

礫河床上への細砂の堆積によって 自律形成される河道の平衡横断面形状

泉 典洋¹・岩瀬晴夫²・野村圭司²

¹フェロー会員 PhD 北海道大学教授 工学研究院 (〒 060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

E-mail: nizumi@eng.hokudai.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 株式会社北海道技術コンサルタント (〒 065-0043 札幌市東区苗穂町 4 丁目 2-8)

河川の中には、洪水疎通能力を向上させるために拡幅工事を行なったものの、その後の細砂の堆積によって河道断面が減少してしまう河川が少なからず観察される。このような細砂の再堆積による河道閉塞は、洪水を安全に流下させるという河川の重要な機能を維持管理する上で深刻な問題である。本研究では、泉・Parker³⁾が提案した、河床を礫、河岸を細砂で構成された自律形成河道に関する理論を、前述したような細砂の堆積によって河道が閉塞するプロセスに適用することで、礫河床上への細砂の堆積による自律形成河道の平衡横断面形状について、理論的な観点から説明を試みたものである。

Key Words: gravel river, sand-silt river, gravel bed sandbank river, self-formed channel, suspended sediment

1. はじめに

河道の重要な機能の一つは、流域で発生した大雨による洪水流を安全に流下させることである。流域の土地を人が高度に利用している現在、大雨による水害が激化するにつれて、この機能の重要性は著しく増加している。河川の洪水流下能力を増加させるために、河道の拡幅工事が行われるが、それによって増加した河川の洪水流下能力が、数年から数十年後、細砂の堆積によって再び減少してしまう例が少なからず観察されている。その一例として次節で詳述する北海道苫小牧市を流れる別々川を図-1に示す。このような細砂の堆積による河道閉塞は、河川管理上重要な問題であることから、これまでもいくつかの研究が行われている。

藤田, Moody, 宇多, Meade¹⁾ および藤田, Moody, 宇多, 藤井²⁾ は川内川および米国のパウダー川において、拡幅工事後に細砂の堆積によって高水敷様の側岸部が形成された様子を報告している。彼らは、細砂の堆積が植生の定着や成長を助長し、細砂の堆積をなお一層進展させることを指摘している。また、簡単なモデルを用いた計算の結果から、川幅の縮小には植生の役割が重要であると結論付けている。

泉, 岩瀬, 酒井, 野村³⁾ は、前述の別々川を含む、河床が礫、河岸が細砂で構成される北海道内 37 の中小河川を調査し、細砂の堆積によって形成された低水路満杯流量の再現期間は、ほとんどの河川で 1.5 年以下であることを明らかにしている。すなわち、細砂の堆積によって自律形成される低水路の規模を決めているのは、



図-1 別々川。

1.5 年に 1 回発生するより小さい流量である。また、その河岸高が決定されるプロセスについて後述するような仮説を提案している。

泉・Parker⁵⁾ は、Parker⁶⁾ の提案した自律形成砂床河川の理論を発展させ、自律形成された礫床河道⁷⁾の中に細砂が堆積することによって、河床が礫、河岸が細砂(以降、泉, Parker⁵⁾に倣って‘礫床砂岸’と呼ぶ)で構成された河道が自律形成されるプロセスを理論的に説明している。ただし、平坦な礫河床上に細砂が堆積するような状況については取り扱っていない。

本研究では、泉・Parker⁵⁾の理論に基づいて、平坦な礫床上において細砂が堆積することによって礫床砂岸河道が自律形成されるプロセスを理論的に明らかにし、泉ら³⁾の仮説を検証する。

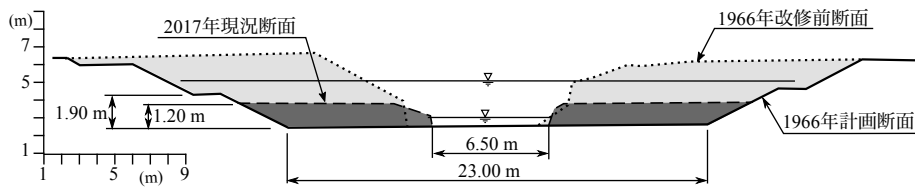


図-2 別々川の横断面図.

2. 河川改修後の細砂の堆積による川幅縮小

図-2は、前述した別々川の断面形の河川改修後における経時変化を示したものである³⁾。1966年の改修前の断面が点線で囲まれた薄いグレイの部分（1966年改修前断面）である。その後180 m³/sを目標流量として掘削が行われ、図中の太い実線（1966年計画断面）のようになった。以後50年余りの間に、細砂が河道の両側に堆積してできたのが破線で囲まれた現在の河道断面（2017年現況断面）である。水は、細砂が堆積した部分の間を流れており、細砂の堆積した部分およびその間が、それぞれちょうど高水敷および低水路のようにになっている。

平水時には河床表層は60%粒径が2.7 cmの礫で覆われているが、高水時には上流から輸送されてきた細砂が流速の比較的小さい側岸部に堆積することによって、このような高水敷の様な地形が形成されたと考えられる。1966年の改修計画では、高水敷の高さを1.9 m、低水路の幅を23 mとしていたが、細砂の堆積によって自律形成された高水敷高および低水路幅はそれぞれ1.2 mおよび6.5 mとなっており、改修前の低水路幅にほぼ戻っている。川幅を人工的に広げても、河道は自ら選んだ川幅や水深を自律的に形成することが予想される。

以降、特に断らない限り、細砂の堆積によって形成された高水敷および低水路を、それぞれ単に高水敷（あるいは河岸）および低水路と呼ぶことにする。

3. 礫床砂岸河道の自律水深（河岸高）

泉ら³⁾は、北海道が管理する37の礫床砂岸河川に関する調査を行い、礫床の60%粒径 d_{60} と無次元剪断力 τ_c^* との間の関係が、山本⁴⁾が示した日本全国の沖積河川の粒径-無次元剪断力の間の関係とよく似た傾向を示すことを明らかにしている。無次元剪断力 τ_c^* は中央河床部の水深 D_c を用いて次のように得られる。

$$\tau_c^* = \frac{\rho g D_c S}{\rho \mathcal{R} g d_s} = \frac{D_c S}{\mathcal{R} d_s} \quad (1)$$

ここで ρ は水の密度(=1,000 kg/m³)、 g は重力加速度(=9.8 m/s²)、 S は河床勾配、 \mathcal{R} は河床材料の水中比重(=1.65)、 d_s は代表粒径(ここでは d_{60})である。

山本⁴⁾が示した沖積河川の d_s - τ_c^* の図に泉ら³⁾のデー

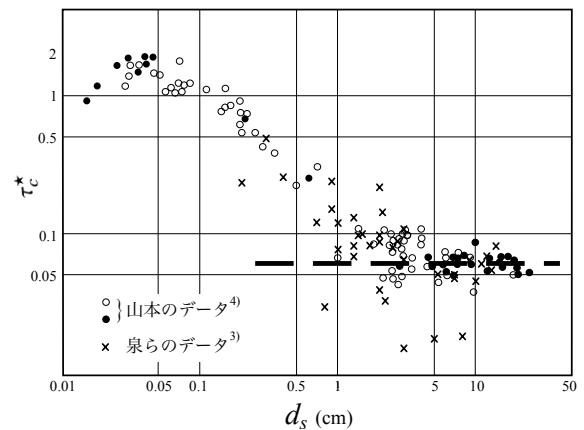


図-3 沖積河川⁴⁾と‘礫床砂岸’河川³⁾の無次元剪断力 τ_c^* と河床材料 d_s との関係。○は粒径として60%粒径 d_{60} を、●は河床材料の主モードより細かい材料を取り除いて算出した d_{50} を用いた。

タをプロットしたのが図-3である。図中○は粒径として60%粒径 d_{60} を、●は河床材料の主モードより細かい材料を取り除いて算出した d_{50} を用いてプロットした山本⁴⁾のデータであり、×が泉ら³⁾の礫床砂岸河川のデータである。礫床砂岸河川のデータの方がばらつきは大きいものの、山本⁴⁾のデータと非常によく似た傾向を示すことがわかる。特に、 d_s が1 cmより大きい領域では、どちらのデータも $\tau_c^* = 0.062$ を示す図中の太い破線の周りに存在している。このことは、河岸も河床も礫で構成された礫床河川の場合であればParker⁷⁾の理論を用いて次のように説明できる。

土砂を活発に輸送している直線礫床河川は、横断方向に勾配を有する河岸部と横断方向に平坦な中央河床部から成る。中央河床部が平坦であるのは、河床に低いところがあると活発に輸送されている土砂によって埋め戻されるからである。また、横断勾配を有する側岸部上を移動する土砂は、必ず重力によって斜面下方に落下する。したがって、側岸部上の土砂が移動すると必ず側岸侵食が発生することになる。礫床河川の場合、側岸部上の底面剪断力は土砂の移動限界以下にならなければ平衡状態にはなり得ない。

ほぼ等流状態の場合、底面剪断力 τ_b は水深 D を用いて次のように表すことが可能である。

$$\tau_b = \rho g D S \quad (2)$$

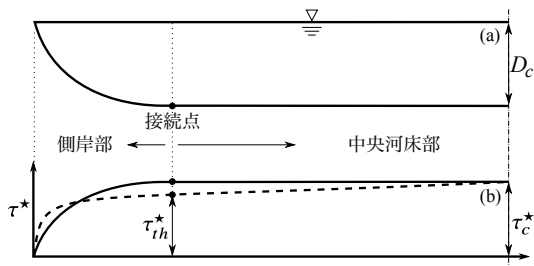


図-4 礫床河川の (a) 平衡横断面形状と (b) 無次元剪断力分布.

上式によると底面剪断力は図-4 (b) の実線で示すように水深に比例する。前述したように側岸部上の底面剪断力が移動限界以下であることから、接続点においても底面剪断力は移動限界になければならない。その時、式 (2) によると中央河床部全体で移動限界にあることになり、土砂は輸送されないことになる。逆に、中央河床部で底面剪断力が移動限界より大きい場合、側岸侵食は止まらないことになる。平野⁸⁾ が最初に指摘したこの矛盾を Parker⁷⁾ は “stable channel paradox” と呼んだ。

このパラドクスは底面剪断力の近似表示である式 (2) に起因している。横断方向に底面剪断力が変化しているような場合、乱流拡散によって底面剪断力は図-4 (b) 中の波線のように再配分され、接続点において無次元限界剪断力 τ_{th}^* が実現する。詳しい解析によって、河道中央の底面剪断力は接続点の底面剪断力より 23% 大きくなることがわかっている^{7), 11), 12)}。粒径 d_s が十分に大きい場合、 τ_{th}^* はほぼ一定の 0.05 程度の値をとるから、中央河床部での無次元底面剪断力 τ_c^* は次式で表される。

$$\tau_c^* = 0.062 \quad (3)$$

このように、礫床河川では中央河床部の無次元剪断力 τ_c^* は 0.062 程度の値をとることが説明できる。

礫床砂岸河川の場合の τ_c^* も礫床河川のそれと類似の傾向を持つことから、泉³⁾ は次のような仮説を提案している。礫床砂岸河川の場合も、細砂で構成された側岸部と礫で構成された中央河床部の接続点において活発な礫の移動があると、細砂で構成された側岸部は安定的に維持できず、側岸侵食が生じる。したがって、中央河床部の無次元底面剪断力は、限界底面剪断力を大きく上回ることはできない。すなわち、礫床砂岸河川の細砂でできた河岸高さは、礫床上の礫が移動限界より若干大きくなる高さで高止まりする (図-5 参照)。次節では、この仮説を検証する。

4. 礫床砂岸河川の横断面形状の理論

低水護岸が施された勾配 S の礫床河川を考える。河道断面形状は広幅台形で、底面は平坦で礫で構成されており、側岸部近傍に細砂が堆積し平衡状態に達して

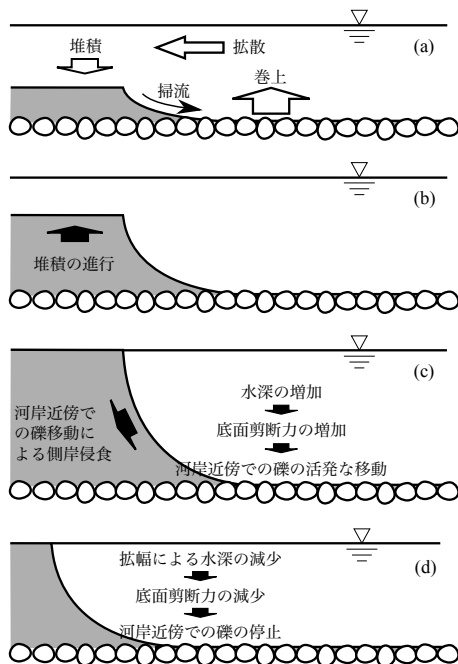


図-5 礫床砂岸河川の自律形成河岸高さの形成プロセス.

いるとする。細砂の堆積によって形成された低水路の幅を B とし、図-6 に示すような側岸部を考える。

砂が堆積している領域を砂相と呼び、堆積していない領域を礫相と呼ぶ。砂相の水際を原点とし、河道中央に向かって水平に y 軸を取る。また水面に対して鉛直下向きに z 軸を取り、砂相の幅を L とする。

(1) 砂相の方程式

砂相の領域 ($0 \leq y \leq L$) では浮遊砂の拡散方程式は次のように表される。

$$-\frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) - \frac{\partial v_s c}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon \frac{\partial c}{\partial z} \right) = 0 \quad (4)$$

ここで c は浮遊砂濃度、 ϵ_y および ϵ はそれぞれ y および z 方向の乱流拡散係数、 v_s は浮遊砂の沈降速度である。上式を $z = 0$ から D まで積分すると次式を得る。

$$\frac{d\mathcal{F}_L}{dy} = \mathcal{E} - \mathcal{D} \quad (5)$$

ここで \mathcal{E} および \mathcal{D} はそれぞれ浮遊砂の巻上げ量および堆積量である。また、 \mathcal{F}_L は水深積分した浮遊砂の拡散フラックスであり、次式で表される。

$$\begin{aligned} \mathcal{F}_L &= -\epsilon_y \int_0^D \frac{\partial c}{\partial y} dz \\ &= -\epsilon_y \frac{d}{dy} \int_0^D c dz + \epsilon_y c(D) \frac{dD}{dy} \end{aligned} \quad (6)$$

Parker⁶⁾ は、上式の右辺第二項目を無視して定式化を行い、砂床河川の平衡断面形状を初めて導いた。それに対して泉、池田⁹⁾、Ikeda & Izumi¹⁰⁾ は右辺第二項目を考慮した解析を行なっている。泉、池田⁹⁾、Ikeda & Izumi¹⁰⁾ の定式化は非常に複雑であることからここでは比較的

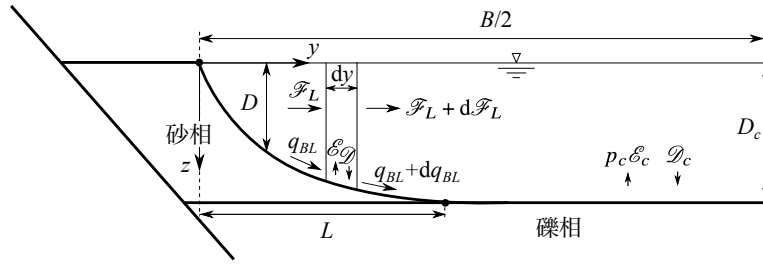


図-6 側岸部の概念図と座標系.

簡単な Parker⁶⁾ の定式化を用いることにする. そのとき, 上式は次のように表される.

$$\mathcal{F}_L = -\epsilon_y \frac{d\zeta}{dy} \quad (7)$$

ここで ζ は水深で積分した浮遊砂濃度であり, 次式で定義される.

$$\zeta = \int_0^D c \, dz \quad (8)$$

側岸部が平衡状態にあるためには横断方向の拡散フラックスと掃流砂量の和がゼロでなくてはならない. すなわち次式が成立する.

$$\mathcal{F}_L + q_{BL} = 0 \quad (9)$$

ここで q_{BL} は横断方向の掃流砂量であり, Parker⁶⁾ に倣ってデューンで覆われた河床に適用可能な次式を用いる.

$$q_{BL} = 3.51\tau^{*3} \frac{dD}{dy} (\mathcal{R}gd_s)^{1/2} d_s \quad (10)$$

ここで τ^* は無次元剪断力である. 横断方向に浮遊砂フラックスが存在しない場合, 浮遊砂濃度の鉛直分布は次式で表される.

$$c = c(D) \exp \left\{ - \int_D^z \frac{v_s}{\epsilon} dz \right\} \quad (11)$$

これを ϵ を水深によらない定数と仮定して水深方向に底面から水面まで積分すれば次のように ζ が得られる.

$$\zeta = \frac{\epsilon}{v_s} \left[1 - \exp \left(- \frac{v_s D}{\epsilon} \right) \right] c(D) \approx \frac{\epsilon}{v_s} c(D) \quad (12)$$

ここでも上式の近似を用いる. これを用いると堆積量 \mathcal{D} は次のように表される.

$$\mathcal{D} = v_s c(D) = \frac{v_s^2}{\epsilon} \zeta \quad (13)$$

浮遊砂の巻上げ量としては, やはり Parker⁶⁾ に倣って, 適用範囲が粒径 0.1 ~ 0.28 mm で, デューン河床に適用可能な次式を用いる.

$$E = 0.0233\tau^{*3} \quad (14)$$

ここで E は無次元の巻上げ量 ($= \mathcal{E}/v_s$) である.

底面剪断力は, 水深が横断方向に十分に緩やかに変化する河道では, 乱流拡散などの影響は無視することができて, 前出の式 (2) で表すことが可能である.

(2) 礫相の方程式

礫相の領域 ($y > L$) では底面は平坦である. したがって, 横断方向の掃流砂量はゼロであり, 平衡状態では横断方向の浮遊砂フラックスもゼロとなる. すなわち, 巻上げ量と堆積量とが釣り合う平衡状態にある. ただし, 礫相上が完全に細砂で覆われていない場合, 完全に覆われている場合と比較して浮遊砂の巻上げ量は小さくなる. その減少量を, 泉・Parker⁵⁾ に倣って河床における細砂の体積存在率 p を用いて $p\mathcal{E}$ と表す. ここで $0 \leq p \leq 1$ である. そのとき次式が成り立つ.

$$\mathcal{D} = p\mathcal{E} \quad (15)$$

礫相上では横断方向の浮遊砂フラックスが発生しないから \mathcal{D} および \mathcal{E} , p は一定である.

(3) 無次元化

次のような代表値を導入する.

$$\bar{\mathcal{F}}_L = \epsilon_y \zeta c L^{-1} \quad (16)$$

$$\bar{q}_{BL} = 3.51\tau_c^{*3} D_c L^{-1} (\mathcal{R}gd_s)^{1/2} d_s \quad (17)$$

ここで添字 c は河道中央での値を表す. また, 次のような無次元化を導入する.

$$s = D/D_c, \quad Z = \zeta/\zeta_c, \quad \eta = y/B \quad (18a-c)$$

その時, 砂相上の支配方程式 (5) および (9) はそれぞれ次のように無次元化される.

$$\frac{\gamma}{4} \frac{d^2 G}{d\eta^2} = \lambda Z - G^{3/4} \quad (19)$$

$$\frac{K}{4} \frac{dG}{d\eta} = \frac{dZ}{d\eta} \quad (20)$$

ここで $G = s^4$ であり, 三つの無次元パラメータは次のように表される.

$$\lambda = \frac{\mathcal{D}_c}{\mathcal{E}_c}, \quad K = \frac{\bar{q}_{BL}}{\bar{\mathcal{F}}_L}, \quad \gamma = \left(\frac{L}{B} \right)^2 \frac{\bar{q}_{BL}}{L\mathcal{E}_c} \quad (21a-c)$$

礫相上では次式が成り立つ.

$$\lambda Z = pG^{3/4} \quad (22)$$

中央河床部では $Z = G = 1$, p は一定であるから, そこでの p を p_c で表すと $\lambda = p_c$ であることがわかる.

境界条件は次の6つである。

$$G(0) = 0, \quad [dG/d\eta]_{\eta=0} = 0, \quad [dZ/d\eta]_{\eta=0} = 0 \quad (23a-c)$$

$$G(\eta_L) = 1, \quad Z(\eta_L) = 1, \quad [dG/d\eta]_{\eta=\eta_L} = 0 \quad (23d-f)$$

ここで $\eta_L = L/B$ である。

(4) 解法

式(20)を積分して次式が得られる。

$$Z = \frac{K}{4}G + C_0 \quad (24)$$

ここで C_0 は積分定数である。式(19)を解くにあたっては γ が微小パラメータであることに注意する必要がある。 γ は $(L/B)^2$ を含むから、アスペクト比(川幅水深比)が非常に大きい通常の河川ではかなり小さい。 G および Z が大きく変化するのは側岸近傍に限られる境界層問題となっており、砂相の領域は境界層内に存在している。そこで、境界層内における内部変数を次のように導入する。

$$r = \frac{\eta}{\gamma^{1/2}} \quad (25)$$

これを用いると式(19)は次のように書き直される。

$$\frac{1}{4} \frac{d^2 G}{dr^2} = p_c Z - G^{3/4} \quad (26)$$

上式に dG/dr を掛け、境界条件(23a,b)を用いて積分すると次式が得られる。

$$\frac{1}{8} \left(\frac{dG}{dr} \right)^2 = p_c \left(\frac{K}{8} G^2 + C_0 G \right) - \frac{4}{7} G^{7/4} \quad (27)$$

上式が境界条件(23d,f)を満足することから、次の関係が成立する。

$$C_0 = \frac{4}{7p_c} - \frac{K}{8} \quad (28)$$

上式の関係(24)に代入すると次式が得られる。

$$Z = \frac{K}{4}G + \frac{4}{7p_c} - \frac{K}{8} \quad (29)$$

上式に境界条件(23d,e)を適用すると次の関係が得られる。

$$K = 8 - \frac{32}{7p_c} \quad (30)$$

一方、Parker⁶⁾に倣って乱流拡散係数を次式で表す。

$$\epsilon_y = 0.13u_c^* D_c, \quad \epsilon = 0.077u_c^* D_c \quad (31a,b)$$

ここで u_c^* は摩擦速度である。これらの関係を用いると、式(21b)より K は次のように表される。

$$K = 2.48 \times 10^4 R_c^{-2} R_f S^{-1} \quad (32)$$

ここで $R_f = v_s / \sqrt{\mathcal{R}gd_s}$ である。式(30)において $p_c = 1$ の時 $K = 24/7$ となるから、式(32)より次式が得られる。

$$R_c = 85.1 R_f^{1/2} S^{-1/2} \quad (33)$$

上式は、Parker⁶⁾の理論において求められた砂床河川の自律水深を表す式である。 p_c が1より小さくなると式(30)より K も小さくなり、 $p_c = 4/7$ の時、 $K = 0$ となる。これは次のようなことを意味している。中央河床

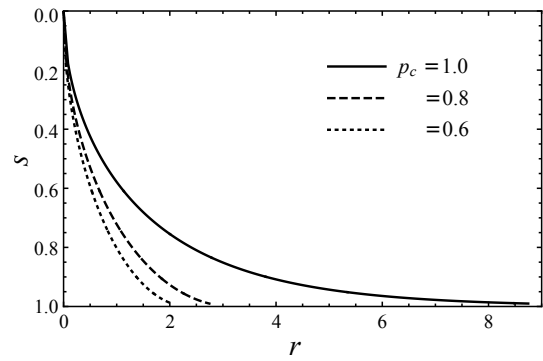


図-7 側岸部形状 $s(r)$ の p_c による変化。

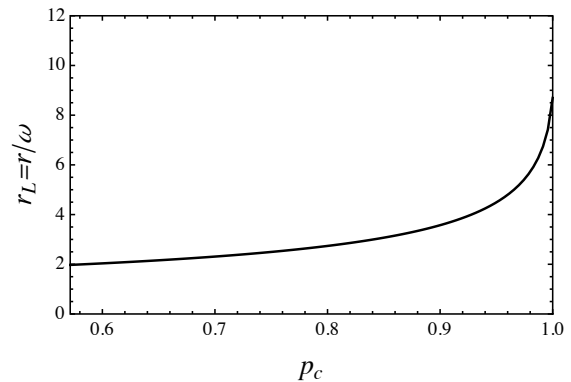


図-8 $r_L (= r/\omega)$ の p_c による変化。ここで $\omega = y/L$ 。

部での浮遊砂の存在確率 p_c が $4/7 < p_c \leq 1$ の範囲にある時のみ、側岸部への浮遊砂堆積が生じ、礫床砂岸が実現される。また、 p_c が小さくなるに従って R_c は大きくなり、 $4/7$ に近づくにつれて R_c は無限大まで大きくなる(もちろん安息角等の影響のため実際は有限である)。言い換えると、浮遊砂供給量が大きく(p_c が比較的大きく)、水深が砂床河川の自律水深より大きくなる場合のみ礫床砂岸の自律形成河道が実現する。

その時、 $G (= s^4)$ の横断分布は式(27)より次のように求められる。

$$\sqrt{\frac{7}{8}} \int_0^G \frac{1}{\{8G - 4G^2 - 4G^{7/4} - 7p_c(G - G^2)\}^{1/2}} dG = r \quad (34)$$

上式から得られる側岸部の形状 $s(r)$ を図-7に示す。 p_c が減少するにつれて、細砂で構成される側岸部の勾配は大きくなるのがわかる。座標 r で表した接続点の位置 r_L の p_c による変化を示したのが図-8である。 p_c が1より小さくなると r_L は急激に小さくなるが、 p_c が0.95より小さい領域では $r_L = 4$ から2に緩やかに減少する様子がわかる。

(5) 礫床砂岸河道の自律水深

泉、池田¹¹⁾、Ikeda & Izumi¹²⁾によれば河道中央の流速で無次元化した側岸部と中央河床部境界における流

速 ϕ_j は次式で表される。

$$\phi_j = 1 - \frac{\nu\gamma_g}{4} \quad (35)$$

ここで $\nu = 1.95(D_c/L)^2$, $\gamma_g = -s\omega\omega(1)/2$ であり, $s\omega\omega$ は s の $\omega (= y/L)$ による 2 階微分である. ω と r の関係は p_c の値によって変化し, 図-8 に示したような $r = r_L\omega$ の関係がある.

また, $s_{rr}(r_L)$ は式 (27) より, 次のように求められる.

$$s_{rr}(r_L) = p_c - 1 \quad (36)$$

例えば, 図-8 より $p_c = 0.8$ の時 $r/\omega = 2.5$ であるから, γ_g は次のように得られる.

$$\gamma_g = -\frac{s_{rr}(r_L)}{2} \left(\frac{r}{\omega}\right)^2 = 0.625 \quad (37)$$

D_c/L の典型的な値は 0.1 ~ 5 であるから, 代表値として $D_c/L = 0.7$ とすると $\nu = 0.96$ となる. したがって $\phi_j = 0.85$ となる. 底面剪断力は流速の 2 乗で表されるから, 河道中央と接続点の底面剪断力の比 τ_c^*/τ_j^* は $1/\phi_j^2 = 1.38$ となる. もちろん p_c の値によってこの値は前後し, 簡易な計算によれば τ_c^*/τ_j^* は 1.3 から 2 程度まで変化する.

もし, 接続点付近の底面剪断力が礫の移動限界になるという前述の仮説が正しければ, 河道中央の底面剪断力は移動限界剪断力 0.05 の 1.3 倍の 0.065 から 2 倍の 0.1 程度の値を取る. 一方, 図-3 によれば観測された河岸高から計算される無次元剪断力 τ_c^* は 0.03 から 0.2 程度の値を取る. 観測の方がばらつきが大きい, 植生や堆積の未発達などの影響を考えると仮説を支持する結果が得られたと考えられる.

5. 結論

泉, Parker⁵⁾ の礫床砂岸河川の自律形成理論を基に, 平坦な礫床に細砂が堆積することによる自律形成河道の理論モデルを構築し, 側岸部の形状と高さを導いた. その結果, 次の諸点が明らかとなった.

- 礫床砂岸河川の自律形成河道は, 水深が砂床河川の自律水深よりも大きい時および上流から供給される細砂が十分多い時に現れる.
- 砂礫相接続点で礫の移動限界になるとすると, 礫床砂岸河川の無次元底面剪断力が 0.065 から 0.1 程度の値を取る. これは現地観測の結果と整合性があり, 仮説を支持する結果である.

参考文献

- 1) 藤田光一, Moody, J. A., 宇多高明, Meade, R. H.: 川幅縮小機構についての考察-パウダー川と川内川の観測結果から-, 河道の水理と河川環境シンポジウム論文集, 183-190, 1995.
- 2) 藤田光一, Moody, J. A., 宇多高明, 藤井政人: ウォッシュロードの堆積による高水敷の形成と川幅縮小, 土木学会論文集, No. 551/II-37, 47-62, 1996.
- 3) 泉典洋, 岩瀬晴夫, 酒井尚孝, 野村圭司: 細砂で構成された側岸部を有する礫床河川の自律形成機構, 河川技術論文集, Vol. 27, pp. 451-456, 2021.
- 4) 山本晃一: 構造沖積河川学, 山海堂, 690p, 2004.
- 5) 泉典洋, Parker, G.: 浮遊砂を輸送する礫床河川の平衡横断面形状, 土木学会論文集, No. 565/II-39, pp. 43-55, 1997.
- 6) Parker, G.: Self-formed straight rivers with equilibrium banks and mobile bed. Part 1. The sand-silt river, *J. Fluid Mech.*, Vol. 89, part 1, pp. 109-125, 1978.
- 7) Parker, G.: Self-formed rivers with stable banks and mobile bed. Part 2. The gravel river, *J. Fluid Mech.*, Vol. 89, pp. 127-147, 1978.
- 8) 平野宗夫: 拡幅を伴う流路変動について, 土木学会論文集, No. 210, pp. 13-20, 1973.
- 9) 泉典洋, 池田駿介: 直線砂床河川の安定横断河床形状, 土木学会論文集 No. 429/II-15, pp. 57-66, 1991.
- 10) Ikeda, S. & Izumi, N.: Stable channel cross sections of straight sand rivers, *Water Resour. Res.*, Vol. 27, No. 9, pp. 2429-2438, 1991.
- 11) 泉典洋, 池田駿介: 側岸に樹木を有する直線礫床河川の安定横断河床形状, 土木学会論文集, 第 411 号/II-12, pp. 151-160, 1989.
- 12) Ikeda, S. & Izumi, N.: Width and depth of self-formed straight gravel rivers with bank vegetation, *Water Resour. Res.*, Vol. 26, No. 10, pp. 2353-2364, 1990.

(Received June 30, 2021)

(Accepted September 3, 2021)

EQUILIBRIUM CROSS-SECTIONAL SHAPES OF RIVER CHANNELS SELF-FORMED BY THE DEPOSITION OF FINE SAND ON GRAVEL BEDS

Norihiro IZUMI, Haruo IWASE, and Keiji NOMURA

There are many examples that, although a river has been widened to improve its discharge capacity, the channel cross-sectional area has reduced due to the subsequent deposition of fine sand. The reduction of cross-sectional areas is a severe problem for maintaining an essential function of rivers to discharge floodwaters safely. In this study, we applied the theory of self-formed channels of gravel-bed sandbank rivers by Izumi and Parker to theoretically study the reduction of channel cross-sectional area due to fine sand deposition as described above and the formation of equilibrium cross-sectional shapes by fine sand deposition on gravel beds.