerenciamento de recursos hídricos (CANHOLI, 2005).

O Módulo HEC-HMS (*Hidrologic Modeling System*), simula o processo de transformação chuva-vazão em sistemas de bacias e sub-bacias hidrológicas. Ele possibilita estimar o escoamento superficial, calculando as vazões resultantes de uma determinada precipitação de entrada em diferentes pontos da rede de macrodrenagem, por meio dos modelos tradicionalmente utilizados em hidrologia para planejamento de projeto de drenagem urbana (CANHOLI, 2005).

Para Canholi (2005):

As opções de modelagem no HEC-HMS são:

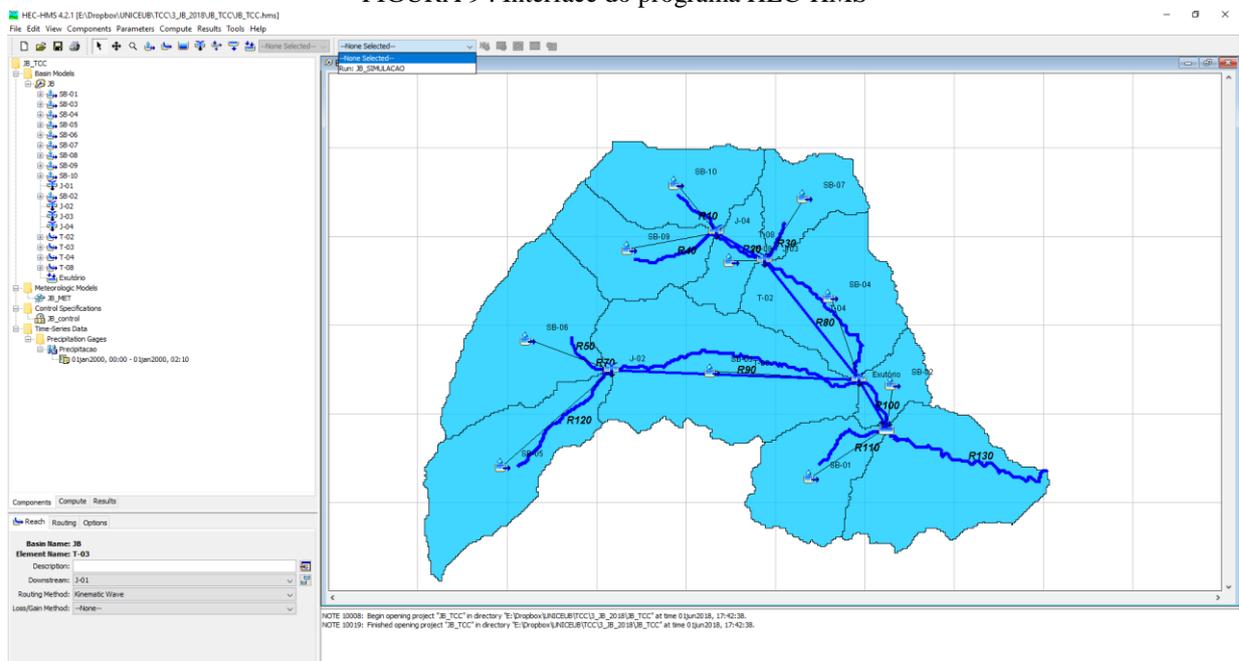
- Precipitação: hietogramas fornecidos pelo usuário;
- Separação do escoamento por meio dos modelos mais comumente aplicados, como Green anda Ampt, SCS (*curve number*, concentrado ou semidistribuído), Horton, Smith Parlange, entre outros;
- cálculo do escoamento superficial por meio dos seguintes modelos: hidrograma unitário de Clark (concentrado ou semidistribuído), hidrograma unitário de Snyder, hidrograma triangular do SCS (concentrado ou semidistribuído), entre outros;
- amortecimento nos canais por meio dos modelos de Muskingum, Muskingum-Cumge, onda cinemática, e Straddle-Stragger;
- amortecimento em reservatórios com base nas relações cota x volume e cota-vazão do reservatório;
- calibração de parâmetros: são disponibilizados diversos métodos de calibração e de função objetivo, que permitem o melhor ajuste de vazões de pico, tempo de pico ou volume escoado.

Características do software HEC-HMS:

- sistemas operacionais compatíveis: Windows, Solaris e Linux;
- instalação: arquivo executável disponível gratuitamente para *download* no site do U.S. Army Corps of Engineers;
- documentação: manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos e projetos-modelo, disponíveis para *download* gratuito;
- idioma: inglês;
- entrada de dados: tabular ou por interface gráfica;
- resultados: gráfica e tabular, exportável em formato compatível com Excel;
- integração com SIG: possível por meio de módulo HEC-GEO-HMS, que funciona como uma barra de ferramentas na plataforma ARC-GIS. Possibilita a inserção automática de dados a partir de modelo digital de terreno e a exportação dos resultados em base georreferenciada.

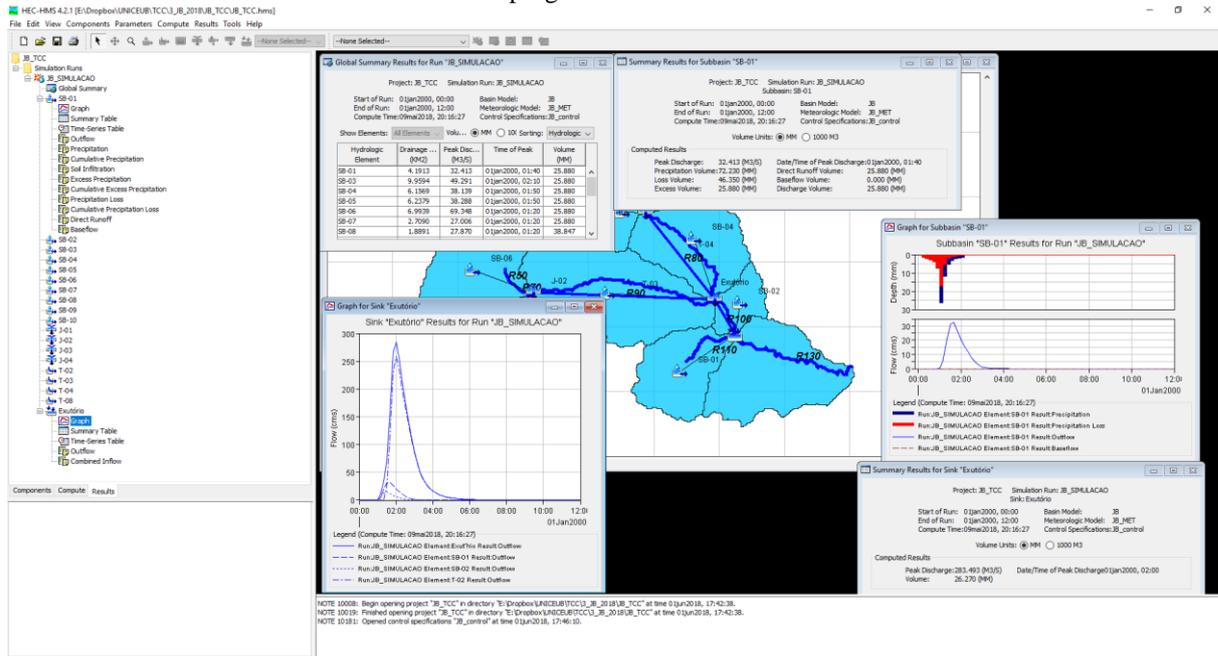
O HEC-HMS do ponto de vista de manipulação e calibragem dos dados, cálculos, montagem da geometria das bacias e sub-bacias, não é um programa simples, precisa de um bom conhecimento em SIG, conhecimentos em hidrologia entre outros, a grande questão é que podemos usá-lo sem restrição pois é gratuito. As figuras 9 e 10 apresentam interface do programa.

FIGURA 9 : Interface do programa HEC-HMS



Fonte : Autor (2018)

FIGURA 10 : Interface do programa HEC-HMS com cálculos elaborados



Fonte : Autor (2018)

7.0 MATERIAL E MÉTODO

Para o desenvolvimento do presente trabalho, vários passos foram necessários para atingir o objetivo proposto, desde um estudo minucioso da área de estudo a parâmetros de projeto bem elaborados, a seguir são elencados a sequência metodológica elaborada no presente trabalho:

- Elaboração de mapas da ocupação urbana e delimitação da bacia hidrográfica e suas sub-bacias;
- Elaboração da hidrologia local;
- Caracterização da bacia hidrográfica;
- Elaboração da chuva de projeto;
- Cálculo do escoamento superficial da bacia estudada;
- Cálculo do escoamento ao longo dos talvegues e rios;
- Cálculo final da vazão de pré-desenvolvimento no exutório estudado;
- Dimensionamento preliminar de um reservatório usando a vazão calculada.
- Verificação dos resultados.

7.1 Definição da Bacia Hidrográfica

Os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) contemplam uma variedade de rotinas que permitem o tratamento de informações de maneira espacial e integrada, permitindo representar e analisar as características espaciais do terreno. São ferramentas eficazes para trabalhar o grau de definição espacial das bacias hidrográficas e seus atributos. Assim o geoprocessamento auxilia na visualização, representação e avaliação dos resultados no contexto geográfico, onde destaca-se o pacote computacional ARCGIS®.

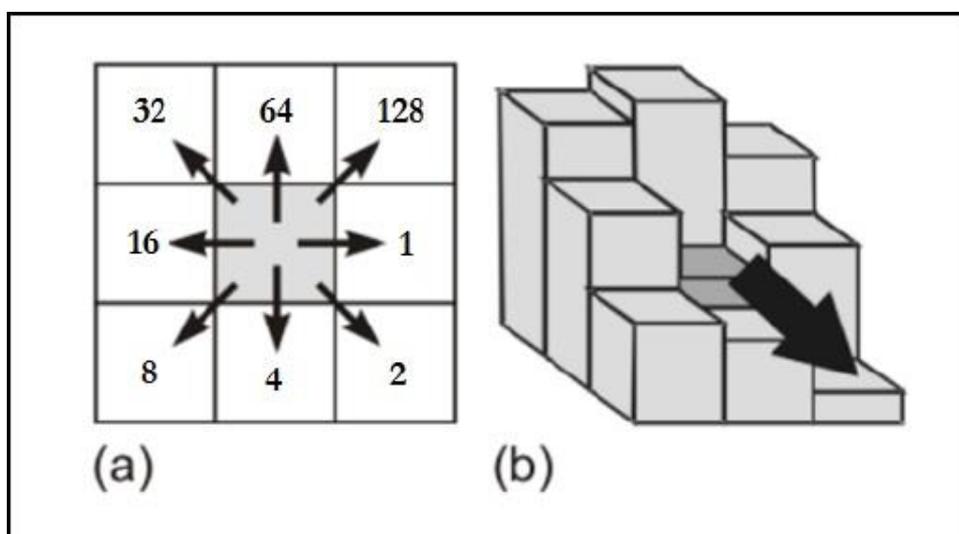
Dessa forma, usando-se de ferramentas de SIG, procedeu-se a delimitação automática da bacia e sub-bacias hidrográficas a serem estudadas. Inicialmente, a partir das curvas de nível em escala 1:10.000 provenientes do projeto SICAD, disponível no sítio eletrônico da Secretaria de Habitação, Regularização e Desenvolvimento Urbano do Distrito Federal (SEDHAB), gerou-se um MDT do tipo TIN (Triangular Irregular Network), que posteriormente foi convertido para uma grade rasterizada.

A partir do arquivo raster gerado pode-se auferir as seguintes informações: definição do curso d'água, direção de fluxo, segmentação do curso d'água, acumulação de

fluxo e delimitação das áreas de contribuição. As informações obtidas são utilizadas para o processamento dos vetores de captação de água e linha de drenagem, o que permitiu a construção de uma rede de drenagem.

Assim, a rede de drenagem foi determinada a partir da simulação do caminho preferencial de escoamento superficial da água sobre o MDT, empregando-se o método D8, o qual pondera apenas uma das oito direções possíveis de escoamento para cada célula do MDT, como por exemplo norte, nordeste, leste, sudeste, sul, sudoeste, oeste e noroeste. Cada opção está relacionada a uma codificação numérica específica num arquivo raster digital de mesma resolução espacial, conforme ilustrado na figura 11.

FIGURA 11 : Ilustração das oito prováveis direções de escoamento para cada uma das células do MDT.

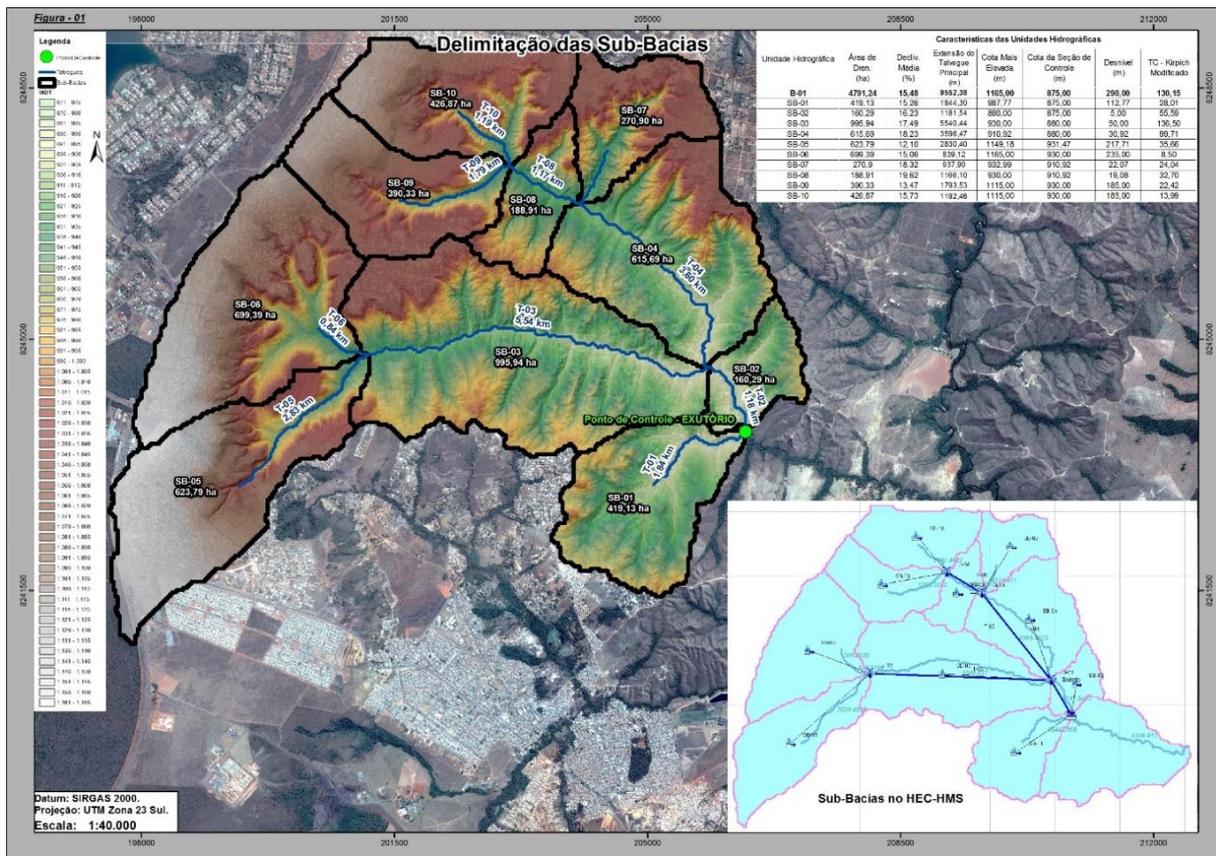


Fonte : http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2318-03312016000100274 acesso (15-05-2018)

Desta forma, definiu-se um ponto de controle no Ribeirão Taboca (Exutório) de forma que sua bacia hidrográfica abrangesse a área definida no estudo. Ainda, a supramencionada bacia hidrográfica foi subdividida em 10 sub-bacias, totalizando cerca de 4.790 ha.

A figura 12 mostra o traçado da bacia contemplada no estudo, bem como as suas sub-bacias.

FIGURA 12 : Definição da bacia e sub-bacias do estudo



Fonte : Autor (1018)

De posse dos principais dados da bacia e das sub-bacias, como área de drenagem, comprimento dos talvegues, cotas, procedeu-se os cálculos dos desníveis utilizando a equação 1 e os tempos de concentração utilizando a equação 7. A tabela 8 apresenta as principais características fisiográficas das unidades hidrológicas definidas, parâmetros necessários para o processamento no HEC-HMS. Nos apêndices 1, 2, 3, 4 e 5 podem ser vistos os seguintes mapas de caracterização das sub-bacias:

- Delimitação das sub-bacias e suas características hidrográficas;
- Cobertura vegetal;
- Pedologia;
- Geologia;
- Geomorfologia.

Tabela 8 : Características das Unidades Hidrográficas

Unidade Hidrográfica	Características das Unidades Hidrográficas						
	Área de Dren. (ha)	Decliv. Média (%)	Extensão do Talvegue Principal (m)	Cota Mais Elevada (m)	Cota da Seção de Controle (m)	Desnível (m)	TC - Kirpich Modificado
B-01	4791,24	15,48	9552,38	1165,00	875,00	290,00	130,15
SB-01	419,13	15,26	1844,30	987,77	875,00	112,77	28,01
SB-02	160,29	16,23	1181,54	880,00	875,00	5,00	55,59
SB-03	995,94	17,49	5540,44	930,00	880,00	50,00	136,50
SB-04	615,69	18,23	3596,47	910,92	880,00	30,92	99,71
SB-05	623,79	12,10	2830,40	1149,18	931,47	217,71	35,66
SB-06	699,39	15,06	839,12	1165,00	930,00	235,00	8,50
SB-07	270,9	18,32	937,90	932,99	910,92	22,07	24,04
SB-08	188,91	19,62	1166,10	930,00	910,92	19,08	32,70
SB-09	390,33	13,47	1793,53	1115,00	930,00	185,00	22,42
SB-10	426,87	15,73	1192,46	1115,00	930,00	185,00	13,99

Fonte : Autor (2018)

7.2 Definição da Chuva de Projeto

A definição da chuva de projeto exige a definição dos hietogramas de projeto. Para tanto, para a bacia hidrográfica em estudo, a realização dos seguintes processos se fez necessária:

- Cálculo do tempo de concentração, elaborado no item 6.2.7;
- Cálculo da Intensidade pluviométrica a partir de uma equação que caracterize a Curva Intensidade-Duração-Frequência para a região de estudo, onde foi utilizado a equação 10;
- Distribuição da chuva ao longo do tempo.

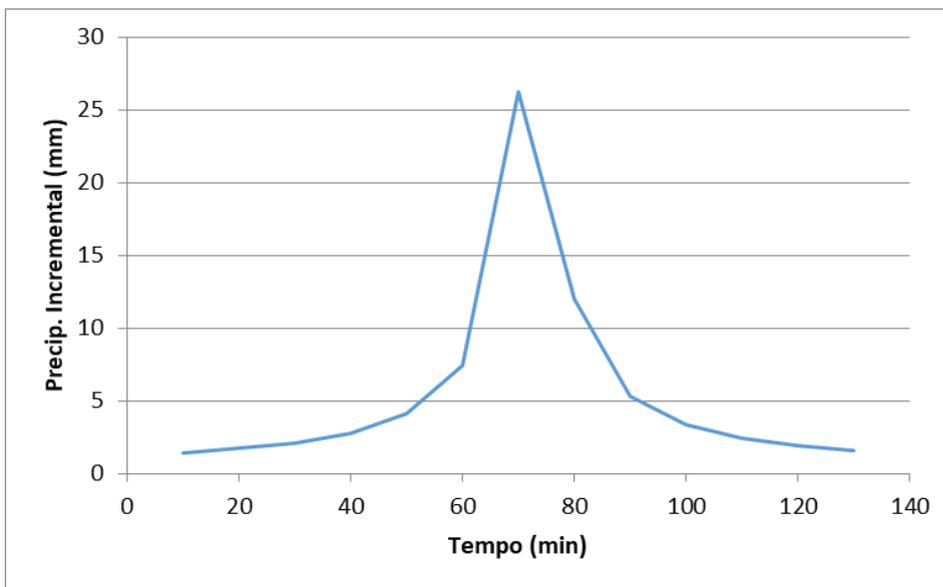
A precipitação, quando do dimensionamento de dispositivos de drenagem, é definida estatisticamente em função da probabilidade de sua ocorrência, denominada de tempo de recorrência ou tempo de retorno, que representa o período estatístico em que a chuva ou a cheia de projeto pode ser igualada ou superada em pelo menos uma vez. Matematicamente é o inverso de probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou superado. Para obras de drenagem urbana, a NOVACAP recomenda que seja adotado tempo de retorno igual a 10 anos.

No que diz respeito à duração da chuva, considerou-se o seu valor igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica estudada, estimado em 130 min.

Dessa forma, calculou-se a intensidade de chuva para um tempo de retorno de 10 anos e duração de chuva de 130 min, sendo que a discretização temporal dos dados pluviométricos foi realizada tomando um intervalo de tempo de 10 minutos.

Já na distribuição temporal da chuva, empregou-se o método dos blocos alternados de maneira que a parcela mais intensa da precipitação foi posicionada no hietograma a 1/2 do tempo da duração da chuva. A figura 13 mostra os hietogramas de projeto para os diferentes tempos de retorno, enquanto a tabela 9 apresenta os dados pluviométricos utilizados na composição dos hietogramas.

FIGURA 13 : Hietograma de Projeto - TR-10, TC-130min



Fonte : Autor (2018)

Tabela 9 : Dados pluviométricos utilizados na composição do hietograma.

BLOCOS ORDEM	BLOCOS ALTERNADOS	Dur. (min)	TR- 10 Anos			
			Intens. (mm/min)	Altura da Prec. (mm)	ΔP (mm)	$\Delta P_{10 \text{ Anos}}$ (mm)
1	13	10	2,62	26,23	26,23	1,44
2	11	20	1,91	38,20	11,96	1,71
3	9	30	1,52	45,62	7,42	2,12
4	7	40	1,27	50,92	5,29	2,79
5	5	50	1,10	55,00	4,09	4,09
6	3	60	0,97	58,32	3,32	7,42
7	1	70	0,87	61,11	2,79	26,23
8	2	80	0,79	63,52	2,41	11,96
9	4	90	0,73	65,64	2,12	5,29
10	6	100	0,68	67,53	1,89	3,32
11	8	110	0,63	69,24	1,71	2,41
12	10	120	0,59	70,81	1,56	1,89
13	12	130	0,56	72,24	1,44	1,56

Fonte : Autor (2018)

7.3 Modelo de chuva-vazão

Para atingir o objetivo proposto, faz-se necessário a aplicação de uma modelo chuva-vazão, o qual permita estimar o deflúvio num ponto de controle a partir da ocorrência da precipitação na bacia hidrográfica que para este drena, caracterizando as fases do ciclo hidrológico entre o evento chuvoso e o escoamento no ponto.

A vazão de projeto normalmente é apresentada em l/s (litros por segundo), não sendo, porém, desprezado o emprego da unidade em m³/s (metro cúbico por segundo), embora esta seja uma unidade mais coerente para cálculos de macrodrenagem, onde as vazões de projeto são bem superiores, em geral maiores que 2 m³/s. Nos estudos de vazão de pré-desenvolvimento, emprega-se o conceito de vazão por unidade de área da bacia de drenagem, a vazão específica.

A Intensidade média é a quantidade de precipitação por unidade de tempo para um período de recorrência e duração prevista. É de se esperar que qualquer que seja a precipitação haverá uma distribuição desigual com relação a sua intensidade ao longo de sua duração.

Para este estudo optou-se pela estimativa das vazões de pré-desenvolvimento das bacias da área de estudo a partir do emprego do pacote computacional HEC-HMS descrito no item 6.8 que por sua vez utiliza o método SCS para a determinação da vazão. Este programa foi desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* e permite simular processos de escoamento direto a partir de dados de precipitação em bacias hidrográficas ramificadas, sendo aplicável a um amplo espectro de situações geográficas, desde pequenas bacias urbanas a grandes bacias naturais.

O HEC-HMS permite que, em cada bacia hidrográfica, o ciclo hidrológico seja separado em partes quantificáveis, sendo cada parte energética do ciclo representada através de um modelo matemático apropriado.

A representação física da bacia é feita através de elementos hidrológicos que se interconectam e formam uma rede para simulação dos processos de escoamento superficial. Os elementos disponíveis são: sub-bacias, estirões, junções, reservatórios, desvios, fontes e poços. O cálculo computacional é feito de montante para jusante.

A modelagem hidrológica realizada pelo HEC-HMS consiste basicamente nas seguintes etapas:

- Separação das chuvas, calculando-se a parcela de chuva que efetivamente contribui para o escoamento;

- Cálculo do escoamento direto produzido por essa precipitação;
- Trânsito de Hidrogramas, ou seja, corresponde ao cálculo da evolução das vazões, à medida que se propagam ao longo dos corpos hídricos.
- No caso da bacia em estudo, foram adotados os seguintes métodos em cada uma das etapas supracitadas:
 - Método Curva-Número do SCS (Soil Conservation Service) na determinação da chuva efetiva;
 - Método do SCS para a transformação da precipitação em deflúvio;
 - Método da Onda Cinemática para a propagação das cheias em corpos hídricos.

A modelagem hidrológica exige a determinação de parâmetros que conduzirão à transformação de chuva em vazão. Os parâmetros empregados na modelagem aqui realizada procuraram representar as condições meteorológicas e da fisiografia da bacia hidrográfica, conforme será explorado a seguir.

7.4 Modelagem da Chuva Efetiva

O modelo HEC-HMS considera a interceptação superficial, o armazenamento em depressões e a infiltração como perdas de precipitação, ou seja, a parcela da precipitação que não contribui para gerar escoamento é considerada perda, sendo o restante, considerado precipitação efetiva.

Como mencionado anteriormente, foi empregado o Método Curva-Número, desenvolvido pelo U.S. Soil Conservation Service (SCS), para a estimativa da precipitação efetiva. Neste método, a lâmina escoada (isto é, a altura de chuva efetiva) é uma função da altura total de chuva e de um parâmetro de abstração denominado curva-número, ou simplesmente CN. Este parâmetro pode assumir valor entre 0 e 100 e é definido com base nas seguintes propriedades geradoras de escoamento de uma bacia:

- Grupo Hidrológico do Solo;
- Uso e ocupação do Solo.

Os valores do CN são tabelados, de acordo com quatro tipos de solo distintos, conforme a Tabela 3.

Com base no mapa de solos do Distrito Federal, verifica-se que a bacia hidrográfica estudada se encontra totalmente inserida em uma região onde ocorre os solos dos tipos Argissolo Vermelho-Amarelo Eutrófico, Cambissolo, Latossolos Vermelho, Latossolo

Vermelho-Amarelo e Neossolo Quartzarenico, como pode ser visto no mapa do apêndice 3, com isto a região de estudo foi classificada como sendo do **Grupo C** conforme descrição:

- Solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.

Para a bacia hidrográfica contemplada no estudo na condição de pré-desenvolvimento, caracterizada por apresentar **florestas esparsas**, adotou-se um valor de 78 para o CN, conforme pode ser observado na tabela 4.

A partir dos hietogramas de projeto, foi calculada a chuva efetiva para a área de estudo através do método indireto do SCS, que depende do parâmetro CN.

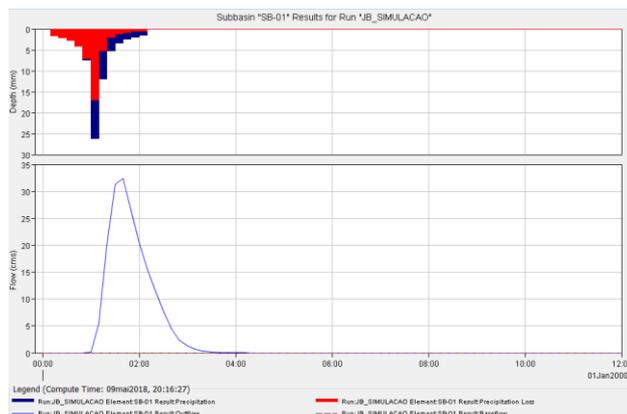
A capacidade de abstração (intercepção, infiltração, armazenamento superficial e evapotranspiração) de uma bacia depende das suas características (como tipo do solo, cobertura vegetal, uso e ocupação do solo). A diferença entre a chuva total e as abstrações, é a chuva efetiva, que pode ser observado no gráfico pelo HEC-HMS, maiores detalhes podem ser observados nos apêndices 6, 7, 8 e 9. A tabela 10 e a figura 14 mostram os dados obtidos na simulação para a sub-bacia 1.

Tabela 10 : Dados de precipitação efetiva da sub-bacia 1

Project: JB_TCC		Simulation Run: JB_SIMULACAO	
Subbasin: SB-01			
Start of Run:	01jan2000, 00:00	Basin Model:	JB
End of Run:	01jan2000, 12:00	Meteorologic Model:	JB_MET
Compute Time:	09mai2018, 20:16:27	Control Specifications:	JB_control
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Dischar...	32.41 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01jan2000, 01:4
Precipitation Volu...	302.74 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	108.47 (1000 M3)
Loss Volu...	194.27 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0.00 (1000 M3)
Excess Volu...	108.47 (1000 M3)	Discharge Volume:	108.47 (1000 M3)

Fonte : Autor (2018)

FIGURA 14 : Gráfico da chuva efetiva da sub-bacia 1



Fonte : Autor (2018)

Foi utilizado o método SCS para cálculo do hidrograma sintético devido ao bom ajuste por este demonstrado.

O tempo de retardo (lag time) é o parâmetro necessário para o modelo, sendo definido como o tempo total para que toda a bacia contribua para o deflúvio no exutório, ou o total de tempo para que a água atinja o exutório a partir do ponto mais distante da bacia. O tempo de retardo foi calculado através da equação 8:

Adotou-se o valor de 78 para o parâmetro CN, conforme explanado na seção anterior.

A tabela 11 apresenta os tempos de retardo calculados para as sub-bacias contempladas no estudo.

Tabela 11 : Tempo de retardo para cada sub-bacia

Bacia	Sub-Bacias	Decliv. Média da Sub-Bacia (%)	Extensão do Talvegue Principal (m)	CN	Lag (hr)	Tempo de Retardo (min)
B-01	SB-01	15,26	1844,30	78,00	0,37	21,91
	SB-02	16,23	1181,54	78,00	0,25	14,87
	SB-03	17,49	5540,44	78,00	0,82	49,33
	SB-04	18,23	3596,47	78,00	0,57	34,20
	SB-05	12,10	2830,40	78,00	0,58	34,66
	SB-06	15,06	839,12	78,00	0,20	11,75
	SB-07	18,32	937,90	78,00	0,19	11,64
	SB-08	19,62	1166,10	78,00	0,22	13,39
	SB-09	13,47	1793,53	78,00	0,38	22,80
	SB-10	15,73	1192,46	78,00	0,25	15,22

Fonte : Autor (2018)

7.4.1 Modelagem da Propagação da Cheia

No presente estudo, efetuou-se a modelagem de propagação de cheia ao longo das sub-bacias até a seção de controle definida.

De forma simplificada, a modelagem de propagação de cheias é aplicada aos talvegues que conectam as sub-bacias de forma a compor as vazões afluentes obedecendo a cronologia dos escoamentos que nelas ocorrem, uma vez que os picos de vazão ocorrem em momentos diferentes em cada sub-bacia.

Na modelagem de propagação de cheias aqui realizada, utilizou-se o modelo hidrodinâmico da onda cinemática, o qual é regido pelas equações descritas no item 6.5.

O HEC-HMS, utilizado como ferramenta para as simulações hidrológicas, resolve a equação do item 6.5 de forma linearizada.

A perda de carga ao longo do talvegue é regida pela equação de Manning, expressa pela equação 34 descrita no item 6.5.4.

Os parâmetros necessários para a modelagem da propagação da cheia ao longo dos canais no HEC-HMS e um passo extremamente importante, no presente trabalho foram calculados os comprimentos, declividades, taludes laterais e a larguras dos fundos dos talvegues.

Quanto ao coeficiente de rugosidade de Manning, este assume diferentes valores conforme as condições do talvegue: rugosidade da superfície, vegetação, irregularidades do canal, alinhamento do canal, deposição, obstruções, tamanho e forma do canal, vazão, mudanças sazonais, temperatura, material suspenso e leito do canal, conforme pode ser visto na tabela 7 a qual apresenta valores de referência para o coeficiente de Manning.

Adotou-se um coeficiente de rugosidade que pudesse representar a condição de pré-desenvolvimento dos talvegues: considerou-se que estes se apresentavam em boas condições e podiam ser representados por córregos limpos, retilíneos e uniformes com pedras e vegetação. Dessa forma adotou-se um valor de **0,033** para o coeficiente de rugosidade de Manning para todos os talvegues contemplados na modelagem de propagação da cheia.

A tabela 12 apresenta os dados necessários para a modelagem da propagação de cheias no HEC-HMS.

Tabela 12 : Parâmetros de entrada para modelagem da propagação de cheias através do Método da Onda Cinemática.

Talvegue	Características dos Talvegues				Características da Seção Transversal		Função
	Extensão (m)	Cota da Nascente (m)	Cota do Exutório (m)	Declivi. (%)	Largura do Fundo (m)	Talude Lateral	
T-02	1181,5	880	875	0,0042	15	3.0:1	Propagar as vazões da SB-03 e SB-04 até o exutório da SB-02.
T-03	5540,4	930	880	0,009	30	4.0:1	Propagar as vazões da SB-05 e SB-06 até o exutório da SB-03.
T-04	3596,5	910,92	880	0,0086	20	4.0:1	Propagar as vazões da SB-07 e SB-08 até o exutório da SB-04.
T-08	1166,1	930	910,92	0,0164	15	3.0:1	Propagar as vazões da SB-09 e SB-10 até o exutório da SB-08.

Obs: Adotou-se um coeficiente de rugosidade de Manning de 0.033 para todos os talvegues contemplados na modelagem de propagação de cheia.

Fonte : Autor (2018)

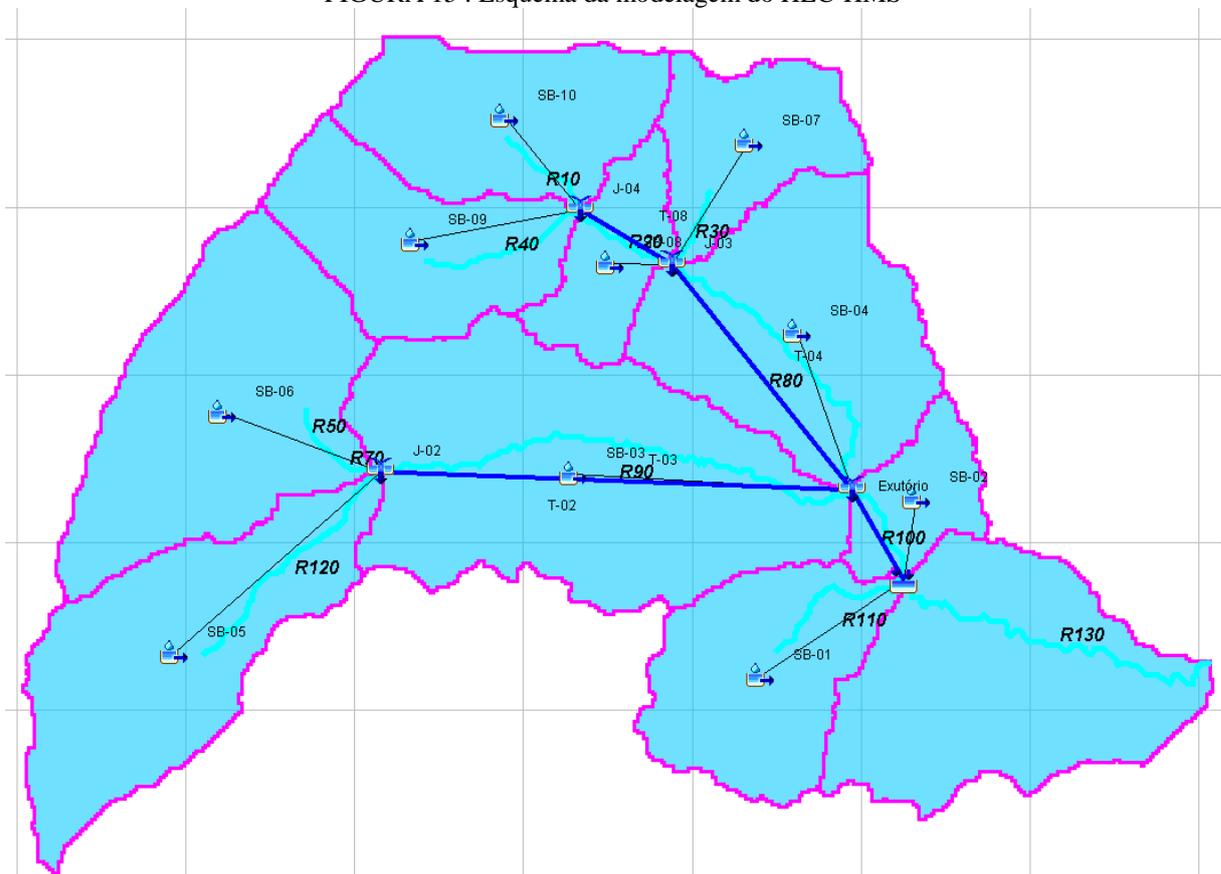
A propagação da cheia foi feita da seguinte forma no HEC-HMS:

- O Trecho 2 (T-2) propaga as vazões das sub-bacias SB-03 e SB-04 até o exutório da SB-02-01, EXUTÓRIO-PONTO DE CONTROLE;

- O Trecho 3 (T-3) propaga as vazões das sub-bacias SB-05 e SB-06 até o exutório da SB-03, Junção 1 (J-01);
- O Trecho 4 (T-4) propaga as vazões das sub-bacias SB-07 e SB-08 até o exutório da SB-04, Junção 1 (J-01);
- O Trecho 8 (T-8) propaga as vazões das sub-bacias SB-09 e SB-10 até o exutório da SB-08, Junção 3 (J-03);

No apêndice 1 pode ser visto uma planta esquemática desta modelagem de propagação, as vazões nas junções como nos trechos podem ser observados nos apêndices, 10, 11 e 12. A figura 15 mostra de forma resumida a esquematização da modelagem no programa HEC-HMS

FIGURA 15 : Esquema da modelagem do HEC-HMS



Fonte : Autor (2018)

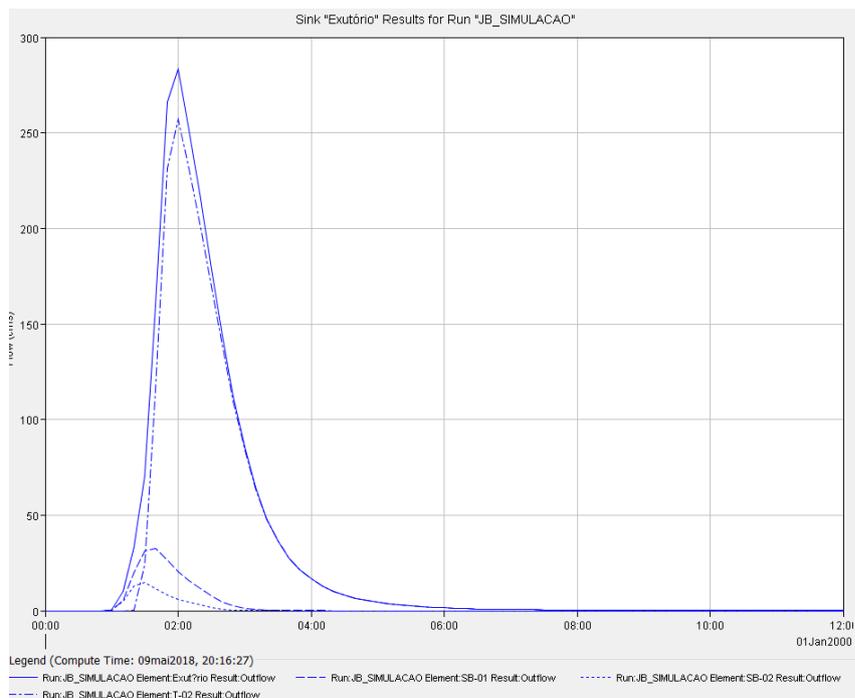
8.0 RESULTADO E DISCUSSÃO

8.1 Cálculo da vazão específica de pré-desenvolvimento

De posse dos dados de entrada processados nas seções do item 7, realizou-se a modelagem hidrológica utilizando o pacote computacional HEC-HMS, conforme descrito anteriormente.

Dessa forma, para a bacia contemplada no estudo, gerou-se, como produto da modelagem, o hidrograma no exutório definido, obtendo-se a vazão de pre-desenvolvimento que pode ser observado na figura 16 e 17 e também a série temporal tabela 13.

FIGURA 16 - Hidrograma calculado para a bacia contemplada no estudo



Fonte : Autor (2018)

FIGURA 17 : Resultado da simulação no exutório



Fonte : Autor (2018)

Tabela 13 : Serie temporal obtido na simulação

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO					
Sink: Exutório					
Start of Run: 01jan2000, 00:00		Basin Model: JB			
End of Run: 01jan2000, 12:00		Meteorologic Model: JB_MET			
Compute Time:09mai2018, 20:16:27		Control Specifications:JB_control			
Date	Time	Inflow from S...	Inflow from SB-02	Inflow from T-02	Total Infl...
		(M3/S)	(M3/S)	(M3/S)	(M3/S)
01jan2000	00:00	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:10	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:20	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:30	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:40	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:50	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	01:00	0.19	0.17	0.00	0.36
01jan2000	01:10	5.48	4.83	0.00	10.31
01jan2000	01:20	19.91	12.90	0.25	33.06
01jan2000	01:30	31.35	14.87	24.15	70.37
01jan2000	01:40	32.41	11.65	115.78	159.85
01jan2000	01:50	26.50	8.30	231.42	266.22
01jan2000	02:00	20.31	6.01	257.17	283.49
01jan2000	02:10	15.59	4.54	231.46	251.58
01jan2000	02:20	11.68	3.13	200.50	215.31
01jan2000	02:30	7.75	1.60	169.45	178.81
01jan2000	02:40	4.50	0.67	138.77	143.94
01jan2000	02:50	2.42	0.28	109.51	112.21
01jan2000	03:00	1.33	0.12	83.93	85.38
01jan2000	03:10	0.70	0.05	63.49	64.24
01jan2000	03:20	0.35	0.02	47.87	48.24
01jan2000	03:30	0.17	0.01	36.17	36.35
01jan2000	03:40	0.08	0.00	27.53	27.61
01jan2000	03:50	0.04	0.00	21.13	21.17
01jan2000	04:00	0.02	0.00	16.42	16.44
01jan2000	04:10	0.00	0.00	12.86	12.87
01jan2000	04:20	0.00	0.00	10.14	10.14
01jan2000	04:30	0.00	0.00	8.10	8.10
01jan2000	04:40	0.00	0.00	6.49	6.49
01jan2000	04:50	0.00	0.00	5.26	5.26
01jan2000	05:00	0.00	0.00	4.30	4.30
01jan2000	05:10	0.00	0.00	3.55	3.55
01jan2000	05:20	0.00	0.00	2.96	2.96
01jan2000	05:30	0.00	0.00	2.46	2.46
01jan2000	05:40	0.00	0.00	2.06	2.06
01jan2000	05:50	0.00	0.00	1.73	1.73
01jan2000	06:00	0.00	0.00	1.46	1.46
01jan2000	06:10	0.00	0.00	1.24	1.24
01jan2000	06:20	0.00	0.00	1.07	1.07
01jan2000	06:30	0.00	0.00	0.93	0.93
01jan2000	06:40	0.00	0.00	0.81	0.81
01jan2000	06:50	0.00	0.00	0.71	0.71
01jan2000	07:00	0.00	0.00	0.63	0.63
01jan2000	07:10	0.00	0.00	0.56	0.56
01jan2000	07:20	0.00	0.00	0.50	0.50
01jan2000	07:30	0.00	0.00	0.45	0.45
01jan2000	07:40	0.00	0.00	0.41	0.41
01jan2000	07:50	0.00	0.00	0.37	0.37
01jan2000	08:00	0.00	0.00	0.34	0.34
01jan2000	08:10	0.00	0.00	0.31	0.31
01jan2000	08:20	0.00	0.00	0.28	0.28
01jan2000	08:30	0.00	0.00	0.26	0.26
01jan2000	08:40	0.00	0.00	0.23	0.23
01jan2000	08:50	0.00	0.00	0.22	0.22
01jan2000	09:00	0.00	0.00	0.20	0.20
01jan2000	09:10	0.00	0.00	0.19	0.19
01jan2000	09:20	0.00	0.00	0.17	0.17
01jan2000	09:30	0.00	0.00	0.16	0.16
01jan2000	09:40	0.00	0.00	0.15	0.15
01jan2000	09:50	0.00	0.00	0.14	0.14
01jan2000	10:00	0.00	0.00	0.13	0.13
01jan2000	10:10	0.00	0.00	0.12	0.12
01jan2000	10:20	0.00	0.00	0.11	0.11
01jan2000	10:30	0.00	0.00	0.11	0.11
01jan2000	10:40	0.00	0.00	0.10	0.10
01jan2000	10:50	0.00	0.00	0.09	0.09
01jan2000	11:00	0.00	0.00	0.09	0.09
01jan2000	11:10	0.00	0.00	0.08	0.08
01jan2000	11:20	0.00	0.00	0.08	0.08
01jan2000	11:30	0.00	0.00	0.07	0.07
01jan2000	11:40	0.00	0.00	0.07	0.07
01jan2000	11:50	0.00	0.00	0.07	0.07
01jan2000	12:00	0.00	0.00	0.06	0.06

Fonte : Autor (2018)

Após obtido a vazão no exutório estudado foi calculado a vazão específica como demonstrado abaixo:

Vazão de pico = $283,49 \text{ m}^3/\text{s}$;

Área total de drenagem (B-01) = $4.791,24 \text{ ha}$;

Um metro cúbico = 1.000 l

Vazão específica = 59.09 l/s. ha

A partir das informações mostradas acima, observa-se que a bacia em estudo apresenta um hidrograma cujo o pico ocorre cerca de 120 min após o início do evento chuvoso e apresenta valor a de $283.49 \text{ m}^3/\text{s}$, o que representa uma vazão específica de **59.09 l/s.ha** .

8.2 Dimensionamento preliminar de um reservatório de 12 ha

Após a obtenção da vazão específica de pré-desenvolvimento foi utilizado a metodologia descrita no item 6.6, que demonstra a utilização do método de Aron e Kibler para cálculo de volume de armazenamento em reservatórios, foram elaboradas duas planilhas de cálculo. Esta planilhas demonstram a diferença de volumes de detenção necessários para vazões 24.4 l/s.ha valor que é utilizado pela ADASA para outorga de lançamento em corpos hídricos no Distrito Federal e 59.09 l/s.ha , obtido no presente estudo.

Dados do dimensionamento:

- Área de estudo = 12 ha ;
- Vazões de pré-desenvolvimento = 24.4 l/s.ha e 59.09 l/s.ha ;
- Tempo de concentração = 22 min ;
- Tempo de retorno = 10 anos ;
- Duração da chuva = 360 min ;
- Intensidade da chuva = foi utilizado a equação 10;
- Vazão = foi utilizado a equação 16, método racional;
- Volume de detenção = foi utilizado a equação 32.

Nas planilhas 14 e 15 podem ser observados os cálculos elaborados.

Tabela 14 : Dimensionamento preliminar de reservatório 24.4 l/s.ha

DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DO RESERVATÓRIO PARA TR=10 ANOS								
MÉTODO DE ARON E KIBLER, 1990 - 24.4 l/s.ha								
TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (min)	VAZÃO SAÍDA (m3/s)	TEMPO DE RETORNO (anos)	DURAÇÃO DA CHUVA (min)	INTENSIDADE DE CHUVA (l/s x ha)	ÁREA (ha)	VAZÃO ENTRADA (l/s)	VAZÃO ENTRADA (m3/s)	VOL. DETENÇÃO (m3)
22	0,29	10	15	367,445	12	3.086,54	3,09	2.452,87
22	0,29	10	30	253,499	12	2.129,39	2,13	3.376,14
22	0,29	10	45	196,617	12	1.651,59	1,65	3.870,76
22	0,29	10	60	162,039	12	1.361,13	1,36	4.179,77
22	0,29	10	75	138,605	12	1.164,28	1,16	4.387,22
22	0,29	10	90	121,583	12	1.021,30	1,02	4.531,20
22	0,29	10	105	108,608	12	912,31	0,91	4.631,97
22	0,29	10	120	98,360	12	826,23	0,83	4.701,49
22	0,29	10	135	90,043	12	756,36	0,76	4.747,41
22	0,29	10	150	83,144	12	698,41	0,70	4.774,86
22	0,29	10	165	77,322	12	649,50	0,65	4.787,48
22	0,29	10	180	72,336	12	607,62	0,61	4.787,93
22	0,29	10	195	68,013	12	571,31	0,57	4.778,21
22	0,29	10	210	64,227	12	539,50	0,54	4.759,87
22	0,29	10	225	60,880	12	511,39	0,51	4.734,10
22	0,29	10	240	57,898	12	486,34	0,49	4.701,90
22	0,29	10	255	55,223	12	463,87	0,46	4.664,04
22	0,29	10	270	52,808	12	443,59	0,44	4.621,18
22	0,29	10	285	50,617	12	425,18	0,43	4.573,87
22	0,29	10	300	48,618	12	408,39	0,41	4.522,57
22	0,29	10	315	46,787	12	393,01	0,39	4.467,66
22	0,29	10	330	45,102	12	378,86	0,38	4.409,48
22	0,29	10	345	43,548	12	365,80	0,37	4.348,32
22	0,29	10	360	42,107	12	353,70	0,35	4.284,43

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

VOLUME DA LAGOA (m³)

DURAÇÃO DA CHUVA (min)

— Curva Chuva-Volume

Fonte : Autor (2018)

Tabela 15 : Dimensionamento preliminar de reservatório 59.09 l/s.ha

DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DO RESERVATÓRIO PARA TR=10 ANOS								
MÉTODO DE ARON E KIBLER, 1990 - 59.09 l/s.ha								
TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (min)	VAZÃO SAÍDA (m3/s)	TEMPO DE RETORNO (anos)	DURAÇÃO DA CHUVA (min)	INTENSIDADE DE CHUVA (l/s x ha)	ÁREA (ha)	VAZÃO ENTRADA (l/s)	VAZÃO ENTRADA (m3/s)	VOL. DETENÇÃO (m3)
22	0.709	10	5	545.805	12	4,584.76	4.58	801.07
22	0.709	10	10	437.307	12	3,673.38	3.67	1,523.31
22	0.709	10	15	367.445	12	3,086.54	3.09	1,990.80
22	0.709	10	20	318.373	12	2,674.33	2.67	2,315.75
22	0.709	10	25	281.844	12	2,367.49	2.37	2,551.43
22	0.709	10	30	253.499	12	2,129.39	2.13	2,726.74
22	0.709	10	35	230.806	12	1,938.77	1.94	2,858.90
22	0.709	10	40	212.190	12	1,782.40	1.78	2,958.87
22	0.709	10	45	196.617	12	1,651.59	1.65	3,034.03
22	0.709	10	50	183.380	12	1,540.39	1.54	3,089.56
22	0.709	10	55	171.976	12	1,444.60	1.44	3,129.19
22	0.709	10	60	162.039	12	1,361.13	1.36	3,155.73
22	0.709	10	65	153.297	12	1,287.69	1.29	3,171.29
22	0.709	10	70	145.539	12	1,222.53	1.22	3,177.56
22	0.709	10	75	138.605	12	1,164.28	1.16	3,175.85
22	0.709	10	80	132.366	12	1,111.87	1.11	3,167.21
22	0.709	10	85	126.720	12	1,064.45	1.06	3,152.53
22	0.709	10	90	121.583	12	1,021.30	1.02	3,132.50
22	0.709	10	95	116.888	12	981.86	0.98	3,107.74
22	0.709	10	100	112.579	12	945.66	0.95	3,078.75
22	0.709	10	105	108.608	12	912.31	0.91	3,045.94
22	0.709	10	110	104.936	12	881.46	0.88	3,009.71
22	0.709	10	115	101.530	12	852.85	0.85	2,970.35
22	0.709	10	120	98.360	12	826.23	0.83	2,928.14

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

VOLUME DA LAGOA (m³)

DURAÇÃO DA CHUVA (min)

— Curva Chuva-Volume

Fonte : Autor (2018)

Após os cálculos foram obtidos os seguintes resultados:

- Planilha 13, volume de detenção = 4.787,93 m3 para uma vazão específica de 24.4 l/s.ha;
- Planilha 14, volume de detenção = 3.177,56 m3 para uma vazão específica de 59.09 l/s.ha.

Após a obtenção do volume de detenção em ambas as planilhas podemos observar uma diferença de 1.610,37 m³, o que equivale a 33.63 %.

Como pode ser visto no item 6.7 a ADASA estabelece que para lançamentos em corpos hídricos no Distrito Federal, a vazão específica é de 24.4 l/s.ha, este valor comparado ao obtido no estudo se mostra inferior. Com isso podemos observar a grande necessidade de estudos mais aprofundados para obtenção da vazão específica para bacias de drenagem.

9.0 CONCLUSÃO

Os resultados encontrados neste trabalho mostram, para a bacia estudada, uma vazão específica de pré-desenvolvimento superior a estipulada pela ADASA. Este fato indica que a vazão adotada, de 24,4 l/s.ha, induz o projetista a uma superestimação das estruturas necessárias para manter a vazão de pré-desenvolvimento, requerida por órgãos governamentais, para o controle da geração do escoamento superficial com, utilizando-se o conceito de pós-desenvolvimento da bacia concomitante a vazão de pré-desenvolvimento determinada.

Em caso de utilização da vazão específica de pré-desenvolvimento encontrada neste trabalho, haveria diminuição significativa, da ordem de 33,63%, ou 1.610,37 m³, do volume necessário de retenção, para o controle do volume escoado superficialmente.

A redução dos volumes de retenção reduzidos, obviamente levam a uma sensível redução nos custos de implantação destas estruturas, sem que haja prejuízo, do ponto de vista da drenagem, nas condições da geração de escoamento superficial da bacia, especialmente em casos de mudança brusca nas condições do uso e ocupação do solo, por exemplo através da implantação de parcelamento do solo.

Ademais a utilização de uma vazão de pré-desenvolvimento muito baixa, poderia inibir a implantação de empreendimentos em áreas do DF, haja vista a necessidade de recursos e mesmo de espaço para implantação das estruturas de retenção.

Por fim, conclui-se que deveria ser estudado caso a caso a geração do escoamento superficial, com o intuito do seu controle na fonte, em uma moderna visão da drenagem urbana, em detrimento de uma abordagem tradicional, que visa apenas “tirar” a água do local, impactando para pior as condições de jusante.

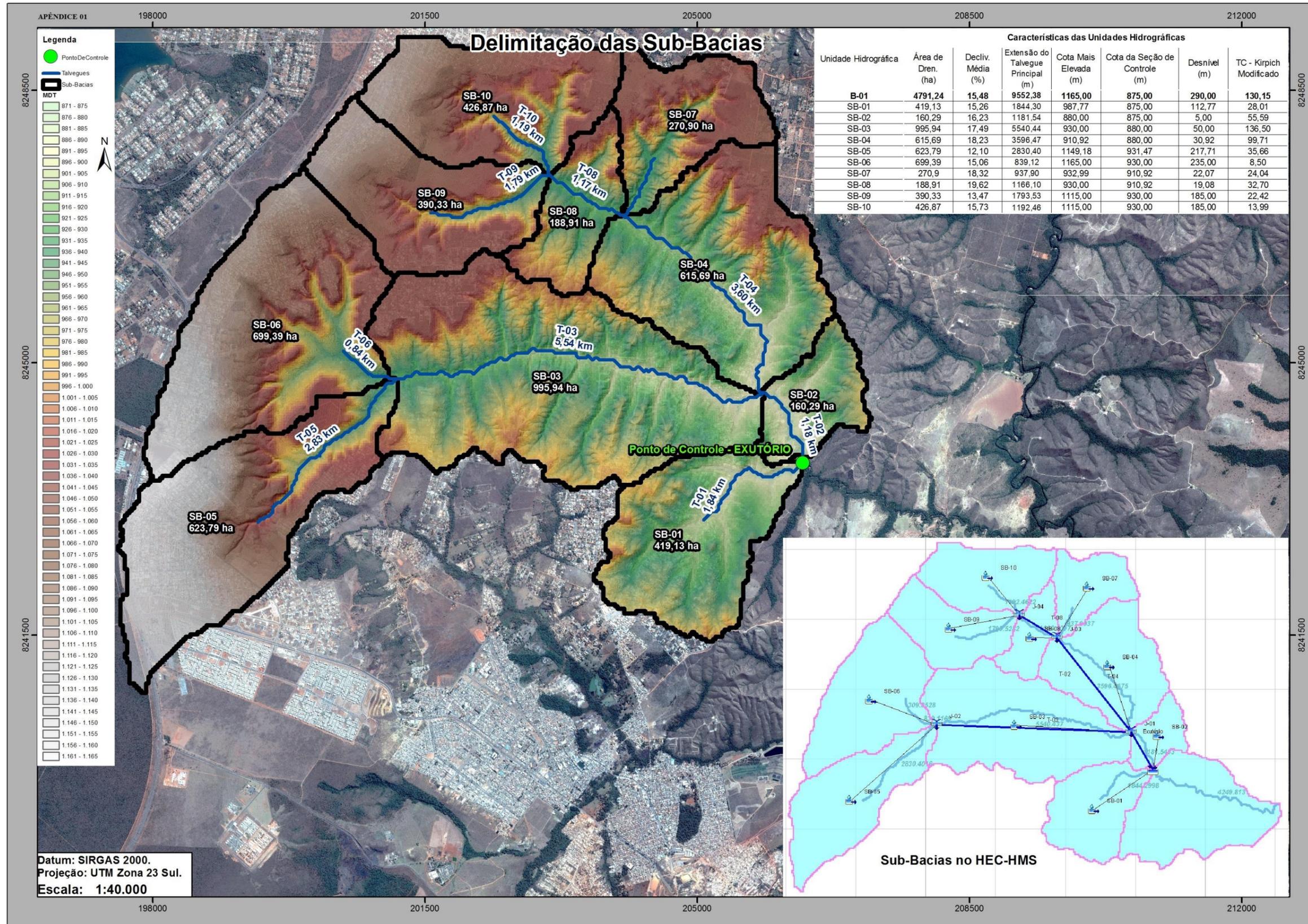
Futuros trabalhos podem ser desenvolvidos a partir de deste estudo, utilizando outras fórmulas do tempo de concentração e comparando os resultados obtidos. Calcular a vazão de pós-desenvolvimento com o CN de áreas urbanizadas, o local estudado está constantemente com novas ocupações urbanas. Obter a vazão no local do ponto de controle utilizado (exutório), com medições diárias de vazões em dias de precipitações intensas e comparando-as ao obtido neste trabalho.

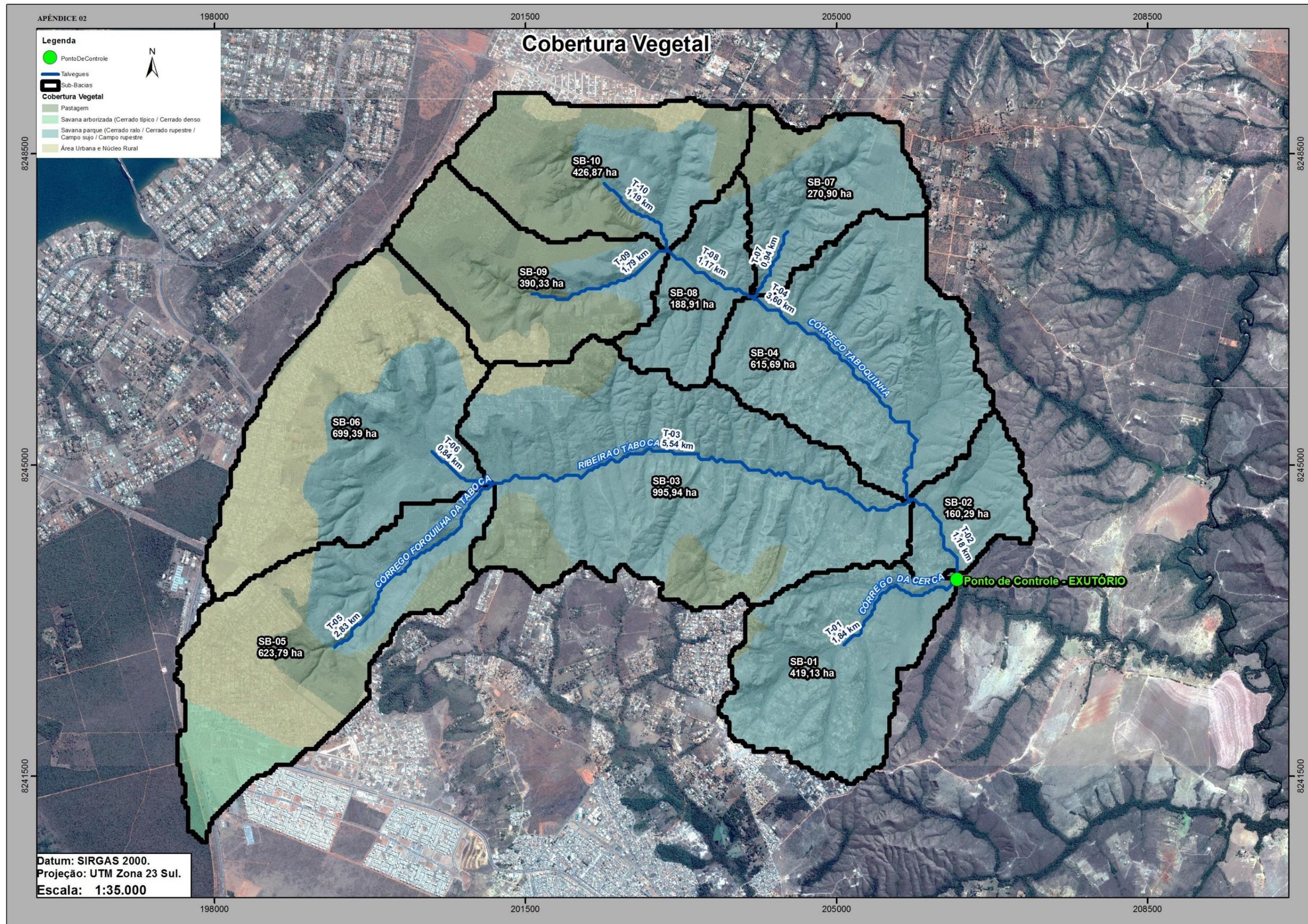
REFERÊNCIA

- Aranha Ribeiro, S. R., Dos Santos, D. R., & Centeno, J. S. (9-13 de Julho de 202). Aplicação da Metodologia de Dados Orientado a Objeto na Classificação de uma Área Urbana Utilizando uma Imagem Digital Obtida por Meio da Tecnologia do Laser Scanner. *Anais do Simpósio Brasileiro de Geomática*, pp. p. 144-149.
- Canholi, A. P. (2014). *Drenagem Urbana e Controle de Enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Carvalho, G. M. (1995). *Drenagem Urbana*. Belo Horizonte: SUDECAP.
- Cavalcanti, R. C., Tavares Junior, J. R., & Bezerra Candeias, A. L. (11 de Maio de 2016). Simulação de Mapeamento de Risco de Inundações Usando dados LIDAR: Estudo de Caso da Bacia do Rio UNA - PE. *Revista Brasileira de Cartografia*, pp. p. 703-7016.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. Queensland: Elsevier Butterworth Heinemann.
- Chow, V. T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill Book Company.
- Collischonn, W., & Dornelles, F. (2015). *Hidrologia para Engenharia e Ciência Ambientais*. Porto Alegre, RS: ABRB - Associação Brasileira de Recursos Hídricos.
- Collischonn, W., & Tassi, R. (2011). *Introduzindo a Hidrologia*. Rio Grande do Sul - RS: IPH.
- Elétrica, D. d. (1980). *Drenagem Urbana*. São Paulo: DAEE/CETESB.
- Fonseca, F. A. (2018). *Relatorio de Drenagem*. Brasília: Fonseca.
- Garcez, L. N., & Alvarez, G. A. (1988). *Hidrologia*. São Paulo: Blucher.
- Gribbin, J. G. (2009). *Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluvias*. São Paulo - SP: Cengage Learning.
- Lima, H. M., Silva, E. S., & Raminhos, C. (2006). *Bacias de retenção para gestão do escoamento: métodos de dimensionamento e instalação*. Ouro Preto: REM - Revista Escola de Minas.
- Marques Couto, L. M. (2012). *Elementos da Hidráulica*. Brasília - DF: Universidade de Brasília.
- Marques Couto, L. M. (2012). *Elementos da Hidráulica*. Brasília - DF: Universidade de Brasiali.
- Miguez, M. G., Veról, A. P., & Rezende, O. M. (2016). *Drenagem Urbana do Projeto Tradicional a Sustentabilidade*. São Paulo: Elsevier Editora Ltda.
- Negrón Rivas, R. A., & Nunes e Silva Brito, L. J. (s.d.). A Tecnologia "Laser Scanning": Uma alternativa para o Mapeamento Topográfico.
- Porto, R. L., Filho, K. Z., & Silva, R. M. (1999). *Bacias Hidrográficas*. São Paulo: Escola Politécnica da USP.
- Rebouças, A. d., Braga, B., & Tundisi, J. G. (2006). *Águas Doces no Brasil*. São Paulo: Escrituras.
- Silva, R. C., Mascarenhas, F. C., & Miguez, M. G. (2007). *Hidráulica Fluvial*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- Silveira, A. L. (2005). *Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em*. Porto Alegre: Revista Brasileira de Recursos Hídricos.
- Tomaz, P. (2013). *Curso de Manejo de Águas Pluviais*. São Paulo.
- Tucci, C. E. (1993). *Hidrologia Ciência e Aplicação*. Pordo Alegre: ABRH.
- Tucci, C. E. (1997). *Água Doce*. Porto Alegre - RS: Instituto de Pesquisas Hidráulicas.
- Tucci, C. E., & Bertoni, J. C. (203). *Inundações Urbanas na América do Sul*. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.
- Tucci, C. E., & Silveira, A. (2001). *Gerenciamento da Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

- Tucci, C. E., Hespanhol, I., & Cordeiro Netto, O. d. (2001). *Gestão de Água no Brasil*. Brasília - DF: UNESCO.
- Tucci, C. E., Laina Porto, R. L., & De Barros, M. T. (1995). *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS.
- Wilken, P. S. (1978). *Engenharia de Drenagem Superficial*. São Paulo - SP: ABES.

APÊNDICES





Legenda

- PontoDeControle
- Talvegues
- Sub-Bacias

Pedologia

- Argissolo Vermelho-Amarelo Eutrófico
- Cambissolo
- Latossolo Vermelho
- Latossolo Vermelho-Amarelo
- Neossolo Quartzarenico



Pedologia

8248500

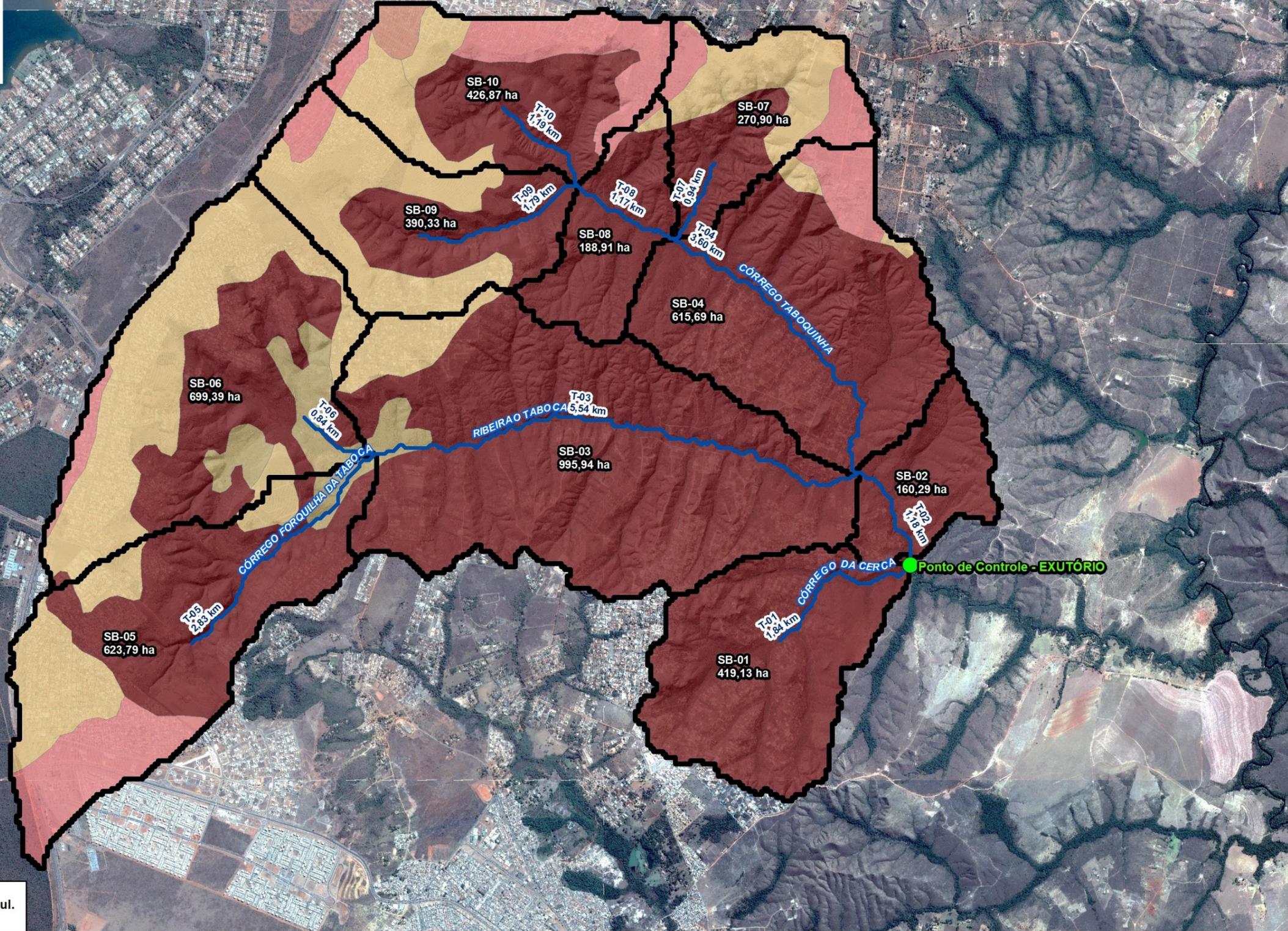
8245000

8241500

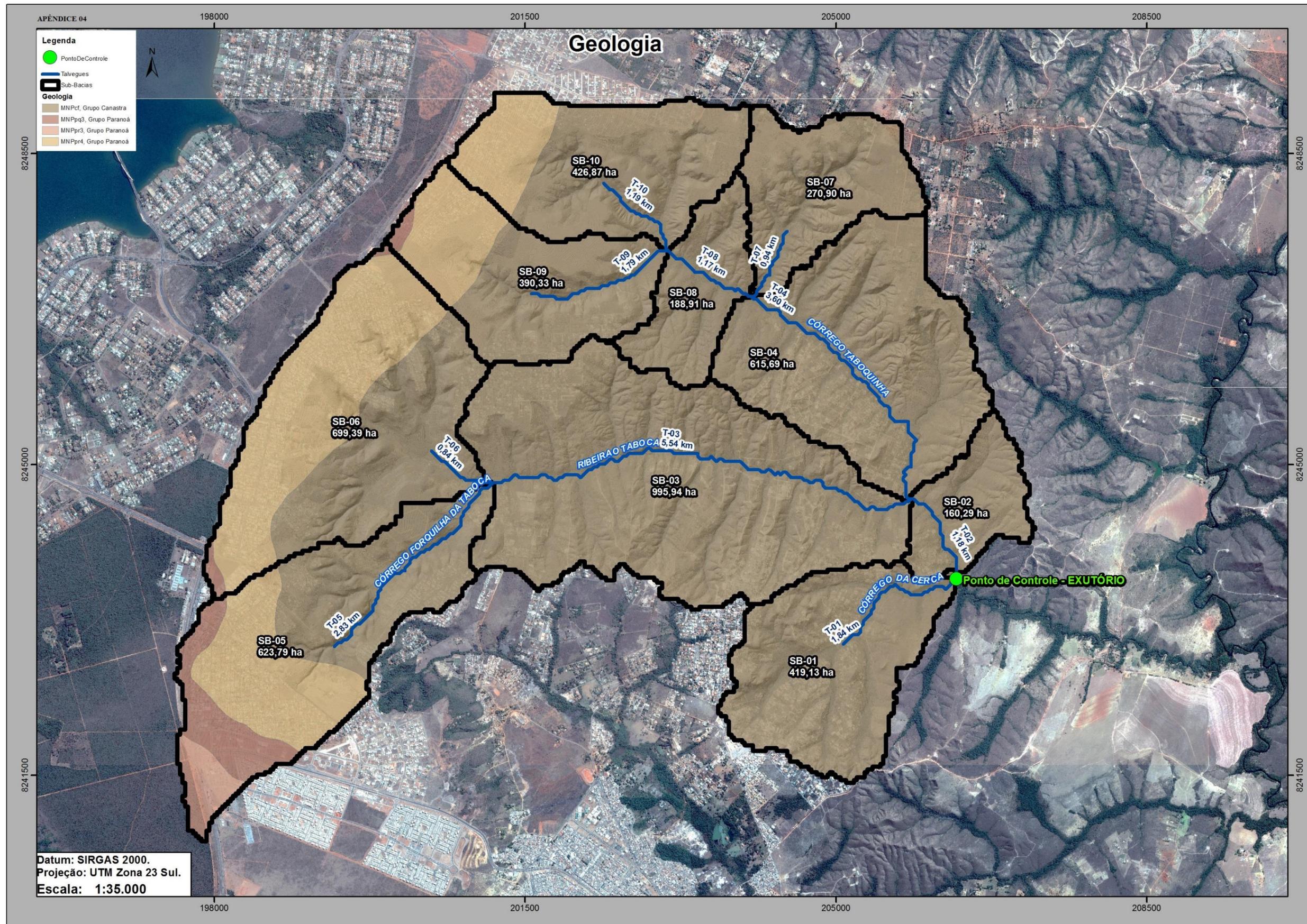
8248500

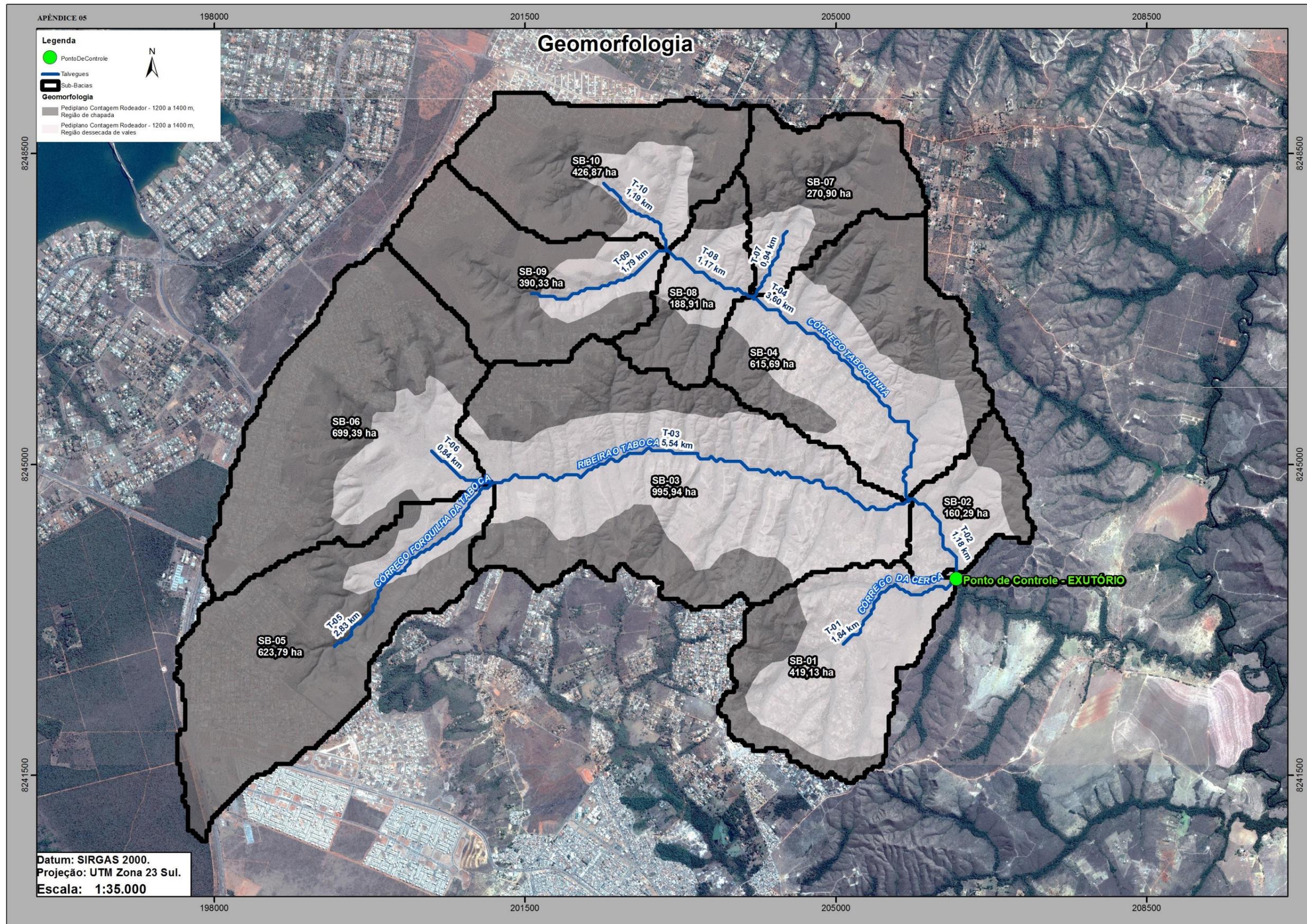
8245000

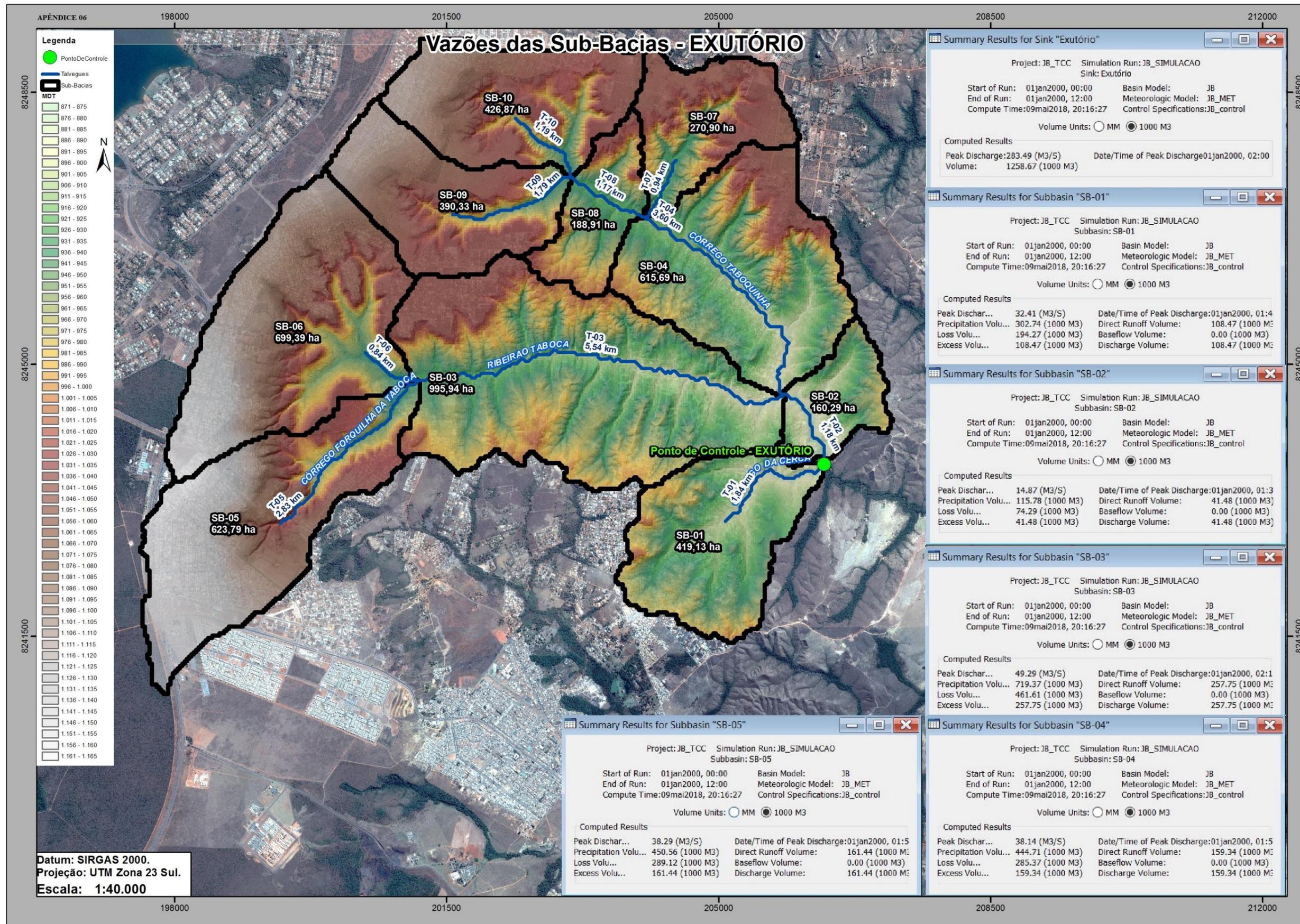
8241500

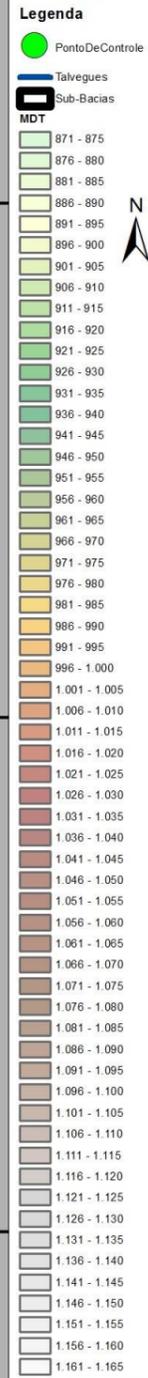


Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:35.000

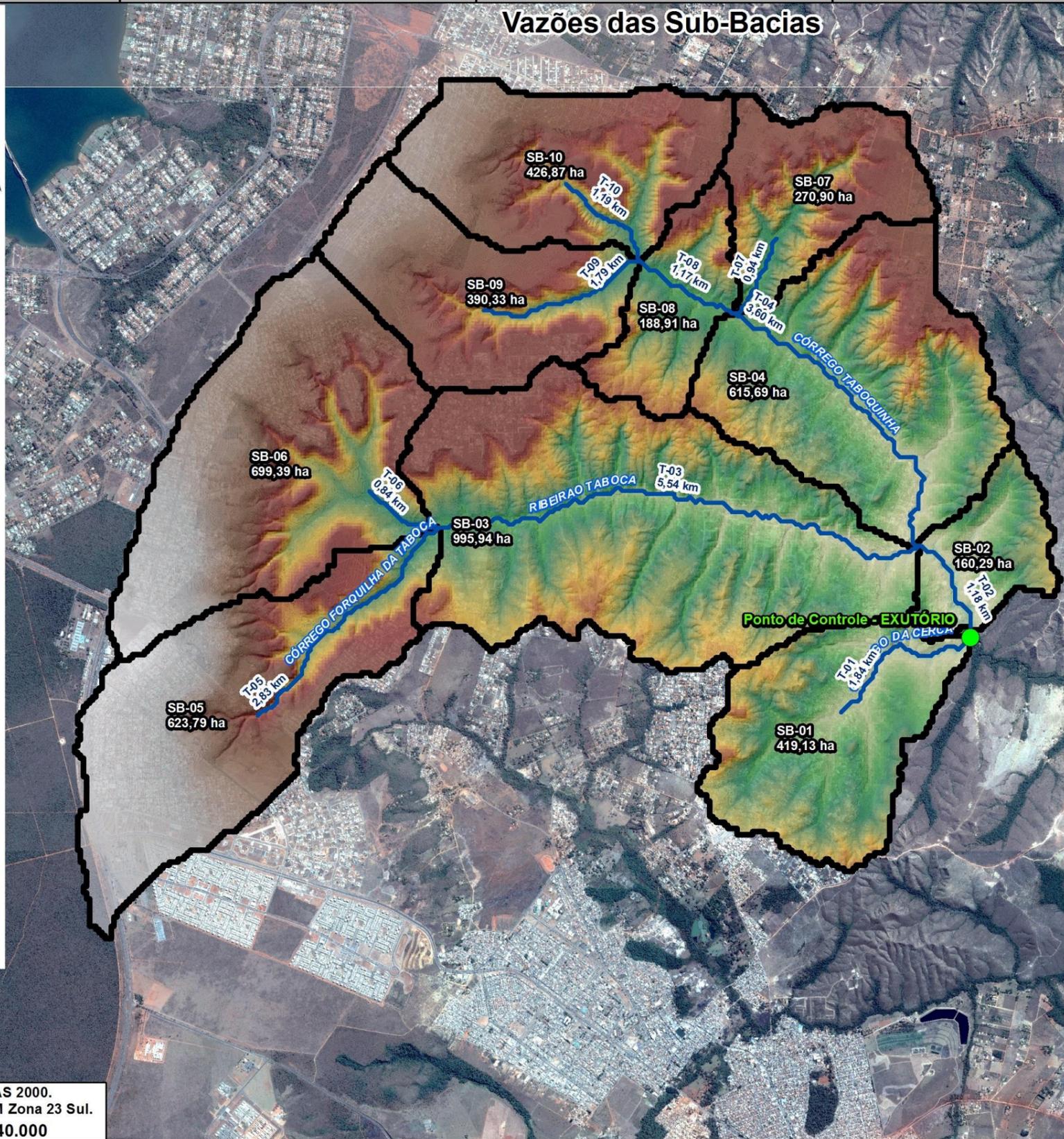








Vazões das Sub-Bacias



Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:40.000

Summary Results for Subbasin "SB-06"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO
 Subbasin: SB-06

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
 End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
 Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Dischar...	69.35 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01jan2000, 01:2
Precipitation Volu...	505.17 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	181.00 (1000 M3)
Loss Volu...	324.16 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0.00 (1000 M3)
Excess Volu...	181.00 (1000 M3)	Discharge Volume:	181.00 (1000 M3)

Summary Results for Subbasin "SB-07"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO
 Subbasin: SB-07

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
 End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
 Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Dischar...	27.01 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01jan2000, 01:2
Precipitation Volu...	195.67 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	70.11 (1000 M3)
Loss Volu...	125.56 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0.00 (1000 M3)
Excess Volu...	70.11 (1000 M3)	Discharge Volume:	70.11 (1000 M3)

Summary Results for Subbasin "SB-08"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO
 Subbasin: SB-08

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
 End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
 Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Dischar...	27.87 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01jan2000, 01:2
Precipitation Volu...	136.45 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	73.39 (1000 M3)
Loss Volu...	63.06 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0.00 (1000 M3)
Excess Volu...	73.39 (1000 M3)	Discharge Volume:	73.39 (1000 M3)

Summary Results for Subbasin "SB-09"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO
 Subbasin: SB-09

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
 End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
 Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Dischar...	29.97 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01jan2000, 01:4
Precipitation Volu...	281.94 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	101.02 (1000 M3)
Loss Volu...	180.92 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0.00 (1000 M3)
Excess Volu...	101.02 (1000 M3)	Discharge Volume:	101.02 (1000 M3)

Summary Results for Subbasin "SB-10"

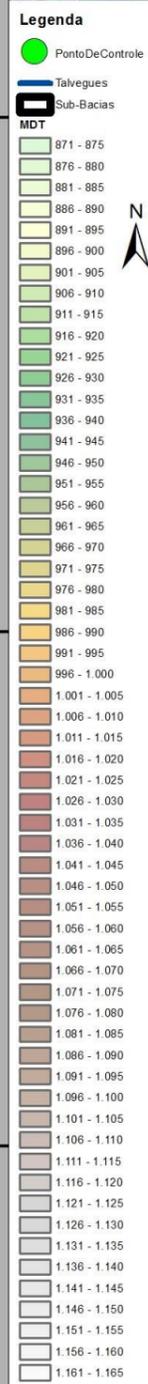
Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO
 Subbasin: SB-10

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
 End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
 Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

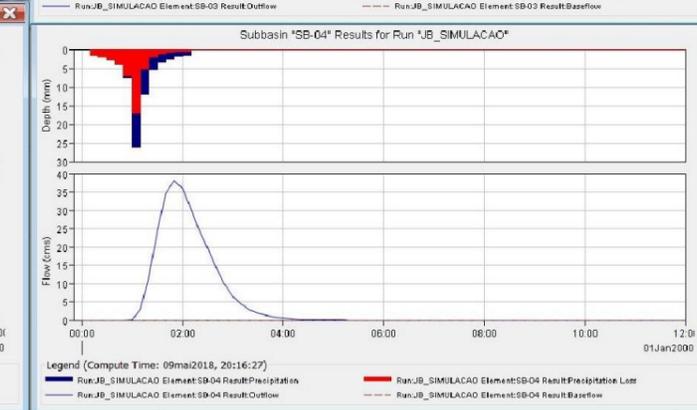
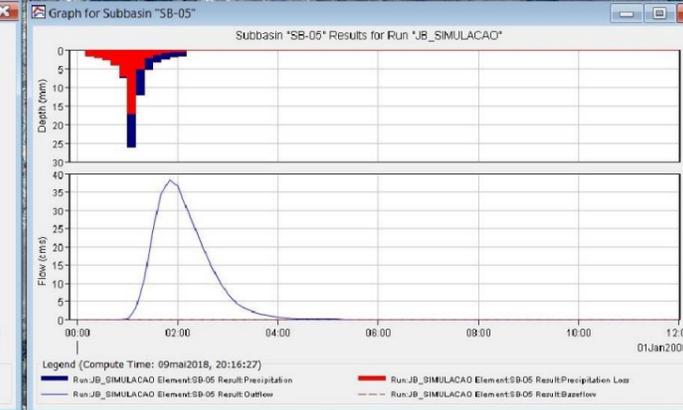
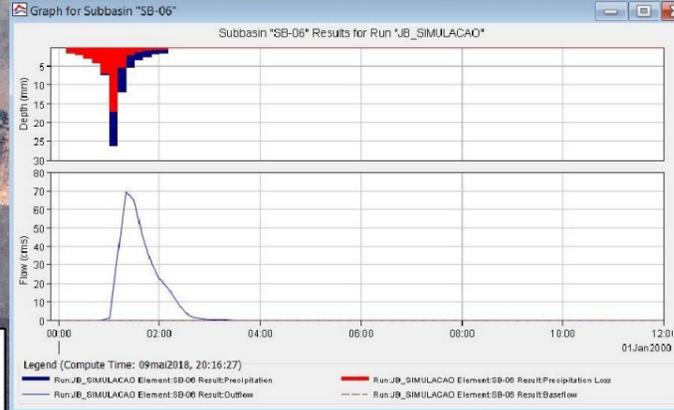
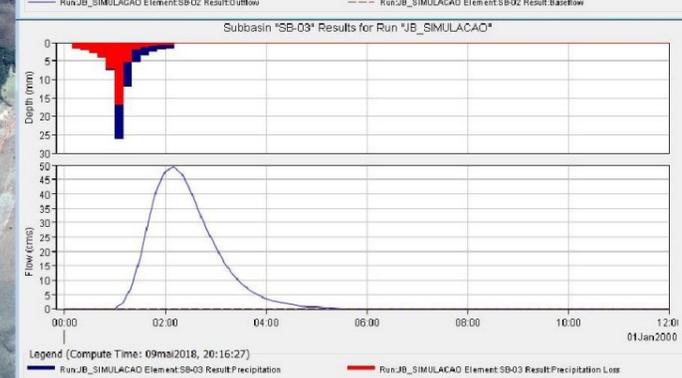
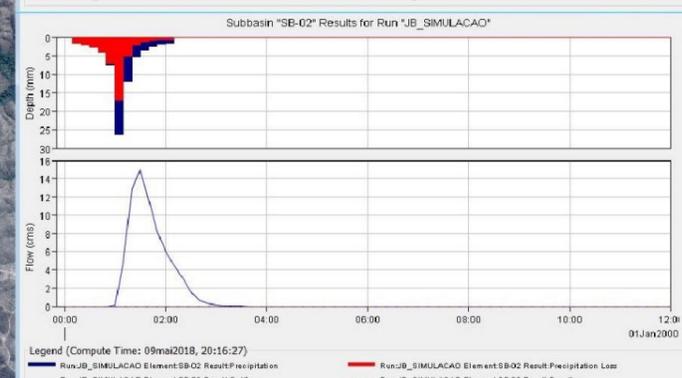
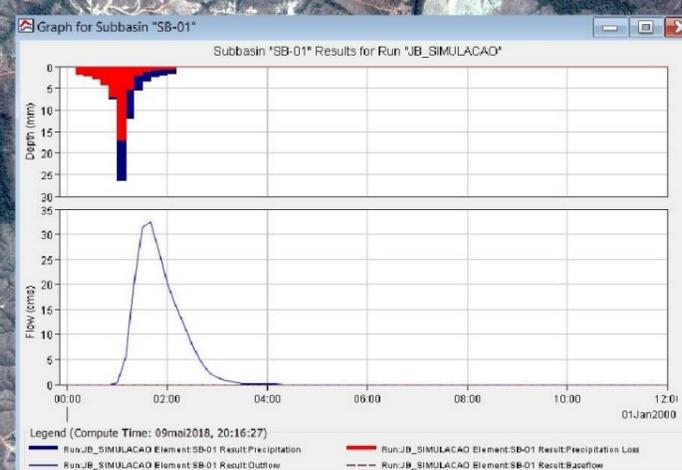
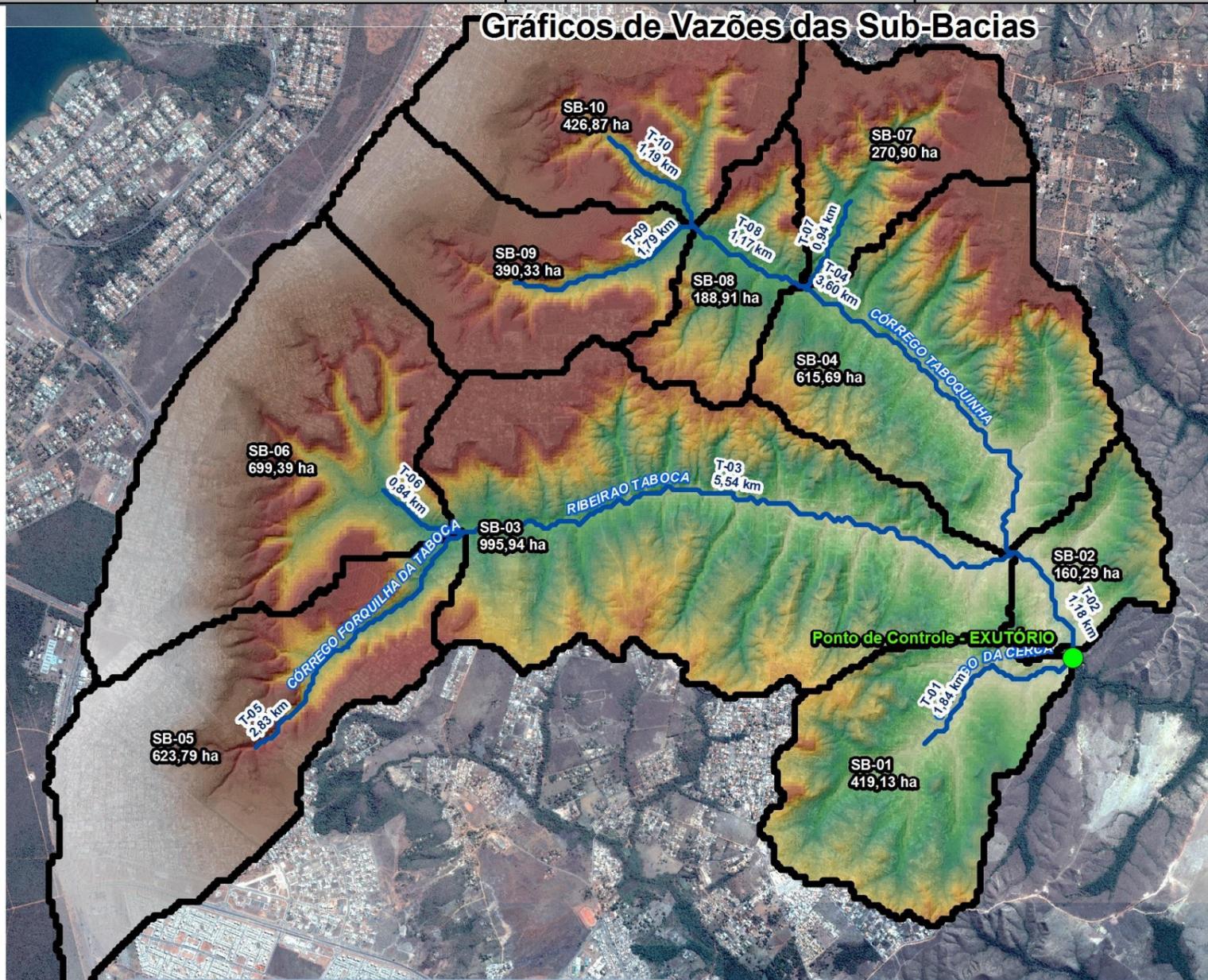
Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

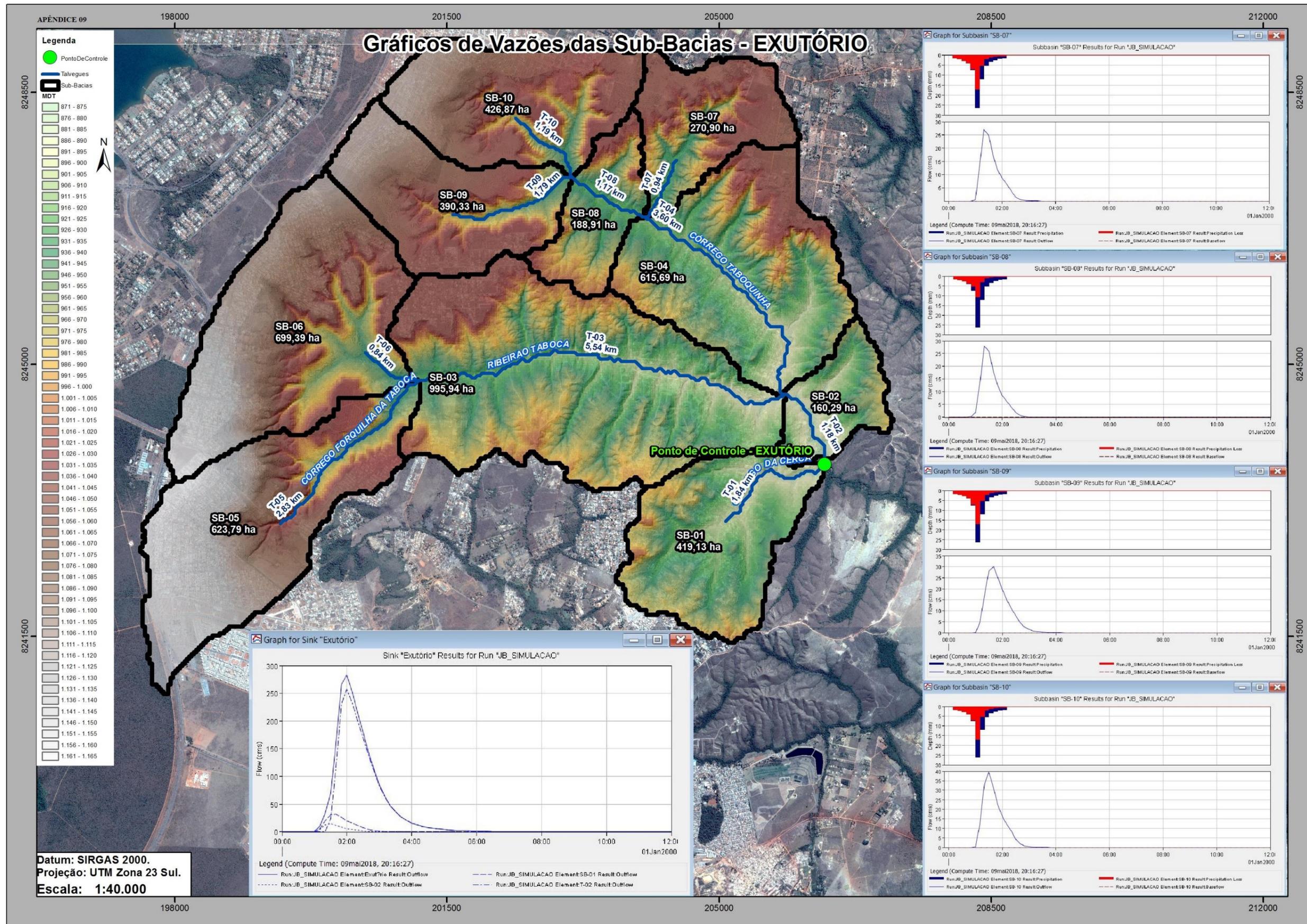
Peak Dischar...	39.49 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01jan2000, 01:3
Precipitation Volu...	308.33 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	110.48 (1000 M3)
Loss Volu...	197.85 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0.00 (1000 M3)
Excess Volu...	110.48 (1000 M3)	Discharge Volume:	110.48 (1000 M3)

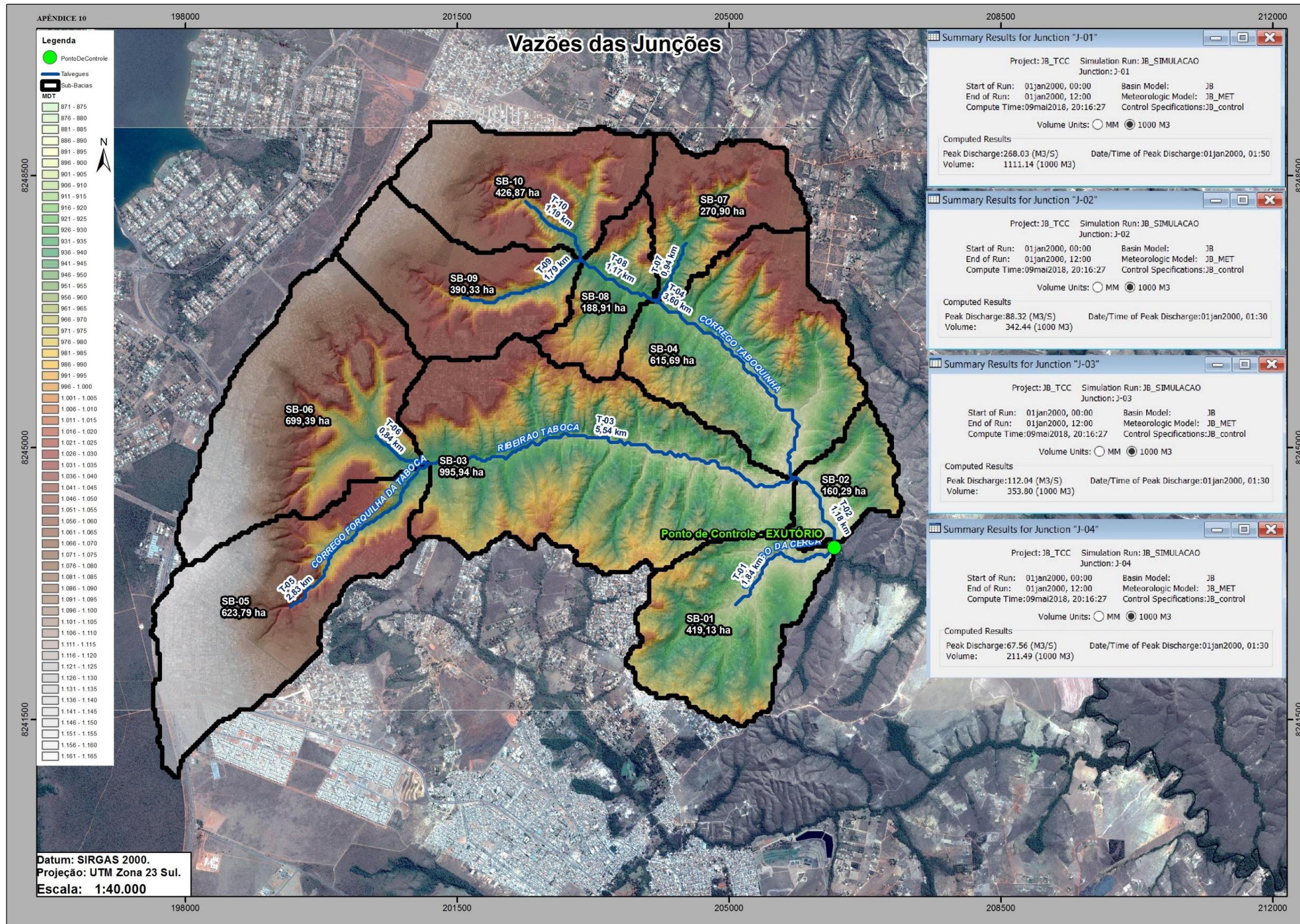


Gráficos de Vazões das Sub-Bacias



Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:40.000

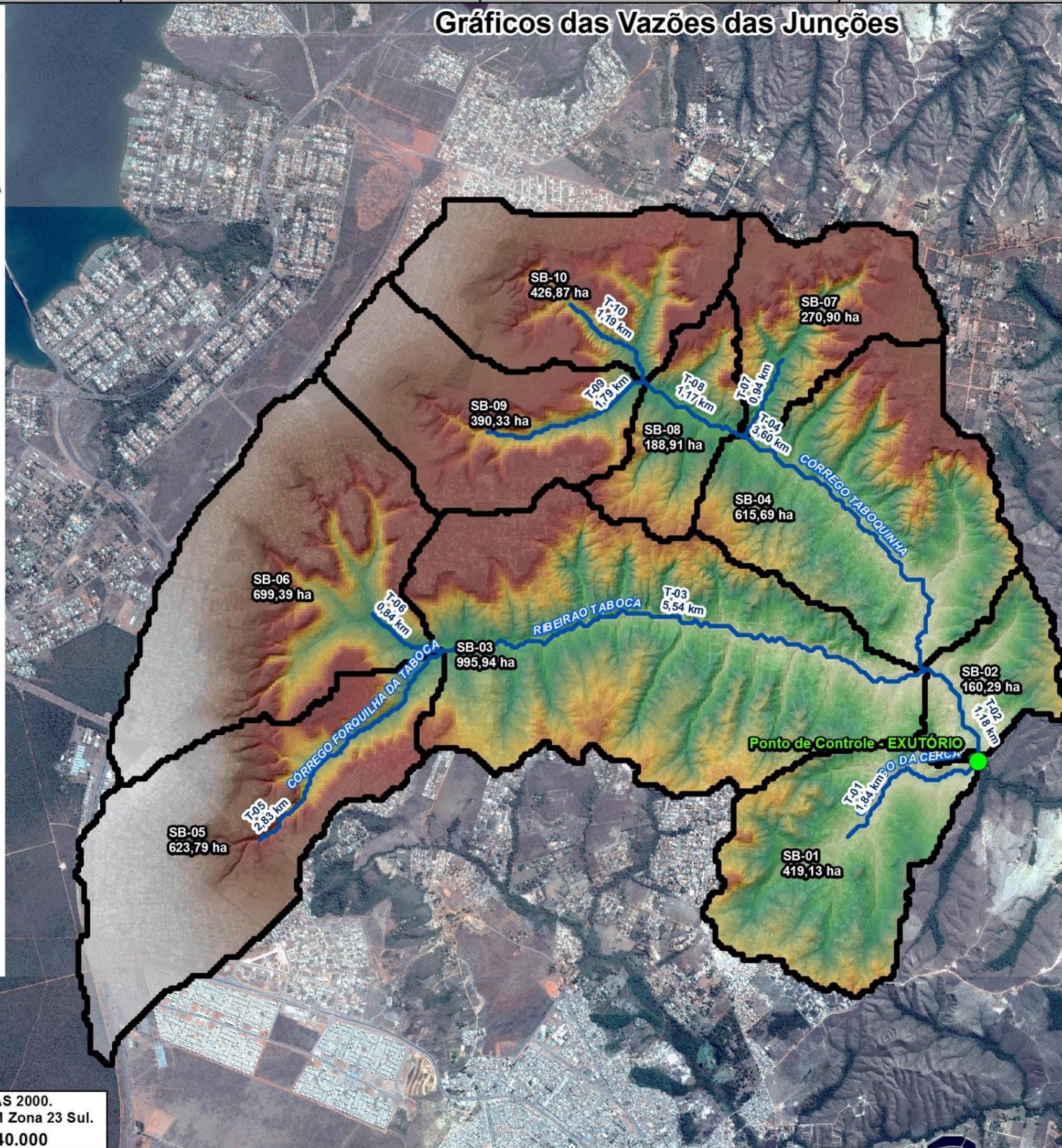




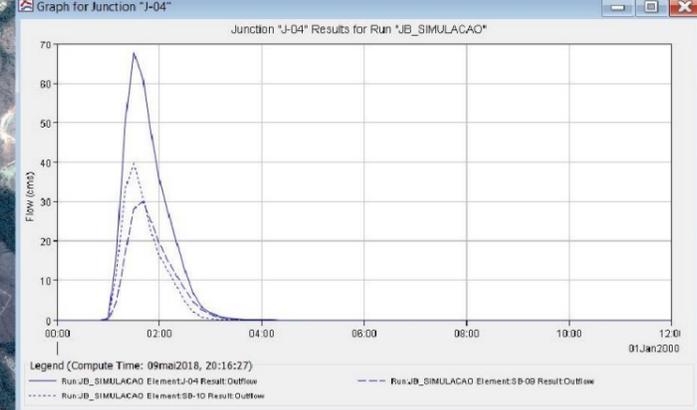
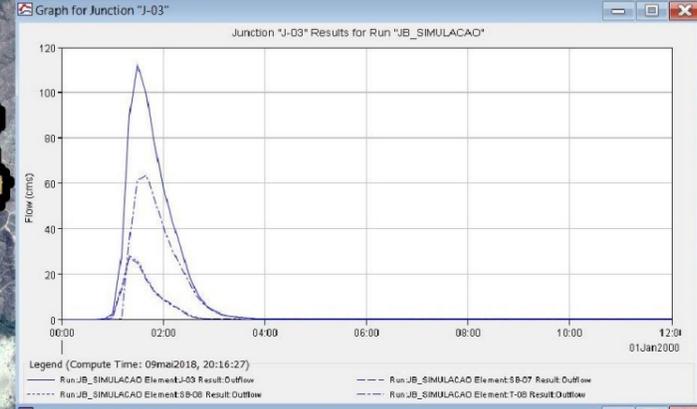
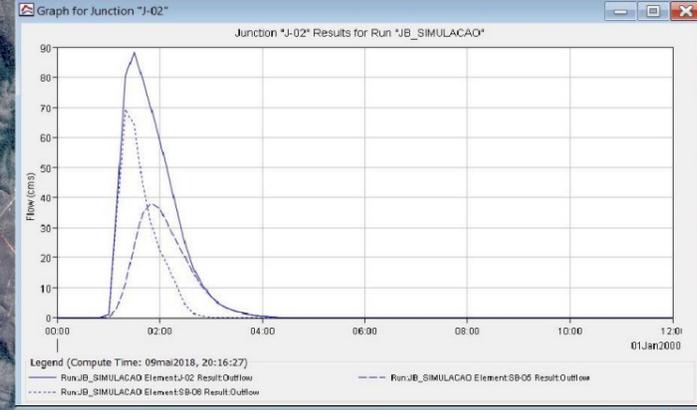
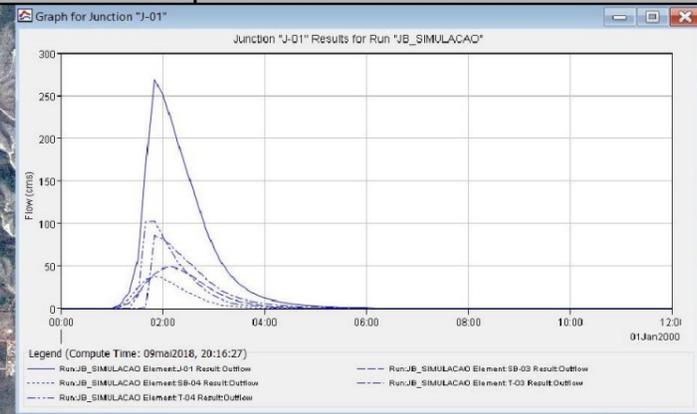
Gráficos das Vazões das Junções

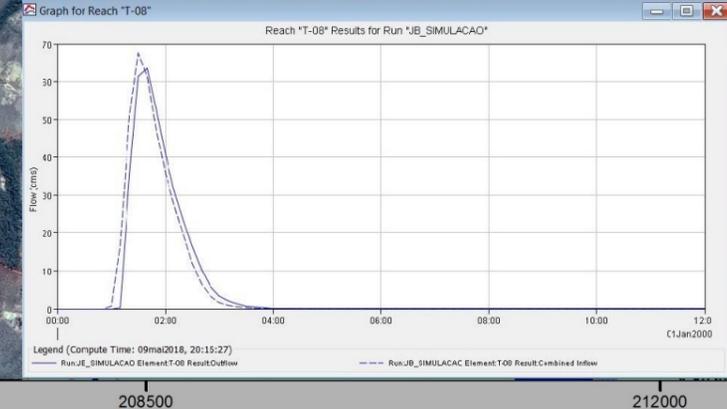
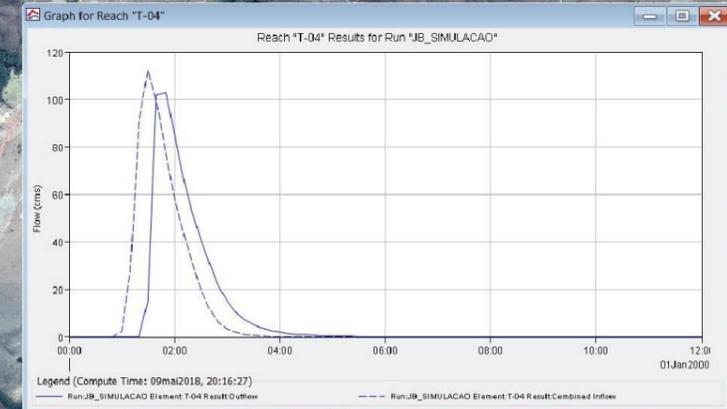
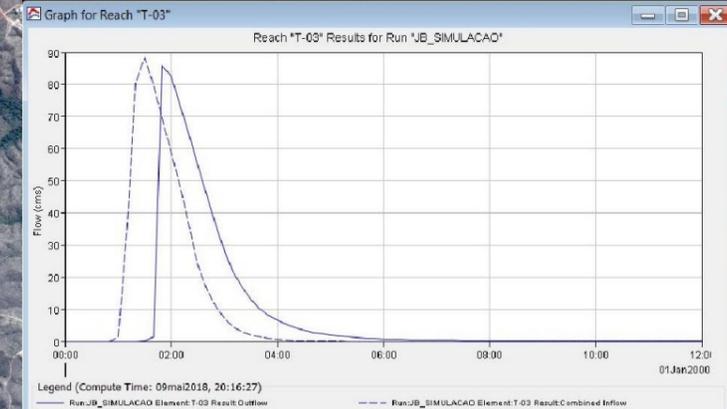
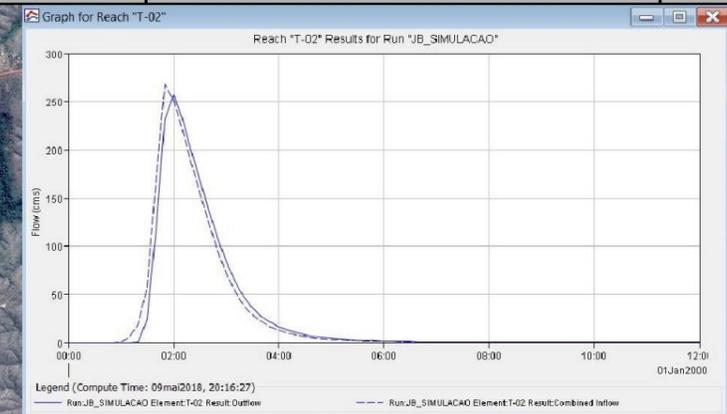
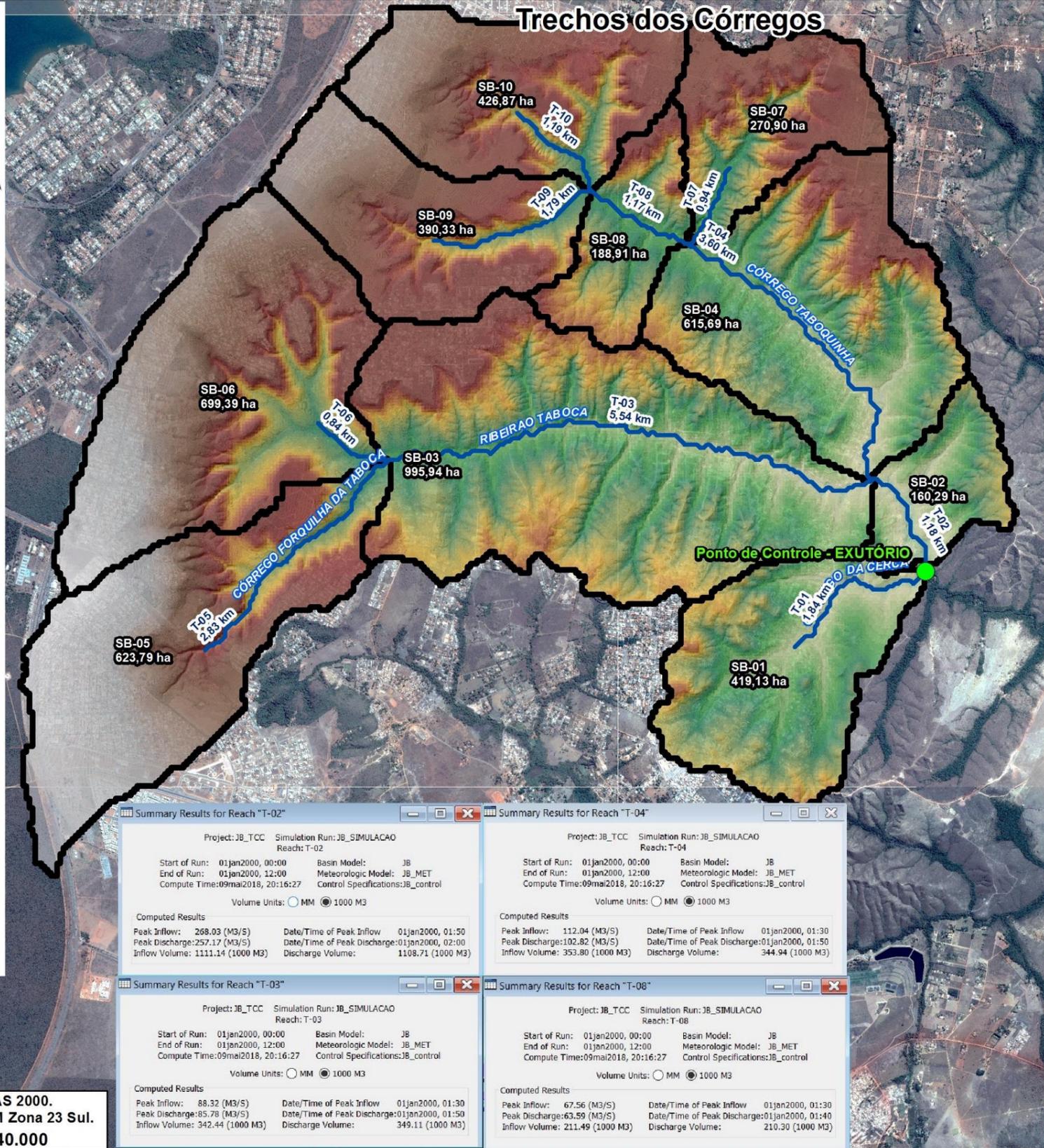
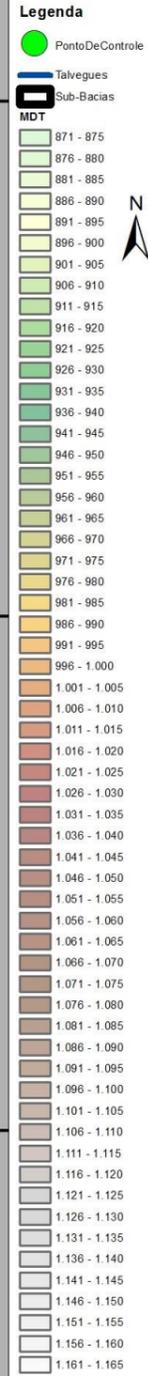
Legenda

- PontoDeControle
- Talvegues
- Sub-Bacias
- MDT**
- 871 - 875
- 876 - 880
- 881 - 885
- 886 - 890
- 891 - 895
- 896 - 900
- 901 - 905
- 906 - 910
- 911 - 915
- 916 - 920
- 921 - 925
- 926 - 930
- 931 - 935
- 936 - 940
- 941 - 945
- 946 - 950
- 951 - 955
- 956 - 960
- 961 - 965
- 966 - 970
- 971 - 975
- 976 - 980
- 981 - 985
- 986 - 990
- 991 - 995
- 996 - 1.000
- 1.001 - 1.005
- 1.006 - 1.010
- 1.011 - 1.015
- 1.016 - 1.020
- 1.021 - 1.025
- 1.026 - 1.030
- 1.031 - 1.035
- 1.036 - 1.040
- 1.041 - 1.045
- 1.046 - 1.050
- 1.051 - 1.055
- 1.056 - 1.060
- 1.061 - 1.065
- 1.066 - 1.070
- 1.071 - 1.075
- 1.076 - 1.080
- 1.081 - 1.085
- 1.086 - 1.090
- 1.091 - 1.095
- 1.096 - 1.100
- 1.101 - 1.105
- 1.106 - 1.110
- 1.111 - 1.115
- 1.116 - 1.120
- 1.121 - 1.125
- 1.126 - 1.130
- 1.131 - 1.135
- 1.136 - 1.140
- 1.141 - 1.145
- 1.146 - 1.150
- 1.151 - 1.155
- 1.156 - 1.160
- 1.161 - 1.165



Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:40.000





Summary Results for Reach "T-02"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO Reach: T-02

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 268.03 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 01jan2000, 01:50
Peak Discharge: 257.17 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01jan2000, 02:00
Inflow Volume: 1111.14 (1000 M3)	Discharge Volume: 1108.71 (1000 M3)

Summary Results for Reach "T-04"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO Reach: T-04

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 112.04 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 01jan2000, 01:30
Peak Discharge: 102.82 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01jan2000, 01:50
Inflow Volume: 353.80 (1000 M3)	Discharge Volume: 344.94 (1000 M3)

Summary Results for Reach "T-03"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO Reach: T-03

Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 88.32 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 01jan2000, 01:30
Peak Discharge: 85.78 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01jan2000, 01:50
Inflow Volume: 342.44 (1000 M3)	Discharge Volume: 349.11 (1000 M3)

Summary Results for Reach "T-08"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO Reach: T-08

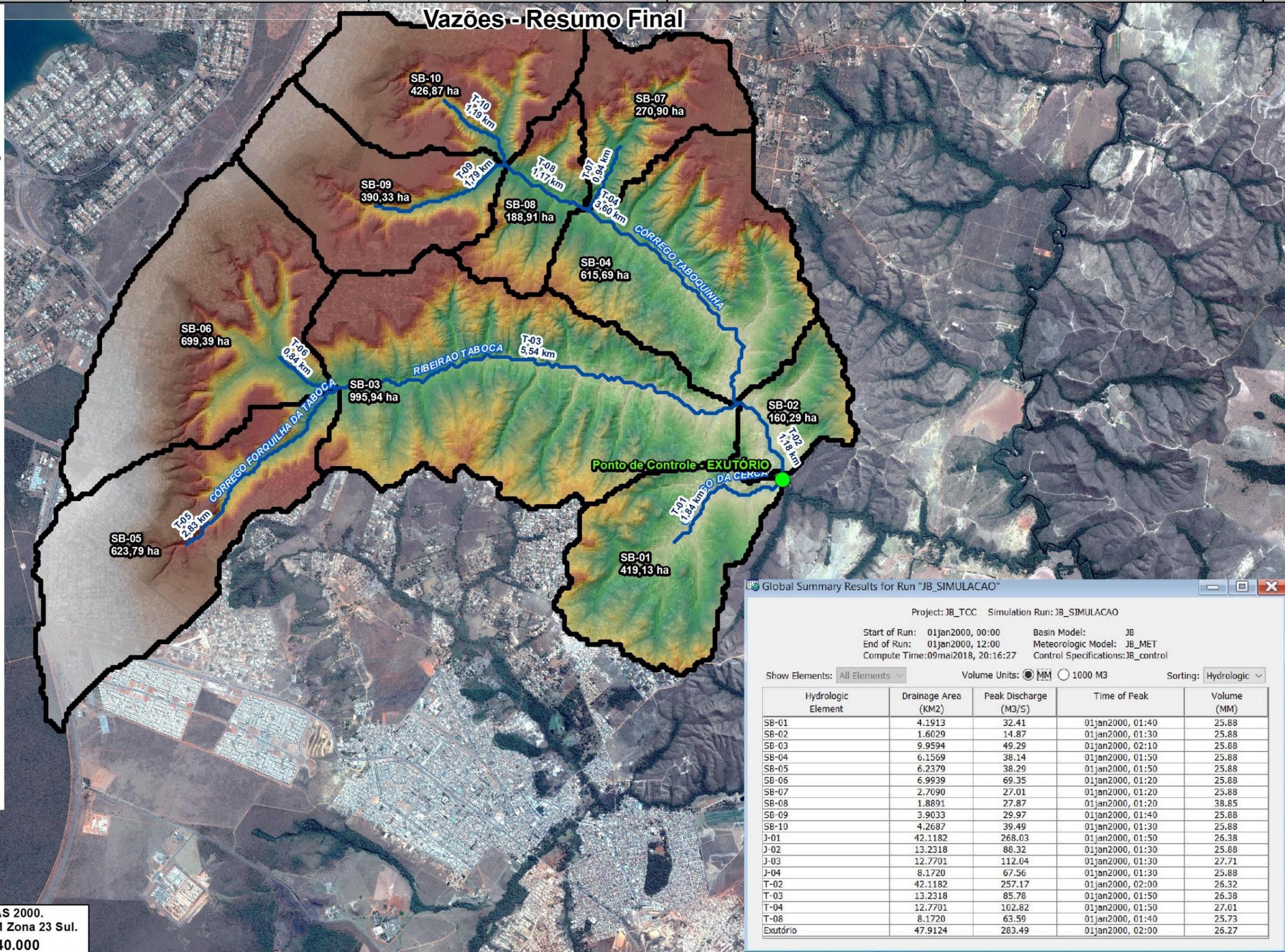
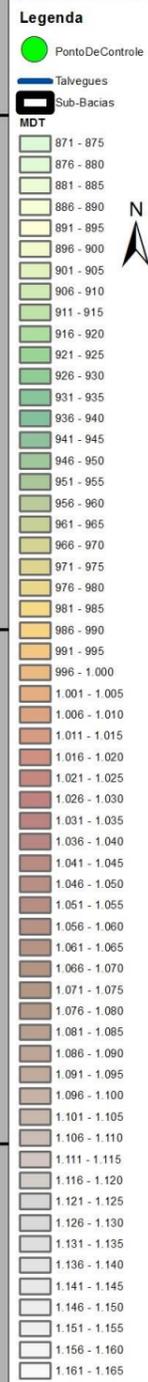
Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 67.56 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 01jan2000, 01:30
Peak Discharge: 63.59 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01jan2000, 01:40
Inflow Volume: 211.49 (1000 M3)	Discharge Volume: 210.30 (1000 M3)

Datum: SIRGAS 2000.
Projeção: UTM Zona 23 Sul.
Escala: 1:40.000



Vazões - Resumo Final

Global Summary Results for Run "JB_SIMULACAO"

Project: JB_TCC Simulation Run: JB_SIMULACAO

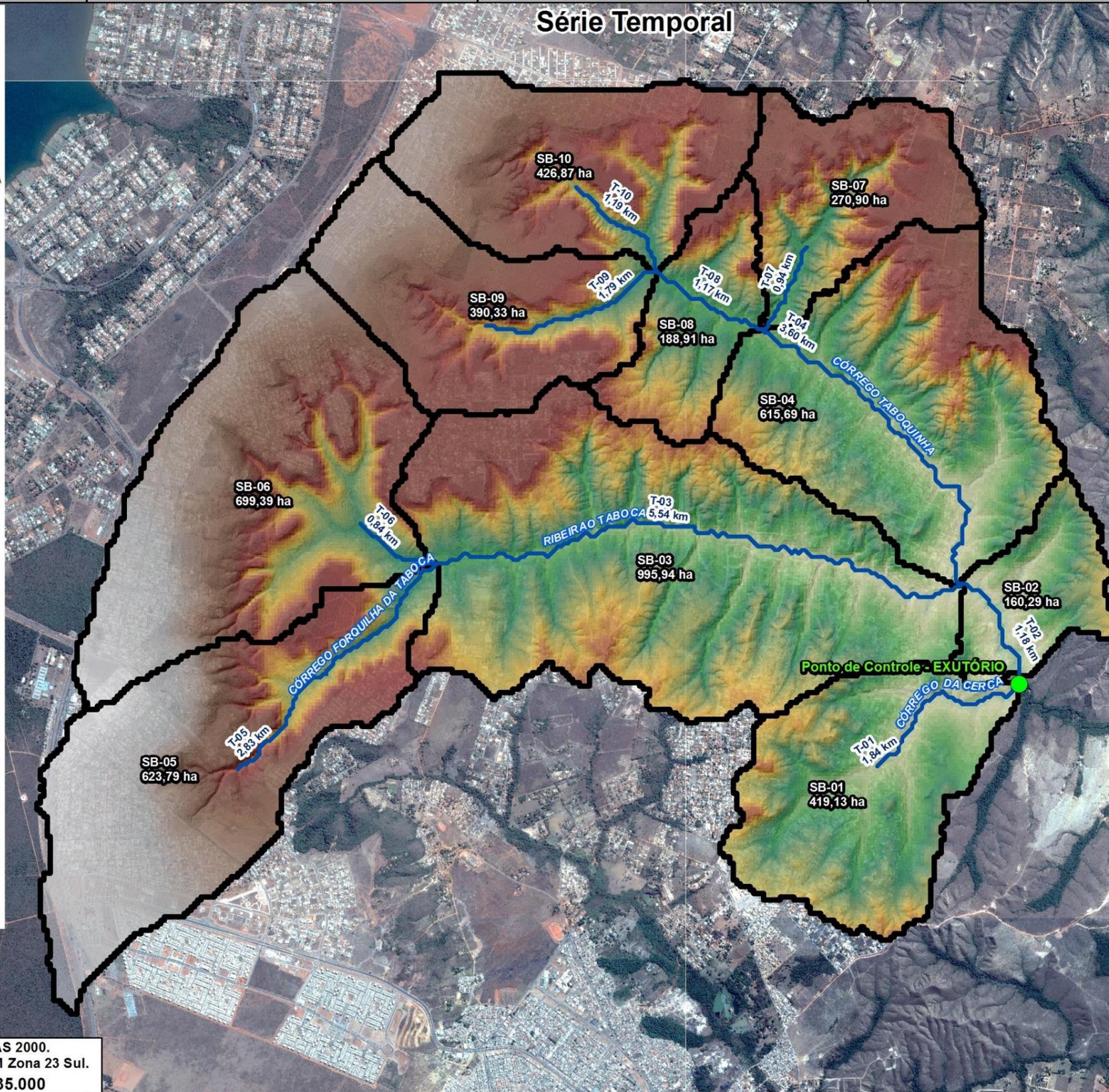
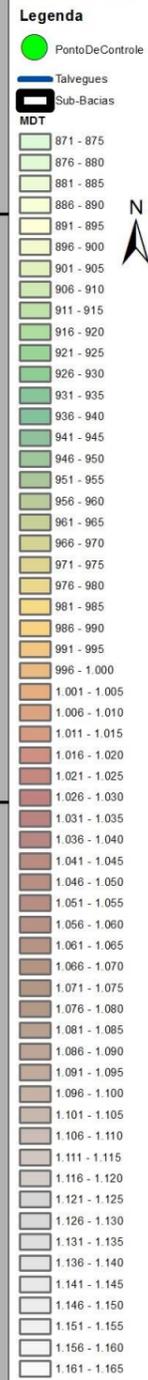
Start of Run: 01jan2000, 00:00 Basin Model: JB
 End of Run: 01jan2000, 12:00 Meteorologic Model: JB_MET
 Compute Time: 09mai2018, 20:16:27 Control Specifications: JB_control

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SB-01	4.1913	32.41	01jan2000, 01:40	25.88
SB-02	1.6029	14.87	01jan2000, 01:30	25.88
SB-03	9.9594	49.29	01jan2000, 02:10	25.88
SB-04	6.1569	38.14	01jan2000, 01:50	25.88
SB-05	6.2379	38.29	01jan2000, 01:50	25.88
SB-06	6.9939	69.35	01jan2000, 01:20	25.88
SB-07	2.7090	27.01	01jan2000, 01:20	25.88
SB-08	1.8891	27.87	01jan2000, 01:20	38.85
SB-09	3.9033	29.97	01jan2000, 01:40	25.88
SB-10	4.2687	39.49	01jan2000, 01:30	25.88
J-01	42.1182	268.03	01jan2000, 01:50	26.38
J-02	13.2318	88.32	01jan2000, 01:30	25.88
J-03	12.7701	112.04	01jan2000, 01:30	27.71
J-04	8.1720	67.56	01jan2000, 01:30	25.88
T-02	42.1182	257.17	01jan2000, 02:00	26.32
T-03	13.2318	85.78	01jan2000, 01:50	26.38
T-04	12.7701	102.82	01jan2000, 01:50	27.01
T-08	8.1720	63.59	01jan2000, 01:40	25.73
Exutório	47.9124	283.49	01jan2000, 02:00	26.27

Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:40.000

Série Temporal



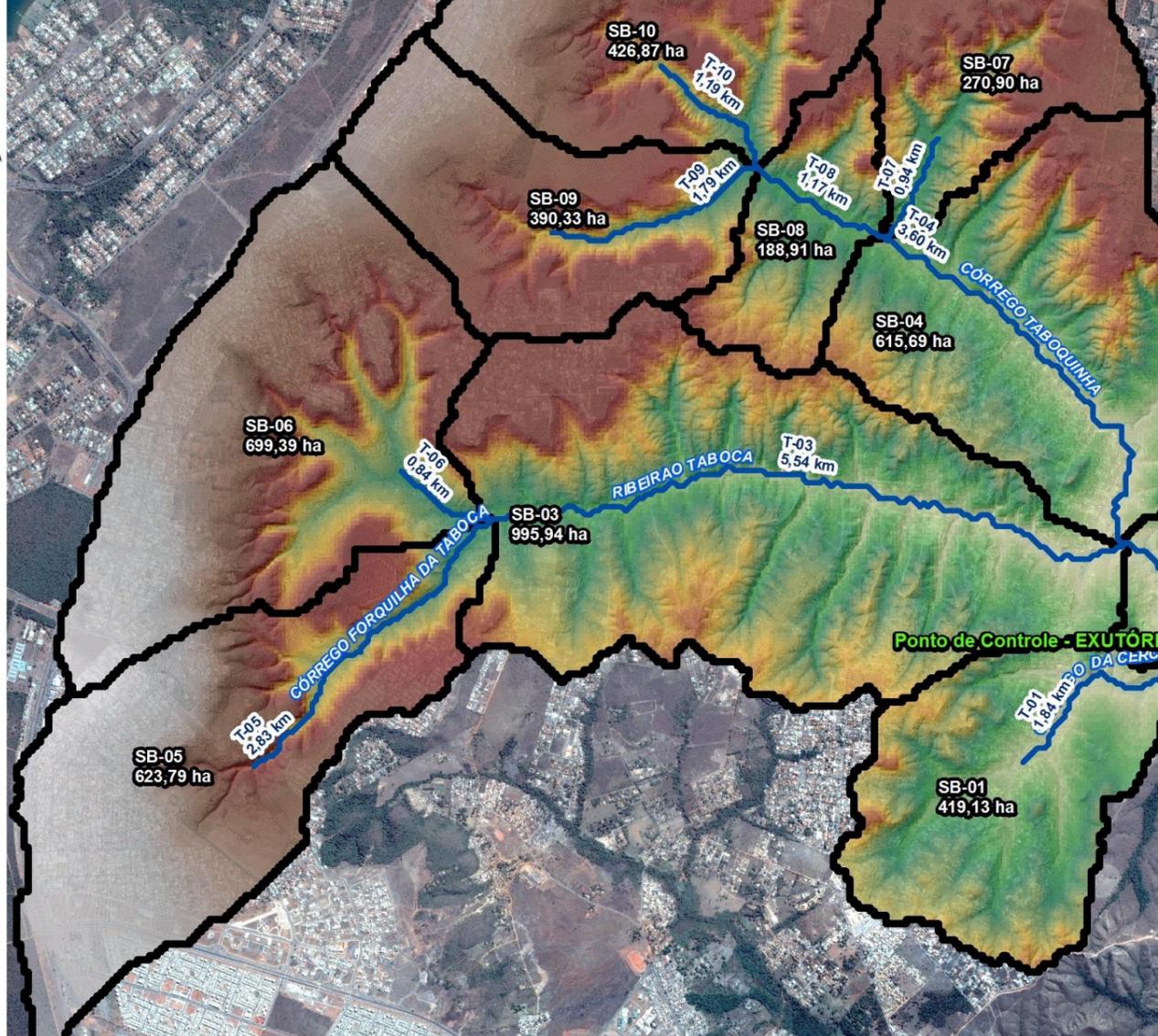
Date	Time	Inflow fro... (M3/S)	Inflow fro... (M3/S)	Inflow fro... (M3/S)	Total Infi... (M3/S)
01jan2000	00:00	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:10	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:20	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:30	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:40	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	00:50	0.00	0.00	0.00	0.00
01jan2000	01:00	0.19	0.17	0.00	0.36
01jan2000	01:10	5.48	4.83	0.00	10.31
01jan2000	01:20	19.91	12.90	0.25	33.06
01jan2000	01:30	31.35	14.87	24.15	70.37
01jan2000	01:40	32.41	11.65	115.78	159.85
01jan2000	01:50	26.50	8.30	231.42	266.22
01jan2000	02:00	20.31	6.01	257.17	283.49
01jan2000	02:10	15.59	4.54	231.46	251.58
01jan2000	02:20	11.68	3.13	200.50	215.31
01jan2000	02:30	7.75	1.60	169.45	178.81
01jan2000	02:40	4.50	0.67	138.77	143.94
01jan2000	02:50	2.42	0.28	109.51	112.21
01jan2000	03:00	1.33	0.12	83.93	85.38
01jan2000	03:10	0.70	0.05	63.49	64.24
01jan2000	03:20	0.35	0.02	47.87	48.24
01jan2000	03:30	0.17	0.01	36.17	36.35
01jan2000	03:40	0.08	0.00	27.53	27.61
01jan2000	03:50	0.04	0.00	21.13	21.17
01jan2000	04:00	0.02	0.00	16.42	16.44
01jan2000	04:10	0.00	0.00	12.86	12.87
01jan2000	04:20	0.00	0.00	10.14	10.14
01jan2000	04:30	0.00	0.00	8.10	8.10
01jan2000	04:40	0.00	0.00	6.49	6.49
01jan2000	04:50	0.00	0.00	5.26	5.26
01jan2000	05:00	0.00	0.00	4.30	4.30
01jan2000	05:10	0.00	0.00	3.55	3.55
01jan2000	05:20	0.00	0.00	2.96	2.96
01jan2000	05:30	0.00	0.00	2.46	2.46
01jan2000	05:40	0.00	0.00	2.06	2.06
01jan2000	05:50	0.00	0.00	1.73	1.73
01jan2000	06:00	0.00	0.00	1.46	1.46
01jan2000	06:10	0.00	0.00	1.24	1.24
01jan2000	06:20	0.00	0.00	1.07	1.07
01jan2000	06:30	0.00	0.00	0.93	0.93
01jan2000	06:40	0.00	0.00	0.81	0.81
01jan2000	06:50	0.00	0.00	0.71	0.71
01jan2000	07:00	0.00	0.00	0.63	0.63
01jan2000	07:10	0.00	0.00	0.56	0.56
01jan2000	07:20	0.00	0.00	0.50	0.50
01jan2000	07:30	0.00	0.00	0.45	0.45
01jan2000	07:40	0.00	0.00	0.41	0.41
01jan2000	07:50	0.00	0.00	0.37	0.37
01jan2000	08:00	0.00	0.00	0.34	0.34
01jan2000	08:10	0.00	0.00	0.31	0.31
01jan2000	08:20	0.00	0.00	0.28	0.28
01jan2000	08:30	0.00	0.00	0.26	0.26
01jan2000	08:40	0.00	0.00	0.23	0.23
01jan2000	08:50	0.00	0.00	0.22	0.22
01jan2000	09:00	0.00	0.00	0.20	0.20
01jan2000	09:10	0.00	0.00	0.19	0.19
01jan2000	09:20	0.00	0.00	0.17	0.17
01jan2000	09:30	0.00	0.00	0.16	0.16
01jan2000	09:40	0.00	0.00	0.15	0.15
01jan2000	09:50	0.00	0.00	0.14	0.14
01jan2000	10:00	0.00	0.00	0.13	0.13
01jan2000	10:10	0.00	0.00	0.12	0.12
01jan2000	10:20	0.00	0.00	0.11	0.11
01jan2000	10:30	0.00	0.00	0.11	0.11
01jan2000	10:40	0.00	0.00	0.10	0.10
01jan2000	10:50	0.00	0.00	0.09	0.09
01jan2000	11:00	0.00	0.00	0.09	0.09
01jan2000	11:10	0.00	0.00	0.08	0.08
01jan2000	11:20	0.00	0.00	0.08	0.08
01jan2000	11:30	0.00	0.00	0.07	0.07
01jan2000	11:40	0.00	0.00	0.07	0.07
01jan2000	11:50	0.00	0.00	0.07	0.07
01jan2000	12:00	0.00	0.00	0.06	0.06

Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:35.000

Legenda
 ● PontoDeControle
 ■ Talvegues
 ■ Sub-Bacias
 ■ MDT

Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:40.000

Delimitação das Sub-Bacias

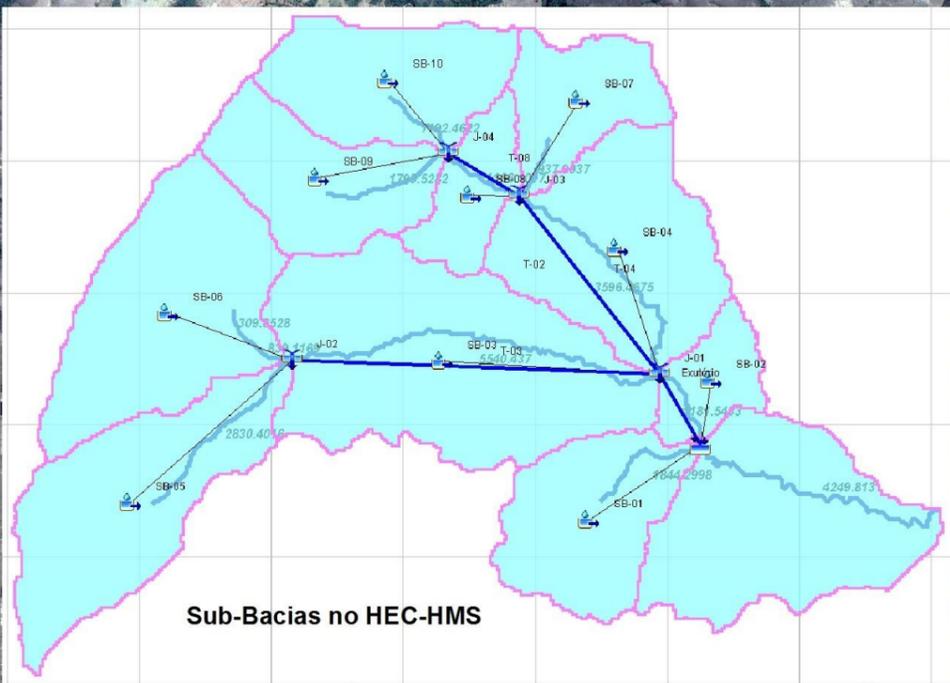
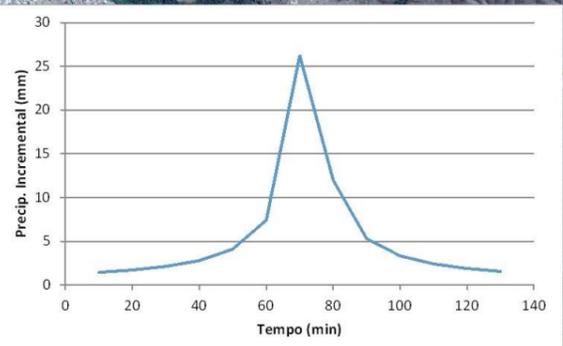


Unidade Hidrográfica	Área de Dren. (ha)	Decliv. Média (%)	Extensão do Talvegue Principal (km)	Cota Mais Elevada (m)	Cota da Seção de Controle (m)	Desnível (m)	TC - Kirpich Modificado
B-01	4791,24	15,48	9552,38	1165,00	875,00	290,00	130,15
SB-01	419,13	15,26	1844,30	987,77	875,00	112,77	28,01
SB-02	160,29	16,23	1181,54	880,00	875,00	5,00	55,59
SB-03	995,94	17,49	5540,44	930,00	880,00	50,00	136,50
SB-04	615,69	18,23	3596,47	910,92	880,00	30,92	99,71
SB-05	623,79	12,10	2830,40	1149,18	931,47	217,71	35,66
SB-06	699,39	15,06	839,12	1165,00	930,00	235,00	8,50
SB-07	270,9	18,32	937,90	932,99	910,92	22,07	24,04
SB-08	188,91	19,62	1166,10	930,00	910,92	19,08	32,70
SB-09	390,33	13,47	1793,53	1115,00	930,00	185,00	22,42
SB-10	426,87	15,73	1192,46	1115,00	930,00	185,00	13,99

Uso do Solo	Superfície do Solo	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Solo Lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fleiras retas	70	80	87	90
Plantações Regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fleiras retas	64	76	84	88
Plantações de Cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fleiras retas	62	75	83	87
Plantações de Legumes ou Cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
Pastagens	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
Campos Permanentes	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
	Normais	30	58	71	78
Estradas de Terra	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Florestas	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Fonte: Tucci et al, 1993.

BLOCOS ORDEM	BLOCOS ALTERNADOS	Dur. (min)	10 Anos			
			Intens. (mm/min)	Altura da Prec. (mm)	ΔP (mm)	ΔP _{10 Anos} (mm)
1	13	10	2,62	26,23	26,23	1,44
2	11	20	1,91	38,20	11,96	1,71
3	9	30	1,52	45,62	7,42	2,12
4	7	40	1,27	50,92	5,29	2,79
5	5	50	1,10	55,00	4,09	4,09
6	3	60	0,97	58,32	3,32	7,42
7	1	70	0,87	61,11	2,79	26,23
8	2	80	0,79	63,52	2,41	11,96
9	4	90	0,73	65,64	2,12	5,29
10	6	100	0,68	67,53	1,89	3,32
11	8	110	0,63	69,24	1,71	2,41
12	10	120	0,59	70,81	1,56	1,89
13	12	130	0,56	72,24	1,44	1,56



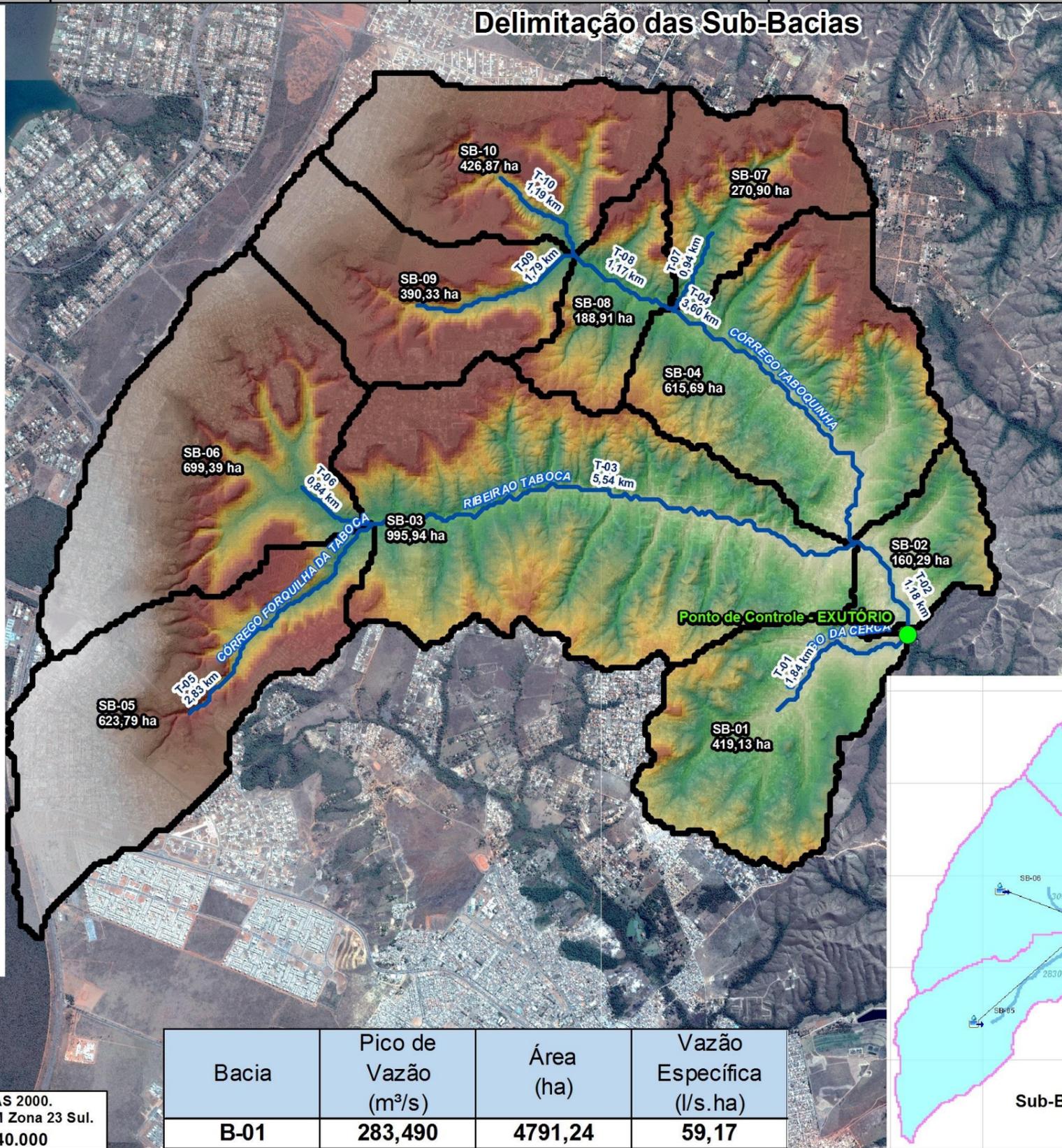
Sub-Bacias no HEC-HMS

Delimitação das Sub-Bacias

Legenda

- PontoDeControle
- Talvegues
- Sub-Bacias
- MDT

871 - 875
876 - 880
881 - 885
886 - 890
891 - 895
896 - 900
901 - 905
906 - 910
911 - 915
916 - 920
921 - 925
926 - 930
931 - 935
936 - 940
941 - 945
946 - 950
951 - 955
956 - 960
961 - 965
966 - 970
971 - 975
976 - 980
981 - 985
986 - 990
991 - 995
996 - 1.000
1.001 - 1.005
1.006 - 1.010
1.011 - 1.015
1.016 - 1.020
1.021 - 1.025
1.026 - 1.030
1.031 - 1.035
1.036 - 1.040
1.041 - 1.045
1.046 - 1.050
1.051 - 1.055
1.056 - 1.060
1.061 - 1.065
1.066 - 1.070
1.071 - 1.075
1.076 - 1.080
1.081 - 1.085
1.086 - 1.090
1.091 - 1.095
1.096 - 1.100
1.101 - 1.105
1.106 - 1.110
1.111 - 1.115
1.116 - 1.120
1.121 - 1.125
1.126 - 1.130
1.131 - 1.135
1.136 - 1.140
1.141 - 1.145
1.146 - 1.150
1.151 - 1.155
1.156 - 1.160
1.161 - 1.165



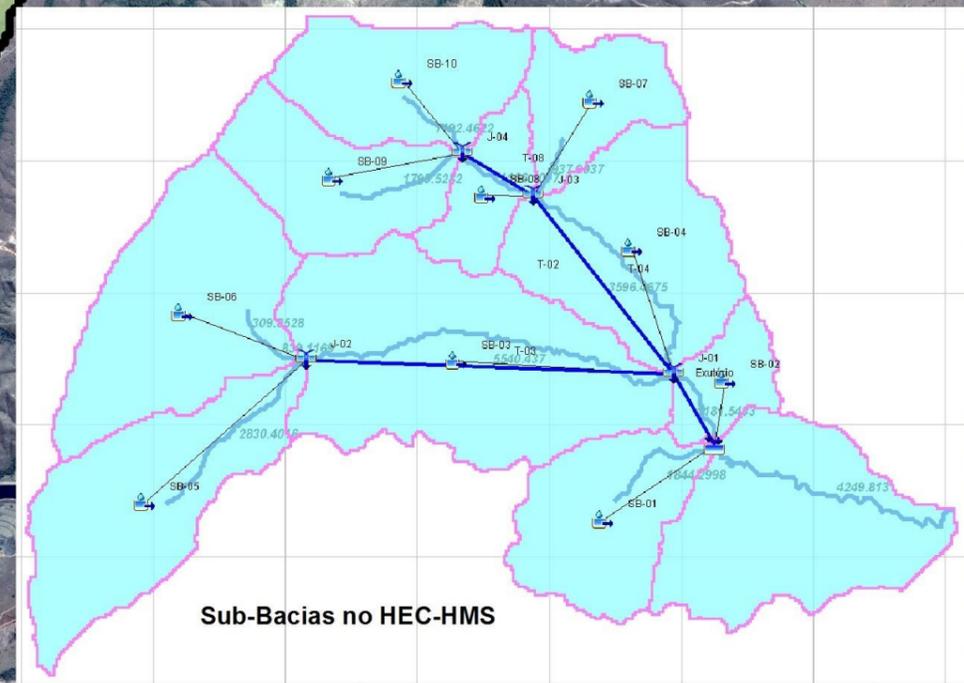
Grupo Hidrológico	Descrição do Solo						
A	Solos com altas taxas de infiltração, como perfis arenosos profundos com pouco silte e argila.						
B	Solos com taxas de infiltração moderadas, com textura de moderadamente grossa a moderadamente fina.						
C	Solos com taxas de infiltração lentas, com textura de moderadamente fina a fina.						
D	Solos com taxas de infiltração muito lentas, predominantemente argilosos com baixa condutividade hidráulica.						
Bacia	Sub-Bacias	Decliv. Média da Sub-Bacia (%)	Extensão do Talvegue Principal (m)	CN	Extensão Máxima do Talvegue (ft)	Lag (hr)	Tempo de Retardo (min)
B-01	SB-01	15,26	1844,30	78,00	6050,78	0,37	21,905
	SB-02	16,23	1181,54	78,00	3876,41	0,25	14,874
	SB-03	17,49	5540,44	78,00	18177,07	0,82	49,328
	SB-04	18,23	3596,47	78,00	11799,29	0,57	34,198
	SB-05	12,10	2830,40	78,00	9285,98	0,58	34,659
	SB-06	15,06	839,12	78,00	2752,97	0,20	11,746
	SB-07	18,32	937,90	78,00	3077,07	0,19	11,639
	SB-08	19,62	1166,10	78,00	3825,75	0,22	13,387
	SB-09	13,47	1793,53	78,00	5884,21	0,38	22,801
	SB-10	15,73	1192,46	78,00	3912,23	0,25	15,224

Talvegue	Características dos Talvegues				Características da Seção Transversal		Função
	Extensão (m)	Cota da Nascente (m)	Cota do Exutório (m)	Decliv. (%)	Largura do Fundo (m)	Talude Lateral	
T-02	1181,50	880,00	875,00	0,0042	15	3.0:1	Propagar as vazões da SB-03 e SB-04 até o exutório da SB-02.
T-03	5540,40	930,00	880,00	0,0090	30	4.0:1	Propagar as vazões da SB-05 e SB-06 até o exutório da SB-03.
T-04	3596,50	910,92	880,00	0,0086	20	4.0:1	Propagar as vazões da SB-07 e SB-08 até o exutório da SB-04.
T-08	1166,10	930,00	910,92	0,0164	15	3.0:1	Propagar as vazões da SB-09 e SB-10 até o exutório da SB-08.

Obs: Adotou-se um coeficiente de rugosidade de Manning de 0.033 para todos os talvegues contemplados na modelagem de propagação de cheia.

Datum: SIRGAS 2000.
 Projeção: UTM Zona 23 Sul.
 Escala: 1:40.000

Bacia	Pico de Vazão (m³/s)	Área (ha)	Vazão Específica (l/s.ha)
B-01	283,490	4791,24	59,17



Sub-Bacias no HEC-HMS