

II-29

急流河川の大型水理模型実験について

北海道開発局開発土木研究所 正員 山下 彰 司
正員 清水 康 行
正員 渡邊 康 玄
開発土木研究所依頼研修員 正員 山下 恭 正

まえがき

豊平川は日本でも有数の大都市を貫流する急流河川であり、過去昭和56年洪水ではおびただしい被害を出した。

このことから、昭和56洪水時での豊平川の流下特性の確認及び計画流量流下時での流況の把握を行なう必要があり、平成元年度、2年度の2ヶ年に渡って豊平川の1/50の大型模型（固定床）を用いて実験を行なった。本報文では実験結果と考察及び数値計算との比較も行なったので報告するものである。

1. 実験方法

①実験施設の概要

本実験においては、当研究所の所有する石狩町字生振10線北4号の敷地面積約37haに及ぶ石狩実験場にて実験を行なった。模型は豊平川のKP10.0～KP20.0の10Km区間を対象としており、縮尺1/50の無歪の固定床模型である。

実験施設は低水槽からポンプで高架水槽へ水をくみ揚げ、高架水槽の流量を電磁流量計で設定流量に調節して送水管を通し、流量調節堰を通過させて減勢池に落下させる。さらに減勢池により流量を安定させて模型を流下させる。模型下流部には水位調節用のゲートがあり、実験中の水位調節を行なっている。調節ゲートから流下した水は還流水路を経て低水槽に戻る。

②水理条件

実験の対象流量は昭和56年8月23日～25日の大規模洪水（流量 $1,417\text{ m}^3/\text{s}$ ）と、計画高水流量（ $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ ）である。模型の相似条件はフルード則より表-1のとおりとなる。

③実験条件

表-1 相似比

a. 平成元年度実験

イ) 対象流量 $1,417\text{ m}^3/\text{s}$ (Case 1)

低水路粗度は平成元年9月4日に行なった同時水位観測結果をもとに、雁木水位流量観測所での流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を用いて不等流計算を行ない、逆算粗度を求めた。もとまった粗度は対象区間で平均すると約0.033であり、実験ではこの数値を目標に粗度付けを行なった。この結果、模型のモルタルの粗度だけで実験水位がほぼ同時水位観測結果と一致したため、低水路には粗度材料を置かないこととした。

高水敷粗度は先に求まった低水路の粗度を既知として河道の分担流量を算出し、不等流計算により逆算して求めた結果平均で0.045となった。粗度材料は鋼板（ $1.5\text{ cm} \times 1.5\text{ cm} \times 0.5\text{ cm}$ ）を用いた。材料の密度は 1 m^2 当たり45個とし、床止め部分は 1 m^2 当たり90個とした。下流端水位はKP12.0での痕跡水位10.79mに合わせた。

ロ) 対象流量 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ (Case 2)

低水路粗度、高水敷粗度ともCase 1と同じとした。下流端水位はKP12.0で計画高水位の12.74mとした。

物理量	フルード相似	縮尺比
長さ	L_r	1/50
面積	L_r^2	1/2500
粗度係数	$L_r^{1/3}$	1/1.919
時間	$L_r^{1/2}$	1/7.071
速度	$L_r^{1/2}$	1/7.071
流量	$L_r^{3/2}$	1/17677.6

$L_r = L_p / L_m$
 L_r : 実物と模型の縮尺比
 L_p : 実物
 L_m : 模型

Large Scale Model Study of a Steep Channel

by Shoji YAMASHITA, Yasuyuki SHIMIZU, Yasuharu WATANABE and Yasumasa YAMASHITA

b. 平成2年度実験

イ) 対象流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Case 3)

低水路粗度は後に示す岸・黒木の理論¹⁾より推定した 0.045 を目標とし、粗度材料 ($1.9\text{cm} \times 1.9\text{cm} \times 2.0\text{cm}$) を上流部、中流部、下流部の流況の安定している3地点において粗度付けを行ない、目標粗度を得るため粗度材料密度を 1 m^2 当たり60個とした。高水敷粗度は昭和63年11月の幌平橋で観測された実績の高水敷粗度の 0.050 を用いた。

下流端水位は $\text{K.P. } 12.0$ で、粗度調整を行なった下流部での等流水深 12.35 m を用いた。

2. 実験結果

① 実験水位の比較

実験水位をまとめると、図-1 (実験水位はすべて実際の水位に換算) のようになる。CASE 1 は対象流量が、昭和56年8月洪水時の流量であるが、洪水痕跡水位と比較すると、14 K.P. 付近の3点をのぞいてほぼ一致している。CASE 2 は対象流量が計画高水流量 ($2,000 \text{ m}^3/\text{s}$) で河床の平均粗度を 0.033 とした場合であるが、水位はCASE 1 に比較して全体的に高い。

しかし、14 K.P. では昭和56年8月洪水の痕跡水位の方が高い。痕跡水位が正しいとすると14 K.P. を含む1号床止めから3号床止めまでの区間においては河床の形態が他の区間とは大幅に違っていたと推定される。これに関しては後章で数値解析した水位とも比較している。

CASE 3 は対象流量が計画流量で低水路平均粗度を 0.045 と高く設定した実験である。CASE 1, 2 の水位と比較してみると全体として高い水位となる。

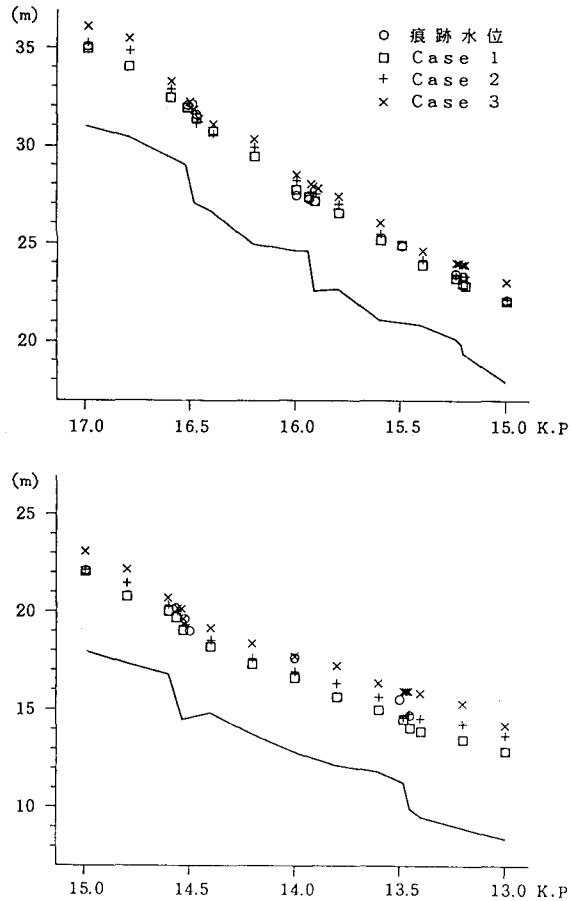


図-1 実験水位比較図

② 掃流力と昭和56年8月洪水の被災箇所の比較

実験結果 (Case 1) から得られた水位と流速の観測データをもとに、実際の洪水時の掃流力を想定して被災箇所 (サイクリング道路) の関係をまとめると、図-2, 3 のようになる。サイクリング道路に着目した理由としてはサイクリング道路が高水敷を縦断的に通っており、掃流力との関係が縦断的に比較できるためである。

図より掃流力がほぼ 50 kg/m^2 を超える箇所でサイクリング道路は破壊されていることが示されている。

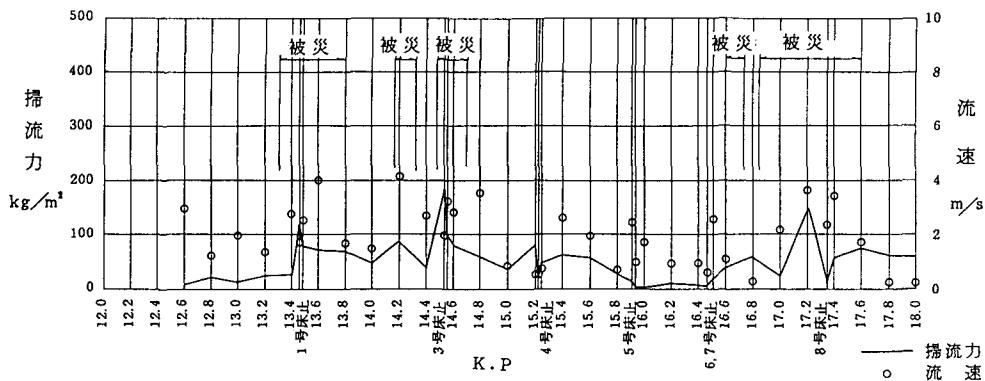


図-2 掃流力と被災箇所対比図(左岸高水数)

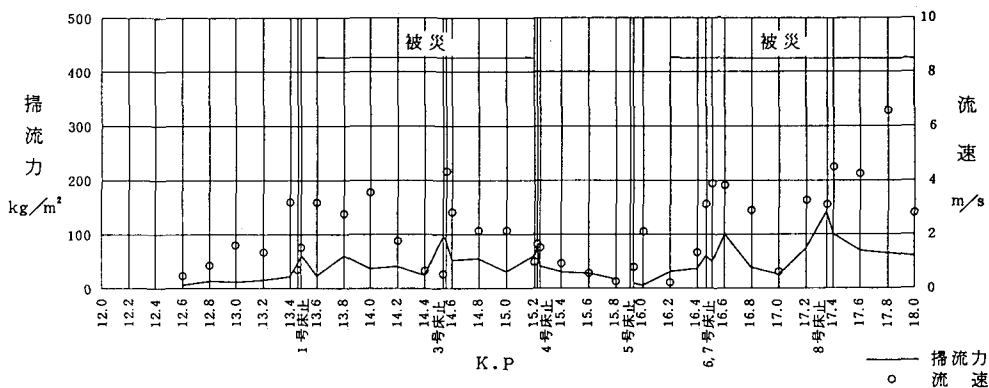


図-3 掃流力と被災箇所対比図(右岸高水数)

3. 低水路粗度係数の推定

河道は河川自身が流送した土砂によって形成され、流れとともに土砂も絶えず移動する。河床の土砂が移動する河川においては、流水と流砂の相互作用の結果として、河床が表-2にあるような様々な形に変化する。このときの河床の形を総称して河床形態というが、これは河床の粗度、流砂量、洗掘・堆積など河道計画を決める上での重要な要素に密接に関係するので、対象流量が流れたときにどのような河床形態をとるのか予測することは重要である。

本研究では、豊平川に昭和56年8月洪水・計画流量の2種類の流量が流れたときの小規模河床形態を想定し、河川がそのときとりうる粗度係数について検討を行った。

表-2 河床形態分類²⁾

名 称	形状・流れのパターン		移動方向	備 考
	縦断面	平面図		
小規模河床形態	砂 澁		下 流	波長と波高が砂粒径と関係する。
	砂 堆		下 流	波長と波高が水深と関係する。
	運移河床			砂澁・砂堆・平坦河床が混在する。
	平坦河床			
中規模河床形態	反砂堆		上 下 停 止 下 流	水面波と強い相互干渉作用をもつ。
	砂 州			波長が水路幅と関係する。
	交互砂州		下 流	
	うろこ状砂州		下 流	

図-4 は岸・黒木¹⁾が整理行なった水路実験の結果であるが、河床剪断力と一部の区間においては河床のとり形態が、砂堆 (DUNE)・遷移 (TRANSITION)・平坦 (FLAT) のいずれをもとりうる可能性があることが分かる。換言すると、同一の流量であっても河床形態の違いにより流速が異なり、流量と粗度係数や水深が一对一に対応しないこと (流れの多価性) が確認されている。

そこで豊平川の主要な横断面を用いて以下のフローより昭和56年8月洪水時と計画高水流量時の河床形態を想定し、そのとき豊平川がとりうる粗度係数について推定した。結果を図-6、7に示す。

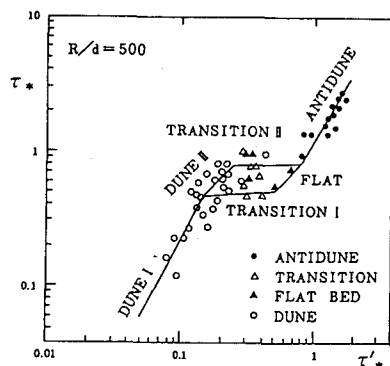
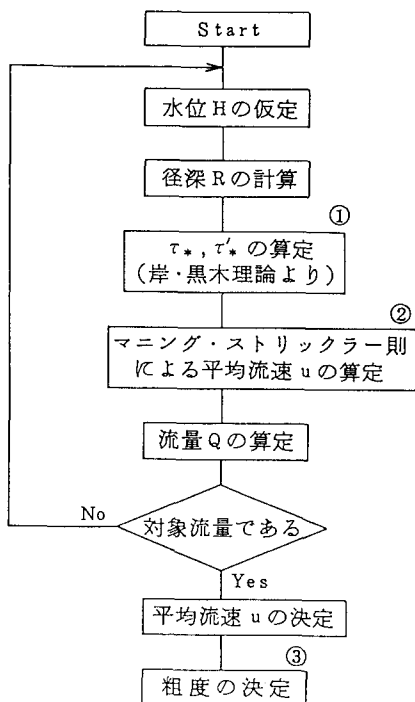


図-4 水路実験における河床剪断力の関係

図-5 粗度係数の推定フロー



① τ_* , τ'_*

$$\text{無次元 } \tau_* = \frac{R I}{S D} \quad \begin{array}{l} R: \text{径深} \\ S: \text{河床砂の水中重量} \\ D: \text{河床砂の平均粒径} \\ I: \text{エネルギー勾配} \end{array}$$

無次元粒子せん断力 τ'_* は岸・黒木の理論より河床形態の違いによって一義的にきまる。

$$\begin{array}{ll} \text{砂堆 I: (DUNE I)} & \tau'_* = 0.21 \tau_*^{1/2} \\ \text{砂堆 II: (DUNE II)} & \tau'_* = 1.49 (R/d)^{-1/4} \tau_* \\ \text{平坦: (FLAT)} & \tau'_* = \tau_* \\ \text{反砂堆: (ANTIDUNE)} & \tau'_* = 0.264 (R/d)^{1/3} \tau_*^{1/2} \\ \text{遷移 I: (TRANSITION)} & \tau'_* = 6.5 \times 10^{-7} (R/d)^{-5/2} \tau_*^{11/2} \end{array}$$

③ 粗度の決定

表-3 河床形態別粗度

$R'/2d$ の範囲	$R'/2d \leq 500$	$R'/2d \geq 500$
砂堆 I (DUNE I)	$n = \frac{R^{11/24} d^{1/24}}{2.4 \sqrt{g} s^{1/24}}$	$n = \frac{R^{11/24} d^{1/24}}{4.2 \sqrt{g} s^{1/24}}$
砂堆 II (DUNE II)	$n = \frac{R^{1/4}}{8.9 \sqrt{g}}$	$n = \frac{R^{1/4}}{13.7 \sqrt{g} d^{1/24}}$
平坦 (FLAT)	$n = \frac{d^{1/4}}{6.8 \sqrt{g}}$	$n = \frac{d^{1/4} R^{1/3}}{10.8 \sqrt{g}}$
遷移 I (TRANSITION I)	$n = \frac{s^{11/24} R^{1/24} d^{1/24}}{1.1 \times 10^4 \sqrt{g}}$	$n = \frac{s^{11/24} d^{12/10} R^{-12/13} d^{1/10}}{5.3 \times 10^4 \sqrt{g}}$
反砂堆 (ANTIDUNE)	$n = \frac{R^{1/3} d^{1/24}}{2.8 \sqrt{g} s^{1/24}}$	$n = \frac{R^{11/24} d^{1/24}}{4.9 \sqrt{g} s^{1/24}}$

② 平均流速 u

マニング・ストリッカー式を指数型にして

$$u = \frac{7.66}{\sqrt{g h i}} (R/2D)^{1/8} (\tau'_*/\tau_*)^{2/3}$$

①昭和56年8月洪水流量

図-6に示されるように14KPまでは1つの河床形態(DUNE1)であるため1流量に対し粗度係数は1つしか決まらない。しかし、14KPより上流では複数の河床形態をとらることから、粗度係数は河床形態がDUNE2であるとして平均で0.044、FLATあるいはTRANSITIONであるとして平均で0.032となる。

今回の実験ではCASE1で低水路の粗度を0.033としており、その際の実験水位が1部の区間を除いては56洪水の痕跡水位に相当することから、洪水時の河床形態はFLATあるいはTRANSITIONと推定される。

②計画流量

図-7に示されているように計画流量においても14KPを境にして河床形態の違いから粗度係数が変わってくるのがわかる。粗度係数は河床形態がDUNE2となるとして平均で0.045、FLATあるいはTRANSITIONとなるとして平均で0.032である。

今回の実験では低水路粗度をCASE2で0.033、CASE3で0.045としている。したがって、河床形態が上流から下流まで一様として豊平川を計画流量が流れるときに理論的に考えられる最大と最小の粗度係数で実験を行っている。

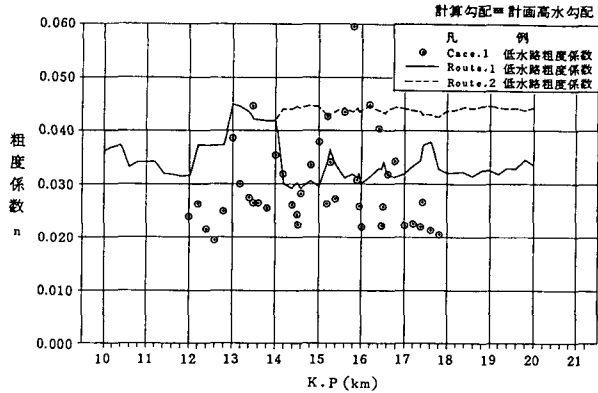


図-6 河床抵抗計算結果(56洪水流量)

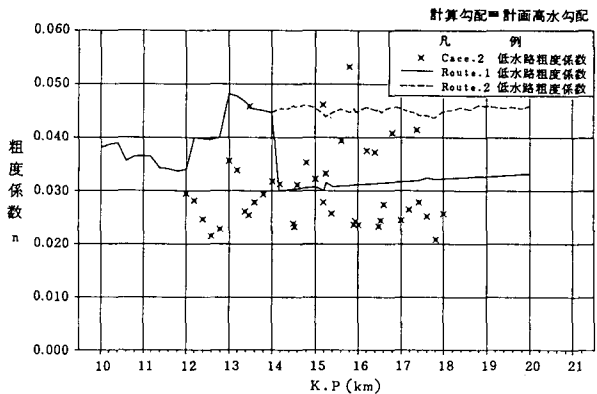


図-7 河床抵抗計算結果(計画流量)

4. 昭和56年8月洪水流量の実験水位と1次元MacCormack法の計算水位との比較

1) 計算手法

豊平川の様な河床勾配が1/150~1/250と急勾配で多数の床止め工を含む急流河川においては、局所的に常射流が混在する流れが発生する。このような河川では従来の不等流計算法では常流と射流の計算方向が逆であることや跳水部分では計算できないなどの理由より、計算が困難である。

1次元単断面における常射流混在流れの計算方法としてはMacCormack法¹⁾を用いた崇田の研究²⁾がある。しかしながら、実際の河川は複断面であり単断面水路は少ない。ただし、今回の実験においては、56年8月洪水時流量の約90%が低水路を流れており、横断方向に比べて縦断方向に十分な計算区間をとると、その流れは疑似的に1次元単断面水路と見なすことができ、今回の計算は平均河幅(区間13KP~17KP)200mに対して、計算区間を12KP~18KPの6,000mとして行った。

2) 計算条件

計算条件では単位幅流量を昭和56年洪水時流量 $1,417 \text{ m}^3/\text{s}$ を平均低水路幅で割った 17.0

m^3/s を用いた。収束条件は全断面において水位が計算STEPが500回前の水位と同じになった時とした。初期水位は全計算点に与えなければならない。そこで、上流端と下流端で痕跡水位と合わせ、中間は上流端での等流水深を全区間に設定し、上流端と下流端付近は痕跡水位にすり付けた。

3) 計算結果の比較

計算結果を図-8に示す。計算結果には1次元Lax-Wendroff法、2次元浅水流モデルの結果³⁾もあわせて示した。

いずれの結果もほぼ同じ水面形となっているが床止め部分では1次元の計算値と痕跡水位、実験値及び2次元浅水流の結果が違っている。原因としては床止め区間で上流で高水数に乗っている流れが下流で低水路に落ち込んでいたり、実際の跳水は複雑に起こり、水面形もなだらかに変化するのに対し、1次元計算では急激に変化してしまうため水面形をうまく表現できないと思われる。

2章で述べた実験水位と合わなかった1号床止め～3号床止め区間の痕跡水位3点は2次元浅水流計算結果をのぞいて、1次元MacCormack法、1次元Lax-Wendroff法及び実験値と比較して水位が高い。したがって、この区間の水面形は通常の粗度づけでは再現できず、特殊な河床波を想定しなければならなくなると思われる。

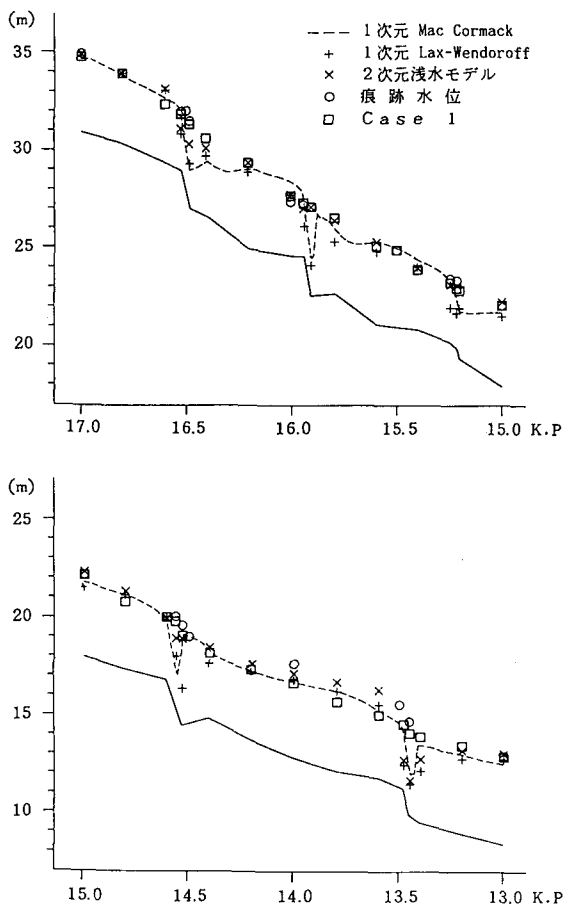


図-8 計算水位比較表

あとがき

平成元年度と平成2年度の2カ年にわたる実験によって、1号床止め～3号床止め区間をのぞいて昭和56年洪水時の流況の再現はほぼできた。残る区間の再現については課題として残った。計画流量流下時の流況については理論的に考えられる最大と最小の粗度づけで表現したが、56洪水再現で課題として残った現象が計画流量流下時に発生する可能性もあり、その流況の検証についてもさらに検討を要すると思われる。

最後に今回の研究を進めるに当たり、いろいろとご相談に乗っていた北大の黒木助教授に謝意を表したい。

<参考文献>

- 1) 岸力, 黒木幹男; 移動床流における河床形状と流体抵抗(I), 北工学部研究報告, 第67号 1973.
- 2) 河道設計論 平成元年3月 北海道開発局監修 財団法人北海道河川防災研究センター編
- 3) Garcia, R. and Kahawita, R.; Numerical solution of the St. Venant equations with the MacCormack finite difference scheme: International Journal of Numerical Methods in Fluids, Vol. 16, 1986.
- 4) 崇田徳彦, 清水康行, 渡邊康玄; MacCormack法を用いた常・射流計算 北海道開発局土木研究所月報 1990年9月
- 5) 渡邊康玄, 許士達広, 村上泰啓, 崇田徳彦; 常射流混在場での不等流計算と河床変動計算 北海道開発局開発土木研究所月報 1989年9月