

昭和56年8月石狩川洪水における同時水位観測 による河床抵抗の挙動特性の検討

ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF RIVER BED RESISTANCE IN THE SIMULTANEOUS WATER LEVEL OBSERVATIONS DURING IHIKARI RIVER FLOOD IN AUGUST 1981

平井 康幸¹・泉 典洋²・伊藤 丹³
Yasuyuki HIRAI, Norihiro IZUMI, Akashi ITO

¹正会員 国土交通省北海道開発局札幌河川事務所（〒005-0032 札幌市南区南32条西8丁目）

²正会員 Ph.D. 北海道大学大学院工学研究院教授（〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目）

³正会員 （独）土木研究所寒地土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目）

The Ishikari River was hit by the largest recorded flood in August 1981, which caused a severe disaster in the basin. Comprehensive flood observations were conducted during the flood. In this study, behavior characteristics of river bed resistance are expressed by the relation of comparable bed roughness and the Froude number, which are calculated by data obtained in the simultaneous water level observations during the flood. Compared with the results of flume experiments, it is found that the bed resistance in Ishikari River during the 1981 flood is in the range between dune-covered and flat beds. The comparable roughness in the section near the river mouth is thirty times as large as the diameter of bed material, and six times in the adjacently upstream section. It is also suggested that dunes tend to develop in the section where the water surface gradient decreases during the decreasing period of discharge.

Key Words : largest recorded flood, flood observation, comparable roughness, Froude number, dune and flat, water level gradient

1. はじめに

石狩川は昭和56年（1981年）8月に流域全体にわたり、当時の治水計画を上回る既往最大となる大洪水を経験した。8月3日から6日にかけて、実質的には4日、5日の48時間雨量に集中して、基準点石狩大橋より上流の流域平均雨量は282.2mmに達した。また、石狩大橋地点の最大流量は11,330m³/sと推定され、当時の計画高水流量9,000m³/sを大幅に上回るものとなった。この機会に下流部（河口から15km地点付近まで）で洪水時の同時水位、流量、河床波、湾曲部流向流速、流砂量、洪水後の河床変動調査（縦横断測量）等、種々のデータ観測が実施された¹⁾。これらのデータは実河川の既往最大の洪水中に観測された希少な事例であり、洪水管理計画の検証に資するべきものである。とくに同時水位観測及び河床波の観測は、実河川の洪水時の河床抵抗の挙動を正確に検証する上で重要なデータである。図-1に昭和56年8月石狩川洪水の石狩大橋基準点における流量ハイドログラフを示す²⁾。また、表-1に実施された洪水観測項目を示す¹⁾。

一方、沖積河川では非定常流である洪水時の小規模河床形態の変遷により河床抵抗が変化することが知られており、河床抵抗の変化による水位予測技術は河川管理上の重要課題となっている。近年、地球規模気候変動による降雨パターンと流出の変化が指摘されており³⁾、洪水の非定常性と河床抵抗及び水位予測技術に関する研究はその重要性を増している。従来、非定常流量下の河床抵抗予測に関する研究が数多く行われており、中でも小規模河床形態における全抵抗と摩擦抵抗（有効せん断力）の予測について盛んに研究が行われてきた。

岸・黒木⁴⁾は、Engelund⁵⁾の概念を発展させ、実験や観測資料を基に、河床波が形成されたときの全せん断力と有効せん断力の関係を水理データから統計的に定式化し、無次元化された有効せん断力が無次元化された全せん断力と径深粒径比(R/d_m)の関数になることを示した。この手法は、河床波形状（波長、波高）の予測なしに河道内の抵抗を算出でき、河川計画及び河川管理上の実用性が高い。このため、河道計画⁶⁾に適用され、マンニングの粗度算定に用いられている。

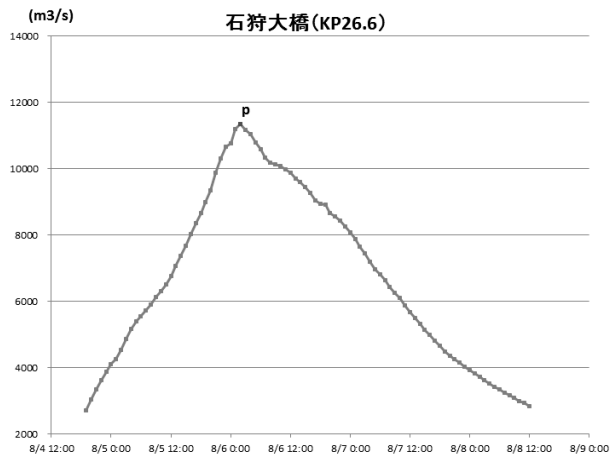


図-1 昭和56年8月石狩川洪水の流量波形²⁾ (再描画)

山口・泉⁷⁾は非定常流量波形を与えた移動床水理実験により、流量増加時と減少時で同一流量に対して異なる河床形態及び水深が発生し、河床抵抗がループを描くヒステリシスを再現した。また、この実験結果が弱非線形安定解析⁸⁾では説明できることを示した。また、泉・山口⁹⁾はヒステリシスの分岐パラメータとしてフルード数を再定義して河床抵抗の変化を相当粗度と平坦床フルード数の関係で再評価し、相当粗度すなわち河床抵抗が二価性をもつ平坦床フルード数の領域が存在することを示した。本研究では、昭和56年8月石狩川洪水時の下流部における洪水観測資料²⁾を用いて、泉・山口⁹⁾の手法にならない、同時水位観測データから洪水期間中の一連過程での河床抵抗の挙動特性を検討した。また、実河川での洪水観測結果と移動床水理実験による結果との比較を行い、既存の治水計画との関連性や留意事項について考察した。

2. 昭和56年8月石狩川洪水時の下流部洪水観測¹⁾

石狩川下流部では、既往最大規模となった昭和56年8月洪水時に、実河川では観測例が極めて少なかった体系的な洪水観測が実施された。図-2に洪水観測が行なわれた区間の上流である篠路地点（河口から15.0km）における流量ハイドログラフ、図-3には当該洪水観測の調査地点及び範囲の概要を示した。

(1) 水位観測

同時水位観測については、河床波観測も実施された河口部付近については500m程度の間隔で左右岸2か所以上の組とした。また、自記水位計箇所についても同時水位観測を実施した。昭和54年の洪水観測により、半日間の潮位変動に加えて20-30分周期の変動が重なって河道内のかなり奥まで水位に影響していることが判明したため、水位測定間隔は10分とした。石狩川下流部においてはピーク流量が夜半から未明にかけて出現する事例が多かったため、ピーク水位を含む12時間程度の連続観測を

表-1 昭和56年8月石狩川下流部の洪水観測項目¹⁾

観測項目	観測の詳細
水位観測	同時水位観測：28か所、10分間隔 8/4 14時～8/6 18時、18か所 8/4 19時～8/5 19時前後 10か所 自記水位観測：10か所
流量観測	竿浮子及び一部流速計による観測：9回
横断測量	KP0.0～8.5間：約200m間隔 うちKP3.6～4.0間：50m間隔、10測線3回
縦断測量	KP0.0～15.0間：9測線 うちKP2.0～4.0間：3測線5回
河口部深淺測量	放射状に6測線
湾曲部流向流速観測	KP4.0～5.5間：羽根型浮子トランシット追跡法、2回
流砂量観測	浮遊砂：河口橋及びKP11.0地点、6回 掃流砂：KP11.0地点、2回

実施することを目標に観測が開始された。しかし、洪水が予想を上回る規模になり、本来業務の災害対応のため10か所で途中欠測となった。自記水位観測については、洪水前の7月に全施設（河口から15km地点まで10か所）の点検を完了していたが、予想を上回る大洪水のため、河岸決壊、河床洗掘等の影響と思われる不自然な記録が圧力式水位計で観測された。大出水の水位上昇により機器が停止したり検舎が流出したりする観測所もあった。

種々のアクシデントはあったものの、18か所において約48時間の連続観測に成功したことは、未曾有の大洪水で災害対応が最優先された中では大きな成果となった。

図-4に水位縦断の経時変化を示す。実線は水位上昇期、破線は下降期を示す。河口付近に比べ、上流側では流量増加に伴う水位上昇量が大きかった。河口部の水位変動量が大きくなかった要因としては、砂州のフラッシュ、河床洗掘、河岸浸食等による断面拡大の影響もあると推察された。河口から2km-5km (KP2.0-5.0) 付近の区間では、水位縦断はレベルに近い状態から流量増加とともに勾配が大きくなった。また、一部の箇所を除き、水位上昇期と下降期で水面勾配の大きな差異は見られなかった。

(2) 流量観測

洪水観測の対象区間（河口から15km地点まで）には流量観測基準点が無かったことから、河道形状が比較的整正で直線区間であるKP11.0地点を選定し、竿浮子による流速観測を実施した。水面勾配は50m間隔の5点で10分間隔で水位を測定し、その平均値とした。観測された表面流速から流量を計算で算出した。

(3) 河床変動調査

洪水前後の河床変動を把握するため、横断測量、縦断測量、河口部深淺測量を実施した。横断測量についてはKP0.0～8.5の間で約200mピッチに設定された測線について、とくに低水路の深淺測量を実施した。河口付近湾曲

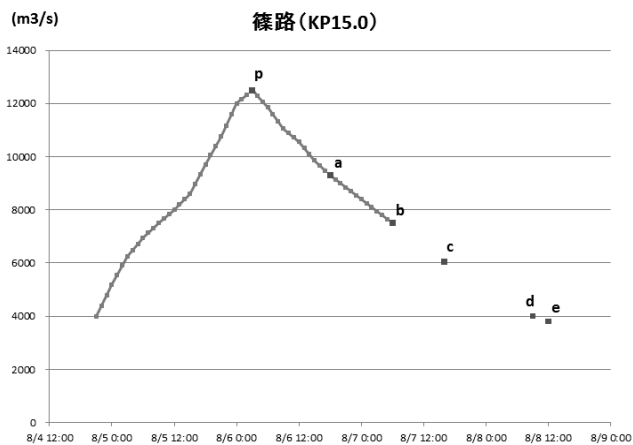


図-2 篠路地点 (KP15.0) の流量波形^{1),2)} (再描画)

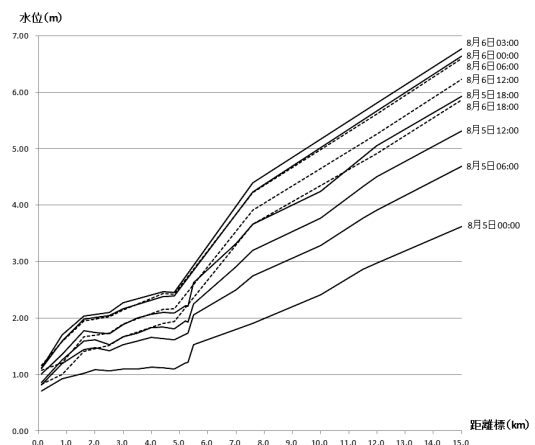


図-4 同時水位観測による水位縦断面図¹⁾ (再描画)

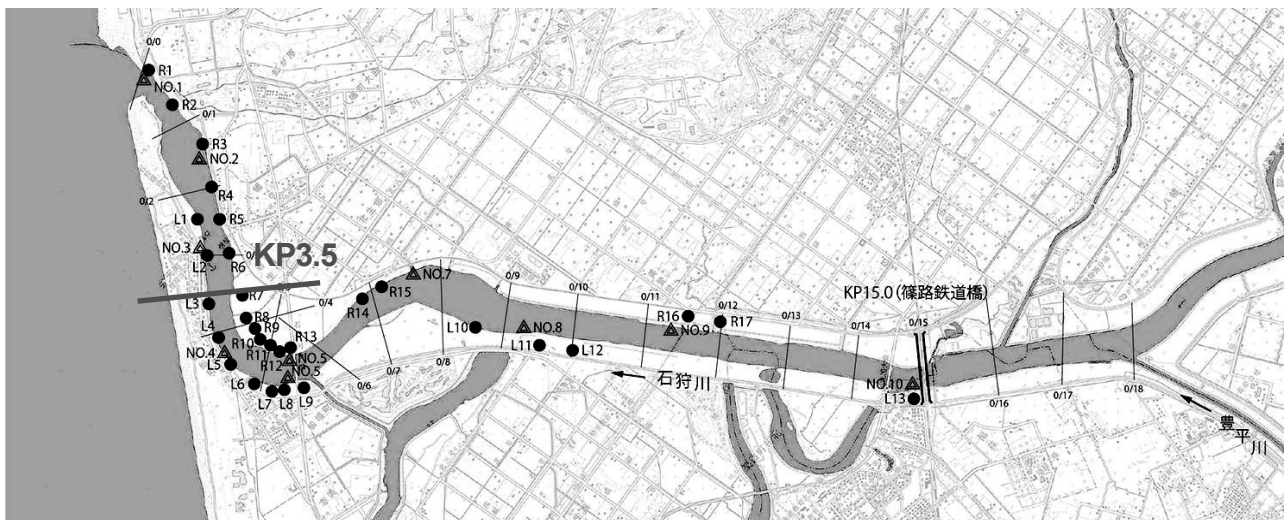


図-3 同時水位観測の箇所¹⁾ (再描画)

部、河口から海域については、詳細なデータを得るためにそれぞれ測線を補足して測量を実施した。KP9.0より上流については、北海道開発局において8月と10月に500mピッチでの大横断測量により低水路の深淺測量が実施された。測量の結果、洪水時には全般的に河床は洗掘低下傾向にあり、とくに河口部とその上流周辺の河床洗掘、河岸浸食が大きいことが分かった。河口部KP0.0については、最深河床高で洪水前に対して8mも洗掘されたことが判明した。また、横断測量と同時に実施された河床材料調査によれば、洪水前後で横断面内の平均粒径は大きく変化していないことが分かった。

3. 同時水位観測による河床抵抗の経時変化

2. の洪水観測（同時水位観測）データを用いて、昭和56年8月洪水時の石狩川の低水路河床抵抗の経時変化の算定を試みた。泉・山口⁹⁾ の手法にならい、平坦河床の水深で無次元化した相当粗度 k_s^* と平坦河床見合いのフルード数 F_r により算定した。相当粗度 k_s は、流速係数

ϕ 、平均流速 u 、摩擦速度 u_* 、径深 R 、エネルギー勾配 i_e を用いて次式で表される。

$$\phi = \frac{u}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k_s} \quad (1)$$

$$u_* = \sqrt{g R i_e} \quad (2)$$

$$i_e = -\frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} + h \right) \quad (3)$$

ただし、 h ：基準水平面からの水位、 v ：平均流速、 x ：流下方向の座標、 α ：エネルギー補正係数（ここでは1とした）。

フルード数 F_r は次式で与えられる。

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{gR}} \quad (4)$$

なお、本論文では、実河川横断面の水深に対して川幅が十分に広いことから、径深 R の代わりに水深 h を使用した。平坦床見合いの F_r の算出に当たっては、Manning-Strickler

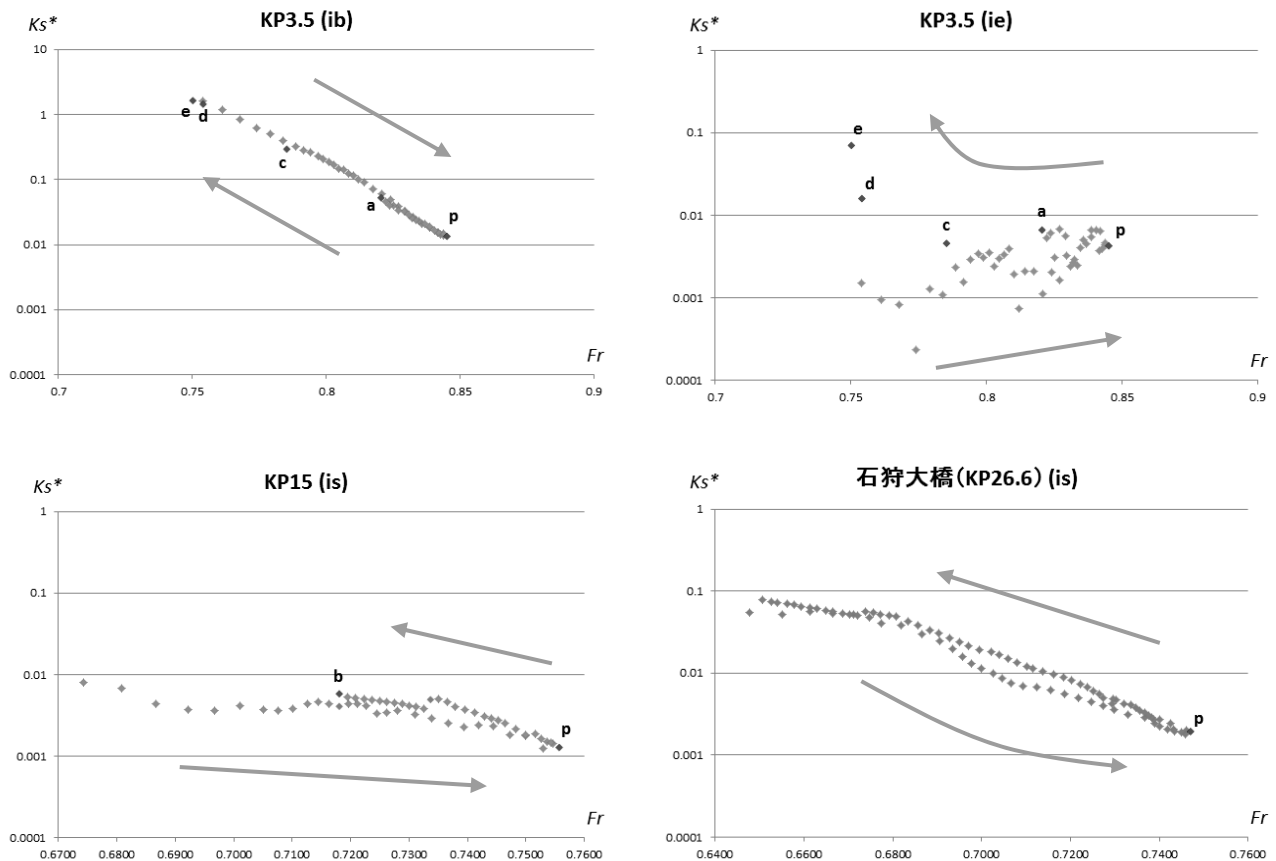


図-5 昭和56年8月洪水時の石狩川の低水路河床抵抗の経時変化

式¹⁰⁾に流量 Q ，水路幅 B を用い，(5)式のとおり径深 R の代わりに水深 h について求め， Fr を算出した．

$$h = \left(\frac{k_s^{\frac{1}{6}} Q}{7.66 B \sqrt{g i_e}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (5)$$

河床抵抗の経時変化を算出した地点は，河床波観測が行なわれた区間であるKP3.5，流量観測地点である篠路（KP15.0），石狩川（河川整備基本方針）の流量基準点である石狩大橋（KP26.6）の3地点とした．KP3.5地点で流量データと水位データが揃って連続して取得されたのは図-2中のa点までで，その後c，d，eの時点で単発的に流量と水位データが揃って取得された．篠路地点（KP15.0）においては，流量と水位データが揃って連続的に取得されたのはb点までであった．石狩大橋については，図-1の流量に対応して連続した水位データが取得された．また，KP3.5については，密な洪水観測がなされた区間であり上下地点の水利データからエネルギー勾配 i_e が算出できたものの，篠路（KP15.0）及び石狩大橋（KP26.6）は近傍での水利データが無く，観測地点における水面勾配が観測されたのみだったため，エネルギー勾配 i_e の代わりに水面勾配 i_s を使用した．図-5に3地点における無次元化した相当粗度 k_s^* と平坦床見合い Fr の経時変化を示す．図中の矢印は時系列の向きである．なお，

図-2に示す流量波形は $4000\text{m}^3/\text{s}$ 以上であり全期間が洪水期非定常過程である． i_b の表記は k_s^* の算出において河床勾配 i_b を使用したことを示し， i_e ， i_s はそれぞれエネルギー勾配 i_e ，水面勾配 i_s を使用したことを示す．

KP3.5については，河床勾配とエネルギー勾配による算定結果を示した．河床勾配を使用した評価では，河床勾配が一定値であるため，無次元相当粗度 k_s^* は水深相当の1から0.01程度の間で直線的な変化を示した．これに対して，エネルギー勾配あるいは水面勾配は経時変化するため，エネルギー勾配による無次元相当粗度 k_s^* は0.1から0.001程度の間である程度の広がりを見せた．なお，3地点の平坦床見合いの水深は6-7m，河床材料粒径はKP3.5地点が0.2mm程度，篠路（KP15.0）及び石狩大橋（KP26.6）が1mm程度であった．無次元相当粗度0.001は6-7mmで，KP3.5地点では粒径の30-35倍，篠路及び石狩大橋では粒径の6-7倍相当であった．

4. 移動床水理実験との比較による考察

(1) 移動床水理実験の概要

非定常流量下の小規模河床形態の形成消失過程に関する移動床水理実験を行った．水路長25m，水路幅0.6m，河床勾配1/300，河床材料粒径0.34mm（6号珪砂）を使用

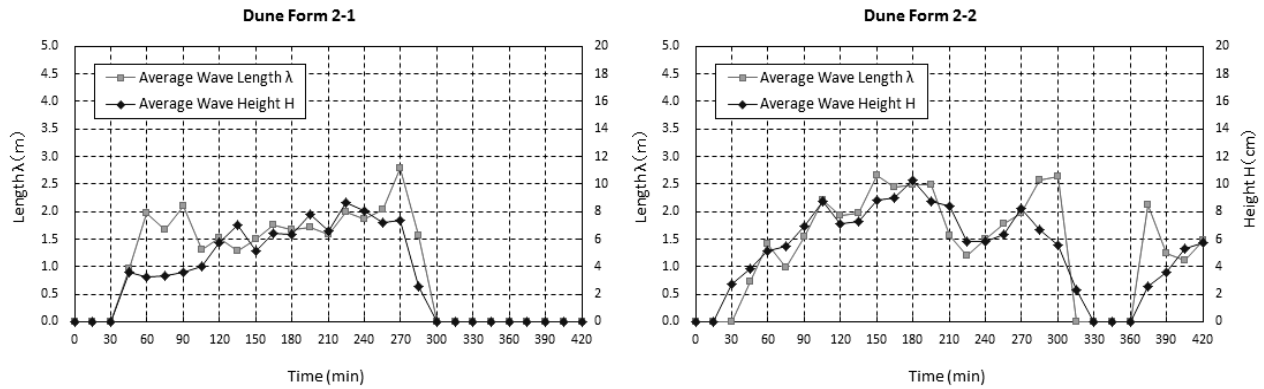


図-6 移動床水理実験における砂堆の発生状況

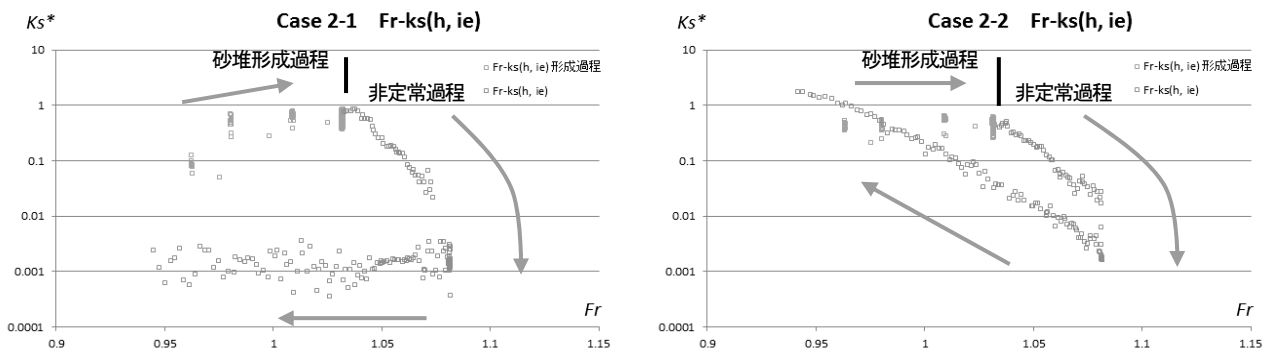


図-7 移動床水理実験における相当粗度 k_s^* と平坦床 Fr の関係

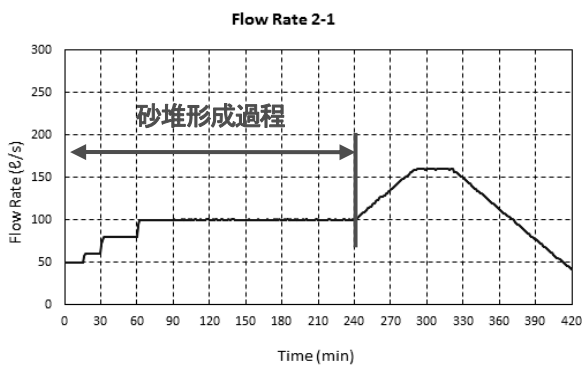


図-8 移動床水理実験に用いた流量ハイドログラフ

し、水路の中間10m部分を水理データの観測区間とした。図-8に実験に使用した流量ハイドログラフを示す。なお、最初240分を砂堆の形成期間とし、240分以降に非定常流量波形を与えた。同一流量ハイドロにより2種類の条件で実験を実施した。1つは水路下流端のゲートを適切に操作し、ほぼ等流状態（水面勾配と河床勾配が同一）を再現した実験（Case 2-1）、もう1つは下流端ゲートの操作が間に合わず、下流堰上げに近い状態になった実験（Case 2-2）である。図-6に砂堆発生状況の時系列変化を示す。Case 2-1では非定常流量波形のピーク時の300分付近で砂堆が消失し、その後は平坦床を保ったのに対して、Case 2-2では300分過ぎに砂堆が消失した後、360分過ぎから再び砂堆が形成された。2つの実験の差異は下

流端の操作のみであり、Case 2-1では砂堆が消失した後は平坦床を保ち流量の減少とともに水位も低下したのに対して、Case 2-2では堰上げが生じたことにより砂堆が消失した後に流量減少しても水位が低下せず、水面勾配が緩勾配のまま保たれていた。

(2) 移動床水理実験との比較による考察

図-7に無次元化した相当粗度 k_s^* と平坦床見合い Fr の経時変化を示す。矢印は時系列の向きである。また、図中の赤プロットは図-8における砂堆形成過程に対応し、青プロットはその後の非定常流量過程に対応する。図-5のKP3.5(i_b)と図-7を比較すると、どちらも非定常流量過程で無次元相当粗度 k_s^* が1程度からピーク流量に向かって連続的に減少した。水理実験では砂堆が消失して平坦床に移した瞬間に k_s^* が急激に0.001まで変化したのに対し、KP3.5(i_b)では見られなかった。なお、水理実験の平坦床見合いの水深は0.20-0.25mであり、 k_s^* 値0.001は河床材料粒径0.34mmの1倍弱であった。また、水理実験Case 2-1では無次元相当粗度 k_s^* の二価性が生じているが、KP3.5(i_b)では二価性は見られず連続的な中間値を取り、KP3.5(i_e)ではピーク流量から減少するにしたがって k_s^* の値が増加し、二価的な挙動を示した。これはKP3.5を含む河口部近傍で実施された河床波観測の結果とも一致した。水理実験に比較して実河川の k_s^* 領域区分は明確ではなく、これは河道形状が複雑で流れの水理条件が一樣では無いこと、河床材料が混合粒径で形成されている

こと、浮遊砂による影響¹¹⁾などが要因と考えられた。KP3.5(i_b)とKP3.5(i_e)の差異については、図-4に示す水面勾配の影響もあったと考えられた。KP3.5近傍区間では、流量増加にともなって水面勾配がレベルに近い状態から徐々に大きくなり、(3)式に示すエネルギー勾配 i_e も変化した。非定常流量時に河道内で生じている現象を適切に検証・評価するためには、河床勾配による算定ではなくエネルギー勾配あるいは水面勾配による算定が重要であることが示唆された。

篠路 (KP15.0) については、洪水の一連期間で無次元相当粗度 k_s^* は大きく変化せず、0.01から0.001の範囲であった。これは当該地点が直線区間で流れの水量が安定しており、また直上流側で豊平川、当別川という大きな支川が流入して水面勾配が確保され、洪水期間中の河床が安定して平坦床に近い状態が保たれたためと考えられた。図-4に示されるように、KP15.0付近は洪水一連期間で水面勾配が安定して確保されていた。

石狩大橋 (KP26.6) については、無次元相当粗度 k_s^* は0.1程度からピーク流量に向かって0.001程度に連続的に変化し、流量減少とともに再び1程度に戻った。流量増加期と減少期で不明瞭ながらやや二価的な挙動を示した。これは図-7のCase 2-2に示すような下流部での堰上げ現象の影響もあったと考えられた。石狩大橋 (KP26.6) は篠路 (KP15.0) とは逆に豊平川合流点より上流にあり、大きな支川の流入によって観測地点下流部が堰上げされ水面勾配が変化する現象が生じたためと推察された。

(3) 今後の課題等

移動床水理実験では小規模河床形態 (砂堆) の形成と消失過程を観測することに主眼を置いていたため、最初に砂堆を形成してそれを消失させる水理条件を探して実験を行った。この結果、無次元相当粗度 k_s^* と平坦床見合い F_r の関係は時計回りのループを描いた。これに対して、実河川である石狩川の洪水観測データによる水理検討では、反時計回りのループ気味の挙動を示した。昭和56年8月洪水時の石狩川の河道条件に関しては、洪水流量の減少期のほうが砂堆形成されやすい傾向にあったと考えらる。また、石狩川観測は F_r が概ね0.85未満の常流だったのに対して、水理実験は $F_r=1$ の前後に跨った常流、射流が混在した流れであった。このことも石狩川洪水観測と水理実験の河床抵抗挙動の差異に影響したことも考えられる。水理実験との差異の要因については今後の検討課題である。

5. まとめ

本研究では、昭和56年8月石狩川洪水時の同時水位観測データを使用して、河床抵抗の時系列な挙動特性を無

次元化した相当粗度 k_s^* で表し、移動床水理実験との結果と比較して検討した。本研究により、以下の事項が明らかとなった。

- 1) 石狩川における無次元相当粗度 k_s^* は、0.1から0.001程度の範囲で連続的に変化し砂堆と平坦床の中間的な値を示した。 k_s^* 値0.001は河口部付近のKP3.5で河床材料粒径の30-35倍程度、KP15.0及びKP26.6では6-7倍程度であった。KP3.5近傍では流量減少期に小規模河床形態が発生し、篠路及び石狩大橋ではピーク流量付近で河床が平坦に近いことが推察された。
- 2) 河口部に近いKP3.5では、水面勾配は流量とともに変化し、河床勾配及びエネルギー勾配から算出した k_s^* の挙動は大きく異なった。非定常流量過程における水理検討はエネルギー勾配が少なくとも水面勾配を使用すべきことが示唆された。
- 3) KP15.0及びKP26.6の無次元相当粗度 k_s^* の挙動は、支川流入による水面勾配変化の影響が示唆された。治水計画、河道計画においては、支川流入や河道線形の影響による水面勾配の時間的な変化が河床形態に及ぼす影響を慎重に検討する必要性が示唆された。

参考文献

- 1) 竹本成行, 高木譲治, 牧野成雄, 森田康志: 石狩川下流部における洪水観測について (第2報), 河川に関する調査・試験・研究報告書, 北海道開発局土木試験所河川研究室, 1982.
- 2) 昭和56年洪水報告書 (資料編), 北海道開発局監修, 財団法人 北海道開発協会, 1982.
- 3) IPCC 編: 気候変動 2007 IPCC 第4次評価報告書—政策決定者向け要約— 邦訳版
- 4) 岸 力, 黒木幹男: 移動床流における河床形状と流体抵抗 (I), 工学部研究報告第67号, 北海道大学, 1973.
- 5) Engelund, F.: Hydraulic Resistance of Alluvial Streams, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Proc. ASCE, Volume 92, No. HY2*, pp. 315-326, 1966.
- 6) 国土技術研究センター編: 河道計画検討の手引き, 財団法人 国土技術研究センター.
- 7) 山口里実, 泉 典洋, 五十嵐 章: デューンの遷移過程に関する実験, 水工学論文集, 第47巻, pp. 613-618, 2003.
- 8) 山口里実, 泉 典洋: デューン—平坦床遷移過程に見られる亜臨界分岐現象, 土木学会論文集, No. 740/II-64, pp. 75-94, 2003.
- 9) 泉 典洋, 山口里実: デューン - 平坦床遷移再考, 土木学会論文誌B, Vol. 62, No. 4, pp. 360-375, 2006.12.
- 10) 椿東一郎: 水理学 I, 基礎土木工学全書, 森北出版, 1973.
- 11) 中里遥介, 泉 典洋: 活発な浮遊砂を伴う小規模河床波の線形安定解析, 応用力学論文集, 第11巻, 727-734, 2008.

(2014. 4. 3受付)