

扇状地河川の河岸侵食プロセスの解析法と 常願寺川現地実験への適用

竹村 吉晴¹・福岡 捷二²

¹ 正会員 博士 (工学) 中央大学研究開発機構 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)
E-mail: takemura@tamacc.chuo-u.ac.jp (Corresponding Author)

² フェロー 工博 Ph.D. 中央大学研究開発機構 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)
E-mail: sfuku@tamacc.chuo-u.ac.jp

洪水時に河岸際の洗掘, 河岸崩落の発生, 川底に堆積した崩落土砂の流送を繰り返しながら, 自然堆積河岸の侵食は進行する. 河岸侵食は, 河川の安全性と密接に関係しているにもかかわらず, 洪水時の河川断面形の変化は十分考慮されていない. これは, 適切な河岸侵食の解析法がないためである. 本論文では, 河岸がサクションにより自立している高さを考慮し, 崩落土砂が川底に堆積するまでの過程を連続体の運動方程式に基づき解析する. そして, 堆積した崩落土砂が河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動によって流送される過程を解析する. これを繰り返すことで河岸の侵食量を見積もる. この算定法により, 常願寺川現地実験における石礫河岸の侵食プロセスを説明出来ることを示した.

Key Words: riverbank erosion process, Q3D-FEBS, non-equilibrium sediment transport, suction, alluvial fan, the Joganji River

1. 序論

扇状地河川は, 流水の侵食力が大きく, 豪雨時における侵食破堤の危険が常に存在している. 堤防の侵食をもたらす理由は様々であるが, 洪水時の河岸・堤防際の流れによる土砂の洗掘・堆積を解析する技術が必要である.

近年では, 洪水時の観測水面形の測定・利用が可能になったことから, 河川の広い範囲で洪水流と河床変動をかなりの精度で扱えるようになり, 河川で起こる土砂移動現象の理解が進展してきている¹⁾. 一方, 河岸侵食は, 流路変動や砂州の移動・変形, 水衝部の発生等, 河道の状態と密接に影響を及ぼし合う. これには, 河岸の土質構造等が強く関係し現象が複雑なことから, その解析には多くの課題が残されている.

扇状地河川の河岸は主に石礫で構成されるが, 図-1のように河岸上部は切り立っていることが多い²⁾. これは, 扇状地河岸には, 細砂やシルト等も多く含むため, 植生や細粒分によりサクションが発生すること等が理由と考えられる. その結果, 洪水時には, 河岸際の洗掘, 河岸崩落の発生, 崩落土砂の堆積・流送が起り, 間欠的に河岸侵食が生じることになる³⁾.

河岸の洗掘, 崩落については, 長谷川⁴⁾, 後藤ら⁵⁾



図-1 常願川現地実験の通水後の河岸の様子

研究があるが, 崩落条件や崩落土砂の堆積形状は水理実験を基に定められており, 河岸材料や水理条件が複雑な実河川への適用性には課題が多い.

本論文では, 河岸の侵食プロセスを河岸際の流れと流砂運動の高精度な解析から定式化し, これを広域の流れと河床変動の解析に取り込み, 侵食プロセスの妥当性を確認しながら, 河岸侵食の予測精度向上, 治水と環境の調和した河道の水際設計への展開を考えている. そのため, 石礫河岸が間欠的に崩落し, 崩落土砂が川底に堆積する過程を, サクションを考慮した連続体の変形問題として解析する. 同時に, 非静水圧準三次元解析 (Q3D-FEBS)⁶⁾と修正長田・福岡モデル⁷⁾を用いて, 河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動を解析することで, 河岸際の洗掘と崩落土砂の流送過程を計算する. このよう

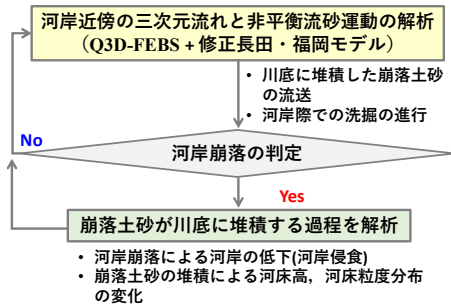


図2 河岸侵食プロセスの解析法の枠組み

な枠組みで扇状地河川の河岸侵食プロセスを表現する。そして、常願寺川で行われた石礫河岸の侵食実験を対象に、本解析法の妥当性を検討する。

2. 扇状地河川の河岸侵食プロセスの解析法

図-2に、扇状地河川の河岸侵食プロセスを解析する枠組みを示す。河岸侵食の進行速度は、崩落土砂が流送され、河岸際が洗掘されるまでに要する時間に依存する。このため、Q3D-FEBSと修正長田・福岡モデルに基づき、河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動を考慮して河床変動解析を行う。一定時間経過し、河岸際の洗掘が進行した段階で、河岸崩落の発生の有無は判定する。河岸崩落が発生する場合は、崩落土砂が川底に堆積するまでの過程を解析する。この結果を、河岸・河床高と河床の粒度分布に反映し、河床変動解析を再開する。この手順を繰り返すことにより、河岸侵食が間欠的に進行するプロセスを解析する。以下に具体的な解析法を示す。

(1) Q3D-FEBSと修正長田・福岡モデルの概要

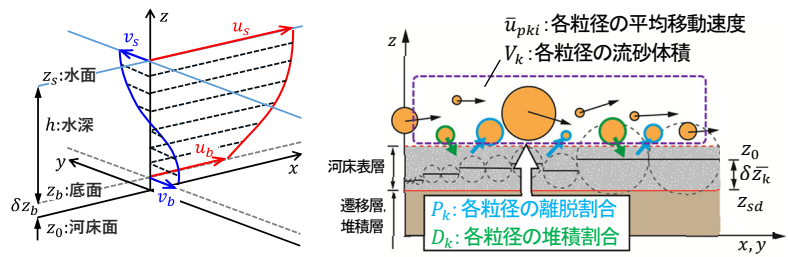
図-3(a)に示すように、Q3D-FEBS⁶⁾は流速鉛直分布を三次関数で仮定する。これにより、水深積分の連続式と運動方程式、水面と底面上の運動方程式から、非静水圧を含めた河川の三次元流れを効率的に求めることができる。

修正長田・福岡モデル⁷⁾は、Q3D-FEBSから求めた底面での流速・圧力分布、河床の局所的な縦横断勾配の影響を考慮して、粒子の運動方程式に基づいたSaltation解析を行い、各粒径の平均移動速度 \bar{u}_{pki} を計算する。そして、図-3(b)に示すように、流砂量の場所的な変化、河床表層との土砂交換を考えながら、式(1)と式(2)に示す流砂の連続式を解く。これにより、流砂の非平衡性を考慮した河床変動解析を行うことができる。

$$\frac{\partial V_k}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_{pki} V_k}{\partial x_i} = P_k - D_k \quad (1)$$

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} = -\frac{\alpha_2}{\alpha_3} \sum_{kmax} (P_k - D_k) \quad (2)$$

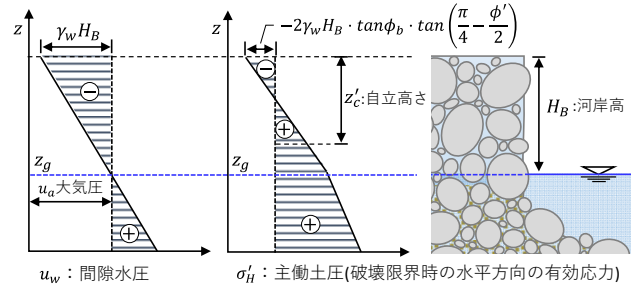
ここに、 V_k ：各粒径の単位面積当たりの流砂体積、



(a) Q3D-FEBS

(b) 修正長田・福岡モデル

図3 Q3D-FEBSと修正長田・福岡モデルの模式図



u_w ：間隙水圧 σ'_H ：主動土圧(破壊限界時の水平方向の有効応力)

図4 自立高さの算定時に仮定した河岸内部の間隙水圧と主動土圧の鉛直分布

P_k ：単位時間・単位面積当たりに河床表層から離脱する各粒径の割合、 D_k ：単位時間・単位面積当たりに河床表層に堆積する各粒径の割合、 z_0 ：河床高である。添え字の i は1,2の値をとり、 x 方向と y 方向をそれぞれ表す。 α_2 と α_3 は $\pi/4$ 、 $\pi/6$ でそれぞれ与えられる。

(2) 石礫河岸の崩落と崩落土砂の堆積過程の解析法

洪水時の河岸は、大小様々な砂礫と間隙水からなる。このため、河岸の崩落時には、分級や水と土砂の相互作用、間隙水圧の変化等の様々な現象が起こる。しかし、河岸侵食の生じる時間・空間的なスケールから見れば、これら個々の問題は必ずしも支配的ではなく、むしろ河岸を一つの連続体として捉え、以下に示す見かけの粘着力を考慮した変形解析により、工学的に河岸の崩落現象を捉えることができると考えている。本論文は、このような考えから、河岸崩落が発生し、崩落土砂が川底に堆積するまでの一連の過程を地盤の剛塑性連続体として扱い定式化する。

河岸内部で発生するサクシオンは、河岸の安定性に関わる重要な要素⁸⁾である。本論文では、サクシオンの影響を考慮した河岸の自立高さの算定式を導き、これを考慮して河岸の安定性を評価する。

式(3)は、Fredlund et al.⁹⁾により提案された不飽和土のせん断強度式である。

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan \phi_b + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (3)$$

ここに、 c' ：粘着力、 σ ：全応力、 u_a ：間隙空気圧、 u_w ：間隙水圧、 ϕ' ：内部摩擦角、 ϕ_b ：サクシオンによるせん断強度の上昇を表すパラメータである。右辺第二項は、サクシオンによるせん断強度の上昇を表し、第一

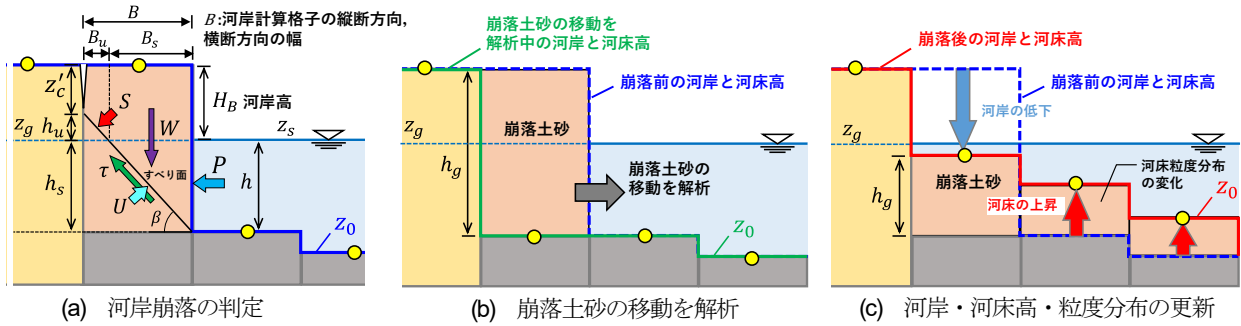


図-5 河岸崩落の判定と崩落土砂が川底に堆積する過程の解析手順

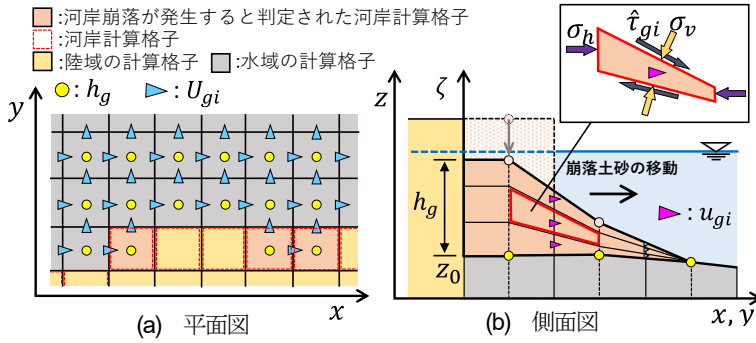


図-6 崩落土砂の移動の解析方法

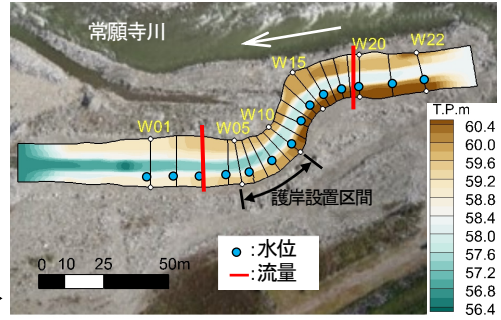


図-7 常願寺川現地実験水路の平面図と観測体制

項と合わせて不飽和土の見かけの粘着力を表す。

$$c_a = c' + (u_a - u_w) \tan \phi_b \quad (4)$$

ここに、 c_a ：不飽和土の見かけの粘着力である。一般に、土中の間隙空気圧は大気圧 ($u_a=0$) とみなすことができる。間隙水圧は、地下水位より高い場所で負の値になることを考慮して式(5)の静水圧で与える。

$$u_w = \gamma_w (z_g - z) \quad (5)$$

ここに、 γ_w ：水の単位体積重量、 z_g ：河岸内部の地下水面高である。ランキン土圧を仮定し、次のように主働土圧（破壊限界時の水平方向の有効応力）を求める。

$$\sigma_H' = 2c_a \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) + \sigma_V' \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (6)$$

ここに、 σ_V' ：鉛直方向の有効応力、 σ_H' ：主働土圧である。式(6)は、通常的主働土圧式の粘着力 c' が見かけの粘着力 c_a に置き換わった形である。ここでは非粘着性の材料を考慮することから、式(4)の粘着力 c' をゼロとし、式(5)とともに式(6)に代入し、鉛直方向の有効応力 σ_V' を静止土圧で与えれば、河岸内部の主働土圧は、図-4のようになる。式(6)の右辺第一項の見かけの粘着力により、主働土圧は地表面付近で負となり引張力が生じる。主働土圧を地表面から鉛直下向きに積分し、その値がゼロとなる高さを求めれば、自立高さを次のように導ける。

$$z_c' = \frac{4H_B \gamma_w \tan \phi_b \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)}{2\gamma_w \tan \phi_b \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + \gamma_t} \quad (7)$$

ここに、 z_c' ：河岸の自立高さ、 γ_t ：土塊の乾燥単位体積重量、 H_B ：河岸高（河岸の地表面高と地下水面高の差）である。

図-2に示した河岸崩落の判定は、水域と隣接する陸域の計算格子（河岸計算格子と呼ぶ（図-6(a)参照））を対象として、河岸計算格子を縦断方向および横断方向に横切る鉛直断面を考えることで行う。まず、式(7)から河岸の自立高さを計算する。次に、図-5(a)のようにすべり面を設定し、すべり面より上にある土塊に作用する力のつり合いを表す次式から、河岸崩落の発生を判定する ($F < 1$ で崩落)。

$$F = \frac{(W \cos \beta - U + P \sin \beta) \tan \phi' + S \tan \phi_b}{W \sin \beta - P \cos \beta} \quad (8)$$

$$W = \gamma_t \left[(B_u + B_s) z_c' + \frac{(B_u + 2B_s)}{2} h_u \right] + \frac{\gamma_{sat}}{2} B_s h_s \quad (9)$$

$$U = \frac{\gamma_w \frac{1}{2} h_s B_s}{\cos \beta}, S = \frac{\gamma_w \frac{1}{2} (H_B + z_c') B_u}{\cos \beta}, P = \gamma_w \frac{1}{2} h^2 \quad (10)$$

ここに、 W ：すべり面より上にある土塊の重量、 γ_{sat} ：土塊の飽和単位体積重量、 U ：すべり面に作用する揚圧力、 S ：すべり面に作用するサクシオン、 P ：土塊に作用する静水圧、 h ：隣接する水域の計算格子の水深、 h_s ： z_g と隣接する水域の計算格子の地盤高の差、 $B_s = B \cdot h_u / (h_u + h_s)$ 、 $B_u = B \cdot h_s / (h_u + h_s)$ 、 $h_u = H_B - z_c'$ 、 B ：河岸計算格子の縦断方向および横断方向の幅である。 z_g は、簡単のため、河岸計算格子に接する水域の計算格子の中で最も低い水位で与えることにした。

式(8)のすべり面の角度 β は、式(11)で定義される。

$$\beta = \tan^{-1} \frac{H_B + h - z_c'}{B} \quad (11)$$

式(11)の B は、本来的には河岸崩落の発生する幅を表す

物理量であるが、本研究では計算格子幅としている。これは、一度に崩落する土砂量を規定することになるが、この点の結果にもたらす影響は今後の検討課題である。

次に、崩落土砂が川底に堆積する過程の解析法を説明する。図-5(b)に示すように、式(8)から河岸崩落が発生すると判定された河岸計算格子において、隣接する水域の計算格子の中で最も低い河床高よりも高い位置にある土砂を崩落土砂と定義する。崩落土砂の厚さ h_g と平均移動速度 U_{gi} の評価点を図-6(a)のように配置し、崩落土砂の移動を式(12)の連続式から計算する。

$$\frac{\partial h_g}{\partial t} + \frac{\partial h_g U_{gi}}{\partial x_i} = 0 \quad (12)$$

崩落土砂の平均移動速度 U_{gi} は、鉛直座標を式(13)および図-6(b)のように定義し、各高さでの崩落土砂の移動速度を考慮して式(14)から求める。

$$\zeta = (z - z_0)/h_g \quad \text{at} \quad z_0 \leq z \leq z_0 + h_g \quad (13)$$

$$U_{gi} = h_g \int_0^1 u_{gi} d\zeta \quad (14)$$

ここに、 u_{gi} ： ζ の高さでの崩落土砂の i 方向の移動速度である。 u_{gi} は、式(13)の鉛直座標系における i 方向の土塊の運動方程式を、Sassa¹⁰⁾を参考に式(15)のように定式化し求める。

$$\frac{\partial u_{gi}}{\partial t} + u_{gj} \frac{\partial u_{gi}}{\partial x_j} + w_{g\zeta} \frac{1}{h_g} \frac{\partial u_{gi}}{\partial \zeta} = \frac{1}{\rho_g h_g} \left\{ -\frac{\partial h_g \sigma_h}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial \zeta} \left[\sigma_v \left(\frac{\partial z_0}{\partial x_i} + \zeta \frac{\partial h_g}{\partial x_i} \right) + \frac{\partial \hat{t}_{gi}}{\partial \zeta} \right] \right\} \quad (15)$$

$$w_{g\zeta} = -\frac{\partial}{\partial x_i} \left(h_g \int_0^\zeta u_{gi} d\zeta \right) - \zeta \frac{\partial h_g}{\partial t} \quad (16)$$

ここに、 $w_{g\zeta}$ ： ζ の高さでの崩落土砂の ζ 方向の移動速度、 $\rho_g (= \gamma_{sat}/g)$ ：崩落土砂の密度、 $\sigma_v (= u_w + \sigma'_v)$ ：鉛直方向の全応力、 $\sigma_h (= u_w + K_{gh} \sigma'_v)$ ：水平方向の全応力、 σ'_v ：鉛直方向の有効応力、 $K_{gh} (= 1 - \sin \phi')$ ：土圧係数、 \hat{t}_{gi} ：崩落土砂に作用する i 方向のせん断応力である。

式(15)の右辺 $\{\}$ 内の第一項と第二項は、図-6(b)に示す水平面と鉛直面に作用する全応力の差による力を表しており、第三項は鉛直面に作用するせん断応力の差による力を表している。崩落土砂の運動は、これらと左辺の慣性項とのバランスから生じることになる。

式(15)の間隙水圧 u_w および有効応力 σ'_v は、崩落土砂の移動中も式(17)に示す静水圧および静止土圧で与える。

$$u_w = \gamma_w h + \gamma_w h_g \zeta, \quad \sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_g \zeta \quad (17)$$

また、式(15)では崩落土砂の水平面に作用するせん断応力は無視し、鉛直面に作用するせん断応力 \hat{t}_{gi} は式(18)で与えることにした。

$$\hat{t}_{gi} = \frac{\Delta u_{gi}}{\sqrt{\Delta u_{gj}^2}} \sigma'_v \cdot \tan \phi' \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z_0}{\partial x_i} + \zeta \frac{\partial h_g}{\partial x_i} \right)^2} \quad (18)$$

ここに、 Δu_{gi} ：鉛直方向に分割した計算格子間での崩落土砂の i 方向の移動速度の差である。

式(12)~(18)を用いて、崩落土砂の移動を計算し、その平均移動速度 U_{gi} が全計算点で 10^{-4} m/s以下になれば、崩落土砂が停止したものとみなして計算を終了する。そして、図-5(c)に示すように、各計算格子の崩落土砂の厚さに応じて、河岸・河床高および河床の粒度分布を更新し、河床変動解析を再開する。

3. 2006年常願寺川現地実験への適用

(1) 2006年常願寺川現地実験の概要

図-7は、常願寺川現地実験水路の平面形と観測体制である。実験では、はじめに約 $10\text{m}^3/\text{s}$ の流量を通水し、一度通水を停止して図-7の各側線で横断測量を行った。その後、約 $15\text{m}^3/\text{s}$ の流量を通水し、通水後に横断測量および河床材料等の調査を行った。通水時には、図-7に示す地点で水面形と流量が観測されている。

(2) 計算条件

計算格子には一般座標系を用いた。通水前の横断測量結果を基に、縦断幅 $30\sim 50\text{cm}$ 、横断幅 30cm 程度の大きさで計算格子を分割した。図-2に示した河岸崩落の判定は、2分間毎に行うことにした。崩落土砂の堆積過程の解析では、計算格子をさらに鉛直方向に5分割した。上下流端の境界条件には、W22地点とW01地点の観測水位ハイドログラフを与えた。河床変動解析では、通水後に実施されたふるい分け試験を基に、計算初期の河床と河岸の粒度分布を図-8の赤の実線で与えた。

図-9は、式(7)の妥当性を検討するために、自立高さの理論値と実測値を比較したものである。実測値は、通水後の河岸の写真から判読した。 H_B は河岸の地表面高と観測最大水位の差から与えた。河岸は基本的には石礫を主材料とするため、粘着力 c' はゼロ、内部摩擦角 ϕ' は 35 度とした。 ϕ_b は、 $10\sim 20$ 度程度の値をとるとされている⁹⁾。図-9には、 ϕ_b を 10 度と 20 度の結果を示している。式(7)は、実測に比べ自立高さを小さく見積もる傾向にあるが、 ϕ_b を 20 度とした場合は実測と良く対応している。本論文では、 $\phi_b = 20$ 度を採用することにした。

(3) 計算結果と考察

図-10と図-11に示すように、解析は実測の水面形および流量を良好に説明できている。図-10の黒の実線は通水前の平均河床高であり、黒のプロットは、通水後の実測平均河床高である。蛇行部区間では、河岸侵食に伴う土砂供給により、通水前後で平均河床高が上昇している。黒の点線は、通水後の解析平均河床高であり、全体的に

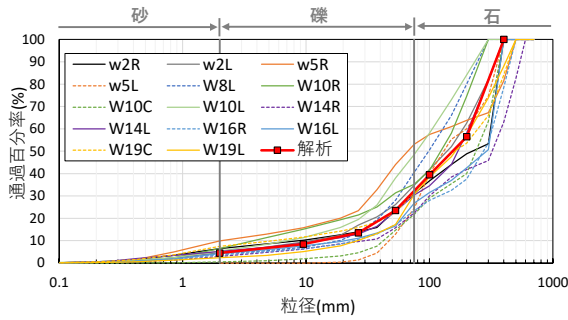


図-8 通水後のふるい分け試験の結果と計算初期に与えた河岸と河床の粒度分布

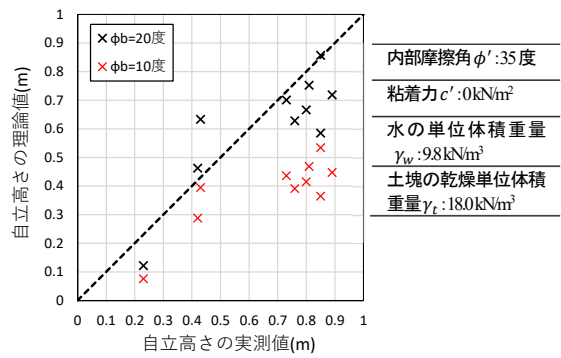


図-9 河岸の自立高さの理論値と実測値の比較

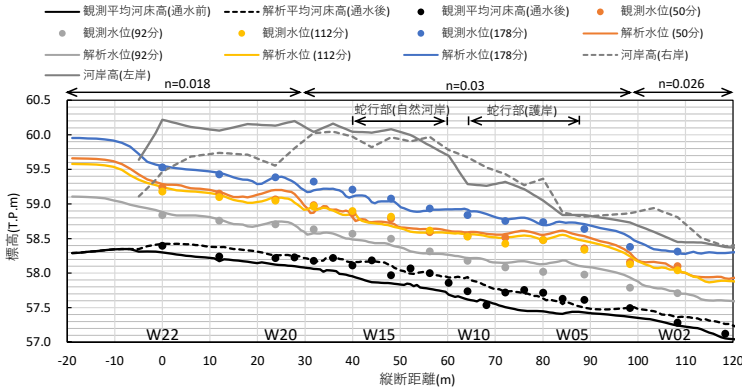


図-10 実測と解析の水面形時系列および通水後平均河床高の比較

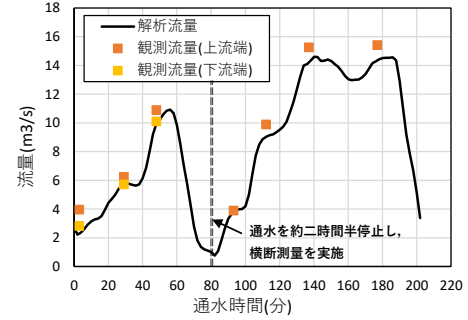
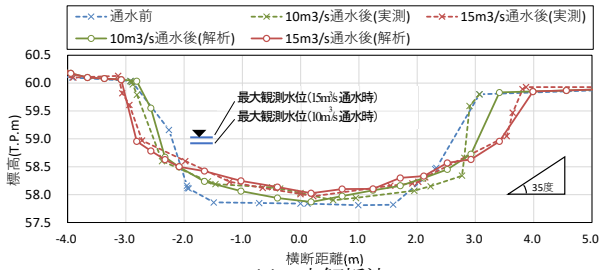
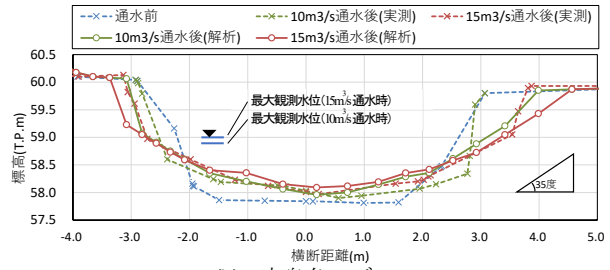


図-11 実測と解析の流量ハイドログラフの比較



(a) 本解析法



(b) 安息角モデル

図-12 W15地点における実測と解析の横断面形状の比較

は実測と良く一致している。10m地点付近と70m地点付近では、実測に比べ、解析の平均河床高が高めに計算されている。これらの地点では、河岸侵食がやや大きめに計算されたことが理由である。

図-12(a)は、本解析法によるW15地点の解析横断面形状と実測の比較である。図-12(b)は、従来の安息角モデル(河岸勾配が安息角(内部摩擦角)より急にならないように、地盤高を修正する方法)を用いて、河岸侵食を解析した場合の解析結果である。実験では、現地高水敷を掘削し作成された水路に大流量が通水され、湾曲部の両岸が大きく侵食される大規模な実験が行われた。このため外岸だけでなく内側も著しい侵食を受けている。本解析法は、このような現象を適切に再現出来ており、実測の横断面形状をほぼ説明出来ていることが分かる。これに対し、安息角モデルを用いた場合は、流量10m³/sを通水した段階で河岸が大きく侵食されており、実測を説明出来ていない。図-12には、流量10m³/s、15m³/s通水時の観測最大水位を示している。本解析法では、水面と河岸の高さに差がある程、サクシジョンの影響(自立高さが高

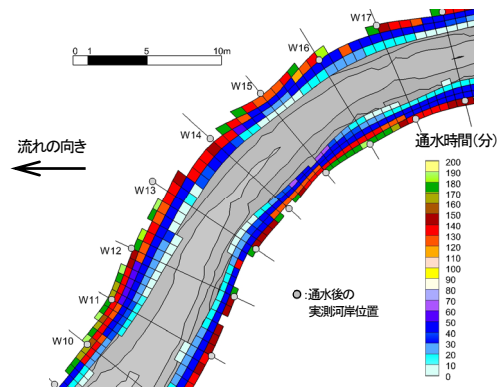


図-13 河岸侵食の発生地点と発生時間の解析結果

くなること)により、河岸崩落が発生しにくくなる。安息角モデルでは、このような機構が考慮されないため、水面に比べて河岸が十分高い場合に、河岸侵食を過大評価する傾向がある。

図-13は、河岸崩落の発生地点と発生時間の解析結果を平面的に示したものである。コンターで示す通水時間は、図-11の横軸と対応している。図-13から、河岸全体の侵食が間欠的に進んでいく様子が確認できる。このよ

うに、本解析法では、崩落土砂の流送、河岸際の洗掘、河岸崩落の発生という一連のプロセスを経て、河岸侵食が計算されることになる。扇状地河川の場合は、河岸崩落に伴い川底に供給された石礫がどの程度の時間をかけて流送されるかが、河岸侵食の進行速度や流路変動を予測するための鍵となる。このため、本論文で示したように、間欠的な河岸崩落の解析とともに、河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動を高精度に解析することが重要であることを強調したい。

今回提示した河岸侵食プロセスを解析する枠組みは、自然堆積河岸に共通のものと考えている。特に中下流域の自然堆積河岸は、石礫や砂礫の上に、細砂や細粒分の堆積層を持つのが一般的である。今後、河岸が層構造を持つ場合等について検討し、本解析法の河岸・堤防侵食に対する適用性を確かめていく。

4. 結論

常願寺川現地実験は、河岸が主に石礫で構成されており、サクシヨンの影響を考慮することで、河岸の自立高さを概ね説明できることを示した。さらに、河岸の自立高さと連続体の運動方程式に基づき、間欠的な河岸崩落現象を解析すると同時に、Q3D-FEBS と修正長田・福岡モデルを用いて、河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動を解析し、河岸際の洗掘と崩落土砂の流送過程を計算することにより、常願寺川現地実験における通水前後の横断面形状の変化等を良好に説明できることを明らかにした。

謝辞：本研究は、2021年度の国土交通省河川砂防技術研究開発制度河川技術・流域管理分野の助成を受けた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 福岡捷二：洪水流の水位と流量の今日的考え方—多点で観測された洪水水位と水面形から河道の水理システムを見える化する—, 土木学会論文集 B1, Vol.73, No.4, pp.I_355-I_360, 2017.
- 2) 諏訪義雄, 山本晃一：河岸侵食に関する現地調査, 水工学論文集, 35 巻, pp.263-268, 1991.
- 3) 福岡捷二, 木暮陽一, 佐藤健二, 大東道郎：自然堆積河岸の侵食過程, 水工学論文集, 第37巻, pp.643-648, 1993.
- 4) 長谷川和義：非平衡性を考慮した側岸侵食量式に関する研究, 土木学会論文報告集, No.316/II-56, pp.37-50, 1981.
- 5) 後藤孝臣, 北村忠紀, 辻本哲郎：上・下流境界条件の変化による直線砂礫流路の側岸侵食を伴う河床低下に関する研究, 土木学会論文集, 巻684号, pp.35-46, 2001.
- 6) 竹村吉晴, 福岡捷二：波状跳水・完全跳水及びその減勢区間における境界面（水面・底面）上の流れの方程式を用いた非静水圧準三次元解析（Q3D-FEBS）, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.75, No.1, pp.61-80, 2019.
- 7) 竹村吉晴, 久保宜之, 岡田将治, 福岡捷二：洪水流による物部川河口礫州の開口と変形機構に関する研究, 河川技術論文集, 第26巻, pp.669-674, 2020.
- 8) Simon, A., Curini, A., Darby, S.E., and Langendoen, E.J.: Bank and near-bank processes in an incised channel, *Geomorphology*, Vol.35, pp.193-217, 2000.
- 9) Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A.: The shear strength of unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.3, pp.313-321, 1978.
- 10) Sassa, K.: Geotechnical model for the motion of landslides, *Proc., 5th International Symposium on Landslides*, vol.1, pp.37-56, 1988.

(Received June 30, 2021)
(Accepted September 3, 2021)

ANALYSIS OF RIVERBANK EROSION PROCESSES IN ALLUVIAL FANS: APPLICATION TO THE FILED EXPERIMENT IN THE JOGANJI RIVER

Yoshiharu TAKEMURA and Shoji FUKUOKA

The erosion process of natural riverbank consists of three parts: bank toe erosion, bank failure and removal of the deposited material on the bank toe. Erosion of the riverbank occurs intermittently during flood events by repeating this process. However, it has not been considered enough in the flood flow and bed variation analysis in rivers. This paper proposes an analysis method of the bank erosion process in alluvial fans by considering the effects of the negative pore water pressure (the matrix suction), three-dimensional flows, and non-equilibrium sediment transports at near-bank area. Moreover, it is shown that the analysis method can explain the bank erosion process of the field experiment in the Joganji River.