

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

堤防破壊危険確率 堤防脆弱性指標 準二次元非定常浸透流解析

中央大学研究開発機構
中央大学研究開発機構

○福岡 捷二
田端 幸輔

1. はじめに

わが国における近年の豪雨・洪水外力の巨大化は、大規模水害の発生の危険性を著しく高めている。このような状況変化の中で必要なことは、長大な土構造物である堤防のどの場所が、いつ、どのような破壊をするのかを推定し、堤内地の地域の状況に応じてどの程度の時間を避難に要するのか等を踏まえた上で、河道整備や堤防強化対策を主軸とした減災対策を着実にやっていくことである。

これまで著者らは、洪水時における堤体部分の破壊危険性を推定することを目的とし、堤体下の基盤を不透水性と仮定し、堤防破壊危険確率を算定する手法を提案した¹⁾。また、洪水外力と堤体構造特性で表される堤防脆弱性指標を導き、この値が堤防破壊危険確率と強い相関を持ち、破壊危険箇所を推定可能であることを示してきた²⁾。更に、堤体直下の基盤が透水性である場合は、堤体に浸透した水の一部が基盤層に抜け出ることにより堤体内浸潤線が低下し、被害が軽減されることに着目し、これを表現できる浸透流解析手法を考案した³⁾。

本研究では、堤防直下の基盤層の透水性を考慮した準二次元浸透流解析手法に基づいて堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標を算出する手法を提示する。そして鬼怒川平成27年9月洪水を例に、堤防破壊危険確率を算定せずとも、堤防脆弱性指標を用いることにより、洪水時の堤防破壊危険性を説明可能であることを示す。また、堤防決壊や裏法崩れ等が生じた長良川、鬼怒川、矢部川堤防と、越水が生じたが無被害であった桂川堤防において、堤防破壊危険確率と脆弱性指標を算出し、洪水水位の増大に伴う両者の関係を時間的に追跡することで堤防破壊危険タイムラインを描く。これより堤体被災プロセスの見える化を可能とし、いつ、どのような規模の破壊が発生するのかを概ね推定できることを示す。

2. 検討方法

2.1 堤防破壊危険確率

(1) 堤防破壊危険確率算定の流れ

本研究における堤防破壊危険確率計算の流れを図1に示す。洪水水面形の時間変化に基づいた非定常洪水解析等により求めた堤防前面の水位ハイドログラフを境界条件として、堤体土質定数(透水係数, 粘着力, 内部摩擦角)のばらつきを考慮し、堤体内浸潤線に基づく浸透・裏法滑り破壊危険確率をモンテカルロ法により算出する。

浸透による堤防破壊危険確率は、(2)で説明する準二次元浸透流解析によって得られる堤体内浸潤線が、裏法面のい

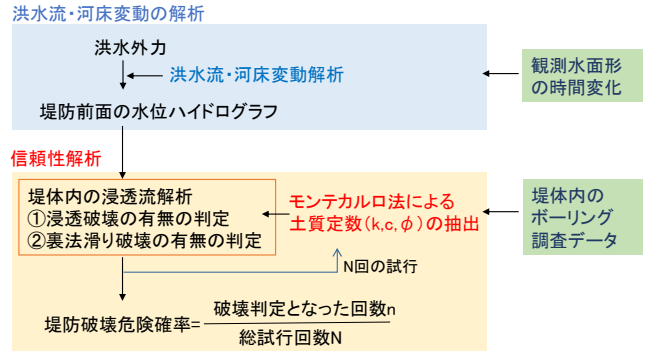


図1 堤防破壊危険確率計算の流れ

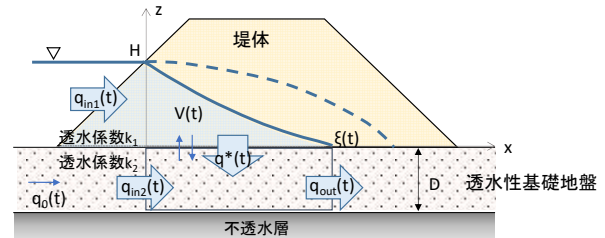


図2 浸透流の動きを準二次元的に捉えた模式図

ずれかの地点に達した場合に浸透破壊の危険性が高まると考え、堤体内浸潤線の裏法面への到達回数を総試行回数で割ることで算出する。また、裏法滑りによる堤防破壊危険確率も同様に、堤体裏法の滑り面の力の釣り合いを円弧滑り法によって評価し、安全率が1より小さくなった場合に裏法滑り破壊の危険が高まると考え、安全率が1以下となった回数を総試行回数で割ることで算出する。

(2) 堤体と基盤の透水性を考慮した準二次元非定常浸透流解析手法

堤体直下の基盤が不透水性である場合、堤防の非定常浸潤線は、内田茂男の式⁴⁾(式(1))により表すことができる。

$$z(x,t) = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \quad \xi(t) = \sqrt{\frac{8 k_1 H}{3 \lambda} t} \quad (1)$$

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 : 堤防前面の水深, ξ : 浸潤線フロントの位置, k_1 : 堤体の透水係数, λ : 空隙率, t : 時間である。ここで、 ξ を時間 t について解き、 ξ を水際から裏法先までの距離 B , t を浸透時間 T_{sp} に置き換えると、以下の式が得られる。

$$T_{sp} = \frac{3 \lambda B^2}{8 k H} \quad (2)$$

しかし、一般に堤体は人工構造物であるが、その基盤は自然の堆積物である。このため、基盤の透水性、厚さ等の

土質条件は場所によってさまざまである。堤防直下に透水性の高い土層が存在する場合、堤体に浸透した水の一部が下に抜け出すために堤体内浸潤線が低下し、結果的に堤体浸透や裏法滑りによる破壊危険度が減ずるものと推察される。この影響を定量的に評価することは、堤防の破壊危険箇所を推定する上で重要である。図2は、堤防直下に厚さ D の透水層がある場合の浸透流の動きを準二次元的に捉えた模式図を示したものである。堤体内への流入量 q_{in1} に加えて、下層から堤体へ流入するフラックス q^* 、透水層内の流入量 q_{in2} 及び流出量 q_{out} を考慮しており、このような状況での浸潤線解析法を示す。

浸潤線の関数形は内田茂男の式を参考に式(3)で表す。

$$z(x, t) = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^m \right\} \quad (3)$$

これを用いると、堤体内の浸透領域の単位幅あたりの体積 V 、堤体への流入量 q_{in1} は式(4)、(5)で表される。

$$V = \lambda \int_0^{\xi(t)} z(x, t) dx = \frac{m}{m+1} \lambda H \xi(t) \quad (4)$$

$$q_{in1} = k \int_0^H \frac{H - z(x, t)}{x} dz = \frac{m}{2m-1} \frac{k_1}{\xi(t)} H^2 \quad (5)$$

透水層へ抜け出る流量 q^* は q_{out} と q_{in2} の差に等しいと考えると以下のように表される。

$$q^* = q_{out} - q_{in2} = q_0(t) + m \frac{k_2 D H}{\xi(t)} \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{m-1} \Big|_{x=\xi} - q_0(t) = m k_2 D \frac{H}{\xi(t)} \quad (6)$$

ここに、 q_0 は透水性基礎地盤の $x < 0$ からの単位幅流入量を表している。堤体部分のコントロールボリュームの連続条件(式(7))に式(4)~(6)を代入し整理すると、式(8)の微分方程式が得られる。

$$\frac{dV}{dt} = q_{in1} - q^* \quad (7)$$

$$\frac{m}{m+1} \lambda H \frac{d\xi(t)}{dt} = \frac{m}{2m-1} \frac{k_1}{\xi(t)} H^2 - m k_2 D \frac{H}{\xi(t)} \quad (8)$$

この微分方程式を解くことで、透水性基礎地盤上の堤体盛土の浸潤線到達位置 ξ について以下の式が得られる。

$$\xi(t) = \sqrt{\frac{2(m+1)}{2m-1} \{k_1 H - (2m-1)k_2 D\} \frac{t}{\lambda}} \quad (9)$$

$$\frac{1}{2} < m < \frac{1}{2} \left(1 + \frac{k_1 H}{k_2 D} \right)$$

式(9)において m 値を 1.5、基礎層厚 D または透水係数 k_2 をゼロ、 $2(m+1)/(2m-1) \doteq 8/3$ とすると、内田茂男の式(式(1))と一致する。

(2) m 値の考え方

本手法により浸潤線の形状とフロント位置を計算するには、 m 値の決定が重要となる。浸潤線の形は堤体への流入量と透水層への抜け出し量のバランスによって決まる

表1 k_2/k_1 , D/H に対する m 値の分布表

k_2/k_1 D/H	0	0.1	0.5	1	2	5	10	20
0	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
0.1	1.500	1.500	1.500	1.500	1.426	1.060	0.858	0.711
0.5	1.500	1.500	1.472	1.075	0.823	0.660	0.588	0.545
1	1.500	1.500	1.118	0.860	0.700	0.591	0.546	0.527
2	1.500	1.384	0.866	0.710	0.614	0.547	0.528	0.518
5	1.500	1.014	0.671	0.592	0.549	0.520	0.510	0.505
10	1.500	0.821	0.591	0.548	0.524	0.510	0.505	0.503
20	1.500	0.691	0.548	0.524	0.513	0.505	0.503	0.502

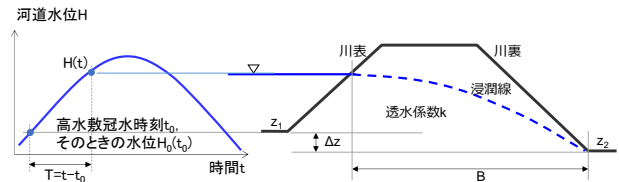


図3 堤防脆弱性指標の算出に用いる変数の定義

ことから、堤体と基礎地盤の透水係数 k_1 , k_2 、水深 H と基礎地盤厚さ D の組み合わせから m 値を決定する。ここでは、堤体・基礎層を考慮した浸透流数値解析により、 k_2/k_1 と D/H を変化させた際に得られる浸潤線形状から浸潤線近似式の m 値を求めた。浸透流数値解析の基礎式には、ダルシー則を適用した水平方向運動方程式と連続式から導出される一般的な鉛直二次元の浸透流の式を用いた。堤体と基礎層のそれぞれの圧力水頭の時空間変化を数値的に求め、鉛直方向の浸透流速は堤体と基礎層の圧力差、透水係数を用いてダルシー則により算出した。ただし、鉛直流速は極めて小さいことから静水圧分布を仮定した。

表1に、検討の結果得られた k_2/k_1 , D/H に対する m 値の分布表を示す。この表の左上(赤色)は、 k_2/k_1 , D/H が小さい場合で m 値は 1.5 に近づく。一方、右下(青色)はその逆の場合を示しており、 m 値は 0.5 に近づいていく。本研究では、検討対象とする現地の堤防及び基礎の土質構造から k_2/k_1 と D/H を設定し、表1の分布表に基づいて m 値を決定した。なお、 H には最大水深を用いるものとした。

2.2 堤防脆弱性指標

堤防破壊危険確率は、信頼性解析によって堤防破壊を確率論的に扱うことから、将来的には氾濫被害と関連付け水害リスク評価技術へと展開し、流域の減災適応策を検討、立案していく上で極めて重要な基礎技術となる。しかし、信頼性解析を用いなくても、堤防諸元、土質定数、河道水位等の基礎的なデータから堤防の脆弱性を表す指標を導き、堤防の破壊危険箇所を推定する手法を構築することは、堤防の破壊危険箇所を把握し、適切な河道、堤防管理を行っていく上で重要な意味を持つ。

著者らはこれまでに、不透水性基盤上の堤体の浸透破壊に対し、洪水位ハイドログラフ、堤防断面諸元、堤体土質定数を用いて、以下に示す堤防脆弱性指標を導出している。

$$t^* = \frac{T}{T_{sp}} = \frac{t - t_0}{3\lambda B(t)^2 / 8k_1 H(t)} = \frac{8(t - t_0)k_1 H(t)}{3\lambda B(t)^2} \quad (10)$$

ここに、 t_0 : 冠水した時の時刻である。この指標は、 $H_0(t_0)$

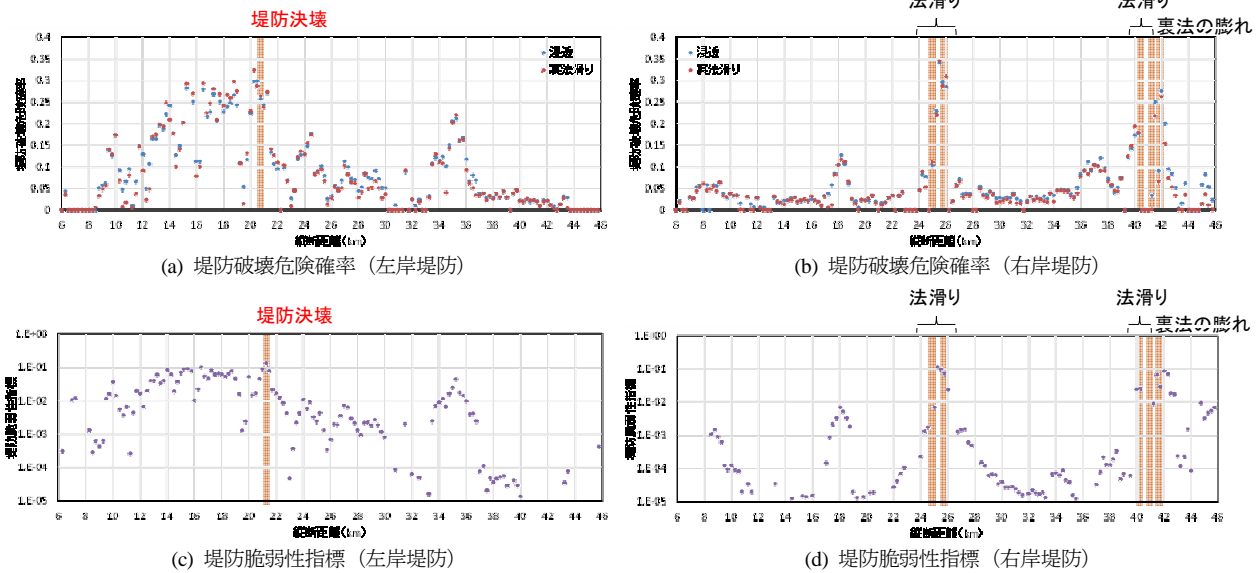


図4 鬼怒川の堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標の縦断分布

から $H(t)$ まで水位が上昇するまでの時間(冠水時間) T と、 $H(t)$ の水位が保たれたとした場合に、浸潤線が裏法先まで到達するのに要する時間(浸透時間)の比によって定義した無次元時間である(図3)。浸透時間には、内田茂男の式から導出される式(2)を用いている。

ここでは、堤体及び基盤の透水性を考慮できるように拡張した堤防脆弱性指標を導く。式(9)を時間 t について解き、 ξ を堤防表法の水際位置から裏法先までの距離 B とし、 t を浸透時間 T_{sp} に置き換えると、以下の式形が得られる。

$$T_{sp} = \frac{2m-1}{2(m+1)} \frac{\lambda B^2}{k_1 H - (2m-1)k_2 D} \quad (11)$$

そして、冠水時間 $t - t_0$ を T_{sp} で割ることで、基盤層の透水を考慮した脆弱性指標 t^* が導かれる。

$$t^* = \frac{2(m+1)}{2m-1} \left\{ k_1 H(t) - (2m-1)k_2 D \right\} \frac{t-t_0}{\lambda B(t)^2} \quad (12)$$

なお、式(12)において m 値を 1.5、基盤層厚 D または透水係数 k_2 をゼロ、 $2(m+1)/(2m-1) \approx 8/3$ とすると、不透水性基盤層上の堤体の堤防脆弱性指標(式(10))と一致する。

3. 鬼怒川平成27年9月洪水における堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標

2章で示した手法を用いて、鬼怒川平成27年9月洪水における堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標の縦断分布を算出し、堤体被災箇所との整合性を確認した。

鬼怒川の堤体、基盤の土質定数は、堤防ボーリング調査データを基に設定した。鬼怒川では、堤体の構成材料は砂混じり細粒分(FS)～細粒分混じり砂(SF)であった。また、透水係数は概ね $10^{-8} \sim 10^{-4} \text{m/s}$ の範囲で縦断的に分布しており、基盤が透水層である箇所の透水係数は、堤体と同様かやや小さい程度であり、基盤層の厚さは概ね5m以下程度である。

図4に、算出した鬼怒川左岸堤防の破壊危険確率と堤防脆弱性指標のそれぞれについての縦断分布を示す。堤防決

壊が生じた左岸21.0k付近、裏法滑りが生じた右岸26kや41k付近において、堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標が周囲に比べて相対的に高くなっており、被災発生箇所を良く捉えられていることが分かる。このことは、信頼性解析に基づく堤防破壊危険確率を用いなくても、堤防諸元、土質定数、河道水位等の基礎的なデータから堤防脆弱性指標を求めることで、堤防破壊危険箇所の推定が可能であることを示している。

4. 堤防破壊危険タイムラインの検討

次に、堤防決壊を含む顕著な堤防被災が生じた鬼怒川、長良川、矢部川堤防と、越水が生じたが堤体の大きな被災は生じなかった桂川堤防を対象に(表2)、堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標を算出した。そして、縦軸に堤防破壊危険確率を、横軸に堤防脆弱性指標をとったグラフ上に、両者の時系列変化をプロットすることで描かれる堤防破壊危険タイムラインの比較を行った。

表2 検討対象河川及び対象洪水

対象河川	対象洪水	被災箇所
鬼怒川	平成27年9月洪水	21k左岸/決壊(越水)
長良川	昭和51年9月洪水	33.8k右岸/決壊(浸透)
矢部川	平成24年7月洪水	11.8k右岸/裏法崩れ
桂川	平成25年9月洪水	7k右岸/越水したが堤体の大きな被災無し

図5に各河川の代表的な堤防被災箇所の堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標の時系列をタイムラインとして示す。図の実線は、基盤の透水性を考慮した式(9)、式(12)により算出した堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標から得られたものを、破線は基盤を不透水層と仮定した場合のものをそれぞれ示している。ただし、長良川33.8k右岸堤防の基盤は粘土であったため不透水性基盤条件の結果のみを示している。また、縦軸の堤防破壊危険確率値は、浸透または裏法滑りの破壊危険確率 ($P_{f1}+P_{f2}-P_{f1} \cdot P_{f2}$, P_{f1} : 浸透

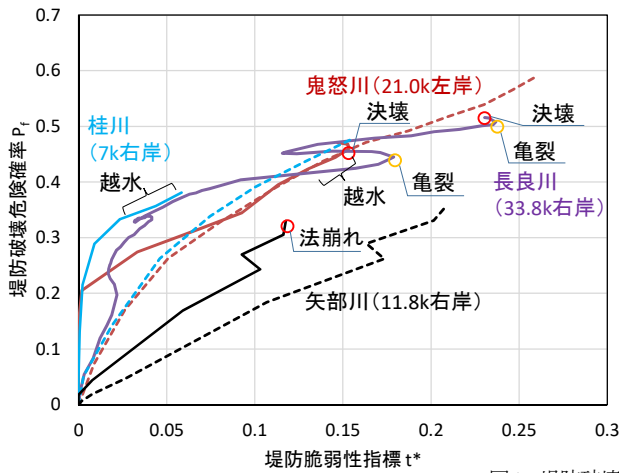


図5 堤防破壊危険タイムライン

破壊危険確率, P_{R2} : 裏法滑り破壊危険確率) としている。それぞれの堤防の m 値 (図 5 中の右表参照) は, 土質調査結果により k_1/k_2 , D/H を設定し, 表 1 に基づいて決定した。基盤層が粘土である長良川堤防では m 値は 1.5 となるが, 基盤が砂混じり礫である桂川堤防では m 値は 0.655 と小さくなる。

基盤層の透水性を考慮すると, 不透水性基盤を仮定した場合に比べて破壊危険確率, 脆弱性指標ともに小さくなるのが表現できている。ただし, 基盤が砂で構成される鬼怒川, 矢部川については, それほど大きな変化はなく依然として堤防破壊危険確率, 堤防脆弱性指標は高く算出される。一方, 基盤が礫分で構成されている桂川越水箇所では, 不透水層を仮定した場合, 堤防破壊危険確率, 堤防脆弱性指標は共に高く算定されるが, 透水性基盤層を考慮することにより, 両者の値はかなり小さくなるのが分かる。この結果, 桂川越水箇所のタイムラインは左下の範囲にシフトすることになり, 鬼怒川決壊箇所や裏法崩れ・亀裂が発生した矢部川 11.8k 等に比べて堤防破壊危険性が十分小さかったことが明確に現れている。

また, 堤防破壊危険確率 P_f と堤防脆弱性指標 t^* が高くなるにつれて, 被災の規模が大きくなる傾向にあることが確認でき, P_f が 0.30, t^* が 0.10 を超えると裏法崩れ被害 (矢部川) が, P_f が 0.45, t^* が 0.15 を越えると堤防決壊 (鬼怒川, 長良川) が生じる危険性が高まることが分かる。

以上より, 堤防の破壊危険性を評価する上で, 堤防直下の基盤層の厚さと透水性を考慮することは重要であり, 本提案手法によってその効果, 影響を定量的に扱うことができ, 更に堤防破壊危険タイムラインを描くことで, 洪水外力, 堤防諸元, 堤体及び基盤層土質構造の異なる河川堤防に対しても破壊危険性を統一的に説明でき, 堤防被災プロセスの見える化が可能となることが示された。

5. おわりに

本研究では, 堤体, 基盤層の透水性を考慮した堤防破壊危険確率, 堤防脆弱性指標の算定法を提示し, 鬼怒川平成

実線: 透水性基盤条件とした場合
破線: 不透水性基盤条件とした場合
但し長良川33.8k右岸の基盤は粘土(不透水性)のため不透水性基盤条件の結果のみを表示

対象河川	被災箇所	土質構造		k_2/k_1	D/H	m値
		堤体	基盤			
鬼怒川	鬼怒川 21k左岸	シルト混じり砂	砂	0.95	2.22	0.724
長良川	長良川 33.8k右岸	砂混じりシルト	粘土	0.00	0.00	1.500
矢部川	矢部川 11.8k右岸	砂礫~ シルト混じり砂	シルト質砂	0.32	0.40	1.490
桂川	桂川 7k右岸	シルト混じり砂	砂混じり礫	2.33	1.23	0.655

27年9月洪水時に実際に起こった堤体破壊との照合により解析法の妥当性を確認したと共に, 堤防脆弱性指標を用いることにより被災発生箇所を良好に説明できることを示した。また, 堤防破壊危険タイムラインを追跡することで, 堤体被災プロセスの見える化を可能とした。

以下に, 本検討から得られた今後の課題を示す。

- (1) 鬼怒川, 長良川, 矢部川堤防のように全国の河川堤防について破壊危険タイムラインの形で堤防破壊危険性を見える化し, 破壊がいつ, どこで, どのような被災形態と規模で発生するかを検討し, 堤防管理, 水防等に生かす。
- (2) 堤防及び基礎地盤データの蓄積・分析と準二次元浸潤線解析法の信頼度の向上を図っていく必要がある。このためには, 河川堤防ボーリング調査データに基づいて, 堤体及び基盤層の土層構造, 層を構成する土の粒度分布, 透水係数, 層厚等を調べ, 実際に堤体が被災箇所や, 被災形態との関連性を検討していく。また, 堤体内水位観測データを蓄積し, これらのデータに基づいて, 本検討で提案した手法の妥当性や適用限界を検討していく。

謝辞

本検討で用いた堤防及び洪水に関する貴重なデータの収集には, 国交省水管理・国土保全局河川環境課, 関東地方整備局河川計画課, 中部地方整備局河川計画課, 近畿地方整備局河川計画課の多大なるご協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田端幸輔, 福岡捷二, 瀬崎智之: 超過洪水時における堤防破壊確率評価手法に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.71, No.4, I_1273-I_1278, 2015.2.
- 2) 田端幸輔, 福岡捷二: 堤防破壊確率と堤防脆弱性指標に基づいた堤防危険箇所の推定法, 第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.61-64, 2015.12.
- 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, 2016.7.
- 4) 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.