

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

DEVELOPMENT OF SEEPAGE LINE ESTIMATION METHOD
CONSIDERING PERMEABLE FOUNDATION GROUND UNDER THE LEVEE
AND REINFORCING AGAINST THE LEVEE FAILURE

福岡 捷二¹・田端 幸輔²
Shoji FUKUOKA and Kosuke TABATA

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

²正会員 工博 中央大学研究開発機構助教 (同上)

It is important to evaluate the probability of levee failures during floods and consider the countermeasure by reinforcement to reduce the flood risk due to levee breach. The authors developed the evaluation method for failure probability of levees on the impermeable foundation ground. However, the present evaluation method is not able to explain how permeable foundation ground under the levee and levee reinforcement affect seepage lines in the levee, and also probability of levee failures.

In this study, we develop a new estimation method of unsteady quasi-two dimensional seepage lines in the levee by considering the permeable foundation ground under the levee and executing levee reinforcements. Furthermore, effects of the levee reinforcement on reduction in the probability of levee failures are investigated by the new estimation method.

Key Words: levee, unsteady quasi-two dimensional seepage line, permeable foundation ground, levee reinforcement, probability of levee failure

1. 序論

流域水害リスクを低減させるためには、延長の長い堤防の破壊危険箇所を縦断的に把握し、具体的な堤防強化対策を検討していくことが望まれる。著者らは時間的に変化する洪水外力を用い、堤体直下の基盤は不透水層であると仮定して洪水時の堤体内浸透流、裏法滑り解析と堤防土質データのばらつきを考慮した信頼性解析を用い、長い土構造物としての堤防の浸透・裏法滑りによる破壊危険確率を算定する手法を提案し、実河川に適用してきた。しかし、自然のさまざまな基盤上につくられている堤防にこの手法を適用していくには、堤体基盤が不透水層か透水層か、または互層か、透水層の粒径分布がどのようなものか等の影響を理解することが重要であることが明らかとなった。更には、堤防自身の強化対策の有無によって変化する堤体内浸潤線を適切に評価・算定できる技術の確立が必要である。

本研究ではまず、堤体に接して透水性基盤層がある

場合の堤体内非定常浸潤線の準二次元評価法を開発し、これまでKochinaら²⁾によって導かれた不透水性基盤、赤井ら³⁾によって導かれた透水性基盤上の均質材料による堤体内一次元浸潤線の解析解との比較を行う。次に、十勝川千代田実験水路で実施された実スケール堤防模型実験⁴⁾で計測された堤体内浸潤線データを用いて、開発した手法の適用性を検討する。最後に、堤防強化工法として前腹付けやドレーン工を設置した場合の堤体内非定常浸潤線の評価法を示し、これを用いて堤防強化対策の実施が堤防破壊危険確率をどの程度減ずるかを検討する。

2. 堤防破壊危険性評価における堤体内浸潤線算定法の基本的考え方

著者らの堤防破壊危険確率算定¹⁾の考え方を図-1に示す。外力として洪水水面形の時間変化に基づいた非定常洪水流解析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、堤体土質定数のばらつきを考慮し、

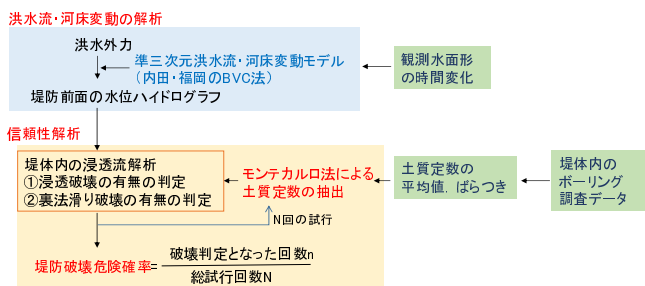


図-1 堤防破壊危険確率算定の考え方

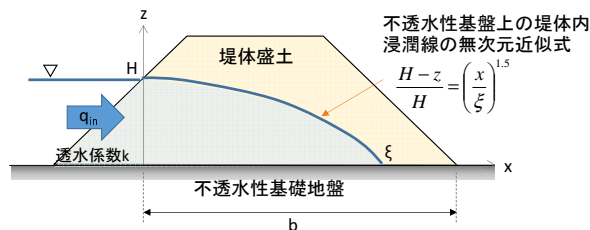


図-2 不透水層上の堤体内の浸潤線

堤体内浸潤線に基づく浸透・裏法滑り破壊確率をモンテカルロ法により算出する。本手法では、堤体内浸潤線が堤防裏法に到達すると浸透破壊が生じ、また、円弧滑り計算により裏法滑りの安全率が1を下回ると裏法滑り破壊が生じるものとしている。なお、本解析では堤体内への降雨浸透は考慮していない。

実務で使われている堤防安全性照査⁶⁾では、照査対象断面を設定し、詳細な土層構造、土質定数分布を与え、飽和・不飽和鉛直二次元浸透流解析により浸潤線を算出する。しかし、ここで扱う手法は、設定した照査断面で詳細な浸潤線解析を行うことよりも、堤防が長大構造物であることを考慮し、堤防の縦断的な破壊危険箇所を推定することに重点を置いており、このことが従来の方法と大きく異なる。このため、河道平面形や抵抗特性が反映された外水位の時間変化と洪水継続時間、縦断的な堤体断面形状と堤体土質定数のばらつきが考慮できる計算負荷の少ない浸潤線解析法を狙いとして内田の式⁷⁾ (式(1))を用い、堤体内浸潤線を解析してきた(図-2)。この式は、ダルシー則が成り立つ浸透流場におけるラプラス方程式を関数法によって解くことで得られた近似解である。

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

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 : 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。

ここで、 ξ を時間 t について解き、 ξ を堤防幅 B 、 t を浸透時間 T に置き換えると、以下の式が得られる。

$$T = \frac{3\lambda B^2}{8kH} \quad (2)$$

式(2)は、堤防幅 B が大きいと浸透時間 T は長くなり、一方で堤体透水係数 k が大きく、外水位 H が高ければ浸透時間 T は短くなるという洪水時の堤体内を浸透する水の移動の特徴を的確に捉えた指標である。また、土中の水平方向二次元浸透場を想定し、堤体内の浸透現象を規定する次元量に H 、 B 、 k 、 t を選び、 π 定理を適用すると式(2)の式形が容易に得られる。

著者らは、式(2)の浸透時間と洪水継続時間の無次元量より、式(3)の t^* を堤防脆弱性指標と定義した⁸⁾。

$$t^* = \frac{t - t_0}{\lambda b(t)^2 / kH(t)} = \frac{(t - t_0)kH(t)}{\lambda b(t)^2} \quad (3)$$

ここに t_0 は堤体が冠水し始める時刻、 b は H に対応する堤体表法面の水際位置から堤体裏法先までの距離である。

洪水により堤体被災が生じた複数の大河川を対象とし、破堤を含む崩壊等の大規模な堤防被災箇所では、この堤防脆弱性指標が高い値($t^* > 10^3$)をとることを示し⁸⁾、堤防破壊危険確率と t^* の関係が堤防破壊のタイムラインを適切に表現することを示している。特に、堤防脆弱性指標 t^* は、入手が容易なデータから算出できることから、今後、堤防破壊危険箇所の推定や、洪水時の危機管理、水防活動への応用が期待される。

しかし、これまでは堤体の直下が不透水層である場合について、式(1)によって堤体内浸潤線を一次的に解析しているため、堤体下に透水層が存在する場所では、浸透水の一部が透水層に抜け出するため、堤防の浸透・裏法滑り破壊確率が大きめに評価されていると考えられる。堤体直下に透水性基礎地盤が存在するケースは一般的に見られることから、透水性基礎層が存在することも考慮に入れて堤体内浸潤線を推定し、堤防破壊危険性を評価することが求められる。

次章では、内田の式を拡張し、堤体内の浸透水の一部が堤体直下の透水性基盤へ抜け出すこと、堤体に流入することを考慮できる準二次元堤体浸潤線の解析法を検討する。

3. 堤体直下に透水性基盤層がある場合の堤体浸潤線の準二次元解析法

(1) 基本的考え方

図-3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す。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導く。本研究では、これまでの不透水層基盤上の解析⁷⁾と同様、堤防破壊危険箇所の推定を目的としている。このため、透水層がある場合の堤体内浸潤線を工学的に十分な精度で表現できれば十分であると考えられる。浸潤線の関数形は内田の式を参考に式(4)で表す。

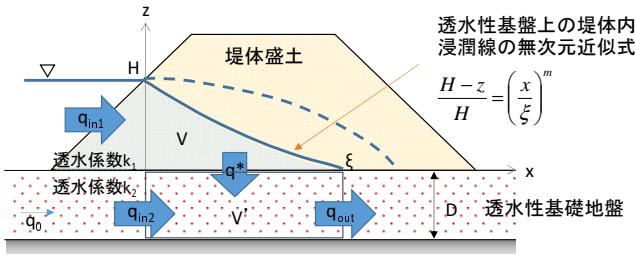


図-3 堤体下に透水層がある場合の堤体内の浸潤線

$$z(x,t) = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^m \right\} \quad (4)$$

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(5)、(6)で表される。

$$V = \lambda \int_0^{\xi(t)} z(x,t) dx = \frac{m}{m+1} \lambda H \xi(t) \quad (5)$$

$$q_{in1} = k \int_0^H \frac{H-z(x,t)}{x} dz = \frac{m}{2m-1} \frac{k_1}{\xi(t)} H^2 \quad (6)$$

基盤層のコントロールボリュームの流入量及び流出量を規定する動水勾配は、堤体の浸潤線の水面勾配と同じであると考え、 q_{in2} 、 q_{out} はそれぞれ以下のように表す。

$$q_{in2} = q_0(t) - k_2 D \frac{dz(x,t)}{dx} \Big|_{x=0} \quad (7)$$

$$= q_0(t) + m \frac{k_2 D H}{\xi(t)} \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{m-1} \Big|_{x=0} = q_0(t)$$

$$q_{out} = q_0(t) + m \frac{k_2 D H}{\xi(t)} \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{m-1} \Big|_{x=\xi} \quad (8)$$

$$= q_0(t) + m k_2 D \frac{H}{\xi(t)}$$

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。また、基盤層のコントロールボリュームの連続条件は式(9)となることから、これに式(7)、(8)を代入し整理すると、堤体から基盤層へ抜け出すフラックス q^* は、式(10)となる。

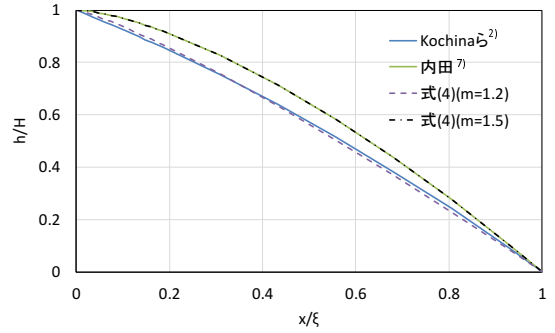
$$\frac{dV'}{dt} = \lambda D \frac{d\xi(t)}{dt} = q_{in2} + q^* - q_{out} \quad (9)$$

$$q^* = \lambda D \frac{d\xi(t)}{dt} + m k_2 D \frac{H}{\xi(t)} \quad (10)$$

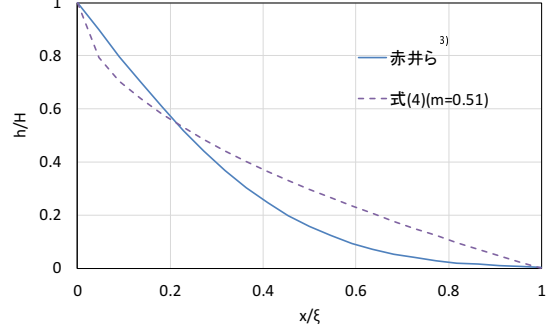
次に、堤体部分のコントロールボリュームの連続条件は、式(11)となることから、これに式(6)、(10)を代入し整理すると、式(12)の微分方程式が得られる。

$$\frac{dV}{dt} = q_{in1} - q^* \quad (11)$$

$$\frac{m}{m+1} \lambda H \frac{d\xi(t)}{dt} = \frac{m}{2m-1} \frac{k_1}{\xi(t)} H^2 - \lambda D \frac{d\xi(t)}{dt} - m k_2 D \frac{H}{\xi(t)} \quad (12)$$



(a) 不透水層上にある堤体内の無次元浸潤線



(b) 透水層上にある堤体内の無次元浸潤線

図-4 本手法により算出した浸潤線と解析解との比較

この微分方程式を解くと、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。

$$\xi(t) = \sqrt{\frac{2(m+1) m k_1 H - m(2m-1) k_2 D H t}{2m-1 m H + (m+1) D} \frac{H}{\lambda}} \quad (13)$$

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

(2) 適用性の検証 — 一次元解析解との比較 —

Kochina²⁾は、不透水層上の堤体中の一次元非定常浸透流の解を、差分法と級数展開により求めている。

$$z = \alpha H$$

$$\alpha = -\beta(\xi - \beta) - \frac{1}{4}(\xi - \beta)^2 - \frac{1}{72b}(\xi - \beta)^3 + \frac{1}{576\beta^2}(\xi - \beta)^4 + \dots, \xi = \sqrt{\frac{2\lambda x^2}{kHt}}, \beta = 1.14277 \quad (14)$$

一方、赤井³⁾は、基盤層厚が堤体内水深に比べて十分大きく、堤体と基盤層の透水係数が同じである場合の帯水層内の浸透流の基礎式から、式(15)に示す一次元の熱伝導型の解析解を得ている。

$$z = H \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{kDt/\lambda}} \right) \quad (15)$$

赤井³⁾は、式(15)と模型実験結果を比較し、式(15)は十分に厚い透水性基礎の上に設置された均質な土中の浸潤線の時間変化を表現できることを確認している。

ここでは、3. (1)で示した解析結果と式(14)、式(15)

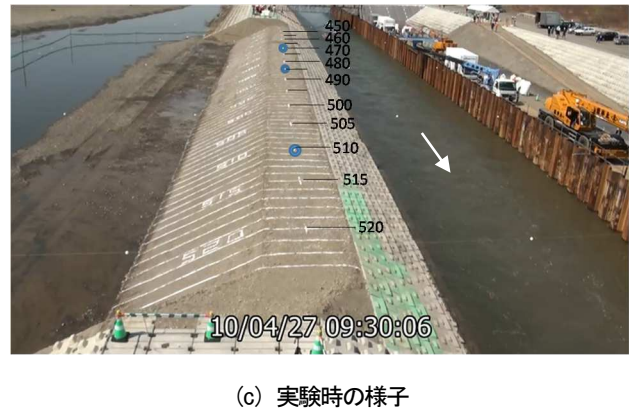
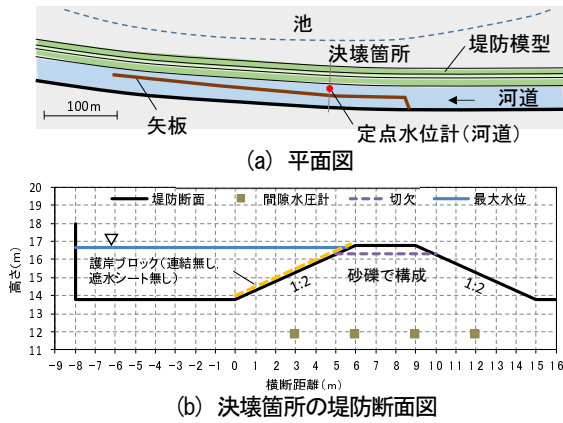


図-5 十勝川千代田実験水路の概要

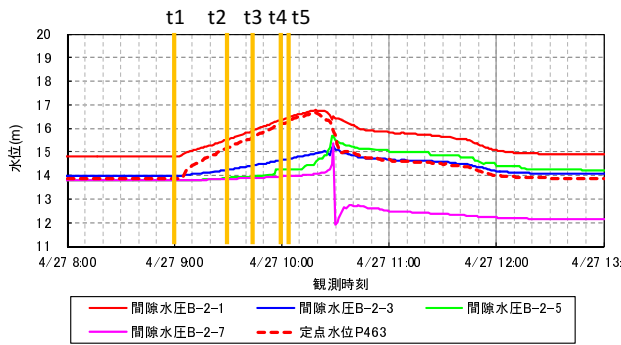


図-6 計測された堤体内水位時系列データ

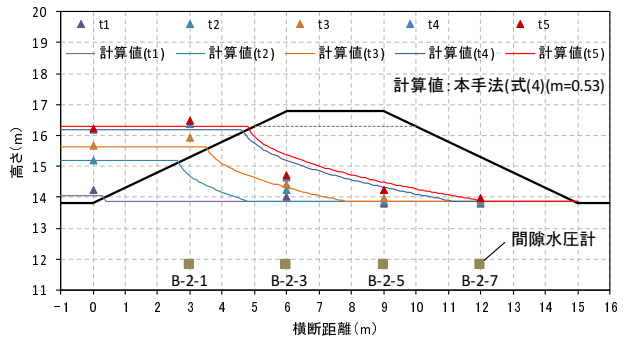


図-7 浸潤線の時間変化の解析値と観測値の比較

との比較を行う。境界条件となる水位 H は 1m 、透水層厚 D は不透水性基盤条件では 0 、透水性基盤条件では 5m とした。また、堤体の透水係数 k_1 は 0.001m/s とし、透水係数 k_2 は不透水性基盤条件では 0 、透水性基盤条件では堤体と同じ 0.001m/s を与えた。

図-4(a)は不透水性基盤条件における式(4)とKochinaらの級数解(3)及び内田の式(1)によって算出した浸潤線を、図-4(b)は透水性基盤条件における本手法と赤井らの式(15)によって算出した浸潤線をそれぞれ示している。まず、不透水基盤条件においては、内田の式により求めた浸潤線の方が、Kochinaらの級数解よりも若干高くなることが分かる。 $m=1.5$ とすると、内田の式と本検討における近似解は一致する。これは、式(4)の m を 1.5 、式(13)の D を 0 、 $2(m+1)/(2m-1) \approx 8/3$ とすると内田の式(式(1))と一致することからも明らかである。また、式(4)でKochinaの級数解を再現するには $m=1.2$ となることから、不透水性基礎地盤条件では $D=0$ 、 $m=1.2 \sim 1.5$ とすれば良い。

一方、透水性基礎地盤の条件で求めた浸潤線は、式(4)で $m=0.51$ を選ぶと堤体基礎への浸透水の抜け出しに伴う下に凸な浸潤線が表現される。実際は堤体と基盤層の透水係数が異なり、基盤の厚さは大きくないケースがほとんどであると考えられる。このような場合には赤井らの手法の適用は難しいことから、より一般性を持たせた本手法の適用が有効となる。

(3) 適用性の検証 —実スケール堤防模型実験との比較— 次に、十勝川千代田実験水路において実施された実ス

ケール堤防模型の決壊実験(Case1)^{4),5)}で計測された決壊前の堤体内水位時系列データを用いて本手法の検証を行う。

図-5に千代田実験水路の堤防模型の諸元を示す。実験は堤防天端幅や堤体土質等を変化させた複数ケースで実施されており、本検討で対象とするCase1では、堤防は、全幅 15m 、天端幅 3m 、高さ 3m であり、堤体及び基礎地盤の材料はほぼ同じで、砂礫分主体の土質から作られている。表法面には流水による浸食防止のため護岸ブロックが張られているが、ブロック間は連結されておらず、ブロック直下には遮水シート等は敷設されていない。また、図-5(b)のプロットで示す位置に間隙水圧計が設置され、堤体内水位が観測されている。この結果を河道の定点水位とともに時系列的に示したものを図-6に示す。この実験は、越水破堤のメカニズムの理解と対策を目的に行われたものである。このため、水位上昇速度は大河川の洪水水位上昇速度に比べてかなり大きく、1時間に 2m の水位上昇の条件で実験が行われており、洪水時の堤体内浸潤線の解析に用いるデータとしてはやや特殊であるといえる。越水は、天端に入れられた切欠部から4/27 12:00に始まり、その後決壊が生じている。河道の水位上昇に伴い、越水するまでの間に浸潤線が堤防裏法面に向かって進行していく様子が捉えられている。千代田実験水路の堤防模型内の浸潤線は、下に凸となっている。これは、堤体に浸透した水の一部が、堤防下の砂礫基盤層に抜け出しているためである。砂礫基盤層に抜け出した水は、水平方向に向きを変え、図-5(c)に示す写真左端に見える堤防裏側の池に流出していたものと考えられる。千代田実験

水路の堤防模型に式(4)、(13)を適用し、浸潤線の時間変化を検討した。境界条件となる河道水位は、図-5(a)の赤丸で示す位置で観測された水位ハイドログラフを与えた。堤体は砂礫が主体の土堤防として扱い、表面面に張られた護岸ブロックによる浸入抵抗は無視した。堤体、基盤層の透水係数 k_1, k_2 には、実測値である 0.0024m/s 、 0.0019m/s をそれぞれ与えた。また、基盤層厚は十勝平野の地質断面図に基づいて 10m とした。図-7に浸潤線時間変化の解析値と観測値の比較を示す。実線が本手法により求めた浸潤線、プロットが観測値を示している。本手法により求めた堤体内の浸潤線は、特に堤体表付近において観測値よりも高めに算出されており、浸潤線の形状を完全に再現することはできていない。この理由は、表面面に張られた護岸ブロックによる堤体浸透の抑制効果を考慮していないことが考えられる。ただし、 $m=0.53$ を用いて本手法を適用することで、水面形が下に凸となることや、 $t=5$ の時間においても堤体裏法まで浸潤線が到達しないといった特徴については、十分表現できている。

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 値をどう決定するかが重要となる。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と考えられることから、堤体への流入量(式(6))と透水層への抜け出し量(式(10))の比を考えればよいと思われるが、実際にはこれが時間的に変化していくことが予想される。実用上は、 m 値の時間変化は考えず、堤防や基礎地盤特性等から m 値が決定されることが望ましい。今後は、堤体下の透水基礎地盤層の透水係数、厚さが異なる河川堤防における堤体内水位観測データを蓄積していくとともに、これらのデータに基づいて、 m 値を合理的に決定する方法を検討し、堤防及び堤防基礎地盤の特性が堤防破壊危険確率に及ぼす影響について明らかにしていくことが重要である。

4. 堤防強化対策を実施した場合の浸潤線解析法と堤防破壊危険確率低減効果の検討

これまで、河道掘削や治水施設等の量的整備は、河道流下能力やB/Cを指標として検討されてきた。これに対して、堤防強化による質的整備は危機管理対策としての側面が強かった。しかし、堤防は最も重要な治水施設であり、量的整備と質的整備の必要性や有効性は、今後の堤防のあるべき姿との関係で検討されなければならないと考える。その意味において著者らが提示している堤防破壊危険確率算定法は、治水事業を今後どのように進めていくかを政策的に判断する上での有用な考え方・手段を与えるものである。堤防の強化策は、土を用いて行うことが必須であり、今後の堤防事業の中心となるものである。このため、堤防強化策の効果を定量的に見積もる手法の構築が緊急の課題である。ここでは、前腹付け、ドレーン工を設置した場合の浸潤線解析法を前章までの

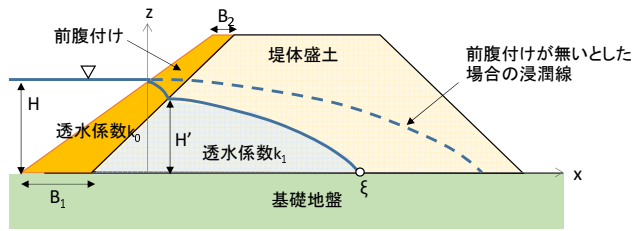


図-8 前腹付けによる浸潤線低下の概念図

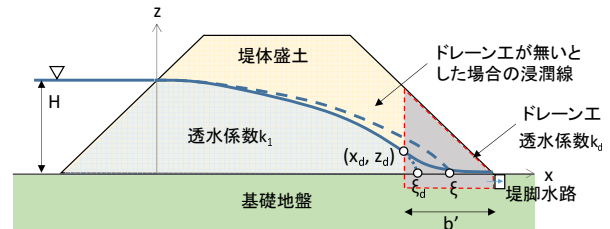


図-9 ドレーン工による浸潤線低下の概念図

準二次元非定常浸潤線解析の枠組みで構築する。また、この解析法を用い信濃川下流の右岸堤防の堤防強化を例に、堤防強化実施を想定した場合の堤防破壊危険確率の低減効果を検討する。

(1) 堤防強化を考慮した場合の浸潤線解析法

① 前腹付け

前腹付けは、堤防を大きくし、洪水時の浸透・裏法滑り破壊に対する危険確率を減ずるという意味において正統な対策である。図-8に示すように、前腹付け部分と堤防本体の透水係数が異なると堤体内浸潤線に変化が現れる。これと類似の工法は傾斜遮水ゾーン型フィルダムに見られる。一般に遮水ゾーン中の浸潤線は、円弧を仮定して幾何学的に求める福田の方法⁹⁾が用いられることが多いが、本研究では、前腹付厚さと腹付土の効果を算定できるようにするため、まず河道水位 H を境界条件として、式(1)の内田の式により腹付土内の浸潤線を求め、次に本体堤防に到達した地点の水位 H' を境界条件として、堤体内浸潤線を以下の式により求める。

$$z(x, t) = H' \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{8kH'}{3\lambda}} t \quad (16)$$

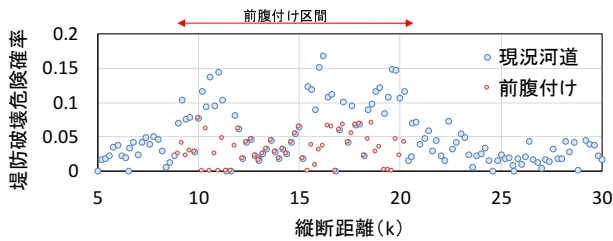
これより、前腹付による堤体内浸潤線の低下を表現する。

② ドレーン工

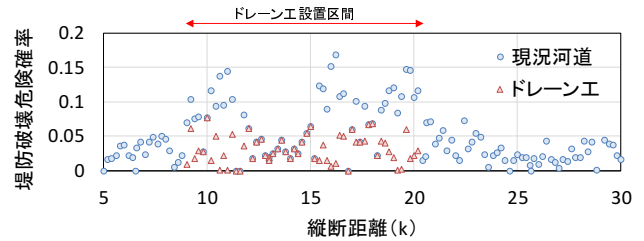
堤防前腹付けと同様、浸潤線を下げることの対策として、ドレーン工法は一般によく用いられる。図-9にドレーン工を設置した場合の浸潤線低下の概念図を示す。この図において、 $x=x_d$ において浸潤線高さが z_d であるとき、ドレーン工内の流量 q_d は、次のように表される。

$$q_d = k_d \frac{z_d^2}{b'} = \frac{k_d H^2}{b'} \left\{ 1 - \left(\frac{x_d}{\xi} \right)^m \right\}^2 \quad (17)$$

ここに、 k_d ：ドレーン工の透水係数、 b' ：ドレーン工設置長さである。 q_d は、 $x=x_d$ における流量であり、浸潤線の式から以下のように表せる。



(a) 前腹付けを想定した場合



(b) ドレーン工設置を想定した場合

図-10 堤防強化を実施した場合の堤防破壊危険確率の低減 (信濃川下流の5~30k右岸堤防の例)

$$q_d = \frac{mk_1 H^2}{\xi} \left\{ \left(\frac{x_d}{\xi} \right)^{m-1} - \left(\frac{x_d}{\xi} \right)^{2m-1} \right\} \quad (18)$$

これらが一致すると考えると、浸潤線のフロント位置は以下のように表される。

$$\xi = \frac{mk_1 b'}{k_d} \left\{ \left(\frac{x_d}{\xi} \right)^{m-1} - \left(\frac{x_d}{\xi} \right)^{2m-1} \right\} \left\{ 1 - \left(\frac{x_d}{\xi} \right)^m \right\}^{-2} \quad (19)$$

式(19)を満たす ξ が ξ_d であり、 $\xi=\xi_d$ となるように $x < x_d$ の範囲の浸潤線を見直す。また、ドレーン工の敷高は、堤体内の浸透水の確実な排除のために地盤面より若干低く施工されることから¹⁰⁾、ドレーン工内部の浸潤線を透水性基盤上の浸潤線と同様であると見なし、ドレーン工内($x \geq x_d$)の浸潤線を式(4) ($m=0.5$) で表すことで、図-9の青実線で示すドレーン工の影響を考慮した浸潤線形状を得ることができる。

(2) 堤防強化実施による堤防破壊危険確率低減効果

信濃川下流の右岸堤防を対象とし、前腹付け、ドレーン工設置を想定した場合における堤防破壊危険確率の低減効果を検討した。前腹付けの前出し幅は $B_1=6\text{m}$ 、 $B_2=2\text{m}$ 、腹付け材料の透水係数 k_0 は 10^{-8}m/s (シルト、粘土分に相当)とした。また、ドレーン工設置長さ b' は 4m 、ドレーン材の透水係数 k_d は 10^{-3}m/s (礫分に相当)とした。なお、堤防強化区間は、信濃川下流河道の堤防破壊危険確率が高い箇所を対象とした。洪水外力は既往最大となった平成23年7月洪水である。その他、堤体内土質定数の設定等に関する詳細な計算条件については、既往の文献⁹⁾を参照されたい。図-10に検討結果を示す。前腹付け、ドレーン工設置により堤防破壊危険確率が大きく低下している。これは、堤防強化によって堤体内浸潤線が大きく低減されることが考慮されたためであり、堤防強化対策実施による堤防破壊危険確率の低減効果を定量的に評価可能であることが分かった。一般に、河道水位を下げるために河道掘削が採用されることが多いが、堤体の透水係数が高い箇所や堤体幅が小さい箇所では、例えば水位を下げたとしても堤防破壊危険確率はほとんど低減しない⁸⁾。このような箇所では、堤防強化が有効な対策となる。前腹付け、ドレーン工によって堤防破壊危険確率を大きく低減させることが確認できた。以上より、流域の治水安全度を高めていくためには、河道の流下能力だけでな

く縦断的な堤防の破壊危険確率も考慮し、地域や堤防の条件に応じ、河道掘削に加えて前腹付けやドレーン工による堤防強化等を検討し、適切な対策を選定していくことが重要である。

5. 結論

本研究で示した非定常準二次元浸潤線解析法により、透水性基礎地盤上の堤体内浸潤線の時間変化を概ね説明できることを確認した。また、良質土による前腹付け、ドレーン工を考慮した場合の浸透流解析法を提案し、堤防強化によって堤体内浸潤線の低下を的確に表現でき、これにより堤防破壊危険確率が軽減出来ることを明らかにした。

謝辞：国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所には、千代田実験水路のデータを提供頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田端幸輔・福岡捷二：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.
- 2) Polubarinova-Kochina, P.Ya.: Theory of Groundwater Movement, Princeton Univ. Press, 1962.
- 3) 赤井浩一・宇野尚雄：土中の準一次元非定常浸透流に関する研究，土木学会論文集第127号, pp.14-22, 1966.
- 4) 島田友典, 横山 洋, 平井康幸, 三宅洋：千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験，土木学会水工学論文集, 第54巻, pp.811-816, 2010.
- 5) 飛田大輔, 柿沼孝治, 柏谷和久, 武田淳史：実物大河川堤防を用いた破堤実験の破堤進行特性に関する考察，第二回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.37-40, 2014.
- 6) 一般財団法人国土技術センター：河川堤防の構造検討の手引き, 2012.
- 7) 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.
- 8) 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，第三回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.61-64, 2015.
- 9) 福田秀雄：傾斜心壁形フィルタイプダム浸潤線・浸透量に関する研究，鹿島技術研究所出版部, 1956.
- 10) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：ドレーン工設計マニュアル, 2013.

(2016. 4. 4受付)