

粒子配置及び空隙構造の三次元性を考慮した 堤防基盤浸透流のモデル化と 堤防法先周辺の浸透流特性に関する研究

栗原 克幸¹・田端 幸輔²・福岡 捷二³

¹ 学生会員 中央大学大学院 理工学研究科 都市人間環境学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

E-mail: a15.dc6a@g.chuo-u.ac.jp (Corresponding Author)

² 正会員 中央大学研究開発機構 機構准教授 (同上)

E-mail: k-tabata@tamacc.chuo-u.ac.jp

³ フェロー 中央大学研究開発機構 機構教授 (同上)

E-mail: sfuku@tamacc.chuo-u.ac.jp

洪水時の基盤浸透による堤防破壊危険性を評価するためには、基盤の空隙構造を適切に考慮し、堤防裏法先付近での浸透流の集中・発達機構を水理的に明らかにする必要がある。本論文では、粒子配置と空隙構造の不均質性に伴う透水係数の異方性を考慮し、堤防基盤浸透流をモデル化した。構築したモデルを用いて漏水弱点部を有する基盤層の浸透流解析を行い、被覆土の厚さと弱点部の拡大が、基盤層内のピエゾ水頭変化と、弱点部に向かう流れの集中・発達に及ぼす影響を明らかにした。また、薄い被覆土に弱点部が形成されると、法先近傍の高流速域が発達し、堤防破壊危険性が高くなる可能性があることを示した。

Key Words: levee failure due to underseepage, ground foundation, heterogeneity of pore structure, anisotropy of permeability coefficient, 3D seepage flow analysis in saturated soil

1. 序論

洪水時の堤防基盤漏水は、噴砂やパイピングを発生させ、堤防の安定性を低下させる場合がある。このため、基盤漏水が生じやすい弱点箇所を把握するとともに、基盤浸透流の発達機構を水理的に明らかにする必要がある。前者については、近年、現地調査や模型実験によって、基盤の土質・構造が基盤漏水に伴う堤防破壊に強く影響することや¹⁾、旧河道の位置と地下水面分布が、漏水弱点箇所の形成・発達を左右する可能性が示唆されている²⁾。このため、地形や地質の観点から、弱点箇所は次第に明らかになりつつある。一方、後者については、基盤層内浸透流を均質で等方な多孔質体流れとして捉え、Darcy則に基づいたRichards式を用いることが多い。しかし、自然堆積物から成る堤防基盤層は、粒度分布、空隙構造の三次元的な変化が大きく、これが、弱点部～基盤層全体の浸透流の発達に影響を及ぼすと考えられる。

これまで、Kozeny-Carman³⁾や室田・佐藤⁴⁾によって、空隙構造に着目した透水係数の算定法について興味ある検討が行われているが、土粒子の配置や空隙構造の変化

が大きい堤防基盤層への適用性は明らかにされていない。Volker⁵⁾は、粒子配置を不均質にした場合には非 Darcy 流れとなることを、模型実験と Forchheimer 型の抵抗則を用いた数値解析モデルにより検討している。齋藤⁶⁾は、透水係数のばらつきを確率的に発生させることで空隙構造の異方性を疑似的に考慮した Richards 式を用いて、降雨鉛直浸透時のフィンガリング現象の再現を試みている。しかし、粒度分布や空隙構造の空間変化の大きい堤防基盤浸透流を力学的に表現した数値解析モデルは、未だ構築されていない。

本研究では、基盤漏水による堤防破壊危険性を評価する上で重要な堤防裏法先近傍での浸透流の水理特性が十分解明されていないことに鑑み、粒子配置・空隙構造が三次元的に異なる基盤層内の浸透流をモデル化する。そして、被覆土層厚の異なる条件下で、法先の弱点部の形成に伴う基盤浸透流の集中・発達の機構について検討する。なお、漏水発生時には、基盤層は既に飽和状態になっていると考えられることから、本研究では飽和浸透流を対象とし、河川水位変化に伴う基盤層内の不飽和～飽和浸透流の発達過程は現時点では検討しない。

2. 粒子配置及び空隙構造を考慮した堤防基盤浸透流のモデル化

(1) 基礎方程式

本研究では、これまで十分検討されてこなかった粒子配置と空隙構造の三次元性に着目した飽和浸透流の運動を考える。空隙の液相領域で成り立つ連続式と運動方程式に発散定理を適用し、土粒子が動かない条件のもと、コントロールボリューム中の液相について平均化操作を行えば、式(1)、(2)が導かれる。

$$\frac{\partial \lambda u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\lambda \frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial \lambda u_i u_j}{\partial x_j} = \lambda g_i - \frac{\lambda}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \lambda \tau_{ij}}{\partial x_j} - \frac{F_i}{\rho} \quad (2)$$

ここに、 $i, j = 1, 2, 3 (x_1 = x, x_2 = y, x_3 = z)$ 、 t : 時間、 λ : 空隙率、 u_i : i 方向の流速、 g : 重力加速度、 ρ : 水の密度、 p : 圧力、 τ_{ij} : 粘性によるせん断応力テンソル、 F : 粒子群が水に及ぼす力である。流れは層流で、乱れの影響は無視している。

本研究では、主流方向の流れについて局所的に Darcy 則が成り立つと仮定することで、 F を式(3)で表現する。

$$F_i = \rho g \lambda^2 \frac{u_s u_i}{k_s u_s} \quad (3)$$

ここに、 k : 透水係数、添え字 s は主流方向を意味する。ただし、式(3)には均質で等方な透水係数を用いるのではなく、コントロールボリューム内における空隙構造の不均質性に伴う透水係数の異方性を考慮する。

(2) 本研究における透水係数の考え方

a) 従来の透水係数の理論的導出

一般に、土中の浸透流は、微視的には粒子間隙を連ねた微小管路内の流れが集まったものと見なすことができる。微小管路の流れが Hagen-Poiseuille 流に従うとすると、流速は式(4)で表される。

$$u = \frac{\rho g}{32\mu} \delta d^2 I \quad (4)$$

ここに、 u : 微小管路内の流速、 δd : 微小管路の直径、 μ : 粘性係数、 I : 動水勾配である。Kozeny-Carman³⁾は、式(4)を基に、多孔質体の見かけの流速 U を式(5)で表現し、浸透流の透水係数を式(6)で表した。

$$U = \lambda u = \alpha \frac{\rho g}{\mu} \bar{d}_r^{-2} \frac{\lambda^3}{(1-\lambda)^2} I$$

$$\therefore \delta d \approx R = \frac{\lambda v}{\sum S} = \frac{\lambda}{1-\lambda} \frac{n\pi \bar{d}_r^3}{n\pi \bar{d}_r^2} = \frac{\lambda}{1-\lambda} \frac{\bar{d}_r}{6} \quad (5)$$

$$k = \alpha \frac{\rho g}{\mu} \bar{d}_r^{-2} \frac{\lambda^3}{(1-\lambda)^2} \quad (6)$$

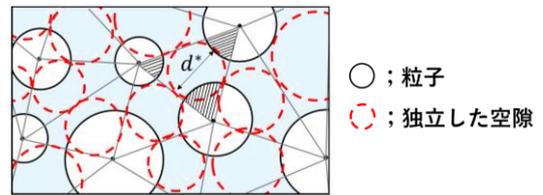


図-1 多孔質体の切断面

ここに、 \bar{d}_r : 平均粒径、 α : 係数、 v : 多孔質体の体積、 S : 粒子の表面積、 n : 粒子個数である。この手法では、径深の考え方に基づいて表面積と体積から代表長さが求められており、その考え方は水理的に見て巧妙である。しかし、粒子配置や空隙構造の三次元性の影響を取り込めていない弱点を有する。

一方、室田・佐藤⁴⁾は、図-1に示す多孔質体の断面を考え、各粒子の切断面の中心を適切に結び(図-1の灰色線)、これらの線分から作られる三角形から斜線部分の扇形の粒子断面を差し引いたものを独立した空隙とし、この独立空隙の面積と等しい円断面(図-1の赤破線)の直径を d^* で表現した。そして、独立空隙径の確率密度分布を考慮し、透水係数を以下のように表現した。

$$k = \frac{\lambda \rho g}{32\mu} \int_{d_{min}^*}^{\infty} d^{*2} P(d^*) dd^* \quad (7)$$

ここに、 d_{min}^* : 独立空隙径の最小値、 $P(d^*)$: d^* の確率密度関数である。 $\int_{d_{min}^*}^{\infty} d^{*2} P(d^*) dd^*$ は、 d^{*2} の空間平均値を意味している。

室田・佐藤⁴⁾は、計測が困難な d^* の分布を、計測可能な粒度分布と対応付けている。具体的には、粒径 1mm の砂と、2~40mm の 17 種類の礫を用いて、計 8 パターンの異なる多孔質体を配合し、それぞれを内径 0.09m、高さ 0.12m のビーカー内に密に充填し固化した後、5mm 間隔にスライスされた切断面内の独立空隙径 d^* を計測・集計した。その結果、対象とした礫材料に対して、 d^* は粒度分布によらず正規分布に従うこと、 d^* と粒度分布の変動係数に一定の関係があることを確認し、式(7)に基づいて粒度分布の情報から d^* を推定する方法を提案している。

b) 三次元粒子配置を考慮した透水係数の推定法

式(7)では、対象とする多孔質体の d^* の空間平均値が用いられていることから、切断面の取る方向によらず透水係数は同じと仮定される。しかし、自然堆積物によって形成された堤防基盤層では、粒子配置及び空隙構造が三次元的に異なるため、透水係数は非等方となり、これが浸透流場に影響を及ぼすと考えられる。特に、繰返し漏水が生じることにより、細粒分が抜け出すことで形成された裏法先の漏水弱点部や、旧河道周辺部等では、空隙構造が大きく変化していることが想定される。よっ

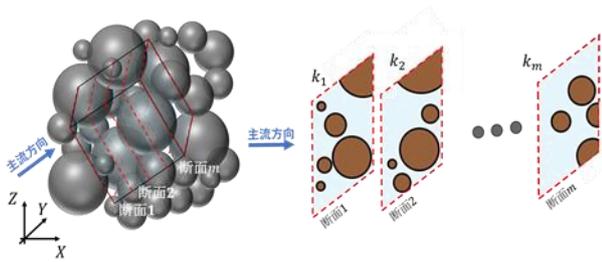


図-2 主流方向に対する切断面の縦断方向分布のイメージ

て、室田・佐藤の手法を、上記のような場合に対応できるように改善する必要がある。

そこで本研究では、図-2に示すように、コントロールボリューム内において主流方向に直交する複数の切断面を作成し、切断面毎の透水係数を求める。一つの切断面に対する透水係数 k_m は、切断面内の λ_m 、 d_m^* 、 P_m を用いて、室田・佐藤の考え方を参考に式(8)のように表す。

$$k_m = \frac{\lambda_m \rho g}{32\mu} \int_{d_{mmin}^*}^{d_{mmax}^*} d_m^{*2} P_m(d_m^*) dd_m^* \quad (8)$$

切断面は、主流方向に対し微小距離 Δs 間隔で生成するものとする。このようにして得られる主流方向の透水係数変化を考慮し、主流方向に対して局所的に Darcy 則が成り立つと仮定すれば、式(3)に示したコントロールボリューム内の流れに及ぼす抵抗力 F は、 k_m を用いて式(9)のように表すことができる。

$$F_i = \rho g \lambda \frac{\sum \frac{\lambda_m u_m \Delta s}{k_m} \frac{u_i}{u_s}}{\sum \Delta s} = \rho g \lambda^2 \frac{\sum \frac{\Delta s}{k_m} u_i}{\sum \Delta s} \quad (9)$$

よって、対象とする土材料の代表的な三次元粒子配置情報を与えることができれば、主流方向に直交する切断面を Δs 間隔で作成し、 k_m を毎計算 step で求めることで、コントロールボリューム内の空隙構造の不均質性に伴う透水係数の異方性を考慮した抵抗力 F を評価できる。

3. 提案した透水係数推定法と既往の手法との比較

ここでは、提案した透水係数推定法と Kozeny-Carman, 室田・佐藤の手法を比較した。対象とする材料には、小高ら⁷が実施した堤防模型実験において、基盤層の上層と下層の材料に用いられた空隙率0.5の3号珪砂、6号珪砂及び、法先の弱点箇所を想定し6号珪砂から細粒分を除き、空隙率0.6, 0.8で充填させたものを用いた。

検討に用いた材料の粒度分布を図-3に示す。今、材料の三次元粒子配置に関する情報は得られていないため、ここでは数値的に粒子をランダムに充填⁷させることで、多孔質体を図-4のように再現した。この具体的手順は次のとおりである。まず、対象とする粒度分布を2~5粒

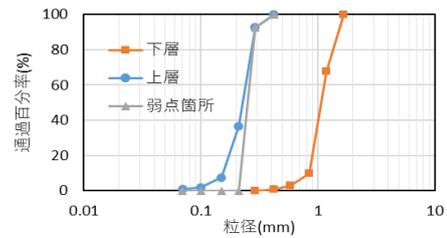
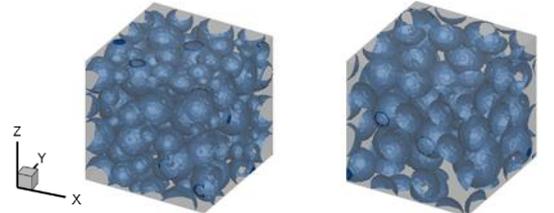


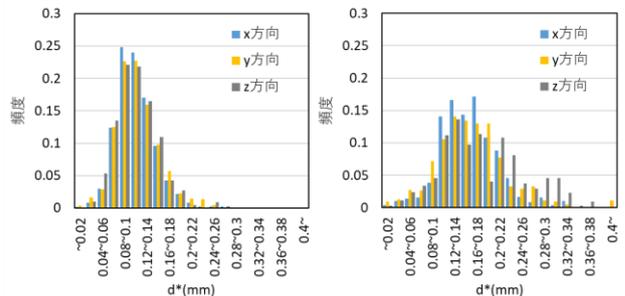
図-3 対象とした粒度分布



(a) 6号珪砂 ($\lambda=0.5$)

(b) 6号珪砂
(細粒分除去, $\lambda=0.6$)

図-4 ランダム充填により作成した多孔質体



(a) 6号珪砂 ($\lambda=0.5$)

(b) 6号珪砂
(細粒分除去, $\lambda=0.6$)

図-5 d^* のヒストグラム

径の球で代表し、それぞれの個数割合を設定する。そして、大きい粒子から順に、1辺が平均粒径の3倍の大きさの立方体内にランダムに発生させ、目標とする粒度分布を再現するまで粒子を充填した。空隙率は、粒子の総個数を変化させることで微調整した。

図-5に、 x 軸、 y 軸、 z 軸をそれぞれ主流方向と仮定し、各方向に直交する切断面毎に計測した d^* のヒストグラムを示す。6号珪砂のランダム充填により作成した多孔質体の d^* は、室田・佐藤の検討で用いられた礫材料の多孔質体と同様、概ね正規分布する。また、切断面のとる方向によらず分布形は大きく変化しない。一方、細粒分を除去し、空隙率を大きくしたものについては、空隙構造の不均質性の影響により、切断面のとる方向によって d^* の分布形に差が現われることが確認できる。

図-6に、切断面内の透水係数 k_m の分布を示す。6号珪砂の k_m は、約0.001~0.004m/sの範囲で変動している。これは、ランダム充填により作成した多孔質体内の粒子配置と空隙構造の空間変化に応じて、切断面毎に透水係数が異なることを表している。細粒分を除去し、空隙率を大きくすると、 k_m の変動幅が大きくなるとともに、切断面のとる方向によって k_m の違いが顕著に表れる。この結果は、細粒分が抜け出し、空隙率が大きくなった弱

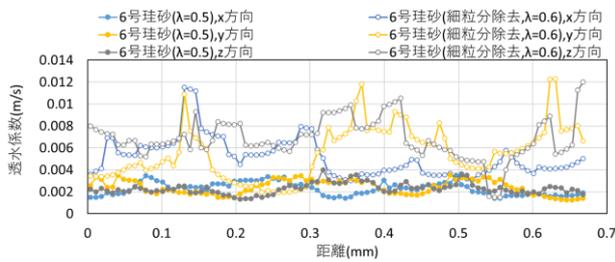


図-6 透水係数の分布

表-1 透水係数の比較

	方法			
	Kozeny-Carman ³⁾	室田・佐藤 ⁴⁾	本手法	
透 水 係 数	3号珪砂, λ=0.5	3.88×10^{-2}	5.02×10^{-2}	$2.94 \times 10^{-2} \sim 1.03 \times 10^{-1}$
	6号珪砂, λ=0.5	1.64×10^{-3}	1.99×10^{-3}	$1.23 \times 10^{-3} \sim 4.00 \times 10^{-3}$
	6号珪砂, λ=0.6 (細粒分除去)	5.90×10^{-3}	4.96×10^{-3}	$1.50 \times 10^{-3} \sim 1.23 \times 10^{-2}$
	6号珪砂, λ=0.8 (細粒分除去)	5.59×10^{-2}	1.51×10^{-2}	$6.47 \times 10^{-3} \sim 4.55 \times 10^{-2}$

単位 [m/s]

点箇所では、透水係数の異方性の影響が強く表れることを示唆している。これに関しては、今後、様々な粒子配置、空隙構造を有する多孔質体を対象に本手法を適用し、空隙構造と透水係数の異方性の関係を明らかにしていく必要がある。

表-1に、各材料に対する透水係数をまとめて示す。表には、Kozeny-Carman、室田・佐藤の方法によって算定した結果も示している。いずれの手法についても、平均粒径や空隙率が大きくなることによる透水係数の増大は表現できている。また、各材料について見ると、いずれの手法においても透水係数の値のオーダーは概ね同じであるが、Kozeny-Carman式では、6号珪砂(細粒分除去)の空隙率を0.8とすると、他の二つの手法に比べて透水係数が大きめに算定されることが確認された。これは、Kozeny-Carman式が多孔質体の代表長さを径深を用いて簡易的に表現されているためとみられ、空隙率の大きい弱点箇所では、空隙構造をなるべく厳密に取り込み、透水係数を評価することが重要となると考えられる。

4. 堤防基盤漏水実験への本提案手法の適用

(1) 解析条件および解析方法

小高ら¹⁾は、精巧に作られた約1/20の堤防基盤模型を用いて、堤防基盤層の土質・構造が、基盤漏水と堤防破壊危険性に及ぼす影響について実験的検討を行っている。ここでは、小高らの実験を参考に、図-7に示すような不透水性堤体直下の基盤層を想定し、提案した手法を用いて、法先に設けた漏水弱点箇所の拡大に伴う基盤浸透流の集中、発達について解析を行った。

表-2に解析ケースを示す。上層の厚さは、小高らの実験と同様に0.03m、0.05mの2パターンとした。また、弱点部の形成による浸透流の発達を検討するため、弱点部

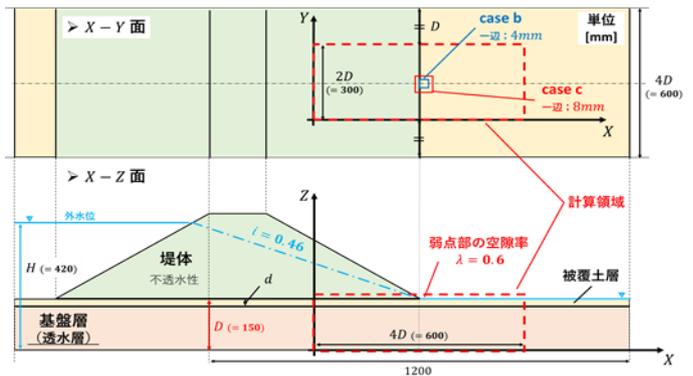


図-7 対象とした堤防基盤層の模式図

表-2 解析ケース

	被覆土層厚 d [mm]	法先の条件		
		弱点部	弱点数	弱点の大きさ
case1-a	30	なし		
case1-b		あり	1箇所	4×4×8 [mm] (青□)
case1-c		あり	1箇所	8×8×16 [mm] (赤□)
case2-a	50	なし		
case2-b		あり	1箇所	4×4×8 [mm] (青□)
case2-c		あり	1箇所	8×8×16 [mm] (赤□)

(長さ×幅×深さ)

表-3 基盤の材料特性

	平均粒径 [mm]	空隙率: λ
下層	1.09	0.5
上層	0.22	0.5
弱点部	0.26	0.6

が無い場合と、弱点部の大きさを4mm、8mmとした。表-3に各層と弱点部の平均粒径、空隙率を示す。各層と弱点部の材料には3章で検討したものをを用いた。解析領域は、図-7の赤色破線に示すように、法先弱点部を含む長さ0.6m、幅0.3m、高さ0.15mとし、2mm間隔で3次元計算メッシュを作成した。有限体積法により基礎式(1)、(2)を離散化し、圧力の解法にはSMAC法を用いた。壁面及び堤体と基盤の境界部には non-slip 条件を与えた。初期水位は基盤層上面の高さとし、小高ら¹⁾の模型実験と同様、計算開始と同時に一気に河川側の水位を、水平動水勾配0.46となる高さまで上昇させた後、水位を固定した。法先より堤内地側の水位は、基盤層表層に相当する高さで維持した。時間刻み dt は 10^3sec とし、定常状態が確認された通水1sec後の解析結果を分析した。

(2) 解析結果

図-8に、奥行方向中央断面($y=D$)上における基盤層最上部($z=D$)での各caseのピエゾ水頭と弱点部での鉛直方向の動水勾配の比較を示す。また、図-9,10に case1,2それぞれのx-y面、x-z面の流速コンター図を示す。x-y面は基盤層最上部($z=D$)での結果を、x-z面は奥行方向中央断面($y=D$)での結果をそれぞれ示している。図-8によると、上層の厚さによらず、弱点がある場合では、無い場合に比べて法先付近の動水勾配が若干緩やかとなり、弱点の大きさが拡大するに連れて、その影響は顕著に表れる。case1, case2ともに、鉛直方向の動水勾配は、一般にパイピング発生の閾値とされている0.5を超える値が、弱点の拡大後も維持されており、この閾値を用いる限り、いずれのケースも危険であると判断される。

一方、case1のx-z面の流速コンター図によると、弱点部がない場合、法先の流速は0.015m/s程度である。これ

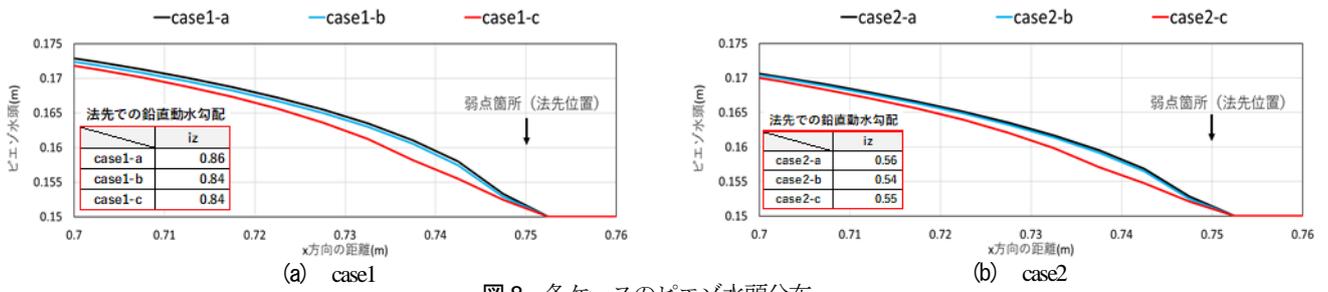
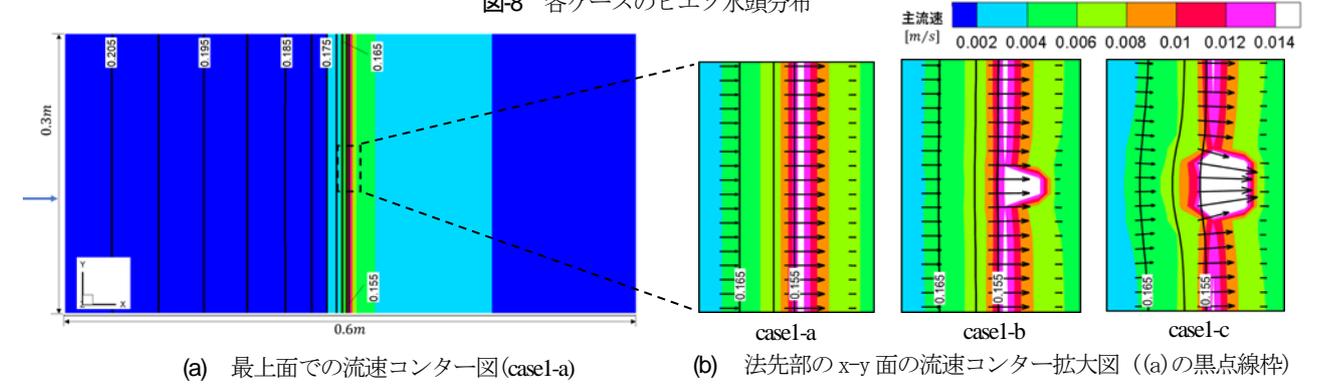
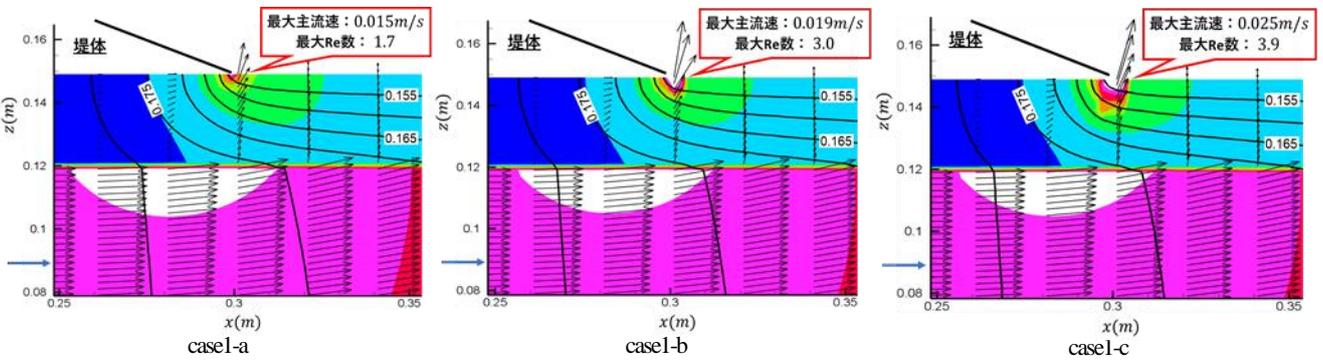


図-8 各ケースのピエゾ水頭分布



(a) 最上面での流速コンター図(case1-a)

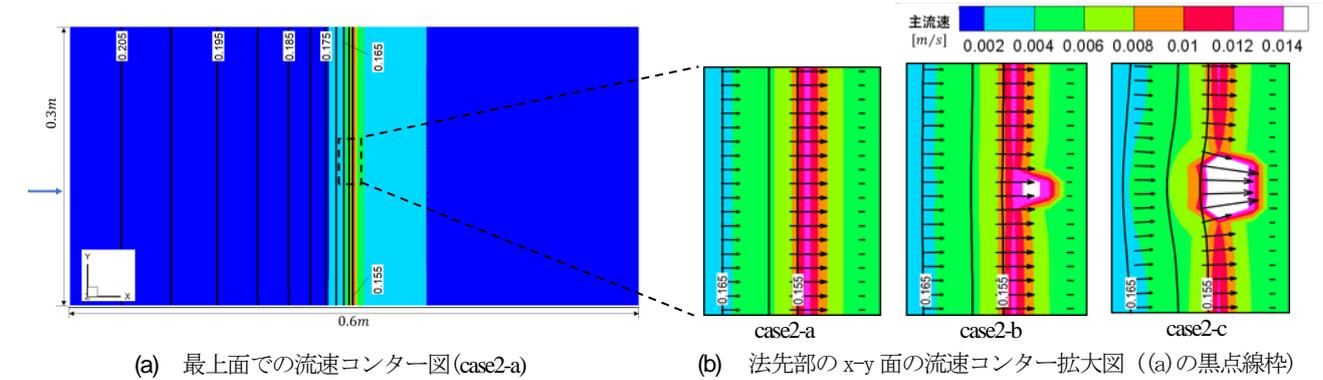
(b) 法先部の x-y 面の流速コンター拡大図 ((a)の黒点線枠)



(c) 各ケースの x-z 面の流速コンター図

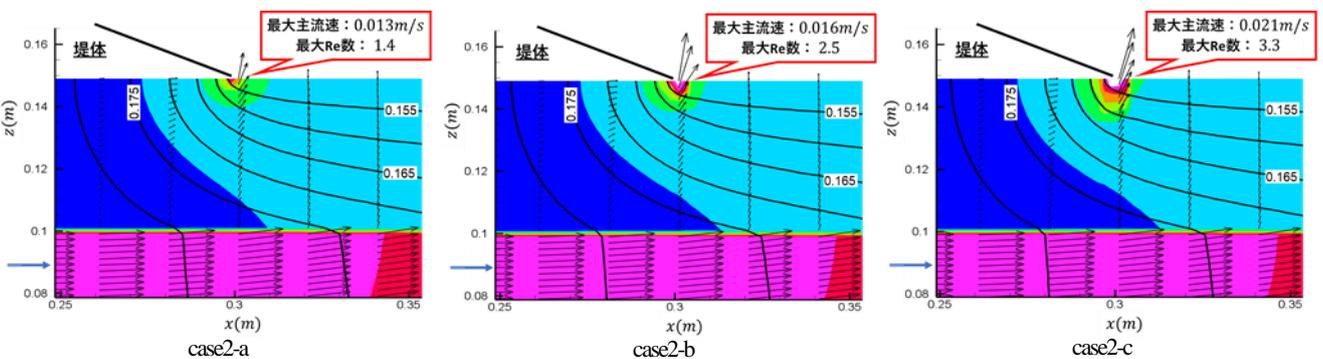
※等高線はピエゾ水頭(m)を表す。

図-9 case1 の x-y 面, x-z 面の流速コンター図



(a) 最上面での流速コンター図(case2-a)

(b) 法先部の x-y 面の流速コンター拡大図 ((a)の黒点線枠)



(c) 各ケースの x-z 面の流速コンター図

※等高線はピエゾ水頭(m)を表す。

図-10 case2 の x-y 面, x-z 面の流速コンター図

に対して、4mm, 8mm の大きさの弱点部が形成されると、流速は0.019m/s, 0.025m/sと次第に大きくなる。同様に、 Re 数($=\lambda u_s \bar{d}_r / \nu$, ν : 動粘性係数)も 3.0, 3.9 と大きくなるが、一般に Darcy 則が成り立つとされる限界 Re 数 10 より小さくなる。ピエゾ水頭の低下が顕著に現われる case1-c では、弱点部で大きな流速が発達する。このとき、x-y 面の流速分布によると、周囲から弱点部に向かう流れの集中がかなり明確に現れることが確認できる。

弱点部の拡大に伴う流速発達の傾向は、上層を 0.05m とした case2 も同様である。しかし、法先近傍において、0.004m/s 以上の流速の発生する領域は、case1 の方が明らかに大きくなるのが分かる。このような法先近傍での局所的な浸透流の発達には、細粒分の流失による噴砂、パイピングの発生を引き起こし、堤体の安定性を低下させるきっかけとなる可能性がある。実際に、小高ら¹⁾の実験では、上層の厚さを 0.03m とした場合に噴砂、堤防変状が確認され、漏水のみ発生した 0.05m の場合に比べて危険であることが確認されている。

以上より、均質で等方な透水係数を用いる一般的な手法とは異なり、透水係数の非等方性と、流れの力学を考慮してモデル化した本提案手法により、弱点部をきっかけとする基盤浸透流の発達と、被覆土層の厚さの違いが法先近傍の高流速域の形成に及ぼす影響を解析できることが分かった。今後、更なる浸透流の発達と砂粒子の連行を力学的に明らかにしていく必要がある。ただし、現時点では、粒子群から受ける抵抗力 F の評価に Darcy 則を用いているため、パイピングを伴うような浸透流場にも対応できる抵抗則について検討していく必要がある。

5. 結論

本研究では、これまで十分検討されてこなかった粒子

配置と空隙構造の三次元性に着目し、透水係数の異方性を考慮した堤防基盤浸透流のモデル化を行った。これを、堤防基盤漏水の模型実験データに適用した結果、弱点部の拡大とともに、法先近傍の局所的な高流速域が発達することが解析可能であることが分かった。また、被覆土層が薄い場合には高流速域が大きくなり、堤防安定性の低下を招く可能性があることが表現され、模型実験で確認された傾向を概ね説明できることが分かった。

今後は、本手法を基盤漏水や噴砂による堤防破壊危険性評価に応用していくため、異なる基盤条件を想定した模型実験を基に本手法を適用し、浸透流の発達に伴う砂粒子の連行の力学的機構について、特に水理学的視点から検討していく。

参考文献

- 1) 小高猛司, 李圭太, 崔瑛, 森智彦, 森三史郎, 林愛実: 浸透に伴う基礎地盤の弱体化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.55-58, 2017.
- 2) 佐藤豊, 大淵貴, 福岡捷二: 旧河道の地下水分布と堤防周辺の基盤漏水発生箇所との関係, 第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.33-36, 2018.
- 3) 土質工学会: 土質工学ハンドブック, 第 3 章, 浸透と地下水, pp.66-105, 1983.
- 4) 室田明, 佐藤邦明: 空隙規模の分布による透水係数の評価について, 水理講演会講演集, pp.73-78, 1969.
- 5) Raymond E. Volker: Numerical solutions to problems of nonlinear flow through porous materials, Ph.D. thesis, University College of Townsville, 1969.
- 6) 齋藤雅彦: 飽和・不飽和浸透流解析による不均一地盤内のフィンガリング現象に関する研究, 水工学論文集, 第 50 巻, pp.217-222, 2006.
- 7) 山田修司, 菅野仁子, 宮内美樹: 多種球充填モデルとその応用例, 情報処理学会研究報告, Vol.2011-MPS-85, No.18, 2011.

(Received June 30, 2020)
(Accepted August 28, 2020)

MODELING OF UNDERSEEPAGE FLOW IN A GROUND FOUNDATION CONSIDERING 3D PARTICLE ARRANGEMENT AND PORE STRUCTURE AND SEEPAGE FLOW CHARACTERISTICS AROUND THE LEVEE TOE

Katsuyuki KURIHARA, Kosuke TABATA and Shoji FUKUOKA

It is necessary to clarify the mechanism of the concentration and development of underseepage flow around the landside levee toe for estimation of the levee failure risk due to underseepage flow. In this paper, the underseepage flow in a ground foundation under a levee was modeled by considering the anisotropy of permeability coefficient. The developed model was applied to the underseepage flow in a ground foundation with a weak point. The influence of the thickness of cover soil and expansion of weak points on the piezometric head change in the foundation layer and the concentration of the flow toward the weak points was clarified. In addition, it was shown that the risk of levee failure may increase due to the development of the large velocity region near the levee toe when the weak point is formed on the thin cover soil.