

堤防脆弱性指標に基づく 洪水水位下降時における裏法安定性に関する研究

ON THE BACK SLOPE STABILITY OF LEVEES DURING THE FLOOD FALLING STAGE BASED ON THE LEVEE VULNERABILITY INDEX

上村勇太¹・福岡捷二²
Yuta UEMURA and Shoji FUKUOKA

¹学生会員 工修 中央大学大学院理工学研究科都市環境専攻
(〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

²フェロー 工博 Ph.D 中央大学研究開発機構 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

It is important to predict locations and times of levee failures during floods for reducing the risk of the levee breach and performing the safe evacuation of residents. Fukuoka and Tabata have proposed the estimation method of locations and types of levee failures by the levee vulnerability index. Discussions so far have been focused on the period of flood rising stage and showed the availability of the index.

In this study, we derived the levee vulnerability index of the levee back slope at the time of falling stage of floods from the streamline network analysis using seepage flow data measured for large-scale levee experiments. Also, we checked the levee vulnerability index against the 2015 flood of the Kinu river and proved that the risk of breach of levee back slope increased in the flood falling stage.

Key Words : levee vulnerability index, flood falling stage, streamline network analysis, seepage line, Kinu river flood

1. 序論

洪水時の河川堤防の地盤工学面からの安定問題は、土と水の連成系の安定、変形問題として正面から捉えられている。この地盤工学手法による調査研究の方向性で、いつ、どこかの堤防が危険になり、破壊が起こるかを判断できるようになるには、かなりの時間を要すると考えられる。堤防は、河川の最も重要な治水施設であり、堤防の決壊は何としても、避けられねばならない。このような事情から、川を管理する技術者にとっては、今すぐにも現場で簡単に、科学的に健全な方法で堤防危険箇所を推定できる指標が強く求められている。

この状況に対して福岡¹⁾²⁾は、洪水時の河道の水面形の観測結果が河川の複雑な水理システムの理解と河川管理に決定的に重要な役割を果たすことを明らかにし福岡、田端³⁾⁴⁾は、この基本的考え方を浸透流の水理現象に適用し、その地平を広げてきた。すなわち、洪水時の堤防、

基礎地盤内の浸透流を非定常準二次元流れとして力学的に扱い、水位上昇により生じた堤体内の横断水面勾配が間隙内に流れを起こし、裏法先に向かって集中した流れが堤防の安定性を低下させる。堤防裏法先への水の集中が異常に大きくなったときに堤防の破壊等が起こるものとし、浸透流の集中機構を評価できれば、堤防の破壊がいつ、どこで発生するかを推定できると考えた。解析から、この機構を表現する力学指標として堤防脆弱性指標を導き、これを用いて堤防危険箇所を推定し、被災堤防の判定に有効であることを示してきた。非定常準二次元解析は、堤防浸透流の力学過程に照準を当てており、堤防破壊の進行過程には、直接的に言及はしていない。しかし、解析から決まる裏法先への水の集中度を示す堤防脆弱性指標は、堤防破壊のきっかけとなる流れの重要性を示す堤防浸透流の唯一の力学指標であることが示されている⁵⁾。この値が河川水位の増大による堤防の破壊、崩壊、漏水の区別をするとともに、堤防の浸透破壊に対する安定性を支配している。堤防脆弱性指標による判定

結果は、実堤防、模型堤防の両方で有効であることが示され⁵⁾、堤防の維持管理に活かされつつある。

しかし、これまでは、洪水水位の上昇からピーク付近にかけての堤体安定性が議論の中心となっており、洪水水位下降時や二波形以上が連続する洪水に対する堤体浸潤線の変化やそれに伴う堤体安定性については十分明らかにされてこなかった。著者ら⁶⁾は、大規模堤防模型実験結果⁷⁾に基づき、流線網解析で、外水位下降時においても堤防の浸透破壊危険性が增大することを示し、外水位変化を考慮した堤体内非定常浸潤線式を導出した。

本研究では、まず大規模堤防浸透実験結果⁷⁾に基づき、流線網解析から、外水位下降時の浸透流場の特徴を明らかにし、外水位下降時における堤体内浸透流に適用可能な堤防脆弱性指標を提示する。この指標を用いて平成27年9月鬼怒川洪水を対象に、外水位下降時の堤体内浸潤線の挙動が堤防の安定性に及ぼす影響を明らかにする。

2. 外水位下降時の堤体内浸潤線の挙動の特徴

(1) 実験で観測された堤体内浸潤線の挙動

土木研究所が中心となり、堤体内水位計測手法の確立を目的として、大規模な堤防模型(図-1)を用いた浸透実験が実施された⁷⁾。堤体下部に1~1.5 m間隔で設置されたマノメータにより、図-2に示す外力条件に対し外水位の上昇から下降までの時間帯において、1時間ピッチで堤体内水位が測定されている。本文では、外水位下降時に測定された浸透流水位を用い浸潤線の挙動を分析する。

図-3には外水位を0.45 m/hで下降させた時の水位の観測値を示す。時間は実験開始からの経過時間を示す。基礎地盤は難透水性の関東ロームである。水位観測は、 $x=14$ mの位置まで行われた。外水位下降に伴う表法側の排水により浸潤線には頂部が出現し、頂部位置は外水位下降直前の浸潤線に沿って裏法側に徐々に移動している。以上より、外水位下降時には堤体内に水位頂部が発生し、その位置が裏法側へ移動することが確認された。

(2) 流線網解析による堤体内浸透流場の可視化

大規模堤防浸透実験を対象に堤体内の流線網解析より外水位下降時の浸透流場を把握する。外水位下降直前の最高水位時の堤体内浸潤線形状を初期の境界条件として、流線と等ポテンシャル線が直交するように正方形流線網を作成する。これに基づき、自由水面の移動距離 d_f を式(1)により計算した。

$$d_f = \frac{u}{\lambda} \delta t = \frac{k}{\lambda} \frac{\delta h}{\delta s} \delta t \quad (1)$$

ここで、 u : 浸透流速、 λ : 空隙率、 δh : 損失水頭、 δs : 流線長、 δt : 浸透時間である。 $\delta t=3600$ (s)とし、 k は実験で計測された水面を再現するように 1.2×10^{-4} (m/s)とした。図-4に外水位下降時の流線網を示す。外水位下降開始から2時間後、3時間後両時間帯において、外水位

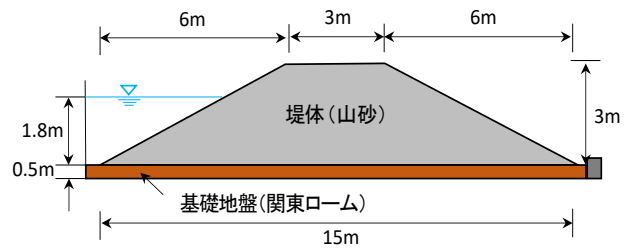


図-1 土木研究所大規模実験模型の断面形状

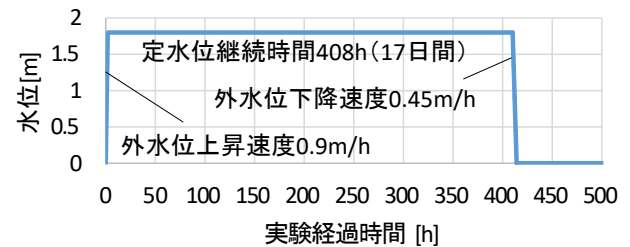


図-2 実験の外力条件

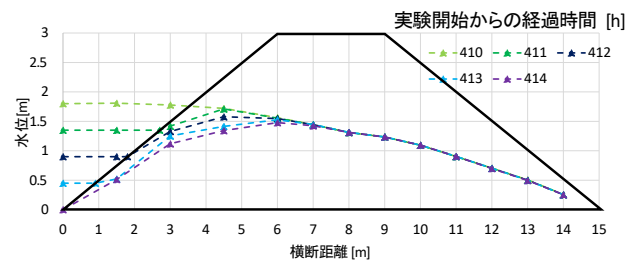
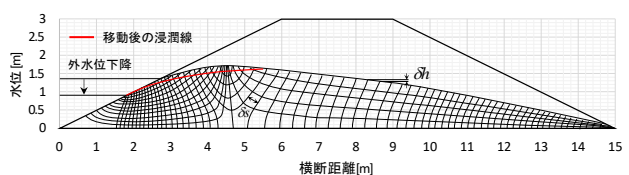
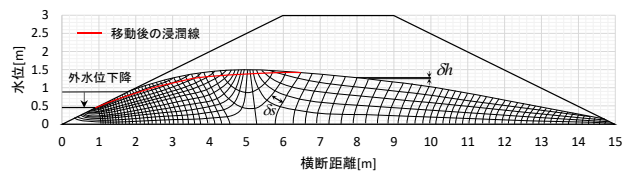


図-3 外水位降下時の堤体内浸潤線の観測値



(a) 水位下降開始から2時間後の結果



(b) 水位下降開始から3時間後の結果

図-4 外水位下降時の流線網解析結果

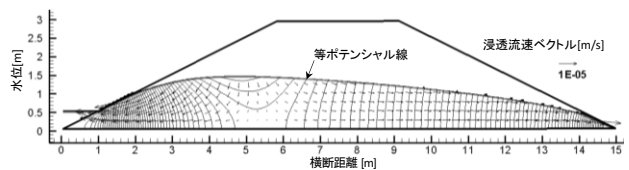


図-5 水位下降開始から3時間後の数値解析結果

の下降により形成される堤体内浸潤線の頂部から表法と裏法の両方向へ向かう流線が描かれ、さらに堤体内水位頂部の移動に伴い浸透流の領域も変化していくことが分かる。このことから、外水位下降時において排水により移動する堤体内水位頂部位置の水頭が表裏両側の浸透流を規定しており、堤体浸透破壊に対して重要な役割を持つことが明らかである。

図-5には、式(2)に示す飽和・不飽和浸透流の基礎式を用いて数値解析を行った結果得られた堤体内浸潤線形状と堤体内浸透流場を示す。

$$(C + \alpha * S_s) \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (2)$$

ここで、 C ：比水分容量、 α ：1の場合飽和領域、0の場合不飽和領域、 S_s ：比貯留係数、 t ：時間、 x ：堤防横断面の水平方向の軸、 h ：全水頭、 k ：透水係数、 z ：堤防横断面の鉛直方向の軸である。流線網解析と同様に $\delta t = 3600(\text{s})$ とし、 $k = 1.2 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ を与えた。また、 $S_s = 0.001(1/\text{m})$ とし、 $C = 0.4(1/\text{m})$ と一定値を与えた。本解析結果から得られた浸潤線形状や浸透流場は流線網解析と同様な結果を示している。

3. 洪水時の堤防浸透破壊危険性評価手法

ここでは、2章で示した外水位下降時の堤体内浸透流機構と浸潤線の挙動を考慮し堤防脆弱性指標を提示する。

(1) 外水位上昇時の堤防脆弱性指標

福岡、田端³⁾は、外水位上昇時の厚さ D の透水性基礎地盤上にある堤体における浸透流をダルシーの運動方程式と堤体の浸透部分の連続条件と基礎層の連続条件を用い、非定常準二次元の微分方程式を導き、堤体底面に沿って進む浸透水の先端距離について解いた。表法の水際から堤防裏法先までの距離 b に到達するのに要する時間を T とし、洪水継続時間を t' として、 $t_m^* = t'/T$ で定義した透水性基礎地盤上の堤防脆弱性指標 式(3)を得た。

$$t_m^* = \frac{2(m+1)mk_1H - m(2m-1)k_2D}{2m-1} \frac{Ht'}{mH + (m+1)D} \frac{Ht'}{\lambda b^2} \quad (3)$$

ここに k_1 、 k_2 はそれぞれ堤体と基礎地盤の透水係数であり、 m は、相似形で与えられる浸潤線の式の指数である。

図-6の外水位上昇時の堤防脆弱性指標の概念図に示す不透水性基盤上にある堤体浸透流については、式(3)において $D=0$ となり、指数 m については内田の浸潤線の式に一致するように $m=3/2$ を与える。このとき、不透水性基盤上の堤防脆弱性指標は 式(4)で表される。

$$t_m^* = \frac{t'}{T} = \frac{8}{3} \frac{t'kH(t)}{\lambda b^2} \quad (4)$$

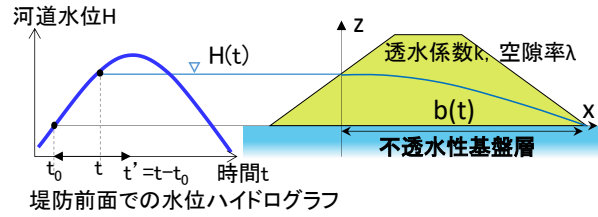


図-6 外水位上昇時の堤防脆弱性指標の概念図

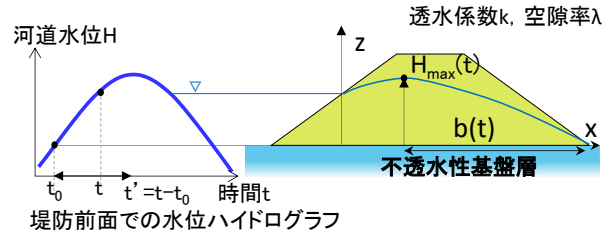


図-7 外水位下降時の堤防脆弱性指標の概念図

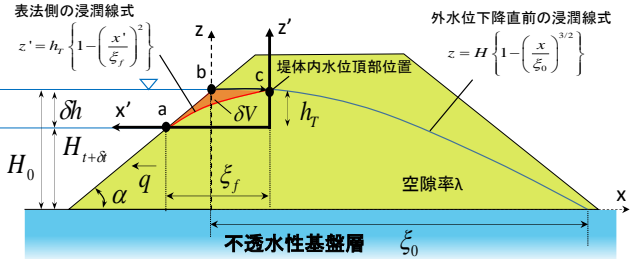


図-8 外水位下降時の堤体浸潤線解析法の概念図

(2) 外水位下降時の堤防脆弱性指標

2章で示したように外水位下降時に、堤体内に残留する水により浸潤線頂部の水頭が裏法側へ移動する浸透流が生じ、水位頂部位置の移動に伴い裏法側に向かう浸透流の領域も変化することが分かった。このため、図-7の外水位下降時の堤防脆弱性指標の概念図に示すように外水位下降時の堤体浸透破壊の危険性は式(4)の物理量のうち外水位と浸透流の水平距離を、それぞれ堤体内頂部高さ H_{max} と堤体内水位頂部位置から堤防裏法先までの距離 b と取ることにより堤防脆弱性指標を評価する。ここで、 H_{max} と b の算定法を以下に示す。

H_{max} と b は外水位上昇時の内田の非定常浸潤線式⁸⁾と著者らによる外水位下降時の非定常浸潤線式⁶⁾との組み合わせにより堤体内水位頂部位置の時間変化を表す式を導き、これに基づき算定する。内田の非定常浸潤線式は、流線網解析と外水位に対する浸潤形状の相似則との組み合わせにより求まり、式(5)で表される。

$$z = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{3/2} \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{8kH}{3\lambda}} t \quad (5)$$

ここに、 z ：堤体内浸潤線の水位、 x ：堤体内の水位に対応する浸潤線の位置、 H ：外水位、 ξ ：浸潤線フロントの位置、 k ：堤体内透水係数、 λ ：空隙率、 t ：洪水継続時間である。

外水位下降時の非定常浸潤線式は、新たに導入した x' - z' 座標系において、大規模浸透実験結果に基づく流線網解析⁶⁾により求めた堤体内水位頂部より表法側の浸潤線式(6)を用いその時間変化、すなわち堤体内水位頂部位置の移動を水の連続条件により求めた。

$$z' = h_r \left\{ 1 - \left(\frac{x'}{\xi_f} \right)^2 \right\} \quad (6)$$

ここに、 x' ：堤体内水位頂部からの水平距離、 z' ：降下する外水位からの高さ、 ξ_f ：表法側の浸潤線フロントの位置である。具体的には堤体内水位頂部位置が外水位下降直前の浸潤線に沿って移動することから、図-8に示す橙色でハッチした領域の単位時間当たりの飽和域の体積変化量と、排水量が一致する式(7)の条件を用いて堤体内水位の頂部位置を求める。

$$\lambda \delta V = q \delta t \quad (7)$$

ここに、 λ ：堤体内の空隙率、 δV ：浸透時間あたりの堤体内の飽和域の体積変化量、 q ：単位時間当たりの表法側への浸出量、 δt ：浸出時間である。

外水位降下直前の堤体内浸潤線形状が、式(5)の内田の式で表されるとすると、図-8に示す ab 、 bc 、 ac 間の z' はそれぞれ式(8)、(9)、(10)で表現出来る。

$$z' = -x' \tan \alpha + \xi_f \tan \alpha \quad (8)$$

$$z' = H_0 \left[1 - \left\{ \left(\frac{x' - \xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \right] - H_{t+\delta t} \quad (9)$$

$$z' = h_r \left\{ 1 - \left(\frac{x'}{\xi_f} \right)^2 \right\} \quad (10)$$

堤体内飽和域の体積変化量は、 $x'=0$ から ξ_f の間で ab 、 bc の2区間に分割し、 ab 区間では、式(8)-式(10)、 bc 区間では式(9)-式(10)を積分することにより、式(11)で表される。

$$\lambda \delta V = \frac{\lambda \delta h^2}{2 \tan \alpha} - \lambda \left(-\xi_f + \frac{\delta h}{\tan \alpha} \right) \left\{ \frac{2}{5} (\delta h + H_{t+\delta t}) \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - \delta h \right\} - \frac{2}{3} \lambda \xi_f \left\{ \delta h - (\delta h + H_{t+\delta t}) \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \quad (11)$$

ここに、 ξ_f ：外水位降下による表法上の浸潤線フロントの位置である。外水位下降に伴う排水量はDeppit-Forchheimer型で式(12)のように表現した。

$$q \delta t = \frac{k}{2 \xi_f} (H_{\max}^2 - H_{t+\delta t}^2) * \delta t = \frac{k}{2 \xi_f} \left[\left[H_0 \left\{ 1 - \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \right]^2 - H_{t+\delta t}^2 \right] * \delta t \quad (12)$$

式(11)と(12)は等しいことから水位頂部位置 ξ_f を時系列

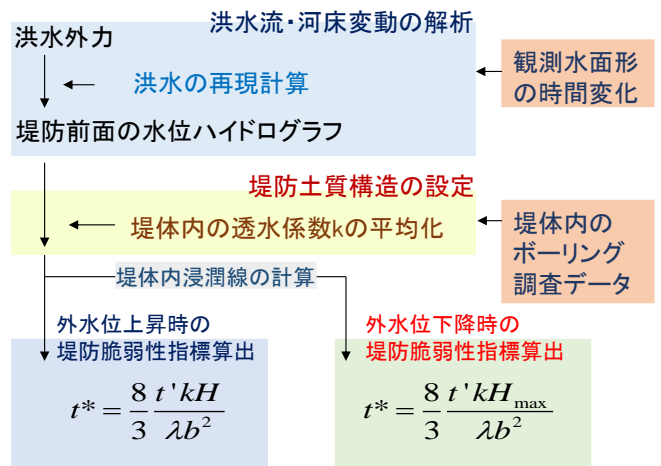
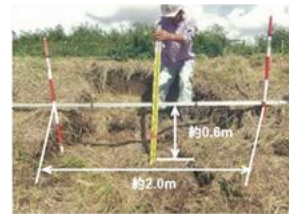


図-9 堤防脆弱性指標の算定フロー



(a) 堤防漏水



(b) 堤防裏法崩れ



(c) 堤防表法表土抜け出し

写真-1 鬼怒川平成27年9月洪水時の堤防浸透被害

的に求める。なお、 ξ_f の値を求める方程式は非線型であるため、収束計算により求める。更に、これらの非定常浸潤線式の組み合わせにより、堤防浸透実験で観測された一連の外水位変化に伴う堤体内浸潤線の時間変化及び堤体内水位頂部位置の移動を再現できることを確認している⁶⁾。図-8より堤体内水位頂部位置の高さ H_{\max} は、外水位降下直前での内田の式(5)において $x = \xi_f - \delta h \cot \alpha$ を代入することにより求め、堤防有効数幅 b は $b = \xi_0 + \delta h \cot \alpha - \xi_f$ の形で求める。

(3) 一連の外水位変化に対する堤防脆弱性指標の算定フロー

図-9に現地堤防を対象に堤防脆弱性指標を適用する際のフローを示す。まず、対象とする洪水について河道内の観測水面形の時間変化に基づく洪水流解析により、洪水を再現し堤防際の縦断的な水位ハイドログラフを求める。次に堤防の土質・構造をボーリング調査データや堤防断面測量データに基づき設定する。以上より得られた

堤防際の水位ハイドログラフと堤体平均透水係数、堤防断面形状を用いて洪水時の堤防脆弱性指標を算出する。

4. 鬼怒川平成27年9月洪水時における堤防脆弱性指標の検討

大規模な洪水が発生し、多くの場所で堤体浸透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を算出する。本洪水時には、写真-1に示すように堤防の表法と裏法両側の浸透被害が見られたが、洪水減水期には、河川を流れる水により表法面が押さえられていることから、表法側の堤体土の流出は水際付近に限定され、裏法面に比して軽微な被害であることが多い。また、表法面の被害は、比較的早く修復が可能である。よって本論文では、(a)、(b)に示すような大規模な土崩れの発生した裏法側の堤体浸透破壊に着目し検討する。

(1) 大規模漏水が発生した左岸18.0km堤防を対象とした外水位下降時の堤体安定性の検討

福岡、田端⁹⁾によって、平成27年9月鬼怒川洪水時の観測水面形に基づいた洪水流河床変動解析が実施されており、この解析から得られた堤防際の水位ハイドログラフを用いて堤防脆弱性指標を算出する。図-10に示す鬼怒川堤防際の水位ハイドログラフを用い、鬼怒川左岸18.5 kmにおける外水位下降時の堤体内浸潤線を計算した結果を図-11に示す。時間は、洪水継続時間を示している。堤体の平均透水係数は $k=3.5 \times 10^{-5}$ m/sである。堤体平均透水係数を用いて計算した浸潤線は、実線で示すように外水位下降終了時点においても堤体の中央付近までしか到達していない。実際は左岸18.5 kmで洪水時に大量の漏水が確認されており、水防活動が実施されていた。このことから、洪水中に浸潤線が裏法先に到達していたものと考えられる。そこで図-11の破線で示す浸潤線が裏法先に到達する場合の透水係数を求めると堤体平均透水係数の7倍にあたる $k=2.1 \times 10^{-4}$ m/sとなる。

図-12には、鬼怒川左岸18.5 kmにおける堤防脆弱性指標の時間変化を示す。緑線で堤体平均透水係数を用いた堤防脆弱性指標の値を、青線で漏水の発生事実に基づき同定した透水係数を用いた堤防脆弱性指標の値を示している。両条件共に外水位下降時の堤体内水位頂部位置の移動に伴う堤体裏法側での堤防有効幅 b の減少と、浸透継続時間 t' の蓄積により堤防脆弱性指標の値は増加し続けることが分かり、このことが実際に外水位下降時になってから堤防浸透破壊が起こる有力な原因の一つと考えられる。

(2) 鬼怒川左岸堤防を対象とした堤防脆弱性指標の縦断評価

表-1にボーリング調査データと土質横断図に基づき求

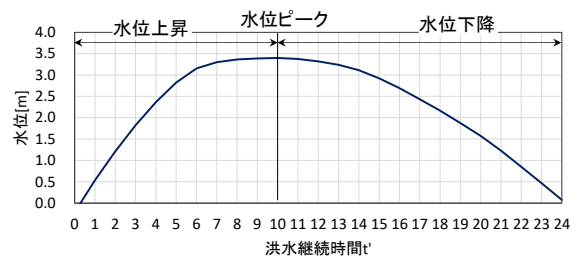


図-10 鬼怒川左岸18.5 km堤防際の水位ハイドログラフ

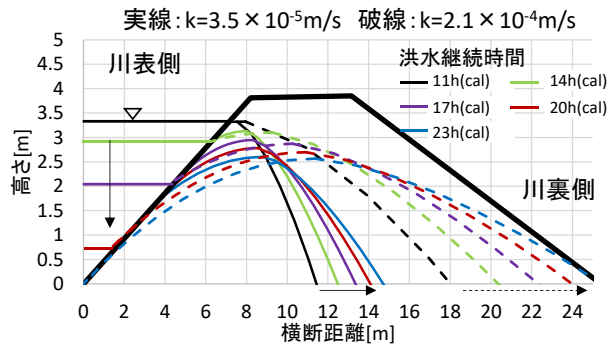


図-11 鬼怒川左岸18.5 km堤防の外水位下降時の堤体内浸潤線解析結果

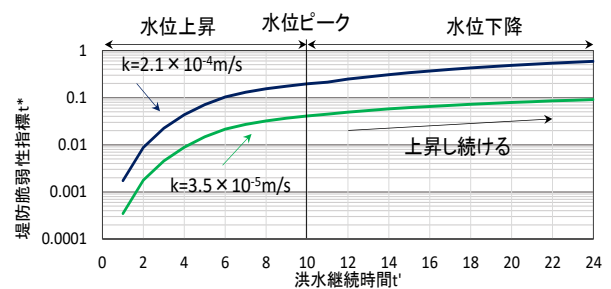


図-12 鬼怒川平成27年9月洪水時の左岸18.5kmにおける堤防脆弱性指標

表-1 鬼怒川堤防堤体平均透水係数

縦断距離[km]	Creager 透水係数k[m/s]	漏水実績から同定 透水係数k[m/s]	縦断距離[km]	Creager 透水係数k[m/s]
6.25	5.16E-07	-	23.00	4.93E-06
8.25	8.62E-07	-	26.25	6.97E-06
9.25	1.52E-06	-	29.00	2.11E-08
13.00	1.96E-04	-	32.25	3.70E-09
17.75	5.00E-06	-	35.40	3.90E-05
18.50	3.50E-05	1.20E-04	42.00	2.90E-09
20.25	2.74E-05	-		

めた鬼怒川左岸堤防縦断透水係数を示している。図-13には、求めた透水係数を用いて算出した鬼怒川平成27年9月洪水の水位ピーク時と水位下降終了時点の堤防脆弱性指標の縦断分布と堤防被災箇所を示す。外水位ピーク時点での堤防脆弱性指標が高い値を示す区間において堤防被害が多く発生しており、堤防被災箇所を概ね説明している。外水位下降時においても特に外水位ピークの時点で値が高く算出された箇所ほど外水位下降時には堤体浸透破壊の危険性は高まる傾向にあり、堤防脆弱性指標の両者の値の相対関係は、洪水ピーク時点とほとんど変化しないことが分かる。さらに外水位下降時の堤防脆弱性指標の値は洪水ピーク時点から最大でも3倍程度と変化量は小さく、外水位下降時の堤防脆弱性指標の値と

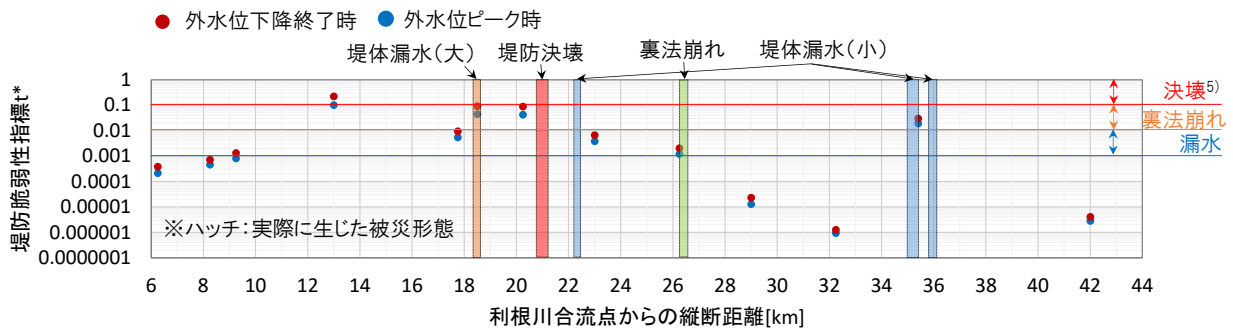


図-13 鬼怒川平成27年9月洪水時の堤防脆弱性指標縦断分布

堤防被災の程度との関係は、図-13に示す福岡、小高ら⁵⁾により外水位上昇時の堤体漏水、裏法崩れ、堤防決壊のそれぞれが起りやすい堤防脆弱性指標として示されている値の範囲と同様であることが分かった。以上より、外水位ピーク時に堤体浸透破壊の危険性が高い区間が外水位下降時においても危険が続くことが示された。

5. 本手法の適用性を高めていく上での調査・検討課題

(1) 堤体内水位観測に基づく透水係数算定法の確立

透水試験やCreagerの推定法を用いると、求まる現地堤防内の透水係数は2オーダー程度の幅でバラつくことがある。本検討においても鬼怒川左岸18.0km堤防においてCreagerの方法で推定した透水係数と漏水実績に基づき設定した透水係数が7倍程度異なる結果が得られている。これは堤防脆弱性指標に含まれる物理量のうち透水係数 k の値が大きくばらつくことに関係する。現地堤防への適用性を高めていくためには、現地透水係数の算定精度を高めることが必要である。河川の水面形観測が治水計画の精度を高め粗度係数を合理的に決めているのと同様に、洪水時に堤体内水位観測を行い、堤体内浸透流の水面形の式から透水係数を逆算し設定していくことが重要となる。また、洪水時の堤体漏水箇所や法崩れの発生時刻を記録することも堤体平均の透水係数を推定する上では重要な資料となる。

(2) 外水位下降時に着目した模型堤防浸透破壊実験

堤防脆弱性指標が、力学的相似条件を与えることが示されており⁵⁾、この指標に基づく条件での堤防模型により現地堤防で生じる破壊形態の検討が可能である。今後は、外水位下降時に裏法先に堤体内浸透流が集中し、堤防の浸透破壊危険性が高まり、堤体崩壊に至る現象を見ることが出来るか模型実験に基づく検証が期待される。

6. 結論

大規模堤防浸透実験結果に基づき流線網解析により導

出した外水位の上昇から下降までの一連の変化に対する浸潤線式を応用し、外水位下降時の堤防脆弱性指標を提示し、鬼怒川平成27年9月洪水に適用した。

外水位下降時の堤防脆弱性指標の値は、ピーク水位時の堤防脆弱性指標値よりも高くなることが解析的に説明され、水位下降時の堤防の破壊危険性に留意する必要性が示された。さらに、堤防脆弱性指標の精度は透水係数の値に大きく影響されることから、今後は脆弱性指標の高い堤防箇所を中心に、堤防浸透流の水面形を測り、堤体透水係数の適切な算定法を確立することと外水位下降時の堤体浸透破壊に着目した研究の必要性を示した。

参考文献

- 1) 福岡捷二：洪水流の水位と流量の今日的考え方，多点で観測された洪水水位と水面形から河道の水理システムを見える化する，土木学会論文集B1（水工学），Vol.73，No.4，I_335 - I_340，2017。
- 2) 福岡捷二：洪水水面形観測情報の広域的・統合的活用による流域治水の考え方の構築に向けて，河川技術論文集，第23巻，pp.251-256，2017。
- 3) 福岡捷二，田端幸輔：堤体基礎地盤の透水性・堤防強化対策を考慮した堤体内非定常浸潤線解析法の開発と堤防破壊危険確率の低減効果の見積りに関する研究，河川技術論文集，第22巻，pp.261-266，2016。
- 4) 福岡捷二，田端幸輔：堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化，第4回河川堤防技術シンポジウム，pp.61-64，2016。
- 5) 福岡捷二，小高猛司，田端幸輔：現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件—堤防脆弱性指標，第5回河川堤防技術シンポジウム，pp.79-82，2017。
- 6) 上村勇太，福岡捷二，田端幸輔：水位の上昇・下降に伴い変化する河川堤防浸潤線の評価法に関する研究，土木学会論文集B1，Vol.74，No.4，pp.1255-1260，2018。
- 7) 小橋和俊，古本一司，森 啓年ら：堤防管理技術高度化のための堤体内水位観測方法の開発に関する共同研究報告書，独立行政法人土木研究所，2008。
- 8) 内田茂男：自由境界を有する非定常浸透流について，土木学会誌，pp.58-62，1952。
- 9) 福岡捷二，田端幸輔，出口桂輔：平成27年9月洪水における鬼怒川下流区間の流下能力，河道貯留及び河道安定性の検討，河川技術論文集，第22巻，pp.373-378，2016。

(2018.4.3受付)