

堤防脆弱性指標 t^* を用いた堤防決壊箇所の推定と流域氾濫特性に関する研究

中央大学研究開発機構 正会員 ○田端 幸輔
中央大学研究開発機構 フェロー 福岡 捷二

1. 序論

水害リスク軽減に向けた危機管理対策を検討するためには、洪水外力や堤防土質、微地形や土地利用データに基づいて、堤防決壊箇所や河川からの氾濫流量ハイドログラフ、氾濫水の挙動を適切に評価することが課題である。本論文では、実際に堤防決壊による氾濫被害が生じた鬼怒川平成27年9月洪水を対象に、堤防脆弱性指標 t^* を算定することにより、実績決壊箇所(左岸 21.0k)の他にも決壊の危険性の高い箇所が存在していたことを示す。そして、 t^* に基づいて設定される堤防決壊条件の下で氾濫流解析を実施し、実績氾濫結果と比較することで、堤防決壊箇所の違いが氾濫水の伝わり方や浸水深に及ぼす影響について検討した。

2. 鬼怒川の堤防脆弱性指標の算定

(1) 算定方法

福岡・田端¹⁾は、堤防の浸透に対する破壊危険性を評価するための無次元指標である堤防脆弱性指標 t^* を示した。

$$t^* = \frac{5 k H t'}{2 \lambda b^2} \quad (1)$$

各物理量の定義は図-1(a)に示すとおりである。この指標を現地堤防及び模型堤防に適用し、 t^* が0.1を超えると決壊の危険性が高まる傾向が確認されている¹⁾。

一方、洪水水位が低下すると、図-1(b)に示すように堤体内浸潤線の頂部が徐々に裏法先に向かって移動する²⁾。その結果、水位下降中も浸透流の進行は引き続き生じ、堤防破壊危険性は増大し続ける。これは主に浸潤線の最大高さ位置の移動に伴う式(1)の水平長さ b の減少が原因である。上村・福岡²⁾は、水位低下時における堤防脆弱性指標を以下のように表現した。

$$t^* = \frac{5 k H_{max} t'}{2 \lambda b'^2} \quad (2)$$

式(2)の b' は、水位低下時の浸潤線頂部から裏法先までの水平距離、 H_{max} は頂部の水位であり、図-1(b)のオレンジ色部分に相当する水位低下時の堤体内の水の体積変化量 $\lambda \delta V$ が、表法への排水量 $q \delta t$ と一致するとして数値的に解かれる。 $\lambda \delta V$ は図-1(b)の①、②の浸潤線近似式を用いて表され、 $q \delta t$ は Deput-Forchheimer 型の式で表される。詳細は文献²⁾を参照されたい。

(2) 算定結果

図-2(a)に、算出した鬼怒川左岸堤防の脆弱性指標 t^* を示す。実績堤防決壊箇所(左岸 21.0k)の付近で t^* が最も高く、堤防決壊の危険性が大きい範囲($t^* > 0.1$)にプロットされる。この他に左岸 11.75k, 13.5k 付近でも t^* キーワード 堤防脆弱性指標, 堤防決壊, 氾濫計算, 水害リスク, 鬼怒川平成27年9月洪水

連絡先 〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27-31214 中央大学研究開発機構 TEL 03-3817-1618

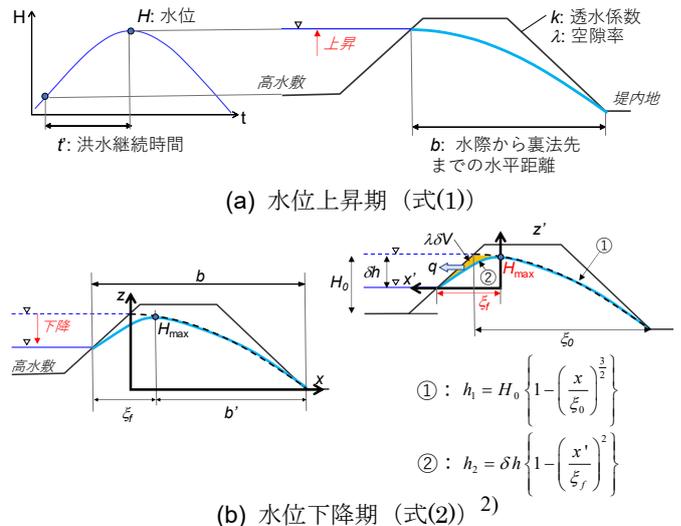
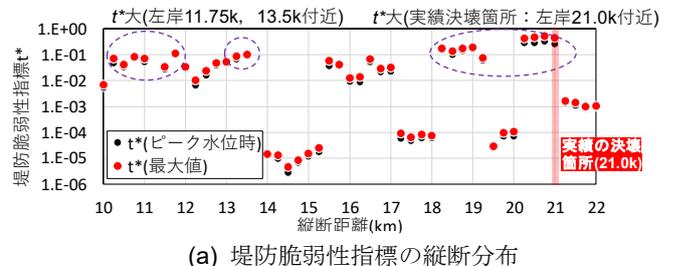
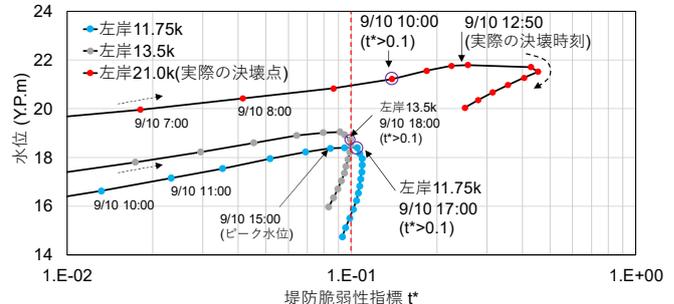


図-1 堤防脆弱性指標の各物理量の定義



(a) 堤防脆弱性指標の縦断分布



(b) 水位と堤防脆弱性指標の変化(左岸 11.75k, 13.5k, 21.0k)

図-2 鬼怒川左岸堤防の堤防脆弱性指標

の値が0.1を超えていたことから、左岸21.0kで決壊が生じていなければ、これらの地点で決壊していた可能性が高かった。図-2(b)に左岸11.75k, 13.5k, 21.0kの水位と t^* の時間変化を示す。13.5kより先に、11.75kの t^* が0.1を越え危険となることが確認される。 t^* が0.1を超えると堤防決壊が生じると仮定すると、11.75kでは水位ピークから2時間後となる9/10 17:00付近が、決壊時刻として設定される。

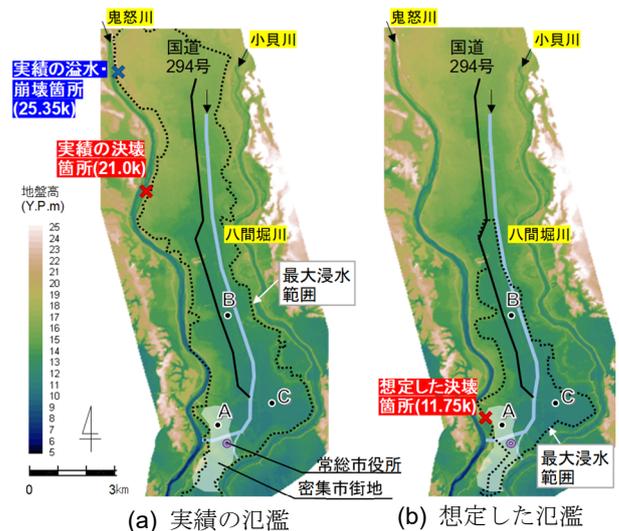
3. 鬼怒川下流部左岸流域の氾濫解析

鬼怒川の洪水流と氾濫流の一体解析モデル³⁾を用いて、左岸 11.75k が決壊した場合の氾濫流解析を実施した。ただし、左岸 25.35k 付近からの溢水は考慮していない。図-3 に氾濫域の平面図と浸水範囲を、図-4 に氾濫流量と、図-3 の A~C 地点の浸水深の時間変化を示す。図-3(a), 図-4(a)には 21.0k の決壊と 25.35k の溢水によって実際に起こった氾濫流の検証計算結果³⁾を比較のため示す。左岸 11.75k が決壊した場合、実績と同様、最大氾濫流量は 500m³/s 程度と算定された。水位低下時の決壊となるため、氾濫ボリュームは実績に比べて小さいが、決壊点が密集市街地(図-3 の下方、白色の領域)に近いことから、A 地点の浸水深は決壊後ただちに上昇し、3 時間後には 2m 近くまで上昇する(図-4(a)黒線)。実際の氾濫では、氾濫水の到達は堤防決壊から約 8 時間後と遅かったが、浸水深は 1m を超えていた(図-4(b)黒線)。また、氾濫流の向きが南北方向に規定される国道 294 号と八間堀川の間 B 地点も、決壊点に依らず浸水深は大きくなる(図-4 紫線)。よってこれらの地域では、堤防決壊箇所によらず大きな浸水被害を受ける危険性がある。一方、八間堀川東側の標高の低い地域にある C 地点では、実際の氾濫時に左岸 25.35k 付近の溢水と左岸 21.0k の決壊による氾濫水が合わさったことで、氾濫水本体が八間堀川左岸堤防を乗り越えて流れ、この地点に大量に流入した。これにより浸水深は 3.5m を超えたが、この地域により近い左岸 11.75k の決壊を想定した場合は、実績に比べ浸水深がかなり小さくなるのが分かった(図-4 黄色線)。

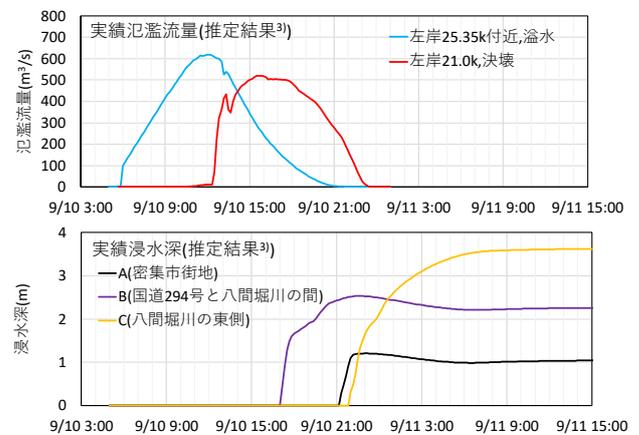
4. 結論

常総市の密集市街地や、国道 294 号と八間堀川の間地域では、決壊箇所によらず浸水規模が大きくなること、八間堀川東側は、破堤地点がかなり上流で生じると浸水規模が大きくなることを示した。今後は、堤防脆弱性指標 t^* に基づいた様々な破堤シナリオでの流域水害リスク特性を明らかにし、浸水被害を最小限にとどめるために優先して整備すべき堤防強化対策箇所や、氾濫原対策の検討に活かしていく。

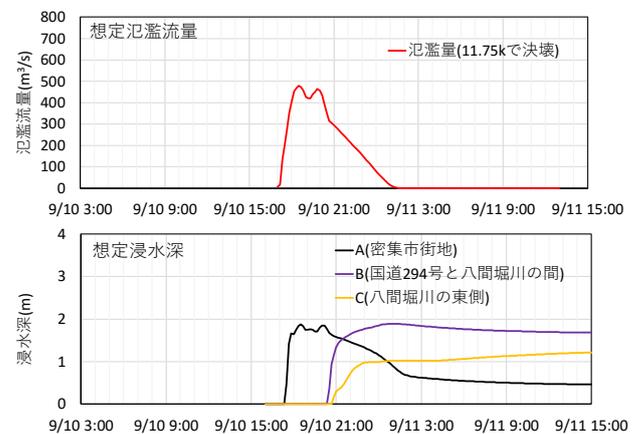
参考文献：1) 福岡・田端：浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバー-SFn と堤防脆弱性指標 t^* ，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.74, No.5, I_1435-1440, 2018. 2) 上村・福岡：堤防脆弱性指標に基づく洪水位下降時における裏法安定性に関する研究，河川技術論文集，第 24 巻，pp.547-552, 2018. 3) 田端・福岡・吉井：平成 27 年 9 月鬼怒川流域における洪水流・氾濫流の一体解析に基づく水害リスク軽減策に関する研究，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.74, No.4, pp.I_1399-I_1404, 2018.



(a) 実績の氾濫 (b) 想定した氾濫
図-3 鬼怒川下流部左岸側の氾濫域(常総市)



(a) 実績氾濫：越水(左岸 25.35k)，決壊(左岸 21k)



(b) 想定した氾濫：決壊(左岸 11.75k)

図-4 氾濫流量と浸水深の時間変化