

粘性土からなる自然河岸の侵食に関する 現地観測とその予測計算について

DEVELOPMENT AND TESTING OF SIMULATION MODEL OF COHESIVE BANK EROSION

服部 敦¹・藤田光一²・平舘 治³・赤川正一⁴・湯川茂夫⁵

Atsushi HATTORI, Koh-ichi FUJITA, Osamu HIRATATE, Syoichi AKAGAWA and Shigeo YUKAWA

¹正会員 工修 建設省土木研究所 河川部河川研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1丁目)

²正会員 工博 建設省土木研究所 河川部河川研究室 室長

³正会員 建設省土木研究所 河川部河川研究室 研究員

⁴建設省東北地方建設局 能代工事事務所調査課 課長 (〒016-0802 秋田県能代市川反町9-3)

⁵建設省東北地方建設局 能代工事事務所調査課調査第一係 係長

The present study deals with simulation model of cohesive bank erosion that was developed by use of results of field observation at the Yoneshiro river. The model uses the prediction method of fluvial erosion rate of cohesive soil which is applicable to natural banks, only one soil property, tensile break stress is measured. So that, there are no need to adjust the parameters which is concerned to fluvial erosion rate. By the comparison of field observation and simulation results, spatial variation of soil properties related to erosion resistance is one of the most essential factor to increase the simulation accuracy.

Key Words : cohesive soil, natural bank, erosion, prediction method, field observation, bank erosion process, bank protection

1. はじめに

(1) 新しい河岸防御計画手法の必要性

河川の水際周辺部(河岸)は、多様な動植物の生息空間であるとともに、堤防被災・氾濫などの一因となる河岸侵食を防止するための河岸防御工を設置する場合もある。川づくりにおいて水際の処理が重要視されるのはそのためである。最近では、河岸防御工の表面への覆土をはじめ、生息空間を再生する様々な工夫を行っている¹⁾。また、新しい工法・素材を用いた低廉かつ良好な河川環境の保全が可能な河岸防御工の開発も進められている(例えば2,3,4)。このような河岸防御工自体の工夫や新技術開発と併行して、河岸防御の計画手法を改めて検討することが以下に示す理由でとても重要である。

今後重点的に行われる河岸防御工の整備対象区間は、これまでに整備を進めた災害発生の危険性が明らかに高い河道区間(例えば被災を繰り返している区間、高水敷がなく水衝部となっている堤防区間など)と比較すれば危険性がそれほど高くはないが、ひとたび堤防が被災すれば甚大な災害に繋がる防災の必要性が高い区間であると考えられる。(なお、既設の河岸防御工については今後、必要に応じて補強を行っていくべきである。)そのような河道区間とは、現時点ではある程度の高水敷幅はあるが、今後の出水次第では堤防に達するような河岸侵

食が速やかに進行することが懸念される区間と想定される。したがってまず最初に河岸侵食の進行が引き金となって堤防被災に至る潜在的な危険性をきちんと評価しなければならない。次に危険性の度合いに応じて河岸防御工の設置区間と自然河岸をそのまま存置する区間に区分する。そして最後に、河岸防御を確実に行うために必要十分な侵食防止効果、安全性を有する河岸防御工の選択を行う。以上の3段階の手順で河岸防御計画について検討し、かつ上記した河岸防御工自体の工夫や新技術を併用すれば、防災を確実に行うとともに河川環境も「最大限」保全できる河岸防御の実施が可能になると期待される。

(2) 本研究の目的

上記のような新しい河岸防御計画の実現にあたっては、危険性を評価する際に用いる自然河岸の侵食予測技術が不可欠である。粘性土で構成される河岸を有する河道区間は、河岸侵食が一般的に不活発である。そのため、新しい河岸防御計画に基づいた川づくりが非常に効果を発揮すると推察される。したがって、粘着性を有する河岸の侵食予測技術の重要性が特に高いと言える。本研究は粘性土河岸を対象として、新しい河岸防御計画手法に適用できる実用的な侵食予測技術を確立することを最終目的としたものである。

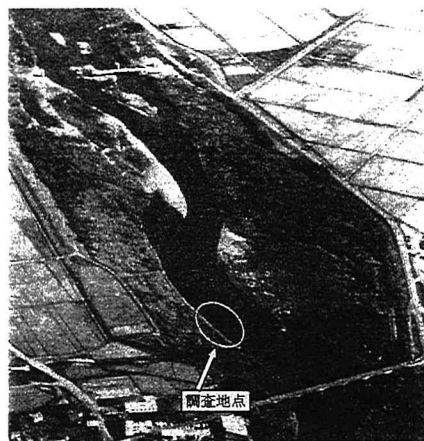


写真-1 観測地点周辺の空中写真

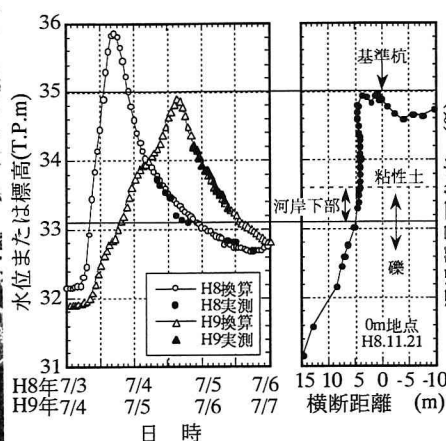


図-1 ハイδροグラフと河岸形状

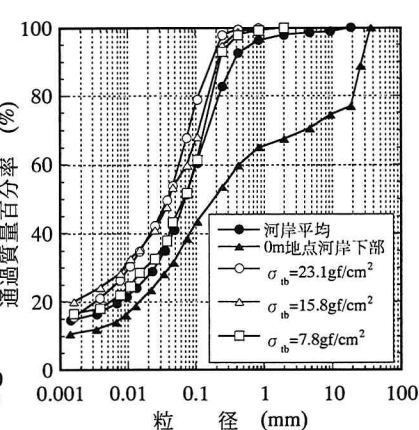


図-2 河岸表面の粒度分布

ところで粘性土からなる自然河岸の侵食に関しては多くの研究が既に実施されている。経験的手法としては、実河川の河岸侵食量を整理して得られた予測方法が提案されている⁹⁾。この方法は、短期間の河岸侵食の予測手法であり、最大侵食量の概略値を予測するのに適している。しかし、出水規模(掃流力の大きさとその作用時間)や粘性土の耐侵食力の効果などが明確な形で予測方法に反映されていないため、適用にあたっては経験を必要とする。また、出水規模や粘性土の耐侵食力の効果を考慮できる力学的考察に基づいた河岸侵食予測技術についてもこれまでに多くの研究が行われている^{6,7,8,9)}。予測方法の枠組みは、河岸侵食の進行を幾つかの素過程(河床変動、粘性土の侵食、河岸の崩壊、崩落土の流送など)を組み合わせた形となっている。そして各素過程に力学的モデルや仮定を設けて予測手法を完成させている。しかし、粘性土の侵食速度の評価方法や侵食速度の予測精度などになお一層の改良の余地があると思われる。

以上の必要性・技術レベルの現状を考慮し、本研究では技術開発の第一ステップとして、米代川 57.5km 地点右岸における河岸侵食の現地観測とその再現計算を行った。現地観測では、独自に開発した装置を用いて出水期間中に河岸のどの部分から侵食が進行するのかを明らかにする観測を行った。その結果と出水前後の河岸形状の測定結果とあわせて、河岸侵食の素過程とそれに関する機構をかなり明確に推定することが可能となった。本研究の特色は、推定した機構に基づいてモデル化した河岸崩落量の評価および現地で測定した土質データのみに基づいた粘性土の耐侵食力の評価を行うことによって、観測結果と合うように何らかのパラメータを調節することなく、河岸侵食量の再現計算を行ったところにある。最後に上記の検討結果をまとめ、予測技術の枠組みとその確立に向けての今後の課題を提示する。

2. 現地観測の概要

(1) 観測地点と出水の概要

米代川は幹線流路延長 136km で、秋田・岩手・青森の三県にまたがって流域面積 4,100km² を有する河川である。観測地点は 57.5km 地点右岸に位置し、その概況を写

真-1 に示す。観測地点は河床勾配 1/1,000、河床材料の平均粒径 2.5cm のほぼ直線河道区間に位置する。この地点において河道縦断方向に 1m 間隔で全 15 本の基準杭(下流から順に 0~14m 地点と呼ぶ)を高水敷上に設置し、この範囲において観測を実施した。0m 地点の河岸横断形状を図-1 に示す。T.P.33.1~35.0m の高さ 1.9m の範囲は、粘性土で構成されているほぼ垂直に切り立った形状を有する河岸である(以下では、垂直に切り立った横断形状のうち粘性土によって構成されている部分を「河岸」と呼ぶ)。河岸の高さが上流に向かって若干小さくなるものの(14m 地点で T.P.33.3~34.8m の 1.5m)、0~14m 地点まで河岸が続いている。0m, 14m 地点の測線近傍において河岸材料の粒度分布測定を計 7 点行った(H8 年出水直後の 7 月 5 日に実施)。0m 地点の河岸下部に位置する測定点では他の 6 点と大きく異なる粒度分布となった。0m 地点河岸下部の粒度分布と他の 6 点の平均粒度分布を図-2 に示す。河岸面は 0.075mm 以下の粒径成分(以下、細粒分と呼ぶ)を約 50% 含有する粘性土で主に構成されている。0m 地点河岸下部は粒径約 2.5cm の礫を約 20% 含有する粘性土層である。また、河岸近くの高水敷上には、チガヤ、セイタカアワダチソウ、オオイタドリを優占種とする植物群落が見られた。

顕著な侵食が生じた H8 年 7 月 3~6 日および H9 年 7 月 4~7 日の出水(以下、H8 年出水および H9 年出水と呼ぶ)のハイδροグラフを図-1 に併せて示した。ここで換算水位とは、鷹巣水位観測所(約 45km 地点)と観測地点での同時刻における水位の関係を線形式で近似的に表し、この式に水位観測所の水位を代入して求めた観測地点の水位である。H8, 9 年出水によって、0~14m 地点の平均で約 21cm および約 13cm の河岸侵食が生じた。以下では主にこれら 2 出水の観測データに基づき検討を進める。

(2) 観測項目と測定方法

出水前後には、0~14m 地点の基準杭を基点とした横断測量による河岸形状の測定を実施した。各地点の侵食量は、河岸後退距離の河岸高さ方向平均値として上記測定結果より求めた。また出水中には水位、河岸近傍流速および河岸侵食過程の測定を行った。水位と河岸近傍流

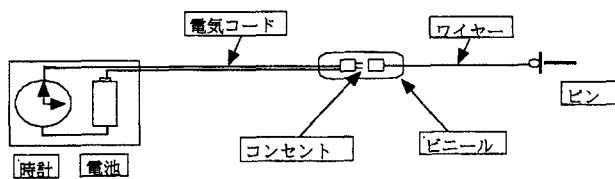


図-3 河岸侵食過程の測定装置

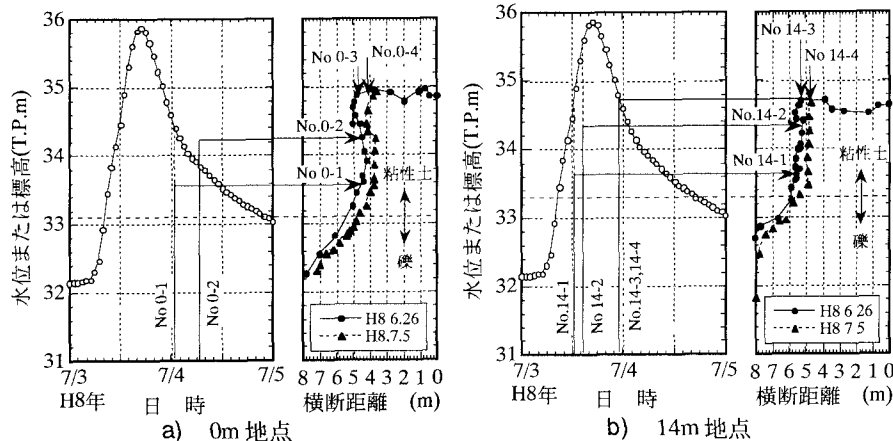


図-4 ピンの位置と河岸形状および水位との関係 (→はピンの設置位置を表す)

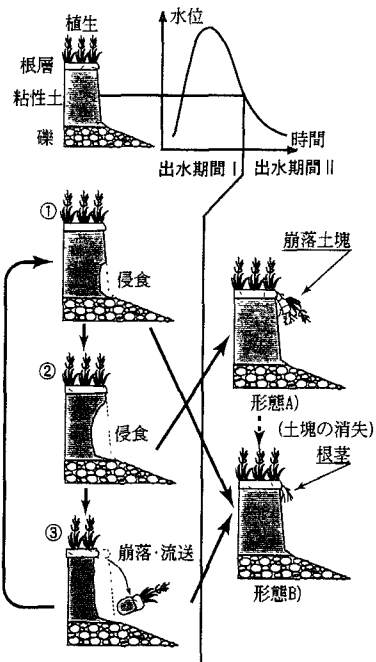


図-5 河岸侵食の過程

速は、高水敷高より水位が低くなった減水期にのみ実施した。水位は水面勾配が求められるように観測地点近傍とその下流の2地点で実施した。河岸近傍流速は、河岸から浮子を投入し、0~14m 区間の流下時間を測定することによって求めた。河岸侵食過程は、図-3 に概要を示す独自に開発した装置によって測定した。装置本体は防水ケース内に電池で作動する月日および時刻を表示する市販の時計を入れたものである。この時計の電源回線を改造して電源コードとコンセントを取り付けた。コンセントが抜けると電源が切れるように配線している。コンセントと河岸面に差し込むピンとをワイヤーで結んでおく。ピンが河岸面の侵食や崩壊に伴い離脱するとピンの自重によってコンセントが抜け、そのときの月日および時刻を表示したまま時計が停止する仕組みになっている。なお、ピンの離脱以外に時計が停止しないように、本体、電源コードやワイヤーは高水敷に固定・埋め込みを、またコンセント部は完全防水加工を行った。この装置を図-4 の右側に示すように0m、14m 地点に各4組づつ設置した。各装置の停止時刻から、河岸のどの場所から侵食が進行したか、すなわち河岸侵食過程が分かる。

以上の測定を1セットとして、H8,9年出水の出水中およびその前後に実施した。その他に、調査範囲近傍の高水敷上3地点において粘性土の引っ張り破壊応力 σ_b と粒度分布の測定を行った(測定装置および方法の詳細については文献2)を参照のこと)。測定結果は図-2 に併記したが、詳細については第5章(2)で詳細を説明する。

3. 河岸侵食の進行過程

H8年出水の観測において、図-3 に示した装置のピンの設置位置とそれが離脱した時刻および水位の関係を図-4 に示す。河岸の平均侵食量は、0m および14m 地点とも約60cm となっている。いずれの地点でも、河岸の

下側に設置したピン(No.0-1,14-1)が最初で、次にその直上のピンという順番で離脱したことが分かる。これは河岸の下側から侵食が進行することを意味している。

また、出水直後(H8年7月5日)の河岸状況の観察によると、河岸上部の植物の根茎を多く含む層(以下、根層と呼ぶ)の崩落土塊が根茎で河岸と繋がれたまま垂れ下がっている状況が部分的に見られた。それ以外の場所では、洗い出された根茎が「すだれ」のように垂れ下がっている状況となっていた。0m 地点では前者の状況が生じていた。そのため、No.0-3のピンが垂れ下がった土塊から離脱しなかったために図-4a)に示したように時計が停止しなかったようである。また14m 地点では、高水敷上に設置したNo.14-3,14-4のピンがほぼ同時刻に離脱していることより、根層の崩落・流送が生じたと思われる。これらの観測結果から、河岸最上部の根層では土塊の崩落という形態で侵食が進行すると考えられる。

上記のように崩落土塊の流送状況が異なった理由の一つとして以下のように考察できる。No.0-2のピンが離脱したタイミングを見ると、水位がT.P.33.8mまで低下し、ピンが完全に水面上に現れた後である。河岸の最上部に位置する根茎を多く含む土塊が崩落するのは、少なくともNo.0-2のピンが離脱した時刻以降である。したがって、崩落時にT.P.33.8m以下まで水位が下降していたため、河岸上部に垂れ下がった土塊の大部分は洪水流に洗われることがなかったと考えて良い。そのため、0m 地点では土塊の流失を免れたと考えられる。それに対して14m 地点では、土塊の崩落時刻に相当すると考えられるピンNo.14-3,14-4の離脱時刻で河岸が冠水する水位となっている。この場合土塊は当然洪水流にさらされた状態となる。このように、土塊が崩落した時点の水位によって土塊の流送状況に差異が生じたと思われる。

以上をまとめると、河岸の侵食過程は図-5 に模式的

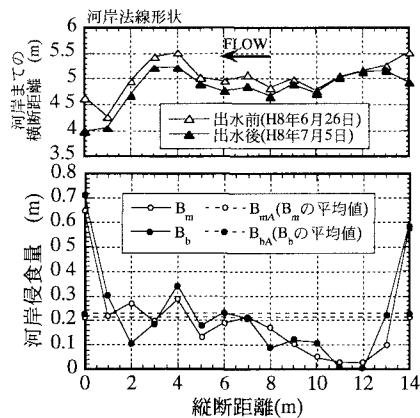


図-6 各地点での侵食量と河岸法線形状

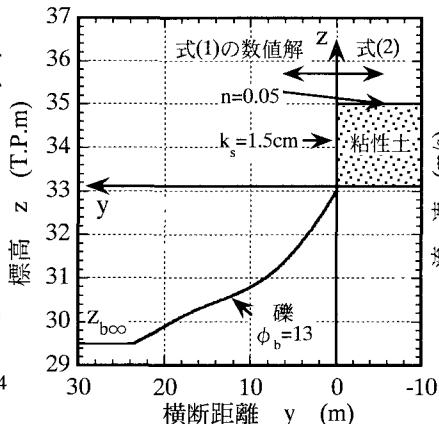


図-7 計算に用いた河道横断形状

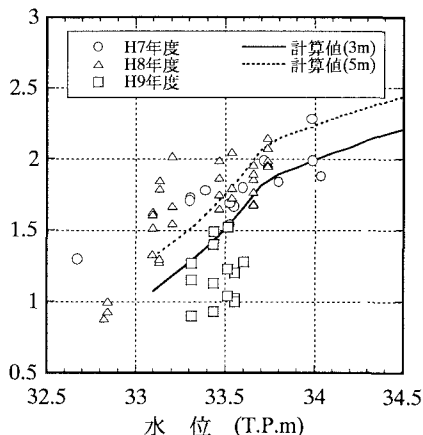


図-8 流速の測定値と計算値の比較

に示すようであったと推察される。増水期全と減水期のうち河岸高の中間より高い水位までを含む出水期間Ⅰでは、①河岸の下側が洪水流によって侵食され、②河岸の上部が張り出すような河岸形状になり、③根層とその直下部の河岸上部が崩落・流送される。場所によってはこの過程を複数回繰り返している。そして河岸高の中間より水位が低くなる減水期に相当する出水期間Ⅱでは、2通りの過程が考えられる。出水期間Ⅱに入った時点で②の状態であった河岸では、大きく張り出した根層が崩落するが、崩落土塊が流失することなく根茎によって河岸上部から垂れ下がるような状態となる(状態A)。また、出水期間Ⅱに入った時点で①、③の状態であった河岸では、根層が若干張り出した状態を保ち、洗い出された根茎が「すだれ」のように垂れ下がる状態になる(状態B)。垂れ下がった土塊は、根茎の枯死や土塊自体が風雨にさらされてぼろぼろと壊れるなどの理由により、最終的には消滅すると考えられる。そのため時間の経過に伴って、状態Aから状態Bに変化する。

4. 河岸の形状と侵食量

H8年出水による各地点の河岸侵食量と河岸法線形状の測定結果を図-6に示す。河岸侵食量として河岸全高さ(のり尻～天端)での平均値 B_m と河岸下部(のり尻～T.P33.6m)での平均値 B_b を示した。水衝部となる河岸法線凸部(4mおよび14m地点)で侵食量が大きくなる傾向が若干認められるが、最大侵食が生じた0m地点のように凹部でもかなりの侵食が生じている。0m地点で大きな侵食が生じた原因として図-2に示したように河岸下部に礫を多く含有する耐侵食力の低い粘性土層が存在することが挙げられる。この例のように侵食量の場所的差異が生じた一つ原因として、粘性土の耐侵食力が各地点で異なっていたことが挙げられる。

また、河岸横断形状は大きく分類して2種類に分けられる。一つは図-4a)に示したような、河岸中央部がのり尻に比較して横断距離で0.5～1.0m程度へこんだ「く」の字形状である。もう一つは図-4b)に示したような、多少の凹凸が見られるものの大局的には鉛直に切り立った「I」型形状である。今回の現地観測の範囲では、7m

地点を境にして上流側(14m地点側)に「I」型形状、下流側(0m地点側)に「く」の字形状が多く見られる傾向が認められた。以上のような現象が生じた原因については現段階では明らかにできていない。しかし河岸形状が明らかに異なる地点間でも共通して見られた特徴として、図-6に示したように各地点ごとに B_b と B_m がほぼ同じ値となることが挙げられる。この傾向と図-5に示した河岸侵食過程より、河岸横断形状に関わらず河岸下部が流水によって侵食されるとそれとほぼ等しい崩落量で河岸上部が崩落すると考えて良い。この特徴は河岸侵食量の予測において「 B_m の平均値 B_{ma} が B_b の平均値 B_{ba} と同値になるように河岸崩落が生じる」という河岸崩落過程の簡略化が可能であることを示唆するものである。

5. 河岸侵食量の再現計算と測定値との比較

本研究で用いる河岸侵食量の予測手法は、河岸侵食の進行を1)河岸面に作用する掃流力、2)洪水流による粘性土の侵食速度、3)河岸の崩壊・流送の3つの素過程をモデル化して組み合わせた形となっている^{7a)}。素過程3)については、第4章に示した簡略的モデルを用いる。また、素過程1)、2)のモデルについては(1)、(2)において説明する。なお、観測した河岸侵食量 B_{ma} が約20cmと川幅に対してごく小さいため、河岸面の位置が後退することに起因する掃流力の変化が微小であると考えられるのはおおむね妥当であろう。そこで図-7に示す河岸形状で固定して、水位のみをハイドログラフにしたがって変化させる条件で掃流力の計算を実施した。以上の枠組み・モデル化に基づいて以下に示す手順で B_{ma} を計算する。すなわち、1)ハイドログラフの各水位時において河岸面に作用する掃流力 τ_{y0} を定常等流条件で計算し、2) τ_{y0} から粘性土の侵食速度 E を計算し、3)各水位の継続時間とその水位での侵食速度の積を計算する。次に4)河岸面の各標高ごとに「その標高以上の水位である」という条件を満たす総ての水位での3)の計算値を足し合わせることで河岸面の侵食深分布を計算し、5)河岸下部(T.P33.1～33.6m)の平均侵食深 $B_{ba}=B_{ma}$ として河岸侵食量 B_{ma} を計算する。 B_{ma} の計算値と測定値の比較結果を図-8に示す。

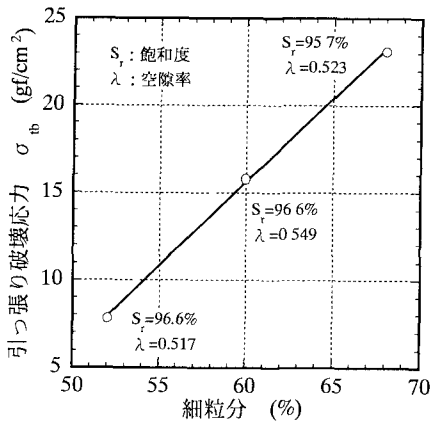


図-9 σ_b と細粒分の関係

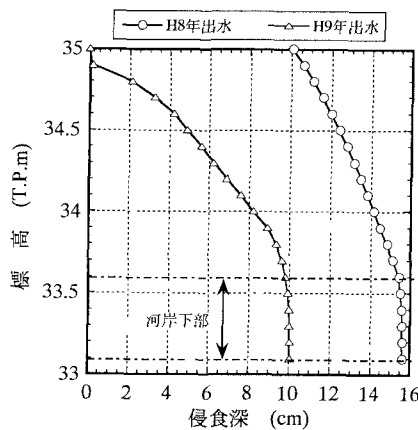


図-10 河岸侵食量の計算結果

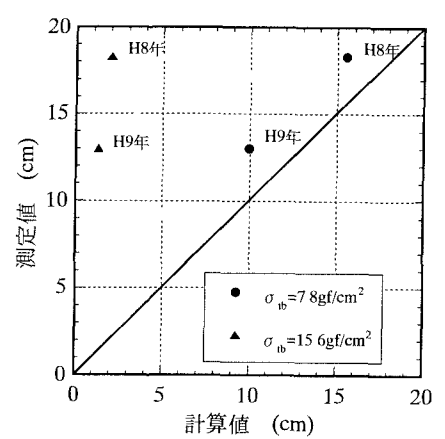


図-11 B_{mA} の測定値と計算値の比較

(1) 掃流力の計算方法

横断測量結果(例えば図-1.4)に基づいて図-7に示すように計算に用いる代表的な河道横断形状を定めた。流れの基礎式として式(1)に示す浅水方程式を用いた¹⁰⁾。

$$g(H-z_b)i + \frac{d}{dy} \left[\alpha(H-z_b)^2 \frac{u}{\phi_b} \frac{du}{dy} \right] - \frac{u^2}{\phi_b^2 \cos \theta_b} = 0 \quad (1)$$

ここで、 u は流速、 H は水位、 z_b は河床高、 θ_b は河床面の横断方向の角度、 i は水面勾配、 ϕ_b は河床面の流速係数、 $\alpha \approx 0.067$ である。 i は H に応じて変化すると簡略化して、現地観測結果から定めた式(2)によって与えた。

$$i = (37172 - 1078.8H)^{-1} \quad \text{where } H < 33.72 \text{ (T.P.m)} \\ i = 1/790 \quad \text{where } H \geq 33.72 \text{ (T.P.m)} \quad (2)$$

式(1)を以下の境界条件で数値計算した。すなわち $y \rightarrow \infty$ で $u \rightarrow \phi_b \{g(H-z_{b\infty})i\}^{0.5}$ 、 $y=0$ では河岸面で粗面上対数則に基づく抵抗則を用い、高水敷が冠水する場合には高水敷上($y < 0$)の流速分布を泉ほか¹¹⁾に倣って式(1)を摂動して求めた式(3)で与え、 $y=0$ において u が式(1)の数値解と一致する条件とした。

$$u = u_0 + (u_f - u_0) \exp \left[\sqrt{\frac{\kappa}{3\phi_f}} \left(\frac{H-z_f}{H-z_b} \right)^{0.75} \frac{y}{H-z_f} \right] \quad (3) \\ u_f = \phi_f \sqrt{g(H-z_f)i} \quad \phi_f = \frac{(H-z_f)^{1/6}}{n\sqrt{g}}$$

ここで、 u_0 と z_{b0} は $y=0$ における流速と河床高、 z_f は高水敷($y < 0$)の標高、 n は高水敷表面のマニングの粗度係数である。なお、河岸面の相当粗度高さ k_s は平舘ほか¹²⁾が実験結果を整理する際に用いた流速係数とその実験条件(水深)から逆算した平均的な k_s 値として定めた。

$y=3 \sim 5$ mでの流速の測定値と計算値を比較した結果を図-8に示す。計算値がバラついた実測値の平均的な値となっていることから、妥当な計算結果と思われる。

(2) 粘性土の侵食速度の評価方法

侵食速度 E の評価方法として、 E と τ_{y0} の関係を引張り破壊応力 σ_b を用いて整理した平舘ほか¹²⁾の評価式である式(4)を適用する。

$$E = C \cdot \left(\frac{\tau_{y0}}{\rho} \right)^2 \quad C = 1440 \left(\frac{\sigma_b}{\rho} \right)^{-2.95} \quad \begin{matrix} E \text{ (cm/h)} \\ \tau_{y0}/\rho \text{ (m}^2/\text{s}^2) \\ \sigma_b/\rho \text{ (m}^2/\text{s}^2) \end{matrix} \quad (4)$$

第2章(2)に示したように高水敷上の3地点において

σ_b と粒度分布の測定を行い、その結果を図-2に示した。 σ_b は細粒分が多いほど大きくなる傾向が見られる。しかし、粘性土の耐侵食力は粒度分布だけでなく、土の水分含有量や締固めの程度によっても変化することが指摘されている¹³⁾。そこで、水分含有量については飽和度 S_r 、締固めについては空隙率 λ 、粒度分布については細粒分を指標として、 σ_b との関係を調べた結果を図-9に示す。 S_r と λ はほぼ同じ値であり、 σ_b と明確な相関が見られない。それに対して細粒分とでは明確な相関が確認できる。この結果から場所によって σ_b 、すなわち耐侵食力が異なるのは、主に細粒分の場所的变化に起因すると考えて良いことがわかる。以上より、河岸の耐侵食力は細粒分の場所的变化に応じて場所的に不均一になっていると考えられる。河岸侵食量の計算では、このような不均一性を考慮して、河岸面の粒度分布に応じて σ_b を定める必要がある。そこで、図-2に●プロットで示した河岸面の平均粒度分布から細粒分を求めると52%であり、この値を図-9に示した σ_b と細粒分の関係に当てはめることによって河岸面の引張り破壊応力を $\sigma_b=7.8 \text{ gf/cm}^2$ と定めた。この値を式(4)に代入すると $C=3180$ と求められる。

なお、式(4)は平舘ほか¹²⁾の実験条件から考えると、侵食面が水平である場合のみ適用できる。河岸のようにほぼ鉛直に切り立った侵食面に適用にあたって厳密を期せば、侵食面から剥がれとれる粘性土塊(以下、剥離土塊と呼ぶ)に作用する掃流力のほかに重量の分力を考慮する必要がある。これを行うには、剥離土塊の大きさを式(4)に組み込める形で予測する手法が必要となる。しかし、著者の知る範囲では剥離土塊の大きさについて定性的特性を調べた報告²⁾がかりうじてあるのみである。したがって、厳密を期すのは現段階では困難である。そこで近似的な適用が可能であるかについて、以下のような力学的考察を行う。斜面上の非粘着性土の限界掃流力は、土粒子に作用する重力、摩擦力とのバランスに基づいて計算する。これと同様に、河岸面上の粘性土の耐侵食力は、剥離土塊に作用する重力、粘着力とのバランスに基づいて計算できると考えて良いであろう。なお、剥離土塊に作用する摩擦力は、河岸面がほぼ垂直に切り

立っていることから粘着力に比較して非常に小さいと考え、上記の力のバランスを考える上で省略した。したがって、剥離土塊の重量と粘着力を表す σ_{w} の大きさを比較すれば、侵食面が傾いた影響の程度について大まかに知ることができる。上記の報告²⁾によれば、剥離土塊の大部分は直径1cm以下であることが実験より確かめられている。また、河岸を構成する粘性土の湿潤密度は約1.7g/cm³であり、水中比重に直すと0.7程度となる。以上より大多数の剥離土塊の水中重量は0.37gf以下である。それに対して、直径1cmの侵食面に作用する粘着力は、 $\sigma_{\text{w}}=7.8\text{gf/cm}^2$ の場合で6.1gfである。これらの試算から分かるように、粘着力は剥離土塊の重量に比較してオーダーが異なるほど大きい。したがって、第一近似として式(4)を河岸面に適用するのはほぼ妥当と判断できる。

(3) 計算値と測定値の比較

H8,9年出水による河岸面の各標高での侵食深の計算結果を図-10に示す。河岸下部で最も大きく侵食されており、河岸上部がオーバーハングする結果が得られた。第4章に示した簡略的モデルに従い、T.P33.1~33.6mの平均侵食深を B_{ma} とし、測定値と比較した結果を図-11に●プロットで示す。なお、現地測定結果から B_{ma} を求める際には、明らかに土層が異なった0m地点を除いている。計算値は実測値の約8割程度の値となったが、ハイドログラフが異なることによる侵食量の差異を良好に再現できている。

6. おわりに

本研究で用いた河岸侵食予測手法は、実際の河岸侵食過程を詳細に調べた上で、各素過程をモデル化して組み上げたものである。その結果、測定結果を良好に再現できる予測手法となることが確認できた。これによって各素過程ごとに現象を確実に捕らえる的確なモデル化を行えば、粘性土からなる自然河岸の侵食量予測も可能であることを示せた。河岸侵食過程は図-5に示した以外にも多数あることが知られている¹⁴⁾。今後、これらについても河岸侵食現象を綿密に調査し、モデル化を行えばより適用範囲が広くなり、第1章(1)に示した新しい河岸防御計画手法が確立できるものと期待できる。ただし、そのためには本研究で示したモデルの改善のみでなく、以下の事項についても検討を進める必要がある。

まず第一に河岸を構成する粘性土の耐侵食力(引っ張り破壊強度 σ_{w})の調査方法について検討する必要がある。第4章および第5章(2)において、細粒分が場所的に変化することが主原因となり、河岸の耐侵食力が不均一となっていることを示した。不均一性を考慮しない計算例として、図-9に示した3地点の平均値 $\sigma_{\text{w}}=15.6\text{gf/cm}^2$ (式(4)より $C=410$)として B_{ma} を計算した結果を図-11に▲プロットで示した。この場合の計算値は測定値の約1割となり、不均一性を考慮して $\sigma_{\text{w}}=7.8\text{gf/cm}^2$ とした場合に比較して計算精度が著しく劣ることがわかる。この

ことから不均一さをどのように調査して河岸侵食予測手法に反映させるかが実用上のキーポイントになると言える。その際、調査量と予測精度向上のバランスに配慮して、実際の調査方法を考案する必要がある。

次に、河岸侵食過程の予測手法を確立する必要がある。本研究も含めて多くの河岸侵食予測手法は、河岸侵食過程を想定した上で、各素過程をモデル化し組み上げることで成り立っている。また、河岸侵食過程はある河道区間に固有のものではなく、河床変動・高水敷上への土砂堆積などに伴う河岸形状・堆積土層の変化、河岸法線形の変化や出水規模などによる侵食外力の増減によって変化することも予想される。このような場合にも河岸侵食過程が予測できなければ、実用的な侵食量予測が困難と思われる。

参考文献

- 1) 例えば(財)リバーフロント整備センター編:まちと水辺に豊かな自然をⅢ 多自然型川づくりの取組みとポイント,山海堂,初版,229p.,1996.
- 2) 宇多高明・望月達也・藤田光一ほか:洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動,土木研究所資料,第3489号,503p.,1997.
- 3) 堀 謙吾・藤田光一・服部 敦・宇多高明:侵食防止・植生繁茂を両立させるシート材の持つべき基本特性,第51回年次学術講演会概要集,第2部,pp.376~378,1996.
- 4) (財)先端建設技術センター:平成9年度版 ポーラスコンクリート河川護岸 設計・施工マニュアル(案),78p.,1998.
- 5) 山本晃一:沖積河川学,山海堂,第1版,pp.173~188,1994.
- 6) Hasegawa,K.:Universal Bank Erosion Coefficient for Meandering Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.115, No 6, 1989
- 7) 大東道郎・福岡捷二・佐藤健二:自然堆積河岸の侵食速度について,第48回年次学術講演会概要集,第2部,pp.568~569,1993.
- 8) Darby,S.E and Thorne, C.R. Numerical Simulation of Widening and Bed Deformation of Straight Sand-Bed Rivers. I .Model Development, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.120, No.4, pp 184-193, 1996.
- 9) Darby,S.E., Thorne, C.R. and Simon,A.:Numerical Simulation of Widening and Bed Deformation of Straight Sand-Bed Rivers II Model Evaluation, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.120, No 4, pp 194-202, 1996.
- 10) 関根正人:側岸侵食機構を考慮した河川の流路変動に関する基礎的研究,土木学会論文集,第533号,Ⅱ-34,pp.51~59,1996.
- 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) 平舘 治・服部 敦・藤田光一・望月達也:粘性土の侵食速度の予測方法と土塊の離脱機構,第52回年次学術講演会概要集,第2部,pp.450~451,1997.
- 13) 例えば The Task Committee on Erosion of Cohesive Materials Erosion of Cohesive Sediments, Journal of Hydraulics Division, ASCE, pp 1017-1049, 1968.
- 14) 例えば Hemphill, R.W and Bramley, M.E . Protection of River and Canal Banks,CIRIA Water Engineering Report, Butterworths, pp 7-39,1989

(1998.9.30 受付)