

扇状地河川における河岸侵食プロセスに関する研究

扇状地河川の河岸侵食 サクシオン 非静水圧準三次元解析 中央大学研究開発機構 正会員 ○竹村 吉晴
中央大学研究開発機構 フェロー会員 福岡 捷二

1. 序論

扇状地河川は、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。扇状地河川の河岸は粒径の大きな石礫で構成されるが、**図-1**に示すように河岸上部は切り立っていることが多い。これは、自然状態の河岸には、細砂やシルトも多く含まれており、サクシオンが発生することで河岸の強度が増すことが主な理由と考えられる。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、河岸侵食が間欠的に生じることになる¹⁾。このような河岸侵食プロセスは、砂州の移動・変形や流路変動、水衝部の変化等と密接に関係するため、洪水時の河川の安全性を評価する上で重要と考えられるが、河岸の土質構造等が関係し現象が複雑なことから十分に検討されてきていない。



図-1 常願川現地実験の通水後の河岸

本論文では、サクシオンを見かけの粘着力と捉え、河岸の自立高さを考慮することで、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剛塑性連続体の変形問題として解析する。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。このような枠組みで、扇状地河川の河岸侵食プロセスを定式化し、常願寺川で実施された石礫河岸の侵食実験を対象に解析法の妥当性を検証する。

2. 石礫河岸の侵食プロセスの解析法

図-2に示すように、Q3D-FEBS²⁾と修正長田・福岡モデル³⁾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た河床変動解析を行い、一定の時間間隔で河岸崩落の発生の有無を判定する。河岸崩落が発生する場合は、後述する連続体の方程式に基づき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で、河岸侵食が間欠的に進行するプロセスを解析する。

① サクシオンによる見かけの粘着力を考慮した河岸の自立高さの算定式

サクシオンを見かけの粘着力と捉えれば、不飽和土のせん断強度式は式(1)のようになる。

$$\tau = c_a + (\sigma - u_a)\tan\phi' \quad (1)$$

ここに、 σ ：全応力、 u_a ：間隙空気圧、 u_w ：間隙水圧、 ϕ' ：内部摩擦角、 c_a ：不飽和土の見かけの粘着力である。不飽和土の見かけの粘着力は、Fredlund et al.⁴⁾の研究から式(2)のように与えることにした。

$$c_a = c' + (u_a - u_w)\tan\phi_b \quad (2)$$

ここに、 c' ：粘着力、 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ている。ランキン土圧を仮定し、式(1)から主働土圧を求めると式(3)のようになる。

$$\sigma_H = 2c_a \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) + \sigma_v \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3)$$

ここに、 σ_v ：鉛直土圧、 σ_H ：主働土圧である。ここでは非粘着性の材料を考えることから、式(2)の粘着力 c' をゼロとし、間隙空気圧を大気圧 ($u_a=0$)、間隙水圧と鉛直土圧をそれぞれ静水圧と静止土圧で与えれば、式(3)から河岸内部の主働土圧は**図-3**のようになる。右辺第一項の見かけの粘着力の影響により、主働土圧は地表面付近で負となり引張力が生じる。**図-3**の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、自立高さは次式になる。

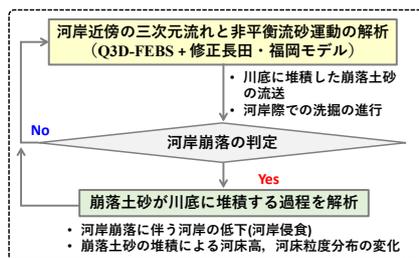


図-2 河岸侵食プロセスを解析する枠組み

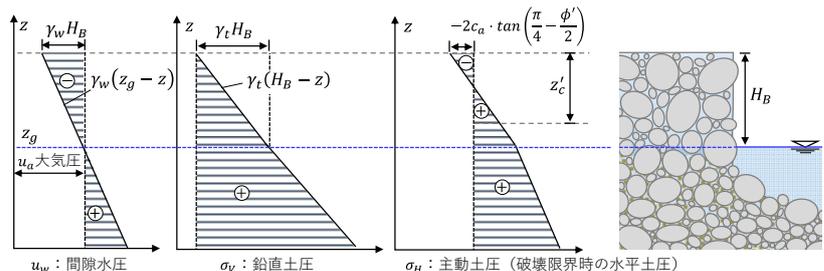


図-3 崩落前の河岸内部の間隙水圧と土圧の鉛直分布

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

ここに、 z'_c ：河岸の自立高さ、 γ_w ：水の単位体積重量、 z_g ：河岸内部の地下水面高、 γ_t ：土塊の湿潤単位体積重量、 H_B ：河岸高（河岸の地表面高と地下水面高の差）である。

② 河岸崩落の判定

図-4 に示す水域と隣接する陸域の計算格子（河岸計算格子と呼ぶ）を対象に河岸崩落の発生の有無を判定する。石礫河岸の場合、河岸内部の地下水面高 z_g は河道内の水位に追従するものと考え、河岸計算格子の地盤高と隣接する水域の計算格子の水位との差から河岸高 H_B を求め、これを式(4)に与えることで自立高さを求める。そして、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に対し、図-5(a)のように自立高さを考慮したすべり面を設定し、すべり面より上にある土塊に作用する力のつり合いを式(5)のように考え、河岸崩落の発生を判定する（ $F < 1$ で崩落発生）。

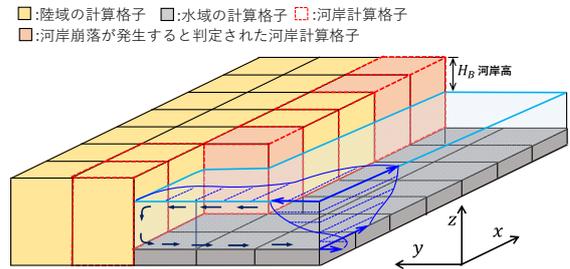


図-4 河岸計算格子の説明図

$$F = \frac{(W \cos\beta - U + P \sin\beta) \tan\phi' + S \tan\phi_b}{W \sin\beta - P \cos\beta} \quad (5)$$

$$W = \gamma_t \left[(B_u + B_s) z'_c + \frac{(B_u + 2B_s)}{2} h_u \right] + \frac{\gamma_{sat}}{2} B_s h_s, \quad U = \frac{\gamma_w \frac{1}{2} h_s B_s}{\cos\beta}, \quad S = \frac{\gamma_w \frac{1}{2} (H_B + z'_c) B_u}{\cos\beta}, \quad P = \gamma_w \frac{1}{2} h^2 \quad (6)$$

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ョン、 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 ：河岸計算格子の縦断方向および横断方向の幅である。

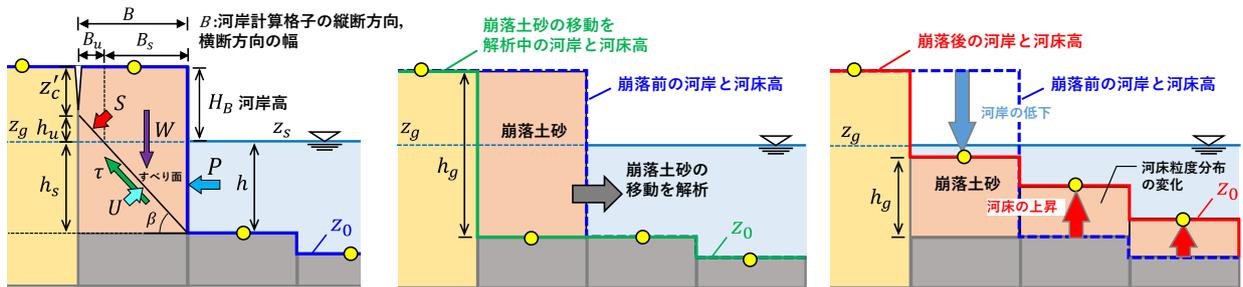


図-5 河岸崩落の判定と崩落土砂が川底に堆積する過程の解析手順

③ 崩落土砂が川底に堆積する過程の解析法

図-5(b)に示すように、式(5)から河岸崩落が発生する（ $F < 1$ ）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し、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、崩落土砂が川底に堆積するまでの過程を連続体の方程式に基づいて解析する。式(7)は、崩落土砂の連続式である。

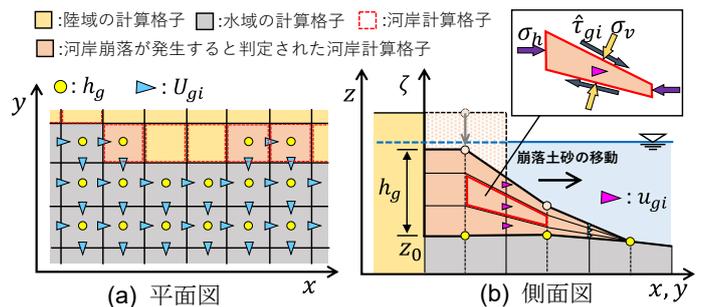


図-6 崩落土砂の移動の解析方法

$$\frac{\partial h_g}{\partial t} + \frac{\partial h_g U_{gi}}{\partial x_i} = 0 \quad (7)$$

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。地すべりの解析では、土塊の層厚に対して十分に長い距離にわたって土塊が移動することから、土塊の層厚で平均した運動方程式を用いて平均移動速度 U_{gi} が計算されることが多い⁵⁾。これに対し河岸崩落の場合、土塊の移動は土塊の層厚程度の範囲で生じることから、崩落土砂の移動速度が鉛直方向に異なることを考慮する必要があるものと考えられる。このため、鉛直座標を式(8)および図-6(b)のように定義し、式(9)に示す鉛直座標変換した水平方向の土塊の運動方程式を用いて、崩落土砂の移動を解析することにした。

$$\zeta = (z - z_0)/h_g \quad \text{at} \quad z_0 \leq z \leq z_0 + h_g \quad (8)$$

$$\frac{\partial u_{gi}}{\partial t} + u_{gj} \frac{\partial u_{gi}}{\partial x_j} + w_{g\zeta} \frac{1}{h_g} \frac{\partial u_{gi}}{\partial \zeta} = \frac{1}{\rho_g h_g} \left\{ -\frac{\partial h_g \sigma_h}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial \zeta} \left[\sigma_v \left(\frac{\partial z_0}{\partial x_i} + \zeta \frac{\partial h_g}{\partial x_i} \right) \right] + \frac{\partial \hat{t}_{gi}}{\partial \zeta} \right\} \quad (9)$$

$$w_{g\zeta} = -\frac{\partial}{\partial x_i} \left(h_g \int_0^\zeta u_{gi} d\zeta \right) - \zeta \frac{\partial h_g}{\partial t} \quad (10)$$

$$U_{gi} = \int_0^1 u_{gi} d\zeta \quad (11)$$

ここに、 u_{gi} : ζ の高さでの崩落土砂の*i*方向の移動速度、 $w_{g\zeta}$: 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、 $K_{gh} (= 1 - \sin\phi')$: 静止土圧係数、 \hat{t}_{gi} : 崩落土砂に作用する*i*方向のせん断応力である。土塊の運動方程式の定式化においては、内部逸散応力の評価が問題となる。本研究では、Sassa⁶⁾と同様に静止土圧係数を用いることにした。間隙水圧 u_w および有効応力 σ'_v 、鉛直面に作用するせん断応力 \hat{t}_{gi} は、それぞれ式(12)で与える。

$$u_w = \gamma_w h + \gamma_w h_g \zeta, \quad \sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) h_g \zeta, \quad \hat{t}_{gi} = \frac{\Delta u_{gi}}{\sqrt{\Delta u_{gj}^2}} \sigma'_v \cdot \tan\phi' \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z_0}{\partial x_i} + \zeta \frac{\partial h_g}{\partial x_i} \right)^2} \quad (12)$$

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(7)~(12)を用いて、崩落土砂の移動を計算し、崩落土砂の平均移動速度 U_{gi} が全計算地点で 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

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。

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30~50cm、横断幅30cm程度の大きさに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、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。河岸崩落の判定および崩落土砂の移動解析では、粘着力 c' をゼロ、内部摩擦角 ϕ' を35度に設定した。 ϕ_b は、10~20度の値をとるものとされている⁴⁾。本論文では、通水後に撮影された河岸の写真から自立高さを調べ、これと式(4)から計算される自立高さが最も整合する値として、 $\phi_b=20$ 度を用いることにした。

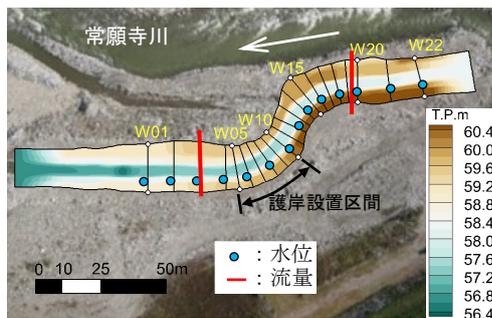


図-7 常願寺川現地実験水路の平面図と観測体制

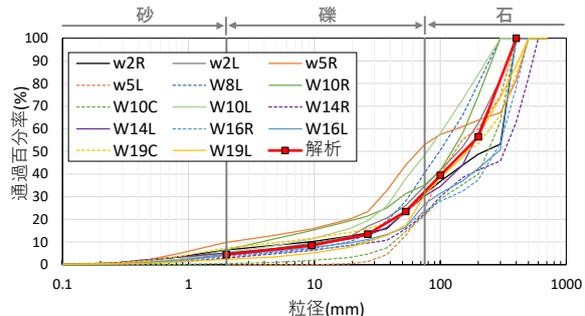


図-8 通水後のふるい分け試験の結果と計算初期に与えた河岸と河床の粒度分布

図-9と図-10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-9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、全体的には実測と良く一致している。図-11(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-11(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 $10\text{m}^3/\text{s}$ 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-11には、流量 $10\text{m}^3/\text{s}$ 、 $15\text{m}^3/\text{s}$ 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、サクシヨンの影響(自立高さが高くなること)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

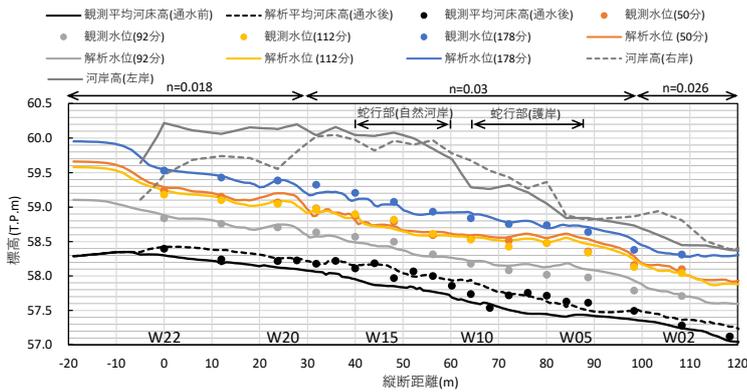


図-9 実測と解析の水面時系列および通水後平均河床高の比較

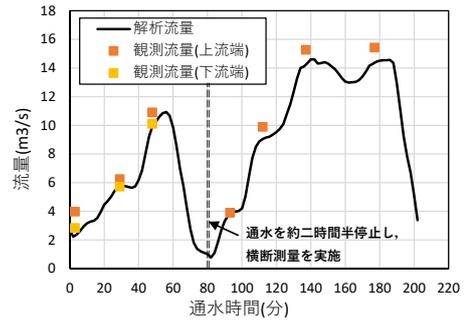
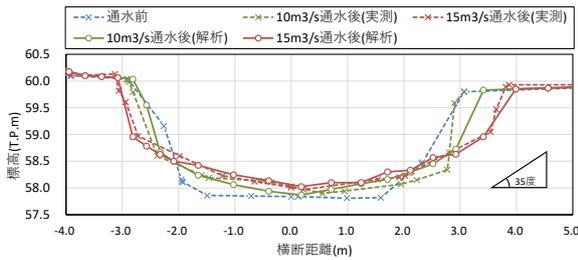
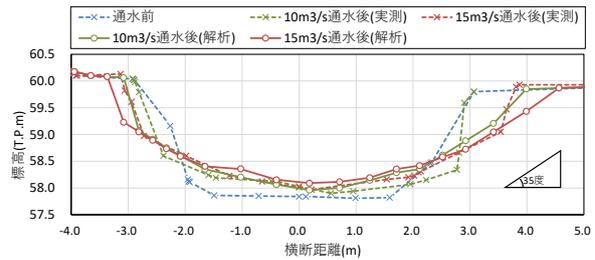


図-10 実測と解析の流量ハイドログラフの比較



(a) 本解析法



(b) 安息角モデル

図-11 W15 地点における実測と解析の横断面形状の比較

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-12 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-12 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。

4. 結論

サクシオンによる河岸の自立高さや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。今後、扇状地河川を対象に本解析法の適用性や課題について確認していく予定である。

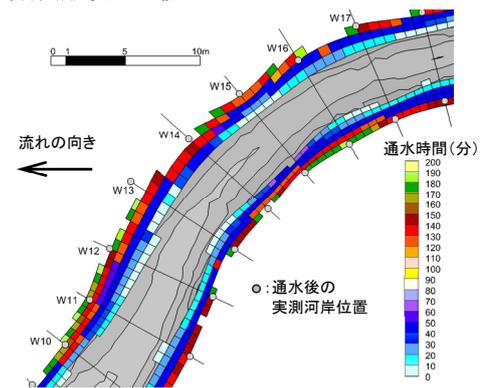


図-12 河岸崩落の発生地点・時間の解析結果

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 若井明彦, 吉松弘行: すべりを再現するための数値解析手法の現状, 日本地すべり学会誌, 50巻, 1号, pp.7-17, 2013.
- 6) Sassa, K.: Geotechnical model for the motion of landslides, Proc., 5th International Symposium on Landslides, vol.1, pp.37-56, 1988.