

堤防模型実験による基盤排水工の変状抑制効果の検証
Verification of deformation suppression effect of foundation drainage work
by embankment model experiment

中村宏樹¹, 小高猛司², 李 圭太³

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基礎デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部社会基礎デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 日本工営株式会社・コンサルティング事業統括本部

概 要

近年、高透水性基礎地盤に起因する河川堤防の被災が発生しており、それらの共通点として、非常に透水性の高い基礎地盤上に、それより透水性が低い基礎地盤が存在する複層構造の基礎地盤であったことが挙げられる。そこで本論文では、複層構造の高透水性基礎地盤を模擬した小型堤防模型実験を通して、浸透破壊に対して有効だと考えられる基盤排水工の堤体変状抑制効果について、設置位置と規模を変更して検討を行い、その模型実験の結果を基に、二次元浸透流解析によって、動水勾配および飽和度の分布を明らかにするとともに、実務で用いられる浸透に対する安全性照査における安定計算を行った。その結果、基盤排水工は設定位置が重要であり、大規模な法すべりのトリガーとなる法先での小規模すべりを抑制する点で、設計マニュアルでは推奨されていない堤体法尻部に設けることが最も効果的であることを示した。

キーワード：河川堤防、高透水性基礎地盤、浸透破壊、模型実験、基盤排水工

1. はじめに

2012年7月に矢部川¹⁾において浸透による堤防決壊が発生した。国が直轄管理する河川堤防において、計画高水位を長時間上回ったとは言え、越流せずに決壊に至った事例は久しくなかったことから、大きな注目を集めた。さらに2013年7月には、子吉川²⁾と梯川²⁾において、いずれも決壊には至らなかったが、越流が発生していない区間において、浸透によって法肩に達する大きな裏法すべりが発生した。それらの被災事例の共通点として、高い透水性の基礎地盤が存在し、かつその基礎地盤の上には相対的に透水性が低い堤体や基礎地盤（被覆土層を含む）が存在していたことが挙げられる。そのような高い透水性を有する基礎地盤が誘因となり、パイピングを含む裏法尻近傍での堤体変状を引き起こし、それが決壊や大規模な裏法すべりと言った河川堤防全体の不安定化に結びついたと考えられる。

また、県が管理する中小河川においても、越流なき堤防決壊が近年に複数発生している。例えば、2015年9月には宮城県の渋井川⁴⁾で、2016年8月には青森県の二ツ森川⁵⁾において浸透によって堤防が決壊した。特に、二ツ森川堤防においては、被災後の開削調査によって、被災堤体下部の浅層に高透水性の砂層の分布が確認された⁵⁾。さらに浸透流解析によって、決壊断面では川裏法尻付近に高い動水勾配が集中したことが示され、高透水性の基礎地盤に起因するパイピングが決壊に影響したと考えられた⁵⁾。そのよ

うな被災事例も踏まえて、近年頻発している越流を直接的な原因とする河川堤防の決壊においても、パイピングなどの浸透が決壊に至る複合的な要因となった可能性が検討されることがほとんどである。

本論文では、まず、高透水性基礎地盤上にある河川堤防が直面しているパイピングに起因する崩壊のメカニズムを小型堤防模型実験結果から示した上で、パイピングに対して有効だと考えられる基盤排水工の設置位置と規模を変更して変状抑制効果の検討を行う。その後、二次元浸透流解析を行い、小型堤防模型実験における動水勾配および飽和度の分布を明らかにするとともに、実務で用いられる浸透に対する安全性照査における安定計算を行う。

2. 浸透模型実験

2.1 実験概要

図-1に模型実験装置の諸元を示す。本論文のすべての実験ケースにおいて、領域Ⅰの高透水性基礎地盤には、三河珪砂3号砂（間隙比 $e=0.95$ 、透水係数 $k=2.67 \times 10^{-1}(\text{cm/s})$ ）、領域Ⅱの被覆土層には、三河珪砂8号砂（間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=3.98 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$ ）、領域Ⅲの堤体には、三河珪砂6, 7, 8号砂を5:2:5の質量比で混合した材料（以後、678混合砂）（間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=9.96 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$ ）を用いた。また、基盤排水工には、領域Ⅰと同様に三河珪砂3号砂を用いた。

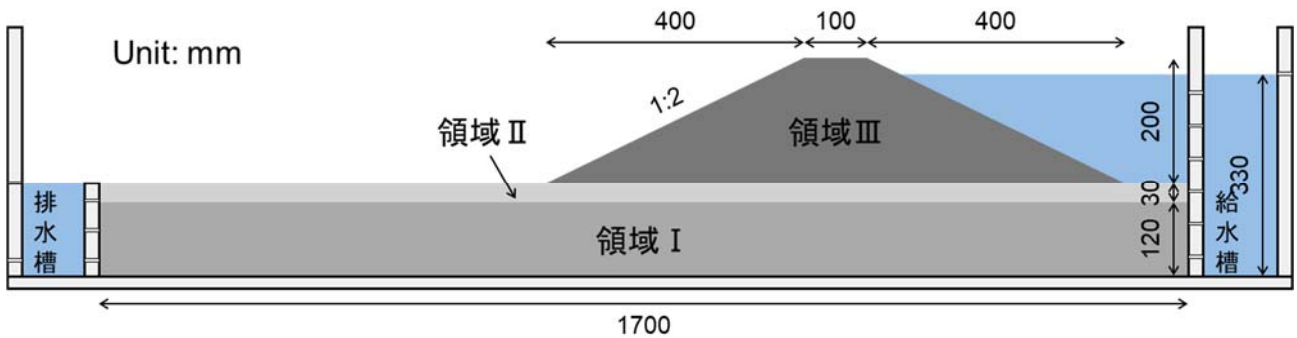


図-1 模型実験装置の諸元

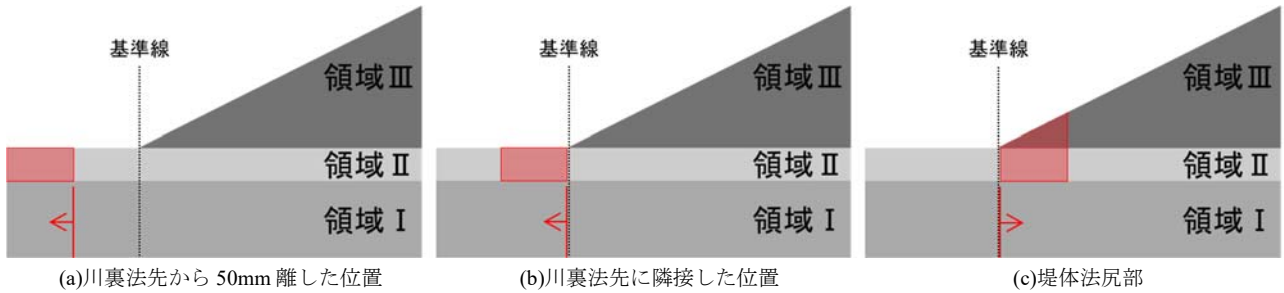


図-2 基盤排水工の設置位置

基盤排水工の設置位置を図-2に示す。堤内基盤排水対策マニュアル(試行版)⁶⁾においては、堤体材料の流出や将来の維持管理の観点から、基盤排水工を川裏側の基礎地盤に設けることを推奨している。そのため、設置位置は川裏法先を基準とし、川裏側で法先から50mm離れた位置(図-2(a))、川裏側で法先に隣接した位置(図-2(b))、また、設置位置の違いによる変状抑制効果を比較するために、堤体法尻部(図-2(c))の3箇所に設けた。

模型実験は以下の手順で実施した。給水槽の水位を水槽底面から100mmで保つように90分間給水を続け、基礎地盤を飽和させた。その後、川表側の給水槽の水位を330mmの位置(堤体高の9割)まで急激に上昇させ、その水位を保持する一方、川裏側の排水槽は150mmに水位を保持しながら、浸透に伴う堤体および基礎地盤の挙動を観察した。すべての実験過程において、模型地盤の上面と正面からビデオ撮影を行い、堤体の変状がほぼ見られなくなるまで実験を継続した。

2.2 実験結果

本論文で実施した実験Caseを表-1に示す。最右列の終了時崩壊度とは、実験終了時の堤体の崩壊程度を簡易的に記したものである。なお、越流とは、堤体の崩壊に伴って、模型堤防の天端高が一定水位330mm(堤体高の9割)を下回ることによって発生したものを指す。

2.2.1 無対策の実験結果

基盤排水工を施さない無対策のCase1の結果を写真-1に示す。実験開始による水位上昇完了後から間もなく、法先の領域Iと領域IIの透水性のギャップが大きい地層境界部において水みちが発生し、領域IIの地盤が大きく持ち上げられる盤ぶくれが見られた後に、実験開始約1分後に盤ぶくれの破裂に伴い激しい漏水に伴う噴砂とパイピングが発生した(写真-1(a))。その後、領域IとIIの間に形成さ

表-1 実験Caseの諸元

Case	基盤排水工		終了時崩壊度
	位置	規模	
1			越流
2	川裏側 法先から50mm離す	30mm	7割
3		50mm	8割
4		100mm	2割
5		200mm	2割
6	川裏側 法先に隣接させる	30mm	7割
7		50mm	8割
8		100mm	2割
9	堤体法尻部	200mm	2割
10		30mm	9割
11		50mm	0割
12		100mm	0割
13		200mm	0割

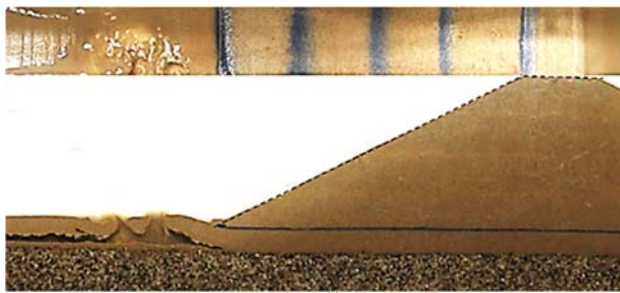
れた水みちが法先から地表に吹き出し、裏法尻近傍が崩れ泥濁化し始めた(写真-1(b))、さらに、その泥濁化をトリガーとして、水みちが川表側へと徐々に進行し(写真-1(c))、その繰り返しのよって大規模なすべり破壊に進展し、実験開始約23分後に天端川表側まですべり破壊が到達して越流が生じたため、実験終了とした(写真-1(d))。

以上のように、高透水性基礎地盤を有する堤防において、基盤排水工を施さない無対策の場合には、堤内地で盤ぶくれやパイピングが発生することが確認された。

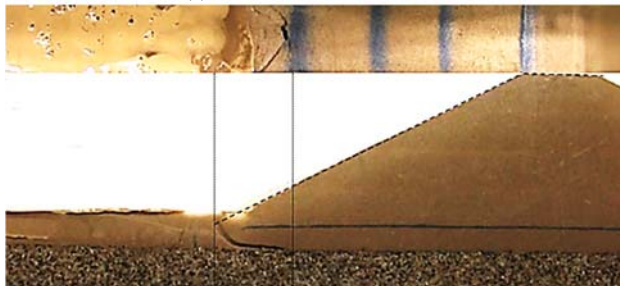
2.2.2 基盤排水工の設置位置の検討

先述の通り、堤内基盤排水工マニュアル(試行版)⁶⁾においては、川裏側の基礎地盤に基盤排水工を設けることを推奨している。設置位置の違いによる変状抑制効果を比較するために、幅50mmで統一したCase3, 7および11の結果を写真-2に示す。

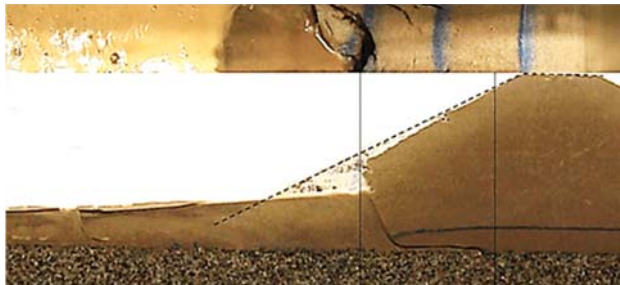
まず、基盤排水工を川裏法先から50mm離れた位置に設けたCase3では、実験開始約30秒後に基盤排水工からの排水が確認され、その後、実験開始約3分後に法先での泥濁化が始まった。そして、その泥濁化をトリガーとした法



(a)Case1—無対策 (1m00s)



(b)Case1—無対策 (1m50s)



(c)Case1—無対策 (4m40s)

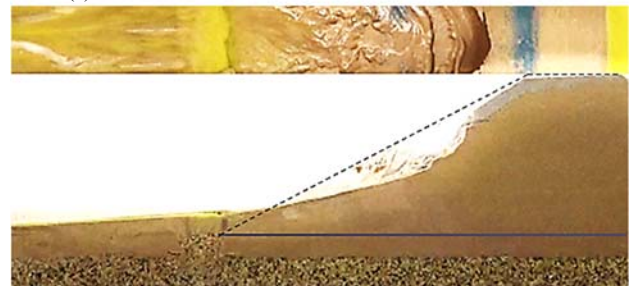


(d)Case1—無対策 (終了時)

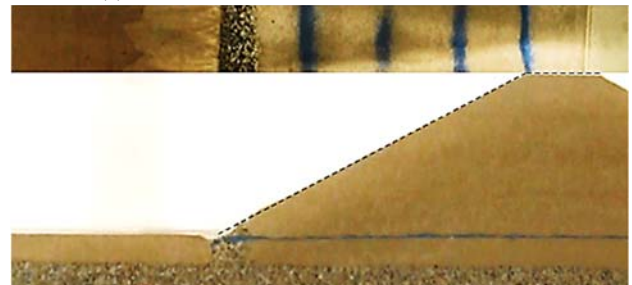
写真-1 無対策の破壊過程



(a)Case3—川裏法先から 50mm 離れた位置 (終了時)

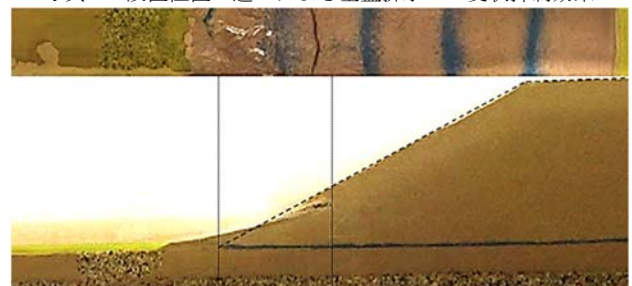


(b)Case7—川裏法先に隣接した位置 (終了時)

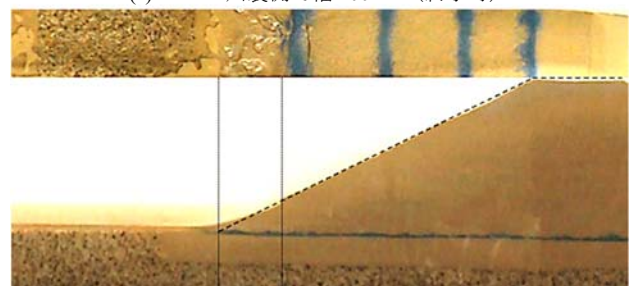


(c)Case11—堤体法尻部 (終了時)

写真-2 設置位置の違いによる基盤排水工の変状抑制効果



(a)Case4—川裏側で幅 100mm (終了時)



(b)Case5—川裏側で幅 200mm (終了時)

写真-3 川裏側に設けた基盤排水工の変状抑制効果

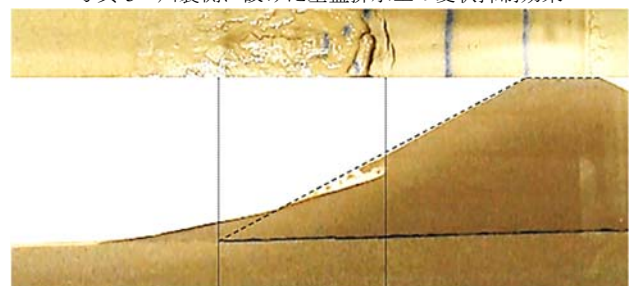


写真-4 低透水性基礎地盤上の堤防の法先での泥濘化

すべりが発生し、実験開始 60 分で裏法面の 8 割まで崩壊が進展した(写真-2(a))。また、基盤排水工を川裏法先に隣接した位置に設けた Case7 においても、Case3 と同様に実験開始 60 分で裏法面の 8 割まで法すべりが進展した(写真-2(b))。このことから、川裏側の基礎地盤に基盤排水工を設置する場合には、幅 50mm では十分な効果が得られず、無対策の Case1 と同様に、高透水性基礎地盤の領域 I から作用する過剰間隙水圧の増加に伴う領域 II, III の有効応力低下を抑制できないことが確認された。

一方、基盤排水工を堤体法尻部に設けた Case11 では、実験開始約 30 秒後に基盤排水工から排水が確認されたが、堤体に変状は見られず、実験開始 60 分で実験終了とした。堤体に変状が見られなかった理由として、大規模なすべり破壊のトリガーとなる法先での泥濘化を抑制したことが挙げられる。これは、最も動水勾配が集中する堤体法尻部に効果的に基盤排水工を配置したことによる排水効果に加えて、堤体法尻部を基盤排水工の粗粒材料へと置換した

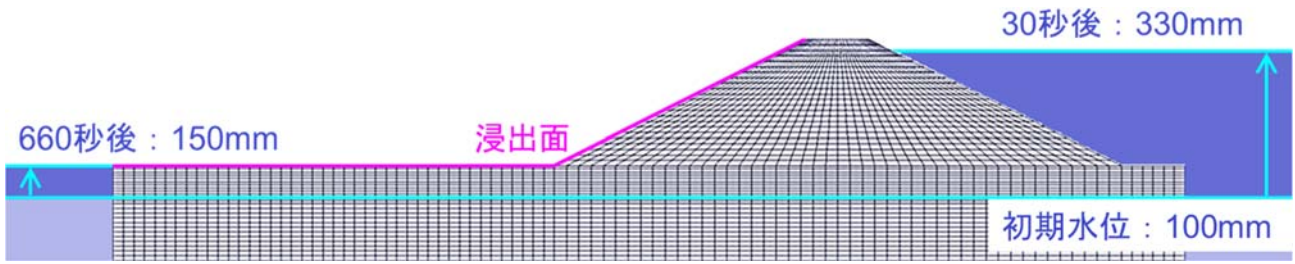


図-3 解析モデルの境界条件

ことによる力学的な効果も大きいと考えられる。

2.2.3 川裏側に設ける基盤排水工の規模の検討

川裏法先から 50mm 離れた位置に基盤排水工を設けた Case3 では、十分な排水量が確保できなかったため、法すべりに進展したと考えられる。そのため、より多くの排水量を確保できるように基盤排水工の規模を拡大した Case4 および 5 の結果を写真-3 に示す。幅 100mm の Case4 と幅 200mm の Case5 とともに、Case3 と同様に実験開始約 30 秒後に基盤排水工から顕著な排水が見られ、その後、法先での泥濘化が確認されたが、それをトリガーとする法すべりには進展せず、実験開始から 60 分で実験終了とした（写真-3(a), (b)）。

写真-4 は、参考までに無対策の Case1 の領域 I と領域 II の材料を三河珪砂 6 号砂（間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=6.30 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$ ）へと置換した実験の最終状態を示したものである。高透水性基礎地盤の影響がないため、堤体内の浸透のみによって法先が泥濘化する様子が示されているが、あくまで表層の泥濘化に留まり、深いすべり破壊には発展していない。これは、基礎地盤からの過剰間隙水圧による被圧がないために、堤体法尻部を中心とした堤体下部における有効応力の低下が発生しないからと考えられる。ここで、Case4 における法先での泥濘化を見ると、写真-4 の泥濘化と同程度であり、深いすべり破壊に発展していないことから、高透水性基礎地盤による堤体の被圧の影響は基盤排水工によって低減できており、堤体内の浸透のみによって泥濘化が生じていると考えられる。さらに基盤排水工の幅 200mm の Case5 では、幅 100mm の Case4 と比べ、泥濘化が大きく抑制されていることから、基礎地盤内の水圧が低下することによって、堤体内浸透を抑制している可能性がある。これは、基礎地盤が高透水性である場合、洪水による河川水位上昇に伴う被圧を受けなければ、堤体内の浸潤面の上昇を抑制する方向に作用して、安定側に働く場合もある⁷⁾ことを裏付けている。

紙面の都合で割愛するが、川裏法先に隣接した位置に基盤排水工を設けた Case8, 9 は、川裏法先から 50mm 離れた位置に基盤排水工を設けた Case4, 5 の結果とほぼ等しく、幅 100mm 以上の場合、設置位置が 50mm 堤内地側へ移動しても大きな違いは確認されなかった。

3. 二次元浸透流解析

3.1 解析概要

本論文の模型実験の結果を飽和-不飽和浸透流解析で

表-2 VG モデルのパラメータ

θ_r	θ_s	$a(\text{cm}^{-1})$	n
0.000	0.515	0.124	2.280

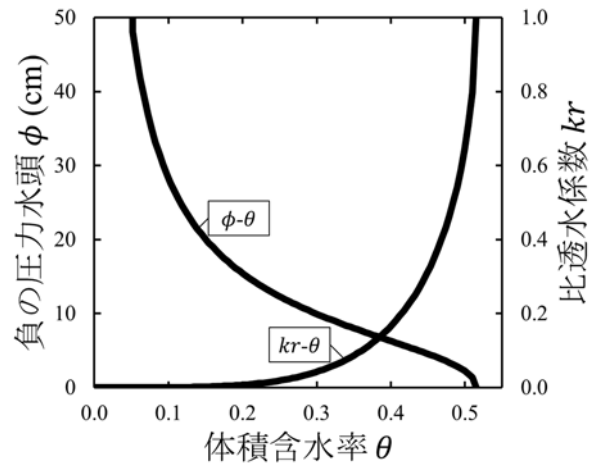


図-4 不飽和浸透特性

シミュレーションし、基盤排水工の設置位置や規模の違いによる堤防の破堤危険度評価を従来の指標を用いて検討する。本論文では、堤防の浸透過程における動水勾配、飽和度の分布を正確に把握するため、飽和-不飽和浸透流解析コード UNSAF (UNsaturated-Saturated Analysis program by Finite element method) を用いた。

解析モデルの境界条件を図-3 に示す。外力として与える水位は、飽和段階を模擬した初期 100mm を与え、模型実験の水位上昇に合わせて、解析モデルの右面に解析開始から 30 秒かけて 330mm（堤体高の 9 割）の水頭が作用するように設定した。一方、模型実験では、右面の水位が一定水位 330mm に達した際に、左面の水位が 150mm に達するが、模型実験と同様に左面の水位を急上昇させると、模型実験とは異なり、逆流もしくは行き止まり地盤を模してしまふ恐れがある。そのため、解析モデルの左面には、解析開始 60 秒後から 600 秒かけて 150mm の水頭が作用するように設定した。また、その他の境界条件として、川裏側の法面と地表面を浸出面に設定した。解析各領域における地盤材料の透水係数は、模型実験の実験値を用い、計算時間は水位上昇から 3600 秒間とした。

浸透流解析を行うに当たり、不飽和土の浸透特性を明らかにする必要がある。そこで、不飽和浸透特性モデルには、van Genuchten によって提案された関数モデル⁸⁾（以後、VG モデル）を用いた。VG モデルでは、式(1)で定義される有効飽和度 Se を用いて、負の圧力水頭 ϕ を体積含水率 θ の

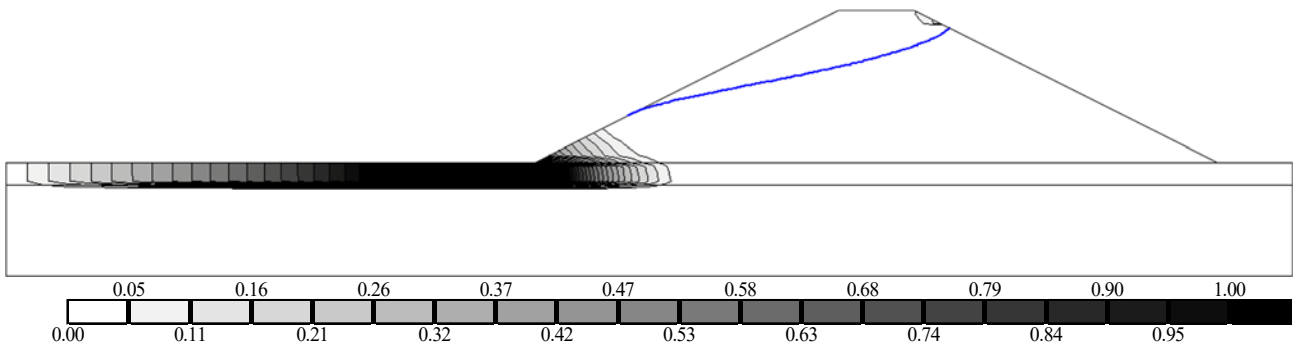
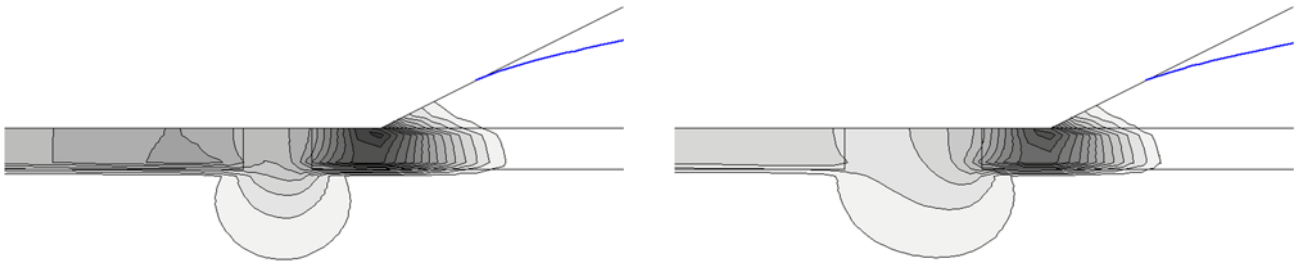
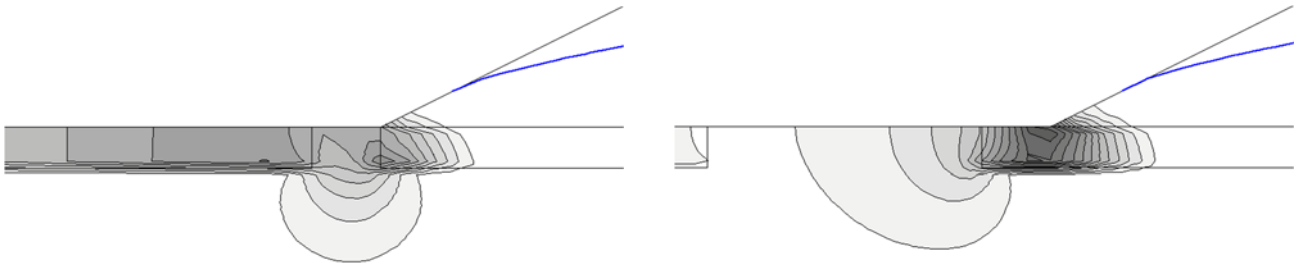


図-5 無対策の鉛直動水勾配 (1800s)



(a)Case3—川裏法先から 50mm 離れた位置 (1800s)

(a)Case4—川裏側で幅 100mm (1800s)



(b)Case7—川裏法先に隣接した位置 (1800s)

(b)Case5—川裏側で幅 200mm (1800s)

(c)Case11—堤体法尻部 (1800s)



図-6 設置位置の違いによる鉛直動水勾配の変化

関数 (以後、水分特性曲線) として表現し、Mualem モデル⁹⁾に式(1)を代入して得られる式(2)を用いて、比透水係数 kr を体積含水率 θ の関数として表現する。

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[1 + (\alpha\phi)^n \right]^{-m} \quad (1)$$

$$kr = \frac{k\theta}{k_s} = Se^{1/2} \left[1 - (1 - Se^{1/m})^m \right]^2 \quad (2)$$

ここで、 θ_r : 残留体積含水率、 θ_s : 飽和体積含水率、 k_θ :



図-7 川裏側に設けた基盤排水工による鉛直動水勾配の変化

不飽和透水係数(cm/s)、 k_s : 飽和透水係数(cm/s)、 α, n : 水分特性曲線の形状により決定されるフィッティングパラメータ、 $n > 1$ 、 $m = 1 - 1/n$ である。

本研究で用いた VG モデルのパラメータを表-2、推定した不飽和浸透特性を図-4 に示す。残留体積含水率 θ_r は、砂質土試料の場合に 0 に等しいと考えられる¹⁰⁾ため、 $\theta_r = 0$ で既知とし、飽和体積含水率 θ_s は、有効間隙率の値を用いた。また、模型地盤を作製する際に、地盤材料に含水比 4%加水しているため、この含水比 4%を初期飽和度とし、フィッティングパラメータ α, n を設定した。

3.2 解析結果

基盤排水工を設けることによって、浸透破壊の要因である動水勾配の集中を低減できているかを確認するために、まず、無対策の場合の鉛直動水勾配の分布を図-5 に示す。高透水性基礎地盤を有する場合、無対策だと堤体法尻部から川裏側の被覆土層にかけて広範囲に大きな動水勾配が集中し、盤ぶくれやパイピングの危険性が高いことが推測される。また、堤体法尻部にも大きな動水勾配が分布して



図-8 算定箇所節点および要素

おり、法先から崩壊する可能性が高い。これは、模型実験と同様の結果である（写真-1）。

3.2.1 基盤排水工の設置位置の違いによる鉛直方向の動水勾配の変化

模型実験において、幅 50mm で統一し、設置位置を変更した Case3, 7, 11 では、堤体法尻部に基盤排水工を設けた Case11 のみ堤体変状が確認されなかった。それらの結果と動水勾配の関係を明らかにするために、設置位置の違いによる鉛直動水勾配の変化を図-6 に示す。川裏法先から 50mm 離れた位置に設けた Case3 では、法先から基盤排水工までの被覆土層に大きな動水勾配が集中している（図-6(a)）。一方、川裏法先に隣接した位置に設けた Case7 では、裏法尻近傍に集中する動水勾配を大幅に低減できていることが確認された（図-6(b)）。これは、裏法尻近傍の領域 I と領域 II の透水性のギャップが大きい地層境界部に動水勾配が集中するため、法先により近接した位置に設けることが重要であることを示している。

堤体法尻部に設けた Case11 では、裏法尻近傍の被覆土層に動水勾配が集中しているものの、堤体法尻部を粗粒材料に置換しているため、堤体への影響は低減できている。また、他の Case との違いとして、裏法面に浸出する浸潤面が基盤排水工に用いた粗粒材料内留まっていることが挙げられる。これは、堤体法尻部に基盤排水工を設けることで堤体内浸透を抑制するドレーン工¹¹⁾と同様の効果が発揮されていると考えられる。そのため、模型実験において、法先での泥濘化を抑制できたと推測される。

3.2.2 川裏側に設ける基盤排水工の規模の違いによる鉛直方向の動水勾配の変化

模型実験において、川裏法先から 50mm 離れた位置に設け、かつ Case3 よりも規模を拡大した Case4, 5 の鉛直動水勾配の変化を図-7 に示す。この結果、規模を拡大することによって、動水勾配の集中と堤体内浸透を若干ではあるが、抑制できている。模型実験においても同様に、法先での泥濘化を低減できることが確認されている（写真-3）。

3.3 浸透に対する安全性照査における安定計算

いずれの実験 Case に関しても、高透水性基礎地盤を有していることから、浸透に対する安全性照査における安定計算¹²⁾を行った。安全性照査に必要な鉛直方向の局所動水勾配 i_v は、浸透流解析の結果から得られた全水頭 ψ ある

いは圧力水頭 ϕ を基に、裏法尻近傍の基礎地盤について式(3)によって算出する。

$$i_v = \frac{\Delta\psi}{d_v} = \frac{\Delta\phi - d_v \cdot \rho_w \cdot g \cdot H}{d_v \cdot \rho_w \cdot g \cdot P} \quad (3)$$

ここで、 i_v : 鉛直方向の局所動水勾配、 $\Delta\psi$: 節点間の全水頭差(m)、 $\Delta\phi$: 節点間の圧力水頭差(m)、 d_v : 節点間の鉛直距離(m)である。

一方、裏法尻近傍の基礎地盤の表層には、低透水性の被覆土が存在する。すなわち、領域 II を被覆土と見立てて、式(4)で求められる G/W を用いて、盤ぶくれに対する安全性照査を行う。 $G/W > 1$ の場合、安定と評価される。

$$G/W = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H}{\rho_w \cdot g \cdot P} \quad (4)$$

ここで、 G : 単位面積あたりの被覆土層の重量(kN/m²)、 W : 被覆土層底面に作用する揚圧力(kN/m²)、 ρ_s : 被覆土層の密度(g/cm³)、 H : 被覆土層の層厚(m)、 ρ_w : 水の密度(g/cm³)、 P : 被覆土層底面の圧力水頭(m)、 g : 重力加速度(m/s²)である。

算定箇所節点ならびに要素を図-8 に示す。動水勾配は川裏法先直下の領域 II 底面の節点 A とその上部にある節点 B の 2 点から算出し、 G/W は節点 A と川裏側の節点 C から算出した揚圧力とその上部にある全要素の重量 G から算出している。通常の実務においては、裏法尻近傍の上面での局所動水勾配を計算し、 $i_v < 0.5$ の場合、安全と判断される。しかし、本論文では、最も動水勾配が集中する箇所を透水性が急激に低下する被覆土層との地層境界部で定義しているため、後の解析結果で示されるように、破壊の閾値は 0.5 よりも相当に大きくなる。そのため、破壊の閾値だけでなく、ボイリング発生の閾値を表す限界動水勾配 i_c も指標として用いて評価を行う。

基本的に鉛直方向の局所動水勾配 i_v と G/W は、一次元条件下では同じものであるが、図-8(b)に示すように、算定箇所が異なるため、後の解析結果からも分かるように、同値にはなっておらず、 G/W は被覆土層である領域 II の層厚方向に平均化されたものと解釈できる。

安定計算を行う前に、無対策である Case1 の飽和度を図-9 に示す。基礎地盤に着目すると、被覆土層が完全飽和していないことが確認できる。紙面の都合で割愛するが、その他の解析 Case においても、ほぼ同様の結果である。

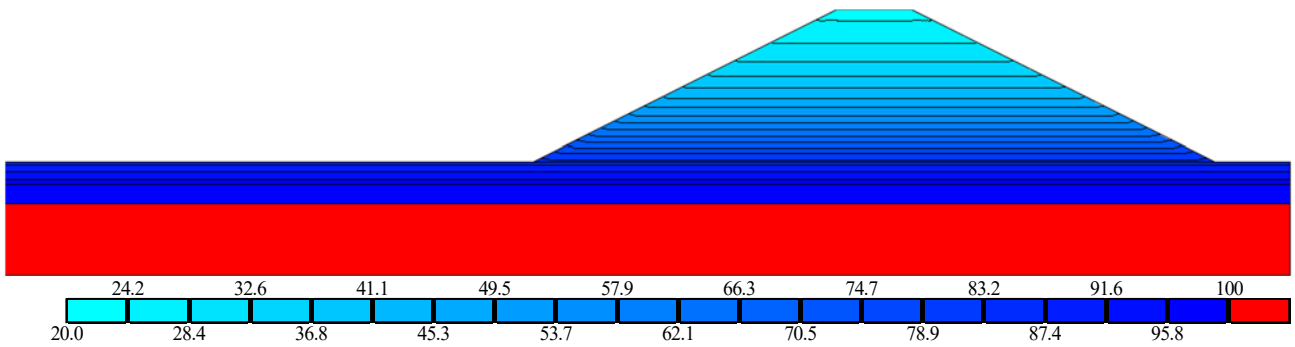


図-9 無対策の飽和度 (0s)

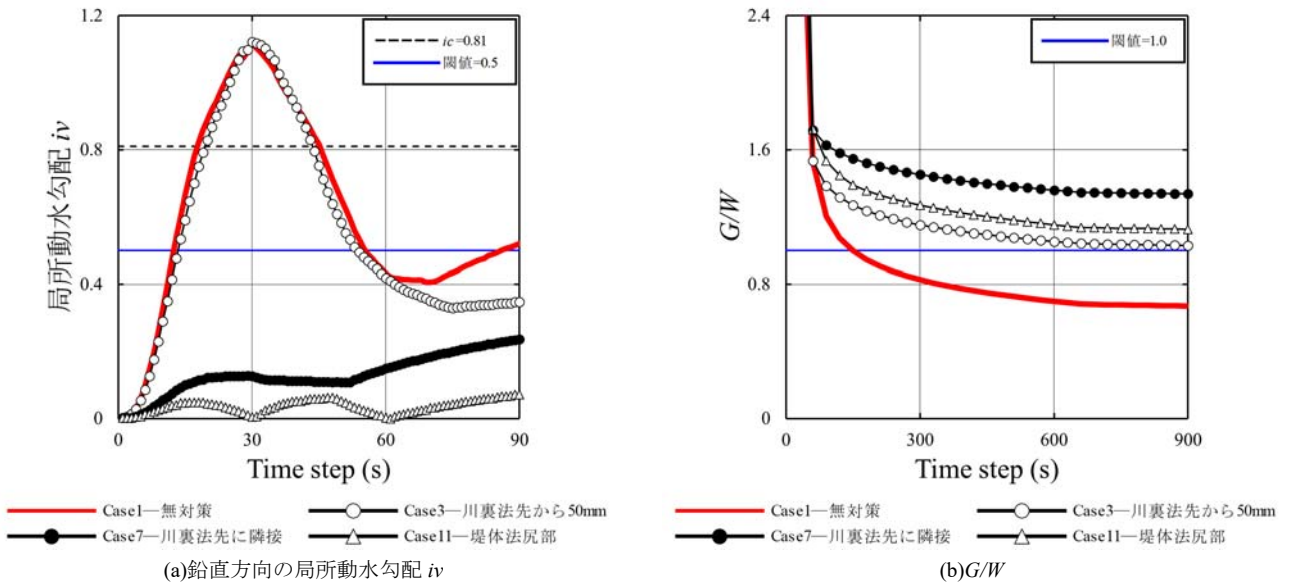


図-10 設置位置の違いによる安定性評価

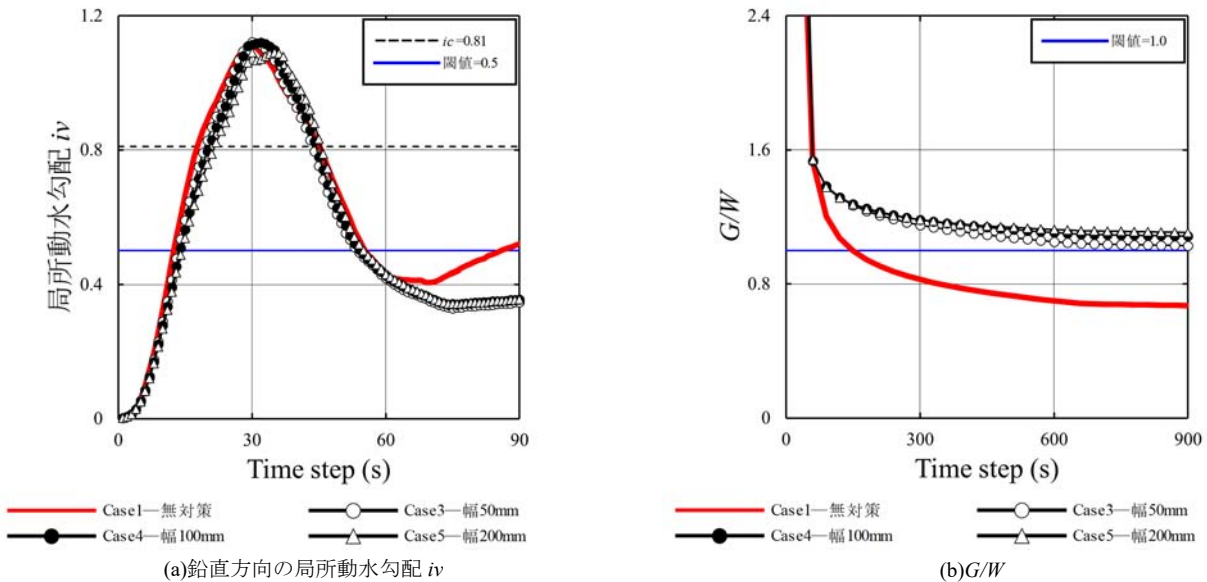


図-11 川裏側に設けた基盤排水工による安定性評価

3.3.1 基盤排水工の設置位置の違いによる安定計算

設置位置の違いによる鉛直方向の局所動水勾配と G/W を図-10 に示す。まず、Case3 に着目すると、解析開始 14 秒で閾値 0.5、解析開始 20 秒で限界動水勾配 0.81 を上回り、無対策とほぼ同様の結果であった。これは、算定

箇所である被覆土層が不飽和であるために発生したものと考えられる。その後、法先近傍の被覆土層の底面が飽和することで閾値 0.5 を下回り、上面まで飽和がすすむと、再び動水勾配が上昇し始めた。一方、Case7、11 では、実験開始直後に起こる局所動水勾配の急上昇を抑制できる

ことが確認された。

次に、 G/W の結果について比較をすると、まず、無対策のCase1では、解析開始150秒で閾値1を下回り、解析開始900秒で0.67という結果が得られ、実験開始直後に不安定と評価される。次に、Case3では、解析開始900秒で1.03まで低下しており、基盤排水工を設けることで閾値1を上回ることが明らかになったが、より法先へ近づけたCase7, 11では、解析開始900秒でそれぞれ1.34, 1.12とCase3よりも安定と評価される結果が得られた。法先に隣接して設けたCase7が最も安定だと評価された理由として、本論文で定義した算定箇所が材料が基盤排水工の粗粒材料であるためだと考えられる。

以上のように、基盤排水工を設けることで安定側に作用するが、その際の設置位置が重要であり、より川裏法先に近接した位置に設けることが重要であることが示された。

3.3.2 川裏側に設ける基盤排水工の規模の違いによる安定計算

川裏法先から50mm離れた位置に設けたCase3, 4, 5の解析結果を図-11に示す。この結果、規模を大きくすることで解析開始直後に不飽和領域に浸透することで発生する鉛直方向の局所動水勾配 i_v の最大値を多少ではあるが低減できることが確認された。

G/W の結果について比較をすると、Case4, 5では、解析開始900秒でそれぞれ1.09, 1.11と規模を拡大することで安定側に作用しているものの、先述の通り、幅50mmでより川裏法先に近接させたCase7, 11よりも不安定である。

以上のように、川裏法先から基盤排水工を離れた位置に設けてしまうと、法先近傍の被覆土層に局所動水勾配が集中することを改善することができないために、規模拡大による効果は設置位置と比べ、効果が薄いことが示された。

4. 結論

本論文では、浸透模型実験および二次元浸透流解析を通して、基盤排水工の設置位置と規模の違いによる変状抑制効果の検討を行った。

模型実験の結果によって、無対策の高透水性基礎地盤上の堤防では、実験開始初期段階から川裏側で盤ぶくれ、水みち、噴砂などパイピングの諸現象が見られ、それに伴い裏法先の泥濁化が発生することが確認された。その後、法先での泥濁化をトリガーとした大規模な法すべりに進展し、最終的に越流決壊に至る。次に、基盤排水工の設置位置を3パターンに変更して実験を行った結果、堤体法尻部に設けることで、大規模な法すべりのトリガーである法先での泥濁化を抑制する上で、もっとも効果的であることが示された。川裏側に設ける場合には、規模を拡大することで、法先での泥濁化を低減することができるが、完全に抑制することはできない。

二次元浸透流解析の結果によって、裏法尻近傍に集中する鉛直方向の動水勾配を低減させるためには、基盤排水工を法先により近い位置に設ける必要があることが示され

た。また、堤体法尻部に設けることで、裏法面に浸出する浸潤面を基盤排水工に用いた粗粒材料内に留まり、ドレーン工のように堤体内浸透を抑制するため、法先での泥濁化を抑制できることが明らかになった。二次元浸透流解析の結果を基に、鉛直方向の局所動水勾配 i_v と G/W を算出した結果、基盤排水工を川裏法先から50mm離れた位置に設けた場合、解析開始直後に急上昇する鉛直方向の局所動水勾配 i_v は無対策とほぼ同様である一方、川裏法先に隣接もしくは堤体法尻部に設けた場合、不飽和領域に浸透することで急上昇する局所動水勾配を抑制できることが示された。また、 G/W においても同様の結果が得られた。

模型実験と浸透流解析を通して、川裏法先から50mm離して設けた実験Caseの規模を拡大した際の効果が薄かったことから、基盤排水工はその設置位置が重要であり、大規模な法すべりのトリガーとなる法先での泥濁化を抑制できる点から、堤体法尻部に設けることが重要である。既存の堤内基盤排水対策マニュアル(試行版)⁹⁾では、基盤排水工は川裏側の堤体外に設けることを推奨している。しかしながら、川裏側の堤内地は、民地である場合も多く、その場合には堤体内に設置せざるを得ない。実際に、令和元年台風19号の出水でも、堤体内に設置された基盤排水工が効果を発揮した事例¹³⁾もある。今後は、より明確に堤体への設置を進めるべきである。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会:矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 2) 地盤工学会:河川堤防の調査・検討から維持管理まで, 第3章 浸透に対する検討, 2020.
- 3) 中川博樹:子吉川における堤防被災メカニズムと調査分析結果について, 第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 災害報告特別セッション, 2014.
- 4) 宮城県土木部河川課:平成7年9月関東・東北豪雨による洪水記録(9月10日~11日降雨), 2016.
- 5) 東拓生, 秋場俊一, 石原雅規, 佐々木哲也:2016年台風10号による二ツ森川の破堤箇所における開削調査, 第5回河川堤防技術シンポジウム, pp.27-30, 2017.
- 6) 土木研究所:堤内基盤排水対策マニュアル(試行版), 2017.
- 7) 田端幸輔, 福岡捷二, 内堀寿美男, 上村勇太:堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成27年9月大洪水を例として—, 河川技術論文集, 第23巻, pp.387-392, 2017.
- 8) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Am. J., Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 9) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resour. Res., Vol.12, pp.513-522, 1976.
- 10) 西垣誠:飽和・不飽和領域内の土中水の浸透特性に関する2, 3の考察, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.3, pp.165-177, 1983.
- 11) 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.
- 12) 国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 2012.
- 13) 地盤工学会災害連絡会議・令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害調査団:令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害に関する調査報告書, 4.4 千曲川58k右岸(相之島地区)の堤防被害について, 2020.