



PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE

SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CACHOEIRA

**NT - NOTA TÉCNICA
ESTUDOS HIDRÁULICOS**



Consórcio

ENGECORPS ♦ HIDROSTUDIO ♦ BRLi

Julho/2009

951-PMJ-PDC-NT-P005
Rev. 0/A

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE
SECRETARIA DE ADMINISTRAÇÃO

**Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDU – da Bacia Hidrográfica do Rio
Cachoeira no Município de Joinville**

NT – NOTA TÉCNICA
ESTUDOS HIDRAULICOS

CONSÓRCIO ENGECORPS ♦ HIDROSTUDIO ♦ BRLi

951-PMJ-PDC-NT-P005

Rev. 0/A

Julho / 2009

ÍNDICE

	PÁG.
1. INTRODUÇÃO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 HIDRÁULICA DE CANAIS.....	4
2.2 PROPAGAÇÃO DE ONDA DE CHEIA.....	5
2.3 EQUAÇÃO DE CONTINUIDADE E QUANTIDADE DE MOVIMENTO	6
2.4 MODELOS DE ESCOAMENTO DE FLUIDOS	7
2.5 MODELOS HIDRODINÂMICOS.....	8
2.6 MODELO MUSKINGUM E MODIFICAÇÃO MUSKINGUM-CUNGE.....	8
3. MÉTODOS ESTUDADOS.....	12
3.1 MODELO MUSKINGUM-CUNGE.....	12
3.2 MODELO HIDRODINÂMICO	13
4. CASO DE ESTUDO.....	14
5. CONCLUSÃO.....	22
ANEXOS.....	23

APRESENTAÇÃO

Esta nota técnica visa apresentar um comparativo entre a modelagem hidráulica em regime permanente e não-permanente desenvolvido para a Bacia Hidrográfica do rio Cachoeira, comparando seus resultados com o níveis d'água observados na cheia de 22 de novembro de 2008.

Este comparativo pretende definir o regime de escoamento a ser adotado para a elaboração do diagnóstico e prognóstico da bacia do hidrográfica do Rio Cachoeira e suas Sub-bacias.

1. INTRODUÇÃO

A bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira apresenta problemas de inundação que atingem áreas urbanas existentes nas regiões ribeirinhas do seu rio principal e seus inúmeros afluentes. Para desenvolver um diagnóstico e buscar retratar de forma mais real possível o comportamento do escoamento nos rios desenvolvemos estudos das propriedades hidráulicas que caracterizam esse escoamento e realizamos estimativas através de modelos matemáticos. Nessas estimativas são considerados além das grandezas hidrológicas o comportamento hidráulico do escoamento e a propagação de onda cheias nos canais.

Nesta nota técnica apresentaremos um comparativo entre um modelo que retrata a propagação da onda de cheia através do método Muskingun – Cunge e o escoamento em regime permanente com um modelo de cálculo que apresenta o comportamento da cheia através do método hidrodinâmico (regime não-permanente ou transitório). Além de apresentar esse comparativo analisaremos esses dados com níveis da água observados numa cheia ocorrida na Bacia do rio Cachoeira no dia 22 de novembro de 2008.

A partir desses comparativos apresentaremos uma sugestão sobre a metodologia utilizada para a elaboração do diagnóstico e prognóstico da bacia e suas sub-bacias.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HIDRÁULICA DE CANAIS

Nos condutos livres ou canais, a característica principal é a presença da pressão atmosférica atuando sobre a superfície do líquido (PORTO, 2006). Os canais podem ser ditos naturais ou artificiais. Canais naturais são os cursos d'água existentes na natureza, como as pequenas correntes, córregos, rios, estuários, etc. Já os artificiais são aqueles construídos pelo homem como canais de irrigação, galerias, aquedutos, etc. Um canal pode ser dito prismático, quando apresenta ao longo de sua calha seção reta e declividade de fundo constantes: caso contrário serão classificados como não-prismáticos (CHOW, 1959; PORTO, 2006). Tanto em canais prismáticos e não-prismáticos alguns fatores são importantes para descrever geometricamente a seção e a declividade do canal, sendo estes apresentados na Figura 1:

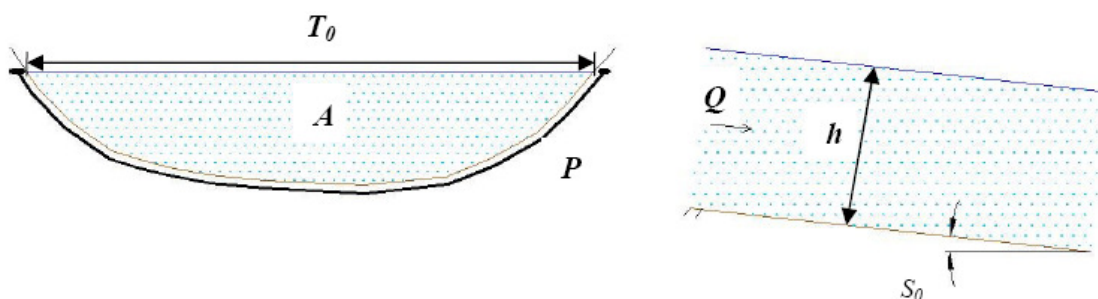


Figura 01 - Elementos geométricos de canais. Área molhada (A); Largura na superfície (T₀); Perímetro molhado (P); Altura da água (h); Raio hidráulico - relação entre A e P; Declividade de Fundo (S₀).

As propriedades hidráulicas de canais naturais em sua maioria são bastante irregulares. Em alguns casos assumem-se valores empíricos razoáveis através de observações e experiências reais para facilitar a resolução analítica da teoria hidráulica destes canais (CHOW, 1959). As suas propriedades hidráulicas podem ser controladas de modo a cumprir os objetivos para os quais foram dimensionados. A aplicação das teorias hidráulicas em canais artificiais produz resultados muito próximos do real e também razoavelmente precisos para fins práticos (CHOW, 1959). A avaliação da capacidade de vazão é o ponto inicial para caracterização hidráulica de um canal. Os canais existentes, muitas vezes, são constituídos por trechos de diferentes tipos de fundo e diversas seções transversais, ou seja, com reduções ou ampliações das seções, contínuas ou abruptas, bem como declividades de fundo não uniformes (CANHOLI, 2005).

Os escoamentos em canais podem ter parâmetros que variam no espaço e no tempo, isto é, características hidráulicas como área molhada, raio hidráulico podem variar no espaço, de seção para seção, e no tempo (PORTO, 2006). Quando avaliados pelo tempo, os escoamentos podem ser permanentes e não permanentes ou variáveis. Escoamentos permanentes são aqueles que em um ponto qualquer do escoamento a velocidade permanece constante durante todo o percurso. Além disso, os fatores geométricos do canal permanecem num valor constante, e em qualquer seção há uma “continuidade de vazão” (PORTO, 2006). Escoamentos não permanentes, ao contrário, apresentam variação da velocidade ao longo da calha, ou seja, não apresenta uma continuidade de vazão e as características do escoamento dependem do ponto analisado (PORTO, 2006).

Ao se analisar a variabilidade espacial, os escoamentos podem ser uniformes e não uniformes ou variados. Para ser classificado como uniforme as velocidades locais devem ser constantes e paralelas numa mesma trajetória retilínea e paralela do escoamento. Neste, a linha d’água é paralela ao fundo, ou seja, altura d’água constante. No entanto os escoamentos variados são aqueles que as trajetórias não são paralelas entre si e ocorre variação na altura da coluna d’água. O escoamento variado se divide em gradualmente e rapidamente variado. Para o primeiro, os elementos característicos do escoamento variam gradual e lentamente, de seção para seção, enquanto no segundo, essa variação ocorre de forma brusca em pequeno espaço de tempo (PORTO, 2006). O escoamento não permanente gradualmente variado é aquele que caracteriza a passagem de uma onda de cheia através de um canal.

As calhas dos rios, córregos e canais possuem também a função de amortecer e retardar as ondas de cheia (CANHOLI, 2005). Para entender o funcionamento de ondas de cheia será apresentada uma abordagem sobre sua propagação.

2.2 PROPAGAÇÃO DE ONDA DE CHEIA

Se um canal é irregular e a resistência é alta, a configuração da onda é modificada consideravelmente conforme esta se propaga ao longo da calha. A determinação destas alterações sofridas pela onda recebe o nome de propagação de onda de cheia (CHOW, 1959). Essas alterações sofridas pela onda possuem características particulares relacionadas com

gradualidade, magnitude, velocidade de escoamento, geometria do canal, tempo de duração, etc. (CIRILO et al., 2003).

Propagação de onda de cheia é reconhecida como um procedimento necessário, a fim de determinar o hidrograma em um ponto qualquer de um canal, conhecidos suas características físicas e o hidrograma em um ponto a montante (CHOW, 1959; BRUTSAERT, 2005). Neste sentido, o significado de propagação de onda de cheia é estendido também para explicar movimento de água gerado no sistema precipitação vazão (CHOW, 1959).

Na Figura 2 está apresentado a propagação de uma onda com o abatimento de pico.

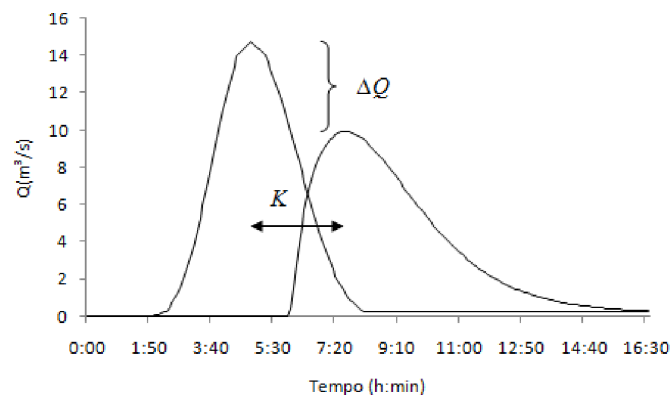


Figura 02 - Propagação de onda em canais com hidrograma de entrada e hidrograma amortecido. (ΔQ) representa o abatimento de pico; (K) tempo médio de trânsito da onda.

Na tentativa de representar a propagação de onda de cheia em canais naturais são aplicadas as equações de Saint Venant. Estas equações são divididas em continuidade e quantidade de movimento.

2.3 EQUAÇÃO DE CONTINUIDADE E QUANTIDADE DE MOVIMENTO

Para formular a equação da continuidade deve-se considerar: um trecho de comprimento dx com escoamento livre; recebendo um volume variando num tempo dt igual à Qdt ; obtendo uma contribuição de volume lateral igual à $qdxdt$; retirando um volume na seção à jusante

igual à $\left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right)dt$; e considerando um volume armazenado no trecho dx no intervalo dt igual à $\frac{\partial A}{\partial t} dxdt$. Desta forma a equação de continuidade fica

$$\frac{\partial A}{\partial t} dxdt = Qdt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right)dt + qdxdt$$

Ao dividir a expressão por dt e dx obtém-se:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

(2.1)

onde A é a área da seção molhada em m^2 ; Q é a vazão em m^3/s ; x é a distância no sentido longitudinal em m ; t é o tempo em s ; e q é a vazão de contribuição lateral por unidade de comprimento, $m^3/s/m$ (TUCCI, 1998).

A equação (2.1) admite uma função contínua das variáveis ao longo do trecho. Ao desprezar a variação espacial da área (A), definir o hidrograma de entrada como

I_t o hidrograma de saída como Q_t , e o armazenamento do trecho como S_t ($S_t = A dx$), gera-se a equação de continuidade concentrada:

$$\frac{dS_t}{dt} = I_t - Q_t + Q_t \quad (2.2)$$

onde Q_t é a contribuição lateral do trecho ($q \cdot dx$) e as variáveis são o armazenamento no trecho e a vazão de saída.

Através da variação da quantidade de movimento e as forças atuantes num volume de controle, chega-se na equação dinâmica:

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)}_{\text{Inércia}} + \underbrace{gA \frac{\partial y}{\partial x}}_{\text{Pressão}} = \underbrace{gAS_0}_{\text{Gravidade}} - \underbrace{gAS_f}_{\text{Atrito}} \quad (2.3)$$

onde g é a aceleração da gravidade em m/s^2 ; S_0 é a declividade do canal m/m ; S_f é a declividade da linha de atrito. As equações (2.1) e (2.3) são também conhecidas como as equações do escoamento unidimensional não-permanente gradualmente variado ou as equações de Saint Venant (TUCCI, 1998; BEVEN, 2001).

2.4 MODELOS DE ESCOAMENTO DE FLUIDOS

As equações de Saint Venant são usadas para representar a chamada onda dinâmica em fluxo unidimensional e fluido newtoniano. Chow (1959) classificou os modelos de escoamento em hidráulicos e hidrológicos, onde no primeiro grupo, a propagação de onda está baseado num sistema de equações diferenciais para resolução de vazões não-constantes em canais, enquanto o segundo não faz uso direto deste sistema, mas aproxima em algum sentido às suas soluções. Por conseguinte, os modelos hidráulicos utilizam diretamente as equações de Saint Venant, enquanto dos hidrológicos consideram apenas o efeito de armazenamento do escoamento.

Os métodos hidrológicos são mais simples, mas em geral, falham na obtenção de resultados satisfatórios em propagações de onda em canais de grande comprimento (CHOW, 1959).

2.5 *MODELOS HIDRODINÂMICOS*

Segundo Tucci (1998) os modelos hidrodinâmicos são aqueles que utilizam a forma completa das equações de Saint Venant (2.1) e (2.3) de escoamento, sem desprezar qualquer termo da equação dinâmica. Estes modelos são considerados mais precisos e mais representativos fisicamente ao simularem o escoamento. Para sua resolução requerem um maior número de dados iniciais e um sistema de equações diferenciais parciais quase-linear. Estas equações não possuem resolução analítica quando considerado o escoamento em rios e canais, sendo então resolvidos por métodos numéricos.

Porto (2006) e Tucci (1998) apresentam alguns métodos utilizados para resolução numérica das equações de Saint Venant completas.

2.6 *MODELO MUSKINGUM E MODIFICAÇÃO MUSKINGUM-CUNGE*

O modelo Muskingum é considerado de armazenamento. Foi desenvolvido por McCarthy em 1939 e aplicado no rio Muskingum. Ele permite calcular o hidrograma de saída amortecido na seção de jusante de um canal, dado o hidrograma de entrada na seção de montante. Dependendo do comprimento do canal e das características de uniformidade ao longo do mesmo, pode-se representar o canal por meio de uma seção típica uniforme ou dividi-lo em trechos com seção uniforme ao longo do canal (CANHOLI, 2005).

Feita a divisão do canal em partes, realizam-se os cálculos de montante para jusante, seguindo em direção a exutória. Usando o hidrograma de saída seção de montante como hidrograma de entrada na seção subsequente (AKAN e HOUGHTALEN, 2003).

Para considerar o efeito de armazenamento é utilizada a seguinte equação:

$$\frac{ds}{dt} = I - Q_e \quad (2.4)$$

, e assumindo uma relação linear entre S, I e Q_e ,

$$S = K.[X.I + (1 - X).Q_e] \quad (2.5)$$

sendo K o tempo médio de trânsito da onda; X o fator de ponderação das vazões; e S o volume armazenado no trecho do canal.

Os parâmetros K e X não possuem significado físico preciso e são utilizados como uma aproximação para o canal como um todo. Usualmente, são considerados como parâmetros de ajuste (AKAN e HOUGHTALEN, 2003).

A equação de armazenamento pode ser escrita através de diferenciais finitas num tempo incremental $\Delta t = t_2 - t_1$ da seguinte forma:

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \quad (2.6)$$

, onde o índice 1 representa o tempo discreto t_1 , e 2 refere-se ao fim do intervalo incremental t_2 . Sabendo da relação linear entre S, I e Q pode-se dizer que $Q_2 = f(Q_1)$. Pode-se representar também S_1 e S_2 em função das vazões afluente e efluente:

$$S_2 - S_1 = K[X(I_2 - I_1) + (1 - X)(Q_2 - Q_1)] \quad (2.7)$$

, substituindo (2.7) em (2.6) tem-se

$$K[X(I_2 - I_1) + (1 - X)(Q_2 - Q_1)] = \Delta t \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) \quad (2.7a)$$

$$I_2 \left(\frac{kx - \frac{\Delta t}{2}}{-k(1-x) - \frac{\Delta t}{2}} \right) + I_1 \left(\frac{-kx + \frac{\Delta t}{2}}{-k(1-x) - \frac{\Delta t}{2}} \right) + Q_1 \left(\frac{-K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}{-k(1-x) - \frac{\Delta t}{2}} \right) = Q_2 \quad (2.7b)$$

Multiplica-se os termos por $\left(\frac{2}{k}\right)$ e depois definido-se os coeficientes.

$$I_2 \left[\frac{\left(\frac{2}{K}\right) \left(KX - \frac{\Delta t}{2} \right)}{\left(\frac{2}{K}\right) - K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}} \right] + I_1 \left[\frac{\left(\frac{2}{K}\right) \left(-KX + \frac{\Delta t}{2} \right)}{\left(\frac{2}{K}\right) - K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}} \right] + Q_1 \left[\frac{\left(\frac{2}{K}\right) \left(-K(1-X) + \frac{\Delta t}{2} \right)}{\left(\frac{2}{K}\right) - K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}} \right] = Q_2 \quad (2.7c)$$

$$Q_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 Q_1 \quad (2.8)$$

onde,

$$C_0 = \frac{\left(\frac{\Delta t}{K}\right) - 2X}{2(1-X) + \left(\frac{\Delta t}{k}\right)}$$

(2.9)

$$C1 = \frac{\left(\frac{\Delta t}{k}\right) + 2X}{2(1-X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (2.10)$$

$$C_2 = \frac{2(1-X) - \left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{2(1-X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (2.11)$$

, note que $C0 + C1 + C2 = 1,0$ e que para todos sejam adimensionais Δt e K devem possuir a mesma unidade.

A única incógnita é o valor de $Q2$, mas que é calculado através da avaliação dos coeficientes $C0$, $C1$, $C2$, sabendo que $I1$ e $I2$ são determinados pelos hidrogramas afluentes e $Q1$ obtido pela condição inicial ou cálculos em seções anteriores.

Algumas restrições teóricas sobre os parâmetros deste modelo são apresentadas por Brutsaert (2005):

1. Os valores de X devem obedecer à seguinte relação:

$$0 \leq X \leq 0,5$$

Pois com valores acima de 0,5 a magnitude do pico do escoamento aumenta à medida que a onda se propaga para jusante, o que nunca ocorre quando modelos de armazenamento são utilizados. Já para valores negativos de X , ocorre um aumento na taxa de escoamento saindo e conseqüente diminuição do valor de armazenamento;

2. O método envolve uma escala temporal, Δt , K e o tempo de pico t_p . Para se obter uma resolução satisfatória do comportamento temporal da onda deve-se considerar a seguinte relação:

$$\Delta t \leq a \cdot t_p$$

onde a constante a deve ser da ordem de 4 para 5 preferencialmente;

3. A fim de evitar a geração de vazões negativas nos cálculos dos hidrogramas dos trechos deve-se considerar:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \leq \frac{c_m}{2x}$$

e

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \geq \frac{cm}{2(1-x)}$$

onde c_m representa a celeridade da onda.

Com estas restrições pode-se construir um gráfico que delimita a região teoricamente válida de aplicação deste modelo (Figura 3).

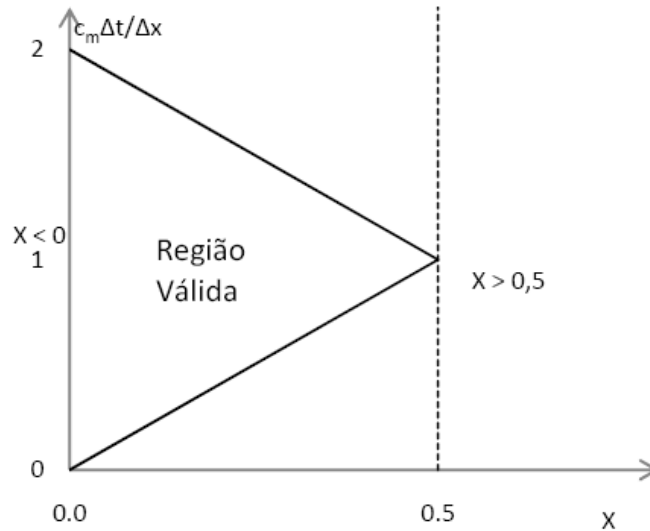


Figura 03 - Região teoricamente válida para aplicação do modelo Muskingum-Cunge

Por sua formulação simplificada e suas restrições o método Muskingum sofreu algumas modificações. Uma delas é a chamada Muskingum-Cunge proposta por Cunge em 1969 para estimar os valores de K e X em termos de várias características físicas do canal, sendo elas:

$$K = \frac{L}{mv_0} \quad (2.12)$$

$$x = 0,5 \left(1 - \frac{\frac{Q_0}{T_0}}{S_0 m v_0 L} \right) \quad (2.13)$$

, onde L é o comprimento do canal; m o expoente da curva chave; v_0 a velocidade correspondente; Q_0 a vazão de referência; e T_0 a largura na superfície. O coeficiente m é obtido através da seguinte equação:

$$Q = eA^m$$

(2.14)

A equação (2.14) representa a curva-chave do escoamento num canal numa determinada seção.

Ponce e Theurer (1982) citado por Akan e Houghtalen (2003) recomendam que seja realizado o teste de comprimento máximo de canal segundo a seguinte equação:

$$L \leq 0,5 \left(mv_0 \Delta t + \frac{Q_0 / T_0}{mv_0 S_0} \right) \quad (2.15)$$

Não satisfazendo esta relação o canal deve ser dividido em trechos menores.

Apesar de o modelo Muskingum-Cunge possuir o mesmo arranjo de formulação do modelo Muskingum, estes são fundamentalmente diferentes. Enquanto o modelo Muskingum é um método hidrológico, o Muskingum-Cunge é um método hidráulico baseado numa aproximação das equações de St. Venant (AKAN e HOUGHTALEN, 2003; HEATHERMAN, 2004).

Segundo Ponce e Lugo (2004) o modelo Muskingum-Cunge pode simular a convecção e difusão da propagação de ondas de maneira precisa, sendo baseado na formulação de onda cinemática.

3. MÉTODOS ESTUDADOS

3.1 MODELO MUSKINGUM-CUNGE

O modelo Muskingum-Cunge foi implementado através do software HEC-HMS (*"Hydrologic Engineering Center"* "Hydrologic Modeling System") foi desenvolvido pela *US Army Corps of Engineers*, Instituto de Recursos Hídricos. A partir das características geométricas das propagações efetuou-se a propagação da onda no trecho de canal entre duas junções conforme pode ser visto na figura 04. Para a determinação dos níveis d'água foi utilizado o software HEC-RAS com escoamento em regime permanente para as vazões de pico.

Para caracterizar a propagação utilizou-se conforme recomendação a seção mais estrangulada do trecho de canal a ser modelado.

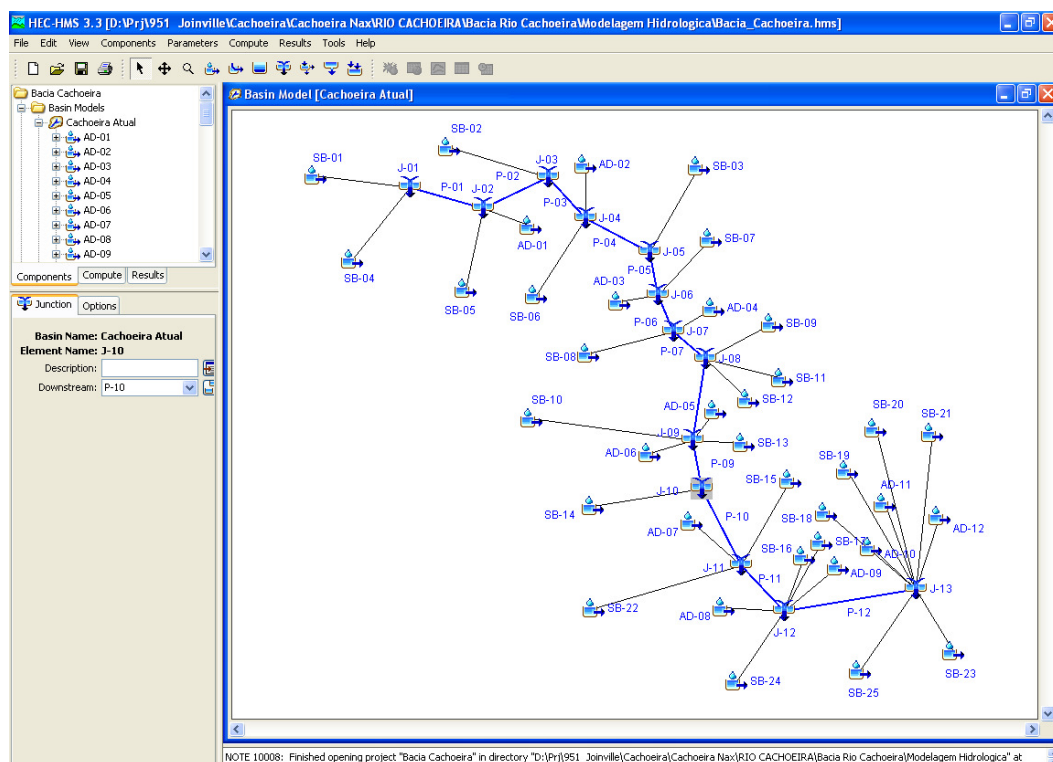


Figura 04 – Esquema da Bacia do rio Cachoeira no software HEC-HHS

3.2 MODELO HIDRODINÂMICO

O modelo hidrodinâmico foi implementado através do software HEC-RAS (“Hydrologic Engineering Center” “River Analysis System”) foi desenvolvido pela US Army Corps of Engineers, Instituto de Recursos Hídricos. Esse modelo permite discretizar de forma mais detalhada as características do canal, possibilitando o detalhamento da seção de forma a computar no estudo o armazenamento ocorrido nas várzeas do trecho em estudo bem como a inserção de dispositivos localizados (pontes, galerias, pilares) que podem influenciar como controles no escoamento, essas características são determinantes no comportamento da propagação da onda de cheia no caso em estudo.

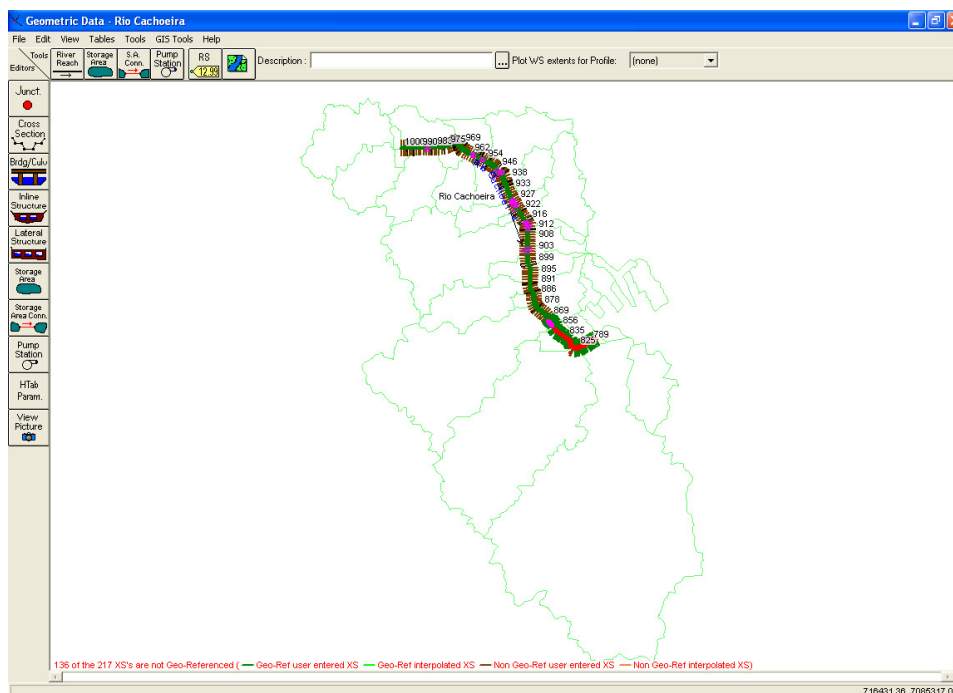


Figura 05 – Esquema da Bacia do rio Cachoeira no software HEC-RAS

4. CASO DE ESTUDO

Para este estudos foram elaborados 4 cenários de cheia na Bacia no Rio Cachoeira. Foram simulados eventos para precipitações com período de retorno de 5, 10, 25 e 50 anos. As vazões de entrada para esses estudos estão apresentadas no documento 951-PMJ-PDC-NT-001.

O comparativo entre as vazões de pico dos hidrogramas de cheia estão apresentados nas figuras 06 à 09.

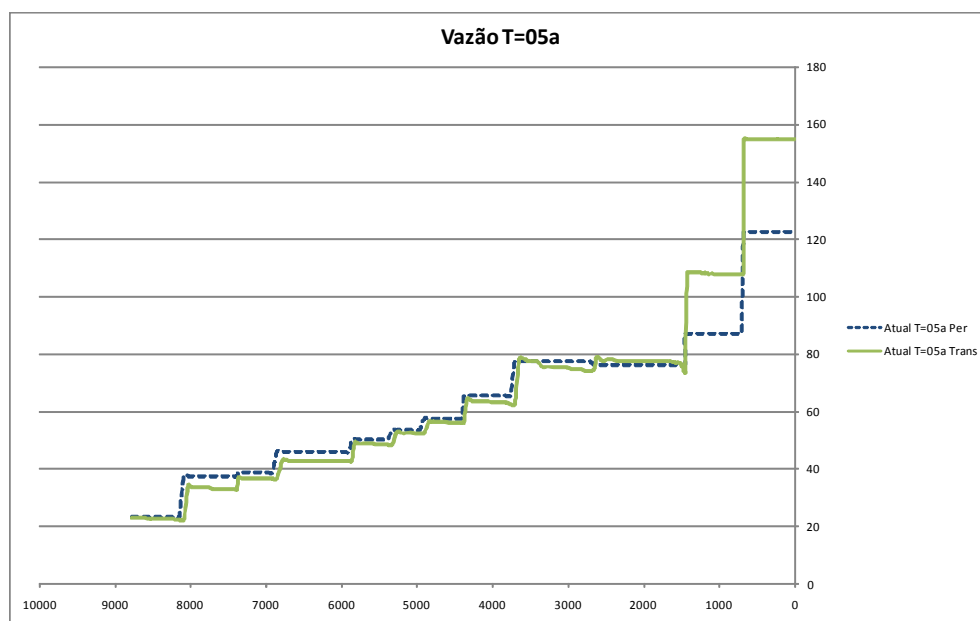


Figura 06 – Comparativo de Vazões T=05 anos

Na figura 06 podemos observar que as vazões de pico nos dois métodos apresentam valores muito semelhantes entre si, isso acontece pois para esses hidrogramas de cheias não são observados focos de inundação significativas em consequência não ocorrem armazenamentos de volumes nas várzeas.

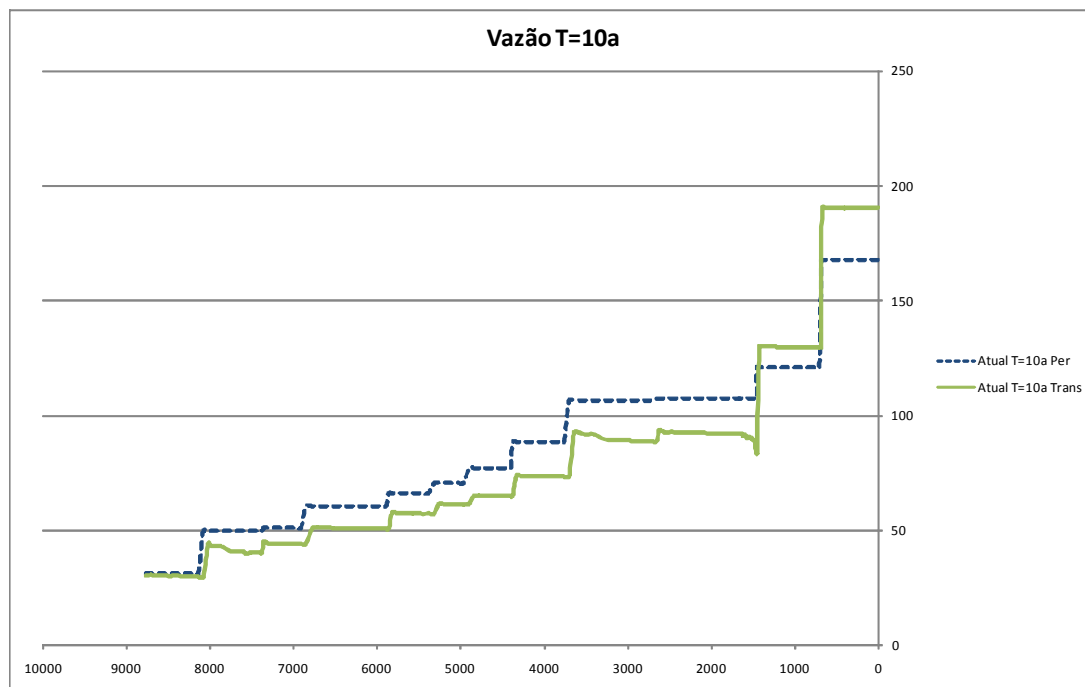


Figura 07 – Comparativo de Vazões T= 10 anos

Conforme a magnitude de vazões do hidrograma de entrada aumentam as diferenças entre dois métodos tornam-se claras, com o aumento dos níveis da água as áreas ribeirinhas transformam-se em regiões que amortecem o hidrograma de cheia. Essas áreas promovem um

armazenamento do volume da água e consequentemente um abatimento no hidrograma de cheia. Observamos que a magnitude dessa diferença aumenta conforme aumentamos os hidrogramas de entrada, isso pode ser observado nas figuras 7,8 e 9

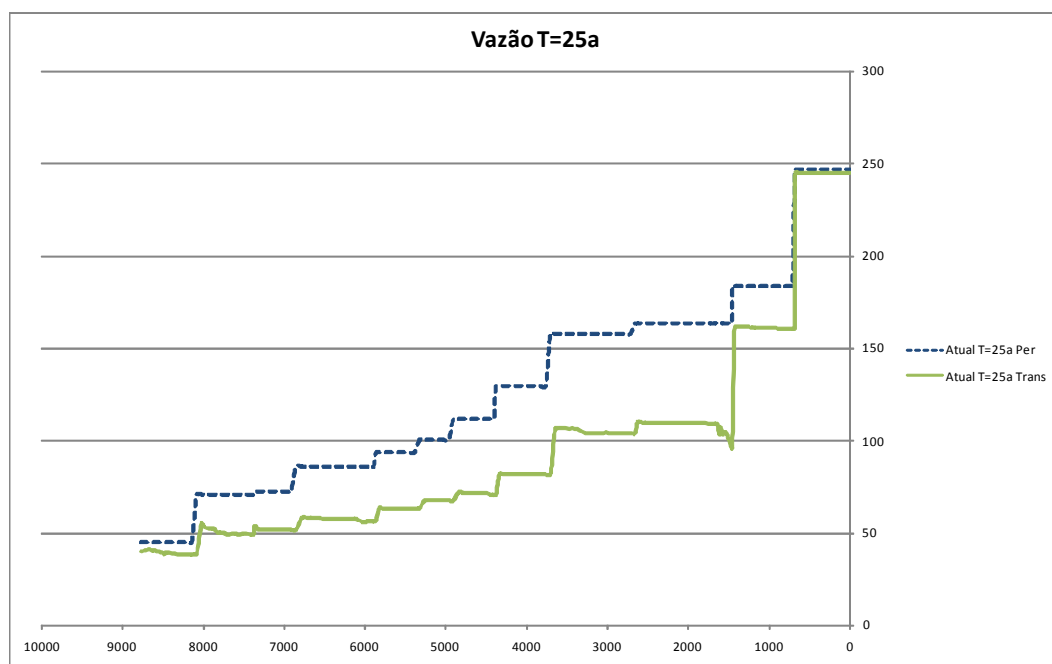


Figura 08 – Comparativo de Vazões T=25 anos

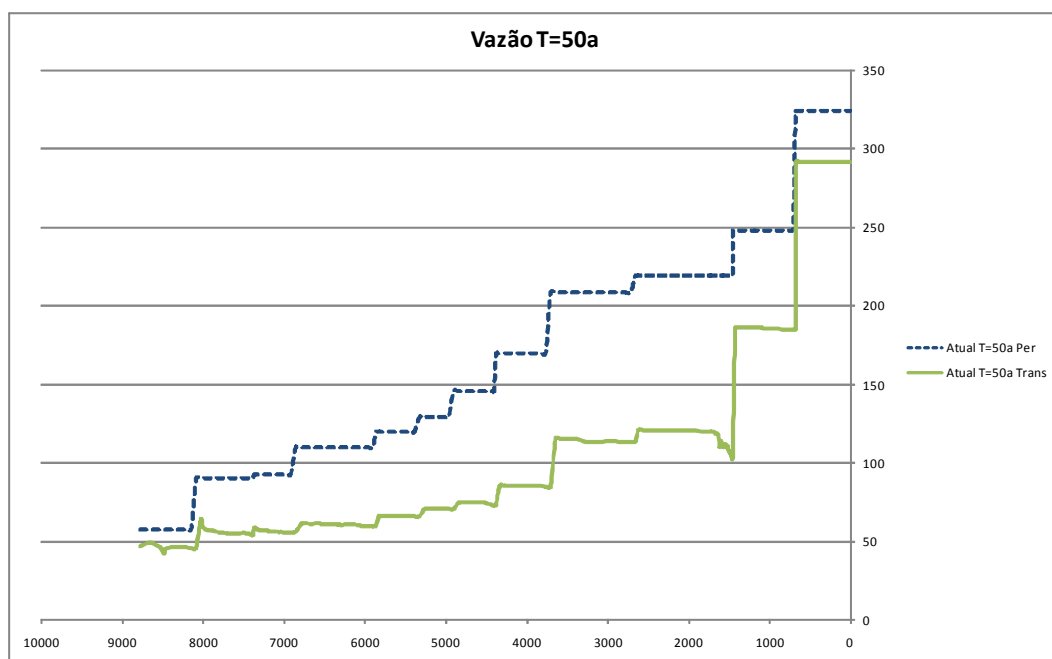


Figura 09 – Comparativo de Vazões T= 50 anos

O estudo para o cenário com hidrogramas de entradas para uma precipitação com período de retorno de 50 anos apresentou entre a foz do rio Walter Brant e a foz do Rio Jaguarão diferenças entre vazões que atingem magnitudes da ordem 100% (figura 09), mostrando

claramente que o volume armazenado nas várzeas representa um valor significativo para o caso em estudo.

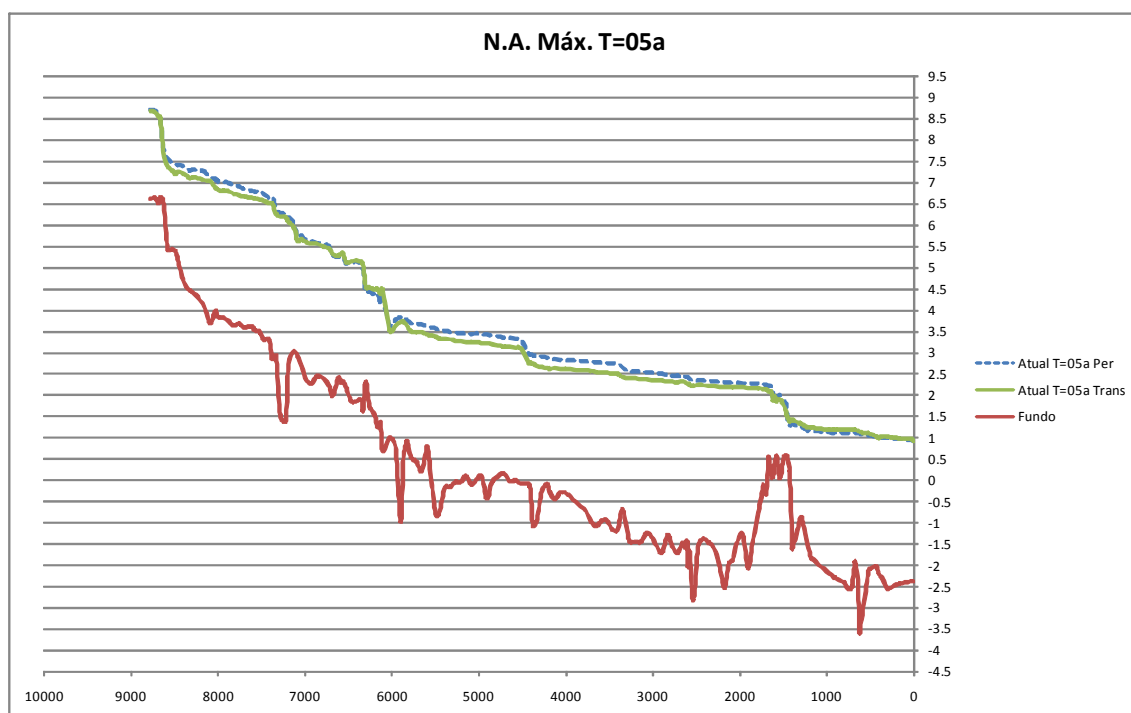


Figura 10 – Comparativos de N.A. Máximos T= 05 anos

Conforme observado nos gráficos comparativos das vazões máximas para os dois métodos aplicados, a comparação entre os níveis máximos da água mostra claramente que esse armazenamento nas várzeas provocam uma significativa diminuição no tirante da água durante o evento de cheia isso é consequência do abatimento do hidrograma da cheia. Podemos observar essa comparação nas figuras 10 à 13.

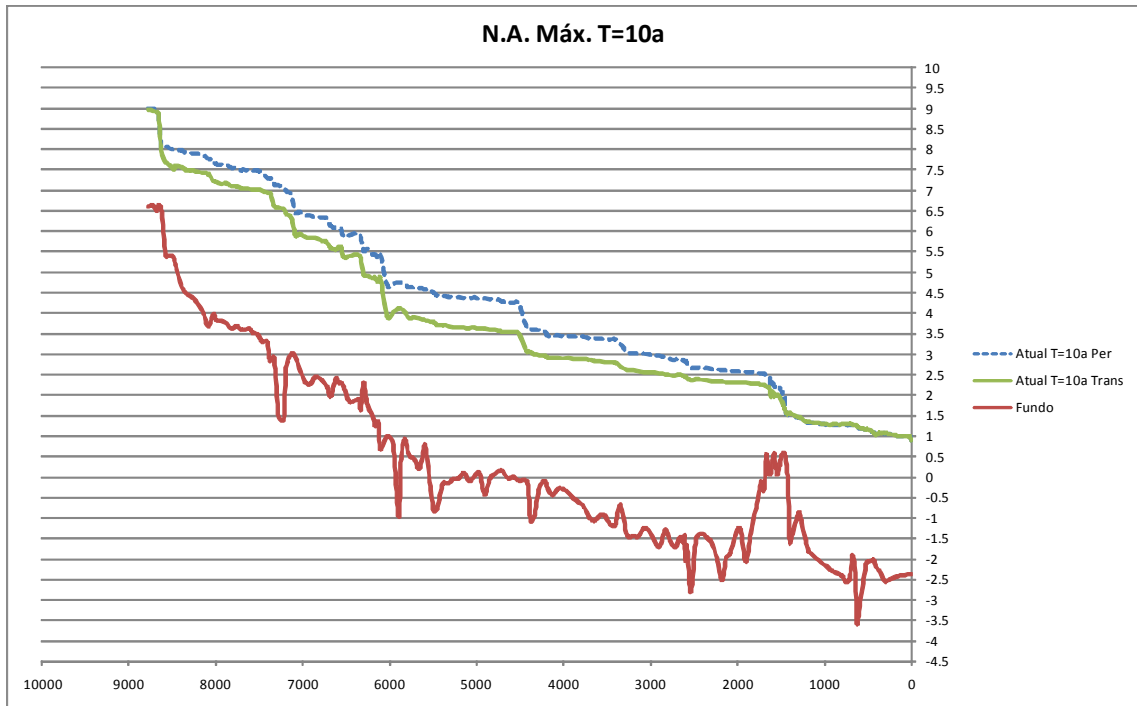


Figura 11 – Comparativo de N.A. Máximos T = 10 anos

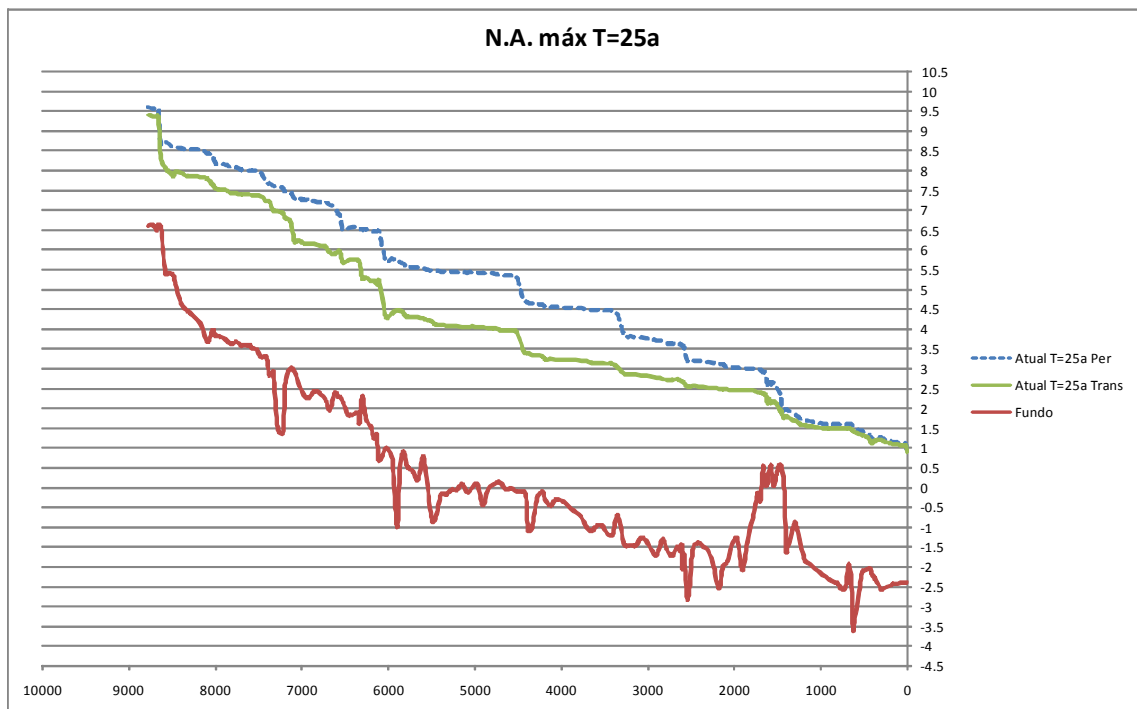


Figura 12- Comparativo de N.A. máximos. T=25 anos

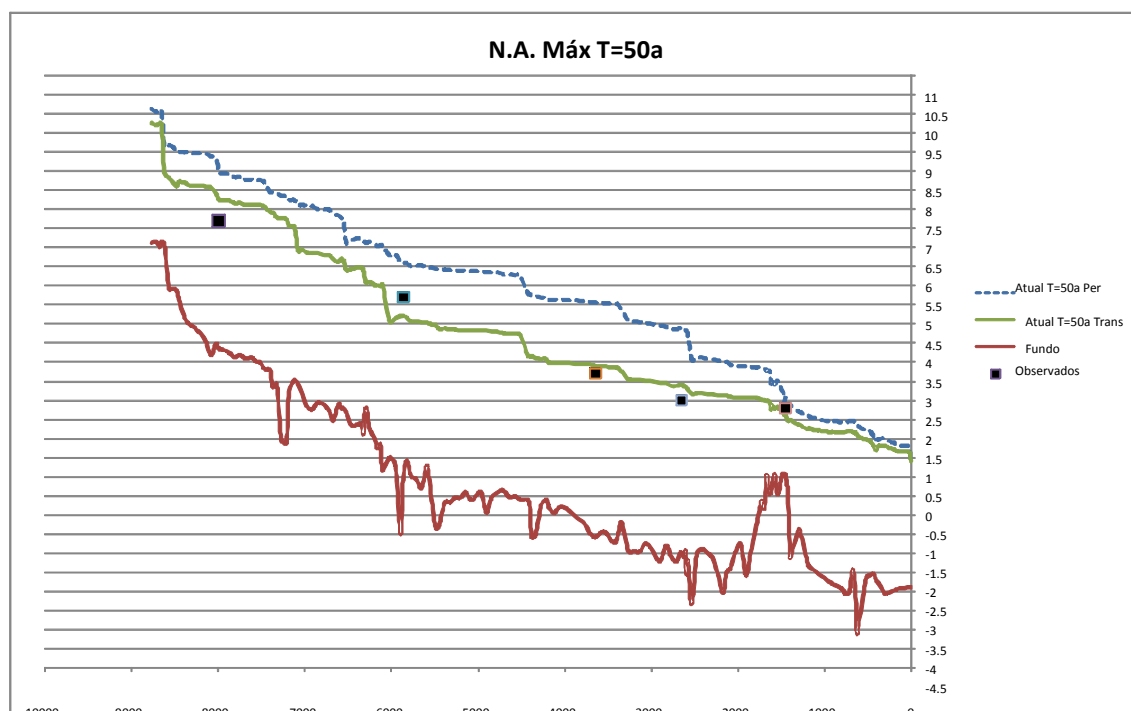


Figura 13 – Comparativo de N.A. máximos 50 anos

Na figura 13 mostramos a comparação dos valores calculados a partir dos dois métodos para um evento com período de retorno de 50 anos e juntamente plotamos os valores observados no evento de cheia ocorrido dia 22 de novembro de 2008 a precipitação desse evento foi de aproximadamente 176 mm com duração de 940 min o que equivale a um período de retorno de 4 anos. Observa-se claramente que os dados apresentam boa aderência aos valores calculados através do modelo hidrodinâmico. No anexo I apresentamos os níveis da água coletado neste evento.

Para melhor representar o fenômeno de amortecimento do hidrograma de cheia apresentamos 3 casos (figura 14, 15 e 16) que representam o abatimento no hidrograma ocasionado pelo armazenamento do volume de água nas várzeas do rio cachoeira.

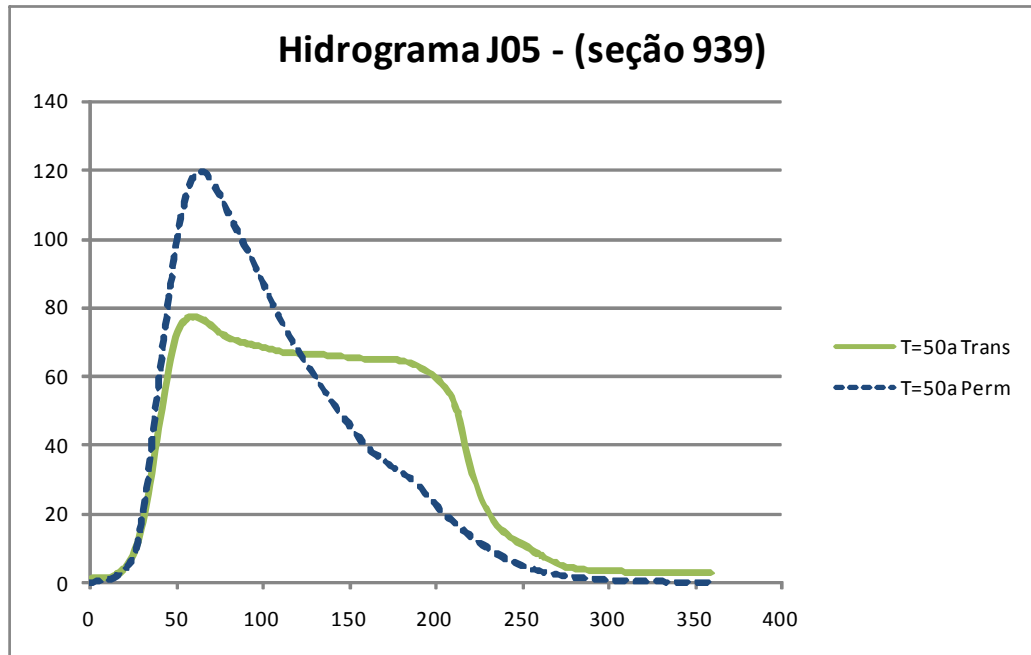


Figura 14 – Comparativo entre Hidrogramas na seção 939 – J05 para T= 50 anos

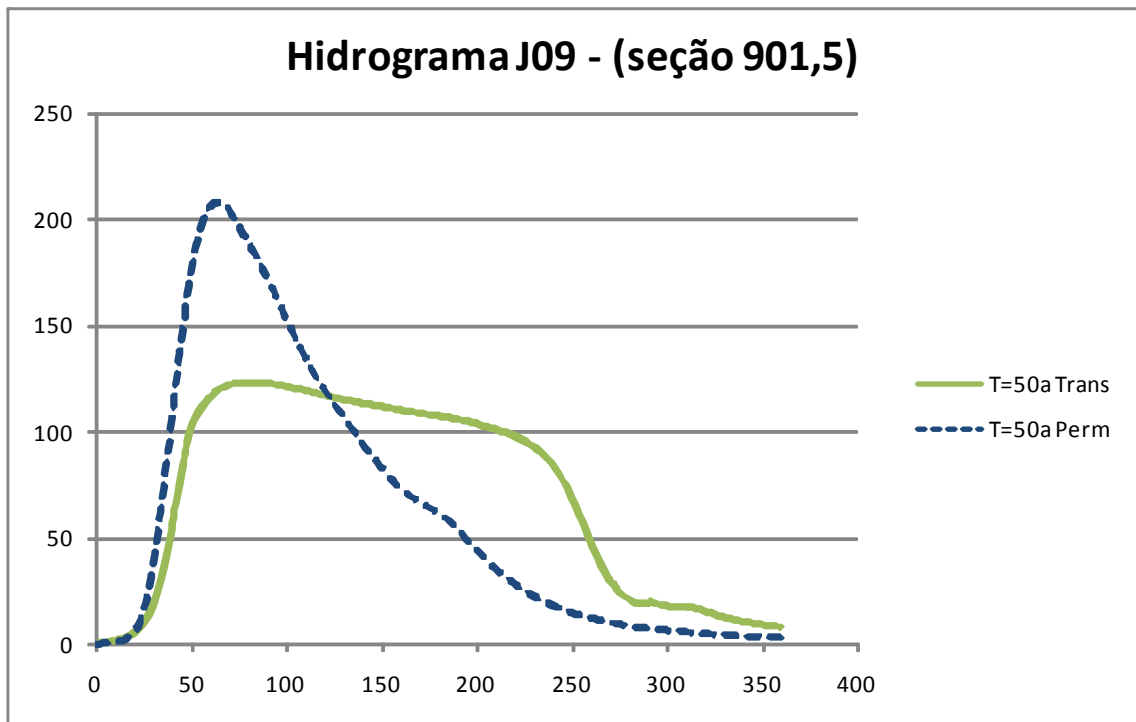


Figura 15 – Comparativo entre hidrogramas na seção 901,5 – J09 para T – 50 anos

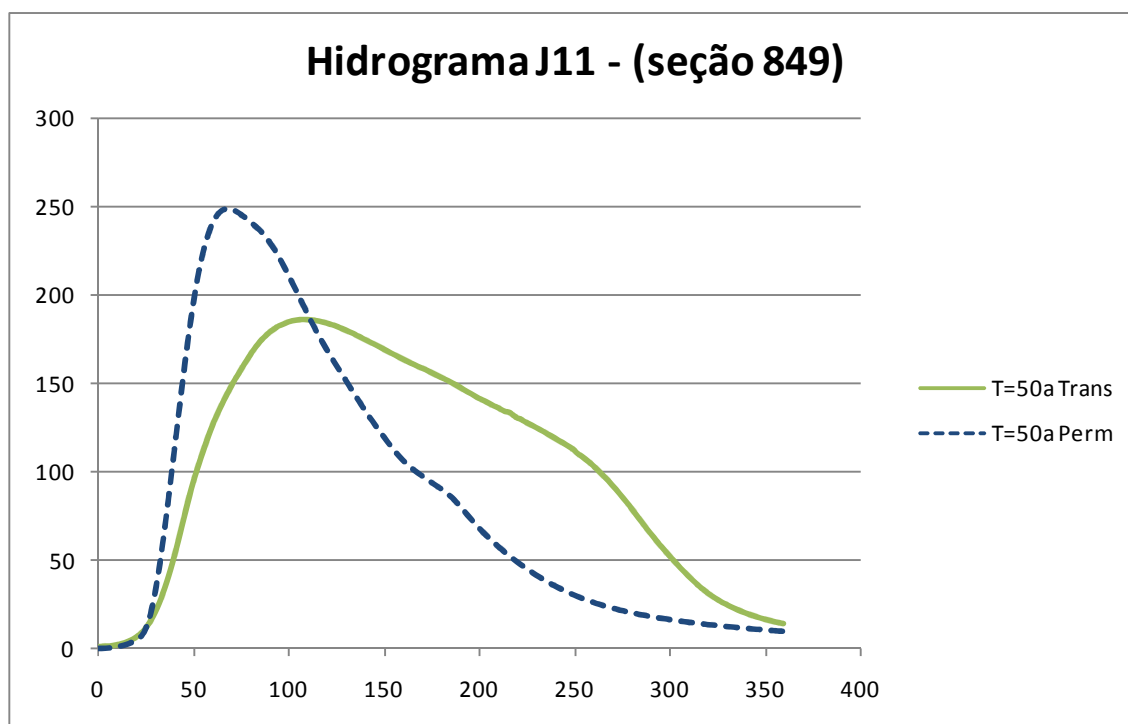


Figura 16 – Comparativo entre o hidrogramas na seção 849 – J11 para T= 50 anos

5. CONCLUSÃO

A partir da análise comparativa realizado com vazões máximas, N.A máximos e hidrogramas pontuais podemos constatar que existe uma diferença significativa nos resultados apresentados pelas duas metodologias. Essas diferenças ocorrem principalmente pelo amortecimento do hidrograma de cheia através do armazenamento do volume de água nas várzeas do rio Cachoeira.

Na figura 12 podemos constatar que os dados observados no evento de cheia ocorrido no dia 22 de novembro de 2008 mostra uma aderência satisfatória ao N.A. máximo resultantes a partir da modelagem hidrodinâmica em regime não-permanente.

Com o intuito de retratar os cenários de cheia de maneira que eles representem os eventos que ocorrem atualmente na bacia, recomendamos que o diagnóstico e prognósticos sejam realizados através da modelagem em regime não-permanente conforme apresentada nessa nota técnica.

ANEXOS

