

水位の上昇・降下に伴い変化する 河川堤防浸潤線の評価法に関する研究

上村 勇太¹・福岡 捷二²・田端 幸輔³

¹学生会員 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)

E-mail: yuta.uehara0611@civil.chuo-u.ac.jp

²フェロー 中央大学研究開発機構教授 (同上)

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

³正会員 中央大学研究開発機構准教授 (同上)

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

洪水時の堤防の浸透破壊危険性を評価するためには、水位上昇から降下時を含めた一連の水位ハイドログラフに対する堤体内浸潤線解析法が必要である。本研究では、水位上昇から降下に至る堤体内水面形が計測された大規模堤防浸透実験結果を用いて、洪水時の外水位上昇・降下時の浸潤線解析法をポテンシャル理論に基づき提案している。すなわち、流線網解析を用いて導いた浸潤線形状の式と、堤体内の水の連続関係から非定常堤体内浸潤線の解析手法を構築した。この方法を大規模堤防浸透実験結果に適用し、堤体内の浸潤線形状の時間変化過程を説明している。

Key Words: flood hydrograph, levee, seepage line, large-scale experiment, graphical method

1. 序論

洪水時に河川堤防のどこが、どの程度危険になるかを把握することが河川管理の大きな課題となっている。近年、洪水継続時間が長く2~3波形の連続する豪雨に起因する洪水が多く見られ、長時間の堤体浸透に起因する堤体崩落、決壊等の被災が懸念されている。このような洪水時の堤防の浸透破壊危険性を評価するためには、洪水時の水位の上昇から降下まで一連の水位のハイドログラフに対する堤体内浸潤線の挙動を合理的に推定することが必要である。

堤防詳細点検等での堤体内浸透流の計算では、外水位の時間変化、土層毎の土質定数、飽和度に応じた透水係数等を考慮した鉛直二次元浸透流解析が行われる¹⁾。しかし、この手法はボーリング調査データがない区間では、各層の土質定数の設定に限界がある。福岡・田端²⁾は、堤体直下が不透水性基盤である場合について、洪水時の堤体浸透破壊危険性の縦断的評価を行い、堤防脆弱性指標を用いて被災箇所の推定を行ってきた。しかし、これまでは、水位上昇時からピーク付近までの堤防の浸透についての議論が中心であり、水位降下時の堤防の浸潤線の変化や堤防の安定性については十分明らかにされていない。

本研究では、土木研究所で実施された水位の上昇から降下に至る堤体内水面形が計測された大規模堤防浸透実験結果³⁾を用い、堤体内浸潤線形状の挙動を分析する。次に、ポテンシャル理論に基づき内田⁴⁾の非定常浸潤線推定式の考え方を参考に流線網解析と水の連続関係から外水位の上昇・降下に至る一連の変化に対する堤体内浸潤線解析法を構築する。最後に、この推定法が大規模堤防浸透実験で計測された堤体内浸潤線形状の時間変化を適切に説明できることを示す。

2. 大規模堤防模型浸透実験結果の考察

(1) 大規模堤防模型浸透実験の概要

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、図-1(a), (b)に示す半断面と全断面の大規模な堤防模型を用いた浸透実験³⁾が行われた。堤体部分は、高さ3m、天端幅3m、のり勾配1:2である。図-2に示す外力条件で、堤体下部に設置されたマンメータにより外水位上昇から降下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、図-1(a), (b)に示す2種類の堤防浸透実験により得られた堤体内浸潤線を対象に検討を行う。

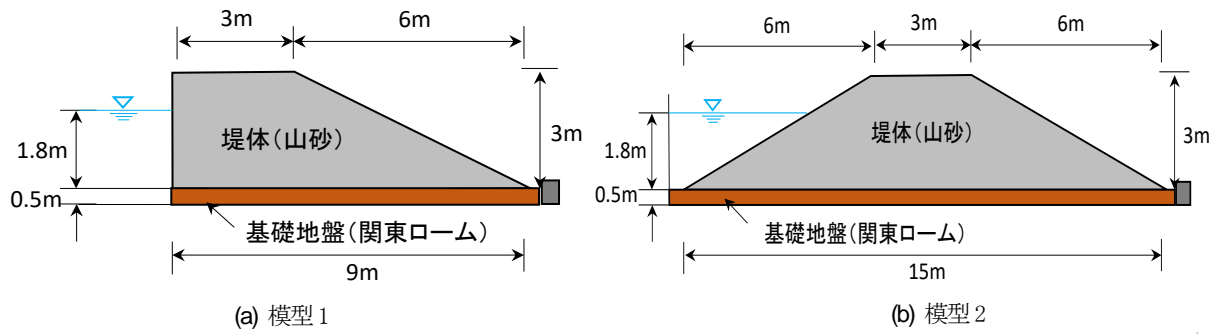
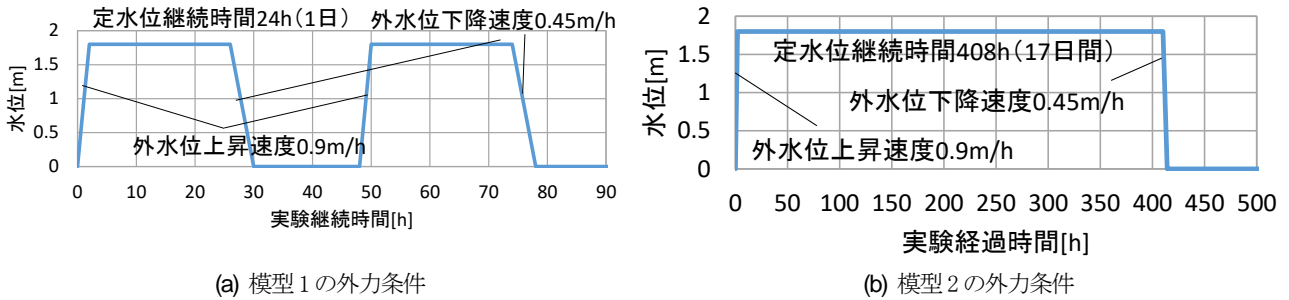
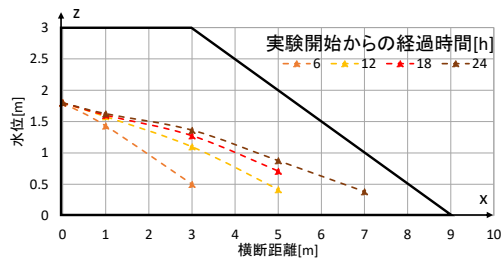


図-1 土木研究所大規模堤防模型の断面形状

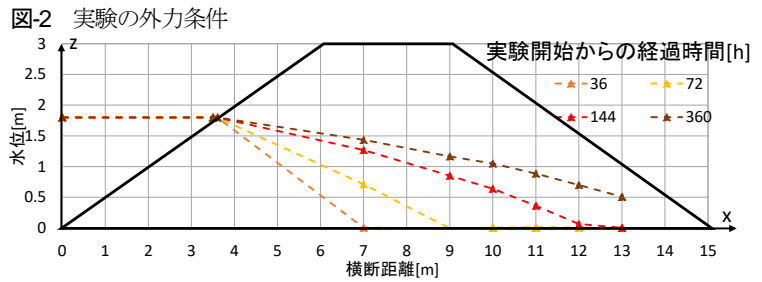


(a) 模型1の外水条件

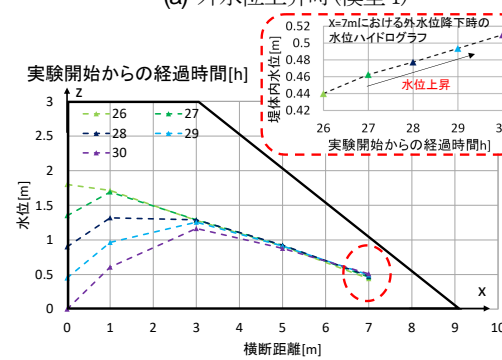
(b) 模型2の外水条件



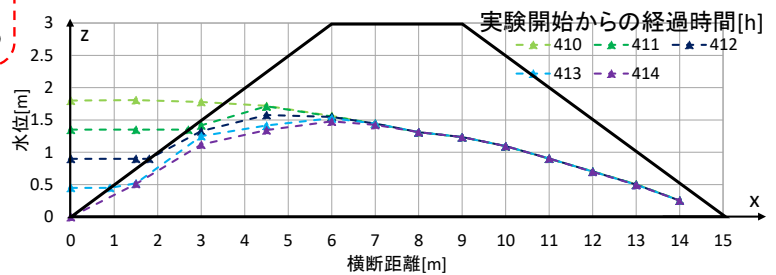
(a) 外水位上昇時(模型1)



(b) 外水位上昇時(模型2)



(c) 外水位降下時(模型1)



(d) 外水位降下時(模型2)

図-3 堤体内浸潤線の観測値

(2) 堤体内浸潤線の挙動の分析

大規模堤防浸透実験で観測された外水位上昇時、降下時の堤体内浸潤線の挙動を分析し、これに伴う堤防浸透機構について考察する。図-3(a), (b)には模型1, 2における外水上昇時の堤体内水位の観測値を示す。基礎地盤は難透水性の関東ロームである。水位観測は、模型1で $x=7\text{m}$ 、模型2では $x=13\text{m}$ の位置まで行われた。 x :表法尻からの横断距離である。裏法先での水位は観測されていないが、浸潤線形状により模型1では外水位降下前に

浸潤線が裏法先には到達して、模型2では到達していたと推定される。図-3(c), (d)には模型1, 2の外水位降下時の堤体内水位の観測値をプロットで示す。両模型とも浸潤線には頂部が出現し、その位置は外水位降下前の浸潤線に沿って裏法側に移動していることが確認できる。堤体内飽和域の体積は外水位降下に伴い減少しているものの、多くは堤体内に残留し、表法側の飽和域の体積や浸潤線の勾配は裏法側に比べて大きくなる。このことから、外水位降下時は堤体内に水が多く残留し、出現した水位頂部から表法、裏法両側に上に凸の浸潤線が形

成されることを確認した。また、模型1では、図-3(c)の赤の破線で囲まれた $x=7\text{m}$ における外水位降下時の水位ハイドログラフから、水位が徐々に上昇していることが確認でき、浸潤線の進行が見られる。一方、湛水時間の長い模型2では、外水位降下前に浸潤線が裏法に到達しており、外水位降下時には堤体中央から裏法側にかけての水位に変動がないことが分かる(図-3(d))。このことから、外水位降下前に浸潤線フロントが裏法先に到達していない場合には、外水位降下時にも浸潤線は進行すると考えられる。次章以降では、大規模堤防浸透実験で確認された外水位上昇・降下時の浸潤線の特徴を説明できる非定常堤体内浸潤線解析法を検討する。

3. 非定常堤体内浸潤線の評価法

ここでは、大規模堤防浸透実験結果に基づき内田の外水位上昇時の非定常浸潤線の推定式を参考に、洪水時の外水位上昇・降下の全期間に適用できる浸潤線解析法を構築する。

(1) 内田の非定常浸潤線の推定式

ポテンシャル理論に基づき導かれた内田の非定常浸潤線推定式の導出過程を以下に示す。

不透水性基盤上の盛土内の浸透流ではダルシー則が成り立つと考え、流線が全て水平である流れをとると任意の高さにおける水面の移動速度は式(1)で表せる。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{u}{\lambda} = \frac{k}{\lambda} \frac{H-z}{x} \quad (1)$$

ここに、 x : 盛土内の水位に対応する水平位置、 t : 浸透時間、 u : 浸透流速、 λ : 空隙率、 k : 盛土内の透水係数、 H : 外水位、 z : 盛土内浸潤線の水位である。式(1)を初期条件 $t=0, x=0$ を与えて積分することで盛土内浸潤線の式(2)が求まる。

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

ここで、 ξ : 浸潤線フロントの位置である。式(2)は水面の移動が水平方向に卓越すると仮定した場合に、浸潤線の形状は $x\xi$ によって決まり、 x 方向に縮尺可能な相似形であることを示している。また、この式形は、自由水面の運動学的条件の近似解と同じ形である⁴⁾。次に、図-4に示すように式(2)の水面形状を初期の境界とし、外水位、基盤層との境界面において条件を満たすポテンシャル場を作成する。作成した流線網に基づき自由水面の移動距離 d を式(3)で計算する。

$$d = \frac{u}{\lambda} \delta t = \frac{k}{\lambda} \frac{\delta h}{\delta s} \delta t \quad (3)$$

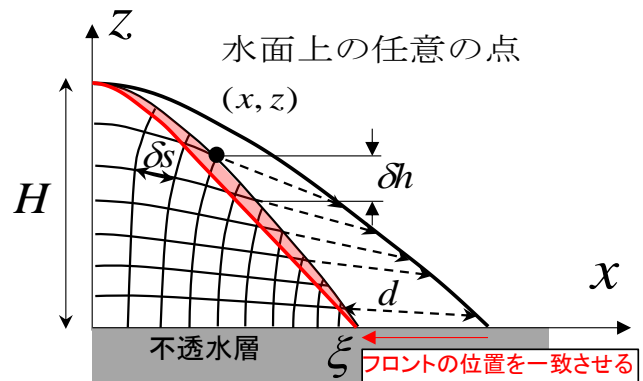


図-4 不透水性基盤上の浸透流場の流線網解析

ここで、 δt : 浸透時間(s)、 δh : 損失水頭(m)、 δs : 流線長(m)である。算出された d に基づいて、浸潤線を移動させた後、相似条件により、浸潤線を一樣に縮小して浸潤線フロントの位置を元のフロント位置に一致させる。すると、図-4の赤線で示す浸潤線が描ける。移動後の浸潤線と元の浸潤線の飽和域の体積の差(図-4の赤、ハッチ部分)が小さくなるまでこの手順を繰り返すことにより、境界条件を満たすポテンシャル流場に基づく浸潤線形状に収束していく。最終的に、 $x\xi$ の乗数が修正され以下に示す内田の非定常浸潤線の推定式(4)が導かれる。外水位上昇時には、本推定式を適用する。

$$\frac{z}{H} = \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{8kH}{3\lambda} t} \quad (4)$$

(2) 外水位降下時の堤体内浸潤線評価法の提案

前節で示した外水位上昇時の内田の非定常浸潤線の推定式を外水位降下時にも適用すると、原点で常に頂部となる条件 $\partial z/\partial x=0$ が成立しているため、図-3で示したような外水位降下時の堤体内に現れる水位の頂部位置や表法側の浸潤線形状は表現できない。よって本節では、内田の式の導出で用いられた流線網解析法により、大規模堤防浸透実験の流速場を把握し、堤体内水位の頂部位置の移動や浸潤線形状の形成要因を調べ、浸潤線評価式を提案する。

a) 流線網解析法を用いた外水位降下時の堤体内流速場と浸潤線形状の形成要因の把握

ここからは全断面の模型2の実験で得られた結果を対象に検討を行う。外水位降下直前の最高水位時の堤体内浸潤線形状を境界条件とし、堤体内がダルシー則の成り立つ浸透流場として、試行錯誤的に流線と等ポテンシャル線が直交するよう正方形流線網を作成する。次に自由水面上の点の移動距離を式(3)により計算した。 $\delta t=3600$ s、 $\lambda=0.4$ 、とし、 k は、実験で計測された水面を追えるような $1.2 \times 10^{-4} \text{m/s}$ を与えた。図-5に外水位降下開始から1時間毎の流線網による解析結果を示す。外水位の降下により水位の頂部では鉛直下方へ、頂部の周囲では表法

と裏法の両方向へそれぞれ向かう流線が描かれる。等ポテンシャル線の間隔は表法面が最も狭く、堤体水位頂部に近づく程広くなり、それに伴い単位時間当たりの水面の移動速度も小さくなる。結果として水面の動きが小さい裏法側に向かって水位の頂部位置が移動する。また、流線の向きに着目すると水位頂部付近では水面の移動は鉛直方向に卓越しているが、頂部から離れるにつれて水平方向の流れが卓越する。模型2の実験結果では、裏法先に浸潤線が到達しているため、裏法側の浸潤線は動いていないが、到達していない場合は頂部付近のピエゾ水頭との水頭差を外力として裏法側に向かって進んでいくと考えられる。図-6に流線網解析により得られた1時間毎の堤体内浸潤線形状を示す。水位頂部付近を除き水面の動きは水平方向が卓越しているため、浸潤線形状の相似条件が成り立つと考え、浸潤線の頂部を原点とし、表法側を正の方向として定義した式(5)の関数形で表法側の浸潤線形状を表現する。

$$\frac{z'}{h_r} = \left\{ 1 - \left(\frac{x'}{\xi_f} \right)^m \right\} \quad (5)$$

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。式(5)を各時間の自由水面にあてはめ、任意の x' の値における m 値を逆算した結果を表-1に示す。 x' の値が小さく、鉛直方向の流れが卓越する堤体内水位頂部付近では、 m の値にばらつきがみられるが、頂部から離れると $m=2$ に収束することが分かる。よって、式(5)に $m=2$ を与えることが出来る。この段階では、外水位降下時の浸潤線フロントの位置 ξ_f が決まっていない。

b) 外水位降下時の堤体内水位頂部位置と浸潤線形状の解法

ここでは、外水位の降下時の ξ_f を求めて堤体内浸潤線解析法を構築する。図-7の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、外水位が δh 降下することにより生じる堤体からの排水量が一致するように堤体内水位の頂部位置が時間的に変化すると考える。この時、式(6)が成立する。

$$\lambda \delta V = q \delta t \quad (6)$$

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、 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。ここで、先に示した大型堤防模型における水面形観察結果から明らかになったように、堤体内水位の頂部位置は、外水位降下直前の浸潤線上を移動すると仮定する。流線網解析による検討から表法側に形成される浸潤線形状は、 $m=2$ を用いた式(5)で表され、一方、外水位降下直前の堤体内浸潤線形状は、式(4)の内田の式で表されるとすると、図-7に示す ab 、 bc 、 ac 間の z' はそれぞれ式(7)、(8)、(9)で表

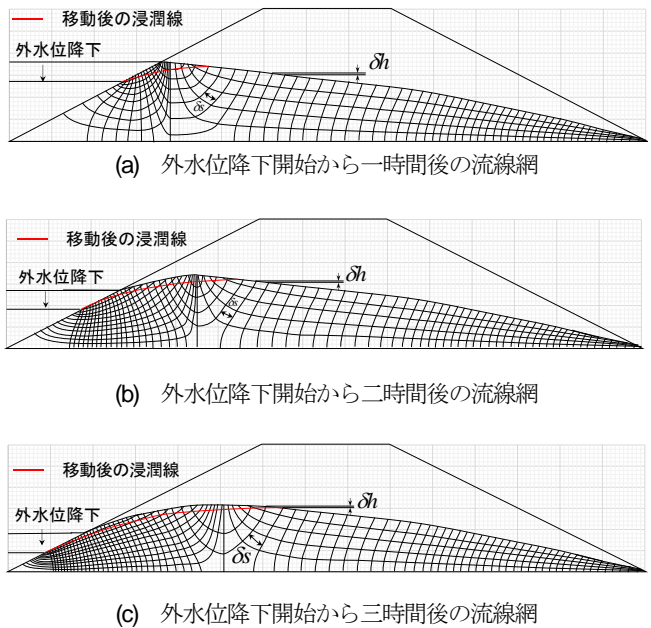


図-5 外水位降下時の流線網解析結果

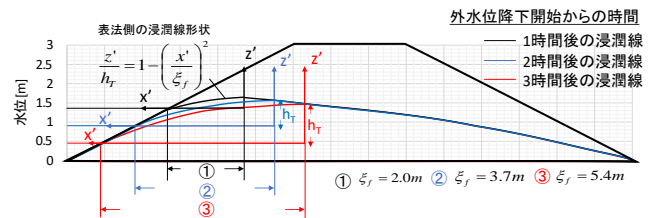


図-6 流線網解析で得た1時間ごとの堤体内浸潤線形状

表-1 各時間の浸潤線形状に対する m 値

	z [m]	h_r [m]	x [m]	ξ_f [m]	m 値	m 値(平均)
外水位降下開始から1時間後の浸潤線	0.27	0.30	0.50	2.00	1.66	1.85
	0.22		1.00		1.91	
	0.13		1.50		1.97	
外水位降下開始から2時間後の浸潤線	0.62	0.68	1.00	3.70	1.85	1.97
	0.48		2.00		1.99	
	0.24		3.00		2.08	
外水位降下開始から3時間後の浸潤線	0.96	1.05	1.50	5.40	1.92	2.02
	0.74		3.00		2.08	
	0.33		4.50		2.07	

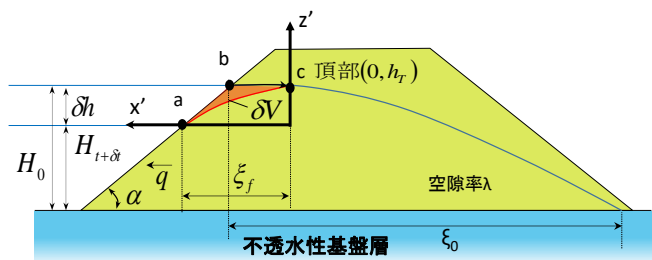


図-7 外水位降下時の堤体内浸潤線解析法の概念図

表-2 透水係数、空隙率の関係

	実際の透水係数 k [m/s]	解析で用いた浸入時の透水係数 k [m/s]	解析で用いた排水時の透水係数 k [m/s]
模型1	2.0E-05	6.0E-05	7.0E-04
模型2	8.5E-07	9.0E-06	3.2E-04

	実際の空隙率 λ	解析で用いた空隙率 λ
模型1	0.36	0.40
模型2	0.42	0.40

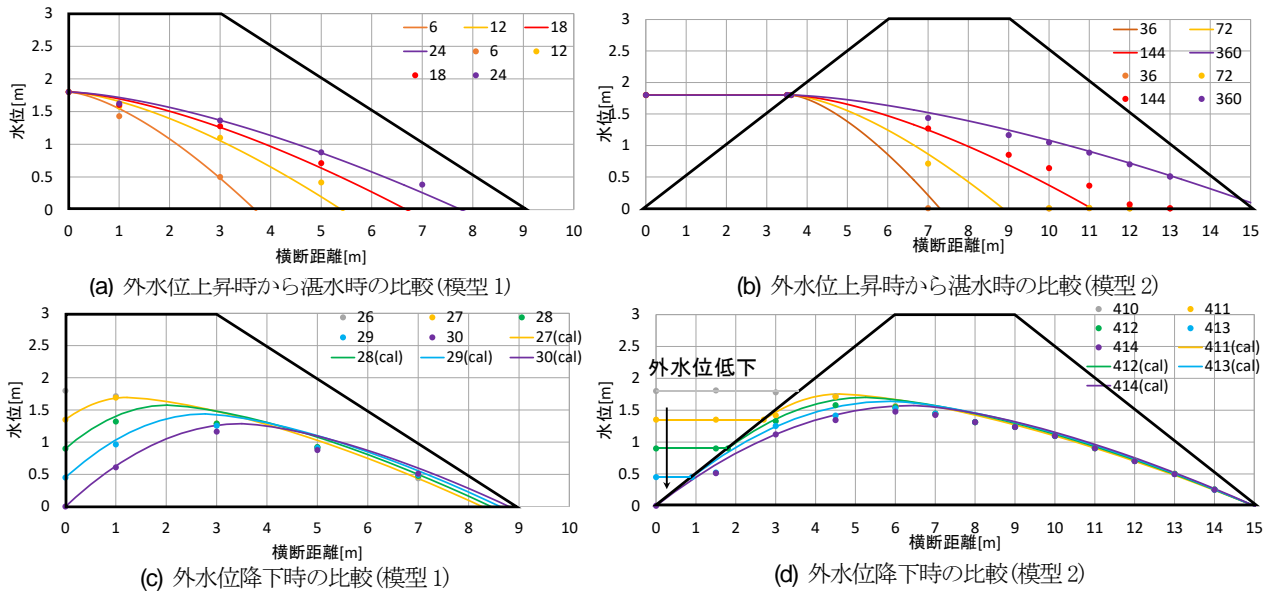


図-8 堤体内浸潤線の解析結果と観測値の比較

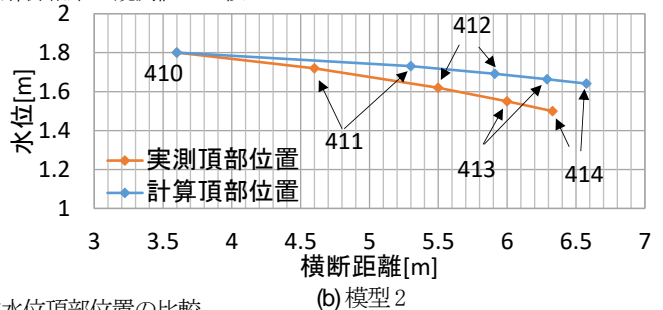
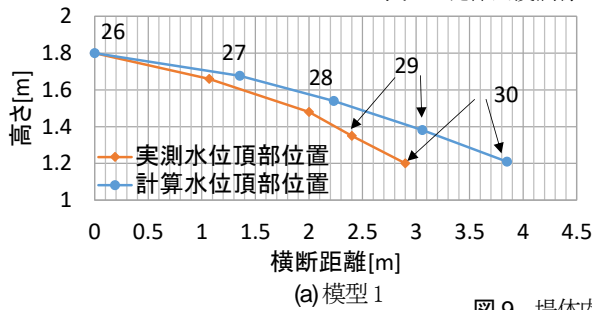


図-9 堤体内水位頂部位置の比較

現出来る。

$$z' = -x' \tan \alpha + \xi_f \tan \alpha \quad (7)$$

$$z' = H_0 \left[1 - \left\{ \left(x' - \xi_f + \delta h / \tan \alpha \right) / -\xi_0 \right\}^{3/2} \right] - H_{t+\delta} \quad (8)$$

$$z' = h_r \left\{ 1 - \left(x' / \xi_f \right)^2 \right\} \quad (9)$$

図-7の橙色でハッチした飽和領域の単位時間当たりの変化量は、 $x'=0$ から ξ_f の間で ab 、 bc の2区間に分割し、 ab 区間では、式(7)-式(9)、 bc 区間では式(8)-式(9)を積分することにより、式(10)で表される。

$$\lambda \delta V = \frac{\lambda \delta h^2}{2 \tan \alpha} \quad (10)$$

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

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

また、流線網解析により表法側の流れ場は水位頂部付近を除いて水平方向が卓越しており準一様流とみなせることから、外水位降下に伴う排水量 q を式(11)に示すDeput-Forchheimer⁵⁾型で表現した。

$$q \delta \alpha = \frac{k}{2 \xi_f} \left[(\delta h + H_{t+\delta}) \left\{ 1 - \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - H_{t+\delta} \right\} \right]^2 \delta \alpha \quad (11)$$

式(10)と(11)は等しいことから水位頂部位置 ξ_f を時系列的に求める。 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た。裏法に浸潤線が到達していない場合は、求めた堤体内水位頂部を外力として、内田の非定常浸潤線の推定式を裏法側の浸潤線に適用する。解析で得られた結果では、表法側に比較して裏法側の等ポテンシャル線の間隔が広く、浸潤線の進みが遅いため、裏法先に進行する浸潤線による飽和域の体積変化量は無視できるものとした。

4. 大規模堤防模型浸透実験結果に対する非定常浸潤線評価法の適用性

導いた非定常浸潤線解析法を大規模模型実験に適用し、本手法の妥当性を調べる。外水位上昇時には、内田の非定常浸潤線の推定式を適用し、外水位降下時には構築した解法を適用する。 $\lambda=0.4$ 、 $\delta=3600s$ とした。表-2には、透水実験により求められた透水係数、空隙率と実験を再現するために同定した透水係数、空隙率の比較を示す。浸入時の解析値は実際と比較して、3~10倍程度高い値であるが、透水試験結果においても透水係数の値は2オーダー程度の幅でバラついている³⁾。よって、ポテンシャル理論に基づく本手法により同定した k は観測誤差の範囲内におさまっているものとする。解析により

同定した堤体への浸入時と飽和域からの排水時の透水係数は10-30倍程度異なるが、これは浸透の履歴や飽和度の違い等によるものであると考えられ、透水係数の測定法と共に今後の検討課題である。図-8(a), (b)は外水位上昇時に実線で示す内田の式の結果とプロットで示す観測値の比較を示す。内田の論文⁴⁾において小規模の模型実験を対象とした浸潤線形状の検証は行われているが、本検討結果より(b)において赤プロットで示す時間の解析値の進行が観測値と比較して若干遅くなっているものの、 k を同定し内田の式を用いることで大規模模型実験においても概ね外水位上昇時の堤体内浸潤線形状の時間変化を再現できることを確認した。図-8(c), (d)に模型1, 2の外水位降下時における浸潤線時間変化の解析値と観測値の比較を示す。実線が本手法による解析値、プロットが観測値を示している。両模型において、上記の簡易的な解析手法によって求めた表法側の浸潤線形状は、概ね実験結果を再現できている。また、(c)の模型1を見ると外水位降下時にも進行し続ける裏法側の浸潤線の挙動は、内田の式の原点を水位頂部にとり、適用することにより概ね説明可能である。図-9(a), (b)に水位頂部位置の時間変化について解析値と観測地の比較を示す。両模型とも解析値は全体的に若干高めに算出されるが、これは実験上の制約から、実測浸潤線が壁付近からの漏水により堤体中央付近で低下していること等も理由のひとつと考えられる。

本手法により、外水位上昇時から降下時に至る洪水中の堤体内水位頂部位置と表法、裏法側の浸潤線の解析が可能となった。今後は、現地堤防について、本検討結果を適用し堤体内浸透流による堤防表法、裏法の安定性を検討する。

5. 結論

本研究では、土木研究所で実施された大規模堤防浸透実験結果を用い、河川水位の上昇から下降までの一連の

水位変化に伴う堤体内浸潤線の時間変化について検討を行った。以下に主要な結論を示す。

- (1) 大規模堤防浸透実験結果の分析により、外水位降下時にも裏法側へ浸潤線が進行し続けること、表法側の堤体内に多くの水が残留することによる堤体表法、裏法両側の浸潤線の挙動を明らかにした。
- (2) 外水位上昇時については、堤体内の浸潤線は内田の式で表現できることを確認した。外水位降下時については、堤体内の流れは流線網解析法により、ほぼ水平方向とみなせること、表法側の浸潤線の時間変化が相似形であることを仮定し、表法から排水される時の堤体内浸潤線評価法を構築した。
- (3) 構築した評価法は、大規模堤防浸透実験における外水位上昇時・降下時の堤体内浸潤線形状の一連の時間変化を概ね説明できることを示した。

謝辞: 堤体内浸潤線の検討に対し、独立行政法人土木研究所地質・地盤研究グループより貴重な実験データを提供いただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), pp.42-85, 財団法人国土技術研究センター, 2012.
- 2) 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.
- 3) 小橋秀俊, 斎藤由紀子, 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, pp.1-216, 独立行政法人土木研究所, 2008.
- 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.
- 5) Muskat, M.: the flow of homogeneous fluid through porous media, McGraw-Hill Book Company, Inc, pp.316, 1937. (2017.9.29 受付)

ON EVALUATION METHOD OF THE TIME CHANGING OF SEEPAGE LINES IN RIVER LEVEES DURING FLOODS

Yuta UEMURA, Shoji FUKUOKA and Kosuke TABATA

It is important to establish an evaluation method of the behavior of seepage lines in levees with rising and dropping of flood water level. In this study, we analyzed the changing of seepage lines observed in large-scale levee models. We constructed the evaluation method of time changing seepage lines by newly-derived seepage equation by the flow net analysis and mass conservation within the drainage zone. The present method was applied for results of large-scale seepage test. It is clarified that the present method could elucidate the behavior of seepage lines of test results.