

潮汐のせき上げを受ける洪水流に関する実験

豊橋技術科学大学大学院 学生員 ○山本拓治
 豊橋技術科学大学工学部 学生員 古橋利浩
 豊橋技術科学大学工学部 正員 中村俊六

1. 緒言 低平地の地盤沈下や市街化の進展に伴って、河川下流部において高潮や潮汐のせき上げを受ける洪水波の伝播状況の解析には、今後ますます高精度化が要求されるものと思われる。こうした問題については、矢野・足立らの先駆的研究をはじめとして、宇野木ら⁽¹⁾、神田ら⁽²⁾、による研究例があるが、今なお必ずしも十分とは言えない状況にあるものと思われる。通常の一次元不定流解析法で懸念される点のひとつは、潮汐等のせき上げを受けて流速分布が変形し、運動量やエネルギーの補正係数が1.0よりも大きくなったり、粗度係数に修正を迫られたりすることはないか、ということである。本報告はこうした点を実験的に検討した結果を報告するものである。

2. 実験装置 実験水路はフラップ式の潮汐発生装置のついたプール(W:1.1m×L:3.2m×D:0.4m)にアルミニウム製チャンネル15m(W:0.125m×D:0.065m)を、勾配1/1000で接続したものである。チャンネルは河道部、プールは流入する内湾部にそれぞれ相当する。河道部の底部には、イボ状人工粗度として合成樹脂性マットを貼付した。上流端には、パーシャルフリュームが接続されている。また、河口から4.35m上流の地点には、透明の側壁部を設けて、水素気泡法による流速分布測定ができるように工夫した。水素気泡列の撮影にはビデオカメラを用いている。

3. 予備実験 予備実験として、(I)等流状態におけるマンニングの粗度係数 n を求める実験、(II)下流のプールでせき上げられた不等流における n を求める実験、および(III)水路勾配を下流部5m:1/150、中上流部10m:1/500として潮汐のせき上げを受ける洪水流を流した実験、を行なった。実験(II)および(III)によって得られた粗度係数 n の値を表-1に示す。なお、(II)の場合の粗度係数の計算には表-2の(3)式を用いている。⁽⁴⁾

表-1 等流および不等流における粗度係数

等流		不等流	
流量 (ℓ/s)	粗度係数	流量 (ℓ/s)	粗度係数
0.144	0.0194	0.16	0.0203
0.727	0.0144	0.60	0.0165
1.02	0.0130	1.00	0.0156

表-2 本文中に使用する諸式

式	番号
$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} + n^2 \frac{U U }{R^{4/3}} = 0$	(1)
$s = \int_A \left(\frac{U}{U} \right)^3 \frac{dA}{A}, \quad \alpha = \int_A \left(\frac{U}{U} \right)^3 \frac{dA}{A}$	(2)
$n^2 = 2 \left\{ \left(H_1 + \frac{U_1^2}{2g} \right) - \left(H_2 + \frac{U_2^2}{2g} \right) \right\} / \left\{ \left(\frac{U_1^3}{R_1^{4/3}} + \frac{U_2^3}{R_2^{4/3}} \right) \Delta x \right\}$	(3)

g: 重力の加速度 x: 主流方向距離 n: マニングの粗度係数
 A: 流水断面面積 U: 断面平均流速 t: 時間
 R: 径深 H: 水位

4. 潮汐のせき上げを受ける洪水流の実験

プール内に潮汐を発生させるとともに、河道内に洪水流を流下させた実験の結果を示せば、図-1のようである。同図には表-2の(1)式⁽⁵⁾に対して、陰型式差分法を適用した数値解析結果も併記した($\Delta x = 1m$, $\Delta t = 5秒$)。図-1には、上から順に、(A)流量および河口水位(境界条件)と河道内2地点の水位の実測値と計算値、(B)河口より4.35m地点における流速分布の実測結果から求めた α , β (表-2中の式(2)から算出)、および(C)数値計算における表-2中の式(1)の各項の値の4.0m地点での値と(D)

12 m 地点での値、の各時間変化、および(E)、(B)図における α 、 β の値を算定するのに用いた流速分布の実測値、を示してある。なお(A)中の数値計算は、不等流における粗度係数実測結果の値について行なわれており、(C)および(D)はさらにこれらの値を算術平均したもの ($n=0.0175$) を用いた場合の計算値である。また、(A)図において $0.0058Q^{-0.14}$ と記された n の値は、表-1 の(Ⅲ)の結果から、流量 Q の違いに基づく n の変化を最小自乗法的に求めたものであり、その式を用いた計算結果は、(A)図中に破線で示されている。

さて、これらの図を見ると以下のように理解されよう。

(1)(A)図から、上下流部とも、粗度係数としては $Q=0.6 \text{ l/s}$ のときの実測値 (0.0165) を用いたときの計算結果が実測の水位変化と最もよく適合している。(2)、(B)図および(E)図から、流速分布は潮汐のせき上げを受けてかなり変形し、それに伴って α 、 β の値もかなり変化する。(3)しかしながら(C)および(D)図から、 α 、 β の関与する項のオーダーは他の項のそれに対してかなり小さくなっている。(4)なお、(ここには示さなかったが)木路勾配が急な予備実験(Ⅲ)の結果を見ると α 、 β の値はこの結果よりも大きくなるが、非定常項および慣性項は他の項に比してもう少し小さくなっている。

これらの結果から以下のように考察できる。すなわち、(i) (1)の結果から、等流計算による粗度係数の値は計算に用いるには小さ過ぎる。また、流量の変化に応じて粗度係数を変化させても、特に適合性が良くなるわけではなく、粗度係数としては、不等流計算から求めた値の平均的な値が妥当である。(ii)(2)、(3)および(4)の結果から、 α 、 β の値はかなり大きくなることがあるが、きわめて勾配の緩い感潮河川では、各項のオーダーが接近する一方で、流速分布の変形が小さく α 、 β が 1.0 に近い値になることが推察される。

5. 結言 以上のことから、下流端境界条件として実測の河口水位を用い、対象洪水の各流量に対応して不等流計算から実測された平均的な粗度係数を用いれば、河床勾配がきわめて緩い感潮河川の場合、潮汐のせき上げを受ける洪水流の計算には、少なくとも流速分布が変形することの効果は必ずしも導入する必要がないものと推論できよう。

参考文献 (1)矢野、足立ら：寝屋川模型実験，京大防災研年報，1956。(2)宇野木：河川潮汐の研究，海岸工学講演会，1969。(3)神田ら：洪水と高潮の同時生起時の河川水位について，建設工学研究所報告，1982。(4)日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準(案)。(5)土木学会編：木理公式集

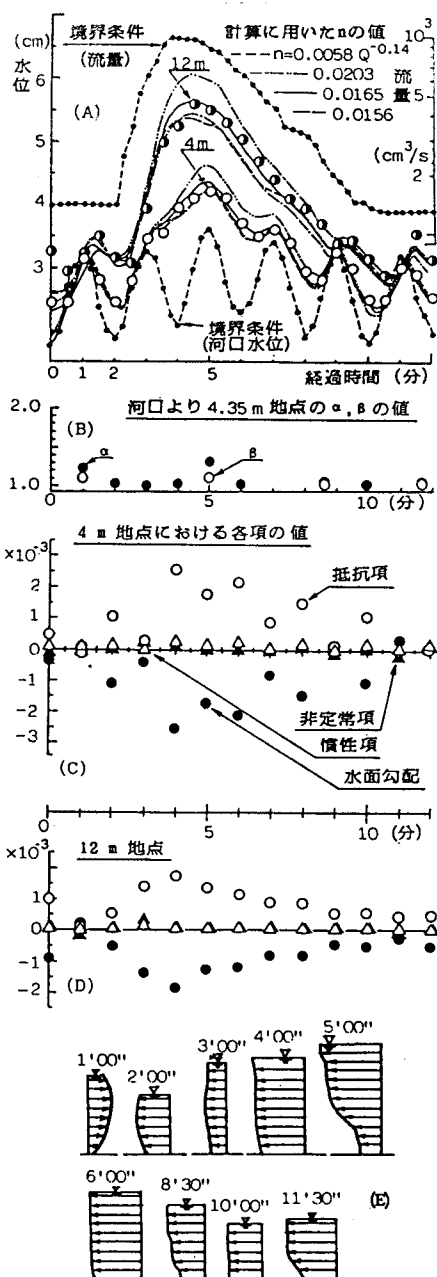


図-1 実験結果