

CENTRO DE ESTUDOS SUPERIORES DE ITAITUBA - ETDA
FACULDADE DE ITAITUBA - FAI
PÓS-GRADUAÇÃO EM DOCÊNCIA NO ENSINO DO MAGISTÉRIO SUPERIOR



MANOEL GONZAGA DE OLIVEIRA NETO

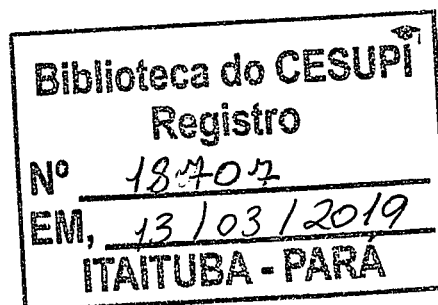
ESTUDO HIDRODINÂMICO PRELIMINAR:
Manchas de Inundação na Bacia do Canal da Quintino Bocaiúva e
Proposta para o Tapajós.

370

O48e

Itaituba - PA

2017



MANOEL GONZAGA DE OLIVEIRA NETO

**ESTUDO HIDRODINÂMICO PRELIMINAR:
Manchas de Inundação na Bacia do Canal da Quintino Bocaiúva e
Proposta para o Tapajós.**

Monografia de Especialização em docência para
Magistério do ensino superior apresentado ao
Programa de pós-graduação da Faculdade de
Itaituba orientada pela Professora
Drª Djalmira de Sá Almeida.

Itaituba - PA

2017

DEDICATÓRIA

*Dedico este estudo:
Aos meus pais, Manoel e Maria;
Às minhas irmãs, Ana, Mara e Cristiana;
A minha esposa Raileuma;*

AGRADECIMENTOS

Foram muitos, os que me ajudaram a concluir este trabalho.
Meus sinceros agradecimentos...

... primeiramente à Deus, pois, sem sua ajuda, nada
teria sido possível.

...a minha família, pela confiança e apoio, por estarem
a postos sempre que precisei e por todo o esforço.

...as minhas sobrinhas Adrianne Cristina e Ândria Kayra, que
me deram muito apoio nos momentos difíceis da minha vida.

...aos meus colegas de Faculdade por sua força,
conhecimento e disposição, diante das minhas limitações.

...a minha orientadora Prof^ª. Dr^ª Djalmira de Sá
Almeida por aceitar a orientação deste estudo e conduzir seu
desenvolvimento com muita sabedoria e paciência.

...aos meus grandes amigos, que sempre me receberam
de braços abertos.

...aos (quase) especialistas da minha turma com quem
compartilhei alegrias e inquietações ao longo do curso.

... a minha esposa Raileuma Dias Paz por sempre estar
ao meu lado nessa jornada.

EPÍGRAFE

“Para conhecermos os amigos é necessário passar pelo sucesso e pela desgraça. No sucesso, verificamos a quantidade e, na desgraça, a qualidade”.

LISTAS DE FIGURAS

Fig. 1. Definição dos parâmetros de interesses

Fig. 2, 3, 4, 5 e 6. Perfis possíveis de linha d'água associados a cada tipo de canal ou trecho de canal

Fig. 7. Esquema de diferenças finitas de 4 pontos

Fig. 8. Esquema de seção transversal

Fig. 9. Esquema em perfil

Fig. 10. Esquema de diferenças finitas

Fig. 11. Lamelas verticais

Fig.12. Hidrograma Triangular

Fig. 13. HUT. Ramo ascendente

Fig. 14: HUT. Ramo Descendente

Fig. 15. Maregrama e Hidrogramas Calculados

Fig. 16. Maregrama Seleccionado

Fig. 17. Tela de Traçado do Canal

Fig. 18. Cliv. Tela de Edição de Trechos do canal

Fig. 19. Tela de Edição de Nós do canal

Fig. 20. Cliv. Tela de Traçado do canal sobre curvas de nível

Fig. 21. Cliv. Tela da Bacia com ruas, curvas e traçado do canal

Fig. 22. Cliv. Tela de Parâmetros da Simulação do Regime Transitório

Fig. 23. Cliv. Tela de Resultados da Simulação Hidrodinâmica. Vazões e Linha d'água

Fig. 24. Gráfico de Vazões ao longo do Canal

Fig. 25. Gráfico da Linha d'água ao longo do canal

Fig. 26. Cliv. Tela de Resultados: Traçado do Canal com as manchas de inundação

Fig. 27. Manchas de inundação transportadas para a planta do Canal no autocad.

Fig. 28 – Seção do escoamento do canal Oriundo.

Fig. 29 – Perfil das sarjetas e pista de rolamento

Fig. 30- Perfil de boca de lobo.

Fig. 31 – Planta iluminada do Canal Oriundo.

LISTAS DE PLANILHAS

Planilha 1: Cálculo da declividade média do álveo.

Planilha 2: Cálculo dos Hidrogramas Unitários Triangulares dos lançamentos (galerias).

Planilha 3: Maré selecionada

Planilha 4: Coordenadas e Áreas das Seções

Planilha 5: Planilha de Vazões e Linhas d' água exportada pelo CLiv

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	
2.1 ESTUDOS HIDRODINÂMICOS.....	2
2.1.1 A Modelação do Escoamento em Canais.....	2
2.1.2 Análise matemática do escoamento em condutos a nível livre.....	2
2.1.2.1 Equações básicas – Escoamento permanentes e não permanentes.....	2
2.1.2.2 O caso particular do escoamento permanente.....	4
2.1.2.3 Interpretação física da equação do escoamento permanente.....	5
2.1.3 - Solução numérica.....	6
2.1.3.1 Escoamento permanentes.....	6
2.1.3.2 Os Escoamento não permanentes.....	9
2.1.3.3 Caracterização das seções transversais.....	16
2.1.3.4 Canais naturais.....	16
3 METODOLOGIA	
3.1 CÁLCULOS HIDROLÓGICOS.....	18
3.2 MODELAGEM CHUVA VAZÃO.....	18
3.1.1 Tempo de concentração.....	18
3.1.2 Volume de Chuva.....	18
3.1.3 Vazão de pico.....	19
3.1.4 Vazão de pico para chuvas e tempos de base múltiplos de 20 minutos	19
3.1.5 Hidrograma Unitário Triangular por Unidade de Área de bacia HUTUA.....	19
3.1.6 Cálculo da Declividade Média do Álveo.....	21
3.1.7 Cálculo do Tempo de Concentração.....	22
3.1.8 Intensidade da Precipitação.....	22
3.1.9 Hidrogramas das Sub-bacias.....	23
3.3 ESTUDO DE MARÉS.....	25
3.4 SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO ESCOAMENTO HIDRODINÂMICO	
3.3.1 – Condições de Contorno.....	29
3.3.2 – Traçado do Canal.....	29
3.3.3 – Cálculo Hidrodinâmico e Resultados	33
4 PROPOSTA DE INTERVENÇÃO NO CANAL HIDRODINÂMICO NO TAPAJÓS	
4.1 – CANAL ORIUNDO.....	42
4.2 – MÉTODO DE CÁLCULO.....	42
4.2.1 - Área da bacia contribuinte (Ac).....	43
4.2.2 - Chuva de projeto.....	43
4.3 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	43
4.3.1 – Seção de escoamento do canal.....	44
4.3.2 – Definição da seção final.....	45
4.4 - PROJETO DE MACRODRENAGEM.....	45
4.4.1 Generalidades.....	45
4.4.2 Características do projeto.....	46

4.4.3	Acessórios.....	46
4.4.4	Capacidade de engolimento da boca de lobo.....	47
4.4.5	Parâmetros de cálculo.....	49
5	CONCLUSÕES.....	51
	REFERÊNCIAS	52

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o programa hidrodinâmico de cálculo de canais Cliv na determinação de manchas de inundação através de um estudo de caso, tendo-se utilizado o canal Quintino em Belém-PA e a implantação de um sistema de macrodrenagem no canal Oriundo no município de Itaituba - PA. Como resultados encontrou-se que o programa trata-se de uma ferramenta de trabalho poderosa e amigável e que o canal Quintino apresenta um transbordamento muito grande de 32,4 ha, cerca de 7% da sua área total da bacia, de 441,6 ha. Já o projeto de implantação de um sistema de macrodrenagem no canal Oriundo, irá servir como receptor das águas pluviais provenientes do sistema de drenagem superficial e profunda (macrodrenagem), melhorando as condições de escoamento deste sistema, pois possui uma área total da bacia contribuinte de 440,0 ha com espessuras e profundidades muito baixas para a quantidade de águas pluviais que transbordam neste canal.

ABSTRACT

The present work had the objective of evaluating the hydrodynamic program of calculation of Cliv channels in the determination of flood spots through a case study, using the Quintino channel in Belém-PA and the implantation of a macrodrenagem system in the channel Oriundo In the municipality of Itaituba - PA. As a result, it was found that the program is a powerful and friendly work tool and that the Quintino canal has a very large overflow of 32.4 ha, about 7% of its total basin area, 441.6 there is. On the other hand, the project of implantation of a system of macrodrenagem in the channel Oriundo, will serve as receiver of rainwater coming from the system of superficial and deep drainage (macrodrainage), improving the conditions of flow of this system, since it has a total area of the contributor basin of 440.0 ha with very low depths and depths for the amount of rainwater overflowing in this channel.

1 INTRODUÇÃO

A análise de escoamentos de fluidos de um modo geral, requer a observação de determinadas condições gerais, princípios e leis da Dinâmica, teoria da turbulência, além dos muitos parâmetros externos que envolvem a questão. Entretanto, visto a necessidade de apresentar soluções práticas para os vários problemas reais que envolvem obras de engenharia, é praxe explicar os conceitos pré-estabelecidos à particularidade de cada estudo, o que significa bastante o tratamento matemático, facilitando a implementação de modelos computacionais.

O objetivo do presente trabalho é avaliar o programa hidrodinâmico de cálculo de canais CLIV na determinação de manchas de inundações urbanas através de um estudo de caso tendo-se adotado o canal Quintino em Belém – PA e a implantação de um sistema de macrodrenagem no canal Oriundo no município de Itaituba - PA.

O projeto de implantação de um sistema de macrodrenagem aqui apresentado tem por objetivos: servir como receptor das águas pluviais provenientes do sistema de drenagem superficial e profunda (microdrenagem), melhorando as condições de escoamento deste sistema, atenuando os problemas de erosão, assoreamento e inundações ao longo dos principais talvegues.

Na determinação de qualquer estudo hidrológico que tenha como objetivo o cálculo da descarga a partir da chuva que lhe deu origem, torna-se necessária a adoção de parâmetros de cálculos, de definição complexa, e cujos resultados precisam de uma análise criteriosa. Entretanto, em qualquer processo, a quantificação do deflúvio e da descarga superficial efetivamente escoada tem proporcionalidade direta com a área da bacia envolvida, sendo também em função da intensidade, duração e distribuição temporal e espacial da chuva considerada, definida para um determinado período de recorrência.

O trabalho é desenvolvido em cinco partes. Na primeira, é feita uma abordagem introdutória sobre os estudos hidrodinâmicos; na segunda parte é apresentada a fundamentação teórica com conceitos e considerações de autores sobre o tema; na terceira parte está descrita a metodologia do trabalho, conjuntamente com os cálculos e resultados; a quarta parte apresenta-se com um projeto de implantação de um sistema de macrodrenagem no município de Itaituba; na quinta e última parte, são mostrados os pontos positivos e negativos do programa e do caso estudado. Conclui-se que, encontrando-se o transbordamento do canal Quintino, o qual é muito grande, de 32,4 ha, cerca de 7% da sua área total da bacia, de 441,6 ha, já o canal Oriundo no município de Itaituba possui uma área total da bacia contribuinte de 440,0 ha com espessuras e profundidades muito baixas para a quantidade de águas pluviais que transbordam neste canal.

Os casos abordados neste trabalho são caracterizados por canais com funções específicas. Estes casos são inseridos com o propósito de demonstrar a viabilidade de aplicação do modelo computacional implementado, e tentativa de solução para evitar os diversos pontos de alagamentos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 – ESTUDOS HIDRODINÂMICOS

2.1.1 - A MODELAÇÃO DO ESCOAMENTO EM CANAIS

Dentro da engenharia hidráulica, a modelação matemática já comprovou ser indispensável nos campos específicos da hidráulica fluvial e drenagem urbana, principalmente quando o estudo das situações transitórias do escoamento é necessário.

Neste particular, o emprego dos modelos matemáticos associados a suportes informáticos que facilitam a entrada e manipulação de extensas quantidades de dados além da fácil obtenção de resultados, têm sido utilizados em todo o mundo com o objetivo de verificação e projeto de obras hidráulicas.

O escoamento permanente nos canais artificiais ou naturais tem como objetivo a análise do funcionamento dos mesmos nas condições onde as grandezas hidráulicas variam ao longo do espaço em função de um dado conjunto de dados de geometria e condições de extremidade.

Esta metodologia é largamente empregada no dimensionamento de redes de drenagem e esgotos, canais de irrigação e acesso à casas de força e outras aplicações dentro da engenharia hidráulica.

O escoamento em canais é definido como um problema unidimensional, no qual todas as características são associadas à dimensão de comprimento do conduto. Os aspectos relativos às particularidades das seções transversais são considerados na forma dos parâmetros hidro-geométricos das mesmas, como área e forma da seção transversal, rugosidade das paredes, declividade do trecho representado e distância entre as seções representativas.

Estas seções, nos casos genéricos podem ser naturais, sem forma geométrica notável, ou artificiais, assim definidas por terem forma regular e resultarem de processo construtivo empregado para sua obtenção.

O escoamento não permanente tem como característica a variação ao longo do tempo das condições de extremidade, que usualmente são hidrogramas de enchentes, limnigramas, equipamentos hidráulicos associados à esquemas operacionais, estações de bombeamento e etc.

Como produtos da análise do escoamento variado nos canais, podem ser obtidos os níveis de água para enchentes hipotéticas em função de diferentes condições operacionais da calha e dos efeitos introduzidos nas extremidades, tais como reservatórios, marés e estações elevatórias.

Quando uma onda de maré se propaga estuário adentro, sofre distorções devido a diminuição da profundidade e do estreitamento dos canais, o que seguindo o princípio de conservação de volume, tende a elevar a amplitude da maré. Esse atrito com o fundo e com as margens controla a energia da maré, e conseqüentemente, o seu alcance continente adentro (MASSELINK & HUGHES, 2003).

2.1.2 - ANÁLISE MATEMÁTICA DO ESCOAMENTO EM CONDUTOS A NÍVEL LIVRE

2.1.2.1 - EQUAÇÕES BÁSICAS – ESCOAMENTOS PERMANENTES E NÃO PERMANENTES

O escoamento genérico em condutos a nível livre pode ser bem modelado matematicamente através das célebres equações de Saint-Venant [1], que combinam a conservação da massa e da quantidade de movimento. Tais equações foram apresentadas no final do século XIX como insolúveis analiticamente e desde então inúmeros modelos matemáticos têm sido propostos para torná-las integráveis e, portanto passíveis de serem aplicadas aos casos práticos. Estas equações são apresentadas a seguir:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + g A \frac{dy}{dx} + g A S_f = q v \cos \gamma \quad (2)$$

Estas equações consideram o caso mais amplo onde todos os parâmetros hidráulicos variam no tempo. A primeira equação representa simplesmente o balanço de massa sobre um volume de controle, e a segunda o balanço das forças externas sobre o volume de controle, por unidade de peso. As grandezas envolvidas representam:

- X - Coordenada longitudinal
- T - Tempo
- Q - Vazão líquida
- Y - Cota do nível d'água
- P - Perímetro molhado
- A - Área molhada
- B - Largura à superfície livre
- β - Coeficiente de Quantidade de Movimento
- q - Vazão líquida de contribuição lateral específica
- S_f - Inclinação da linha de energia
- V - Velocidade da contribuição lateral líquida
- γ - Ângulo da contribuição lateral com o eixo do canal

A figura a seguir, indica o significado físico das variáveis relacionadas.

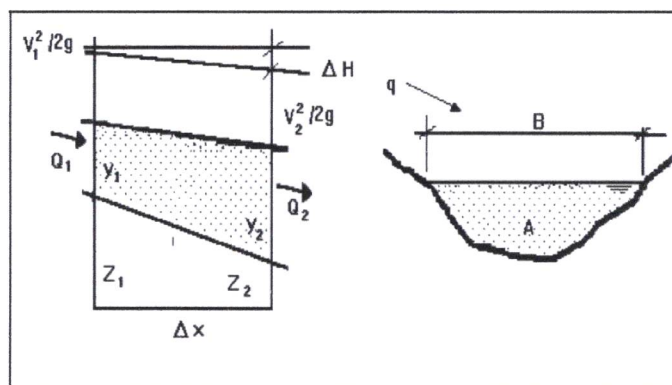


Fig. 1
DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE INTERESSE

O parâmetro S_f representa as perdas de carga, usualmente calculadas pela equação de Chézy, da forma:

$$S_f = Q | Q | K^{-2} \quad (3)$$

onde

$$K = C A \sqrt{R_h} \quad (4)$$

A equação (2) pode ser rescrita da forma:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q^2}{A} \frac{\partial \beta}{\partial x} + 2\beta \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + gA(1 - \beta F^2) \frac{\partial y}{\partial x} + \\ - \beta \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{y=\text{const}} + gA S_f = q v \cos \gamma \end{aligned} \quad (5)$$

onde

$$F^2 = Q^2 B / gA^3 \quad (6)$$

é o quadrado do número de Froude do escoamento.

2.1.2.2 - O CASO PARTICULAR DO ESCOAMENTO PERMANENTE

Pode-se observar que a equação (5), quando simplificada com as hipóteses de regime permanente e sem contribuições laterais com quantidade de movimento, permite o cálculo genérico do escoamento permanente:

$$\begin{array}{ccccccc}
 \frac{\partial Q}{\partial t} & + & \frac{Q^2}{A} \frac{\partial \beta}{\partial x} & + & 2\beta \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} & + & gA(1-\beta F^2) \frac{\partial y}{\partial x} - \\
 \downarrow & & \downarrow & & & & \downarrow \\
 0 & & 0 & & & & (h-z) \\
 \\
 -\beta \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{y=\text{const}} & + & gA S_f & = & q v \cos \gamma \\
 \downarrow & & \downarrow & & \downarrow \\
 0 & & j & & 0
 \end{array}$$

da qual resulta:

$$2\beta \frac{Q}{A} q + gA(1-\beta F_r^2) \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (7)$$

2.1.2.3 - INTERPRETAÇÃO FÍSICA DA EQUAÇÃO DO ESCOAMENTO PERMANENTE

A solução da equação geral do escoamento permanente nos canais admite diferentes interpretações físicas, relacionadas às condições do escoamento (vazão e perdas de carga) e às condições geométricas (seção e declividade). Para sua interpretação classifica-se didaticamente os canais ou trechos de canais em cinco categorias, em função de sua declividade relativa: canais de declividade fraca, rápida, crítica, nula ou negativa. Esta classificação é feita em função da posição relativa entre as profundidades notáveis normal e críticas, conforme conceituado a seguir:

Profundidade NORMAL: aquela associada ao escoamento em regime uniforme;

Profundidade CRÍTICA: associada ao escoamento com número de Froude unitário.

As figuras a seguir dão uma idéia dos perfis possíveis de linha d'água associados a cada tipo de canal ou trecho de canal.

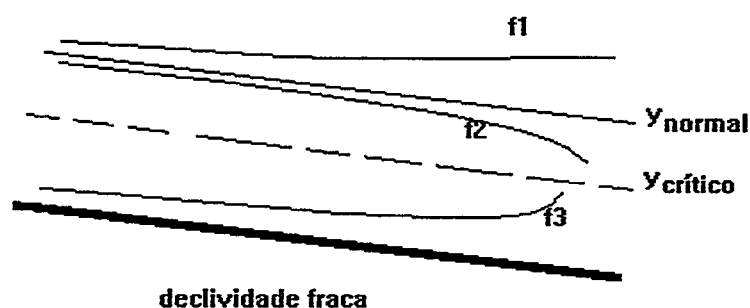


Fig. 2

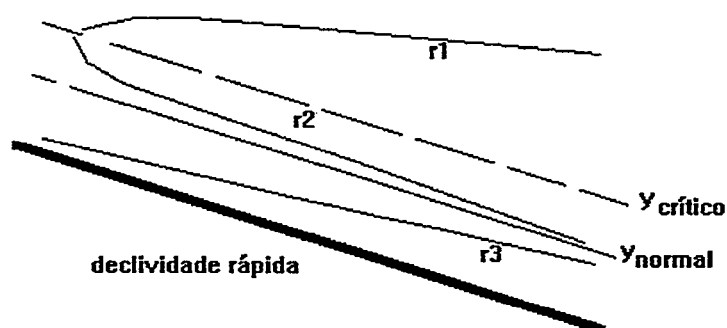


Fig. 3

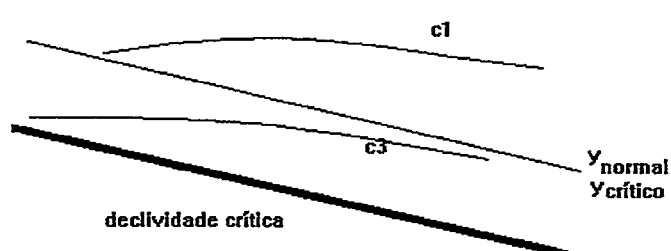


Fig. 4

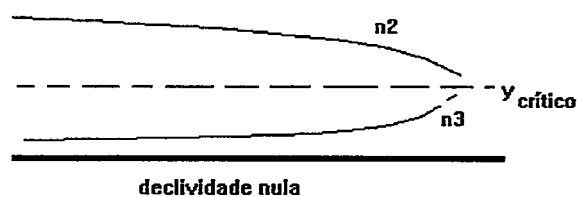


Fig. 5

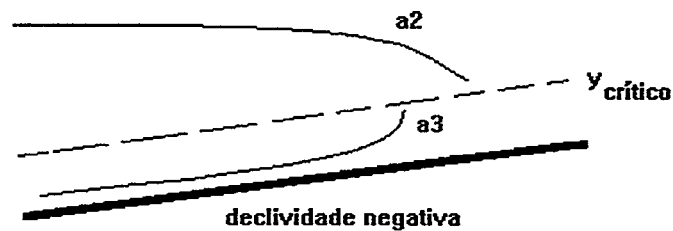


Fig. 6

As 12 curvas acima podem ser combinadas das mais variadas formas nos casos práticos, como pode ser visto em [6], resultando nas linhas d'água normalmente encontradas nos canais reais.

2.1.3 - SOLUÇÃO NUMÉRICA

2.1.3.1 - ESCOAMENTOS PERMANENTES

As equações (1), (2) e (7) necessitam ser resolvidas para os casos de regime permanente, em todas as seções de interesse. Adota-se para tanto um método numérico de cálculo que permita o cômputo dos valores de y em cada ponto.

O método numérico aqui empregado se baseia na substituição das grandezas diferenciais da equação (7) por diferenças finitas, onde cada variável será substituída por seu valor médio ponderado no espaço da forma:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \beta}{\partial x} &= \frac{\beta_{i+1} + \beta_i}{\Delta x} & \frac{\partial y}{\partial x} &= \frac{y_{i+1} + y_i}{\Delta x} \\ \bar{\beta} &= \phi \beta_{i+1} + (1 - \phi) \beta_i & \bar{A} &= \phi A_{i+1} + (1 - \phi) A_i \\ \bar{F} &= \phi F_{i+1} + (1 - \phi) F_i & \bar{S}_f &= \phi S_{f,i+1} + (1 - \phi) S_{f,i}\end{aligned}\quad (8)$$

onde

$$F^2 = \frac{Q^2 B}{g A^3} \quad (9)$$

O parâmetro S_f pode ser estimado pela equação de Chèzy, pela expressão:

$$\bar{S}_f = \left(\phi \frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} + (1 - \phi) \frac{Q_i^2}{K_i^2} \right) \quad (10)$$

onde: $K_i = C_i A_i \sqrt{R_{h_i}}$

Substituindo os termos de (8), (9) e (10) em (7), obtemos uma equação da forma:

$$D_i y_{i+1} + B_i y_i = E_i \quad (11)$$

onde

$$\begin{aligned}
D_i &= g \frac{A_i}{\Delta x} (1 - F_i) \\
B_i &= -D_i \\
E_i &= q_i v_i - 2 \frac{\bar{\beta}_i \bar{Q}_i q_i}{\bar{A}_i} - g \bar{A}_i \bar{S}_f - \frac{\bar{Q}_i^2}{\bar{A}_i} \left(\frac{\bar{\beta}_{i+1} + \bar{\beta}_i}{\Delta x} \right)
\end{aligned} \tag{12}$$

A equação (12), quando aplicada a um conjunto de n seções dá origem a um sistema de $n-1$ equações a n incógnitas em y . Admitindo-se uma condição de extremidade na primeira ou na última seção, obtém-se a solução do conjunto.

2.1.3.1.1 - Algoritmo de Solução

Para a obtenção dos valores de Y de cada seção, em cada instante de tempo deve-se efetuar um processo no qual são classificados os trechos de canais pelas suas declividades, conforme indicado no item anterior.

Para tanto são calculadas as profundidades normais e críticas de cada trecho entre duas seções, e determinados os tramos onde o escoamento é fluvial, ou seja, onde a profundidade da linha d'água é superior à profundidade crítica, e aqueles onde o escoamento é torrencial, cuja profundidade é portanto, inferior à crítica.

Nos tramos onde o escoamento é fluvial, realiza-se o cálculo de jusante para montante pois a profundidade à jusante é conhecida. O cálculo para os trechos com esta característica segue a fórmula de recorrência:

$$y_i = \frac{E_i - D_i y_{i+1}}{B_i} \tag{13}$$

Quando o trecho é torrencial, o cálculo é feito de montante para jusante, através da expressão:

$$y_{i+1} = \frac{E_i - B_i y_i}{D_i} \tag{14}$$

Nas seções onde é constatada a mudança do regime (torrencial fluvial ou fluvial-torrencial), a compatibilidade do escoamento é verificada pelas expressões da profundidade crítica:

- Escoamento Fluvial $\rightarrow$ Torrencial

$$F_r^2 = \frac{Q^2 B(y)}{g(A(y))^3} \tag{15}$$

- Escoamento Torrencial → Fluvial

$$\frac{y_f}{y_t} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8F_r^2 + 1} - 1 \right) \quad (16)$$

A equação acima, que é a expressão do ressalto hidráulico clássico permite também o posicionamento da mudança de regime, no ponto onde a mesma ocorre.

2.1.3.2 - OS ESCOAMENTOS NÃO PERMANENTES

Transcreve-se a seguir, por muito oportuno, um texto de PORTO, 1999,p3:

“De um modo geral, os escoamentos de fluidos estão sujeitos a determinadas condições gerais, princípios e leis da dinâmica e à teoria da turbulência. No caso de líquidos, em particular a água, a metodologia de abordagem consiste em agrupar os escoamentos em determinados tipos, cada um dos quais com suas características comuns, e estudá-los por métodos próprios.”

2.1.3.2.1 - Método de Preissmann

A solução das equações (1) e (2) em conjunto só é possível com a adoção de métodos numéricos potentes. Para os escoamentos não permanentes em canais, o método de diferenças finitas tem se mostrado de grande valia, e é hoje consagrado pela maioria dos pesquisadores na área.

Para sua utilização exige-se a adoção de um esquema de discretização temporal e espacial das grandezas envolvidas. Desta forma adotam-se operadores de diferenças finitas como:

$$\begin{aligned}
G(x, t) &= \Theta \left(\frac{G_{i+1} + G_i}{2} \right)^{t+1} + (1 - \Theta) \left(\frac{G_{i+1} + G_i}{2} \right)^t \\
&= \frac{\Theta}{2} (\Delta G_{i+1} + \Delta G_i) + \frac{1}{2} (G_{i+1} + G_i) \\
\frac{\Delta G}{\Delta x} &= \frac{\Theta}{\Delta x} (G_{i+1} - G_i)^{t+1} + \frac{1 - \Theta}{\Delta x} (G_{i+1} - G_i)^t \\
&= \frac{\Theta}{\Delta x} (G_{i+1} - G_i) + \frac{1}{\Delta x} (G_{i+1} - G_i) \\
\frac{\Delta G}{\Delta t} &= \frac{1}{2\Delta t} (G_{i+1}^{t+1} - G_i^t) + \frac{1}{2\Delta t} (G^{t+1} - G_i^t) \\
&= \frac{\Delta G_{i+1} + \Delta G_i}{2\Delta t} \\
\tilde{G} &= \Theta \left(\frac{G_{i+1}^* + G_i^*}{2} \right)^{t+1} + (1 - \Theta) \left(\frac{G_{i+1} + G_i}{2} \right)^t \quad (17)
\end{aligned}$$

sendo que o termo G indica uma grandeza genérica relacionada ao escoamento e o termo Δ indica a variação desta grandeza com o tempo. O índice $*$ indica que a grandeza assume o valor em t na primeira iteração de cálculo e de $t+1$ nas demais iterações. O parâmetro Θ representa um coeficiente de ponderação no tempo, denominado de implicidade.

Um esquema numérico assim definido é usualmente chamado de 4 pontos. A figura a seguir ilustra o esquema apresentado.

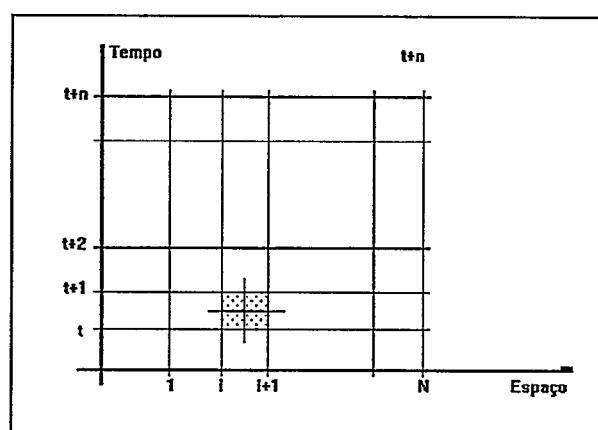


Fig. 7

ESQUEMA DE DIFERENÇAS FINITAS DE 4 PONTOS

Aplicando-se os operadores de diferenças de (17) à equação da continuidade resulta:

$$\begin{aligned}
& \frac{\Theta}{\Delta x} (\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) + \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) + \\
& + \frac{\tilde{B}}{2\Delta t} (\Delta y_{i+1} + \Delta y_i) + \frac{\tilde{p}e}{2\Delta t} (\Delta z_{i+1} + \Delta z_i) = \tilde{q} \quad (18) \\
& A_i \Delta Q_i + B_i \Delta y_i + C_i \Delta Q_{i+1} + D_i \Delta y_{i+1} = E_i
\end{aligned}$$

Os coeficientes da equação (18) podem ser escritos como:

$$\begin{aligned}
A_i &= -2\Theta \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{1}{\tilde{B}} \\
B_i &= 1 \\
C_i &= -2\Theta \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{1}{\tilde{B}} \\
D_i &= 1 \\
E_i &= \left(\tilde{q} - \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) \frac{\tilde{p}e}{2\Delta t} (\Delta z_{i+1} + \Delta z_i) \right) \frac{2\Delta t}{\tilde{B}} \quad (19)
\end{aligned}$$

Aplicando-se o mesmo procedimento à equação da quantidade de movimento obtém-se:

$$\begin{aligned}
& \frac{\Delta Q_{i+1} + \Delta Q_i}{2\Delta t} + \\
& + 2\tilde{\beta} \frac{\tilde{Q}}{\tilde{A}} \left(\frac{\Theta}{\Delta x} (\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) + \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) \right) + \\
& + g\tilde{A} (1 - \tilde{\beta} \tilde{F}^2) \left(\frac{\Theta}{\Delta x} (\Delta y_{i+1} - \Delta y_i) + \frac{i}{\Delta x} (y_{i+1} - y_i) \right) + \\
& + \frac{\tilde{Q}}{\tilde{A}} (A_{i+1} - A_i) \Big|_{\tilde{y}=const} + g\tilde{A} \tilde{S}_f = \tilde{q} \tilde{v} \cos \gamma
\end{aligned}$$

que resultará em:

$$A'_i \Delta Q_i + B'_i \Delta y_i + C'_i \Delta Q_{i+1} + D'_i \Delta y_{i+1} = E'_i \quad (20)$$

$$\begin{aligned}
A'_i &= 1 - 4\Theta \frac{\Delta t}{\Delta x} \tilde{\beta} \frac{\tilde{Q}}{\tilde{A}} \\
B'_i &= -2\Theta \frac{\Delta t}{\Delta x} g\tilde{A} (1 - \tilde{\beta}\tilde{F}^2) \\
C'_i &= 1 + 4\Theta \frac{\Delta t}{\Delta x} \tilde{\beta} \frac{\tilde{Q}}{\tilde{A}} \\
D'_i &= -2\Theta \frac{\Delta t}{\Delta x} g\tilde{A} (1 - \tilde{\beta}\tilde{F}^2) \\
E'_i &= (\tilde{q}\tilde{v} \cos \gamma - g\tilde{A}\tilde{S}_f) 2\Delta t - 4 \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) \tilde{\beta} \frac{\tilde{Q}}{\tilde{A}} + \\
&\quad - 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} g\tilde{A} (1 - \tilde{\beta}\tilde{F}^2) (y_{i+1} - y_i)
\end{aligned}
\tag{21}$$

As equações (18) e (20) quando aplicadas às N seções de um canal produzem um sistema de $2(N-1)$ equações a $2N$ incógnitas em Q e Y . A solução é obtida introduzindo-se dois valores conhecidos de Q ou Y , denominados de condições de extremidade, pois são usualmente conhecidos nas extremidades do canal.

2.1.3.2.2 - Algoritmo de Solução - Método de Preissmann

O sistema de equações (18) e (20) pode ser solucionado adotando-se como válida a lei:

$$\Delta Q_1 = F_1 \Delta y_1 + G_1 \tag{22}$$

Aplicando-se a relação (22) as equações (18) e (20) obtém-se:

$$\begin{aligned}
A_1 (F_1 \Delta y_1 + G_1) + B_1 \Delta y_1 + C_1 \Delta y_{i+1} + D_1 \Delta y_{i+1} &= E_1 \\
A'_1 (F_1 \Delta y_1 + G_1) + B'_1 \Delta y_1 + C'_1 \Delta y_{i+1} + D'_1 \Delta y_{i+1} &= E'_1
\end{aligned}$$

de onde resulta:

$$\Delta y_i = \underbrace{\frac{C_i}{A_i F_i + B_i}}_{H_i} \Delta Q_{i+1} - \underbrace{\frac{D_i}{A_i F_i + B_i}}_{L_i} \Delta y_{i+1} + \underbrace{\frac{E_i - A_i G_i}{A_i F_i + B_i}}_{M_i} \tag{23}$$

$$\Delta y_i = \underbrace{\frac{C_i}{A_i F_i + B_i}}_{H_i} \Delta Q_{i+1} - \underbrace{\frac{D_i}{A_i F_i + B_i}}_{L_i} \Delta y_{i+1} + \underbrace{\frac{E_i - A_i C_i}{A_i F_i + B_i}}_{M_i} \quad (24)$$

Igualando (22) e (24) resulta:

$$\Delta Q_{i+1} = \underbrace{\frac{L_i - L_i}{H_i - H_i}}_{F_{i+1}} \Delta y_{i+1} + \underbrace{\frac{M_i - M_i}{H_i - H_i}}_{G_{i+1}} \quad (25)$$

O fluxograma de cálculo pode ser escrito da seguinte forma:

1. Adota-se para a primeira seção F1 e G1, em função da condição de extremidade;
2. Para as seções de 2 a N
 - 2.1. Calcula-se A, B, C, D, E, A', B', C', D', E', H, L, M, H', L', M', Fi+1, Gi+1;
 - 2.2. Armazena-se H1, L1, M1 e Fi+1, Gi+1;
3. Para a seção N obtém-se Δy ou ΔQ e de (22) calcula-se ΔQ ou Δy
4. Para as seções N-1 até 1
 - 4.1 com (23) calcula-se a partir de ΔQi o valor de Δyi-1;
 - 4.2 com (25) e Δyi-1 obtém-se ΔQi-1;
5. Retorna-se ao passo 2 para a reiteração dos coeficientes no caso da primeira iteração;
6. Retorna-se ao passo 1 para o próximo passo de tempo.

2.1.3.2.3 - Esquema Explícito de MacCormack

Chaudhry et alli. (1987,1989,1990,1991) e posteriormente Navarro (1992) apresentaram estudos da aplicação do esquema de MacCormack na simulação numérica dos escoamentos em canais regulares dotados de pontos singulares, ocorrência de ressaltos hidráulicos e variações de fundo, obtendo grande sucesso. Este esquema fundamenta-se na aplicação de diferenças finitas de segunda ordem de acuracidade.

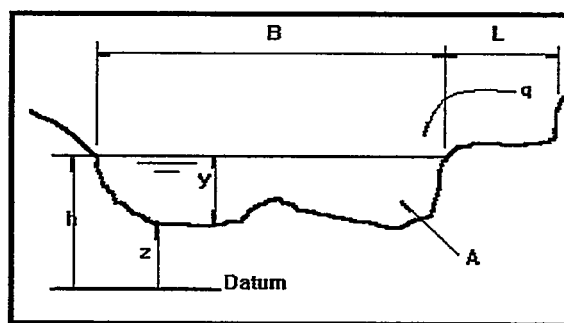


Fig. 8
ESQUEMA DE SEÇÃO TRANSVERSAL

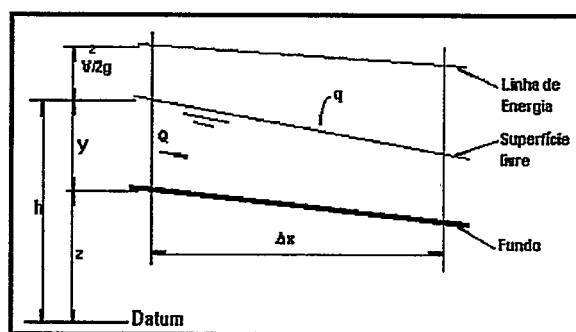


Fig. 9
ESQUEMA EM PERFIL

A discretização numérica do esquema de MacCormack considera um grid espaço-tempo conforme o indicado na figura a seguir, e dois grupos de representações finitas para uma grandeza genérica G , denominados *predictor* e *corrector*. Especialmente, o canal é discretizado através das seções transversais distanciadas de Δx . O domínio do tempo é dividido em intervalos Δt .

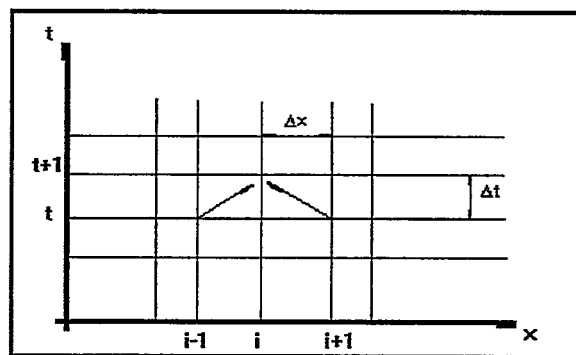


Fig. 10

ESQUEMA DE DIFERENÇAS FINITAS

$$\frac{\partial G}{\partial t} = \frac{G_i^* - G_i'}{\Delta t} \dots \frac{\partial G}{\partial x} = \frac{G_{i+1}^* - G_i^*}{\Delta x} \dots \bar{G} = \frac{G_{i+1}' + G_i'}{2} \quad (26)$$

$$\frac{\partial G}{\partial t} = \frac{G_i^{**} - G_i^*}{\Delta t} \dots \frac{\partial G}{\partial x} = \frac{G_i^{**} - G_{i-1}^*}{\Delta x} \dots \bar{G} = \frac{G_i^* + G_{i-1}^*}{2} \quad (27)$$

A aplicação das eq.(26) às equações básicas definem o passo de cálculo denominado *predictor*, da forma:

$$h_i^* = h_i' + \frac{\Delta t}{\left(\bar{B}_{i+1} + \bar{L}_i\right)} \left(q_{s_{i+1}} - \left(\frac{\bar{Q}_{i+1}' - Q_i'}{\Delta x} \right) \right) \quad (28)$$

$$\begin{aligned} \bar{Q}_i = Q_i - \Delta t \left[\frac{\bar{Q}_{i+1}'}{\bar{A}_{i+1}} \left(\frac{\bar{\beta}_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + 2\bar{\beta}_{i+1} \frac{\bar{Q}_{i+1}'}{\bar{A}_{i+1}} \left(\frac{Q_i' - Q_i}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_{i+1} \left(1 - \bar{\beta}_{i+1}^2 F_{r_{i+1}}^2 \right) \left(\frac{h_{i+1}' - h_i'}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_{i+1} S_{f_{i+1}} \right] \\ + \bar{q}_{r_{i+1}} \bar{v}_{i+1} \cos \gamma_{i+1} \end{aligned} \quad (29)$$

Aplicando-se as equações (28) e (29), obtém-se o passo *Corrector*:

$$h_i^{**} = h_i^* + \frac{\Delta t}{\left(\bar{B}_i + \bar{L}_i\right)} \left(q_{s_i} - \left(\frac{\bar{Q}_i^* - Q_{i-1}^*}{\Delta x} \right) \right) \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \bar{Q}_i^{**} = Q_i^* - \Delta t \left[\frac{\bar{Q}_i^*}{\bar{A}_i} \left(\frac{\bar{\beta}_i^* - \beta_{i-1}^*}{\Delta x} \right) + 2\bar{\beta}_i^* \frac{\bar{Q}_i^*}{\bar{A}_i} \left(\frac{Q_i^* - Q_{i-1}^*}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_i \left(1 - \bar{\beta}_i^2 F_{r_i}^2 \right) \left(\frac{h_i^* - h_{i-1}^*}{\Delta x} \right) + g\bar{A}_i S_{f_i} \right] \\ + \bar{q}_{r_i} \bar{v}_i \cos \gamma_i \end{aligned} \quad (31)$$

Os valores finais das incógnitas Q e y são calculados após os passos *predictor* e *corrector* da forma:

$$h^{r+1} = \frac{h_i^r + h_i^{**}}{2} \quad Q^{r+1} = \frac{Q_i^r + Q_i^{**}}{2} \quad (32)$$

Muitos autores indicam que o cálculo das variáveis h e Q podem ser corrigidos através da introdução de uma viscosidade artificial, para amortecimento das oscilações numéricas de altas ordens derivadas do método de discretização. Esta correção é dada por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_i &= \frac{|h_{i+1} - 2h_i + h_{i-1}|}{|h_{i+1}| + 2|h_i| + |h_{i-1}|} \\ \varepsilon_{i-\frac{\Delta x}{2}} &= k \frac{\Delta t}{\Delta x} \max(\varepsilon_{i-1}, \varepsilon_i) \\ \varepsilon_{i+\frac{\Delta x}{2}} &= k \frac{\Delta t}{\Delta x} \max(\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}) \\ G_i^{r+1} &= G_i^{r+1} + \varepsilon_{i+\frac{\Delta x}{2}}(G_{i+1}^{r+1} - G_i^{r+1}) - \varepsilon_{i-\frac{\Delta x}{2}}(G_i^{r+1} - G_{i-1}^{r+1}) \end{aligned} \quad (33)$$

O coeficiente de amortecimento k, segundo Chaudhry et alli.(1991) deve ser adotado em cada caso sempre o menor possível, mas suficiente para amortecimento das oscilações de alta frequência características.

Sendo um método explícito, a estabilidade numérica é garantida ao ser obedecida as condições de Courant-Friedrichs-Lewys, conforme indicado em (34):

$$C_n = \left(v + \sqrt{gV}\right) \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (34)$$

2.1.3.2.4 - ALGORITMO DE SOLUÇÃO – MAC CORMACK

O algoritmo de solução apresenta 4 etapas para cada passo de tempo:

1. Predictor

a) calculam-se os valores de Q* e h* para os pontos i=1,...n-1, utilizando-se as equações (28) e (29).

b) com as condições de contorno corrigem-se os valores de Q1 ou h1 e Qn ou hn.

2. Corrector

a) calculam os valores de Q^{**} e h^{**} para os pontos $i=2, \dots, n$, com as equações (30) e (31).

b) com as mesmas condições de contorno corrigem os valores de Q_1 ou h_1 e Q_n ou h_n .

3. Cálculo de h e Q .

a) calculam-se os valores de Q_{t+1} e h_{t+1} a partir de (32).

b) com Q_{t+1} e h_{t+1} estima-se o novo Δt para cálculo do passo seguinte

4. Correção dos valores de Q_{t+1} e h_{t+1} através das equações (34).

2.1.3.3 - CARACTERIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

A discretização do rio ou canal para o cálculo do regime permanente ou variado é sempre feita através de seções transversais típicas. A escolha do número de seções deve atender ao critério de se representar o mais fielmente possível as variações do conduto, tanto em planta como em perfil. Uma maior acuracidade, para fins de estabilidade numérica, pode ser obtida posteriormente com critérios de interpolação a cargo do próprio software de cálculo.

A escolha de um número pequeno de seções pode levar a erros físicos muito grandes e, por outro lado, um número muito elevado de seções provoca grande quantidade de cálculos, aumentando a propagação de erros numéricos. Vários autores têm citado que o espaçamento ideal de seções deve ser entre 10 e 20 vezes a largura da seção à superfície. Trechos sinuosos ou com grandes variações de fundo devem ser representados por seções menos espaçadas, que traduzam as influências dos alargamentos e estreitamentos bruscos, soleiras de fundo e outros controles.

2.1.3.4 - CANAIS NATURAIS

As seções transversais dos canais naturais devem ter seus parâmetros bem avaliados, para cada cota assumida pelo nível d'água. Representando-se as seções através de pontos cartesianos, os parâmetros de interesse podem ser calculados através da subdivisão em lamelas verticais, como indica a figura a seguir:

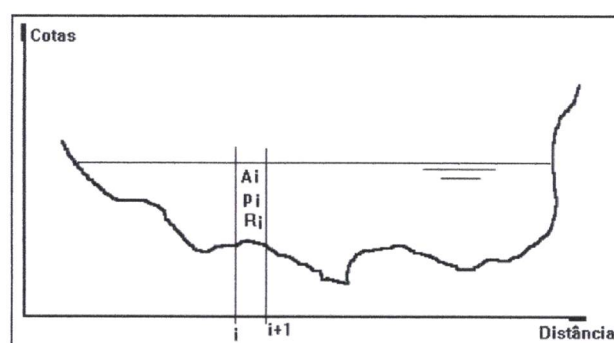


Fig.11

As características hidrogeométricas são obtidas pelas seguintes expressões

a) Área Molhada

$$A = \sum_{i+1}^n A_i \quad (35)$$

b) Perímetro Molhado

$$P = \sum_{i+1}^n p_i \quad (36)$$

c) Raio Hidráulico Composto

$$Q = \sum Q_i = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S_f^{1/2} = \frac{1}{n} \sum A_i R_{h_i}^{2/3} S_f^{1/2}$$

$$R_h = \left[\frac{\sum A_i R_{h_i}^{2/3}}{A} \right]^{3/2} \quad (37)$$

d) Raio Hidráulico de Engelund

$$Q = \sum Q_i = C_i A_i R_{h_i}^{1/2} S_f^{1/2} = C A R_E^{1/2} S_f^{1/2}$$

$$R_E = \left[\frac{\sum C_i A_i R_{h_i}^{1/2}}{C A} \right]^2 \quad (38)$$

e) Coeficiente de Quantidade de Movimento

$$\beta = \frac{\sum A_i V_i^2}{A V^2}$$

$$\beta = \frac{\sum C_i R_{h_i} A_i}{C^2 R_E A} \quad (39)$$

3 METODOLOGIA E CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

A metodologia do presente trabalho consiste na utilização do programa CLiv num estudo de caso e abrange três partes a saber, a modelagem chuva-vazão, o estudo de marés e a simulação computacional hidrodinâmica do escoamento.

3.1 – MODELAGEM CHUVA VAZÃO

O objetivo da modelagem chuva-vazão é a determinação dos hidrogramas das sub-bacias drenadas por galerias que descarregam nos canais da bacia. Dado que, a composição desses hidrogramas resulta no hidrograma global da bacia, os mesmos devem ser sincronizados. Optou-se então por gerar os hidrogramas das sub-bacias com base no hidrograma por unidade de área através do qual se pudessem obter os hidrogramas das sub-bacias. Para o cálculo do hidrograma global utilizou-se o método do hidrograma unitário triangular com o coeficiente de escoamento superficial considerando o estado futuro de cobertura da bacia (80% impermeabilizada) de $C = 0,8$.

3.1.1 – Tempo de concentração

O tempo de concentração será calculado pela fórmula de George Ribeiro:

$$T_c = 16 * L / [(1,05 - 0,2 * P) * (100 * I^{0,04})]$$

onde,

L é o comprimento do canal principal em Km

P é relação entre a área coberta de vegetação e área coberta da bacia

I é declividade média do álveo

T_c é o tempo de concentração em

minutos.

3.1.2 – Volume de Chuva

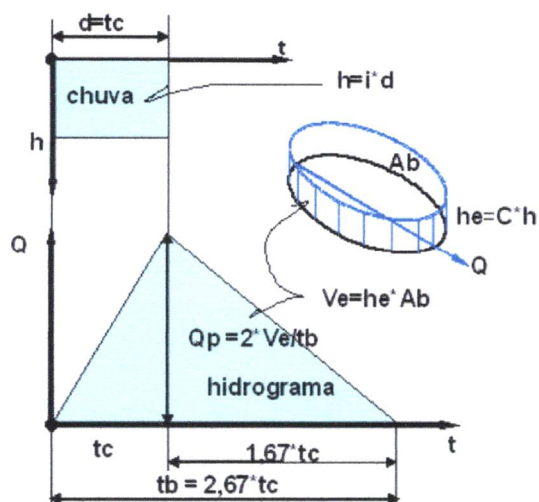
$$V_e = h_e * A_b,$$

onde:

h_e = chuva excedente

A_b = Área da bacia

Hidrograma Triangular



Sendo que

$$h_e = C \cdot h$$

onde:

C = coeficiente de escoamento superficial

h = altura total de chuva

Fig.12. Hidrograma Triangular

3.1.3 – Vazão de pico

Considerando uma chuva excedente de volume V_e , a vazão de pico do Hidrograma Triangular de tempo de base t_b resultante da mesma é:

$$Q_p = 2 \cdot V_e / t_b$$

3.1.4 – Vazão de pico para chuvas e tempos de base múltiplos de 20 minutos.

É conveniente na montagem de seu hidrograma de pequenas bacias hidrográficas tomar intervalos pequenos de 15 ou 20 minutos como unidade de tempo de cálculo. Tomando-se a unidade de tempo de cálculo, utc de 20 minutos, uma chuva de 60 minutos de duração terá 3 utc. Sendo que o método do Hidrograma Unitário considera tempo de base de 2,67 t_c , onde t_c é a duração da chuva.

$$\text{Tem-se que } t_c / t_b = 2,67 = 3/8$$

Que para utc = 20 obtém-se:

$$t_c = 3 \times 20 = 60 \text{ min}$$

$$t_b = 8 \times 20 = 160 \text{ min}$$

Onde o tempo de recessão t_r do hidrograma será:

$$t_r = t_b - t_c = 160 - 60 = 100 \text{ min}$$

3.1.5 – Hidrograma Unitário Triangular por Unidade de Área de bacia - HUTUA

A vazão máxima em uma bacia hidrográfica ocorre quando a chuva tem a duração igual ao tempo de concentração da bacia. Assim trabalhando com uma bacia cujo rio principal receba diversas contribuições de galerias, as vazões nestas não devem ser calculadas com os tempos de concentração de suas sub-bacias, mas com o tempo de concentração da bacia inteira. Isto quer dizer que pode-se ter hidrograma unitário por unidade de área da bacia através do qual se pode calcular as vazões em cada tempo em cada sub-bacia apenas multiplicando-se a ordenada do HUTUA para o tempo que se esta querendo calcular a vazão pela área da bacia, de modo que

$$Q = q \cdot A ,$$

onde:

q = ordenada de HUTUA

A = área da sub-bacia

Sabe-se que a área de um hidrograma corresponde ao volume de chuva excedente.
Então, para o HUT

$$Q_p = 2 \cdot V_e / t_b$$

Sendo que: $V_e = h_e \cdot A_b$,

e que:

$$h_e = C \cdot h$$

tem-se:

$$Q_p = 2 \cdot C \cdot h \cdot A_b / t_b$$

Mas, considerando que $t_b = 2,67 \cdot t_c$ e que $h = i \cdot t_c$, resulta que

$$Q_p = 2 \cdot C \cdot h \cdot A_b / 2,67 \cdot t_c = 2 \cdot C \cdot i \cdot t_c \cdot A_b / 2,67 \cdot t_c,$$

ou,

$$Q_p = \frac{3}{4} \cdot C \cdot i \cdot A_b \dots\dots\dots X$$

Considerando o ramo ascendente do hidrograma, cuja duração é t_c , tem-se que a ordenada em qualquer intervalo de tempo deste ramo é:

Ramo Ascendente

$$q = (Q_p / t_c) \cdot t$$

donde, considerando a equação x, tem-se:

$$q = \frac{3}{4} \cdot C \cdot i \cdot A_b \cdot t / t_c,$$

ou

$$q = 0,75 \cdot C \cdot i \cdot A_b \cdot t / t_c$$

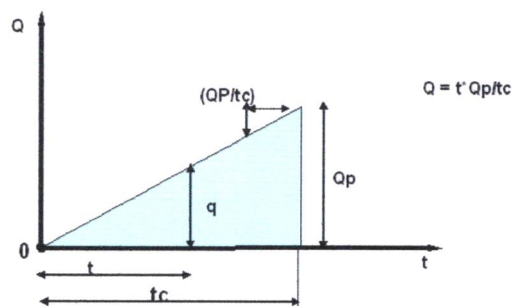


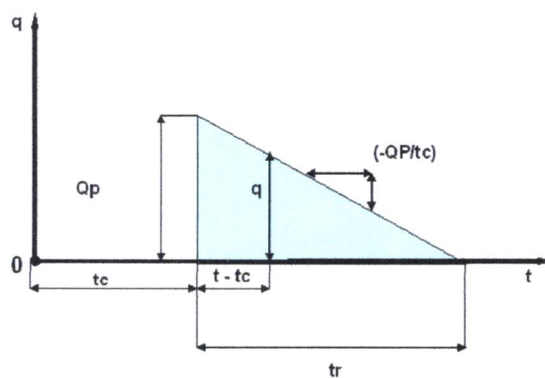
Fig. 13. HUT. Ramo ascendente

Ramo Descendente

Considerando o ramo descendente do HUT,
que ocorre no intervalo de tempo entre $t_c < t \leq t_b$,
tem-se que:

$$q = Q_p - (t - t_c) \cdot Q_p / TR$$

ou



$$q = Q_p [1 - (t - t_c)/t_r]$$

onde: t_r = tempo de recessão ($t_r = t_b - t_c$).

Considerando na equação acima, Q_p dado conforme a equação X, ($Q_p = \frac{3}{4} \cdot C \cdot i \cdot A \cdot t_c$),
tem-se que:

$$q = \frac{3}{4} \cdot C \cdot i \cdot A \cdot t_c [1 - (t - t_c)/t_r]$$

Fig. 14: HUT. Ramo Descendente

3.1.6 – Cálculo da Declividade Média do Alveo

Os valores do tempo de concentração, e dos hidrogramas das contribuições pluviais na bacia do canal da travessa Quintino Bocaiúva, foram calculados em planilha Excel as quais se encontram a seguir. Em função da necessidade da discretização dos para o programa hidrodinâmico, foi feita uma pequena aproximação no tempo de concentração, de $t_c = 63,082$ minutos calculado pela fórmula de George Ribeiro para $t_c = 60$ minutos, que corresponde a 3 utc (unidade de tempo de cálculo) de 20 minutos.

Planilha 1: Cálculo da declividade média do alveo, do tempo de concentração da bacia e da intensidade da precipitação.

Canal Quintino-Quatorze de março						
Perfil Topográfico		Perfil Hidrológico				
		Distância	Altura			
Distância	Altitude	da Foz	da Foz			
x, m	h, m	X, m	Z, m	DX	(Zi+Zj)	DX*(Zi+Zj)
0	11,93	3.527,00	8,26	176,00	16,95	2983,2000
176	12,36	3.351,00	8,69	101,00	12,19	1231,1900
277	7,17	3.250,00	3,50	47,00	5,87	275,8900
324	6,04	3.203,00	2,37	201,00	3,45	693,4500
525	4,75	3.002,00	1,08	164,00	1,56	255,8400
689	4,15	2.838,00	0,48	55,00	1,99	109,4500
744	5,18	2.783,00	1,51	61,00	2,59	157,9900
805	4,75	2.722,00	1,08	202,00	2,35	474,7000
1007	4,94	2.520,00	1,27	150,00	1,00	150,0000
1157	3,4	2.370,00	-0,27	116,00	-0,59	-68,4400
1273	3,35	2.254,00	-0,32	259,00	-0,07	-18,1300
1532	3,92	1.995,00	0,25	132,00	-0,04	-5,2800
1664	3,38	1.863,00	-0,29	149,00	-0,24	-35,7600
1813	3,72	1.714,00	0,05	156,00	-0,44	-68,6400
1969	3,18	1.558,00	-0,49	71,00	-0,72	-51,1200
2040	3,44	1.487,00	-0,23	132,00	-0,31	-40,9200
2172	3,59	1.355,00	-0,08	168,00	0,34	57,1200
2340	4,09	1.187,00	0,42	197,00	0,14	27,5800
2537	3,39	990,00	-0,28	149,00	-0,52	-77,4800
2686	3,43	841,00	-0,24	212,00	-0,63	-133,5600
2898	3,28	629,00	-0,39	142,00	-0,63	-89,4600
3040	3,43	487,00	-0,24	103,00	-0,12	-12,3600
3143	3,79	384,00	0,12	128,00	0,42	53,7600
3271	3,97	256,00	0,30	119,00	0,60	71,4000

3390	3,97	137,00	0,30	53,00	0,53	28,0900
3443	3,9	84,00	0,23	84,00	0,23	19,3200
3527	3,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000
				3.527,00	45,90	5.987,83
				$I_2 = S(DX \cdot DZ) / SL^2 =$		0,0004813
				OBS: $I_1 = Z/X =$		0,0023419

3.1.7 – Cálculo do Tempo de Concentração

Fórmula de George Ribeiro:

$$t_c = 16 \cdot L / [1,05 - 0,2 \cdot p] \cdot (100 \cdot I)^{0,04}$$

onde:

$p = 0,200$ (fração da área coberta de vegetação)

$L = 3,527$ Km, Comprimento do Talvegue (curso d' água principal)

$I = 0,00048$ Declividade média do álveo

donde:

$t_c = 63,082$ minutos

t_c adotado = 60 minutos

3.1.8 – Intensidade da Precipitação

Será utilizada a Equação de chuvas de Belém, a saber:

$$i = 2300 \cdot Tr^{0,2} / (d+20)^{0,91}$$

onde

Tr : Período de Retorno, em anos

d : duração da chuva, em minutos

i : intensidade da precipitação, em mm/h.

Considerando, no caso de dimensionamento de canais de macro-drenagem que o Período de Retorno deve ser superior a 20 anos, e que no estudo de pequenas bacias a chuva que provoca o maior deflúvio tem duração ao tempo de concentração da bacia, então:

$Tr = 20$ anos

$d = 60$ minutos.

Donde,

$$i = 2300 \cdot Tr^{0,2} / (d+20)^{0,91} = 2300 \cdot 20^{0,2} / (60+20)^{0,91} = 75,021 \text{ mm/h}$$

3.1.9 – Hidrogramas das Sub-bacias

Os Hidrogramas das Sub-bacias encontram-se calculados em planilha Excel a seguir:

Planilha 2: Cálculo dos hidrogramas Unitários Triangulares dos lançamentos (galerias).

Parâmetros do Hidrograma

Unidade de Tempo de Cálculo, utd:	20 minutos
Duração da Chuva ou Tempo de ascensão do Hidrograma, d:	60 minutos
Tempo de Recessão do Hidrograma, tr:	100 minutos
Intensidade da Chuva, i:	78 Mm
Coeficiente de homogeneização de dados, k:	2.7778E-07

utd	t, min	Sub-bacia ou Seção:	ST	N1	N2	N3	N4
		Área, m2:	3919109	592233	194282	160800	189285
		qunitária, m3/s	QT	Q1	Q2	Q3	Q4
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	20	4,33333E-06	17,0	2,6	0,8	0,7	0,8
2	40	8,66667E-06	34,0	5,1	1,7	1,4	1,6
3	60	0,000013	50,9	7,7	2,5	2,1	2,5
4	80	0,0000104	40,8	6,2	2,0	1,7	2,0
5	100	0,0000078	30,6	4,6	1,5	1,3	1,5
6	120	0,0000052	20,4	3,1	1,0	0,8	1,0
7	140	0,0000026	10,2	1,5	0,5	0,4	0,5
8	160	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

utd	t, min	Sub-bacia ou Seção:	N5	N6	N7	N8	N8
		Área, m2:	101139	439179	129951	129951	57464
		qunitária, m3/s	Q5	Q6	Q7	Q8	Q8
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	20	4,33333E-06	0,4	1,9	0,6	0,6	0,2
2	40	8,66667E-06	0,9	3,8	1,1	1,1	0,5
3	60	0,000013	1,3	5,7	1,7	1,7	0,7
4	80	0,0000104	1,1	4,6	1,4	1,4	0,6
5	100	0,0000078	0,8	3,4	1,0	1,0	0,4
6	120	0,0000052	0,5	2,3	0,7	0,7	0,3
7	140	0,0000026	0,3	1,1	0,3	0,3	0,1
8	160	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

		Sub-bacia ou Seção:	N15	N16	N17	N18	N19
		Área, m2:	439179	103053	170591	181839	204444

utd	t, min	qunitária, m3/s	Q15	Q16	Q17	Q18	Q19
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	20	4,33333E-06	1,9	0,4	0,7	0,8	0,9
2	40	8,66667E-06	3,8	0,9	1,5	1,6	1,8
3	60	0,000013	5,7	1,3	2,2	2,4	2,7
4	80	0,0000104	4,6	1,1	1,8	1,9	2,1
5	100	0,0000078	3,4	0,8	1,3	1,4	1,6
6	120	0,0000052	2,3	0,5	0,9	0,9	1,1
7	140	0,0000026	1,1	0,3	0,4	0,5	0,5
8	160	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

		Sub-bacia ou Seção:	N20	N21	N22	N23	N24
		Área, m2:	128307	29547	26023	439179	202663
utd	t, min	qunitária, m3/s	Q20	Q21	Q22	Q23	Q24
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	20	4,33333E-06	0,6	0,1	0,1	1,9	0,9
2	40	8,66667E-06	1,1	0,3	0,2	3,8	1,8
3	60	0,000013	1,7	0,4	0,3	5,7	2,6
4	80	0,0000104	1,3	0,3	0,3	4,6	2,1
5	100	0,0000078	1,0	0,2	0,2	3,4	1,6
6	120	0,0000052	0,7	0,2	0,1	2,3	1,1
7	140	0,0000026	0,3	0,1	0,1	1,1	0,5
8	160	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

		Sub-bacia ou Seção:	N9	N10	N11	N12	N13
		Área, m2:	739325	88989	88989	90539	50794
utd	t, min	qunitária, m3/s	Q9	Q10	Q11	Q12	Q13
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	20	4,33333E-06	3,2	0,4	0,4	0,4	0,2
2	40	8,66667E-06	6,4	0,8	0,8	0,8	0,4
3	60	0,000013	9,6	1,2	1,2	1,2	0,7
4	80	0,0000104	7,7	0,9	0,9	0,9	0,5
5	100	0,0000078	5,8	0,7	0,7	0,7	0,4
6	120	0,0000052	3,8	0,5	0,5	0,5	0,3
7	140	0,0000026	1,9	0,2	0,2	0,2	0,1
8	160	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

		Sub-bacia ou Seção:	N14	N8
		Área, m2:	129951	129951
utd	t, min	qunitária, m3/s	Q14	Q15
0	0	0	0,0	0,0
1	20	4,33333E-06	0,6	0,6
2	40	8,66667E-06	1,1	1,1
3	60	0,000013	1,7	1,7
4	80	0,0000104	1,4	1,4
5	100	0,0000078	1,0	1,0
6	120	0,0000052	0,7	0,7
7	140	0,0000026	0,3	0,3
8	160	0	0,0	0,0

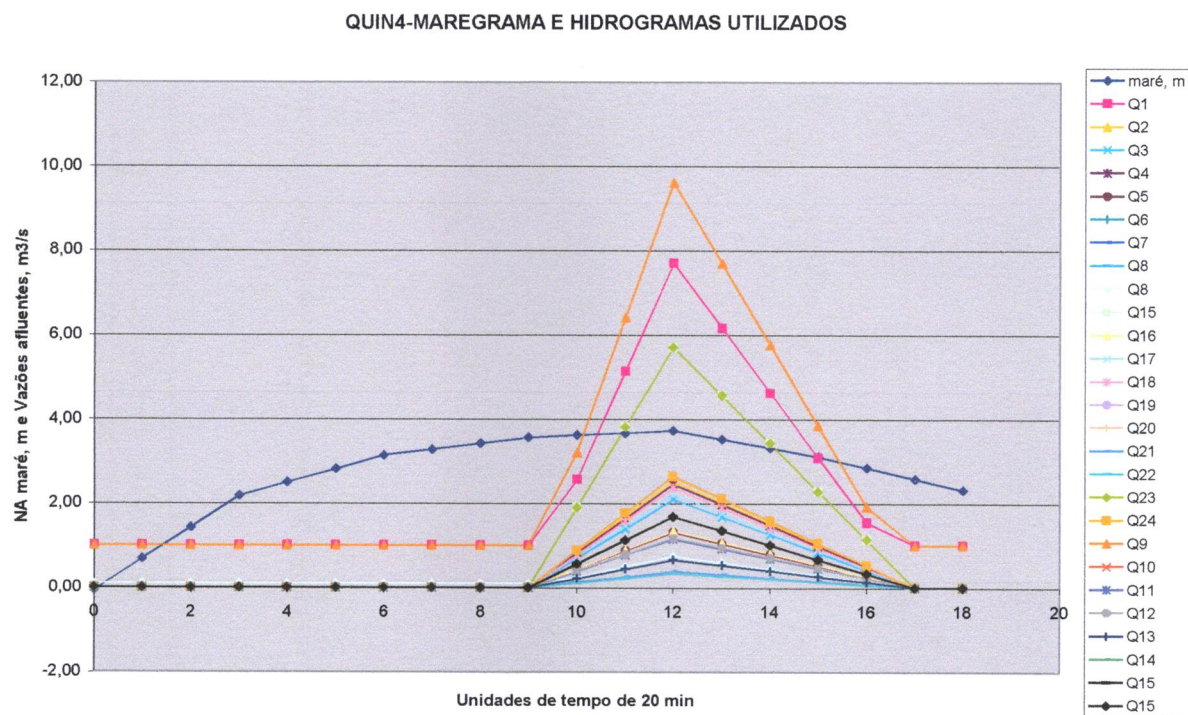


Fig. 15. Maregrama e Hidrogramas Calculados.

3.2 – ESTUDO DE MARÉS

O canal selecionado, a Quintino, em Belém – PA, desemboca no rio Guamá, que sofre influências de fortes marés. Assim há a necessidade de selecionar uma maré representativa para a simulação hidrodinâmica. Para representar a condição mais desfavorável de descarga de deflúvio para o rio, selecionou-se a maior maré histórica de Belém, e que é apresentada na Planilha 3 e figura 16

Planilha 3: Maré selecionada

Tempo Horas	maré do dia 00/00/00	Maré Selecionada
1	-0,07	
2	-0,06	-0,06
3	2,18	2,18
4	3,13	3,13
5	3,56	3,56
6	3,72	3,72
7	3,11	3,11
8	2,32	2,32
9	1,46	
10	0,84	
11	0,46	
12	0,27	
13	-0,01	
14	-0,15	
15	1,38	
16	3,36	
17	3,59	
18	3,49	
19	2,99	
20	2,32	
21	1,56	
22	0,92	
23	0,48	
24	0,13	

Maré selecionada

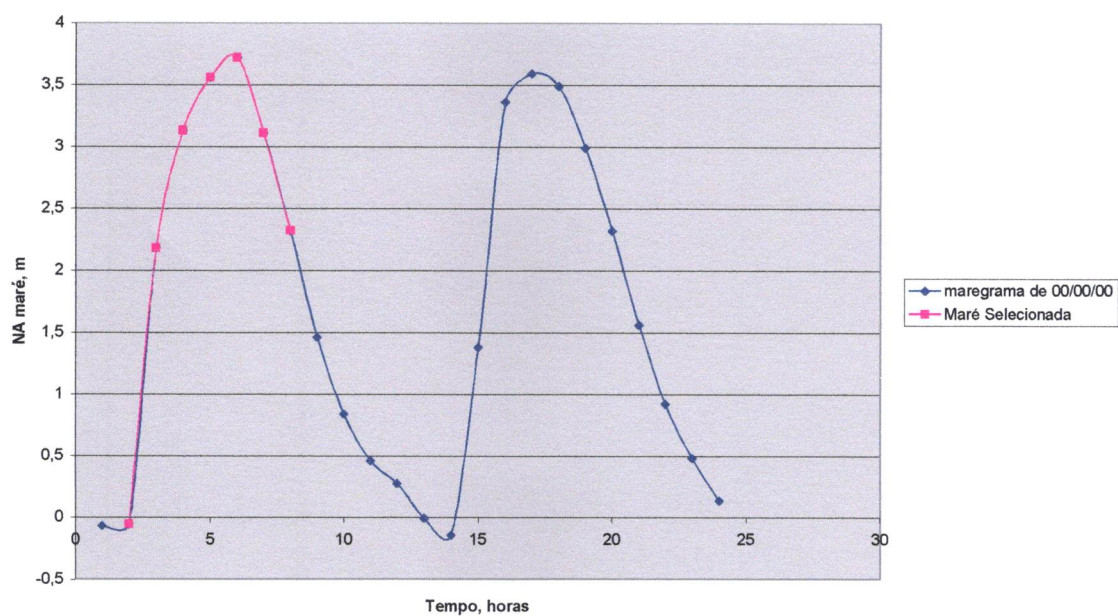


Fig. 16. Maregrama Selecionado

3.3 – SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO ESCOAMENTO HIDRODINÂMICO

Nesta simulação é utilizado o programa CLiv desenvolvido pela FCHT – EPUSP – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Este programa abre e lê plantas topográficas com curvas de nível em formato de dxf sobre as quais se pode traçar os canais de drenagem, sendo que o programa extrai ainda as seções transversais nos nós de cálculo introduzidos no traçado. Como condições de contorno o programa aceita confluências, hidrogramas de entrada, linmigramas bem como curvas chaves de saída (efluentes).

Na entrada de dados o CLiv apresenta telas de traçado do canal, de edição de nós e de edição de trechos. Na simulação, o programa requer um cálculo prévio feito em regime permanente de modo que ela apresenta duas telas a de regime permanente e a de regime transitório.

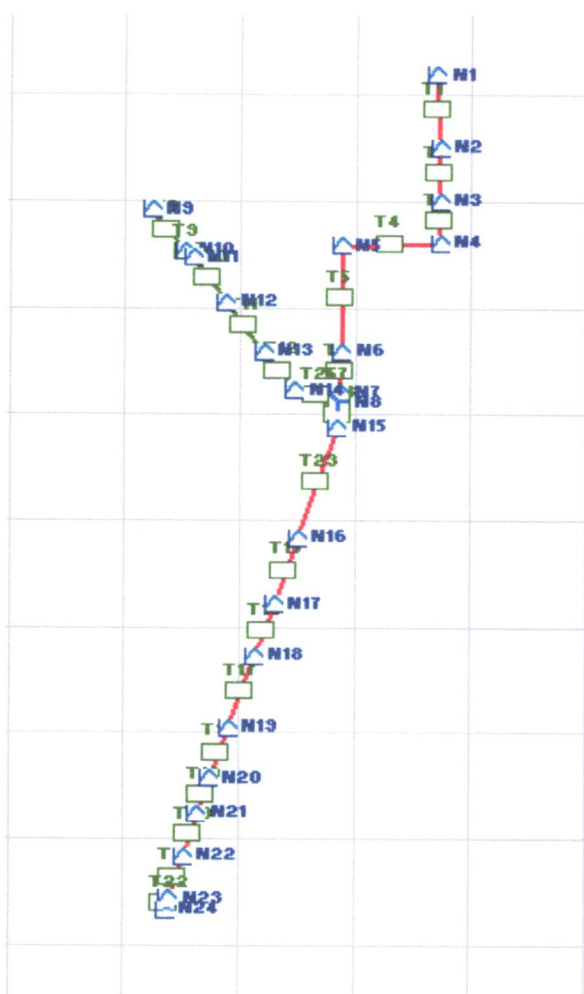


Fig. 17. Tela de Traçado do Canal

Dados do Trecho:

Nome do trecho: Nó Inicial:

Distância Real (m): Nó Final:

Comprimento p/ Cálculo (m):

Nº de Subdivisões:

Vazão no Trecho (m³/s):

Rugosidade:

Curva de NA x n:

n Manning p/ o Trecho:

Opção de Cálculo: ☒ Valor ☐ Curva

Planície Lateral:

Curva de NA x Lplanície:

Cota Inicial (m):

Distância para geração (m):

Fig. 18. Cliv. Tela de Edição de Trechos do canal:

Definição do Nó

Dados do Nó N1

Coordenadas UTM Norte: Este:

Coefficiente de Perda Local:

Condição externa:

Lei de Vazão x Tempo:

Seção:

Nome da Seção:

Cota de Fundo:

Tipo de nó:

☒ Seção

☐ Transição

☐ Confluência

Situação

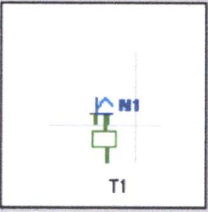


Fig. 19. Tela de Edição de Nós do canal:

3.3.1 – Condições de Contorno

As condições de contorno para o cálculo do escoamento hidrodinâmico no canal Quintino são os hidrogramas das contribuições de galerias no canal, calculados conforme explanado atrás e o nível d'água a maré na foz o mesmo. Tratando-se de um cálculo dinâmico houve a necessidade de utilizar um maregrama e o escolhido foi o da maior maré já ocorrida em Belém. Para avaliar a condição mais desfavorável, aplicou-se por fazer coincidir os picos dos hidrogramas da bacia com o da maré.

Para coincidência da estabilização do regime hidrodinâmico do canal com a maré, considerando que o canal tem 7 seções com 10 sub-divisões cada, o que resulta em 170 passos de cálculo para que a influência do nível de maré chegue até a cabeceira, há necessidade de atrasar o início das chuvas do tempo equivalente aos 170 passos. Considerando o tempo de 1 segundo para cada passo de cálculo tens o tempo de 170 segundos que, arredondando para 180 segundos resulta em 3 horas, ou seja, $3 \times 3 = 9$ intervalos de tempo de 20 minutos.

O intervalo de saída do resultado é feito a cada 720 passos de cálculo de 1 segundo.

3.3.2 – Traçado do Canal

O traçado do canal foi feito em planta digital do levantamento aerofotogramétrico de Belém, com curvas de nível de 2 em 2 metros na qual foram interpoladas algumas curvas de nível intermediárias (3,5 e 3,5) aproveitando-se os pontos cotados disponíveis na planta. Foi traçado um canal trapezoidal de talude variável com as seguintes bocas: 10 metros na cabeceira do canal da 14 de março, 8 metros na cabeceira do canal da Dr. Moraes e 12 metros na confluência destes com o canal da Quintino e seguintes larguras de fundo: 4 metros na cabeceira do canal da 14 de março, 1 metros na cabeceira do canal da Dr. Moraes e 6 metros na confluência destes com o canal da Quintino, todos permanecendo com a mesma largura e com os seus fundos na cota zero, exceto o canal da Dr. Moraes que foi mantido com a cota 1.

Com base nesses canais foram estabelecidas as seções transversais coincidindo com lançamentos de galerias.

Planilha 4: Coordenadas e Áreas das Seções

Canal	Seção ou Nó	Coordenadas		Área m2
		X (E)	Y (N)	
C1	N1	4843983	202216	592233
	N2	4843787	202223	194282
	N3	4843639	202225	160800
	N4	4843528	202223	189285
	N5	4843518	201976	101139
	N6	4843232	201979	439179
	N7	4843111	201974	129951
	N8	4843088	201974	129951
	N8	4843088	201974	57464
	N15	4842904	201927	439179
	N16	4842725	201867	103053
	N17	4842542	201808	170591
	N18	4842399	201761	181839
	N19	4842207	201696	204444
	N20	4842068	201648	128307
	N21	4841975	201619	29547
	N22	4841855	201582	26023
	N23	4841740	201548	439179
	N24	4841711	201539	202663
C2	N9	4843615	201503	739325
	N10	4843506	201583	88989
	N11	4843487	201603	88989
	N12	4843366	201687	90539
	N13	4843230	201783	50794
	N14	4843126	201861	129951
	N8	4843088	201974	129951

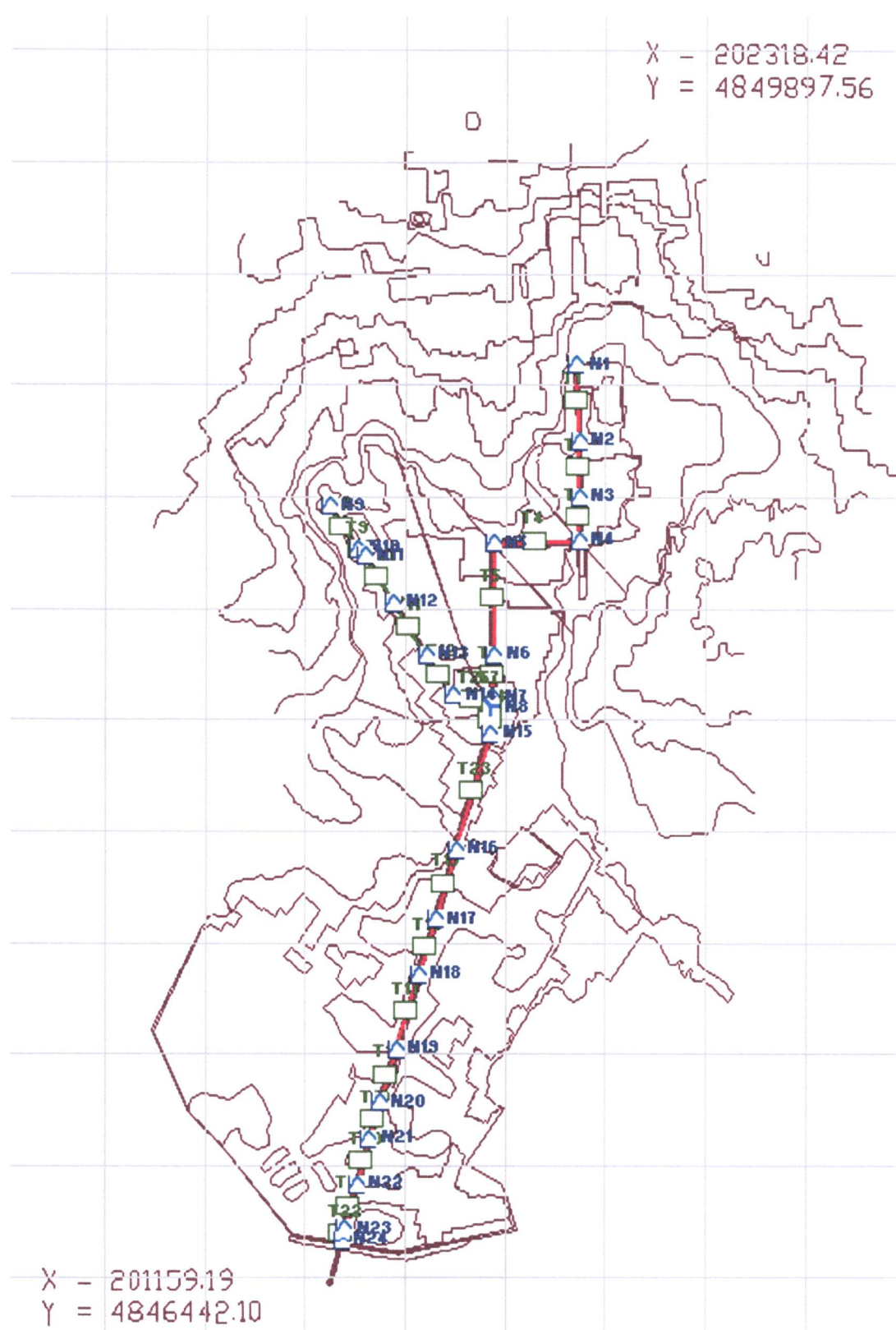


Fig. 20. Cliv. Tela de Traçado do canal sobre curvas de nível



Fig. 21. Cliv. Tela da Bacia com ruas, curvas e traçado do canal:

3.3.3 – Cálculo Hidrodinâmico e Resultados

O Cálculo foi feito com o programa Cliv.

Simulação de Regime Transitório

Dados Gerais da Simulação:

No. Máximo Iterações:	10
Tolerância máxima para vazão (m^3/s):	0,01
Tolerância máxima para NA (m):	0,01
Rugosidade default (n Manning):	0,02
Vazão específica ($l/(s \cdot km)$):	0

Dados para a simulação de Transitório:

Instante inicial de cálculo (s):	0
Instante final de cálculo (s):	21600
Intervalo de tempo de dados (s):	1200
Intervalo de tempo de cálculos (s):	1
Passo de saída p/ resultados:	720
Coeficiente de implicidade temporal:	0,7
Constante p/ viscosidade artificial:	0

Comandos

Inicia

Pausa

Planilha

Esquema Gráfico

Despreza Conv.

Atualiza

Esq. de Cálculo

☒ Preissmann

☐ Mac Cormack

Composição da Rede

☐ Nós

☐ Trechos

☒ Cálculo do regime permanente Iteração: 0

☒ Cálculo do regime transitório Instante: 0

Arquivo de resultados: Ainda não definido.

Cancela

Fig. 22. Cliv. Tela de Parâmetros da Simulação do Regime Transitório.

Os resultados foram os seguintes:

Gráfico da Vazão e Linha d'água apresentado pelo CLiv:

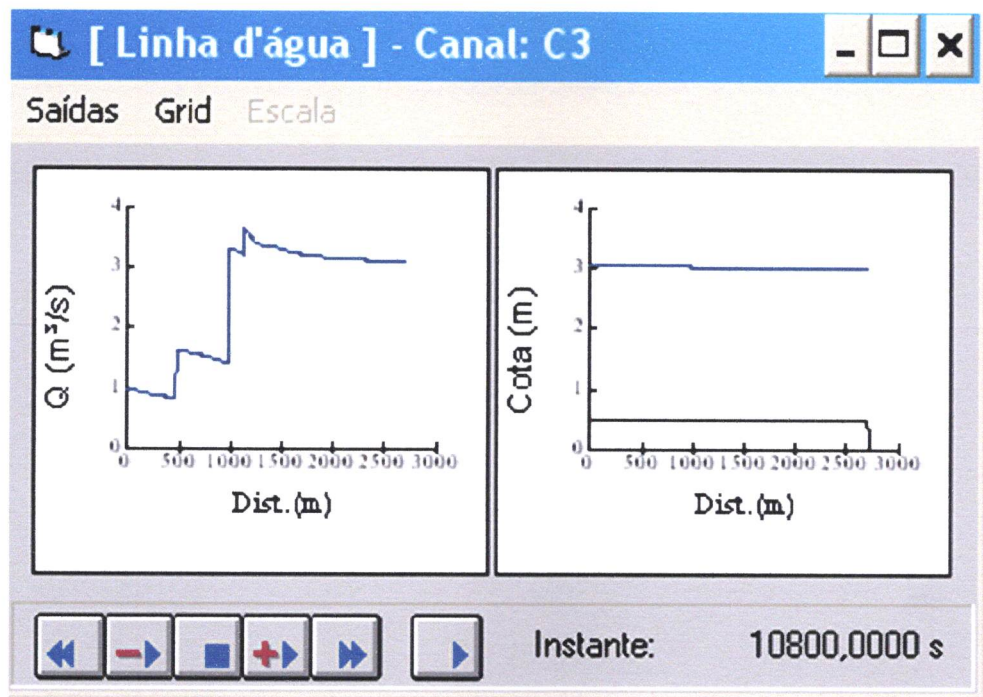


Fig. 23. Cliv. Tela de Resultados da Simulação Hidrodinâmica. Vazões e Linha d'água.

Planilha 5: de Vazões e Linhas d' água exportada pelo CLiv
 Planilha de Resultados para T = 10800 s ; T = 3 horas ; Utc = 15

Vazões		Linha água	
Dist. (m)	Q (m³/s)	Dist. (m)	Cota (m)
0	1.000001	0	3.045719
17.37546	0.992815	17.37546	3.045702
34.75091	0.985637	34.75091	3.045683
52.12637	0.978459	52.12637	3.045662
69.50182	0.971297	69.50182	3.045639
86.87728	0.964152	86.87728	3.045614
104.2527	0.95703	104.2527	3.045587
121.6282	0.949953	121.6282	3.045557
139.0036	0.942934	139.0036	3.045525
156.3791	0.935971	156.3791	3.04549
173.7546	0.928308	173.7546	3.045503
191.13	0.920706	191.13	3.045431
204.7672	0.915361	204.7672	3.045404
218.4044	0.91005	218.4044	3.045378
232.0415	0.904772	232.0415	3.045352
245.6787	0.899516	245.6787	3.045327
259.3159	0.894316	259.3159	3.045303
272.9531	0.889141	272.9531	3.045279
286.5903	0.883993	286.5903	3.045256
300.2274	0.878876	300.2274	3.045234
313.8646	0.873789	313.8646	3.045214
327.5018	0.868729	327.5018	3.045195
341.139	0.863697	341.139	3.045176
351.6054	0.859856	351.6054	3.045158
362.0719	0.856014	362.0719	3.04514
372.5384	0.852193	372.5384	3.045121
383.0048	0.848384	383.0048	3.045103
393.4713	0.844587	393.4713	3.045084
403.9377	0.840796	403.9377	3.045065
414.4042	0.83702	414.4042	3.045045
424.8707	0.833252	424.8707	3.045024
435.3371	0.829475	435.3371	3.045002
445.8036	0.825722	445.8036	3.04498
456.2701	0.821962	456.2701	3.044956
478.3942	1.634849	478.3942	3.043018
500.5184	1.627194	500.5184	3.042735
522.6426	1.619518	522.6426	3.04246
544.7668	1.611842	544.7668	3.042192
566.891	1.604121	566.891	3.041932
589.0152	1.596398	589.0152	3.041678
611.1394	1.588639	611.1394	3.041433
633.2636	1.580878	633.2636	3.041197
655.3878	1.573107	655.3878	3.040971
677.512	1.565365	677.512	3.040752
699.6362	1.557643	699.6362	3.040544
725.0009	1.548233	725.0009	3.040297
750.3655	1.537762	750.3655	3.040061
775.7301	1.526263	775.7301	3.039837
801.0947	1.513875	801.0947	3.039626

826.4594	1.500772	826.4594	3.039427
851.824	1.487086	851.824	3.039243
877.1886	1.472994	877.1886	3.039075
902.5532	1.458621	902.5532	3.038925
927.9178	1.444019	927.9178	3.038794
953.2825	1.429206	953.2825	3.038675
978.6471	1.414134	978.6471	3.038563
990.2916	3.309404	990.2916	3.032452
1001.936	3.303742	1001.936	3.032148
1013.581	3.297865	1013.581	3.03185
1025.225	3.291828	1025.225	3.031556
1036.87	3.285531	1036.87	3.031268
1048.514	3.278966	1048.514	3.030986
1060.159	3.272067	1060.159	3.030711
1071.803	3.264763	1071.803	3.030443
1083.448	3.257037	1083.448	3.030183
1095.092	3.248902	1095.092	3.029928
1106.737	3.240297	1106.737	3.029681
1108.374	3.238715	1108.374	3.03076
1110.011	3.236522	1110.011	3.031215
1111.647	3.233789	1111.647	3.031447
1113.284	3.230577	1113.284	3.031582
1114.921	3.22695	1114.921	3.031667
1116.558	3.22298	1116.558	3.031725
1118.195	3.218799	1118.195	3.031766
1119.832	3.214504	1119.832	3.031797
1121.469	3.210147	1121.469	3.031828
1123.105	3.205902	1123.105	3.031849
1124.742	3.201855	1124.742	3.031861
1134.742	3.64513	1134.742	3.031806
1152.461	3.60308	1152.461	3.031749
1170.181	3.562166	1170.181	3.031683
1187.9	3.523187	1187.9	3.031608
1205.619	3.487148	1205.619	3.031518
1223.338	3.454884	1223.338	3.031409
1241.058	3.427272	1241.058	3.03127
1258.777	3.405148	1258.777	3.031081
1276.496	3.388414	1276.496	3.030815
1294.215	3.375814	1294.215	3.030427
1311.935	3.36651	1311.935	3.029789
1329.654	3.360425	1329.654	3.028553
1358.451	3.353084	1358.451	3.027982
1387.249	3.345834	1387.249	3.027421
1416.046	3.338594	1416.046	3.02687
1444.844	3.330611	1444.844	3.026406
1473.641	3.320161	1473.641	3.026043
1502.439	3.306894	1502.439	3.025657
1531.236	3.291959	1531.236	3.025252
1560.034	3.276653	1560.034	3.024826
1588.831	3.262097	1588.831	3.024369
1617.629	3.249636	1617.629	3.023867
1646.426	3.240498	1646.426	3.0233
1665.397	3.235785	1665.397	3.022967
1684.367	3.231112	1684.367	3.022632

1703.338	3.22651	1703.338	3.022295
1722.308	3.222006	1722.308	3.021958
1741.279	3.217585	1741.279	3.021618
1760.25	3.213234	1760.25	3.021277
1779.22	3.208997	1779.22	3.020933
1798.191	3.204861	1798.191	3.020587
1817.161	3.200825	1817.161	3.02024
1836.132	3.196909	1836.132	3.019891
1855.103	3.193106	1855.103	3.019539
1868.221	3.190531	1868.221	3.019259
1881.34	3.188045	1881.34	3.018973
1894.459	3.185642	1894.459	3.018681
1907.578	3.183319	1907.578	3.018383
1920.697	3.181077	1920.697	3.018078
1933.816	3.178916	1933.816	3.017765
1946.935	3.176827	1946.935	3.017447
1960.054	3.174798	1960.054	3.017121
1973.173	3.172853	1973.173	3.016788
1986.292	3.170942	1986.292	3.016448
1999.41	3.169106	1999.41	3.016099
2018.489	3.166513	2018.489	3.015661
2037.567	3.163978	2037.567	3.015223
2056.646	3.16151	2056.646	3.014786
2075.724	3.159092	2075.724	3.014349
2094.802	3.156705	2094.802	3.013914
2113.881	3.154339	2113.881	3.01348
2132.959	3.151969	2132.959	3.013048
2152.037	3.149601	2152.037	3.012619
2171.116	3.147218	2171.116	3.012192
2190.194	3.144838	2190.194	3.011768
2209.272	3.142449	2209.272	3.011345
2222.538	3.140815	2222.538	3.011052
2235.804	3.13918	2235.804	3.01076
2249.07	3.137589	2249.07	3.010468
2262.336	3.136027	2262.336	3.010176
2275.602	3.134524	2275.602	3.009884
2288.868	3.133061	2288.868	3.009592
2302.134	3.131668	2302.134	3.0093
2315.399	3.130355	2315.399	3.009007
2328.665	3.129098	2328.665	3.008714
2341.931	3.127904	2341.931	3.00842
2355.197	3.126773	2355.197	3.008125
2363.921	3.126068	2363.921	3.007937
2372.646	3.125388	2372.646	3.007749
2381.37	3.124743	2381.37	3.00756
2390.094	3.124119	2390.094	3.00737
2398.819	3.123515	2398.819	3.00718
2407.543	3.122941	2407.543	3.006988
2416.268	3.122379	2416.268	3.006796
2424.992	3.121826	2424.992	3.006603
2433.716	3.12131	2433.716	3.006409
2442.441	3.120814	2442.441	3.006214
2451.165	3.120339	2451.165	3.006018
2462.782	3.11975	2462.782	3.005744

2474.399	3.119196	2474.399	3.005471
2486.016	3.118709	2486.016	3.005197
2497.633	3.118277	2497.633	3.004924
2509.25	3.117882	2509.25	3.004649
2520.867	3.117537	2520.867	3.004375
2532.484	3.11724	2532.484	3.004099
2544.101	3.116986	2544.101	3.003824
2555.718	3.116771	2555.718	3.003547
2567.334	3.116597	2567.334	3.003271
2578.951	3.116453	2578.951	3.002994
2589.74	3.116363	2589.74	3.002735
2600.529	3.116298	2600.529	3.002477
2611.317	3.116247	2611.317	3.002221
2622.106	3.116231	2622.106	3.001965
2632.894	3.116214	2632.894	3.001712
2643.683	3.11622	2643.683	3.00146
2654.471	3.116238	2654.471	3.001209
2665.26	3.11626	2665.26	3.000959
2676.049	3.11629	2676.049	3.00071
2686.837	3.116338	2686.837	3.000463
2697.626	3.1164	2697.626	3.000217
2700.956	3.11642	2700.956	3.000199
2704.286	3.116438	2704.286	3.000181
2707.616	3.116448	2707.616	3.000163
2710.946	3.116461	2710.946	3.000144
2714.276	3.116473	2714.276	3.000125
2717.606	3.116477	2717.606	3.000105
2720.936	3.116483	2720.936	3.000084
2724.266	3.116484	2724.266	3.000064
2727.596	3.116489	2727.596	3.000043
2730.927	3.116491	2730.927	3.000021
2734.257	3.116488	2734.257	3

Gráfico da Vazão:

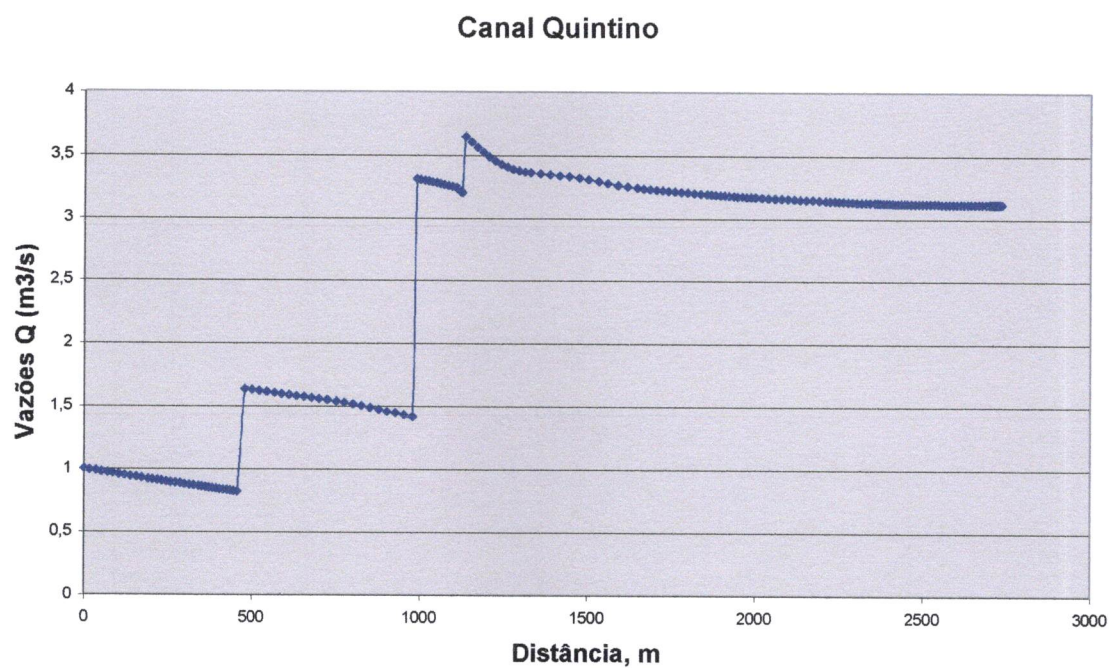


Fig. 24. Gráfico de Vazões ao longo do Canal

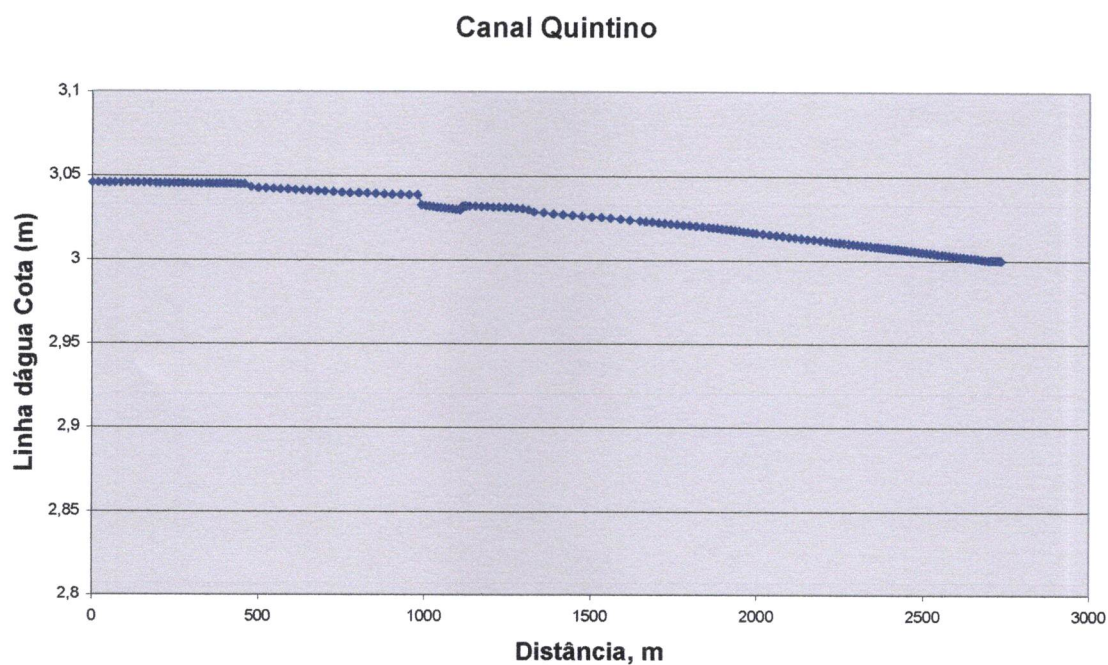


Fig. 25. Gráfico da Linha d'água ao longo do canal:

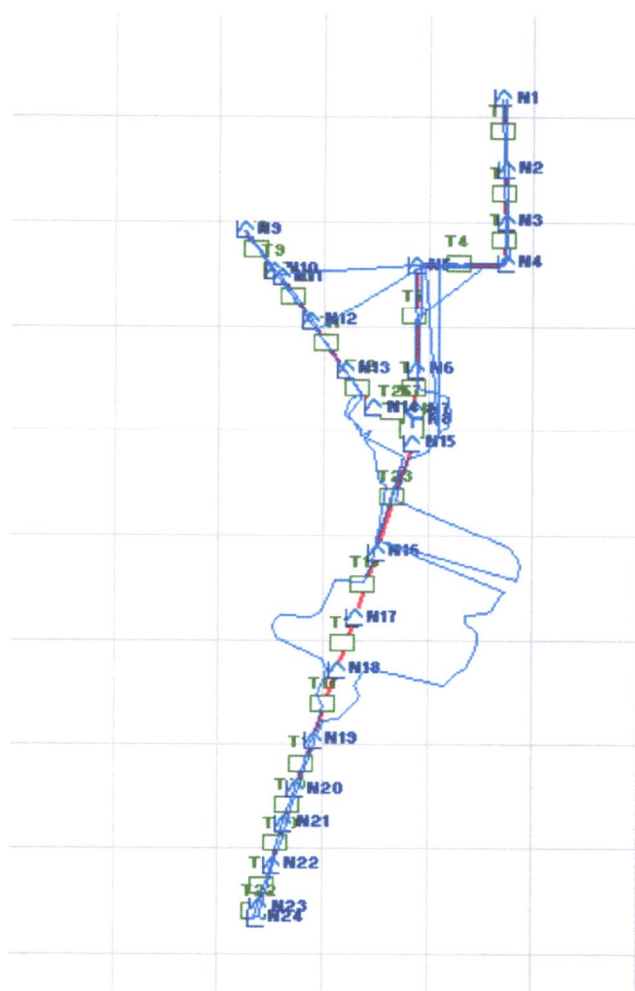


Fig. 26. Cliv. Tela de Resultados: Traçado do Canal com as manchas de inundação:

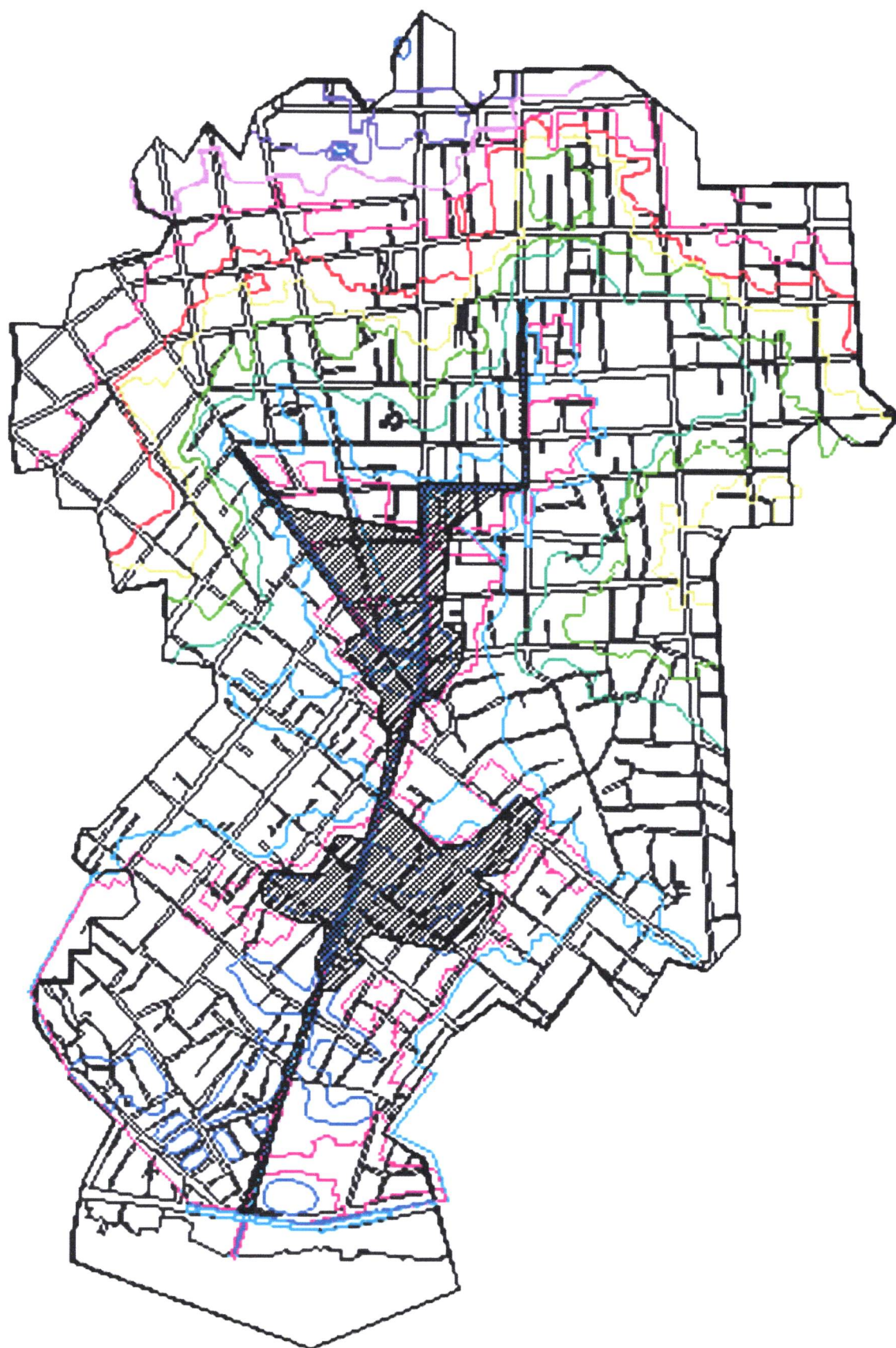


Fig. 27. Manchas de inundação transportadas para a planta do Canal no autocad.

4 PROPOSTA DE INTERVENÇÃO NO CANAL HIDRODINÂMICO NO TAPAJÓS

4.1 - CANAL ORIUNDO

O presente trabalho contempla a redução de metas para o Projeto de Macro-drenagem do igarapé "Oriundo", localizado no Município de Itaituba-PA.

Com o objetivo de compatibilizar a execução do projeto com os recursos disponíveis, optou-se por dividir o empreendimento em etapas, ficando estabelecido para a etapa 1 as considerações a seguir:

- o trecho a executar corresponde à extensão de 1.640,00m tendo início na estaca 0 e final na estaca 82, compreendendo o canal e as duas vias marginais;
- o pavimento das vias será em CBUQ e terá espessura 3cm;
- parte do material escavado para conformação do leito do canal deverá ser aproveitado na conformação das marginais, sendo observado se a qualidade do material atende as exigências especificadas;

Na determinação de qualquer estudo hidrológico que tenha como objetivo o cálculo da descarga a partir da chuva que lhe deu origem, torna-se necessária à adoção de parâmetros de cálculos, de definição complexa, e cujos resultados precisam de uma análise criteriosa. Entretanto, em qualquer processo, a quantificação do deflúvio e da descarga superficial efetivamente escoada tem proporcionalidade direta com a área da bacia envolvida, sendo também em função da intensidade, duração e distribuição temporal e espacial da chuva considerada, definida para um determinado período de recorrência.

4.2 – MÉTODO DE CÁLCULO

Por apresentar área da bacia contribuinte de 440ha, as descargas efluentes ao sistema foram determinadas através do Método Racional, pois tal procedimento nos fornece resultados satisfatórios para bacias de área contribuinte inferior a 500ha.

$$Q = C \times I \times \frac{Ac}{3600} \text{ l/s}$$

onde:

C = Coeficiente de escoamento superficial, adimensional – admitiu-se = 0,6;

I = intensidade de precipitação, em mm/h;

Ac = Área da bacia contribuinte, em m²

4.2.1 - ÁREA DA BACIA CONTRIBUINTE (Ac)

Delimitada a partir do levantamento topográfico planialtimétrico

$$Ac = 4400000 \text{ m}^2$$

$$Ac = 440 \text{ ha}$$

4.2.2 - CHUVA DE PROJETO

A chuva de projeto a ser considerada no dimensionamento do sistema é a adotada pela Prefeitura Municipal de Itaituba, definida pela expressão:

$$i = \frac{2300 T^{0.20}}{(t+20)^{0.91}}$$

onde:

i= Intensidade pluviométrica em mm/h

T= Período de Recorrência em anos, adotado 25 anos;

t= duração em minutos.

A duração da chuva de projeto foi estabelecida pela equação de Kirpich, a seguir:

$$T_c = 57 (L^3/H)^{0.385}$$

onde:

Tc = tempo de concentração, em minutos;

L = Comprimento do talvegue, em Km;

H = Desnível geométrico em m.

4.3 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O dimensionamento hidráulico foi feito considerando-se os seguintes parâmetros:

- Velocidade mínima = 0,75 m/s
- Velocidade máxima = 2,50 m/s
- Paredes não revestidas
- inclinação dos taludes = 1/1,5

O cálculo foi feito pela expressão de Chezy, com o coeficiente de Manning e a equação de continuidade, que resultamos:

$$AR^{2/3} = \frac{n \times Q}{I^{1/2}}, \text{ onde:}$$

A = área molhada, em m²

R = Raio hidráulico, em m

n = Coeficiente de Manning, 0,025

I = Declividade, em m/m

Q = Vazão, em m³

4.3.1 – SEÇÃO DE ESCOAMENTO DO CANAL

A seção de escoamento apresentada será trapezoidal com as seguintes características:

- talude = 1:1,5
- borda livre = 0,50m
- altura útil = h
- largura do fundo = b
- largura da boca = B

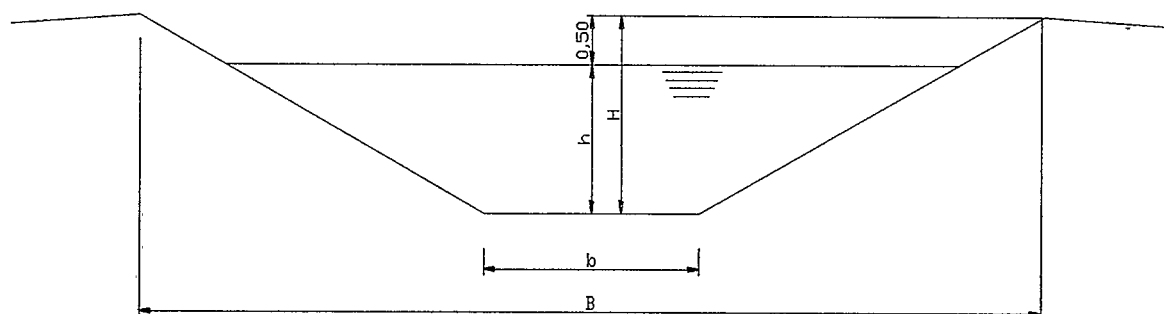


Fig. 28 – Seção do escoamento do canal Oriundo

4.3.2 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO FINAL

Para definição da nova seção transversal foram adotados os seguintes critérios:

a) Lâmina d'água mínima:

A determinação das lâminas d'água máxima teve como base o estudo hidrológico e a área da bacia de contribuição;

b) Elevação das vias marginais:

Para definição das elevações das vias marginais foi considerada uma altura de borda livre de 0,50m acima da cota do nível d'água máximo, evitando-se desta forma que ocorra alagamento nas vias marginais por ocasião das cheias.

c) Profundidade:

Procurou-se adotar profundidades razoavelmente pequenas com a finalidade de se evitar taludes de grandes dimensões.

4.4- PROJETO DE MACRODRENAGEM

4.4.1 GENERALIDADES:

Constitui-se o Sistema de Águas Pluviais (microdrenagem), em um dos principais equipamentos urbanos construídos, objetivando a rápida remoção dos volumes de água de origem pluvial que de outra forma causariam diversos transtornos à população.

Tem assim o Sistema de Drenagem de Águas Pluviais os seguintes objetivos:

- a - Escoar as águas precipitantes sobre a área de projeto, encaminhando os deflúvios através de um conjunto, racionalmente planejado, de dispositivos e instalações;
- b - Evitar a erosão dos taludes e dos terrenos, ao mesmo tempo em que dentro de critérios adequados, impede o assoreamento das calhas fluviais;
- c - Impedir a retenção destes deflúvios, por períodos prolongados, evitando-se o comprometimento sanitário em razão da estagnação das águas.
- d - Permitir a recuperação das áreas atualmente comprometidas por retenção de águas que, depois de drenadas, favorecerão o seu aproveitamento. Para alcançar estes objetivos foram analisadas as condições de escoamento e propostas soluções racionais.

4.4.2- CARACTERÍSTICAS DO PROJETO:

O projeto de drenagem aqui apresentado atenderá exclusivamente a drenagem das vias marginais do Canal, entretanto, para o seu dimensionamento foram consideradas as área de contribuições externas. A macrodrenagem projetada servirá de ponto de espera para a rede coletora futura, evitando-se que, na hipótese de implantação de rede coletora após a pavimentação das vias, estas venham a ser danificadas.

As cotas de terreno adotadas foram as do greide de projeto do Sistema Viário. Chamamos atenção para este fato, pois eventuais mudanças na execução deste greide influenciam diretamente na eficiência do Sistema de drenagem.

Para efeito de dimensionamento, considerou-se que todo o volume de águas pluviais irá escoar para as sarjetas a serem instaladas nos bordos das vias, as quais terão caimento longitudinal direcionado para as bocas de lobo, que se apresentam interligadas aos poços de visita. Para isso, a tubulação deverá ser implantada no centro das vias.

Para definição do comprimento máximo de sarjeta, ou seja, seguimento máximo de sarjeta entre duas bocas-de-lobo considerou-se, além da capacidade de engolimento das bocas de lobo, a lâmina d'água formada pela própria sarjeta e parte da pista por onde haverá o escoamento longitudinal. Admitiu-se como faixa de alagamento da pista, aquela correspondente à formação de uma lâmina de 6cm de altura, a qual é perfeitamente aceitável, pois, com lâmina d'água inferior a 10cm não se verifica a retenção de rolagem de pneus e com isto não se compromete à segurança do tráfego.

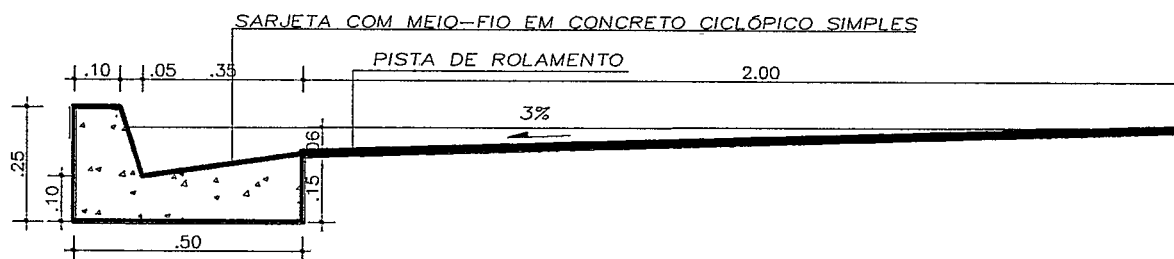


Fig. 29 – Perfil das sarjetas e pista de rolamento

A) Traçado:

O traçado da rede coletora possibilita drenar satisfatoriamente as contribuições pluviais, ao mesmo tempo otimizando o uso das bocas de lobo, visando minimizar o custo do sistema.

B) Material:

As galerias serão constituídas de tubos de concreto armado, ponta e bolsa, classe CA-1.

4.4.3 – ACESSÓRIOS:

A) Bocas de lobo:

Destinam-se a captar as águas pluviais, encaminhando-se aos poços de visita através dos tubos de ligação. Serão locadas nas sarjetas, em pontos adequados. Os tubos de ligação serão de concreto armado CA-1 com diâmetro 400mm e declividade de 0,0100m/m. Quando houver duas bocas de lobo interligadas, a tubulação que sai da segunda BL para o poço de visita será com diâmetro 500mm.

B) Poços de visita:

Os poços de visita foram locados em pontos convenientes, a fim de possibilitar:

Ligações das bocas de lobo;
Mudança de declividade das tubulações;
Mudança de diâmetro das galerias;
Mudança de direção das galerias;
Inspeção e limpeza das galerias

C) Ala de Lançamento:

Tendo em vista que serão aproveitados os lançamentos os lançamentos existentes na marginal do Canal Oriundo, os quais se dão em trecho de canal com revestimento em concreto, não haverá necessidade de implantação de alas de lançamento.

4.4.4 - CAPACIDADE DE ENGOLIMENTO DA BOCA DE LOBO:

- Boca de lobo simples com depressão na sarjeta:

Área da Boca : $A = 0,200 \text{ m}^2$

Altura máxima disponível: $Y = 0,30 \text{ m}$

Largura útil da boca de lobo: $L = 1,00 \text{ m}$

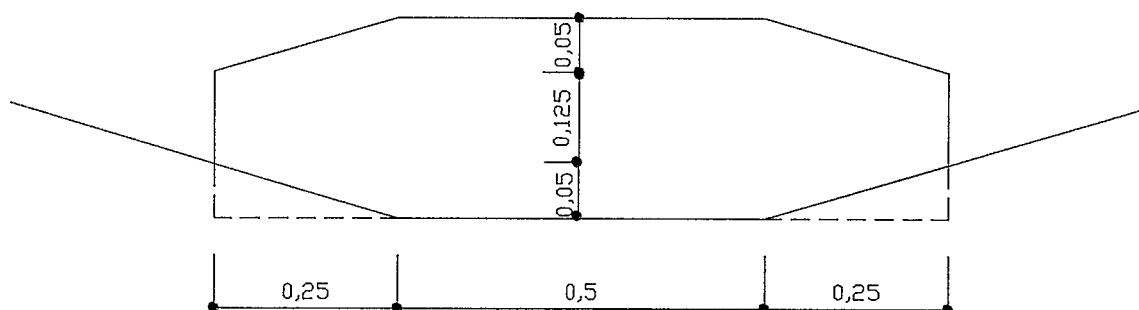


Fig. 30- Perfil de boca de lobo

obs: distâncias em metro

Segundo a fórmula da Universidade John Hopkins a descarga máxima admissível na boca de lobo com as características acima será:

$$Q = L(K + C)Y\sqrt{gY}, \text{ onde}$$

Q = Descarga máxima admissível em m^3/s ;

K = coeficiente adimensional, que para bocas de lobo com depressão pode ser considerado:

$$K = 0.23;$$

Y = Altura disponível na boca de lobo, em m;

g = Aceleração da gravidade, considerada $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

O valor de C é dado por:

$$C = \frac{0,45}{1,12^{xf}}, \text{ sendo:}$$

f = número de Froude, cuja definição é:

$$f = \frac{v}{\sqrt{gy}}, \text{ sendo } v, \text{ a velocidade em m/s}$$

Para velocidade mínima de 1,00m/s, o número de Froude é 0,58 e para velocidade máxima de 4,50m/s, atinge 2,62.

Considerando-se a boca de ralo proposta, que corresponde à boca de ralo simples com entrada rebaixada, tem-se para o projeto tipo os seguintes valores para x , parâmetro de cálculo do coeficiente " C ":

$$x = \frac{L}{\text{tg}\phi}, \text{ onde}$$

a = Altura de depressão abaixo do ponto mais alto da sarjeta, ao longo da depressão, em m;

ϕ = Ângulo transversal da depressão, com a vertical.

Tem-se assim: $a = 0,19 \text{ m}$

$$\text{tg } \phi = 0,0523$$

com isto:

$$x = 100,63 \text{ e assim:}$$

para $v = 1,00 \text{ m/s}$

$$c = 0,0097$$

e para $v = 4,50 \text{ m/s}$

$$c \cong 0$$

Face aos pequenos valores de c , toma-se:

$$c = 0$$

Com isto a descarga máxima permissível para cada boca de lobo é de:

$$Q = 1,0 \times 0,23 \times 0,30 \sqrt{9,81 \times 0,30}$$

$$Q = 0,1184 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 118,4 \text{ l/s}$$

4.4.5- PARÂMETROS DE CÁLCULO:

A) Método de Cálculo:

As descargas afluentes ao sistema de macrodrenagem foram determinadas através do Método Racional, conforme a expressão:

$$Q = C i A / 3,6$$

Onde:

C = Coeficiente de escoamento, adimensional; (adotado $C = 0,6$)

i = Intensidade de precipitação, em mm/h ;

A = área da bacia contribuinte, em km^2 .

B) Chuva de Projeto:

A chuva de projeto a ser considerada no dimensionamento do sistema é a adotada pela Prefeitura Municipal de Belém, definida pela expressão:

$$i = 2300 T^{0.20}$$

$$(t+20)^{0.91}$$

onde:

i = Intensidade pluviométrica em mm/h

T = Período de Recorrência em anos, adotado 10 anos;

t = duração em minutos, mínimo de 5min.

C) Dimensionamento hidráulico:

O dimensionamento hidráulico foi feito considerando-se os seguintes parâmetros para galeria circular de concreto:

Enchimento máximo = 90 %

Diâmetro mínimo = 600 mm

Velocidade mínima = 0,75 m/s

Velocidade máxima = 5,00 m/s

O cálculo da rede foi feito pela expressão de Chezy, com coeficiente de Manning e a equação de continuidade, que resultam:

$$AR^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{I^{1/2}}, \text{ onde;}$$

A = área molhada, em m²;

R = Raio hidráulico, em m;

n = Coeficiente de Manning, 0,013 (concreto);

I = Declividade, em m/m;

Q = Vazão, em m³/s;



Fig. 31 – Planta iluminada do Canal Oriundo

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As conclusões obtidas no presente trabalho dizem respeito ao programa e ao caso estudado.

Quanto ao programa, apresentou-se amigável e poderoso permitindo o levantamento de seções transversais da carta de curvas de nível com apenas um click do mouse o que facilitou muito o trabalho nos ajustes das posições das seções transversais. Também traça automaticamente seções para análise da mancha de inundação. Apresentou, contudo o problema de não exportar o desenho e, mesmo, a planilha de resultados da mancha de inundação, de modo que se foi obrigado a transferir a imagem de tela da mancha de inundação com o Print Screen no Pint brush e copiá-la no autocad após o alinhamento de sua imagem raster.

Quanto ao estudo de caso, foi adotado um canal bastante largo e sem comportas com foz totalmente aberta para o rio guamá atenuando-se uma possível condição futura. O mesmo foi feito para a condição de infiltração da bacia tomando-se um coeficiente de escoamento superficial de $C = 0,8$, que corresponde a um grau muito elevado de impermeabilização. Como resultado encontrou-se que o canal, mesmo bastante largo e profundo, transborda em quase todo o seu perímetro principalmente na região da confluência entre os canais Dr. Moraes e Quartoze de Março e na parte central do trecho entre essa junção e a foz. A mancha de inundação medida foi de 32,4 ha, cerca de 7% da área total da bacia de 441,6 ha.

Como recomendações têm-se as seguintes:

- a) Conseguir uma versão do CLiv com o atributo de exportação da mancha de inundação;
- b) Refinar os estudos para canais revestidos e para outras seções de canais e situações de coincidência entre marés e chuvas;
- c) Apresentar os resultados a prefeitura de Belém e de Itaituba como contribuição da UFPA e FAI no esforço de sanear a cidade.

Com relação ao canal Oriundo, esse sistema de Macrodrenagem servirá para melhorar os problemas de erosão, assoreamento e inundações ao longo dos principais talwegues que afetam de forma direta toda a população itaitubense que reside em torno deste canal, obedecendo às normas da ABNT e o projeto aqui proposto, pois com toda essa dimensão (por apresentar área da bacia contribuinte de 440 ha) é possível ter um escoamento superficial controlado e ordenado.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Souza, Podalyro A.; Martins, José Rodolfo S.; Fadiga Jr., Francisco Martins, Métodos computacionais Aplicados à Engenharia Hidráulica. FCTH / DAEE / EPUSP. 1994. São Paulo.

Bosch Rexroth AG - Hidráulica Básica, 2003. Vol. 1.

BRUNETTI, Franco. Mecânica dos Fluidos. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2008. 2ª Ed. 431 p.

