

越水による河川堤防の崩壊と堤内地への土砂の輸送に関する数値計算法の提案

A proposal of numerical simulation methods for river bank break caused by over topping flow with sediment transport in residential area

細山田得三*・Thin Thin Nwe**・野崎万利子***

Tokuzo Hosoyamada*・Thin Thin New**・Mariko Nozaki***

*工博 長岡技術科学大学准教授, 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

** 工修 長岡技術科学大学大学院博士課程エネルギー環境工学専攻 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

*** 工修 (株)菱和エンジニアリング (〒220-8401 神奈川県横浜市西区みなとみらい三丁目 3 番 1 号)

A fatal flood disaster due to levee breach of Kariyata River occurred in Chuetsu Region, Niigata, Japan on July 13, 2004. A two-dimensional numerical model for unsteady flow and non-uniform sediment transport model is established using finite difference method on staggered grid. This model simulates overtopping flow due to excess inflow rate and erosion of river bank. Additionally, the arrival time of floodwater, flow velocity, sediment depth, and sediment concentration are also calculated. This model is useful for predicting breaking point and making hazard map for evacuation of people in river basin. Simulation results are in good agreement with field observation data.

Key Words: flood, sediment transport, levee break, shear stress

1. はじめに

洪水時の河川堤防の崩壊が周辺の住民・施設構造物に多大な被害をもたらすことは容易に想像される。近年、日本においては地球温暖化に起因すると思われる降雨強度の増大により河川水位の急激な上昇が発生し^{1), 2)}, 河川堤防の決壊を伴った水害が発生している。

著者らが居住している新潟県中越地方とそれに隣接した福島県西部地方においては2004年(平成16年)の7月12日から13日にわたり、梅雨前線から発達した雨域の停滞により豪雨が発生した^{3), 4)}。この豪雨により新潟県三条市を流れる五十嵐(いからし)川と同県見附市・中之島町(現在長岡市中之島町)を流れる刈谷田川の河川堤防が決壊した(図-1)。土砂を含んだ高速な洪水流が堤内地に流れ込み家々を破壊し、氾濫水が引いた後は、大量の土砂が堆積したまま残留した(写真-1)。土砂は住宅家屋の内部まで到達し、これらの除去が復旧作業の第一歩となった。この水害による被害は死者15名、全壊・半壊家屋が178棟、床上・床下浸水が2万6572棟(山間地の地すべりを含む)であり、稀に見る大水害であった。このため、河川堤防の決壊に関する社会的関心が集まり、堤防決壊の力学過程について新潟県および土木学会の調査団によって検討された^{2), 3)}。そこでは堤防の崩壊はいずれも河道内部の水位が堤防天端高を越えて越水し、水没した状態の河川堤防に洪水流の底面せん断力および水位差による圧力が作用して崩壊に至ったと結論されている。決壊した河川堤防の



図-1 刈谷田川堤防決壊地点

すぐ堤内地側において”おち掘り”と称する特異な窪んだ地形が形成されることも報告された³⁾(写真-2)。

河道外部を流れる氾濫流と土砂の輸送および地形の変化について総合的に検討した研究は、土石流・河口砂州のように一方向性が卓越した流れを除いては比較的少なく、都市域での洪水流を対象として検討した例も多いとは言



写真一 豪雨住宅区域に堆積した土砂
2004年7月13日新潟県中之島町刈谷田川の氾濫



写真二 刈谷田川左岸破堤点近くの”おち堀”
今町大橋下流地点

えない。その中であって京都大学防災研究所の研究所年報では集中的にこの問題に取り組まれており、例えば、大久保ら⁹⁾は平面2次元の氾濫モデルと渦度・流線関数による鉛直方向の計算情報を組み合わせ、壁乱流などの流体力学的考察から植生や粗度などの計算パラメータの同定を行いつつ土砂と洪水の氾濫過程を追っている。高橋ら¹⁰⁾は、堤防の決壊による堤内地への土砂の輸送過程と地形変化について数値計算と室内実験によって考察している。以上の研究はいずれも堤防の決壊状況そのものは前提条件として与え、決壊後の氾濫流と土砂の挙動を取り扱ったものとなっている。

海外においては越水による堤防の侵食による崩壊を取り扱う研究が進んでいる。Feah⁷⁾はエルベ川の河川堤防の崩壊の数値計算モデルを提案している。この研究では主に堤防の崩壊によって生じる流量に絞った解析が行われており、崩壊した堤防の土砂や河道内部から供給される土砂については十分な解析がおこなわれていない。Wu⁸⁾はダムブレイクに関する1次元解析の結果を示しており、地形変

化について詳細な検討を行っているが、河川堤防への適用を考えた場合、河川の主流方向と河川堤防の配置の関係が一致していないなどの問題がある。Wuによる成書⁹⁾は河川における計算手法を網羅的に解説しており、河川流と河川堤防の崩壊の相互作用についても言及されているが、まだ十分な知見が得られているとは言えない。

河川堤防の崩壊を考慮する新しい計算手法の例としては粒子法や個別要素法(Discrete Element Method; DEM)が挙げられる。この計算手法は連続体と近似されていた堤防自体を有限のサイズの離散粒子を積み上げることによって構成するものであり、そのようにして表現することに関する仮定の限界など何らかの説明や解釈が必要となる。河川堤防の決壊過程を力学モデルを用いて解析することは依然として困難な問題である。

本研究では広く一般的に用いられている平面2次元の氾濫流計算^{11),12)}、土砂輸送計算、底面での沈降・再浮遊過程、地形変化計算を組み合わせることによって越水が先行する場合の堤防の崩壊過程について検討した。あわせて堤内地に広がる土砂の分布についても検討を行った。

2. 河川堤防の決壊に関するモデル概要

今日においても河川堤防の破堤予測地点については過去の記録や伝承によるものが多い。また、それに対応して氾濫災害に対して安全地帯と見なされているのは河道管理が行われない自然状態での河川が自由に河道変動を起こす際の土砂の堆積位置であるいわゆる自然堤防上である。前節で述べたように河川堤防の崩壊を力学モデルを用いて事前に予測することは極めて困難である。先に述べた新潟県中越地方での水害では、破堤点よりやや上流の強い蛇行(破堤点は内側)から弱い蛇行(破堤点は外側)へ至る付近で堤防が決壊しており、あきらかに水位が高い上流側の強い蛇行の外側の堤防の決壊は顕著ではなかった。その理由としては危険と見なされた地点では堤防のかさ上げや強化が行われ安全となっていることや堤防を形成する地盤材料の状況の違い、堤防天端の舗装状況、橋梁その他の施設など、状況が千差万別であることが挙げられる。しかしながら、大別すれば河川堤防の崩壊には以下の2つの道筋が考えられる。

1. 越水が先行し、河道内から堤内地へ流出する洪水流によって堤防の天端・法面などの表面から徐々に崩壊するケース
2. 越水が生じる前に堤防の裏と表の法面の圧力差によって堤防内部にパイピングのような破壊が生じ、抵抗力が急激に減少して堤防全体が崩壊するケース

先にも述べたが、2004年7月13日の刈谷田川と五十嵐川の堤防の決壊はケース1とされている³⁾。この場合の力学過程をあらためて考えると、堤防の直上を越流している氾濫水によるせん断力が堤防表面の土砂を浮遊させ、

流下方向に輸送したと見られ、浸食と見なすことができる。河川浸食に関する数値モデルについては浮遊砂・掃流砂の挙動を介して河道内部の地形変化の計算に数多く用いられた実績がある。本研究ではこのパラメータを操作することによって河川堤防の崩壊を表現することとした。具体的な基礎方程式については次節において述べる。

3. 数値計算の概要

3.1 計算対象

2004年7月13日に発生した新潟福島豪雨災害における刈谷田川の主要な破堤点である中之島町今町大橋下流左岸を対象とした。図-2には計算領域全体の地形標高を鳥瞰図として示す。地形標高データはレーザプロファイラによって取得された格子サイズ1mのデータ(DEM¹⁰⁾)を5mの格子に変換したものである。この洪水災害の詳細については、新潟県土木部河川管理課、土木学会北陸豪雨災害調査団の報告書に記述されている³⁾。刈谷田川の流域の降雨は夜半から降り始め、翌正午過ぎの12時30分付近で越水が生じ、それに引き続いて今町大橋下流の左岸において破堤が生じた。水位の時間波形は、新潟県の河川水位観測点において計測されており、これを計算領域における刈谷田川の上流端の入力条件とした。

計算格子は前述したように辺長が5mの正方形である。格子数は東西、南北方向それぞれ200,220個とし、計算領域は破堤点を含むそれぞれ1000m,1100mの大きさとした。計算領域の端部では自由流出とした。

3.2 洪水流の支配方程式

洪水流の運動方程式としては一般的な平面2次元の非線形浅水方程式を用いた。この方程式は過去の多くの洪水氾濫の数値計算で用いられたものと同一であり、具体的な方程式形については、酒井¹³⁾および細山田^{14),15)}に示されている。他の研究事例においては、運動方程式に水平乱流粘性項を含まない場合もあるが、本研究では底面粗度と断面平均流速によって評価される渦動粘性係数を用いて水平乱流粘性項を計算した。

離散化には有限差分法を用い、計算格子は正方形として変数配置にはスタガードとした。次節で述べる土砂濃度や地形変形計算においてもすべてこれに従って離散化されている。

3.3 土砂の輸送および堤防の決壊の計算方法

浮遊した土砂の輸送方程式は、いわゆるパッシブスカラーの移流拡散方程式を用いた。計算格子が平面2次元のため、3次元の移流拡散方程式を鉛直方向に積分してその積分の両端について境界条件を適用して支配方程式を誘導した。氾濫流と底面の間では土砂の生成と沈降・堆積が時々刻々設定条件に従って算出される。その主要な考え方は洪水流による掃流力の値が設定された限界掃流力を上回る場合、土砂の浮遊が生じ、また別の基準を下回る場合は、沈降が発生するというものである。浮遊することなく

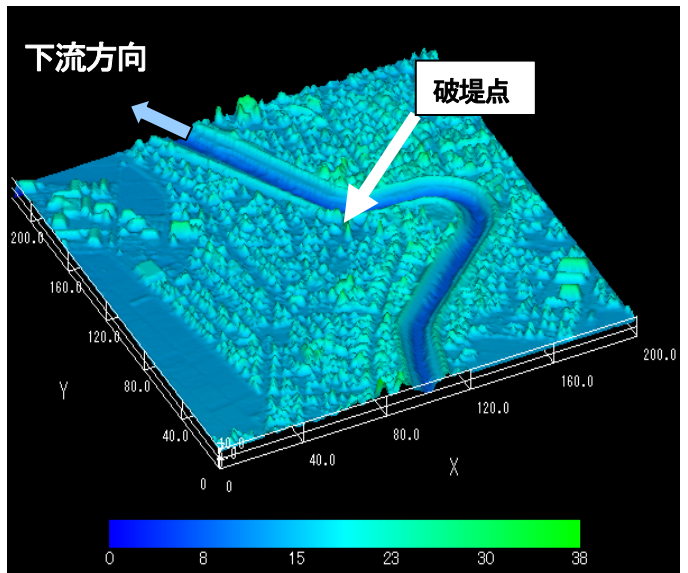


図-2 計算領域全体図(標高(m))
刈谷田川 中之島町 今町大橋周辺
家屋の屋根の標高などが捉えられている。

底面に沿って移動する土砂は掃流砂公式によって計算した。

堤防の決壊は浮遊砂および掃流砂として移動する土砂によって地形が変化するものとして表現した。その場合、浮遊砂濃度、掃流砂量の計算に表れる基準値を土砂の粒径分布や堤防の没水深によって変動させて破堤を促進させるスキームを導入した。

浮遊砂濃度、掃流砂量、地盤標高変化の計算式は概ね関根¹⁶⁾に従った。具体的な式を以下にまとめて示す。

[浮遊砂]

$$h \left[\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} \right] = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_h h \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_h h \frac{\partial c}{\partial y} \right) + E - D \quad (1)$$

[掃流砂]

$$q_b^* = 8.0 \times (\tau_b^*)^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_c^*}{\tau_b^*} \right)^{3/2} \quad (2)$$

[地盤標高変化式]

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) + D - E \right\} \quad (3)$$

ここに、 u, v は x, y 方向の流速、 c は土砂濃度、 E, D は土砂の巻き上げおよび沈降フラックス、 D_h は渦動拡散係数、 τ_c^*, τ_b^* は無次元限界掃流力、無次元掃流力であり、 z_b, q_x, q_y, λ はそれぞれ、地形標高、掃流砂量の x, y 方向成分、地盤の空隙率である。

土砂の巻き上げ・沈降フラックス E, D は流れの状況と地

形変化を連結する上で非常に重要な物理量であり、粒径に応じた粘着特性を考慮して以下のように計算される。また粒子の沈降速度 w_s についても粒径に応じた粘着性の条件に従って計算式を選択している。

[粘着性のある粒径]

$$E = \begin{cases} \frac{E_0}{\rho_s} \left(\frac{\tau_b}{\tau_e} - 1 \right) & , \text{ for } \tau_b > \tau_e \\ 0 & , \text{ for } \tau_b \leq \tau_e \end{cases} \quad (4)$$

$$D = \begin{cases} w_s c_b \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_d} \right) & , \text{ for } \tau_b < \tau_d \\ 0 & , \text{ for } \tau_b \geq \tau_d \end{cases} \quad (5)$$

$$w_s = 0.0026(1 - c)^{4.65} \quad (6)$$

[粘着性のない粒径]

$$E = w_s E_s \quad (7)$$

$$D = \frac{w_s^2 h c}{D_h} \quad (8)$$

$$w_s = \sqrt{\left(13.95 \times \frac{\nu}{d} \right)^2 + 1.09 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g d} - 13.95 \times \frac{\nu}{d} \quad (9)$$

ここに、 E_0 , ρ_s , τ_e , τ_b , c_b , d , g , ν は、それぞれ経験的浸食速度（一定値）、土砂の密度、 E , D に関する限界掃流力、基準面濃度、土砂の粒径、重力加速度、水の動粘性係数である。パラメータ c_b についてはペクレ数の関数として計算し、巻き上げ速度 E_s は、以下の式(10,11)によって計算される。

$$E_s = \frac{\alpha Z^*}{1 + \frac{\alpha}{0.3} Z^*}, \quad \alpha = 1.37 \times 10^{-7} \quad (10)$$

$$Z^* = \left(\frac{u_*}{w_s} \right)^5 \left\{ \frac{\sqrt{(\rho_s/\rho - 1)gd^3}}{\nu} \right\}^3 \quad (11)$$

本研究に用いた計算に用いた粒径分布は以下の表-1にまとめて示す。パラメータ τ_e , τ_d は土砂の浮遊と沈降を特徴づける量であり、この値に変動を与えることによって越水による河川堤防の決壊過程を表現する。河川堤防以外の地盤においては以下の表-2に示す値を与えた。

表-1 土砂の粒径とその構成分布

粒径分布	細砂	極細砂	シルト	粘土
土砂の粒径 (mm)	0.25	0.15	0.0313	0.0039
土砂の割合 (%)	10	15	32	43

表-2 河川堤防以外の地点での粒径ごとの τ_d , τ_e の値

境界底面せん断力	細砂	極細砂	シルト	粘土
τ_d 堆積(N/m ²)	0.95	0.92	0.9	0.88
τ_e 侵食(N/m ²)	2.15	2.1	1.5	1.3

河川堤防の領域内部では以下のような方法で堤防の抵抗力の低減を表現した。

$$\tau_e [N/m^2] = \tau_d =$$

$$\begin{cases} 0.0005 & \text{for fine sand} \\ 0.00045 & \text{for very finesand} \\ 0.0004 & \text{for median silt} \\ 0.00035 & \text{for clay} \end{cases} \quad \text{if } h < 2.0m$$

$$\begin{cases} 0.005 & \text{for finesand} \\ 0.0045 & \text{for very finesand} \\ 0.004 & \text{for median silt} \\ 0.0035 & \text{for clay} \end{cases} \quad \text{if } 2.0m \leq h < 4.0m \quad (12)$$

$$\begin{cases} 0.95 & \text{for finesand} \\ 0.92 & \text{for very finesand} \\ 0.9 & \text{for median silt} \\ 0.88 & \text{for clay} \end{cases} \quad \text{if } h > 4.0m$$

この式(12)においては、 τ_e と τ_b を同一の値とし、さらにその地点の水深が浅い状態では流速が大きく堤体に与える流速変動等の影響が大きくなることを表現するため、 τ_e と τ_b の値を小さくするものとして計算を行った。これにより堤防付近での大規模な地形変動が起こりやすくなり、河川堤防の決壊やおち掘などの越水が先行した洪水氾濫の特異な地形変動を考慮できるものと思われる。

これらの計算スキームを洪水氾濫流の計算と同一時間ステップの中に組み込むことにより、流れと地形変化の相互作用を時間の進行に従って追跡することが可能となる。

4. 計算結果

4.1 堤防の決壊

図-3 には計算によって求めた破堤点付近の地形の鳥瞰図の時間変化を示す。各図の左上側が河道であり、右下方が堤内地となっている。河道と堤内地を分離している左岸の河川堤防が各図の左上部に見える。堤内地において様々な地盤標高の盛り上がり認められるが、これは住宅家屋の屋根や樹木の樹冠部の高さをレーザプロファイラが標高と認識したためである。左上の図は、7月13日の

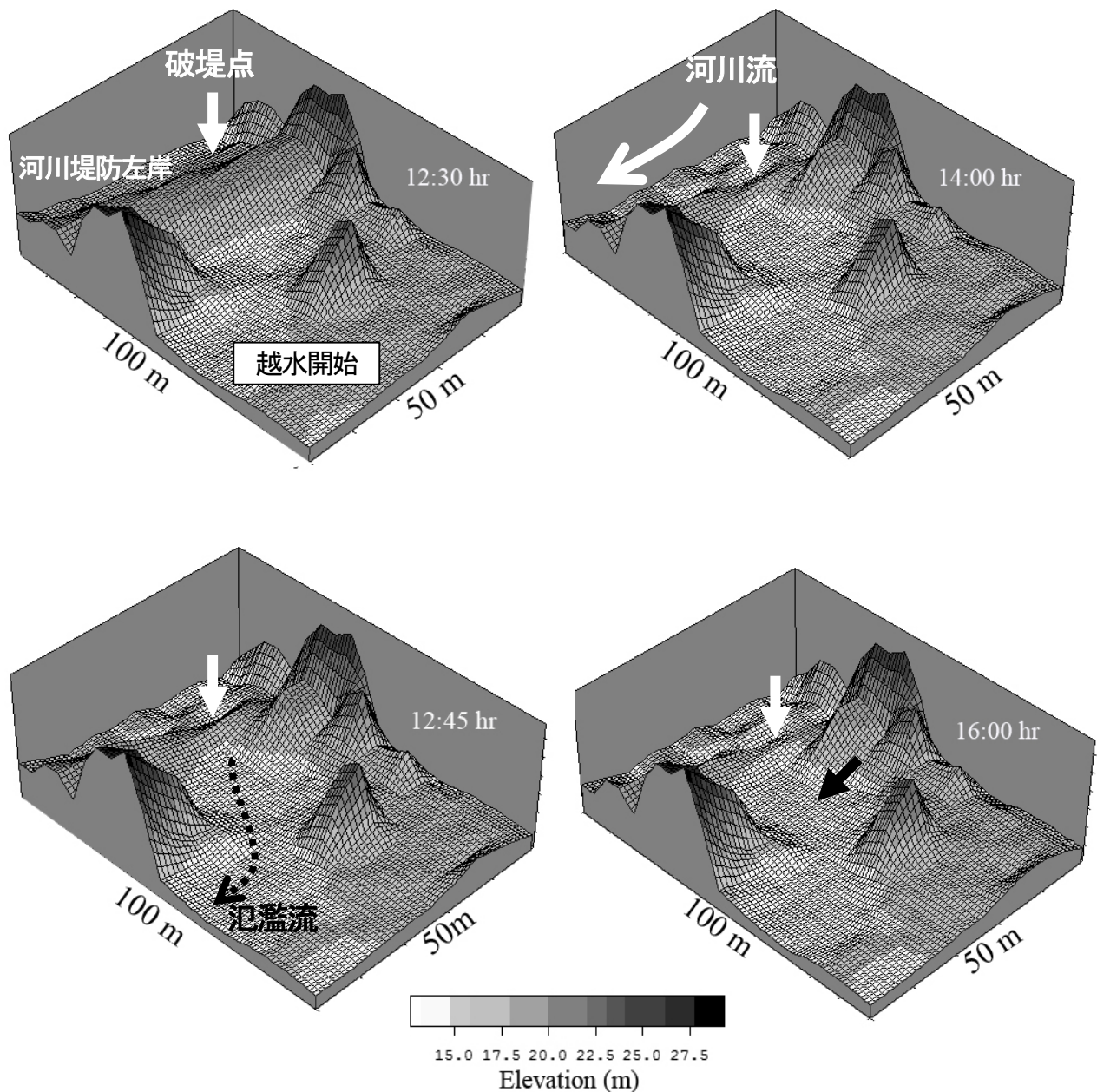


図-3 刈谷田川破堤点付近の地形変化の鳥瞰図

(図-1 の長い矢印の方向より俯瞰したもの)

白矢印(下向き) : 破堤点, 黒矢印 : ”おち堀”の発生点付近

2004年7月13日左上:12時30分, 左下:12時45分, 右上:14時00分, 右下:16時00分

12時半の状況である。この時間付近で堤防からの越水が顕著になり、この状態が正常な堤防の状態の限界状態となっている。12時45分の時点では、堤防がかなり崩壊しており、20%程度が残留しているのみとなっている。また、黒い矢印で示した堤防のやや堤内地側の地点で”おち堀”と称する凹型の地形が形成されている。

図-4 には堤防の形状変化をより詳細に検討するため、地形標高の堤防断面方向の分布を示す。この図面中の実線のうち最も上位に位置しているものが堤防の初期の形状となっており、太い実線がほぼ変形が終了した時点(7月

13日20時)に対応している。計算によると堤防の越水が開始したと考えられる同日12時30分の時点ですでに天端において50cm程度の低下が見られる。その後、同日13日13時では堤防自体の高さが2m程度も急激に下降した。また堤内地において浸食が進み、”おち堀”が形成されている。午後1時以降も地形変化は徐々に進行するが、河道内の水位が低下しており、収束に向かっている。黒丸は後日測量によって求めた地形形状である。測量結果と計算結果はほぼ一致していると判断される。

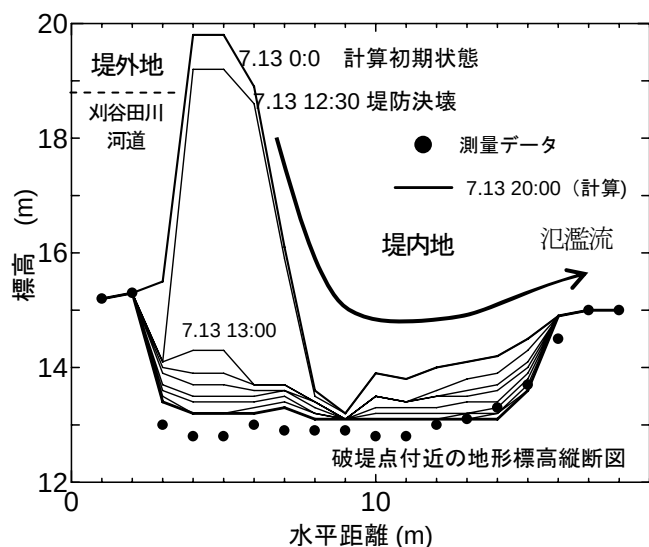


図-4 破堤点付近の地形変化
実線：計算値 12時30分～20時00分 1時間間隔
●：洪水後の実測値

4.2 計算領域全体の洪水氾濫

図-5には破堤点を含む計算領域全体の洪水氾濫の初期状況の分布を示す。上段、中段、下段がそれぞれ流速ベクトル、水深、土砂濃度の分布である。

河道内部の流速値は河道が曲率を持っている領域でそれに応じて断面内で変動しており、直線部ではそれに比して一様な分布となっている。破堤点においては河道と同程度か地点によっては河道内部の流速よりも大きな値をとる地点がある。氾濫流は道路や農地のような流れへの障害の少ない領域に沿って選択的に流れている。

水位は河道の蛇行によって流れの抵抗が大きい領域で高くなることが分かる。また図では分かりにくい蛇行している地点では外側の水位が上昇していることを確認した。市街地での氾濫水の挙動はベクトル図の結果と同様に道路などの流れやすい方向に沿って流れることがわかる。13時30分は越水開始後約1時間程度であるが、計算領域全域に氾濫水が広がっていることが分かる。また、この計算では氾濫水が到達しない地点が破堤点の近くにも見られる。これは地形標高として家屋の屋根がデータとして含まれていることが考えられ、家屋内部を通過する氾濫水の挙動が考慮されていないことが理由として考えられる。家屋内部は流れに対する抵抗が高いはずであるが、それが標高の高さとして表現されることは過剰となっていることが想像される。著者の一人は、この水害に関して土砂の計算を含まない氾濫水のみを計算を実施し、痕跡高の実測値と比較している。その結果、概ね水位の一致は見られるが、家屋・構造物の前面と背後など局所的な差異は認められた。

図-5の下段に示した土砂濃度については破堤点付近が最も高く、距離が離れるに従って急激に濃度の低下が生じ

ることが分かる。また、洪水氾濫の開始時点近くの12時45分とそれから45分経過後の土砂濃度は大きな変化がないことが分かった。堤防内に流れ込む土砂としては、河道内部の土砂と堤体自体の崩壊土砂に分けられるが、堤体自体の土砂が氾濫水によって住宅地区に広がる土砂に大きく影響を与えていることが予想される。

5. まとめと考察

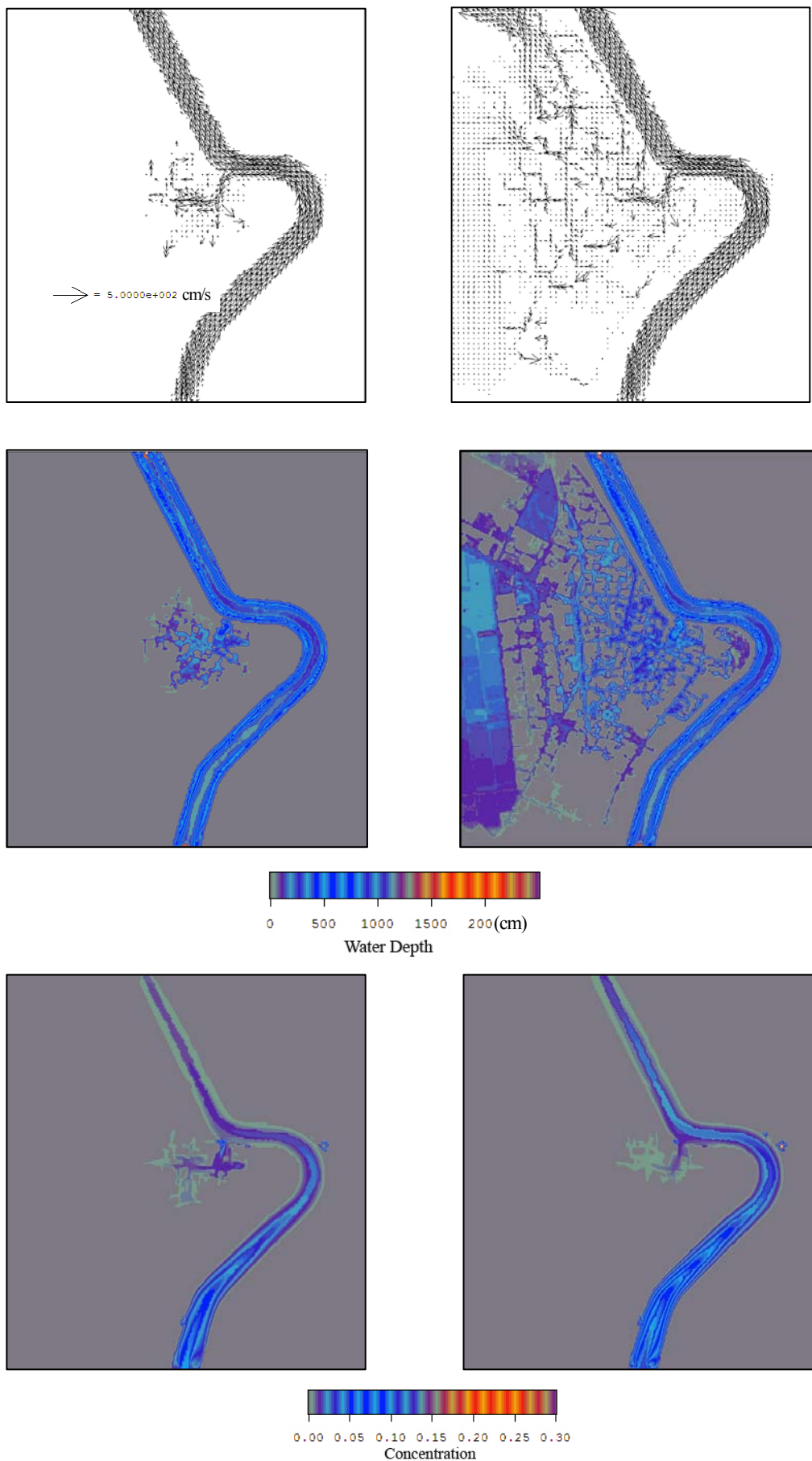
本研究により、越水が先行すると仮定した場合の堤防の浸食による決壊過程と破堤点付近の住宅地区への氾濫水と土砂の輸送過程を計算できる可能性を示すことができた。また、堤防の崩壊が越水後に急激に進行することが分かった。計算において破堤点を仮定することは行わず、堤防の強度が冠水に応じて減少するというモデルを仮定することによって実体と同様の破堤が生じる結果となった。

堤防の崩壊は、抵抗力を失った地盤が流動化するという固体力学と流体力学の境界の問題と位置づけられ、解析的な取り扱いが難しい。本研究で示した計算方法はパラメータを氾濫の状況に合わせて動的に変動させるということによってそれに対応させた。それによって地盤高の変位や“おち掘れ”のような現象を再現できる可能性が示された。しかしながら、パラメータの変動のさせ方については実現象に一致させるように試行錯誤した感否めない。今後はそれらのパラメータの与え方について検討していきたいと考えている。

本研究において堤防の破壊を引き起こす原因は侵食現象のみであり、流れによる底面せん断力がある原因となっている。すなわち、摩擦力が堤防を崩壊させたという解釈となる。しかしながら、堤防内外の水位差に起因する圧力差が堤防を崩壊させる力として作用したことは否めずそのことが本研究には欠落している。また先に引用した海外での研究事例⁽⁷⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾においてもその圧力差が十分に検討されていない。これは数値計算モデルの基本的立場に関わることであり、検討していく必要がある。

近年の数値計算技術の発展は目覚ましいものがあり、洪水氾濫計算についても様々な種類の手法が提案されている。粒子法以外の計算手法では必ず格子を配置しているが、非構造格子を用いた有限体積法が複雑な計算境界形状を取り扱う上で優れていると見なされている。有限体積法では格子について面積分を行うことによって微分の回数が減少する。支配方程式が1回微分のみで構成されていたら、微分操作がなくなる。その優位性を保つために2回微分を含む水平粘性項を無視する例が多いように思われる。

一方、境界適合座標や一般曲線座標および矩形格子に対応する構造格子系でも計算可能である。矩形格子を用いた計算方法は複雑な境界形状には対応しにくいですが、式を離散化して計算する上での精度は高い。近年ではカットセル法やネスティングによって矩形格子系でも境界形状の取り扱いの正確さが向上している。計算手法の選択は計算領域の特性に応じて使い分ける必要があるものと思われる。



図ー5 計算領域全体の流速ベクトル（上段），水深（中断），土砂濃度の分布（下段）
左側：12時45分，右側：13時30分

謝辞

本研究を遂行するにあたり、新潟県土木部河川管理課、土木学会新潟福島豪雨災害調査団（団長：玉井信行金沢学院大学教授）には河川水位データ、土砂堆積データを、長岡技術科学大学陸旻皎教授には地形標高データの貸与を頂いた。また、長岡技術科学大学環境・建設系の太塚悟教授、磯部公一助教には地盤工学の面からの助言を頂いた。ここに記して謝意を表する。また、科学研究費（基盤研究C, 19560519 代表者：細山田得三）の補助を受けたことを付記する。

参考文献

- 1) 土木学会水工学委員会：平成15年台風10号北海道豪雨災害調査団報告書, 181p., 2004.
- 2) 宇治橋康行, 廣部英一：2004(平成16)年7月福井豪雨災害の速報, 土木学会誌, Vol.89, No.9, pp.49-52, 2004.
- 3) 土木学会水工学委員会(平成16年7月13日新潟豪雨災害調査団)：平成16年7月13日新潟豪雨災害調査報告書, 138p., 2005.
- 4) 大熊孝：2004(平成16)年7月13日新潟水害の速報, 土木学会誌, Vol.89, No.9, pp.45-48, 2004.
- 5) 大久保賢治, 村本嘉雄, 井上和則：堤内地における洪水・土砂の越流氾濫過程, 京都大学防災研究所年報, 第32号B-2, pp.641-655, 1989.
- 6) 高橋保, 中川一：堤防決壊による土砂堆積のシミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第32号B-2, pp.733-756, 1989.
- 7) Roland Faeh: Numerical Modeling of Breach Erosion of River Embankments, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.133, No.9, September 1, pp. 1000-1009, 2007.
- 8) Weiming Wu, Computational River Dynamics, Taylor & Francis/Balkema, ISBN: 978-0-415-44961-8, 494p., 2007.
- 9) Weiming Wu and Sam S. Y. Wang, 1-D Numerical Simulation of Morphodynamic Processes under Dam Break and Overtopping Flows, Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2006, ASCE, 2007.
- 10) 日本地形学連合・技術講習会実行委員会（代表：野上道男）：DEMデータ処理技術講習会テキスト, 2000.
- 11) 土木学会編：水理公式集, 昭和46年改訂版, 1971.
- 12) 栗城稔, 末次忠司, 海野仁, 田中義人, 小林裕明：氾濫シミュレーション・マニュアル（案）-シミュレーションの手引き及び新モデルの検証-, 土木技術研究所資料, 第3400号, 1996.
- 13) 酒井彩美, 細山田得三, 早川典生, 福嶋祐介：氾濫流の伝播特性に関する研究, 第18回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会論文集, pp.57-58, 2000.
- 14) 細山田得三, 早川典生, 加納裕美, 酒井彩美：微細な地形情報を考慮した都市型中小河川の氾濫数値計算, 水工学論文集, pp.253-258, 2002.
- 15) 細山田得三：7.13新潟豪雨災害での住宅区域の氾濫流解析, 水工学論文集, pp.253-258, 2005.
- 16) 関根正人：移動床流れの水理学, 共立出版, 211p., 2005.

(2009年4月9日 受付)