

SOLUÇÃO NUMÉRICA PARA A OBTENÇÃO DO PERFIL DA LINHA D'ÁGUA EM CANAIS NATURAIS³

Luiz Fernando Coutinho de Oliveira², Sérgio Ricardo Guimarães D'Oliveira³ e Marco Aurélio Monteiro de Lima⁴

ABSTRACT

Numeric Solution for Obtention of the Line Flow Profile in Natural Channels

The aim of this research was to obtain the line flow profile as affected by a weir installed on a natural channel. The channel flow was measured through a suppressed weir. In order to obtain the channel geometric parameters a profile cross section survey was performed at several points, adjusting equations of the power type to describe the top width and the flow area as a function of depth. To obtain the line flow, the numeric solution of Bernoulli equation was used through the finite differences technique. The line flow profile was similar to that observed in the field, suggesting the adequacy of the proposed methodology.

KEY WORDS: Open channel, gradually varied flow, backwater curve

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo a obtenção do perfil da linha d'água do remanso provocado pela instalação de um vertedor em um canal natural. A vazão do canal foi medida por um vertedor sem contração lateral instalado no canal utilizado neste estudo. Para a obtenção dos parâmetros geométricos do canal, procedeu-se ao levantamento do perfil da sua seção transversal em vários pontos. Com os dados obtidos, ajustaram-se as equações do tipo potencial para descrever a largura do espelho d'água e a área molhada em função da profundidade. Para a obtenção do perfil da linha d'água, empregou-se a solução numérica da equação de Bernoulli pela técnica das

1 - Entregue para publicação em outubro de 1998.

2 - Escola de Agronomia da Universidade Federal de Goiás, C.P. 131 - CEP 74 001-970 - Goiânia-GO. E-mail: Ifco@agro.ufg.br

3 - UNIFENAS - Minas Gerais.

4 - Graduando em Agronomia pela UFG, E.mail: maurelio@agro.ufg.br

diferenças finitas. O perfil da linha d'água simulado aproximou-se do observado no campo, o que confere adequação à metodologia proposta neste trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Conduto livre, escoamento gradualmente variado, curva de remanso.

INTRODUÇÃO

A determinação da influência das obras de arte em canais constitui importante problema de engenharia intimamente relacionado a questões de delimitação das áreas inundadas, do volume de água acumulado, da variação das profundidades e do traçado da curva de remanso.

Um problema freqüente em áreas agrícolas drenadas por canais refere-se à elevação do lençol freático em resposta ao aumento do nível d'água no canal, expondo o sistema radicular a um ambiente saturado e, em alguns casos, a ambientes salinos.

Os condutos livres, também chamados de canais, apresentam a superfície d'água em contato com a atmosfera. O estudo do escoamento nestes tipos de condutos é mais complexo em vista da grande variedade de condições que eles podem apresentar devido à variação da superfície livre, no espaço e no tempo, em consequência da declividade e dos parâmetros geométricos do canal, também variáveis (Silvestre 1983).

Segundo Azevedo Netto & Alvarez (1982), no movimento uniforme em um canal, a seção de escoamento e a declividade são constantes, sendo a superfície d'água paralela ao fundo do canal. Este tipo de escoamento raramente ocorre em canais naturais devido às mudanças da profundidade, da largura do espelho d'água e da declividade ao longo do álveo. O escoamento em canais naturais é, portanto, classificado como variável.

A instalação de vertedor em canais, transversalmente à seção de escoamento, provoca uma variação no nível d'água à montante que não acompanha o declive do canal. A curva descrita pela linha d'água recebe o nome de remanso de elevação, em que o movimento é gradualmente variado retardado.

Segundo French (1985) e Silvestre (1983), a determinação da linha d'água em escoamento gradualmente variado é obtida pela solução numérica em que se aplica a técnica das diferenças finitas na equação de Bernoulli, em canais prismáticos de pequenas extensões.

Linsley & Franzini (1978) apresentam um método para resolver problemas de escoamento variável em canais pela aplicação da equação de Bernoulli em trechos do canal de comprimentos infinitesimais. Os autores admitem que a perda de carga em trecho infinitesimal é igual à que seria verificada no movimento uniforme, em que os parâmetros geométricos do canal e a velocidade média de escoamento são iguais às médias dos valores dessas grandezas nas extremidades do trecho considerado.

A possibilidade de se prever o nível d'água à montante do ponto de instalação de um vertedor, por meio de modelos computacionais baseados na equação de Bernoulli, permite uma extraordinária economia de tempo e de recursos financeiros, os quais seriam gastos em estudos experimentais. Contudo, a aplicabilidade de modelos de simulação para diversas condições precisa ser pesquisada, comparando-se os resultados simulados com aqueles observados em experimentos de campo.

Neste sentido, o presente trabalho teve como objetivo desenvolver um modelo computacional que permita a determinação da linha d'água do remanso provocado pela instalação de um vertedor em canais naturais.

MATERIAL E MÉTODOS

O canal natural utilizado no referido estudo abastece a estação de piscicultura, localizado no campus da Universidade de Alfenas. O canal é alimentado à montante por um reservatório de acumulação, onde existe uma estrutura de controle de vazão do tipo comporta.

À jusante foi instalado um vertedor sem contração lateral para medir a vazão de alimentação dos tanques da piscicultura. A vazão foi obtida pela equação de Rehbock, descrita por Neves (1974).

$$Q = C_d L_s \left(\frac{1,782 + 0,24H_s + 0,001}{p} \right) (H_s + 0,0011)^{3/2}$$

$$C_d = 2,9515 \left[0,605 + \left(\frac{H_s - 3l_s}{1050} \right) + \frac{0,08H_s}{p} \right]$$

onde,

Q = vazão, m³s⁻¹;

C_d = coeficiente de descarga;

H_s = carga hidráulica sobre a soleira, m;

L_s = largura da soleira, m; e

p = altura de vertedor, m.

No desenvolvimento do modelo empregado neste estudo, considerou-se um trecho de canal de comprimento dL situado entre duas seções transversais (1) e (2) suficientemente próximas, que funciona em regime permanente gradualmente variado (Figura 1).

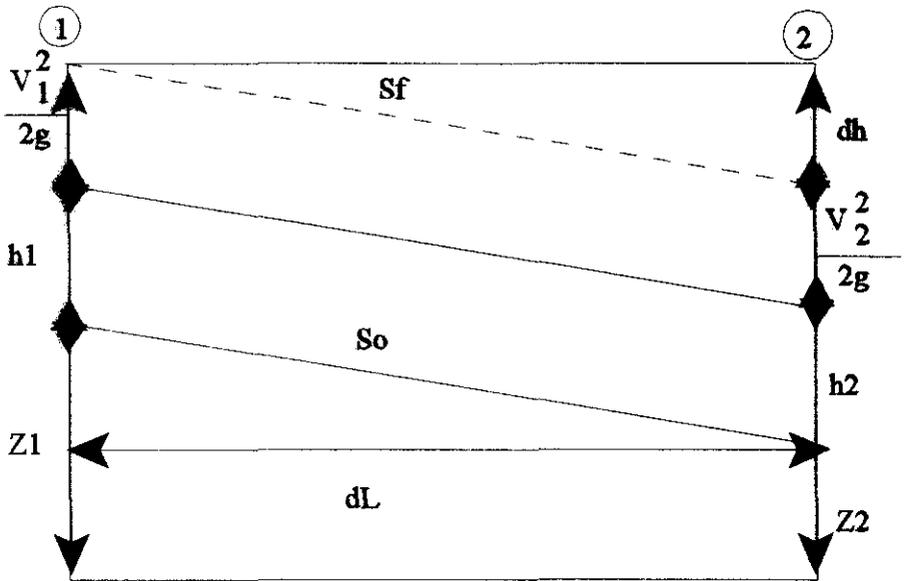


Figura 1. Trecho de um canal de comprimento dL delimitado pelas seções 1 e 2.

Pela a equação de Bernoulli pode-se escrever que:

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + dh \quad [1]$$

onde,

h_1 e h_2 = profundidades nas seções (1) e (2), respectivamente, L;

V_1 e V_2 = velocidades médias nas seções (1) e (2), respectivamente, $L T^{-1}$;

g = aceleração da gravidade, $L T^{-2}$;

Z_1 e Z_2 = cota do fundo do canal em relação ao plano de referência nas seções (1) e (2), respectivamente, L e

S_o = declividade do fundo do canal, $L L^{-1}$;

S_f = gradiente da linha de energia, $L L^{-1}$;

dh = perda de carga por unidade de peso no trecho entre as seções (1) e (2), L.

Fazendo $dz = Z_1 - Z_2$ e $E = h + V^2 / 2g$ (energia específica), têm-se que:

$$dz = E_1 - E_2 + dh \quad [2]$$

onde,

dz = perda de energia de posição por unidade de peso no trecho considerado, L .

Considerando que $dh = S_f \times dL$ e $dz = S_o \times dL$ e fazendo $dE = E_2 - E_1$, obtém-se que:

$$dL = \frac{dE}{(S_o - S_f)} \quad [3]$$

A equação 3 se baseia no princípio de que a variação da energia específica é a diferença entre o trabalho efetuado pela força da gravidade e a dissipação de energia no transporte de líquido entre as seções (1) e (2).

Considerando que, no trecho elementar dL , o escoamento é uniforme, a declividade da linha de energia pode ser obtida pela equação de Manning (equação 4). Na aplicação da equação de Manning, empregam-se os valores médios das grandezas geométricas das seções (1) e (2).

$$S_f \left(\frac{Q_n}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad [4]$$

onde,

Q = vazão no trecho elementar dL , $L^3 T^{-1}$;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área média entre as seções (1) e (2), L^2 e

R = raio hidráulico médio, entre as seções (1) e (2), L .

Em canais naturais, a área molhada não possui forma geométrica definida. A obtenção dos parâmetros geométricos se dá por meio de medições a intervalos de comprimento ao longo do canal, para a obtenção do perfil da seção de escoamento. Segundo Porto *et al.* (1989), a largura do espelho d'água (B) é variável com a profundidade do canal (h), seguindo um modelo potencial (equação 5).

$$B = c h^m \quad [5]$$

onde,

c e m = parâmetros de forma do canal.

Chow (1959) e Henderson (1966) comentam que a área molhada de um canal natural é obtida pela soma dos infinitésimos de áreas. Considerando a área elementar de uma canal natural, conforme apresentado na Figura 2, tem-se que:

$$dA = B dh \quad [6]$$

Substituindo a equação 5 em 6 e integrando para a profundidade do canal, tem-se que:

$$A = \frac{Bh}{m+1} \quad [7]$$

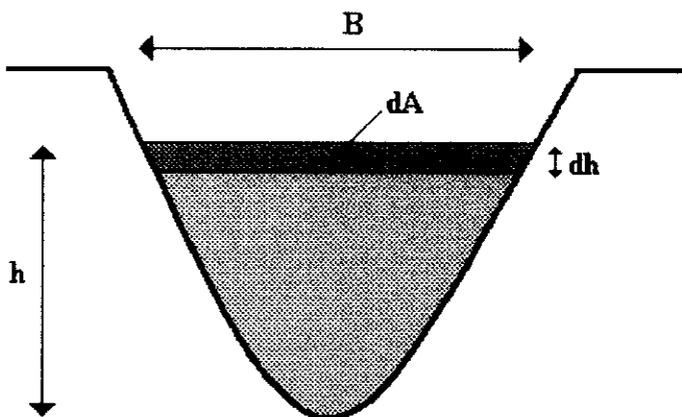


Figura 2. Seção transversal de um canal natural

No estudo de escoamento em canais, faz-se necessário o conhecimento do perímetro molhado (P) e do raio hidráulico ($R_h = A/P$). Faria (1991) apresentou uma metodologia para a determinação do perímetro molhado em canais naturais, baseado na integração numérica de Simpson. A metodologia consiste em dividir a profundidade h do canal em N segmentos, conforme apresentado na Figura 3.

$$N = \frac{h}{dh} \quad [8]$$

Aplicando a integração numérica de Simpson, o perímetro molhado da seção transversal do canal, é dado por:

$$p = \frac{H}{3} (h_o + h_n + 4h_i + 2h_p) + B_o \quad [9]$$

onde,

h_o = profundidade do canal para a largura B_o do espelho d'água, L;

h_n = profundidade do canal para a largura B do espelho d'água, L;

h_i = profundidade do canal para os valores ímpares de N, L;

h_p = profundidade do canal para os valores pares de N, L.

$$H = \frac{(N-1)h}{N^2} \quad [10]$$

$$h_i = h_n + H \, dh \quad [11]$$

$$h_p = 2 \left[\left(\frac{cm \, h^{m+1}}{2h_i} \right)^2 + 1 \right]^{1/2} \quad [12]$$

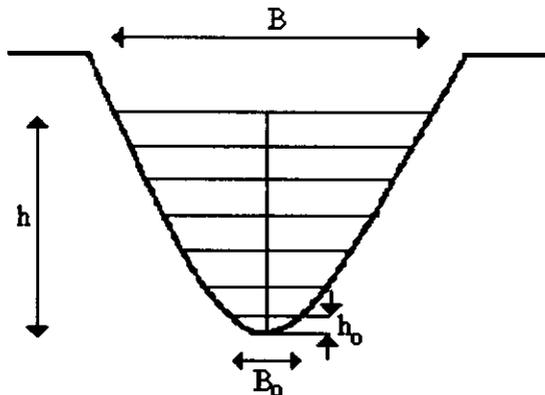


Figura 3. Seção transversal de um canal natural

Para a obtenção dos parâmetros de forma do canal, procedeu-se ao levantamento do perfil da seção transversal em 10 estações à montante do vertedor, distanciadas de 3m entre si. Em cada estação, mediu-se a largura do espelho d'água a cada incremento de 1 cm de profundidade. A partir dos dados levantados, ajustaram-se, através de regressão linear, as equações que descrevem os parâmetros geométricos do canal. Nas mesmas estações mediu-se a profundidade da linha d'água antes e após a instalação do vertedor. A declividade do fundo do canal (S_0) em cada trecho foi obtida a partir do nivelamento geométrico, com auxílio de um nível ótico.

Partindo das profundidades medidas em cada estação, calculou-se a distância à montante do ponto de instalação do vertedor, correspondente à profundidade medida. Para tal, a equação 3 foi escrita na forma de diferenças finitas e resolvida para as seguintes condições de contorno:

- para $L = 0$ (ponto de instalação do vertedor), $h = H_s$ (carga hidráulica medida sobre a soleira do vertedor)
- para $L \rightarrow \infty$, $h = h_n$ (profundidade normal antes da instalação do vertedor)

O ajuste entre os perfis da linha d'água, simulado e observado, foi medido pelo erro relativo médio (ERM), dado pela equação 13.

$$ERM = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \left| \frac{LS_i - Lo_i}{Lo_i} \right|}{N} \right] \quad [13]$$

onde,

LS_i = valor do comprimento do remanso simulado;

Lo_i = valor do comprimento do remanso observado;

i = ordem do trecho e

N = número de trechos.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A vazão de alimentação dos tanques da piscicultura, medida através do vertedor instalado no canal, foi de 0,008 m³/s. Com base na vazão medida, estimou-se o valor médio do coeficiente de rugosidade de Manning pela utilização da equação 4, igual a 0,0435.

Com base nos levantamentos dos perfis da seção transversal do canal, ajustaram-se através de regressão linear os coeficientes das equações 5 e 7 (Tabela 1). As equações obtidas para descrever a largura do espelho d'água e a área molhada apresentaram um bom ajuste aos perfis levantados no campo.

Tabela 1. Equações ajustadas para descrever os parâmetros geométricos do canal, em função da profundidade (h).

Seção	Largura do espelho d'água B (m)	Área molhada A (m ²)	R ²
1	$B = 0,8196 h^{0,1760}$	$A = 0,8503 B h$	0,9696
2	$B = 0,8196 h^{0,1760}$	$A = 0,8503 B h$	0,9600
3	$B = 0,7220 h^{0,1792}$	$A = 0,8480 B h$	0,8341
4	$B = 0,7086 h^{0,1567}$	$A = 0,8645 B h$	0,9029
5	$B = 0,7556 h^{0,1820}$	$A = 0,8460 B h$	0,8797
6	$B = 0,7180 h^{0,1875}$	$A = 0,8421 B h$	0,9019
7	$B = 0,8231 h^{0,3010}$	$A = 0,7686 B h$	0,8714
8	$B = 0,6465 h^{0,2096}$	$A = 0,8267 B h$	0,7635
9	$B = 0,5331 h^{0,4024}$	$A = 0,7131 B h$	0,8547
10	$B = 0,4971 h^{0,4767}$	$A = 0,6772 B h$	0,8868

Os valores dos comprimentos correspondentes às profundidades medidas no canal, obtidos pela solução numérica da equação 3, estão apresentados na Tabela 2. Para as últimas seções, observa-se uma redução do comprimento do remanso. Isto se deve principalmente ao ajuste das equações que descrevem os parâmetros geométricos do canal para as seções 7 a 10. Observa-se, na Tabela 2, uma redução da velocidade de escoamento e o aumento de energia específica à medida que se aproxima do ponto de instalação do vertedor, o que caracteriza o escoamento como gradualmente variado retardado. A cota do nível d'água se iguala à profundidade normal a uma distância à montante do ponto de instalação do vertedor de 27 m.

O erro relativo médio entre os comprimentos observados e simulados de 5,3% foi relativamente baixo, o que garante a confiabilidade da metodologia utilizada. A Figura 4 apresenta os perfis da linha d'água antes e após a instalação do vertedor. Observa-se, na referida Figura 4, uma boa aproximação entre os valores observados, o que confirma o baixo valor do ERM.

Tabela 2. Planilha de cálculo do perfil da linha d'água

h^1	B	A	P	R_h	V	E	S_o	S_f	L_{sim}	L_{obs}
m	m	m^2	m	m	$m s^{-1}$	m	$m m^{-1}$	$m m^{-1}$	m	m
0,235	0,635	0,127	0,914	0,139	0,06	0,24			0,00	0,00
0,220	0,628	0,117	0,884	0,133	0,07	0,22	0,0055	0,0001	2,78	3,00
0,210	0,546	0,097	0,798	0,122	0,08	0,21	0,0033	0,0002	5,93	6,00
0,152	0,527	0,069	0,697	0,099	0,12	0,15	0,1040	0,0003	10,15	9,00
0,151	0,536	0,068	0,693	0,099	0,12	0,15	0,0010	0,0006	12,37	12,00
0,150	0,503	0,064	0,662	0,096	0,13	0,15	0,0067	0,006	15,54	15,00
0,130	0,445	0,045	0,556	0,801	0,18	0,13	0,0067	0,0011	18,94	18,00
0,110	0,407	0,037	0,513	0,072	0,22	0,11	0,0070	0,0023	23,00	21,00
0,110	0,219	0,017	0,322	0,053	0,47	0,12	0,0030	0,0066	25,41	24,00
0,105	0,174	0,013	0,284	0,046	0,62	0,13	0,0030	0,2093	25,73	27,00

- 1 - h = profundidade; B = largura do espelho d'água; A = área molhada; P = perímetro molhado; R_h = raio hidráulico; V = velocidade média de escoamento; E = energia específica; S_o = declividade do trecho; S_f = declividade da linha de energia; L_{sim} - comprimento simulado; L_{obs} - comprimento observado.

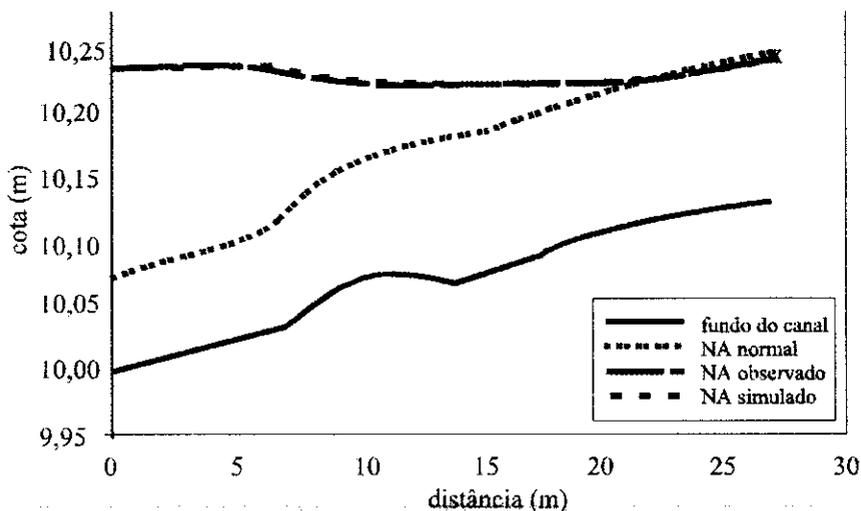


Figura 4. Perfil da linha d'água no canal remansado

CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos pode-se concluir que as equações que descrevem os parâmetros geométricos do canal apresentaram um bom ajuste, o que permitiu a utilização das mesmas na solução numérica da equação diferencial empregada para a obtenção do perfil da linha d'água.

A metodologia utilizada no presente trabalho se revelou adequada na obtenção do perfil da linha d'água em canais naturais com um erro relativo médio de 5,3% entre os valores de comprimento do remanso observado e simulado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo Netto, J. M. & G. A. Alvarez. 1982. Manual de hidráulica. Vol. 2. Edgard Blucher, São Paulo. 719 p.
- Chow, V. T. 1959. Open-channel hydraulics. New York, McGraw-Hill. 540 p.
- Faria, M. A. 1991. Irrigação por superfície. ESAL, Lavras, MG. (notas de aula)
- French, R. H. 1985. Open-channel hydraulics. New York, McGraw-Hill. 705 p.
- Henderson, F. M. 1966. Open-channel hydraulics. Sidney, Macmillan. 522 p.
- Linsley, R. K. & J. A. Franzini, 1978. Engenharia de recursos hídricos. São Paulo. McGraw-Hil do Brasil. 798 p.
- Neves, E. T. 1974. Curso de hidráulica. Porto Alegre, Globo. 577 p.
- Porto, C. A., L. C. Pavani, & J. C. C. Saad. 1989. Relatório sobre aplicação dos métodos de entrada e saída e do balanço volumétrico para a estimativa da infiltração de Kostiaikov-Lewis, para irrigação por sulcos de infiltração. UNESP, Botucatu, SP. (mimeo).
- Silvestre, P. 1983. Hidráulica geral. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro. 319 p.