

II-327

洪水流における水理構造の変化について

北海道開発局 開発土木研究所 正員 喜澤一史・山下彰司・島谷部寿人
北海道大学 正員 長谷川 和義

1. はじめに

洪水時の流速分布がどのようなになっているのか、現在のところよくわかっていない。本論は 1997 年 8 月 9 日～10 日に北海道胆振地方の鵡川で発生した洪水について ADCP(超音波多層式流速計—Acoustic Doppler Current Profilers)により測定した洪水初期の流速分布を報告するとともに、そのデータを用いて非定常流の特性や時間変化を調べ、非定常特性に影響を及ぼす卓越した因子について考察するものである。

2. 観測

鵡川は流域面積 1,270km²、幹川流路延長 135km を有する北海道の河川としては中規模の一級河川で、観測地点はその中流部に位置する穂別橋地点である。対象洪水は図-2 に示すように観測地点近傍の穂別水位観測所で最高水位 H=56.47m(計画高水位 H=57.70m)に至る大規模な洪水だったが、観測開始から 7 時間 30 分後には河床の反射波(Bottom Track)が得られなくなったことや上流から流木などの浮遊障害物が多数流下し観測機器設置の維持が困難となったため洪水初期のうちに観測を終了することとなったが、洪水初期の分布は十分に収集できた。図-1 にその実測分布を示す。横軸は流速、縦軸は実測水深を全水深で除した無次元水深である。ADCP はその構造上水面から 60cm の範囲が測定できないため、水深の浅い観測開始時の流速データは河床付近のみしか得られない。ADCP の測定方法は、測定ピッチを最短の 0.15m、サンプリングインターバルを 5sec とし、FRP 製の無人の小型ボートに取付けて観測位置が変わることがないようにロープで穂別橋の欄干に結束して係留しながら測定した。

3. 理論検討の準備

①対数則理論式

得られた実測流速分布を対数則にあてはめて相当粗度 k_s を最小二乗近似して求めるとともに、実測分布と対数則理論分布との比較を行う。式(1)に実測流速データ($\bar{u}$)を代入し最小二乗近似する k_s を求めた。

$$u = (8.5 + 2.5 \ln \frac{z}{k_s}) u_* (t) \quad (\text{完全粗面}) \quad k_s = \text{相当粗度高、} z = \text{全水深、} u_* = \text{摩擦速度} \quad (1)$$

②非定常理論式

長谷川¹⁾らは非定常流の流速分布を導き、形状に影響を与える水理パラメータを見出している。ここでは同様の解析を行うこととし、ここでは導かれた最終の基礎式を記すこととする。

$$\frac{3\phi}{\kappa} \left(\frac{c}{U} - 1 \right) \left(\frac{1}{U} \frac{\partial h}{\partial t} \right) + \frac{4(i_f - I)}{\kappa \phi i_f} = N(N+1) \quad - \frac{\phi}{\kappa} \left(\frac{c}{U} - 1 \right) \left(\frac{1}{U} \frac{\partial h}{\partial t} \right) - \frac{2i_f - I}{\kappa \phi i_f} = F$$

$$\frac{d}{d\zeta} \left\{ \zeta (1 - \zeta) \frac{d\phi}{d\zeta} \right\} + N(N+1)\phi = F \quad (2)$$

ここに $\zeta = z/h$ 、 $\phi = U/u_*$ (流量係数)、 $I = i + (\partial h / \partial t) / c$ (水面勾配)、 $i_f = u_*^2 / (gh)$ (エネルギー勾配)

F, N は水位変化量 $(\partial h / \partial t)$ とエネルギー勾配 (i_f) によって支配される水理パラメータ、 ϕ は平均流速からのズレ幅である。ところで、上記のエネルギー勾配が正確に計測できれば理論値と実測値の比較が可能となるが、その観測が非常に困難であることから、今回は実測分布と最も近似する (i_f / I) を求め F, N を推定した。

4. 考察

キーワード：非定常流速分布、河床粗度、エネルギー勾配

連絡先：〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 開発土木研究所 河川研究室 Tel 011-841-1111

得られた理論流速分布を実測分布に重ねたのが図-1である。

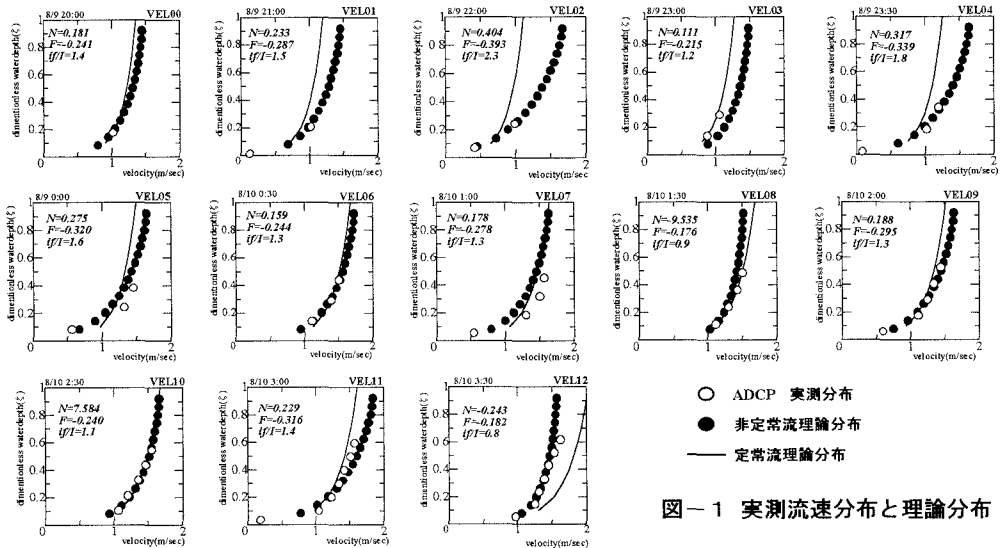


図-1 実測流速分布と理論分布

また図-3に、対数則理論式で求めた k_s と非定常理論式で水理パラメータ F, N を決定するのに求めた (i_f/I) 及び観測地点水位の時間変化を示す。

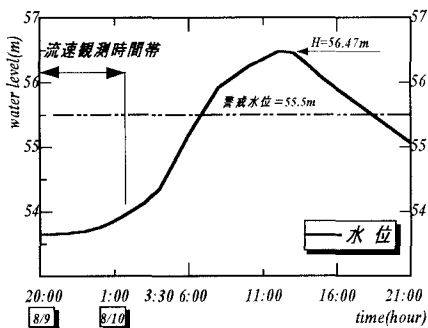


図-2 対象洪水と流速分布観測時間

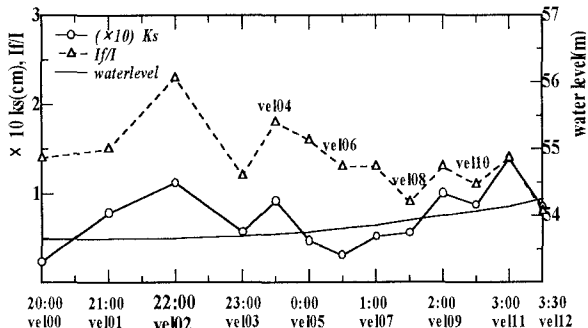


図-3 k_s と (i_f/I) の時間変化

図-3によると、 (i_f/I) と k_s の時間変化は同位相を示しており、またその変動周期は約2～3時間であることがわかる。この変動は河床波の通過により河床粗度が変化したことに起因している。また図-1と図-3を比較すると、 k_s 及び (i_f/I) の変動頂部にある時間帯の実測分布は非定常理論分布上にあり、それとは逆に変動底部にあたる時間帯の実測分布は対数則分布上にある。これらのことから、砂堆などの移動により k_s が大きくなると摩擦が大きくなって i_f が増大する。このことが流速分布の非定常変形を引き起こす原因となっているといえる。前述の非定常理論式(2)を用いると、今日まで流速分布形を決定づける因子は水位変化 $(\partial h/\partial t)$ であるとされていたが、河床変動の著しい実河川の洪水初期ではむしろ k_s の変化による i_f の変化が卓越する因子であることがわかった。

5. おわりに

洪水時の流速分布測定及び河床変化の観測は極めて困難である。今後は観測方法に工夫を加えて河床波と流速分布との直接的な関係、水位変化が増大する期間の流速分布の把握・解析を行いたい。

1) 長谷川和義、市埜純也、山下彰司、崇田徳彦；洪水時流速分布の計測と結果の解析，水工学論文集，第41巻，1996年2月