

忠別川の移動床歪模型実験

北見工業大学工学部 正会員 内島 邦秀
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 井出 康郎
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 加治 昌秀
 北見工業大学大学院 学生員 宇山 幹紀
 北見工業大学工学部 正会員 早川 博

1. はじめに

模型実験の対象とした忠別川は、大雪連峰に源を發し、KP2.0地点で美瑛川を合流し旭川市で石狩川と合流する石狩川水系の一次支川である。北海道の4大急流河川(豊平川、忠別川、札内川、渚滑川)の一つであり、その河床勾配は1/100~1/300で洪水時に側岸浸食の頻度が高いとともに、急激な河床変動が発生する。このことから移動床歪模型実験を行い、測定された表面流速ベクトル、河床横断形状から河岸災害危険箇所となる水衝部を予測することを目的として、検討した結果を報告する。

2. 歪模型の相似則¹⁾

砂州形成領域区分図の両軸の無次元パラメータを模型と原型で一致させ、Manning-Strickler型の抵抗則を用いることによって相似則が導かれる。水平方向縮尺比を L_r 、鉛直方向縮尺比を y_r とし、 $n=L_r/y_r$ を歪比と定義する。重力加速度比は $g_r=1$ であり、実験河床材料に砂を用いると、水中比重比は $s_r=1$ である。この場合の、鮭川ら、三輪、黒木・岸の領域区分図から導かれる相似則をまとめたものが表-1である。表-1において、 h :平均水深、 l :水路勾配、 s :河床材料の水中比重、 d :河床材料の平均粒径、 B :水路幅、 u :平均流速、 u_* :摩擦速度、 Q :流量、 t :時間、 Fr :フルード数、 H :砂州波高、 k :定数(=6.0)である。また添字 c の値は、鮭川ら $c=1$ 、三輪 $c=2/3$ 、黒木・岸 $c=1/5$ である。添字 r は縮尺比を表し、その定義は、縮尺比=原型値/模型値(それぞれ添字 p, m)であり、縮尺 $=1$ /縮尺比である。

表-1 歪模型の相似則

相似条件	水理相似則	砂州波高相似則
① $\frac{h_r \cdot l_r}{s_r \cdot d_r} = 1 \quad (s_r=1)$	④ $h_r = n^{-\sigma} \cdot B_r$ ⑤ $d_r = n^{-\sigma-1} \cdot B_r$	⑩ $\frac{H_r}{h_r} = n^{1/2(\sigma-1)}$
② $\frac{B_r \cdot l_r^\sigma}{h_r} = 1$	⑥ $u_r = n^{-\sigma/2-1/3} \cdot B_r^{1/2}$ ⑦ $Q_r = n^{-3\sigma/2-1/3} \cdot B_r^{5/2}$	⑪ $\frac{H_r}{B_r} = n^{-1/2(\sigma+1)}$
③ $\frac{u_r}{u_{*r}} = k_r \left(\frac{h_r}{d_r} \right)^{1/8} \quad (k_r=1)$	⑧ $t_r = n^{\sigma/2+1/3} \cdot B_r^{1/2}$ ⑨ $Fr_r = n^{-1/3}$	⑫ $\frac{H_r}{d_r} = n^{1/2(\sigma+1)}$

3. 実験条件と実験方法

実験水路は、忠別川KP6.0からKP16.0までの低水路²⁾を対象とし、上流側に1kmの助走区間を設け、水平方向縮尺比 $l_r (=B_r)$ を600として作製した。

今回の実験では、鮭川らの領域区分図から得られる $c=1$ の場合の相似則を用いて実験を行った。対象区間の平均粒径は $d_p=71$ (mm)、河床勾配は $l_p=1/138$ である。河床材料に平均粒径 $d_m=0.75$ (mm)の砂を用いると、 $d_r=94.7$

Distorted River Model Experiments on The Chibetsu River

by Kunihide UCHIJIMA, Yasuro IDE, Masahide KAJI, Mikinori UYAMA and Hiroshi HAYAKAWA

$B_r=600$ であるから、表-1-⑥より $n=2.5$ と求まり、 $I_r=n^{-1}$ より模型の平均勾配は $I_m=1/55$ となる。

次に流量であるが、忠別川の低水路満杯流量は約 $500(m^3/s)$ であるが、曉橋観測所 (KP15.2) において昭和56年8月に最大流量 $400(m^3/s)$ の洪水が観測されているので、この流量に対して実験を行うこととした。模型の流量は、表-1-⑦より $Q_m=0.243(l/s)$ となる。この流量を用いて実験を行った。これらの実験条件をまとめたものを表-2に示す。

表-2 実験条件

物理量	原型	歪模型
水平縮尺	-----	1/600
鉛直縮尺	-----	1/240
歪比	-----	2.5
勾配	1/138	1/55
底質粒径	71.0(mm)	0.75(mm)
流量	400(m^3/s)	0.243(l/s)

また、実河川には対象区間に第3頭首工 (KP15.2)、第4頭首工 (KP12.6) があるので、簡単な蛇籠を作り、それを模型の頭首工として設置し実験を行った。橋脚は小縮尺模型であるので無視した。

通水時間は、流砂の連続式より求めた。流砂の連続式の相似条件は、 $z_r/t_{er}=q_{er}/x_r$ であり、 $x_r=B_r$ 、Brown型掃流砂量式を用いると $q_{er}=d_r^{3/2}$ 、 z_r に波高の相似則を用いてこの式に代入すると、 $t_{er}=n^2 \cdot B_r^{1/2}$ となる。昭和56年8月の洪水時で流量が $100(m^3/s)$ を越えた継続時間は34時間であり、この値から模型の通水時間を求めると13分19秒となる。

以上のことから、実験は、勾配1/55で側壁が直立固定の水路に砂を7cmの厚さで一様に敷き均して初期河床面とし、上流端で給砂を行いながら $0.243(l/s)$ の流量を13分間通水して行われた。

表面流速の測定は、以下のようにして行った。KP7.0~15.0の各KP断面上に流下方向と平行になるようビデオカメラを設置し、2つ上流のKP断面よりパンチくずを流し、ビデオの設置した断面を通過するパンチくずを5秒間撮影した。その後、ビデオをコマ送りで再生し、6/100~7/100秒間隔でパンチくずの軌跡をプロットして、0.4秒間経過した時点での表面流速を測定した。

河床横断形状の測定は河床形状測定器を用い、通水中止後、初期河床面からの高低差を横断方向に1cm間隔で測定した。

4. 表面流速ベクトルと河床形状による水衝部予測

模型表面流速の原型表面流速への換算は以下の方法で行った。表-1-⑥より $u_p=n^{-5/6} \cdot B_r^{1/2} \cdot u_m=11.4 \cdot u_m$ で、一般に平均流速は表面流速の0.85倍であるので、この式に模型の表面流速値を代入することで実河川の表面流速値に換算できる。実験値の表面流速ベクトルを低水路平面線形に合わせて図示したものが図-1である。最大の流速が発生しているのはKP9.0の左岸寄りであり、その大きさは現地換算では $6.5(m/s)$ となる。低水路満杯程度の出水時の4大急流河川において観測された平均流速は $4.45 \sim 5.42(m/s)$ であり³⁾、この換算表面流速値は妥当であると言える。

模型河床を原型値に換算する方法は以下の通りである。砂州波高相似則である表-1-⑩で $c=1$ を代入すると $H_r/B_r=I_r=n^{-1}$ であり、洗掘深 z は砂州波高と同程度歪むと考えられるのでこの式は、 $z_r/B_r=I_r=n^{-1}$ で表される。以上のことから、模型値を原型値に換算する式は、平均河床面からの高低差を η として、 $\eta_p=n^{-1} \cdot B_r \cdot \eta_m=0.24 \cdot \eta_m(m)$ (但し η_m はmm単位)となる。また、横断方向位置は水平方向縮尺比 $B_r=600$ をかけて得られる。

模型値を原型値に換算した河床横断図を図-2に示した。図中で実河川(昭和62年度)、歪模型、無歪模型²⁾の横断形状を、それぞれ実線、破線、点線で示し、歪、無歪模型の平均河床は実河川の計画河床と等しくして図示してある。実河川低水路のKP断面平均河床高の大部分は計画河床高にほぼ一致しているが、KP9.8、KP14.8では特にその差が大きい。

図-2を見ると、模型水路幅が変化し始める断面(KP12.4、13.2など)で洗掘箇所が多少違っている。また、下流側に助走区間を設けていないためKP6.4より下流の断面ではあまり実河川とは一致していないが、それ以外の断面では洗掘深・堆積高に多少の違いはあるもののその発生箇所などは良好に再現できていると思われる。水衝部は、一般に側岸寄りに大きな洗掘が発生する箇所であり、この部分を、図-1に○印で示した。

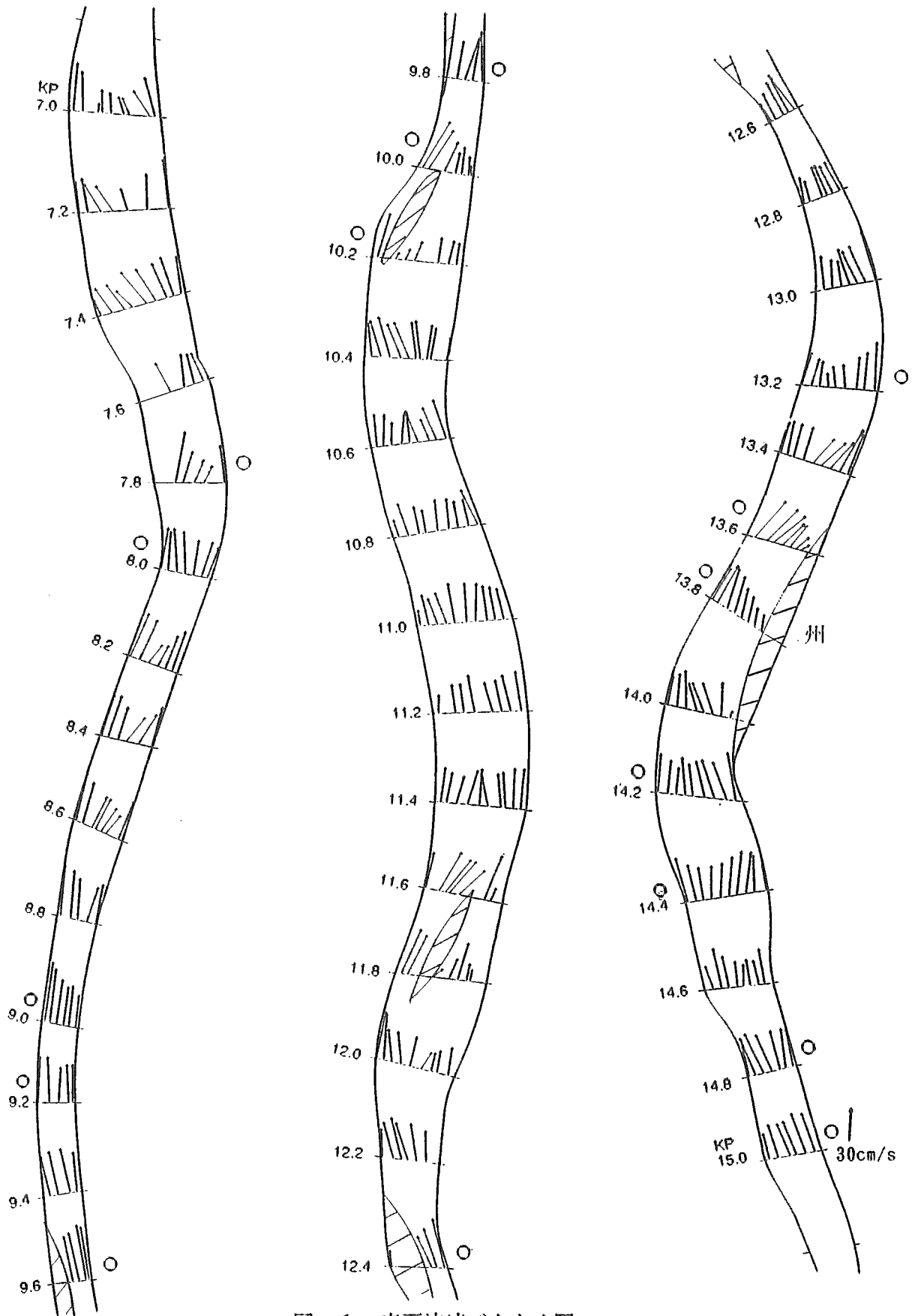


図-1、表面流速ベクトル図

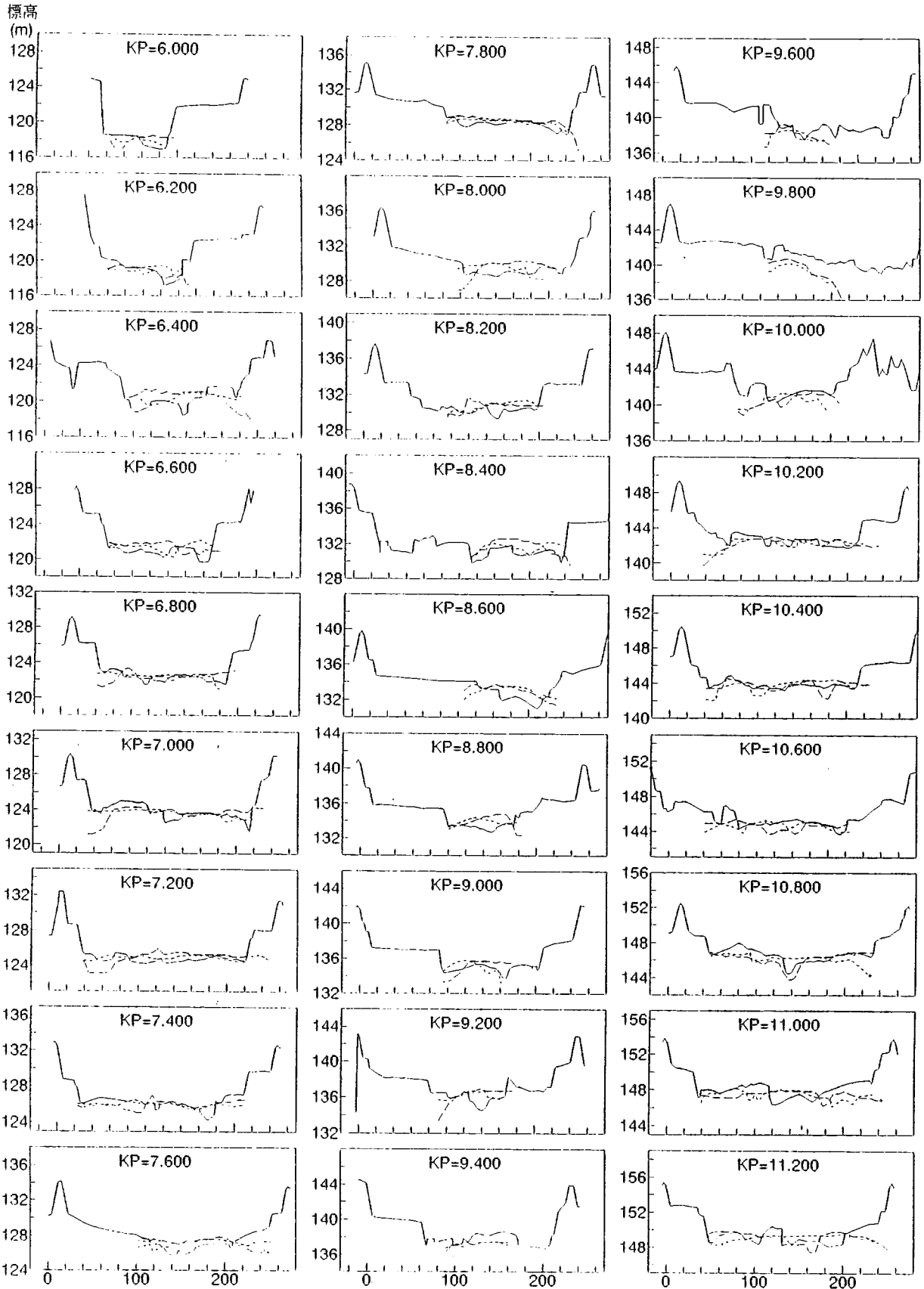


図-2 河床横断面図 (1)

(—:実河川, - - -:無歪模型, - · - :歪模型)

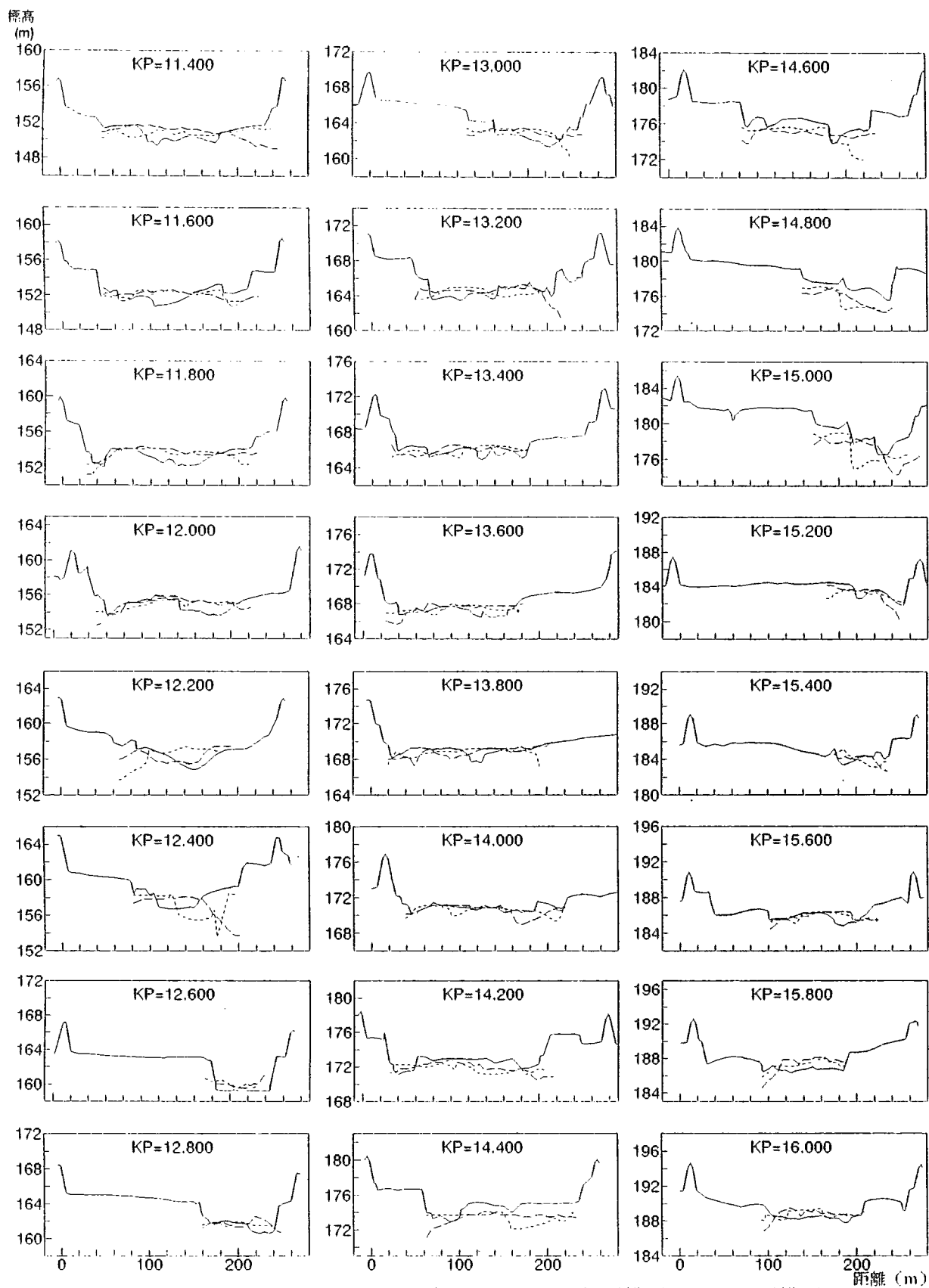


図-2 河床横断面図(2)

(—:実河川, - - -:無歪模型, - · - :歪模型)

対象区間をその水路幅によって区分すると、(1)川幅の広い区間、(2)川幅の狭い区間、(3)川幅が変化する区間の3つに分類することができる。

(1)の区間は、KP13.2～14.4、KP10.4～11.4の2つの区間であり、前者は蛇行振幅が大きく、後者は蛇行振幅が小さい。図-2を見ると、蛇行振幅の大きい区間での水衝部はKP13.6、13.8、14.2、14.4の左岸、KP13.2の右岸である。これらの水衝部は全て凹岸寄りであり、KP13.2、13.6、13.8では流速の横断変化が大きい。KP13.2～14.4区間では、凸岸直下流に州がつき、主流は対岸寄りに移行して水衝部が発生することを図-1は明瞭に示している。

一方、蛇行振幅の小さい区間では、水路幅全体でほぼ一樣な流速で流れており、また、図-2よりこの区間では水衝部は発生していない。

(2)の区間も(1)と同様、蛇行振幅の大きい区間と小さい区間の2つがある。KP12.2～13.0の区間は蛇行振幅が大きい流速の横断変化の大きい箇所はKP12.4、12.6であり、図-2を見ると水衝部が発生しているのはKP12.4のみで、(1)の区間と同様に、KP12.4の左岸に発生している砂州の影響が大きいと思われる。蛇行振幅の小さいKP8.2～9.8の区間は、図-2を見ると水衝部はKP9.0、9.2の左岸、KP9.6、9.8の右岸で発生する。この区間で単列砂州が発生していることが図-2から明らかであり、砂州の影響によるものと思われる。

(3)の区間は、川幅が広がるKP11.8～12.2、KP7.6～8.0と川幅が狭くなるKP10.0～10.2の3つがあげられる。川幅が広がる区間では、その上流の幅の狭い区間からの流入によって滞筋が固定され、凸岸における流れの剥離によって、その下流の流速はほとんど0となることがKP7.6、7.8で現れている。川幅の狭くなる区間は、図-1より明らかのように、左岸よりの主流はKP10.0の水当たりによって大きさと偏角を増して下流対岸(KP9.8)の水衝部まで及ぶ。

5. 水衝部と河岸災害

昭和62年以降の横断測量が実施されていないため、平成6年の洪水(ピーク流量約600(m³/s))で発生した河岸災害と模型の水衝部を比較する。実河川でこのとき発生した河岸災害箇所は、KP10.2～10.8右岸、KP14.4左岸、KP15.0右岸の3箇所である。このうちKP14.4、15.0は模型実験でも水衝部であると予測できており、またKP10.6～10.8は表面流速ベクトルが大きく危険箇所であることが分かる。しかし、KP10.2～10.4では予測されていない。これは、模型水路では側壁が固定されており、高水敷を考慮していないため、KP10.6右岸の様な凸岸で側岸侵食が発生すると、実際には低水路の平面線形が変わってしまうためと考えられる。

6. おわりに

歪模型実験で得られた河床形状、表面流速ベクトルから水衝部を予測することが可能であることを確認した。また、河床形状の検証においても、無歪模型とほぼ同じ精度で河床を再現できた。今後は歪模型において、流砂量の原型値予測について検討していきたい。

謝辞：北海道開発局旭川開発建設部より忠別川の実測資料を提供して頂いた。また、本研究は(財)北海道河川防災研究センターの平成6年度研究助成(内島邦秀)を受けて行われた。ここに記して、関係各位に深謝致します。

参考文献

- 1)内島邦秀・早川博：交互砂州河床河川の移動床歪模型の相似則に関する研究、土木学会論文集、No. 479/II-25、pp. 71-79、1993.
- 2)北海道開発局開発土木研究所・(財)河川環境管理財団：急流河川水理模型実験業務報告書、1994。
または、
加治昌秀・井出康郎・山下彰司・内島邦秀：河川水理実験における相似についての検討、土木学会北海道支部論文報告集、第51号、1995.
- 3)北海道開発局：根固工に関する調査研究、総集編、1974.