

流下能力と安定性を兼備した 河道横断形の設定法と実河川への適用

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・内野 雅文³・中島 忠⁴

¹フェロー会員 九州工業大学教授 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

E-mail:akiyama@civil.kyutech.ac.jp

²正会員 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系 (同上)

E-mail:mirei@civil.kyutech.ac.jp

³学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻 (同上)

E-mail:uchino.masafumi734@mail.kyutech.jp

⁴非会員 国土交通省九州地方整備局 遠賀川河川事務所 (〒822-0013 福岡県直方市溝堀 1 丁目 1-1)

E-mail:nakashima-t8910@qsr.mlit.go.jp

自然安定河道に関する信頼できる多くの資料に基づき、まず安定河道の発生条件として K 値を推定し、複列砂州で $0.02 \leq K < 0.03$ 、単列砂州で $0.03 \leq K < 0.09$ 、砂州非発生で $0.09 \leq K < 0.26$ となることを明らかにした。次に同条件と水位解析に基づき、単断面から複断面までの水路を対象として、流下能力と安定性を兼備した横断形を設定できる方法を提案した。最後に同法を遠賀川河道に適用し、その有用性を具体的に示した。また断面形を複断面から緩傾斜断面に改修する場合についても具体例を示した。

Key Words : *stable alluvial river, discharge capacity, single section and compound channel*

1. はじめに

河川計画の基本は、計画高水位以下で計画高水流量を流せる流下能力(河積)の確保である。河川には流量や供給土砂(量と質)の経年変動といった自然条件や河川改修等の人為的改変に順応して自ら河道を形成する自己形成メカニズムがあるため、土砂の堆積による河積の減少や浸食による河床低下などが発生し、場合によっては河道の安全性が脅かされるような事態も起こり得る。このため、河川計画・維持管理においては、流下能力に加え、河道の安定性が重要になる。

流下能力は、一般に 1 次元不等流解析で評価される。抵抗則や洪水時の小規模・中規模河床形態に関する知見の不足等、不明な点は残っているものの、安全率や経験則を取り入れることで実用レベルの技術となっている。

河道の安定性は、一般に 1 次元河床変動解析を用いて評価され、解析条件である供給土砂にはダム堆砂量から推定された比生産土砂量や動的平衡断面の設定(掃流力見合い)などが用いられる。再現解析については、流量や河床高等がわかっているため、流砂量を補正する等でそれなりの評価が可能である。一方、予測解析について

は、将来の流量がわからないことに加え、例えば比生産土砂量については供給土砂の量と質の把握が困難であること、掃流力見合いについてはセグメント 2-2 や 3 のように浮遊砂主体の土砂輸送形態となっている場合は、上流から移流されてくる浮遊砂に加えて流域や支川から供給される浮遊砂もあり、その量や質の把握が一般に困難であることなどの理由から、その評価が正しい保証はない。

そのような中、安定河道の式^{例えば 1)2)3)4)5)}は、直線あるいはそれに近い状態の河道区間に限られるものの、流下能力と安定性を併せて評価できる手段であるが、精度と適用性に関する課題を抱えており、今のところ河川計画・管理に資する技術には必ずしもなり得ていない。

すなわち、一般に同式は何らかの形で自然安定河道から推定された経験係数を含むため、数倍から 10 倍程度の予測誤差を有するという問題がある。また中小河川や大河川上流域のように、横断形状が「単断面あるいはそれに近い複断面」となっている場合は、水路満杯流量を河道形成流量 Q とすれば、安定河道の断面平均スケール(水深粒径比 h/d_R 、川幅粒径比 B/d_R)や動的平衡状態にある無次元掃流力 τ_b を評価可能であるが^{例えば 1)3)5)}、大河

川の中下流域のように、横断形状が洪水敷と低水路の2段に分けた「洪水敷幅が広い複断面」となっている場合は、同式では断面平均スケール等を評価できないという問題がある²⁾。

本研究では、筆者が提案した安定河道の式に含まれる係数 K の評価法を見直し、断面平均スケール等の予測誤差を $\pm 30\%$ 以内に収め得たことを踏まえ⁹⁾、単断面から複断面までの水路を対象に流下能力と安定性を兼備した横断形の設定法を提案する。また同法を遠賀川河道に適用し、その有用性を具体的に示す。

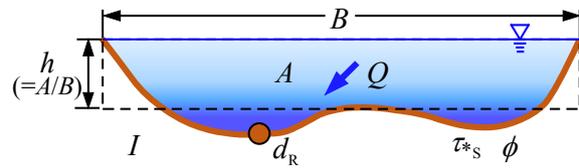


図-1 重要な諸量

表-1 検討に用いた資料

Data	資料名		
S	Colosimoら(1988) ¹⁰⁾	Higginsonら(1988) ¹¹⁾	Churchら(1983) ¹²⁾
	山本資料(1988) ¹³⁾	Parker資料 ¹⁴⁾	Colby・Hembree(1955) ¹⁵⁾
	Simons・Albertson(1963) ¹⁶⁾	Kellerhals(1967) ¹⁷⁾	Bray(1979) ¹⁸⁾
T	Brownlie(1981) ¹⁹⁾	Nakato(1989) ²⁰⁾	
	池田ら(1986) ¹⁾	Ikeda(1981) ²¹⁾	仲井・池田(1984) ²²⁾
E	長谷川ら(1987) ²³⁾	Diplas(1990) ²⁴⁾	福岡・山坂(1984) ²⁵⁾
	遠賀川・彦山川資料	緑川資料	白川資料
K			

2. 安定河道の発生条件と K 値

(1) 安定河道の発生条件

$$\tau_{*s} = K^3 \cdot (B/h)^2 \quad (1)$$

$$(B/d_R)(h/d_R)^{3/2} = \phi^{-1} \cdot (Q/\sqrt{gd_R^5}) \quad (2)$$

ここで、 h : 平均水深($=A/B$)、 A : 河積、 B : 水面幅、 d_R : 河床材料の代表粒径、 $Q/(gd_R^5)^{1/2}$: 無次元河道形成流量、 Q : 河道形成流量、 I : 河床勾配、 ϕ : 流速係数($=U/u_{*s}$)、 U : 断面平均流速、 u_{*s} : 摩擦速度($=\tau_{*s}/\rho$)¹²⁾、 τ : 河床せん断力($=\rho ghI$)、 τ_{*s} : 動的平衡状態にある無次元掃流力($=u_{*s}^2/(sgd_R)$)、 s : 粒子の水中比重($=\rho_s/\rho-1(=1.65)$)、 ρ_s : 粒子の密度、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度、 K : 自然安定河道の τ_{*s} と B/h の関係を規定する係数である。図-1に重要な諸量を示す。

式(1)は安定河道の発生条件、式(2)は等流の関係式である。式(1)は、式(2)を考慮して、安定河道に関する代表的なレジーム則である $B \sim Q^{1/2}$ と $h \sim Q^{1/3}$ を満足する h/d_R と B/d_R の関係が $h/d_R = \alpha(I) \cdot (B/d_R)^{2/3}$ のように表され、これに国内外の自然安定河道のデータから導き出された $\alpha(I) = K(I/s)^{1/3}$ なる関係を用いて $h/d_R = K(I/s)^{1/3} \cdot (B/h)^2$ なる関係とし、さらに $\tau_{*s} = hI/(s d_R)$ を考慮して得られたものであり^{例えば4)5)6)}、結果的に式(1)は中規模河床形態の発生形態に関する代表的な領域区分である黒木・岸⁷⁾や村本・藤田⁸⁾の領域区分とほぼ同様な関係になっている。

式(1)と式(2)より、筆者が提案する安定河道の断面平均スケールと τ_{*s} に関する安定河道の式が得られる⁹⁾。前述したように、水路が「単断面あるいはそれに近い複断面」であれば Q に水路満杯流量を、「複断面の低水路」であれば低水路満杯流量あるいは平均年最大流量を、 K 値には後述する表-2に示した各発生領域の平均値を用いれば、同式で安定河道の断面平均スケールを予測値/実測値 $\pm 30\%$ 以内で予測可能である⁹⁾。また τ_{*s} についても河道の安定性を表す指標として実務等でよく用いられる山本の $\tau_{*s} \sim d_R$ の経験則⁹⁾も明確に説明できる⁹⁾。しかし、

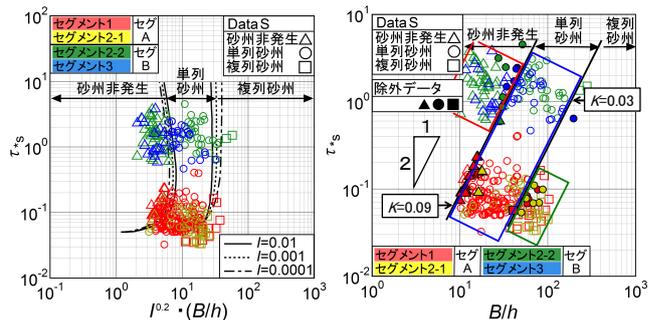


図-2 $\tau_{*s} \cdot I^{0.2} \cdot (B/h)$ の関係(Data S)

図-3 $\tau_{*s} \sim B/h$ の関係(Data S)

「洪水敷幅が広い複断面」となっている場合は、同式を適用することはできない。

(2) 安定河道の K 値

これまで Data S(国内外の自然安定河道に関する代表的資料)、Data E(室内実験資料)および Data K(九州4河川資料)を用いて安定河道について検討してきた^{例えば4)5)6)}。

このうち、Data Sは安定河道の発生条件を決定するための資料であるが、本研究では安定河道の発生条件の上下限值、ならびに後述する安定河道の各発生領域の閾値の明確化を図るために、Colosimoら¹⁰⁾、Higginsonら¹¹⁾およびChurchら¹²⁾の3資料(データ数151)を新たに追加し、Data Sとした。なお、追加3資料も含め、Data Sは国内外を通じて安定河道に関する検討や検証に広く用いられ、それ故に引用頻度も高い資料であるが、本報でもData Sの各資料と同様に、安定河道を流水・流砂の変動履歴を受けて河岸を含む河道横断形が経年的に安定した自然河道と定義しており、その横断形は単断面水路では水面幅 B と平均水深 h で表される。表-1にData S、EおよびKの3Data(以下、まとめて「Data T」という)を示す。

図-2は、追加3資料を含むData Sを用いて、黒木・岸⁷⁾の砂州の領域区分とData Sの関係について調べたものである。図-3は図-2の関係を踏まえて式(1)の $\tau_{*s} \sim B/h$ の関係を示したものである。これからわかるように各発生領域の分割線の K 値は、砂州非発生~単列砂州で $K \approx 0.09$ 、単列砂州~複列砂州で $K \approx 0.03$ である。

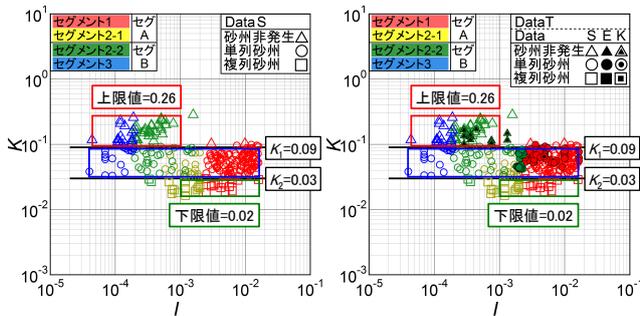


図-4 K値-Iの関係(Data S)

図-5 K値-Iの関係(Data T)

表-2 Data Sに基づく安定河道の発生条件

	グループB		グループA	
	砂州非発生領域	単列砂州領域	単列砂州領域	複列砂州領域
I	4.40×10^{-5} $\sim 1.00 \times 10^{-3}$	3.50×10^{-5} $\sim 1.50 \times 10^{-3}$	5.88×10^{-4} $\sim 1.60 \times 10^{-2}$	1.00×10^{-3} $\sim 1.60 \times 10^{-2}$
τ^*s	0.59~3.80	0.47~3.08	0.03~0.20	0.03~0.16
B/h	10~34	39~155	10~60	37~103
K	0.09~0.26	0.03~0.09		0.03~0.02

表-3 Data Sから得られた各セグメントの d_R の平均値と標準偏差

セグメント	1	2-1	2-2	3
d_R (cm)				
平均値	4.90	3.27	0.05	0.03
標準偏差	2.51	1.36	0.04	0.01

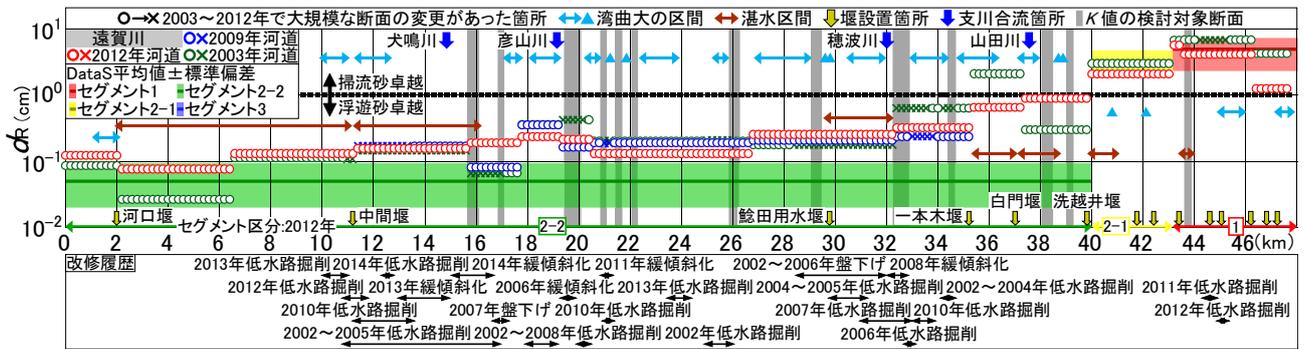


図-6 遠賀川の d_R と改修履歴等

図-3 より次が確認できる。①掃流が支配的なグループ A(セグメント 1 と 2-1)と浮遊が支配的なグループ B(セグメント 2-2 と 3)に大きく分かれ、グループ A, B はそれぞれ単列砂州~複列砂州、砂州非発生~単列砂州の各砂州の発生領域に対応している。②単列砂州領域ではグループ A と B で安定河道となり得るが、砂州非発生領域ではグループ B、複列砂州領域ではグループ A しか安定河道になり得ない。

図-4 は、図-3 の τ^*s - B/h の関係を K 値-I の関係で見たもので、図中の赤色等の枠で囲われた範囲が各砂州の発生領域における安定河道の発生条件の K 値である。これより、次のような知見が得られる。①安定河道の発生領域は K 値で区分できる。②各発生領域の K 値には上下限值と、砂州非発生、単列砂州、複列砂州の各砂州の発生領域を区分する閾値があり、Data S に基づけば、安定河道の発生条件は、表-2 のように整理できる。

ここで重要なことは、 K 値の上下限值、閾値 K_1 と K_2 は、3 資料の追加前後で変わらず、また図-5 に示したように Data T でも変わらないことである。この事実から、表-2 に示した K 値等の範囲はかなり高い信頼性と普遍性を有していると考えられる。なお、中規模河床形態の発生領域区分でも同様であるが⁷⁸⁾、図-3 の各発生領域の分割線まわりの τ^*s と B/h の値には若干の曖昧さがあるため、各発生領域の分割線を越えたデータは取り除いて表-2 の K 値等々を評価している。なお、該当データは塗りつぶし記号で示している。図-3 からわかるようにそのようなデータは少ないので、表-2 に示した K 値等に影響を及ぼすことはない。

3. 安定な河道横断面の設定法

安定河道の発生条件に基づく河道横断面の設定法は次のとおりである。まず検討対象断面に検討対象流量 Q を与え、準 2 次元不等流解析あるいは平面 2 次元不定流解析より、 Q に対する水深 h を算定し、流下能力を確認する。次に「単断面あるいはそれに近い複断面」の場合は水面幅 B を $B=A/h$ とし、「洪水敷幅が広い複断面」の場合は低水路幅 B を $B=A/h$ として、 $\tau^*s(=hl/(sdr))$ と B/h を算定し、式(1)から検討対象断面の K 値を評価する。 K 値、 τ^*s と B/h の値が表-2 に示した各発生領域の範囲内であれば、検討対象断面は安定と判断される。

以上のようにして得られた K 値が各発生領域の範囲外の場合は、 B を拡幅削幅し、 Q に対する水深 h を算定し直し流下能力を確認するとともに、 K 値、 τ^*s と B/h の値が表-2 に示した範囲内に収まるまで計算を繰り返す。なお、 $K=(hl/(sdr))(B/h)^{1/3}$ であるので、 K 値は拡幅した場合は小さくなり、削幅した場合は大きくなるので、繰り返し計算は複雑ではない。 K 値等の設定に当たっては、可能な範囲で表-2 に示した各発生領域の平均値近傍になるように設定すれば、 Q 等の増減に対して安定状態を保ちやすい河道に設定できる。

なお、以上のような横断面の設定法は、河川整備計画等において改修区間の断面形を検討するためのものである。すなわち、再現解析と同様に改修区間の不等流(不定流)解析と河床変動解析を適正に実施するために、流下能力と安定性を兼備した断面を縦断的に複数設定し解析結果の検討の目安とすることを目的としている。

表-4 遠賀川 21 断面の安定性と K 値および τ_{cs} と B/h の値等

K 値および τ_{cs} と B/h が表-2 の範囲内の場合				
K 値が各発生領域の平均値との相対誤差が $\pm 30\%$ 程度以内				
距離標	安定性	発生領域	K 値および τ_{cs} と B/h	改修状況等
15.8~16.0k	概ね安定	砂州非発生	K 値の平均値との相対誤差は $\pm 30\%$ 以内、 τ_{cs} と B/h は範囲内	2014年に緩傾斜化されているため2002~2013年河道に基づく評価、堰湛水区間内
19.8k	安定	砂州非発生	K 値の平均値との相対誤差は $\pm 30\%$ 以内、 τ_{cs} と B/h は範囲内	2006年に複断面から緩傾斜断面に改修
43.8k	安定	単列砂州	K 値の平均値との相対誤差は $\pm 30\%$ 以内、 τ_{cs} と B/h は範囲内	未改修、堰湛水区間内
K 値が各発生領域の平均値との相対誤差が $\pm 30\%$ 程度以上				
17.0k	やや不安定	砂州非発生	K 値の相対誤差は $\pm 30\%$ をやや上回る程度、 τ_{cs} と B/h は範囲内	2007年に右岸の盤下げ
19.6k	堆積傾向	砂州非発生	K 値は上限値程度、 τ_{cs} と B/h は範囲内	2006年に複断面から緩傾斜断面に改修
20.0k	不安定	砂州非発生	K 値は上限値程度、 τ_{cs} は範囲内、B/h は範囲の下限値程度	2002~2008年に低水路左岸を拡幅
21.0k	堆積傾向	砂州非発生	K 値は上限値程度、 τ_{cs} は範囲内、B/h は範囲の下限値程度	2011年に複断面から緩傾斜断面に改修
21.6k	やや不安定	砂州非発生	K 値は上限値程度、 τ_{cs} と B/h は範囲内	未改修
K 値および τ_{cs} と B/h が表-2 の範囲外、K 値は範囲内で τ_{cs} あるいは B/h が範囲外の場合				
22.2k	安定	砂州非発生	K 値は範囲外で大きく、 τ_{cs} は範囲内、B/h は範囲外で小さい	未改修、床固め直下、低水路幅が狭く水深が大きい
26.0~26.2k	やや不安定	砂州非発生	K 値は範囲外で大きく、 τ_{cs} は範囲内、B/h は範囲外でやや小さい	2002年に26.0kは低水路左岸を拡幅
29.2~29.4k	不安定	砂州非発生	K 値は範囲外で大きく、 τ_{cs} は範囲内、B/h は範囲外でやや小さい	2002年に29.2kは右岸、29.4kは両岸の盤下げ
32.4~32.8k	安定	砂州非発生	K 値はやや範囲外でより大きく、 τ_{cs} と B/h は範囲内	2008年に複断面から緩傾斜断面に改修
34.6k	堆積傾向	砂州非発生	K 値は範囲外で大きく、 τ_{cs} は範囲内、B/h は範囲外でやや小さい	2002~2004年に左岸側の掘削、河道が若干湾曲しているため右岸側で堆積傾向
38.2~38.4k	ほぼ安定	砂州非発生	K 値と τ_{cs} は範囲外で大きく、B/h は範囲の下限値程度	未改修、セグメント2-1に非常に近い2-2、堰湛水区間内
39.2k	ほぼ安定	砂州非発生	K 値と τ_{cs} は範囲外で大きく、B/h は範囲外でやや小さい	未改修

4. 遠賀川河道への適用

(1) 流下能力の評価

低水路満杯流量 Q_L に対する水深 h_L 、整備計画流量 Q_M に対する整備計画水深 h_M は、平面 2 次元不定流解析モデルである PSA-FUF-2DF model²⁶⁾ を用いて算定した。なお、遠賀川の多数の断面について平面 2 次元解析と準 2 次元解析から得られた h_M を調べたところ、前者から得られた h_M の方が若干大きくなる場合が多かった。この違いは準 2 次元解析の境界混合係数の設定値によると考えられるが、両解析による h_M の違いは最大でも 5% 以下であった。ここでは安全サイドの検討とするために、平面 2 次元解析の h_M を用いた。

(2) 河床材料の d_R

図-6 は、2003~2012 年の河床材料調査から得られた遠賀川河道の d_R と、Data S から得られた各セグメントの d_R の平均値 \pm 標準偏差を示したものである。これからわかるように、セグメント 2-1 と 1 については、調査から得られた d_R と黄色と赤色の帯で示した Data S の d_R に大きな違いはないが、セグメント 2-2 については、前者の d_R は緑色の帯で示した後よりかなり大きくなっている。これは、河床材料調査が 2009 年 7 月出水(確率規模 1/40)直後の 9 月、2012 年 7 月出水(1/20)直後の 10 月に実施されているためである。以上を踏まえ、 τ_{cs} と K 値の算定は、検討対象流量が Q_L の場合は Data S から得られた d_R を、 Q_M の場合は 2009 年と 2012 年の調査から得られた d_R の平均値を用いた。

(3) 安定河道の発生条件に基づく低水路の安定性の検証

遠賀川河道の低水路を対象に表-2 の安定河道の発生条件の妥当性を横断重ね合わせ図に基づき検証した。図-6 中の縦の灰色の帯が検討 21 断面の位置である。なお、

比較検討対象区間は、直線あるいは直線に近い区間(最大水深と平均水深比 $h_{max}/h_m=1.0\sim 1.3$ または最大水深と淵の水深比 $h_{max}/h_{maxs}=1.0\sim 1.1$ になる曲率半径水面幅比 $r/B \geq 15$ の区間⁹⁾とした。

表-4 に検討結果をまとめて示す。ここで問題になるのは、横断重ね合わせ図からは安定と判断されるにもかかわらず、K 値等が表-2 の範囲外となっている断面である。これについては次のように考察できる。

22.2k については、 $B/h \approx 7$ であり、表-2 の範囲外になっている。2002~2014 年に改修は行われていない。22.6k に位置する床固めの直下で低水路幅が狭く水深が 6m 以上もあるにもかかわらず、河床が安定している。岩河床等洗掘されにくい状態になっている可能性がある。29.4k については、図-6 からわかるように、堰直下の断面であり、河床材料調査から得られた d_R も 22.2k と比較してやや大きくなっていることから、河床が粗粒化し安定化していると考えられる。32.4~32.8k については、K 値が範囲外でやや大きく、 τ_{cs} 値は上限値、B/h 値は下限値に近くなっている。図-6 の改修履歴からわかるように緩傾斜化された 2008 年前後でも掘削が行われているため、必ずしも断面形に応じた河床の状態には至っていないと考えられる。38.2~38.4k と 39.2k については、図-6 からわかるように、38.2~38.4k はセグメント 2-1 に非常に近い 2-2 であり、39.2k は堰直下でセグメント 2-2 のほぼ上流端に当たっている。 d_R に 2-1 の平均値を用いると、いずれの断面の K 値等も範囲内に収まる。

以上のように、横断工作物や河川改修の履歴等の理由から K 値等に基づく評価が難しい断面がいくつか存在するものの、 τ_{cs} 、B/h が表-2 に示した範囲内で、K 値が各発生領域の平均値の $\pm 30\%$ 程度以内であれば安定断面となっていることが確認できる。当然のことながら、この結果は安定河道の式で確認された結果と変わらない⁹⁾。

表-5 検討対象断面の諸量

距離標	43.8k	26.2k
整備計画流量 Q_M (m ³ /s)	450	1,700
低水路満杯流量 Q_L (m ³ /s)	310	580
セグメント	1(グループA)	2-2(グループB)
河床勾配/	1/206	1/2,787
河床材料の代表粒径 d_R (cm)	Q_M 時 4.20	0.20
	Q_L 時 4.90	0.05
粗度係数 n (m ^{-1/3} ・s)	低水路河床・河岸	0.034
	左岸洪水敷・河岸	0.062
	右岸洪水敷・河岸	0.062

(4) 流下能力と安定性を兼ね備えた横断面の検討

「単断面あるいはそれに近い複断面」として遠賀川の43.8k地点(セグメント1), 「洪水敷幅が広い複断面」として26.2k地点(セグメント2-2)を取り上げ, 低水路満杯流量 Q_L と整備計画流量 Q_M を検討対象流量とし, 流下能力と安定性を兼ね備えた河道横断面について検討する. 遠賀川には, 「河岸が緩傾斜化された単断面に近い断面」も設けられていることから, 26.2k地点については複断面のまま低水路を拡幅する場合と河岸を緩傾斜化する場合についても検討する.

表-5に検討に必要な諸量をまとめて示す. なお, 表中の粗度係数 n は計画粗度係数である. 以下では Q_L 時, Q_M 時の K をそれぞれ K_L , K_M のように添え字で表し, また現況河道を①, 改修後の安定した河道を②のように表示することとする. 例えば, K_M ②は, Q_M 時の改修後の K 値であることを示している. 図-7に検討対象断面の K 値と得られた安定横断面を示す. なお, 同図に示した安定横断面は流下能力と安定性の両方を満足する複数の横断面の一事例である.

a) 単断面あるいはそれに近い複断面(43.8k)

図-7に43.8k地点の K 値と安定断面形を示す. 当該断面は単列砂州領域である. 現況河道については, Q_L 時, Q_M 時の τ_{cs} と B/h は表-2に示した範囲内であるが, いずれも下限値に近い. K 値は K_L ①=0.08, K_M ①=0.14であり, Q_L 時は上限値に近く, Q_M 時は範囲外となっている.

以上の状況と緩傾斜河岸以外の遠賀川の低水路河岸の勾配は平均すればほぼ1割であることを考慮し, 河岸を1割勾配として河床幅を約1.2倍(33.5m→38.5m)に拡幅し, K 値を K_L ②=0.06, K_M ②=0.07とし, 発生領域の安定断面のほぼ平均値に設定した. またこの拡幅により, Q_M 時の水位も約1m低下し, 流下能力も確保されている.

b) 洪水敷幅が広い複断面(26.2k)

図-7に26.2k地点の K 値と安定断面形を示す. 当該断面は砂州非発生領域である. 現況河道については, Q_L 時の τ_{cs} は表-2に示した範囲内, B/h は若干範囲外であり, Q_M 時の τ_{cs} はほぼ下限値, B/h は範囲内となっている. K 値は K_L ①=0.30, K_M ①=0.18であり, Q_L 時はやや大きい方に範囲外, Q_M 時は平均値に近づいている.

複断面のまま低水路を拡幅した場合については, 低水路河床幅を約1.7倍(41.5m→70.0m)に拡幅し, K_L ②=0.18,

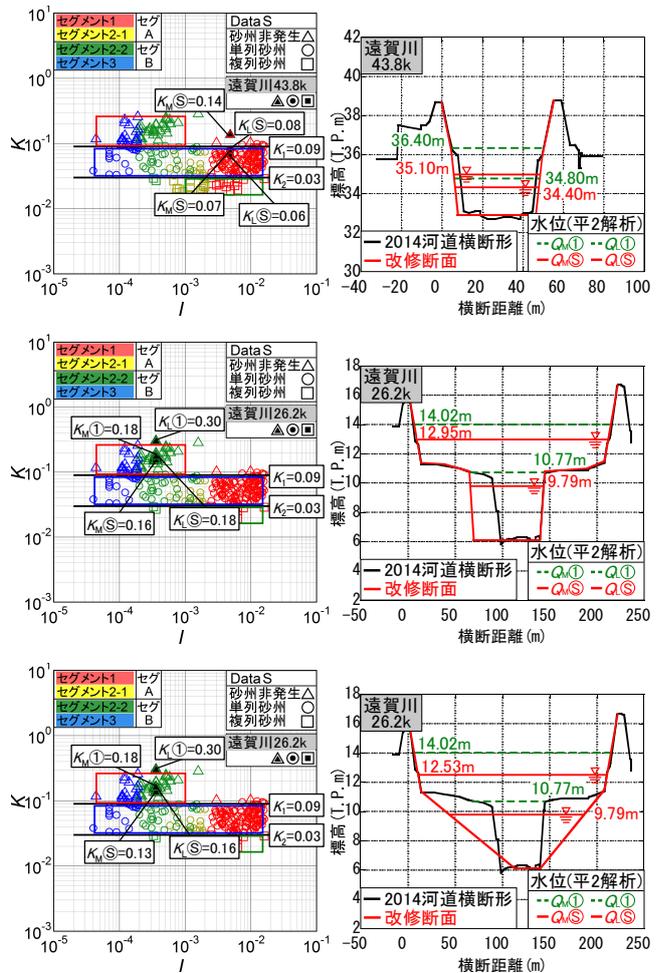


図-7 検討対象断面の K 値と改修後の断面形
(上: 43.8k単断面, 中: 26.2k複断面, 下: 26.2k緩傾斜)

K_M ②=0.16のように発生領域のほぼ平均値に設定した. 河岸を緩傾斜化した場合については, 河床幅を変化させた複数の検討を行ったが, ここでは紙面の関係から河床幅を約0.6倍(41.5m→26.5m)に削幅し, 緩傾斜化した場合を示す. この場合の K 値は K_L ②=0.16, K_M ②=0.13であり, 結果的に複断面のまま低水路を拡幅した方が K 値が砂州非発生領域の平均値に近く, この理由から Q 等の変動に対して安定した状態を保ちやすい河道となっている. その一方で, いずれも流下能力は確保されているが, Q_M 時の水位は低水路拡幅では約1m低下, 緩傾斜化では約1.5m低下し, 結果的に緩傾斜断面の方が流下能力に優れた断面形となっている.

5. まとめ

- (1) 自然安定河道に関する信頼できる資料に基づき, 砂州発生領域別に安定河道の発生条件である K 値, τ_{cs} と B/h の値を表-2のように定めた.
- (2) 安定河道の発生条件と水位解析に基づき, 単断面から複断面までの水路を対象に流下能力と安定性を兼ね備し

た横断形の設定法を提案した。

(3) 遠賀川河道を対象に「単断面あるいはそれに近い複断面」「洪水敷幅が広い複断面」について、流下能力と安定性を兼備した横断形の設定例を示した。併せて複断面から緩傾斜断面に改修する場合の設定例も示した。

なお、今後の課題として次の2点が挙げられる。①平水時の河床材料調査とそれに基づく d_r の評価, ②信頼できる自然安定河道の資料追加による安定河道の発生条件の精度向上。

参考文献

- 1) 例えば, 池田駿介, Gary Parker, 千代田将明, 木村善孝: 直線礫床河川の動的安定横断形状とそのスケール, 土木学会論文集, 第375巻II-6, pp.117-126, 1986.
- 2) 福岡捷二, 坂口達哉: 無次元流量に対する無次元川幅・水深のとり範囲と整備途上河川への適用, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.1423-1428, 2012.
- 3) 例えば, 福岡捷二: 札内川の河道変遷を考慮した治水と環境の調和した安定な河道縦・横断形状に関する研究, 研究紀要(XXIV), 北海道河川財団, pp.123-164, 2013.
- 4) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 和田浩輔, 伊藤嘉徳, 野口聡介, 安武環, 永谷恵一: 安定した砂礫河川低水路の無次元掃流力について, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.71, No.4, pp.1033-1038, 2015.
- 5) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 池田隼人, 古賀満, 野口聡介, 峰松知裕: 遠賀川水系への安定砂礫床河道の横断形状と無次元掃流力に関する関係式の適用, 河川技術論文集, 第22巻, pp.157-162, 2016.
- 6) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 池田隼人, 内野雅文, 古賀満: 高精度な安定河道の予測式の開発とその河道整備・管理への活用, 河川技術論文集, 第23巻, pp.471-476, 2017.
- 7) 黒木幹男, 岸力: 中規模河床形態の領域区分に関する理論的研究, 土木学会論文集, 第342号, pp.87-96, 1984.
- 8) 村本嘉雄, 藤田裕一郎: 中規模河床形態に関する研究, 京大防災研究所年報, 第20号, B-2, pp.243-258, 1977.
- 9) 山本晃一: 沖積河川 -構造と動態-, 技報堂出版, p.587, 2010.
- 10) Colosimo, C., Copertino, V.A. and Veltri, M.: Friction Factor Evaluation in Gravel Bed Rivers, *J. Hydraul. Eng.*, pp.861-876, 1988.
- 11) Higginson, N.N.J. and Johnston, H.T.: Estimation of friction factor in natural streams, *Proceedings of the international conference on river regime*, Edited by White, W.R., J.Wiley, pp.251-266, 1988.
- 12) Church, M. and Rood, K.: Catalogue of Alluvial River Channel Regime Data, Univ. British Columbia, Department of Geography, Vancouver, 1983.
- 13) 山本晃一: 河道特性論, 土木研究所資料, 第2662号, p.260, 1988.
- 14) Parker, G.: 1D SEDIMENT TRANSPORT MORPHODYNAMICS with applications to RIVERS AND TURBIDITY CURRENTS, http://hydrolab.illinois.edu/people/parkerg/morphodynamics_e-book.htm.
- 15) Colby, B.R. and Hembree, C.H.: Computations of total sediment discharge Niobrara River near Cody, Nebraska, *U.S.G.S. Water Supply Paper*, No.1357, 1955.
- 16) Simons, D.B. and Albertson, M.L.: Uniform water conveyance channels in alluvial material, *Trans. ASCE*, Vol.128, pp.65-105, 1963.
- 17) Kellerhals, R.: Stable channels with gravel paved beds, *ASCE, J. W H Div.*, Vol.93, WW1, pp.63-84, 1967.
- 18) Bray, D.I.: Estimating average velocity in gravel-bed rivers, *ASCE, J. Hydraul. Div.*, Vol.105, HY9, pp.1103-1122, 1979.
- 19) Brownlie, W.R.: Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. Ph.D. dissertation, California Inst. of Technology, Pasadena, Calif, 1981.
- 20) Nakato, T.: Test of selected sediment-transport formulas, *ASCE, J. Hydraul. Eng.*, Vol.116, No.3, pp.362-379, 1989.
- 21) Ikeda, S.: Self-formed straight channels in sandy beds, *ASCE, J. Hydraul. Div.*, Vol.107, HY4, pp.389-406, 1981.
- 22) 仲井敬司, 池田宏: 安定河道形状に関する実験的研究, 筑波大学水理実験センター報告, No.8, pp.37-44, 1984.
- 23) 長谷川和義, 望月明彦: シルト・細砂からなる流路の浸食過程, 第31回水理講演会論文集, pp.725-730, 1987.
- 24) Diplas, P.: Characteristics of self-formed straight channels, *ASCE, J. Hydraul. Eng.*, Vol.116, No.5, pp.707-728, 1990.
- 25) 福岡捷二, 山坂昌成: なめらかな横断面形状をもつ直線流路のせん断力分布と拡幅過程の解析, 土木学会論文集, 第351巻II-2, pp.87-96, 1984.
- 26) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 坂田治義: 数値解析を用いた湾曲部に設けられた遊水地の洪水調節効果の検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.71, No.4, pp.1411-1416, 2015.

(2017. 9. 29 受付)

SETTING PROCEDURE FOR STABLE RIVER CHANNEL GEOMETRY HAVING BOTH DISCHARGE CAPACITY AND RIVERBED STABILITY, AND APPLICATION TO RIVER IMPROVEMENT

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Masafumi UCHINO,
and Tadashi NAKASHIMA

Such a condition for stable channels of gravel and sand bed alluvial rivers as $\tau_{*s} = (K^{3/2} \cdot (B/h))^2$ has been proposed by the author, where τ_{*s} =the dimensionless tractive force, B/h =width/depth ratio of stable river channels. The value of K is estimated with use of lots of selected existing data of natural Japanese and overseas rivers. Based on the proposed condition and hydraulic analysis, the cross-sectional geometry setting procedure having both discharge capacity and riverbed stability, that is applicable from single cross section to compound cross section, is developed, and tested against the Onga River in Kyushu.