

痕跡調査に基づくため池決壊氾濫解析手法の信頼性検証

小嶋 創* 吉迫 宏** 竹村武士** 正田大輔**
寺田 剛*** 小徳 基**** 安芸浩資***** 三好 学*****

* 農業・食品産業技術総合研究機構 西日本農業研究センター, 〒765-0053 香川県善通寺市生野町 2575

** 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究部門, 〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6

*** 農林水産省九州農政局, 〒860-8527 熊本県熊本市西区春日 2-10-1

**** 農林水産省農村振興局, 〒100-8950 東京都千代田区霞が関 1-2-1

***** ニタコンサルタント株式会社, 〒771-0122 徳島県徳島市川内町鈴江西 38-2

Correspondence : 小嶋 創, e-mail : kojimahajime@affrc.go.jp

要 旨

平成 30 年 7 月豪雨による決壊ため池を対象に、決壊直後の痕跡調査に基づき氾濫流況を明らかにし、氾濫流況に基づいて実状に即した氾濫解析結果を得るために考慮すべき地物や解析条件について考察した。続いて、既往の簡易氾濫解析手法との比較により、上記考察に基づき設定した解析条件の感度や解析結果の改善効果を検討した。流出ハイドログラフや粗度係数の設定方法による解析結果の差異は、浸水想定区域図作成の実務上影響のない程度に留まった。一方、流れを遮る線状構造物および降雨を反映させた解析ケースでは、全ての痕跡箇所での解析結果の浸水深が痕跡から把握されたそれと一致し、簡易氾濫解析と比べ改善効果が認められた。浸水想定区域図作成にあたっては、必要に応じてこれらの因子の氾濫解析上への反映を検討すべきと考えられる。

キーワード：豪雨，ため池，決壊，氾濫解析，ハザードマップ，浸水想定区域

1. はじめに

1.1 研究の背景

毎年多数のため池が豪雨や地震により被災している（農林水産省農村振興局整備部防災課，2020）。平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震や平成 30 年 7 月豪雨（2018 年）では、ため池の決壊に伴い、下流に大きな被害が生じた。大半のため池は古い時代に経験的な技術で築造されていることから、必然的に豪雨や地震に対する脆弱性を有する上、土地改良事業設計指針「ため池整備」（農林水産省農村振興局整備部，2015）で示されている水準での整備がなされていないため池が多く存在する。このため、特に防災重点ため池においては、防災・減災対策として施設の改修だけでなく、浸水想定区域図やハザードマップの整備が求められている（農林水産省農村振興局整備部，2018）。

ため池の決壊時における浸水想定区域図の作成に関しては、ため池防災データベース（日本農業土木総合研究所，1996；井谷ら，2000）を基に、簡易氾濫解析手法により浸水域を計算するシステムであるため池データベースハザードマップが開発された（谷ら，2011）。この簡易氾濫解析手法は、国土地理院の基盤地図情報数値標高モデル（10m メッシュ）と解析領域全域における固定均一値の粗度係数（0.04）、堤高と総貯水量から Costa（1988）の式に基づいて

決定した破堤点からの流出ハイドログラフを用いて二次元不定流解析により浸水域を求めるものである（谷・井上，2009；谷ら，2011；川本ら，2013）。また、より実状に即した解析結果を得るために、基盤地図情報の数値標高モデル（5m メッシュ）（以下，5mDEM）と均一値ながら解析領域における代表値となる粗度係数を用いる等の改善策が提案されている（川本ら，2013）。ため池ハザードマップ作成の手引き（農林水産省農村振興局整備部防災課，2013）では、二次元不定流解析による浸水想定区域の算定方法として、この簡易氾濫解析手法が示されている。

一方、水防法に基づく洪水浸水想定区域の指定に関して作成された洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第 4 版）（国土交通省水管理・国土保全局河川環境課水防企画室，国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部水害研究室，2017）（以下，洪水浸水想定区域図作成マニュアル）では、二次元不定流解析による浸水解析において、降雨や建物占有率に基づく空隙率・透過率、メッシュ地盤高では十分表現できない連続盛土などを解析条件として反映することが示されている。前述のため池ハザードマップ作成の手引きでも、簡易氾濫解析手法で得られた解析結果については地形図や現地踏査と照合し、必要に応じて修正を加える必要があることが明記されており、簡易氾濫解析手法では実状に即した解析結果が得られない場合があることが想定され

る。

したがって、ため池の決壊時における浸水域の算定においても、ハザードマップや浸水想定区域図の作成にあたって必要となる水準の、より実状に即した浸水域を求めるためには、簡易氾濫解析手法の適用にあたっての留意点や改善策を、ため池の決壊と浸水域の実態を踏まえて明らかにすることが必要である。

1.2 研究の目的

本論文では、まず事例ため池において、決壊直後の現地踏査に基づき豪雨によるため池の決壊時における氾濫流況を明らかにし、当該事例で実状に即した氾濫解析結果を得るために簡易氾濫解析手法に基づく解析モデルへ加えるべき項目や影響が想定される係数等について考察する。次に、把握した氾濫流況に基づいて、簡易氾濫解析手法による解析結果と、解析モデルに加えた項目や与える係数等を変えた場合との比較により、事例ため池における改善効果、ならびに解析に用いる項目や係数等の感度を評価する。

決壊したため池における氾濫流況については、正田ら (2014) が 2013 年に大雨で決壊した全国 9 箇所のため池において、決壊に伴う土砂の流出や農地法面の侵食等の状況に基づいて氾濫流況の把握を行っている。正田ら (2015) は青森県下の決壊ため池 1 箇所において浸水当時の写真と証言により、小嶋ら (2016) は東北地方太平洋沖地震で決壊した福岡県下のため池 1 箇所において現地踏査と聞き取りおよび決壊直後に撮影された写真により、また小嶋ら (2019) は 2016 年 9 月に台風で決壊したため池 1 箇所において決壊直後の状況の目撃者の聞き取りにより、それぞれ氾濫流況の把握を行っている。しかし、これら既往の学術的な報告における現地踏査は、いずれも決壊から日数を経た後に実施されている。このため、踏査時には最高水位などの氾濫流況を定量化できる痕跡は残存していなかったことから、前述の正田ら (2014) では浸水域の範囲の特定はなされておらず、小嶋ら (2016) と小嶋ら (2019) では証言に基づいて浸水域の範囲の推定がなされている。また、平成 29 年 7 月九州北部豪雨 (2017 年) における決壊ため池を対象とした浸水深の調査および氾濫解析を行った事例 (鈴木ら, 2018) はあるが、家屋の被災状況と浸水深の関係が検討されるに留まり、氾濫解析結果と氾濫流況の比較は行われていない。解析条件の設定方法を含む氾濫解析手法の検証においては、浸水域の範囲をはじめ、代表的な地点の最高水位や流向等の氾濫流況を、浸水痕跡等の根拠に基づき明らかとし、解析結果との詳細な比較を行う必要があるが、現時点では残された課題である。

簡易氾濫解析手法により浸水域を計算した場合と比べ、地形や土地利用、構造物などの地物、ならびに豪雨時の降雨流出状況を詳細に組み込んで浸水域を求めた場合には、氾濫流況の再現度は当然高くなると考えられる。ただし、この再現度向上に対する効果の度合いは、組み込みないし詳細な係数設定の対象とする地物等により異なることが想定される。小嶋ら (2019) は、浸水域内の水路と道路の交

差部において、5mDEM には表現されていない道路下の水路 (アンダーパス部) の形状を解析モデルに組み込むことで、交差部下流側の浸水域が再現できることを明らかにした。正田ら (2015) は、近隣の雨量観測局で観測された決壊前後の時間帯における時間最大雨量に相当する水深を解析モデルの全メッシュに与えた場合と与えなかった場合の氾濫解析結果について、浸水域内の 6 地点において氾濫流況の調査結果との整合性を検討し、降雨を考慮することでより実状にあった氾濫解析結果となることを示した。一方、小嶋ら (2016) は解析モデルに組み込む標高データについて、5mDEM と別途入手した 2m メッシュの数値標高モデルによる氾濫解析結果を比較し、浸水域の範囲に関してはほぼ一致することを示した。しかし、既往の研究においては同一ため池において、体系的に解析モデルに組み込む項目や与える係数等を変えた場合の氾濫流況の実際を踏まえた改善効果や感度分析はなされていない。したがって、決壊ため池の氾濫流況に基づき、解析に組み込む項目や係数等の感度および改善効果の解明は残された課題である。

2. ため池決壊時の氾濫流況

2.1 氾濫流況の調査を行った決壊ため池

ため池決壊時の氾濫流況の調査は、平成 30 年 7 月豪雨により決壊した福岡県朝倉郡筑前町にある中島池 (堤高 7.0 m, 総貯水量 30,000 m³, 流域面積 0.074 km²) で行った。中島池は三郡山地に連なる丘陵の南端と筑紫平野の北端の境目に位置する (Fig. 1)。中島池および下流域の空中写真を Fig. 2 に示す。中島池は開析が進んだ谷の奥に築かれた谷池で、谷の出口から下流側は開けた水田域となっており、堤体から約 500 m 以南には住宅地、ならびに住宅地と隣接して小学校がある。Fig. 2 中には、5mDEM に基づき等高線を描画 (実線は 5 m 間隔、破線は 1 m 間隔) した。これを見ると、中島池堤体直下の谷底と、下流の住宅地や小学校の間には 5~10 m の標高差があることがわかる。

中島池は、2018 年 7 月 6 日に決壊した。地域住民の証言によれば、中島池は同日 15 時 5 分頃における管理者の見回

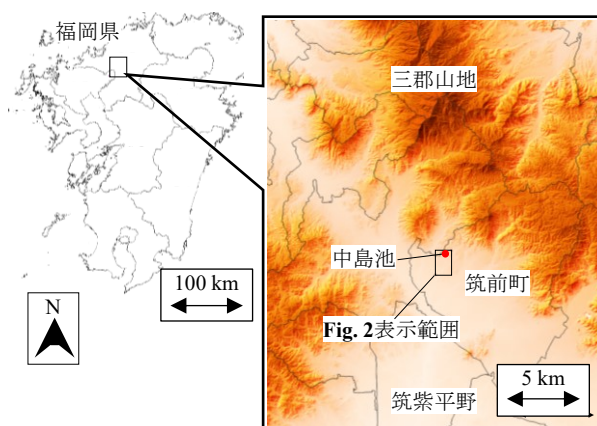


Fig. 1 中島池周辺の地形起伏図 (濃色ほど標高が高い)
Hill-shade map of the Nakashima-ike dam region

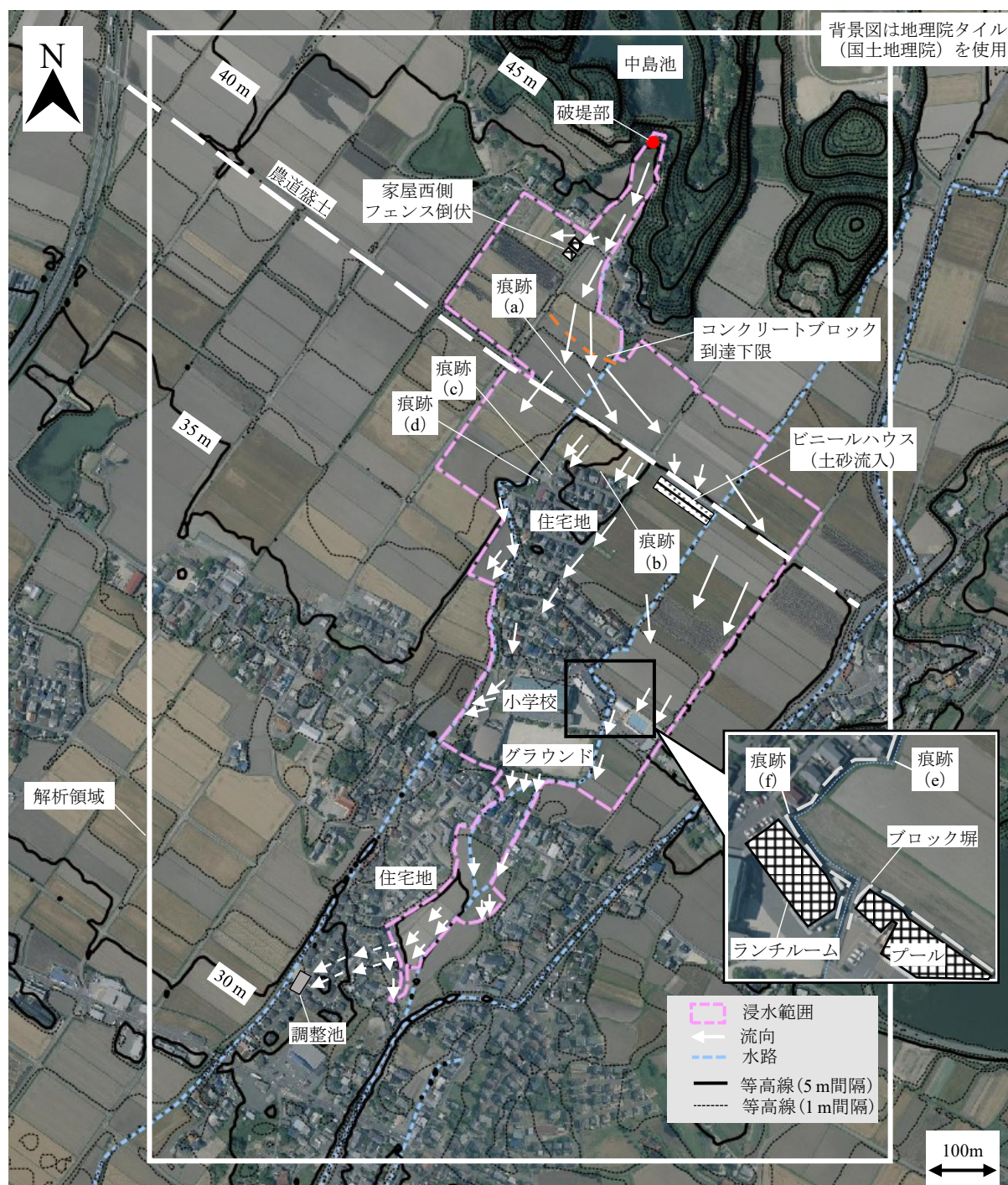


Fig. 2 中島池決壊氾濫域

Inundation induced by the Nakashima-ike dam breach

り時には目視で把握できる異常はなかったが、同 30 分頃に再度見回りを行ったところ決壊していたとのことであった。中島池最寄りの雨量観測所（国土交通省原田観測所；中島池の西約 2 km）における、決壊が生じたと考えられる時間帯の直前にあたる 13～14 時、14～15 時の降雨強度はそれぞれ 65 mm/h、42 mm/h であった（Fig. 3）。中島池の決壊に伴い流出した貯水が氾濫し、下流側の水田や住宅地、小学校などが浸水した。

2.2 調査方法

2018 年 7 月 23 日および 24 日に、現地踏査による氾濫に関わる痕跡の確認と地域住民 5 名に対する当時の状況の聞き取りを行い、浸水範囲や最高水位、氾濫流の流向を把握した。浸水範囲は、浸水域には農地の表面を中心に、流出した堤体土に由来すると考えられる真砂土が堆積していたことから、主に真砂土の堆積状況に基づいて把握した。最高水位は、浸水痕跡（流下物の引掛り、壁面への土砂付着等）のうち水位の最大値を把握できた地点で、鋼製巻尺や

測量用ボールにより計測した地表面からの高さとした。各痕跡の位置は、現地での写真撮影時にデジタルカメラが取得した GPS 座標値や、空中写真判読により特定し、地図上にプロットした。氾濫流の主たる流向は、流下物の堆積状況、または柵や植物等が押し倒された方向等から推定した。

加えて、2019 年 7 月 3～5 日に補足の調査を行うとともに、後述する測量を実施した。

2.3 浸水痕跡と氾濫流況

浸水痕跡や証言から把握した浸水範囲と氾濫流の流向(矢印)を **Fig. 2** に示す。同図中には最高水位を把握した浸水痕跡の位置(痕跡 a～f)を、**Fig. 4** に各浸水痕跡の写真を示す。

2.3.1 堤体直下の氾濫流況

中島池の堤体は右岸寄りの位置が決壊した。堤軸直交方向からみた決壊断面は逆台形で、断面高さは 5.7m、断面幅

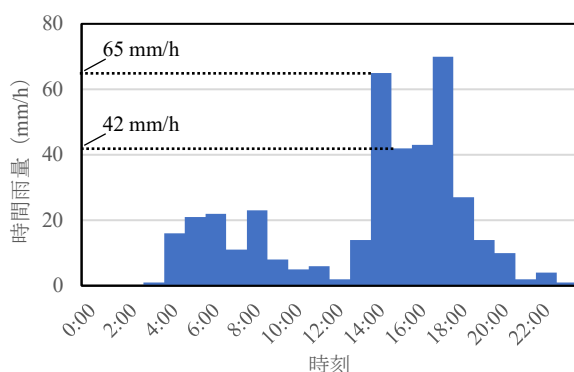


Fig. 3 中島池最寄観測所の雨量強度 (2018 年 7 月 6 日)
Precipitation data from survey station nearest to Nakashima-ike dam

は堤頂部・底部でそれぞれ 28.3m・8.3m (全て現地概略測量による)であった。洪水吐の水路底には、決壊前から存在したと考えられる落ち葉が少量であるが堆積していたことや、前述の管理者による決壊前の見回り時には洪水吐からの放流はなかったとの証言が得られたことから、決壊時の水位は常時満水位を超えていなかったものと推定される。また、痕跡調査においては、決壊断面からの貯水の流出ハイドログラフの推定に結びつく手がかりは得られなかった。

破堤部から流出した氾濫流は堤体直下の谷部を流下した。谷の出口では、氾濫流は右岸側の 2 軒の家屋を取り囲み、西側に回り込む流れと、谷筋に沿った南東方向の流れに分かれて流下した。氾濫流により、これら家屋の西側に沿った敷地境界フェンスが一部押し倒されたが、家屋には破損等の顕著な被害は生じなかった。

2.3.2 下流水田の氾濫流況

谷の出口より下流においては、氾濫流は地形に従い水田を南東方向に流下した。破堤点から約 250 m 下流までの水田には、堤体の付帯構造物由来と考えられる 50 cm 角のコンクリートブロックが点在していた。氾濫流はその後さらに東西方向に広がりながら流下しており、痕跡 a 地点では、水田脇の畦畔に立てられた杭に引掛った流下物から把握した最高水位は 80 cm であった。北西-南東方向に延びる農道盛土においては、法面に洗掘や侵食等の氾濫流の痕跡が確認されたことから、氾濫流はこの盛土を越流したことがわかる。また、盛土直下流にあるビニールハウスは、床一面に真砂土の流入を受けていた。

盛土を乗り越えた氾濫流は、西側の排水路に沿った流れと、東側の水田に広がる流れとなり流下した。



Fig. 4 氾濫域の浸水痕跡
Flood trace due to Nakashima-ike dam breach

2.3.3 住宅地とその周辺の氾濫流況

西側の排水路に沿った流れは、一部が住宅地に流入した。住宅地と水田との上流側境界の生け垣には、流下物の引掛りが見られ（痕跡 b）、把握した最高水位は 100 cm であった。住宅地の西側北縁に位置する菜園では、氾濫流によって農作物が倒伏し真砂土を被る被害を受けていた。証言では、隣接する空き地のコンクリートブロックの天端まで浸水したとのことであり、最高水位はコンクリートブロック天端の高さ（54cm）と同程度と推定される（痕跡 c）。この空き地の下流側敷地境界フェンスには、流下物が引掛っている等の浸水痕跡が確認され、把握した最高水位は 44 cm であった（痕跡 d）。証言では、住宅地内においては被災直後に住民による清掃が行われたとのことであったが、調査時点においても一部路面上や個人宅の駐車場には、氾濫流による真砂土の堆積が確認された。住宅の敷地は、建物の存在とともに敷地自体が道路面より標高が高いことから、住宅地内の氾濫流は主に道路に沿って流下したと考えられる。小学校の西側にある比較的深い水路では、水路沿いの法面に洗掘痕が確認されたことから、ここまで到達した氾濫流は隣接する水田を経由して、この排水路に流下したと考えられる。

2.3.4 小学校周辺の氾濫流況

住宅地東側の水田は、中島池の東隣となる、北側の丘陵谷部から続く緩やかな谷地形であり、下流側ほど標高が緩やかに低くなっている。前述の農道盛土を越流後、東側の水田を流下した氾濫流は、この地形に従って流下した。また、北側の丘陵からの降雨流出も、地形に従ってこの谷筋に集まり、中島池の決壊に伴う氾濫流と合流したと考えられる。水田の西側境界となる水路脇の足場パイプには、流下物の引掛りが見られ（痕跡 e）、把握された最高水位は 81 cm であった。

小学校と北側の水田との境界にはブロック塀があり、ランチルームやプール等の建屋はこれに隣接している。建屋壁面や周辺のフェンスには真砂土や流下物の付着が見られ、把握した最高水位は 70 cm であった（痕跡 f）。

小学校敷地南側のグラウンドも浸水しており、グラウンドの敷地から下流方向に氾濫流が流れ落ちた痕跡が確認された。

2.3.5 小学校南側の氾濫流況

小学校南側グラウンドより下流側では、水路沿いの水田や畑地に溢水の痕跡が確認されたことから、氾濫流はおおむね水路に沿って流下したと考えられる。水田の下流側は住宅地と接しており、両者の境界に沿う道路面上には氾濫流による真砂土の堆積が確認された。地域住民の証言では、水路から溢れた氾濫流は、16 時頃から 1 時間程度、Fig. 2 に示した調整池に向かって流下し（図中破線矢印）、流路となった道路には、目視により長靴でも歩行できない程度と判断された水深（約 20 cm と推定）が生じたが、住宅の玄関が浸水するには至らなかったとのことであった。ただし、調査時点においては、当該住宅地内に真砂土の堆積や浸水痕跡は確認できず、調整池に向かう氾濫流による住宅地内

の浸水範囲は特定できなかった。

2.4 氾濫流況に関する考察

平成 30 年 7 月豪雨による中島池の決壊に伴う氾濫流況に基づいて、前述の簡易氾濫解析手法に基づく解析モデルへ加えるべき項目や影響が想定される係数等について検討し、改善効果と感度分析の検討対象とする項目や係数等を考察する。

2.4.1 流出ハイドログラフ

中島池では、破堤部からの流出ハイドログラフを推定しうる証言や痕跡は得られなかった。流出ハイドログラフは破堤過程と破堤時の貯水量に依存するものの、破堤過程は予測し得ず、事後の把握も一般に困難である。また、ため池台帳やデータベースに記載された貯水量は、中島池を含め、多くのため池において深淺測量等の貯水池の測量に基づかない概算値であると推察される。

そこで、流出ハイドログラフに関しては、決壊時点における貯水量、ならびに決壊過程の相違を反映して流出ピークの出現時刻を変えた感度分析により影響度合を明らかにし、設定方法の考え方を整理する。

2.4.2 地形と土地利用、構造物

中島池では、氾濫流は堤体下流の谷出口付近において一旦東西方向に広がった後、おおむね地形に従って流下し、最終的には緩やかな谷部にある水路へ流出している。この氾濫流の流れを支配する浸水域の地形は、5mDEM において基本的に表現されているものと考えられた一方、土地利用に関しては、水田と住宅地、小学校など、異なる地目が混在している。

また、住宅地の家屋等の人工構造物は 5mDEM 生成過程のフィルタリングで除去されるため、5mDEM の標高値には反映されない。証言より、住宅地における氾濫流は主に道路を流下したのと考えられるものの、建物による影響を受けた可能性がある。東側の水田を流下した氾濫流の流向は、水田と小学校敷地の境界のブロック塀、ならびにこれと隣接する小学校のランチルームとプールの建屋の壁面と直交する向きであり、これらの構造物上流側では氾濫流の堰上げが生じた可能性がある。

したがって、5mDEM で表現されない、流れを遮る構造物をモデルに組み込んだ場合の改善効果を検討する。また、住宅地の家屋等を粗度係数で表現することを含め、粗度係数の設定の違いによる感度分析を行うことで、粗度係数の影響度合を明らかにし、設定方法の考え方を整理する。

2.4.3 降雨

前述のように、住宅地東側の水田においては、降雨流出についても、谷地形に沿って集まるものと考えられる。当然ながら、豪雨時には水路の増水や周辺の浸水、降雨流出水が集まる地点の湛水などが考えられ、氾濫流況にも大きな影響をもたらす。そこで、降雨を考慮することによる改善効果を検討する。

3. 解析と検証用データの作成

3.1 支配方程式と解析ソフトウェア

汜濫解析は、浅水流方程式を基礎式とする平面二次元非定常流解析により行った。

・連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

・x 方向運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (2)$$

・y 方向運動方程式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (3)$$

ここで、 t : 時間 (s), x, y : 水平二次元座標 (m), h : 水深 (m), u, v : x, y 方向の流速成分 (m/s), M, N : x, y 方向の流量フラックス ($M=uh, N=vh$; m^2/s), H : 水位 (m), g : 重力加速度 (m/s^2), n : マニングの粗度係数 ($s/m^{1/3}$) である。

解析には SIPOND Professional 版 (以下, SIPOND) を用いた。SIPOND は、式 (1) ~ (3) をスタガード構造格子のもとで leap-frog 法により解き、汜濫流の挙動を解析する。ただし、隣接する計算メッシュ間の地盤標高差が大きく限界水深 (h_c) が生じる場合には式 (2), (3) の代わりに式 (4) ~ (7) の段落ち流れの式により流量フラックスを計算する。

$$M = h_{cx} \sqrt{gh_{cx}} \quad (4)$$

$$h_{cx} = \frac{2}{3} \left(h + \frac{|u| \sqrt{u^2 + v^2}}{2g} \right) \quad (5)$$

$$N = h_{cy} \sqrt{gh_{cy}} \quad (6)$$

$$h_{cy} = \frac{2}{3} \left(h + \frac{|v| \sqrt{u^2 + v^2}}{2g} \right) \quad (7)$$

3.2 解析モデルの設定

解析領域は浸水域を包む矩形 (東西 910 m × 南北 1,370 m) の領域とした。解析領域は 5 m 四方の計算メッシュに分割し、各計算メッシュに 5mDEM から最も近傍の標高値を与えた。ただし、小学校のプール建屋の北側においては、5mDEM 整備後に水田へ盛土が行われて駐車場が整備されていたため、当該領域では現地で地盤高を測量し、5mDEM の標高値を修正した。

解析領域に対する流量の境界条件としては、Fig. 2 に示した破堤部に位置する計算メッシュから後述する流出ハイドログラフに従う流量を流入させた。解析領域最外部のメッシュには境界条件 $h=0$ m を、その他のメッシュには初期値として $h=0$ m を与えて解析した。計算時間刻み Δt は SIPOND 初期設定値 (0.005 s) を用いた。

3.3 解析ケース

前章の改善効果と感度分析の検討対象とする項目や係数等に関する考察に基づいて、Table 1 に示す 12 ケースを設定し、解析を行った。Case 1 では、前述の川本ら (2013)

Table 1 解析ケース
Cases for analysis

Case	流出ハイドログラフ 総流入量	ピーク時刻	粗度係数	その他
1	総貯水量	$t=0$ min	0.04	
2	総貯水量 $\times 0.75$	$t=0$ min	0.04	
3	総貯水量 $\times 1.25$	$t=0$ min	0.04	
4	総貯水量	$t=10$ min	0.04	
5	総貯水量	$t=20$ min	0.04	
6	総貯水量	$t=0$ min	0.03	
7	総貯水量	$t=0$ min	0.06	
8	総貯水量	$t=0$ min	地目別の値 建物占有率を 反映	
9	総貯水量	$t=0$ min		
10	総貯水量	$t=0$ min	0.04	線状構造物を 反映
11	総貯水量	$t=0$ min	0.04	降雨を反映
12	総貯水量	$t=0$ min	0.04	線状構造物と 降雨を反映

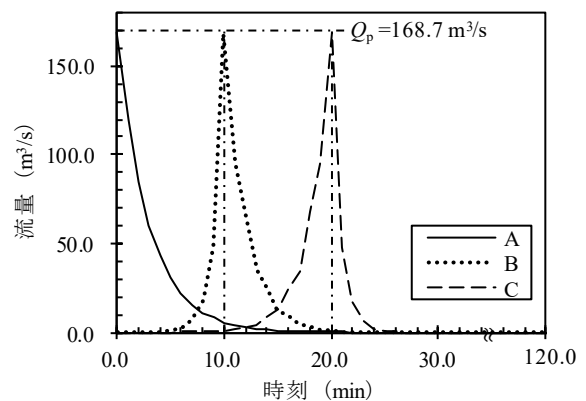


Fig. 5 流出ハイドログラフ
Inflow hydrographs

の簡易汜濫解析手法に基づき解析する。Case 1 で用いた流出ハイドログラフは Fig. 5 (A) である。そこでは、解析開始直後 ($t=0$ s) に式 (8) (Costa, 1988) から算出される最大流入流量 Q_p が生じ、以降は式 (9) で算出される流量となる。

$$Q_p = 325(H_d V)^{0.42} \quad (8)$$

$$Q(t) = Q_p e^{-\frac{Q_p}{V} t} \quad (9)$$

ここに、 H_d : ため池の堤高 (m), V : 貯水量 ($\times 10^6$ m³) である。

式 (8) に中島池の諸元を代入すると $Q_p = 168.7$ m³/s となる。また、粗度係数について Case 1 では全計算メッシュに洪水浸水想定区域図作成マニュアルに記載された農地に対する値の目安 (0.02~0.06) の中間値 (0.04) を与えた。

Case 1 に対し、流出ハイドログラフの総流入量 (Case 2, 3) とピーク時刻 (Case 4, 5), および粗度係数 (Case 6~9) の設定方法を変えたケースを解析し、これらの解析条件の解析結果に対する感度を評価する。また、現地踏査において汜濫流況への影響が推察された小学校北側の構造物 (Case 10) と降雨 (Case 11), およびその両方 (Case 12) を考慮したケースについて解析し、簡易汜濫解析手法に対す

る改善効果を検討する。

各ケースの解析条件を以下に示す。

3.3.1 流出ハイドログラフ (Case 2~5)

中島池の決壊時の貯水量の違いが解析結果に与える影響を検討するため、Case 2 および Case 3 では、式 (8)、(9) において貯水量 V をため池データベース記載値の 0.75 倍、1.25 倍としてそれぞれ算出した流出ハイドログラフを用いた。これらに対応するピーク流量はそれぞれ 149.5 m³/s、185.3 m³/s である。

上記の流出ハイドログラフ (A) ではピーク流量 Q_p が解析初期に現れる。これに対し Case 4、5 では、破堤部の拡大に伴って流量が増大する場合を想定し、ピーク流量出現時刻 (以下、ピーク時刻) を遅らせたハイドログラフ (Fig. 5 (B), (C)) を用いて解析した。ハイドログラフ (B), (C) は、ピーク時刻がそれぞれ $t=10$ min, 20 min となるようハイドログラフ (A) の 1 min 毎の流量を並べ替え、各計算ステップの流量をそれらの値から線形内挿して作成した。ハイドログラフ (A) ~ (C) の総流入流量はため池データベースに記載された中島池の総貯水量である。

3.3.2 粗度係数 (Case 6~9)

粗度係数については、簡易氾濫解析手法に基づき全領域一律に与える値を $n=0.03$ および 0.06 としたケース (それぞれ Case 6, 7) を求め、粗度係数の影響度合いを明らかにする。加えて、浸水域の異なる土地利用を反映するため地目に対応した粗度係数を与えたケース (Case 8)、および、住宅地の家屋を反映するため建物占有率を考慮した合成等価粗度係数 (栗城ら, 1996) を用いたケース (Case 9) の結果を比較し、それぞれ解析結果の改善効果を検討する。

Case 8 での地目の分類は国土数値情報 都市地域土地利用細分メッシュデータの土地利用区分に従い、各地目の境界は現地空中写真から判読した。地目毎の粗度係数の値は風間 (2008) に倣い設定した。なお、前述の Case 6 および 7 の粗度係数の値は、風間 (2008) の示した土地利用別の粗度係数値のうちそれぞれ下限・上限値である。

Case 9 では、式 (10) から計算メッシュ毎の建物占有率に応じた粗度係数値を算出した。建物占有率は、90%を上限として国土地理院 基盤地図情報基本項目にある建築物の外周線データから算出した。

$$n^2 = n_0^2 + 0.02 \frac{\theta}{100 - \theta} h^{4/3} \quad (10)$$

ここに、 n_0 : 底面粗度係数 ($=0.04$)、 θ : 建物占有率 (%) である。

3.3.3 線状構造物・降雨の反映 (Case 10~12)

Case 10 では、小学校北側のブロック塀と隣接する建屋壁面を一体の線状構造物と見なして計算メッシュの境界に壁体としてモデル化し、この壁体を横切る方向の流量フラックスを式 (11)、(12) で計算した。

$$M \text{ or } N = 0.35 h_1 \sqrt{g h_1} \quad (h_2 < 2h_1/3 \text{ のとき}) \quad (11)$$

$$M \text{ or } N = 0.91 h_2 \sqrt{g(h_2 - h_1)} \quad (h_2 \geq 2h_1/3 \text{ のとき}) \quad (12)$$

ここに、 h_1 , h_2 は、あらかじめ設定した壁体天端高さ (=地

盤高+1.50 m) を基準とした壁体両側の水位であり、 $h_1 > h_2$ である。ただし、 h_1 および h_2 がともに天端より低い場合には流量フラックスは 0 とした。

Case 11 では、Fig. 3 に示した最寄りの観測所における雨量を Δt あたりに換算し、計算ステップ毎に全計算メッシュの水深に加えた。中島池の決壊時刻を 15 時と仮定し、その 2 時間前から上記の方法で解析領域に降雨を与えた後、Fig. 5 (A) の流出ハイドログラフに従い中島池の総貯水量を流入させた。

Case 12 では、上記の方法で構造物と降雨の両方を反映させた。

3.4 検証の方法

氾濫解析の検証は、氾濫流況の調査結果に基づき浸水範囲と浸水深について行う。

解析における浸水範囲は、最大浸水深が 0.01m 以上の計算メッシュとした。調査に基づく浸水範囲は、前述した現地踏査に基づいて把握した浸水範囲とした。

浸水深は、Fig. 2 の痕跡 a~f における最大浸水深を対象とする。しかし、浸水痕跡から求めた最高水位は痕跡地点の地表面を基準面として計測した値であり、一方解析による浸水深は 5mDEM の標高値を基準面として算出されたもので、両者は基準面が異なる。加えて、痕跡地点は異なる地目の境界や道路盛土に近接しているため、その近傍は微地形により均平ではなく、痕跡調査時に 5mDEM の標高値に対応する基準面を把握することは困難であった。

そこで、痕跡地点に近接し最高水位発生時の水面標高が痕跡地点と等しいと見なすことができる範囲内で、かつ、対応する現地地表面全域が均平、すなわち現地地表面の標高が 5mDEM の標高とそのまま対応すると判断できるメッシュを 3 つ選定し、当該 3 メッシュの最大浸水深の平均値を検証対象とした。痕跡 c, d については近接する駐車場、他の痕跡箇所については同じく近接する水田田面においてこの 3 メッシュを選定した。調査結果に基づく最大浸水深 (以下、痕跡最大浸水深) は、各痕跡について最高水位計測時の基準面と選定メッシュに対応する地表面の比高を現地測量 (2019 年 7 月 3~5 日、デジタルレベルによる) し、この比高を用いて、最高水位を 5mDEM の標高値を基準とした当該メッシュ位置の浸水深に換算した (Fig. 6)。この値を選定した 3 メッシュ間で平均して検証元データとし、解析結果の最大浸水深における当該 3 メッシュ平均値 (以下、解析最大浸水深) と比較した。なお、各痕跡地点の周辺では、最高水位計測時から比高の測量時までの間に、標高の変化を伴う工事等は行われていなかった。

4. 解析結果と考察

4.1 解析結果

解析は、SIPOND の操作画面上に表示させた時間毎の浸水深分布により全ケースで浸水域拡大の収束を確認した $t=120$ min まで行った。Case 1 における解析終了時までの最

大浸水深の分布を **Fig. 7** に示す。図中には、現地踏査で特定した実際の浸水域を破線で示した。

Fig. 7 の解析結果では、同一圃場のうち一部分のみが浸水し、残りの部分の浸水が再現されていない箇所（図中 A）が複数みられる。該当箇所の DEM の標高値では、本来ほぼ均平と考えられる一筆の水田（水稲作）内において標高差最大 24 cm の不陸が生じていた。5mDEM の標高精度は標準偏差で 0.3 m 以内（国土地理院，参照 2020.8.3）とされることを踏まえると、当該箇所に不自然な不陸が生じた要因の一つとして、DEM 生成時の航空レーザ測量の誤差が挙げられる。

また、住宅地においても、スポット状に浸水が再現されていない領域がみられる（図中 B）。当該住宅地の DEM 標高値を確認したところ、同一街区内で最大 83 cm の標高差が生じている等、現地の状況に鑑みて不自然と考えられる不陸がみられた。DEM の生成過程では、航空レーザ測量で得られた計測点のうち、家屋等人工構造物に反射したものはフィルタリング処理で除去され、地表面に反射した計測点のみから内挿補完された標高値でメッシュデータが作成される。したがって、家屋が密集した住宅地の標高は、密度の低い計測点から内挿される可能性がある。その場合の標高精度は、高密度の計測点から内挿された場合と比べ著しく低下する（標準偏差で 2.0 m 以内；国土地理院，参照 2020.8.3）。当該住宅地の DEM 標高値にみられた不自然な不陸は、この影響によるものと考えられる。

降雨を反映したため先行降雨により解析領域のほぼ全域に浸水深が生じた Case 11, Case 12 を除く、10 ケースの浸水域を比較したところ、Case 10 では、Case 1 では浸水しなかった小学校南側の圃場（**Fig. 7** 中 C）に浸水が生じた。この点については 4.2 で詳しく検討する。その他のケースでは、貯水量を増減させた Case 2 と Case 3 において、前述の領域 A に含まれる圃場の浸水面積がわずかに増減したことを除き、Case 1 の浸水域とほとんど差異が認められなかった。

現地踏査時に地域住民の証言から把握した、浸水範囲下流端における水田から調整池に向かう流れ（**Fig. 2** 中破線矢印）は Case 1～10 では再現されなかった。この点については 4.2 で詳しく検討する。

各ケースにおける解析最大浸水深と痕跡最大浸水深の比較を **Table 2** に示す。一般に浸水想定区域図では、浸水深の大小が浸水ランク毎に色分けして示される。洪水浸水想定区域図作成マニュアルに示された浸水ランクの閾値の間隔は、最も幅の狭い階級で 0.2 m である。これを参考に、**Table 2** では、痕跡最大浸水深と 0.2 m 以上の差異が生じている箇所を破線枠で示した。これを見ると、痕跡箇所 a～d では痕跡箇所 d の 2 ケースを除いて差異が 20 cm 未満であるのに対し、痕跡箇所 e, f では Case 12 を除いて両者が乖離していることがわかる。

以上の結果を踏まえ次節では、Case 1～9 の結果を比較し各種解析パラメータの影響を確認・考察した後、Case 10～12 の結果から、線状構造物および降雨の反映による解析結

果の改善効果を考察する。

4.2 考察

4.2.1 解析パラメータの影響

総流入量を増減させた Case 2 と 3 を Case 1 と比較すると、水深差は最大 7cm（いずれも Case 1－Case 2 間）に留まるものの、全ての痕跡箇所において総流入量が大いほど解析最大浸水深は大きくなった。Case 2 と 3 における各

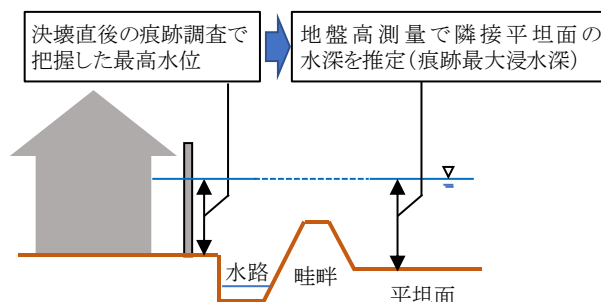


Fig. 6 痕跡最大浸水深の算定
Inundation depth estimated from flood trace

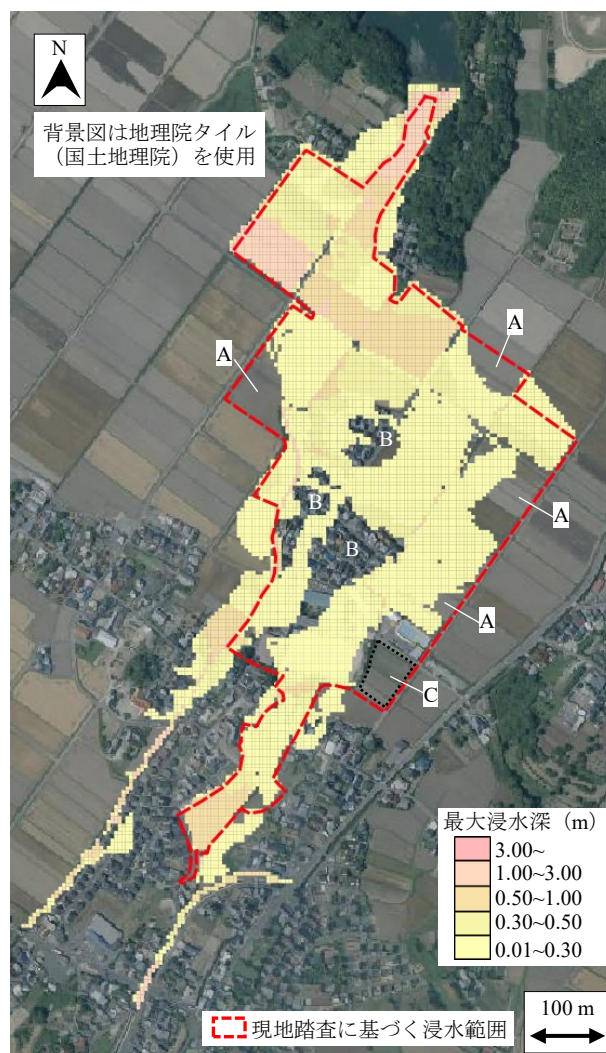


Fig. 7 簡易氾濫解析 (Case 1) による浸水想定区域
Comparison of simulated and actual inundation areas (Case 1)

Table 2 痕跡水深と解析結果の比較

Simulated and observed inundation depth comparison

痕跡 最高水位 (m)		a	b	c	d	e	f	備考
痕跡最大浸水深 (m)		0.69	0.43	0.53	0.60	0.70	0.94	
Case 1	解析最大浸水深 (m)	0.68	0.38	0.42	0.42	0.23	0.19	
	痕跡最大浸水深との差 (m)	-0.01	-0.06	-0.11	-0.18	-0.47	-0.76	
Case 2	解析最大浸水深 (m)	0.63	0.31	0.35	0.35	0.20	0.16	流入量 総貯水量の0.75倍
	痕跡最大浸水深との差 (m)	-0.06	-0.12	-0.19	-0.26	-0.50	-0.78	
Case 3	解析最大浸水深 (m)	0.71	0.43	0.48	0.48	0.26	0.22	流入量 総貯水量の1.25倍
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.02	-0.01	-0.05	-0.12	-0.44	-0.73	
Case 4	解析最大浸水深 (m)	0.70	0.38	0.43	0.43	0.22	0.18	流入ピーク時刻 $t=10$ min
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.01	-0.05	-0.11	-0.18	-0.48	-0.76	
Case 5	解析最大浸水深 (m)	0.73	0.40	0.45	0.45	0.22	0.18	流入ピーク時刻 $t=20$ min
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.04	-0.03	-0.09	-0.16	-0.48	-0.77	
Case 6	解析最大浸水深 (m)	0.67	0.34	0.40	0.40	0.23	0.20	粗度係数 全領域0.03
	痕跡最大浸水深との差 (m)	-0.02	-0.09	-0.14	-0.21	-0.48	-0.75	
Case 7	解析最大浸水深 (m)	0.70	0.43	0.47	0.47	0.24	0.17	粗度係数 全領域0.06
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.01	0.00	-0.06	-0.13	-0.46	-0.77	
Case 8	解析最大浸水深 (m)	0.70	0.42	0.45	0.45	0.24	0.18	粗度係数 地目別の値
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.01	-0.01	-0.09	-0.16	-0.46	-0.77	
Case 9	解析最大浸水深 (m)	0.68	0.38	0.45	0.45	0.22	0.18	粗度係数 建物占有率を反映
	痕跡最大浸水深との差 (m)	-0.01	-0.05	-0.09	-0.16	-0.48	-0.76	
Case 10	解析最大浸水深 (m)	0.68	0.38	0.42	0.42	0.24	0.48	線状構造物を反映
	痕跡最大浸水深との差 (m)	-0.01	-0.06	-0.11	-0.18	-0.47	-0.46	
Case 11	解析最大浸水深 (m)	0.75	0.50	0.55	0.55	0.37	0.30	降雨を反映
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.06	0.07	0.01	-0.06	-0.34	-0.64	
Case 12	解析最大浸水深 (m)	0.75	0.50	0.55	0.55	0.64	0.97	線状構造物および降雨を反映
	痕跡最大浸水深との差 (m)	0.07	0.07	0.02	-0.05	-0.06	0.03	

Table 3 Case 2, 3 の浸水深の Case 1 に対する比

Inundation depth ratios of Cases 2 and 3 to Case 1

	総流入量 (m^3)	ピーク流量 (m^3/s)	痕跡箇所の解析最大浸水深 (m)					
			a	b	c	d	e	f
Case1	30,000	168.7	0.68	0.38	0.42	0.42	0.23	0.19
Case2	22,500	149.5	0.63	0.31	0.35	0.35	0.20	0.16
(Case 1比)	0.75	0.89	0.92	0.81	0.82	0.82	0.87	0.86
Case3	37,500	185.3	0.71	0.43	0.48	0.48	0.26	0.22
(Case 1比)	1.25	1.10	1.04	1.13	1.13	1.13	1.13	1.16

解析最大浸水深の、Case 1 に対する比を Table 3 に示す。表には、各ケースの総流入量および式 (8) によるピーク流量についても同様に比を示した。これを見ると、浸水深の Case 1 に対する比は、ピーク流量のそれとおおむね近似した値であり、Case 1~3 の間の解析最大浸水深の差異は、基本的にピーク流量の違いを反映したものであることがわかる。痕跡箇所のうち、破堤点に最も近く、かつ氾濫流の流心近傍にあり解析最大浸水深が最も高くなる痕跡箇所 a では、Case 1 に対する解析最大浸水深の増減割合はピーク流量の増減割合よりも小さく、Case 1 との解析最大浸水深の差は最大でも 5cm に留まった。一方、解析最大浸水深が一般的

に床下浸水の閾値とされる 0.5m 以下となった痕跡箇所 b~f においては、Case 1 に対する解析最大浸水深の増減割合はピーク流量の増減割合よりも大きくなったものの、Case 1 との解析最大浸水深の差は最大でも 7cm であった。これらの結果から、中島池においては、解析時に与えた貯水量と真の貯水量の差が $\pm 25\%$ 程度であれば、浸水想定区域の算定における実用上の影響は小さいと考えられる。

また、流入ピーク時刻を遅らせた Case 4, 5 と Case 1 を比較すると、ケース間の差は最大でも 5 cm に留まるものの、痕跡箇所 a, c, d でピーク時刻が遅いほど浸水深が大きくなった。ピーク時刻を遅らせた流出ハイドログラフを

用いたケースでは、先に到達した氾濫流よりもピーク流量に伴う氾濫流の流速が速いことから、Case 1 のようなピーク時刻が早いケースに対し最大浸水深が大きくなる場合があると考えられる。既往の研究では、幅の狭い流路に氾濫流が集中した箇所、この現象が顕著に表れた事例が報告されており (Kojima et al., 2020)、氾濫流におけるピーク到達前に一定の水深が形成され、かつピーク前とピーク時の間で流速の差が大きな場合には、流入ピーク時刻の遅れが最大浸水深に与える影響が顕在化する可能性もあると考えられる。しかし、中島池における氾濫流は、破堤点直下の谷地形を抜けた後、開けた農地や住宅地を横断方向 (東西方向) に広がって流下したため、流入ピーク時刻の影響は、浸水想定区域算定における実用上小さい程度に留まったと考えられる。

粗度係数について、地目別の値を与えた Case 8 に対し $n=0.03, 0.06$ の一律値を与えた Case 6, Case 7 では、痕跡箇所 b~d の解析最大浸水深が前者では小さく、後者では大きくなったが、Case 6~8 と Case 1 を比較すると、水位差は最大 5 cm に留まった。また、Case 9 では住宅地内の建物占有率の影響を粗度係数に反映させたが、Case 1 と比べて住宅地周辺 (痕跡箇所 c, d) で解析最大浸水深が 3 cm 大きくなったほかは 1 cm 以下の差異となった。現地踏査において住宅地内部の浸水深を推定し得る痕跡が確認されず、当該領域の解析結果の信頼性は詳細に検討できなかったものの、建物占有率の反映の有無による浸水深の差異は最大 3 cm に留まったことから、氾濫流況全体に対する影響度合いは小さかったと判断できる。マニング則では、流速の二乗に比例する底面摩擦力が作用 (式 (2), (3)) する。したがって、粗度係数の影響は、氾濫域の地形勾配が大きくて大きな流速が生じる条件下ではより顕在化する可能性があるものの、本事例のように、氾濫域が比較的緩傾斜の開けた地形の場合には、浸水想定区域の算定における実用上の影響は小さいと考えられる。また、浸水範囲内の住宅地における家屋はいずれも庭付きの戸建て住宅であり、氾濫流に対して与える影響は線状構造物に比べて相対的に小さいものと考えられる。

4.2.2 線状構造物と降雨の反映による改善効果

小学校北側の構造物を反映した Case 10 について、小学校周辺の浸水域を Case 1 と比較 (Fig. 8) すると、Case 10 では、氾濫流が小学校のランチルームを迂回する形で東西方向に分かれて流下し、このうち東側の流れによって小学校のプール南側の水田 (Fig. 7 中の C) が浸水しており、Case 1 より浸水域の再現性が改善したことがわかる。また、降雨を反映した Case 11 について、浸水範囲下流端の浸水域を Case 1 と比較したものを Fig. 9 に示す。図中には、最大流速の流向を矢印で示した。これを見ると、Case 1 では、図中に破線で示した水田-住宅地の境界線がおおむね浸水域の外縁となっているのに対し、Case 11 では、これを超えて西向き、すなわち調整池に向かう流れが生じており、地域住民の証言と一致する結果が得られた。このことは、同じく降雨を反映した Case 12 でも同様であった。以上のように、

構造物や降雨を考慮した Case 10, Case 11 では、浸水域の再現性等への改善効果が定性的に認められた。

最大浸水深については、Case 10 では痕跡箇所 f の、Case 11 では痕跡箇所 e, f の解析最大浸水深がそれぞれ Case 1 より大きくなり改善効果が認められたものの、依然として痕跡最大浸水深とは 30 cm 以上の差異が生じた。これに対し、構造物と降雨の両方を考慮した Case 12 では、e, f 含め全ての痕跡箇所において、両者の差異は 7 cm 以下となった。この結果から、Case 1 をはじめ簡易氾濫解析で妥当な解析結果が得られなかった要因は、隣接流域からの降雨流出、および流れを遮る構造物による堰上げが解析上に反映されなかった点にあるといえる。痕跡箇所 a~d は、中島池が立地する谷筋から連続する谷地形に位置し、決壊時の氾濫流況においては中島池の決壊に伴う氾濫流の影響が卓越したことから、降雨流出の影響は相対的に小さかったと推察される。そのため、Case 1 をはじめ中島池からの流出流量のみを考慮した氾濫解析であっても、痕跡最大浸水深からみておおむね妥当な結果が得られたと考えられる。これに対し、痕跡箇所 e, f では東隣の谷筋からの降雨流出の影響が大きかったと考えられ、そのため、降雨の反映なしでの解析結果が痕跡最大浸水深から乖離したと考えられる。これより、本事例のように、特に決壊ため池とは異なる集水域に由来する降雨流出が氾濫域に流入する場合に妥当な解析最大浸水深を得るには、降雨流出を考慮する必要があると考えられる。ここでは、降雨の反映方法として、各計算メッシュの浸水深に当該時刻の降雨強度相当の水深を加える、すなわち解析領域外からの降雨流出ならびに流出率を考慮しない単純な手法を用いたものの、本事例では痕跡最大浸水深から判断しておおむね妥当な浸水深が得られた。

ため池ハザードマップ作成の手引き (農林水産省農村振興局整備部防災課, 2013) には、簡易氾濫解析で得られた浸水想定区域について、地形図の情報や現地踏査の結果と照合する必要があるとされている。この過程においては、浸水想定区域周辺の地形から想定される隣接流域由来の降雨流出の流入の有無、氾濫流の流向に直交する向きの構造物の有無を確認し、必要に応じてこれらの因子の氾濫解析上への反映を検討すべきと考えられる。

5. おわりに

本論文では、まず、平成 30 年 7 月豪雨で決壊した中島池を対象に、決壊直後に現地踏査を行って氾濫流況を明らかにするとともに、氾濫流況に基づいて実状に即した氾濫解析結果を得るために考慮すべき地物や解析条件について考察した。続いて、簡易氾濫解析手法との比較により、上記考察に基づき設定した解析条件の感度や解析結果の改善効果を検討した。これらに基づいて、以下の結果を得た。

(1) 本事例では破堤点に近い地点だけでなく、破堤点から離れた小学校北側においても、比較的大きな浸水深が生じた。これは、地形の影響による降雨流出の集中や氾濫流を遮る構造物により堰上げが生じたことによるものと考

えられた。

- (2) 簡易氾濫解析による浸水域は、DEM の標高値が実状と異なることに起因する部分を除き、真砂土の堆積状況から把握した浸水範囲とおおむね一致した。また、最大浸水深についても、上記 (1) の領域以外では痕跡水深との差異は 0.2 m 未満となり、浸水想定区域図作成上求められる水準からみて許容される範囲に収まった。
- (3) 簡易氾濫解析において想定される流出ハイドログラフの設定方法や、粗度係数値の範囲では、本事例のように氾濫域が比較的緩傾斜で開けた地形の場合には、解析結果の差異は浸水想定区域図作成の実務上問題のない程度に留まると考えられる。
- (4) 線状構造物と降雨を組み込んだ解析においては、全ての痕跡箇所でも最大浸水深とほぼ一致した。よって、本事例において簡易氾濫解析手法で妥当な解析結果が得られなかった要因は、流れを遮る線状構造物および降雨が反映されなかったことといえる。これより、浸水想定区域図の算定にあたっては、周辺の地形から想定される隣接流域由来の降雨流出の影響の有無、氾濫流の流向に直交する向きの構造物の有無を確認し、必要に応じてこれらの因子の氾濫解析上への反映を検討すべきと考えられる。

謝辞： 氾濫流況の調査にあたっては、福岡県筑前町から資料提供等の協力を受けた。また、本研究の一部は、内閣府 戦略的イノベーション創造プログラム (SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化」(管理法人：独立行政法人科学技術振興機構)に係わる研究課題「府省庁連携防災情報共有システムとその利活用技術の研究開発」によって実施した。

引用文献

- Costa, J.E. (1988) : Floods from dam failures, In: Baker, V.R., Kochel, R.C. and Patton, P.C. (Eds), *Flood Geomorphology*, John Wiley & Sons, 439-463.
- 井谷昌功, 半田修弘, 小林秀匡, 谷 茂 (2000) : 「ため池防災データベース」の構築, 農土誌, **68**(3), 49-53.
- 川本 治, 鈴木尚登, 福原正斗, 吉迫 宏, 井上敬資, 鈴木智宏 (2013) : ため池決壊時の簡易氾濫解析の改善に関して, 農業農村工学会誌, **81**(8), 7-11.
- 風間 聡 (2008) (参照 2021.1.4) : AR5 へ向けた影響評価ならびに適応策研究, (オンライン), 入手先 <<http://hydro.iis.u-tokyo.ac.jp/cc2008ws/print20080321/Kazama-yoko20080403.pdf>>
- 小嶋 創, 向後雄二, 島田 清, 正田大輔, 鈴木尚登 (2016) : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震によって決壊した農業用ため池の氾濫解析, 農業農村工学会論文集, **302**, I_93-I_101.
- 小嶋 創, 竹村武士, 松田 周, 廣瀬裕一, 吉迫 宏, 正田大輔, 李 相潤 (2019) : 中山間地域のため池決壊氾濫解析でのアンダーパス表現, 農業農村工学会誌, **87**(5), 15-18.
- Kojima, H., Kohgo, Y., Shimada, K., Shoda, D., Suzuki, H. and Saito, H. (2020) : Numerical modeling of flood flow after small earthen dam failure: a case study from the 2011 Tohoku earthquake, *Paddy and Water Environment*, **18**, 431-442.

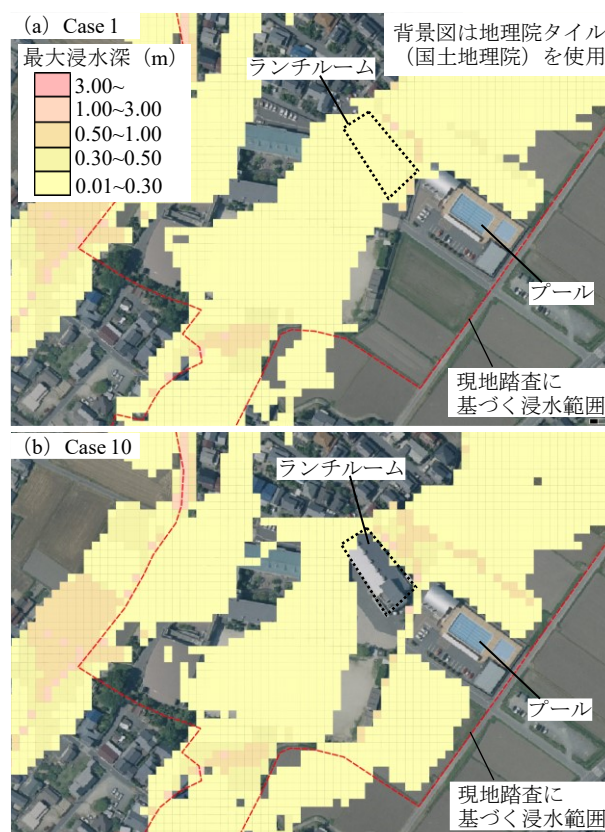


Fig. 8 Case 1—Case 10 間の浸水域の差異
Comparison of the simulated inundation area between Cases 1 and 10

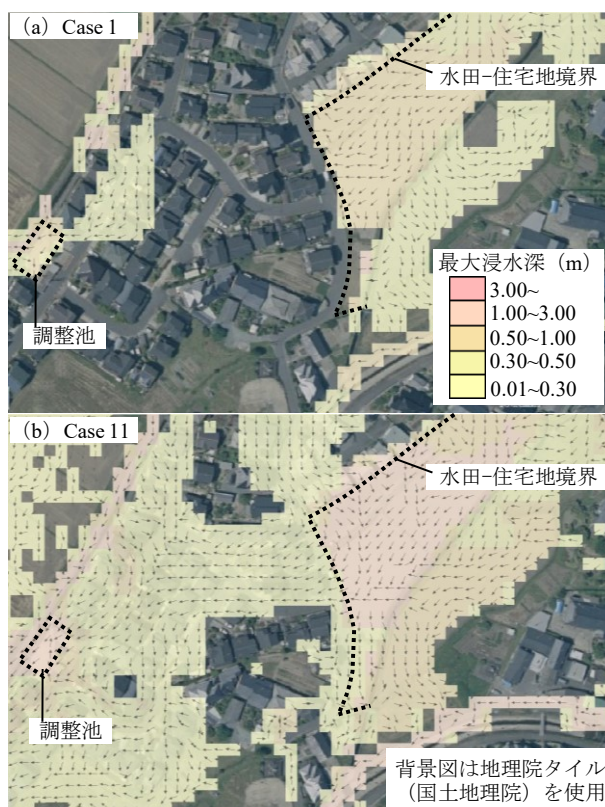


Fig. 9 Case 1—Case 11 間の浸水域の差異
Comparison of the simulated inundation area between Cases 1 and 11

国土地理院 (参照 2020.8.3) : 測量に関するミニ知識 第 12 回 航空レーザ測量について その 2, (オンライン), 入手先く <https://www.gsi.go.jp/chubu/minichishiki12.html> >

国土交通省水管理・国土保全局河川環境課水防企画室, 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部水害研究室 (2017) : 洪水浸水想定区域図作成マニュアル (第 4 版), 国土交通省, 11-22.

栗城 稔, 末次忠司, 海野 仁, 田中義人, 小林裕明 (1996) : 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—, 土木研究所資料, 第 3400 号.

日本農業土木総合研究所 (1996) : (11) ため池防災データベース整備, 業務報告, **18**, p.58.

農林水産省農村振興局整備部 (2015) : 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業農村工学会, 20-141.

農林水産省農村振興局整備部 (2018) (参照 2020.5.17) : 平成 30 年 7 月豪雨等を踏まえた今後のため池対策の進め方, (オンライン), 入手先く https://www.maff.go.jp/j/press/nousin/bousai/attach/pdf/181113_9-1.pdf >

農林水産省農村振興局整備部防災課 (2013) : ため池ハザードマッ

プ作成の手引き, 14-16.

農林水産省農村振興局整備部防災課 (2020) (参照 2021.3.16) : ため池の被災状況, (オンライン), 入手先く https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/ >

正田大輔, 川本 治, 鈴木尚登, 吉迫 宏, 井上敬資, 小嶋 創 (2014) : 平成 25 年度豪雨による決壊ため池の氾濫解析検証, 農村工学研究所技報, **215**, 91-101.

正田大輔, 吉迫 宏, 井上敬資, 堀 俊和 (2015) : 決壊ため池における豪雨を考慮した氾濫解析手法の検討, 農業農村工学会誌, **83**(4), 35-38.

鈴木健吾, 篠原麻太郎, 守屋博貴, 二瓶泰雄, 長谷部由莉, 五十川周, 矢野真一郎, 赤松良久 (2018) : 平成 29 年九州北部豪雨による福岡県朝倉市山の神ため池の決壊・洪水氾濫状況, 土木学会論文集 B1 (水工学), **74**(4), I_1183-I_1188.

谷 茂, 井上敬資 (2009) : 氾濫解析を用いたため池決壊に伴う下流域の被害算定法, 農村工学研究所技報, **210**, 137-144.

谷 茂, 井上敬資, 老中浩泰 (2011) : ため池 DB ハザードマップ作成システム, 農業農村工学会誌, **79**(2), 3-6.

Reliability Verification of Flood Analysis of Small Earthen Dam Failure Based on Observed Flood Traces

KOJIMA Hajime*, YOSHISAKO Hiroshi**, TAKEMURA Takeshi**, SHODA Daisuke**, TERADA Takeshi***, KOTOKU Motoki****, AKI Hiroshi***** and MIYOSHI Manabu*****

* Western Region Agricultural Research Center, NARO, 2575 Ikano-cho, Zentsuji-shi, Kagawa 765-0053, JAPAN

** Institute for Rural Engineering, NARO, 2-1-6 Kannondai, Tsukuba-shi, Ibaraki 305-8609, JAPAN

*** Kyushu Regional Agricultural Administration Office, Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, 2-10-1 Kasuga, Nishi-ku, Kumamoto-shi, Kumamoto 860-8527, JAPAN

**** Rural Development Bureau, Ministry of Agriculture, Forestry and Fisheries, 1-2-1 Kasumigaseki, Chiyoda-ku, Tokyo 100-8950, JAPAN

***** NITA Consultant Co., Ltd., 38-2 Suzue-Nishi, Kawauchi-machi, Tokushima-shi, Tokushima 771-0122, JAPAN
Correspondence: KOJIMA H., e-mail: kojimahajime@affrc.go.jp

Abstract

The flood analysis method and its conditions were verified by comparing inundation depth data obtained from flood traces. The flood traces were left behind by the small earthen dam breach induced by heavy rain. Previously, a simplified flood analysis method was applied but it did not predict the local deep-inundated area which was identified from flood trace analysis. Adjustments to analysis conditions such as inflow hydrograph or roughness coefficient had little effect on simulated inundation depth and did not improve reproducibility. We then incorporated precipitation effect and wall structure to the flood analysis model. After making these improvements, the difference between simulated and actual inundation depth was <7 cm at all the observed flood trace points. These results indicate that considering the effect of rainwater outflow and / or barrier structures are important to reliable flood mapping of small earthen dam.

Key words : Torrential rain, Small earthen dam, Dam failure, Flood analysis, Hazard map, Inundation risk area