

破堤拡大過程と河川特性の関係について

BREACHING PROCESS OF FLOOD LEVEE AFFECTED BY GEOMETRICAL PROPERTIES OF RIVERS

辻本哲郎¹・鷺見哲也²・寺本敦子³・前田 和⁴

Tetsuro TSUJIMOTO, Tetsuya SUMI, Atsuko TERAMOTO and Ai MAEDA

¹フェロー会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻
(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 博(工) 名古屋大学大学院講師 工学研究科社会基盤工学専攻(同上)

³正会員 博(工) 松江工業高等専門学校助手 環境・建設工学科
(〒690-8518 松江市西生馬町14-4)

⁴学生会員 東京大学大学院工学系研究科修士課程学生 社会基盤学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

When we discuss the countermeasures against disasters due to heavy rain fall and subsequent floods frequently happened in these years, the key issue is to clarify the mechanism of levee breaching. When we strengthen the facilities against flood or make a soft countermeasure by using hazard map, the key is the breach of levee, particularly the process of enlargement of breach. Estimation of time scale of breaching would make possible not only to evaluate the levee consolidation works but also provide the information for emergency evacuation. We proposed the method to calculate the breaching process with flow and sediment transport in river, floodplain and levee area simultaneously. In this paper, from the experience of surveys of levee breaches in several places, particularly from Niigata disaster 2004, the effects of geometrical properties of rivers and their levees on levee breaching process are investigated, and through such analyses the levee disasters in Niigata are discussed.

Key Words : Breaching process of flood levee, flood disaster, numerical simulation,

1. まえがき

2004年の豪雨・洪水災害では、新潟・福井豪雨、台風23号と、堤防が決壊した洪水氾濫が注目される。東海豪雨(平成12年)でも新川破堤が注目されたばかりである。いずれも水位は堤防天端を越えるかほぼそれに達しており、堤防欠損のきっかけはともかく完全に破堤し大きな氾濫被害にいたったのは越流によって欠損箇所が拡大したためである。にもかかわらず、これまでは破堤原因としてのきっかけ現象が注目されいわゆる「安全率」の議論であった。計画論・設計論ではそれでいいが、防災・減災の視点ではあってはならない越流や予兆現象が始まってから後の現象把握がきわめて重要である。

最近河川整備計画の基本方針においても、ハザードマップ作成を積極的にすすめることが謳われるようになった。避難を想定した浸水想定図、ハザードマップ作成¹⁾においても、破堤はその鍵であるにもかかわらず、

これまで経験例から「破堤過程」を想定しての堤内地での氾濫流の拡散過程の計算にすぎない。また新潟県刈谷田川破堤災害の議論に関連して国土総合政策技術研究所がとくに堤防直下で氾濫流が直撃するエリアに着目した氾濫流再現シミュレーションを行った²⁾が、破堤幅拡大過程などは目撃情報にもとづいて想定せざるを得なかった。

本研究では、破堤がそのきっかけ現象からどのように進行し、氾濫水がどのように堤内地を襲うかに着目し、破堤進行と河川・堤防の形状の関係を数値解析から探る。

著者ら^{3)・4)}は、河道、堤防、堤内地を一体的に扱った移動床過程として破堤現象を解析することを提案してきた。きっかけが漏水による裏法すべりであろうが堤防の変形・一部欠損は天端からの越流の集中を招き、そのあとは堤防裏法および堤内地の侵食・堆積過程である。侵食域は表面流がその上を通過するので移動床過程にさらされる堤防土や堤内地土壌は粘着抵抗を失い、河床変動と同様の砂質としての挙動で十分近似できる。ここでは、河道断面と堤内地の関係(低水路、高水敷、堤防天端の

堤内地からの比高)によって、また、河道平面形状によって、破堤プロセスがどのように違うかを数値解析によって検討した。また、新潟県五十嵐川、刈谷田川の氾濫現象についての資料と数値解析例を比較した。

2. 破堤シミュレーション手法の概要

本研究では、水深平均平面2次元流れの解析と掃流砂輸送、河床変動を組み込んだ数値解析モデル(著者らはNHSED2Dモデルと呼んで河道内のさまざまな移動床現象の解析に適用してきた)を、河川域のみならず、堤内地、堤防領域も解析を行う。特に堤防周辺で流れが複雑になり急激な地盤変化を伴う破堤過程の計算に対応できるように工夫した。

NHSED2Dモデルにおける平面2次元流れの解析の主な特徴は以下の通りである.

- ・非直交境界適合格子⁴⁾による計算。
- ・有限体積法を用いた支配方程式の離散化。
- ・Collocated gridを用い、Fractional step method⁵⁾を応用した時間発展型解法の採用。
- ・移流項は風上差分、拡散項は中心差分を採用。
- ・セル境界値の内挿補間を行う際にRhie & Chow⁶⁾の方法を用いてcollocated gridに特有の振動解の発生を抑制している。

河床変動解析については、流砂形態として掃流砂のみを対象とし、掃流砂量式に芦田・道上⁷⁾の式を用い、流砂の連続式を離散化して河床変動解析を行う。河床変動解析は流れの解析と同じ格子、時間刻みで離散化して行う。ここで斜面上の限界掃流力にLane⁸⁾による修正を行うとともに、流砂の方向については中川ら⁹⁾による式を用い、横断方向勾配による重力の影響とEngelund⁹⁾の式で見積った二次流による流れの偏向角を考慮した。また上記での河床変動解析後の水面下の河床勾配が水中安息角を超えた場合には、計算ステップごとに河床勾配が水中安息角となるように質量保存に注意して河床高の補正を行った。

上記手法での破堤口拡大過程の再現性については、藤田らの実験結果^{12), 13)}と比較して確認している³⁾。

3. 河川形状特性が破堤過程に及ぼす影響

(1) 基本ケースの設定条件と破堤過程

本章では、これまでに著者らが検討した中小河川(新川)を対象とした河道での解析^{3), 4)}を基本ケースとして用い、河川形状を変化させその影響を考察する。図-1のように計算領域内の地形を設定し、河床勾配1/3690、堤体高6m、法面勾配は2割勾配、河道内のManning粗度係数は0.0167、堤体は砂質として粒径0.375mmを用いた。

破堤のきっかけがどうであれ、破堤プロセスを検討するという目的から、河道内の流れの計算が安定した後、堤防天端部に、幅20m、深さ1mの切り欠き部を強制的に設け、これによって破堤のプロセスを開始させた。

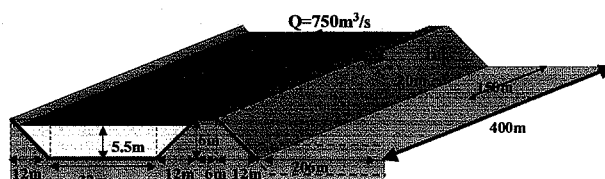
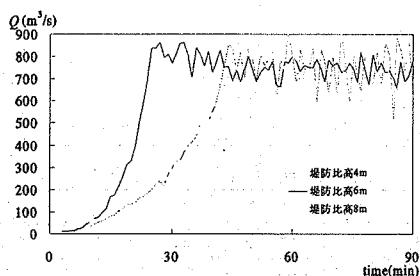
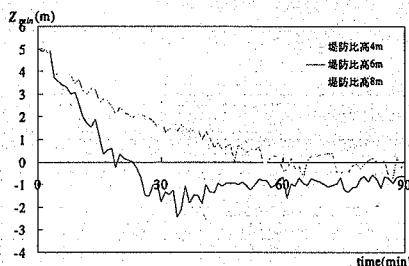


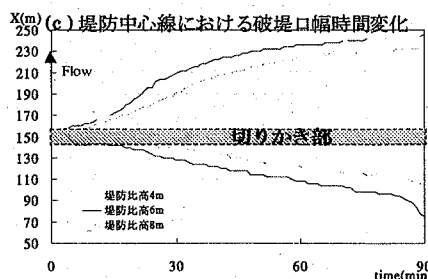
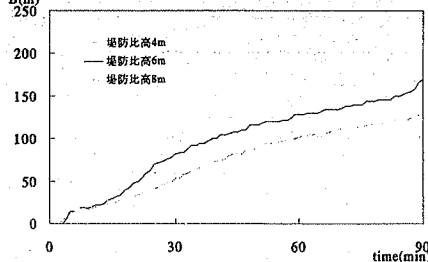
図-1 基本ケースにおける地形条件



(a) 堤内地への流出流量時間変化



(b) 堤防中心線における最深河床高時間変化



(d) 堤防中心線における破堤口の上下流端位置

圖-2 破堤擴大過程

基本ケース（堤防比高6m）における時間変化（図-2）から、破堤過程には以下に示すような4段階が存在する。



図-3 堤防比高の違いの解析条件

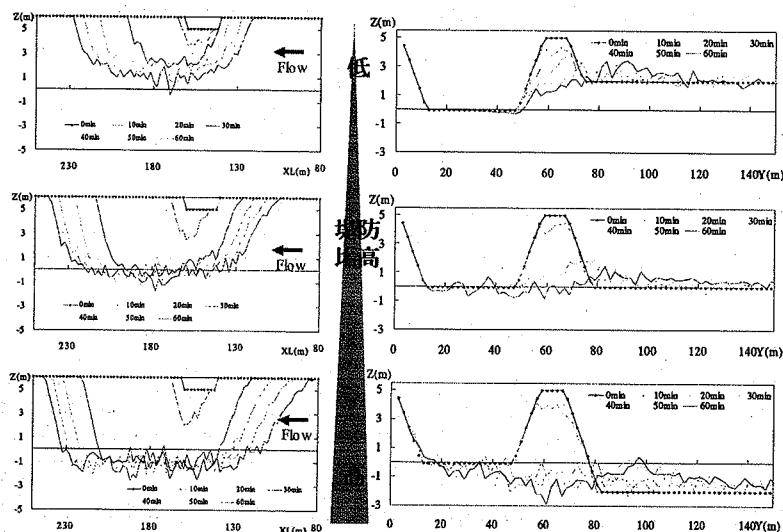


図-4 堤防中心軸における堤防縦断形状(左図)と切り欠き中心での堤防断面形の変化(右図)

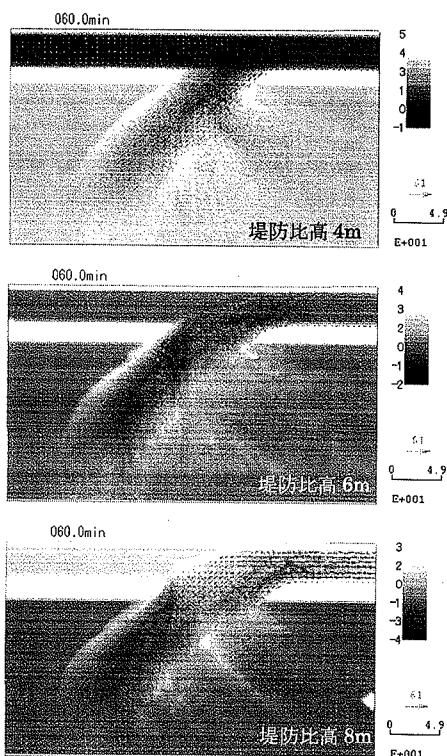


図-5 60分後の河床高コンター (単位:m)

- 第1段階：拡幅は進まずに流入流量が少しずつ増加する。
- 第2段階：流入流量が増加し、堤体の下刻が進み、破堤口が徐々に下流に向かって拡幅し始める。
- 第3段階：落掘が形成され始め、著しく破堤口が下流へ広がり、堤内地への流出流量が著しく増加する。
- 第4段階：上流から河道へ供給される流量が、全て破堤口から堤内地へ流出し、破堤口が上流側にも拡幅し始め、破堤口は拡大し続ける。

以前の解析^{3), 4)}において計算格子が粗かったため、今回の解析において時間スケールが修正されている。なお、第1段階に要する時間は、河川から堤防の天端を経て堤内地へ水が流れ出すのに要する時間であり、破堤のきっかけや数値解析における河床変動開始時の設定に大きく左右されるものである。

(2) 堤防比高による破堤過程の変化

ここでは、上述の基本ケースの条件を用い堤内地地盤高を変えることで河床高と堤内地地盤高の差を変化させ、堤内地から見た堤防比高が異なる場合、つまり対象とする河道が天井川河道であった場合や掘り込み河川の河道であった場合を対象として破堤過程や被害状況がどのように異なるかについて検討を行う。ここでは、堤防比高を基本ケースから+2m、-2mの8m、4mとして図-3のように設定する。

計算結果を、氾濫水量(流出流量累積)、堤防中心線における最深河床高、破堤口幅および破堤口位置の時間変化として図-2に基本条件と比較して示した。また、図-4

に堤防中心線縦断河床形状と切り欠き部の中心線断面形状の時間変化、図-5に60分後の河床高コンターを示す。

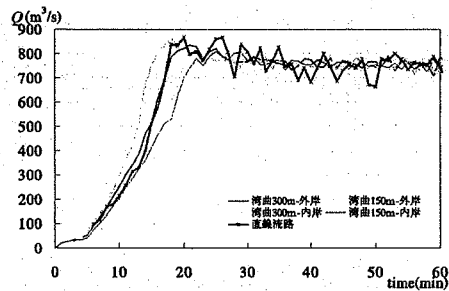
図-2から、堤防比高が高いと破堤が進む速度が速く、低いほど遅いことがわかる。特に第3段階から時間変化が大きく異なっている。第1段階および第2段階は、特に堤内地地盤高の影響は受けずに現象が進行している段階であり、図-4からもわかるように、第3段階以降は堤体からの土砂が堤内地に堆積し現象が変化するため、堤内地の地形によって現象が変化することを示している。また、堤防比高が高いほうが、破堤口幅が大きく、最深河床高も低くなっており、図-4の横断形状からもわかるように早い段階で堤体部の土砂が削り取られ、河道内の土砂が堤内地に流出していることがわかる。堤内地へ流出する土砂量を考えると、堤防比高が高いと堤体および河道の土砂までも堤内地へ早い段階で流出し、低いと堤体から流出する土砂量も少ない上に現象の進行も遅くなる。

これらの結果や図-5の河床形状を比較して現象の進行速度や堤内地の被害の面を考えると天井川河道か掘り込み河川の河道かで破堤過程は大きく異なるため、それぞれの河川で対策に配慮が必要であると言える。

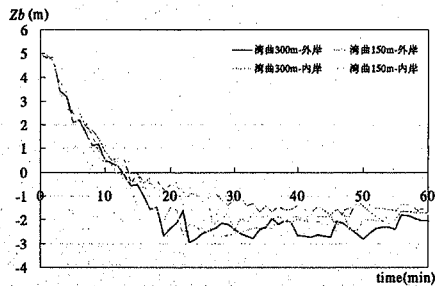
(3) 湾曲河道における内岸・外岸破堤の相違

ここでは、湾曲部の内岸側と外岸側で破堤がおきた場合の破堤過程の違いを考察する。河道の断面形などの条件は基本条件と同じとしたまま河道線形を曲線とした。ただし、河道内のマンングの粗度係数は、初期越流水深がどのケースも0.5mとなるように調節した。本解析では、

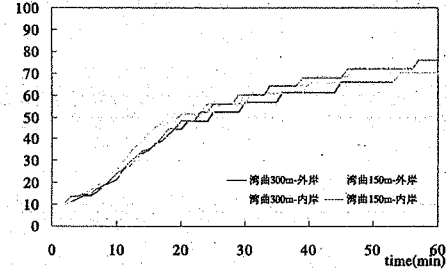
川幅の約3倍と6倍の曲率半径150m, 300mをもつ円で河道平面形を設定し、これまでと同様に外岸側または内岸側に幅20m深さ1mの切り欠き部を設ける。



(a) 堤内地への流出流量時間変化



(b) 堤防中心線における最深河床高時間変化



(c) 堤防中心線における破堤口幅時間変化

(d) 堤防中心線における破堤口の上下流端位

図-6 湾曲部での破堤拡大過程

本解析の結果を図-6～8に示す。図-6(a)の流出流量時間変化を見ると、内岸と外岸からの破堤の進行速度は、第3段階から差が現れ、外岸からの破堤、特に曲率半径が小さいケースで速い傾向にある。しかし、その差は最大でも10分程度に収まっており、破堤の進行速度としてはそれほど違いが無い。ただし、破堤現象に着目すると、河道への流入流量がすべて堤内地へ流出し始める第4段階において、内岸から破堤した場合、上流側への拡幅がほとんど進行していない。外岸側の破堤で曲率半径が小さいほど破堤口の拡幅は上流へ広がりやすい傾向にある

が、下流側への破堤口の拡幅は、内岸か外岸、曲率半径によってそれほど大きな違いはない。またこれらの結果に得て加えて、内岸破堤と外岸破堤では、図-7, 8からわかるように破堤部の形状が異なる。その形状の特徴に伴って、堤内地における土砂の堆積形状に差が見られるようだ。内岸からの破堤では破堤口に対し上下流関係なく比較的对象に土砂が堆積しているが、外岸からの破堤では、破堤口に対し下流側に偏って堆積域が広がっている。

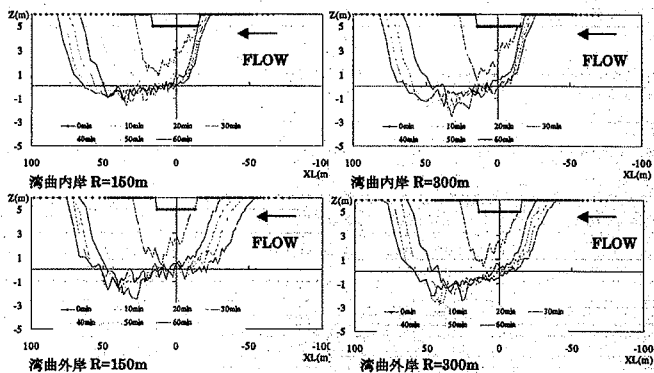


図-7 堤防中心軸における堤防縦断形状

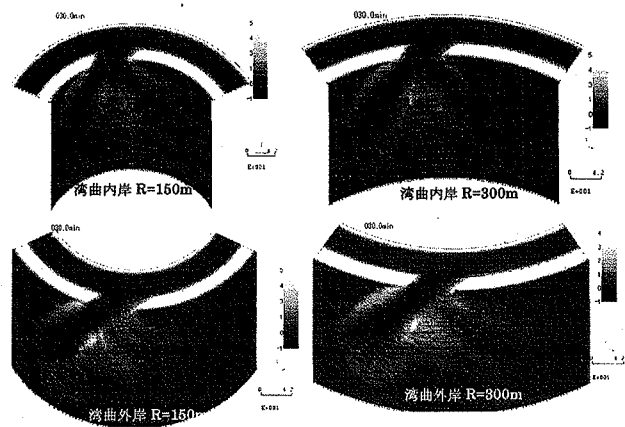


図-8 30分後の破堤形状と堤内地地形変化

4. 刈谷田川中之島地区破堤の事例検討

(1) 刈谷田川における破堤の概要^{(14), (15)}

2004年7月梅雨前線による新潟地方の豪雨によって信濃川下流域では、五十嵐川、刈谷田川を中心に11箇所破堤した。なかでも、支川刈谷田川における中之島町、今町大橋下流側湾曲部外岸側（左岸）での破堤は、氾濫流の直撃で寺の本堂が破壊されたほか、流勢の強い氾濫流²⁾が市街地を蹂躪した。中之島地区破堤地点付近は鋭く湾曲し、河床はかなり低く、狭いながらも堤防に沿って高水敷のあるのが形状の特徴である。また表法は高水護岸がある。川幅は70m～80m、天端幅(未舗装)が4m、法面は2割勾配、曲率半径が約100m程度である。破堤時

流量は $1600\text{m}^3/\text{秒}$ 程度と推定されており、また目撃証言も含め破堤がおきた左岸で 0.4m 程度の越流があったとされる¹⁶⁾。また、刈谷田川中之島町における堆積土砂は、図-9のように下流側と堤内地側の二つの方向への堆積が確認されている¹⁴⁾。

(2) 刈谷田川モデルによる破堤過程の検討

こうした刈谷田川の決壊特性の理解のため、モデル化断面での検討とした(図-10)。河床勾配は $1/1000$ 、堤内地は水平とし、河道内のManning粗度係数は 0.03 、粒径 0.375mm の砂質堤防と仮定している。また、流量は $1850\text{m}^3/\text{秒}$ で一定とし、第3章と同様に破堤のきっかけとして幅 20m 深さ 0.5m の切り欠き部を与えた。

基本ケースをCase00として検討したほか、Case01:裏法小段がある場合(破堤部付近に裏法小段を設け四阿があった)、Case02:裏法面が護岸で覆われて破堤のない越流、Case03:切り欠き部付近で裏法護岸のない部分が限定してある(破堤幅が限られる)の計4ケースについて計算を行った。

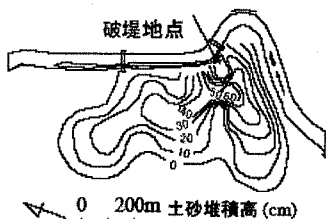


図-9 刈谷田川破堤後の土砂堆積高

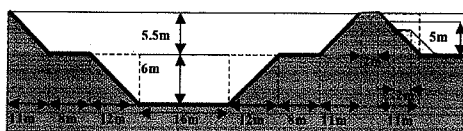


図-10 刈谷田川モデルの河床横断形状

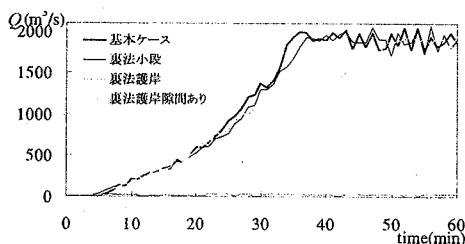


図-11 氾濫水量(流出流量累積)の時間変化

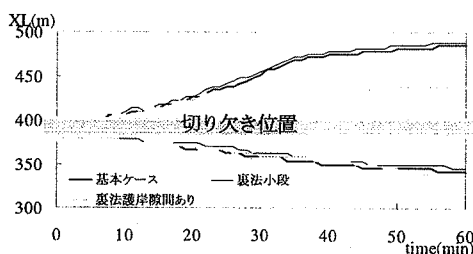


図-12 破堤口位置の時間変化

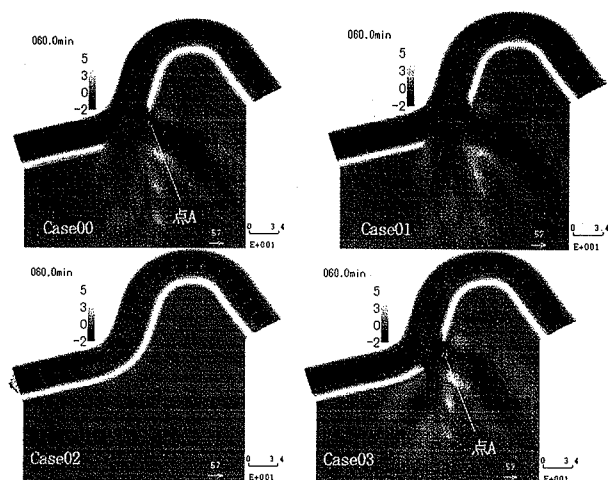


図-13 各ケースの60分後の河床高コンターと単位幅流量ベクトル図 (単位: m , m^2/s)

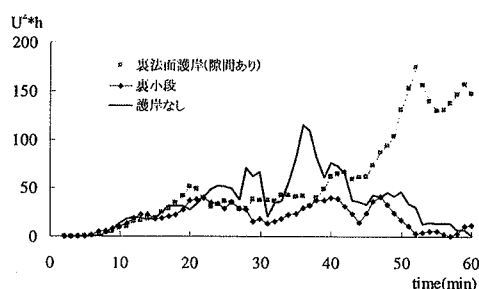


図-14 点Aにおける流体力パラメータの時間変化

数値解析結果より、小段は現象を若干遅らせるもののこのスケールでは拡幅速度に大きな変化をない。護岸により破堤に至らなければ(Case02)流出流量は増加しない(図-11)。また、Case03のように途中から堤防が固定された場合、先に進行する下流への破堤口拡幅が途中で抑えられ、図-12のように破堤口の拡幅状況は変化する。それに伴って堤内地への氾濫水量も抑えられる(図-11)。こうした拡幅の進行の違いは、図-13でもわかるように破堤部から流出する水流を変化させる。例えば、点Aにおける流体力はしばしば U^*h で測られるが、さらに流速を摩擦速度で代用してその時間変化を図-14に示した。刈谷田川中之島地区では裏法が護岸されている箇所と小段を有する場所の間で破堤し、破堤幅拡大が抑止され下刻によって破堤が進行したため、大きな破堤部直下に大きな破壊力をもたらした。

5. 五十嵐川諏訪地区破堤の事例検討

(1) 五十嵐川における破堤の概要

五十嵐川流域の三条市諏訪、渡瀬橋下流では、曲率半径約 350m の湾曲部内岸側(左岸)で破堤した。五十嵐川の破堤地点付近は、緩やかな湾曲の連続した地点であり、川幅 $140\sim 170\text{m}$ 、天端幅 4m 、法面は 2 割勾配で、高敷のある中規模河川であった。またこの破堤地点付近の堤内

地は、宅地は少なく農地利用であったが、氾濫流はすばやく市街地まで拡散し大きな被害をもたらした。流出解析より破堤時の流量は1700m³/秒程度で、破堤地点では0.5m程度の水深で越流していた¹⁵⁾。図-15のように五十嵐川三条市諏訪地区破堤部周辺では、下流側堤内地に同心円状に土砂の堆積が確認されている¹⁴⁾。

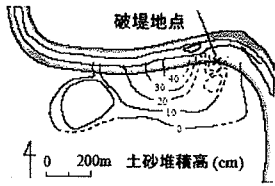


図-15 五十嵐川破堤部の堤内地堆積状況¹⁴⁾

(2) 五十嵐川モデルによる破堤過程の検討

五十嵐川のモデル断面は図-16に示すとおりで、河床勾配1/1500、河道のManning粗度係数は0.03、堤内地は水平、河床および堤体材料は粒径0.375mmの砂とした。流量はこの条件で河道満杯の1580m³/秒としている。なおこの地先では破堤部周辺堆積構造の中に5～10cm程度の礫が散在していることが注目され(堤内地基部の礫層が噴砂で散在しているという考え方と、調査でわかった堤体内基部に蛇籠残存などと目される礫層が存在してそれが流出堆積したという考え方が示された¹⁵⁾)、堤体内に1mの厚さで50%礫が混合した状況でも計算した。

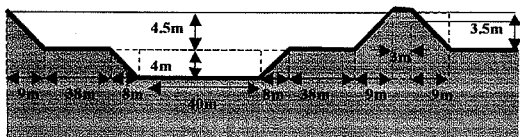


図-16 五十嵐川モデル河道断面

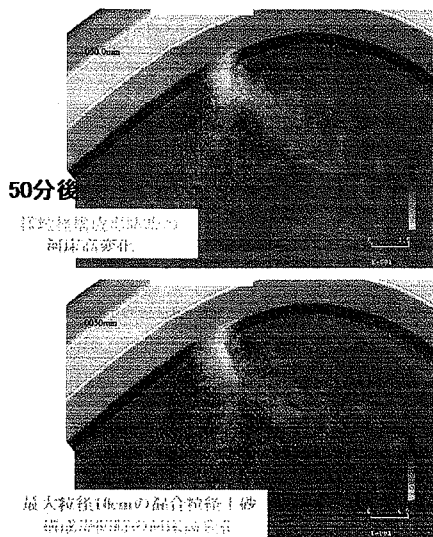


図-17 五十嵐川モデルでの破堤状況シミュレーション

図-17は50分後の破堤による地形変化を示しているが10cm程度の礫も氾濫流によって堤体から吐き出され、堆

積域形成に貢献していることがわかる。また、破堤口が下流側へ拡大するなど実現象を良く再現し得た。

4. あとがき

著者らが提案した数値解析によって破堤拡大過程が相対比較のレベルで定量評価できる(河道や堤防断面の違いによる破堤進行の相違)ことが示された。とくに、被害を拡大する氾濫流に伴う土砂堆積について、堤体土だけが持ち出されるか、河床材料まで流出されるかなどが議論された。また、直線部や湾曲部での破堤拡大過程の相違や、初期欠損から最大氾濫流出現までの時間など破堤検証や破堤を想定したハザードマップ作成に有益な知見が得られた。

参考文献

- 1) 建設省河川局治水課：浸水想定区域作成マニュアル，2001.
- 2) 川口広司，末次忠司，福留康智：2004年新潟県刈谷田川洪水・破堤氾濫流に関する研究，水工学論文集，第49巻，pp.577-582，2005.
- 3) 辻本哲郎，北村忠紀，岸本雅彦：砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理，河川技術論文集Vol.8，pp.31-36，2002.
- 4) 鷲見哲也，岸本雅彦，辻本哲郎：越流による破堤進行に及ぼす堤内地条件の影響，河川技術論文集Vol.10，pp.215-220，2004.
- 5) Ferziger, J. H. and M. Peirc : Computational Method for Fluid Dynamics, Springer, 364p., 1997.
- 6) Rhie, C. M. and W. L. Chow : A numerical study of the turbulent flow past an isolated airfoil with trailing edge separation, *AIAA J.*, 21, pp.1525-1532, 1983.
- 7) 芦田和男，道上直規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.95-69，1972.
- 8) Lane, E. W. : Design of stable channels, *Trans. ASCE*, Vol.120, pp.1234-1260, 1955.
- 9) Engelund, F. : Flow and bed topography in channel bends, *J. Hydr. Div., ASCE*, 100(11), pp.1631-1648, 1974.
- 10) Nakagawa, H., T. Tsujimoto and S. Murakami : Non-equilibrium bed load along side bank, *Proc. 3rd Int. Sym. River Sedimentation*, Jackson, Mississippi, USA, pp.1029-1065, 1986.
- 11) 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No.684，pp.35-46，2001.
- 12) 藤田裕一郎，田村多佳志，村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報第27号B-2，pp.369-391，1984.
- 13) 藤田裕一郎，田村多佳志，村本嘉雄：河川堤防決壊に伴う外水と土砂の流入について，京都大学防災研究所年報第30号B-2，pp.527-549，1987.
- 14) 国土交通省北陸地方整備局・新潟県土木部：平成16年7月新潟・福島豪雨(第2報)，pp.1-41，2004.
- 15) 7.13新潟豪雨災害調査委員会：報告書，2005

(2005. 4. 7 受付)