

横断構造物を考慮した長期的な河床変動に関する研究

Research on Long-term River Bed Deformation Considering River Crossings

室蘭工業大学 ○学生員 大原 健輔(Kennsuke Ohara)
 室蘭工業大学 正会員 中津川 誠(Makoto Nakatsugawa)
 室蘭工業大学 学生員 中澤 辰哉(Tatsuya Nakazawa)

1. はじめに

河川流域内に存在し、水の流れを堰き止めている河川横断構造物はその上下流において河床の変化を生じさせる。河川横断構造物は上流から流入する砂礫を堰き止めるため、一般にはその上流では堆積が生じ、下流では河床材料の供給が断たれることにより洗掘傾向となる。

このような河川横断構造物の影響を適切に評価し、場合によっては改善することで、健全な流砂系を実現することが望まれる。

本研究では、鶴川流域を対象とし、頭首工など河川横断構造物の影響によって生じる上下流における河床変動の把握と河床変動計算による実現象の再現を行うことを目的とする。具体的には、実河川の河床変動計算を行う上で、計算に用いる手法や流砂量式の妥当性を実験の再現計算によって検証し、同様の手法を実河川に適用することで、河川横断構造物を含んだ長期的な河床変動計算を行った。

対象流域は図-1 に示す北海道胆振地方東部を流れ太平洋に注ぐ一級河川であり、流域面積：1,270km²、幹川流路延長：135km の鶴川流域である。鶴川は急流河川であり、河床勾配は上流部で 1/150 以上、中流部で約 1/100 ~ 1/1,000、下流部で約 1/1,000 である。地質の特徴としては、中上流域の一部に蛇紋岩などの変成岩類が分布し、地すべりや斜面崩壊が生じやすいものとされる。また、鶴川河口域では河道の変化や海岸線の後退が問題となっており、河川、海域を含む総合的な流砂環境の把握が必要である。

2. 河川横断構造物による堆砂模型実験

河川横断構造物の上下流における影響評価を目的として模型実験を行った。

堆砂実験で設定した実験模型の規模は図-2 に示すような長さ 5.0m、幅 0.3m、高さ 0.5m、勾配 1/17.74 の直線水路であり、模型の最下流端に河川横断構造物に見立てた高さ 0.152m の板（以下、ダムとする。）を設置した。

実験条件は、実験開始から 40 分後まで継続的に流量 1.52L/s を通水した。また、図-3 のような粒度分布で表される東北砂 4 号¹⁾（平均粒径：0.775mm）を使用し、0.031L/s で最上流端から断続的に給砂することとした。

なお、鶴川下流に存在する頭首工の非取水時の川幅（80m）と実験水路幅（0.3m）を用いて縮尺を求めると約 1/270 となる。この縮尺を用いて、実験流量をフルードの相似則により実際の流量に変換すると 1,765m³/s となる。この流量は、大規模な出水があった H13/9/12 及び、H15/8/10、H18/8/19 の流量に相当する。

実験条件については実河川に基づいた設定を検討したが、5.0m の水路長で行う堆砂実験においては、実験水路全区間で堰上げ背水の影響が生じるため、十分な助走区間

を設定できない。従って、本実験では勾配とダム高を共に大きくすることで堆砂状態が鮮明となることから、実験水路で設定可能な最急勾配を設定した後、ダム区間と助走区間を十分に確保できる高さのダム高を設定した。流量と給砂量の設定に関して、本実験においては現象の把握と再現計算における煩雑さを回避するため縦断方向の変化のみに着目し、横断方向に変化が生じない非砂州発生条件を設定した。

なお、初期河床は水路そのものの河床であり、上流端から給砂することで時間とともに河床変化が生じることとなる。また、実験において一定時間毎の堆砂状態を目視できるようにするため、実験開始後から 5 分毎に黒砂（着色した砂）の撒布を行った。

以上の実験条件に基づいて堆砂実験を行った結果を図-4 に示す（黒砂の位置にマスキングテープを張っている。）。図によれば、一定時間間隔の前縁線の間隔が縮まっていることがわかる。

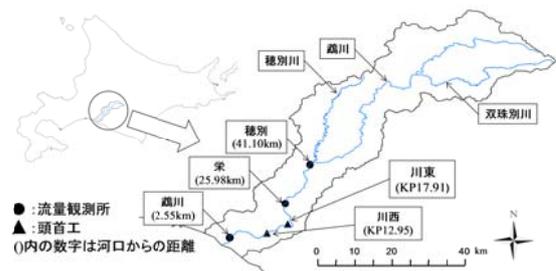


図-1 対象流域の位置

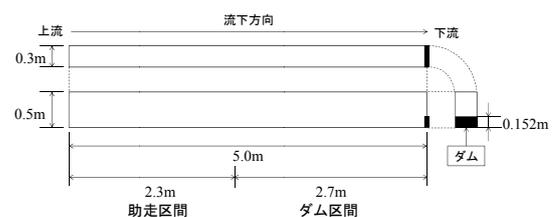


図-2 実験水路模式図

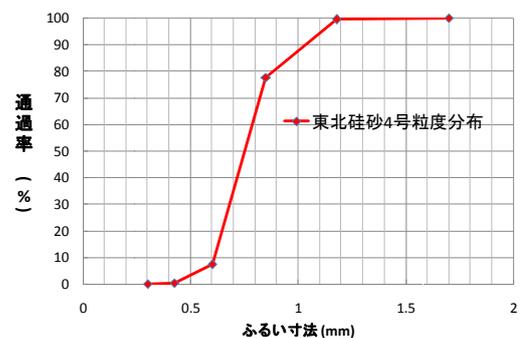


図-3 東北砂 4 号の粒度分布

3. 模型実験の再現計算

本章では前章の堆砂模型実験の再現を目的として1次元河床変動計算を実施し、その手法や掃流砂量式の妥当性を検証する。

3.1 河床変動計算の方法

流れの計算は、 Manning 則を用いた不等流の方程式を幅広矩形断面で考慮した次式を用いる。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{B^2 h^2} \right) + \frac{Q^2 n^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \quad (1)$$

ここで、 H は水位、 B は川幅、 h は水深、 Q は流量、 g は重力加速度、 n は Manning の粗度係数である。

掃流砂量式は次式に示す 芦田・道上式²⁾を用いる。

$$\frac{q_b}{\sqrt{sgd^3}} = 17\tau_*'^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_*'}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_*'}{u_*} \right) \quad (2)$$

ここで、 q_b は単位幅当たりの掃流砂量、 d は砂粒子の粒径、 s は砂の水中比重、 τ_*' は無次元有効掃流力、 τ_* は無次元掃流力、 τ_{*c} は無次元限界掃流力、 u_*' は摩擦速度、 u_{*c} は限界摩擦速度である。なお、 u_{*c} は岩垣の式³⁾によって求める。

浮遊砂濃度の計算は次式で表わされる浮遊砂濃度連続式を用いる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (ch) + \frac{1}{B} \frac{\partial (Qc)}{\partial x} = q_{su} - w_f c \quad (3)$$

ここで、 c は浮遊砂濃度、 w_f は浮遊砂の沈降速度、 q_{su} は浮遊砂の単位面積当たりの河床からの浮上量である。なお、 w_f は Rubey の式⁴⁾、 q_{su} は板倉・岸の式⁵⁾によって求める。

流砂の連続式は次式で表わされる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial (q_b B)}{\partial x} + (q_{su} - w_f c) \right] = 0 \quad (4)$$

ここで、 η は河床高、 λ は河床材料の空隙率である。

3.2 模型実験の再現計算と結果

再現計算について、流量と起算水位は実験中に計測した値である 1.52L/s、ダム天端上の水深 0.031m をそれぞれ与え、土砂については東北傾斜 4号の平均粒径の値 (0.775mm) を均一粒径として与えた。計算断面間隔は 5cm 間隔とし、計算時間間隔は 0.1s とした。土粒子の水中比重と河床材料の空隙率は一般的な値である 1.65 と 0.4 を与えた。また、Manning の粗度係数は $n=0.038$ として与えた。上流端の流砂量は、実験時の給砂量である 0.031L/s を与えた。

再現計算を試みた際、計算結果が実験結果を大きく超過する傾向が見られたため、芦田・道上の掃流砂量式の係数を調節して計算を試みた結果、次式で表される掃流砂量式を与えた際に実験結果に最も近い堆砂状態を得た。

$$\frac{q_b}{\sqrt{sgd^3}} = 7\tau_*'^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_*'}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_*'}{u_*} \right) \quad (5)$$

したがって、今回の模型実験の再現に適した掃流砂量式は(5)式であると判断し、時系列毎の計算結果を出力した。実験終了時 (40 分後) の模型実験で計測した河床高と再現計算で得られた河床高の比較を図-5 に、再現計算における河床高を満砂となる 85 分まで 5 分毎に出力した結果を図-6 にそれぞれ示す。

なお、河川横断構造物下流での堆砂実験に関しては、図-7 に示すように直下流部において射流が生じ、また、河床の洗掘が著しいため再現計算が困難であるため、今回は横断構造物上流部に限定した評価を主眼とし、直下流部も

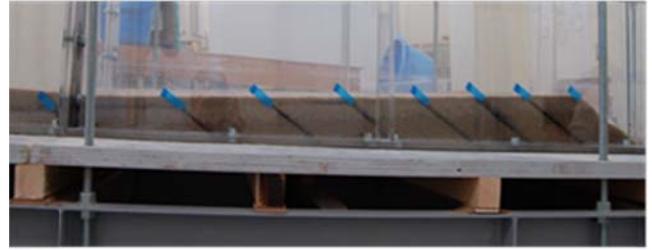


図-4 河川横断構造物上流での堆砂模型実験結果

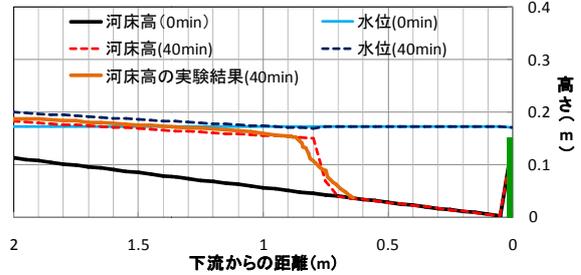


図-5 芦田・道上式の修正式 (5) による再現計算結果

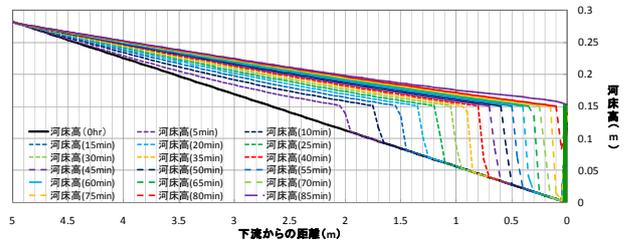


図-6 上流部堆砂模型実験の 5 分毎の再現計算結果



図-7 下流部河床変動模型実験

含む河床変動計算については、今後の課題としたい。

4. 鶴川における河床変動の実態と再現計算

4.1 実現象の把握

前述したとおり、鶴川には 2 基の頭首工が存在する。図-8 には川西頭首工 (KP12.951) と川東頭首工 (KP17.906) の位置関係を示す。図-9 には、H10 年における鶴川中下流の平均河床高および最深河床高の縦断図を示す。また、図-10 には、H10 年の平均河床高を基準とし、H04, H13, H15, H18 年の平均河床高との差分 (各年の平均河床高 - H10 年平均河床高) を示す。図中のコンターは、寒色ほど H10 年に比べ洗掘傾向、暖色ほど H10 年に比べ堆積傾向であることを示している。図によれば、H10 年以降に各頭首工の上流において堆積傾向がみられ、下流において洗掘傾向がみられる。また、H10 年と H18 年の頭首工上流部

での河床変動高について、各頭首工の上流側 3km の区間平均で河床変動高を算出すると、川西頭首工上流で約 0.25m、川東頭首工上流で約 0.32m の堆積が生じている。

従って、頭首工の影響は長期的には無視できず、その影響を考慮すべきであると考えられる。なお、H09 年以前は下流において砂利掘削が行われており、河床高の変化から単純に河川横断構造物の影響を評価できないが、H10 年以降についてはその影響が認められるものと考えられる。

4.2 実河川（鶴川）での河床変動計算の概要

計算手法としては、3.1 に示した流れの計算式や流砂量式及び流砂の連続式を用いる。

計算期間は H14 年 1 月 1 日から H18 年 12 月 31 日とする。計算区間は KP0.4（河口）～KP42.4（徳別観測所）までの 42km とし、計算断面間隔は KP0.2（概ね 200m）を基本とするとともに、各頭首工の一般図を基に頭首工の断面を追加した。河道断面は低水路満杯流量を考慮し、低水路矩形近似単断面を使用し、川幅や粗度係数も現地測量結果を使用する。初期河床高は H13 年の平均河床高（KP0.2 間隔）とする。

粒径は実測に基づいて断面毎に均一粒径を設定する。具体的には、計算時の年に対し前年の平均粒径を使用する。しかし、実測値が存在するのは H13 年と H15 年と H17 年のみである。従って、前年に実測値のある H14 年、H16 年、H18 年の計算では、それぞれ H13 年、H15 年、H17 年の平均粒径を用いることとし、また、前年に実測値のない H15 年の計算に関しては H13 年と H15 年の平均粒径の平均値を、H17 年の計算に関しては H15 年と H17 年の平均粒径の平均値をそれぞれ用いることとする。さらに、それぞれの平均粒径について、KP1.0 間隔のものであることから、当該断面とその前後 2 断面ずつに同一の値を設定することとし、さらに、各頭首工の前後の断面は近傍の断面の平均粒径を与えることとする。

流量は縦断変化を考慮するため、清水の方法を参考とし、計算区間内の流量観測所における平均年最大流量を用いた累乗近似式の係数から、次式で表わされる鶴川観測所の流量データを与えることで、任意断面の流量を算定できる推定式として次式を用いた。

$$Q = Q_m \exp[-0.00979(L - 2.55)] \quad (6)$$

ここで、 Q_m は鶴川観測所の時間流量、 Q は任意断面の流量、 L は河口から任意断面までの距離(km)である。ただし、欠測期間においては徳別流量を用いた計算式に変更する。

下流端の境界条件は流域近傍の苫小牧東港で観測された潮位を使用する。上流端の流砂量の境界条件は、動的平衡（上流端の河床が変化しない）とした。また、計算時間間隔は 1h とした。

さらに、計算を行うに際して、頭首工が存在することで流れの計算が不安定となるため頭首工全断面と流況が射流状態となったときに河床変動が生じないよう条件を与えた。また、非取水期間（8月30日から4月30日）と取水期間（5月1日から8月29日）においての堰高の変化による現象について考慮するため、川西頭首工と川東頭首工の断面において次のような条件を与えることとした。川西頭首工断面において、非取水時は敷高 $EL=13.38m$ 、川幅

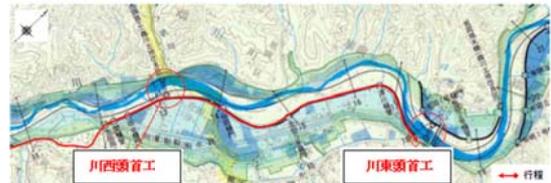


図-8 頭首工の位置

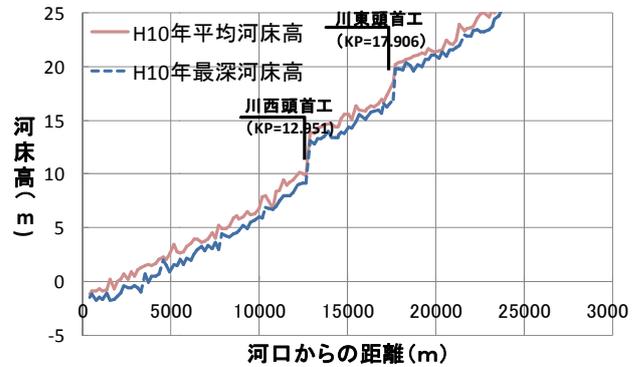


図-9 H10 年の河床高

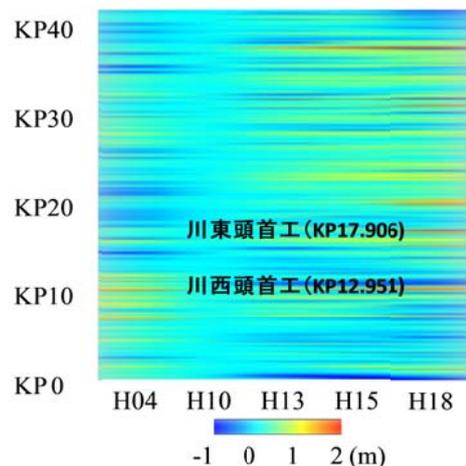


図-10 H10 年を基準とした平均河床高の変動高

$B=80m$ を、取水時は敷高 $EL=15.78m$ 、川幅 $B=253m$ を与える。川東頭首工において、非取水時は敷高 $EL=19.5m$ 、川幅 $B=80m$ を、取水時は敷高 $EL=21.9m$ 、川幅 $B=280m$ を与える。なお、非取水時の敷高は土砂吐きの高さ、川幅は可動堰の幅であり、取水時の敷高は堰の高さ、川幅は可動堰と固定堰を合わせた幅である。

また、全期間を通して両頭首工の直下流端において掃流砂量 $q_b=0$ と設定することにより、河川横断構造物が河床変動に与える影響を考慮した。

4.3 河床変動計算結果

河床変動計算の精度比較には、H15 年 12 月、H18 年 12 月の平均河床高の実測データを用いる。

図-11 には、H15 年及び H18 年の計算結果と平均河床高の実測値を用いた縦断図を示す。図によれば、H15 年において河口から 8000m より上流および H18 年の全区間において河床高の再現計算が適切に行えていることがいえる。

図-12 には、計算河床高の変化量と実測河床高の変化量

の比較（精度比較時の河床高一初期河床高）を示す。図によれば、H15年及びH18年において河口から約5000mまでの区間では、計算結果の変化量と実測の変化量とで傾向が一致していない箇所が存在するが、全体をみると概ね同様の傾向にあることがいえ、精度の高い再現計算を行うことができた。また、H15年からH18年にかけての変化量を比較すると、川西頭首工・川東頭首工とも上流で堆砂傾向にあり、下流で洗掘傾向にあるといえる。したがって、河川横断構造物の影響によって生じる一般的な現象である河川横断構造物上流では堆砂し、下流では洗掘するという現象を再現できたと考える。

次に、河床変動計算結果の精度を確認するため、次式で表わされるRMSEを用いて評価を行う。

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum(Z_o - Z_s)^2}{N}} \quad (7)$$

ここで、 Z_o は実測平均河床高、 Z_s は計算平均河床高、 N は断面データ数である。表-1には精度比較時のRMSEおよびその平均値を示す。表-1によれば、RMSEがH15年で0.67m、H18年で0.68m、平均すると0.68mとなった。以上より、H15年、H18年ともに精度の高い再現計算を行うことができたといえる。

5 まとめ

- 1) 河川横断構造物による堆砂実験とその再現計算を行い、時系列的な堆砂形状を観測した。また、実験条件に基づいた計算条件を設定し、再現計算を行うことで計算手法や掃流砂量式の妥当性を検証することができた。
- 2) 実河川の再現計算に関してはH15、H18年とも、精度の高い再現計算を行うことができた。また、河川横断構造物の影響によって生じる一般的な現象である河川横断構造物上流では堆砂し、下流では洗掘するという現象を再現できた。

なお、本研究で実施した均一粒径であるため、今後、均一粒径の河床変動計算を拡張し、混合粒径での計算を行うことで実河川の再現計算の精度をより改善できるようにしていきたい。

謝辞

本研究の一部は国土交通省河川砂防技術研究開発公募（地域課題分野）の助成を受けて行ったものである。また、研究を行うにあたって、模型実験で御協力頂いた水理実験代表小川芳樹様、及び資料を提供して頂いた国交省室蘭開発建設部治水課の各位に謝辞を表す。

参考文献

- 1) 北日本産業株式会社 HP:東北珪砂4号の粒度分布
- 2) 芦田和男, 道上正規:移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.59-69. 1972.
- 3) 岩垣雄一:限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第41号, pp.1-21, 1956.
- 4) Rubey, W. W.: Settling velocity of gravel, sand and silt

particles. Amer. Jour. Sc., 25, pp.325-338, 1933.

- 5) Itakura, T. and Kishi, T.: Open channel flow with suspended sediments, Proc. of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1980.

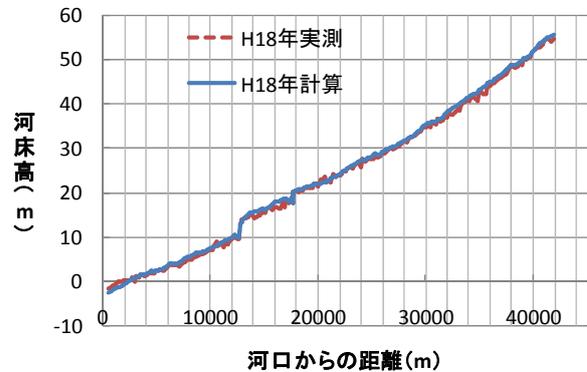
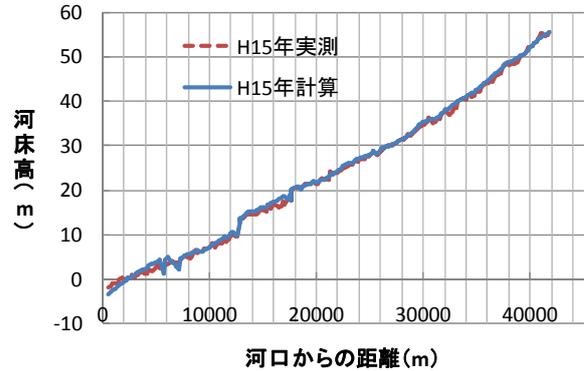


図-11 実測値と計算結果との比較
(上段：H15年，下段：H18年)

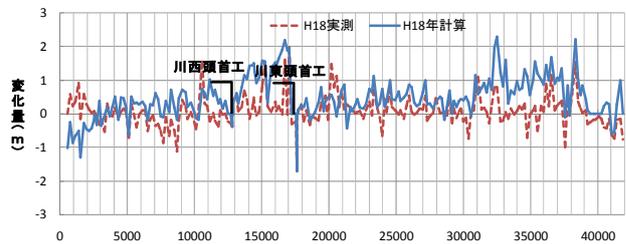
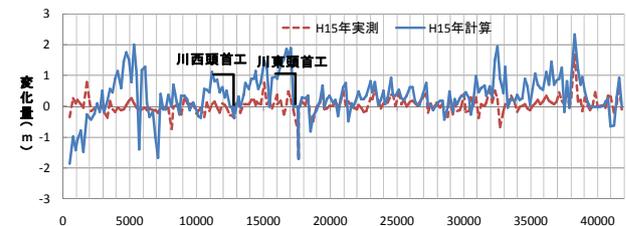


図-12 初期河床と計算結果との比較
(上段：H15年，下段：H18年)

表-1 河床変動の誤差

	H15年12月	H18年12月	平均
RMSE (m)	0.67	0.68	0.68