

浸透による堤防のり尻からの崩壊の 円弧すべり計算を用いた評価法の提案

A PROPOSAL TO EVALUATE PROGRESSIVE FAILURE OF RIVER
EMBANKMENT FROM THE FOOT DUE TO SEEPAGE USING CIRCULAR SLIP

石原雅規¹・東拓生¹・佐々木哲也²

Masanori ISHIHARA, Takuo AZUMA and Tetsuya SASAKI

¹正会員 土木研究所地質・地盤研究グループ主任研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 土木研究所地質・地盤研究グループ上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

The minimum safety factor of circular slip is applied as usual to evaluate stability of embankment including levee. The minimum safety factor can only assess likely to occur slope failure, but it has low applicability to the failure of increasing failure region and decreasing performance gradually, for example, progressive failure from foot of embankment due to seepage. A simple method to evaluate progressive failure of levee considering usage in design practice is necessary.

In our research, the progressive failure mechanism is analyzed from the relationship of failure progress and water level in the model embankment, and from the observation of the fracture morphology of the model at first. A new simple method is proposed. The method impresses region where arcs with safety factor less than 1.0 pass through and it is based on analysis of failure mechanism. Finally, the method is verified by comparing to the model test.

Key Words : *progressive failure, seepage analysis, circular slip*

1. はじめに

堤防を含む土構造物の安定検討では、円弧すべり安全率の最小値による評価が一般的¹⁾である。この方法では、壊れるか壊れないか、あるいは、壊れやすさを評価できても、浸透による堤防のり尻からの崩壊のように徐々に崩壊範囲が拡大し、徐々に堤防機能が低下するような問題への適用性は低い。一方で、実務での利用も考慮すると、必要な定数が多い方法や複雑な方法は好ましくないことから、現状の設計技術の延長線上でこのような問題へ適用可能な評価法が必要であると考えられる。

そこで、本研究では、筆者らが行った大型模型浸透実験の変状進行と堤体内水位の関係及び変状進行形態の観察結果から、変状メカニズムを分析した上で、変状メカニズムの一部を踏まえた新たな評価法を提案する。円弧すべり安全率の最小値ではなく、安全率が所定の値を下回る円弧の範囲を求める方法であるため、比較的簡単である。最後に、模型実験と提案した評価法による変状進行を比較することにより、評価法の適用性を確認した。

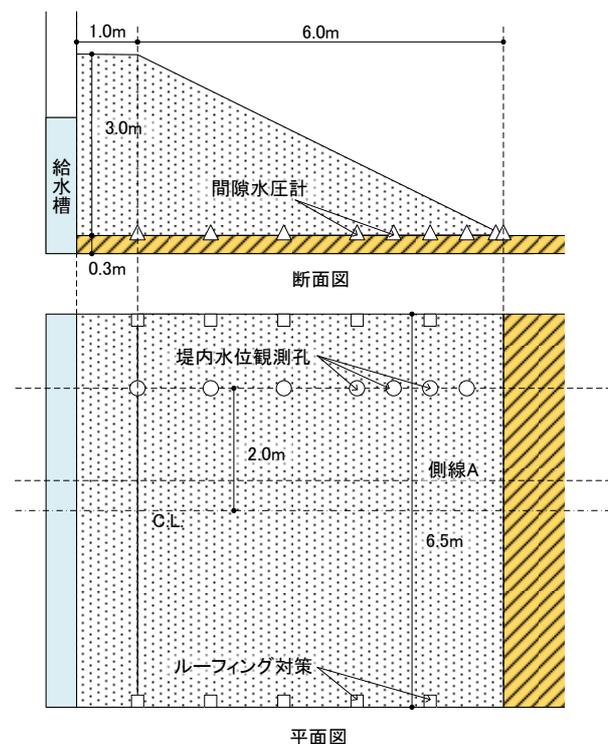


図-1 大型模型の形状および計測機器の配置。

2. 大型模型浸透実験

大型模型浸透実験の結果概要は、既に報告^{例えば 2)}しているが、評価法と関連する崩壊メカニズムに関して詳述するため、実験の概要を含め改めて紹介する。

模型の形状、計測機器の配置を図-1に示す。堤防半断面を模擬した模型となっている。図には示していないが、土壌水分計も多数埋設した。

まず基礎地盤として関東ロームを0.30m厚で敷設し、その上に、高さ3mの堤体部分を作成した。堤体は少し広めの範囲に仕上がり層厚0.15m分の堤体材料を敷き均し、手押しの振動ローラーを用いて締め固めた。途中、所定の位置に計測機器を設置しながら、この作業を繰り返した。のり面は、余分な範囲を削り取ることによって整形した。

堤体材料の諸元を表-1に、粒径加積曲線を図-2に示す。

模型作成後、まず1mm/hrの降雨を約2週間与える降雨実験を行った。降雨実験の1週間後、堤体内の水位が十分に低下するのを待った上で、給水槽からの浸透実験を行った。

図-3に給水槽の水位を上げ始めてから1時間毎の堤体内水位と地表面形状の推移を示す。地表面形状は、ステレオ撮影した画像から各時点の3Dモデルを作成し、変状が最も天端近くまで達した側線の断面(図-1に示す側線A)を取り出したものである。3Dモデルには数十cm程度の誤差が含まれる場合もある。

約3時間かけ、盛土高さの9割に当たる約2.7mの高さまで給水槽の水位を上昇させた。4時間経った時には既に

表-1 堤体土の諸元

実施年度		H28	
土質	土粒子密度	g/cm ³	2.696
	最大乾燥密度	g/cm ³	1.692
	最適含水比	%	18.0
	目標締固め度	%	86
	目標密度	g/cm ³	1.455
	透水係数(室内)	m/sec	2.9 × 10 ⁻⁵ (D85%)

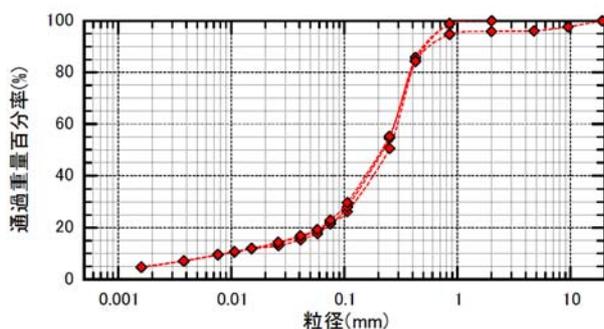


図-2 堤体土に使用した材料の粒径加積曲線。

のり尻に水位が達しており、のり尻のごく狭い範囲で変状(泥濁化)が生じ始めた。その後暫くの間、のり尻付近の堤体内水位の上昇とともに、変状範囲が拡大し続けた。図-3でも9時間目でのり面が下がる様子も見て取れる。9時間目以降は僅かな堤体内水位の上昇とともに、変状範囲が急激に拡大した。

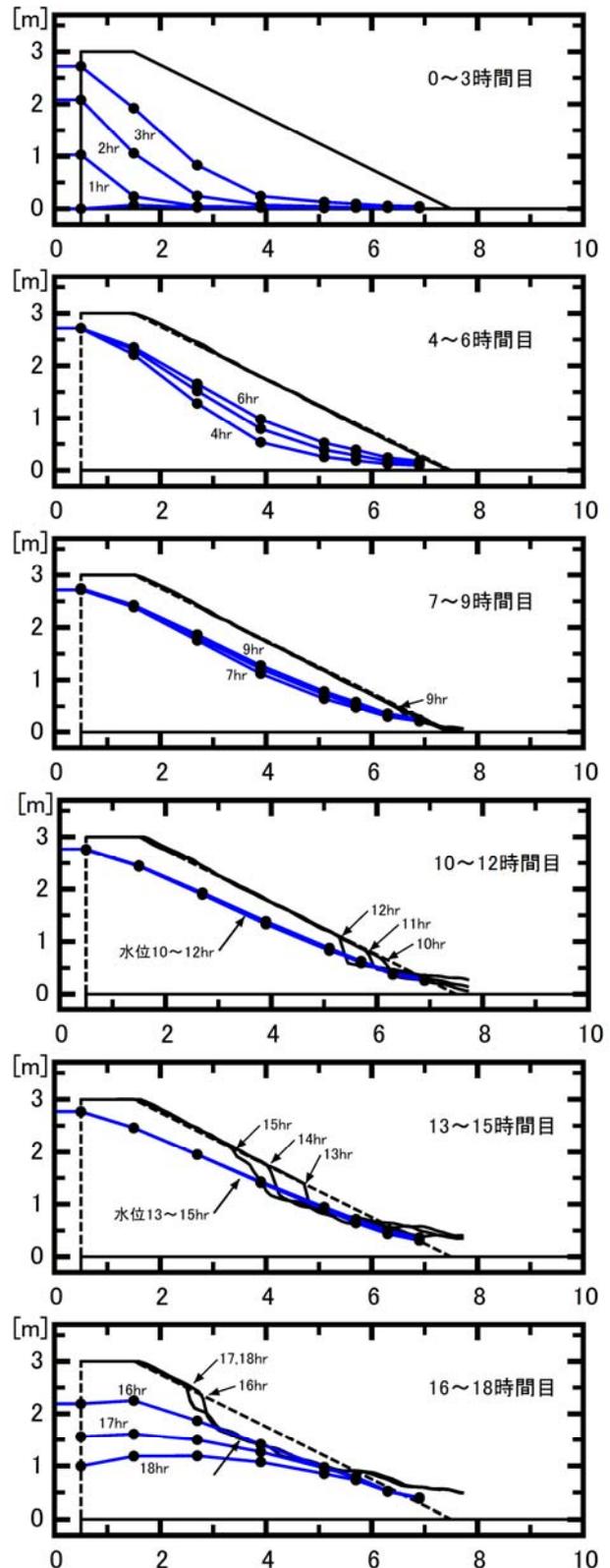


図-3 堤体内水位と地表面形状の推移。

13時間目以降では、崩壊土の影響を受ける範囲を除きほぼ堤体内の水位は一定となったが、変状範囲はますます急激に拡大した。実験後に現場透水試験やサンプリング等を天端直下で行うことを予定していたので、のり面の2/3程度が崩壊した15時間目を過ぎたところで、水位を下げ始めた。変状の進行速度は低下したように見えたが止まらず、変状範囲はさらに拡大し、16時間目程度の堤体内水位まで低下したところで、ほぼ変状の進行が止まった。

水位と変状の進行をまとめると、①(4時間目)のり尻に水位が達することで変状が生じ始める。②(～12時間目)のり尻付近の水位の上昇に伴い変状範囲が拡大した。③(13時間～15時間目)堤体内水位はほぼ一定であるが変状が急激に進行した。④堤体内水位が十分に低下すると、変状の進行は止まる。

変状の進行速度だけでなく、変状の進行形態も変化している。極初期の段階では、飽和している範囲のみが泥濘化していた。飽和したことや浸透流の影響により強度が低下した結果だと考えられる。その後の変状の進行に関しても、飽和した範囲の強度低下が大きく影響していると考えられるが、徐々に、のり面に明瞭な亀裂が現れるようになり、のり面の不飽和部分を含めた崩壊に変わっていった。亀裂が現れてもすぐに亀裂下側の土塊が下方に移動(崩壊)するわけではなく、徐々に亀裂の幅を増やしながらか、高さ方向には暫く留まっているか、非常にゆっくりとした速度で下に移動する。その後、急激に下方に移動(崩壊)する。実際の変状の進行は3次元的に起きているので、位置を変えながらこのような動きが繰り返されることによって、のり面上方に向かって変状が進行した。亀裂が入るのは、サクシオンによって高い強度が発揮されている証拠であるが、急激に下方に移動する時点では、先行して入った亀裂のために、不飽和部分はほとんど抵抗していないものと考えられる。なお、亀裂の現れる空間的な間隔は、初期ほど小さく、変状が進行するに従って大きくなる。途中からは、不飽和部分のみの崩壊も生じていた。15時間目や17時間目の地表面形状にその痕跡が見られる。変状範囲の上側端部は、表面に不飽和部分があるために、急勾配の崖状になっている。不飽和部分はのり面上方ほど厚いため、変状が進行するほど、崖の高さが大きくなる。ある程度高くなると、不飽和土の強度では、崖の形状を保てなくなり、不飽和部分のみの崩壊も生じるようになると考えられる。このような崖の形成自体が変状の進行に影響を及ぼしていると考えられる。13時間～15時間目は堤体内水位がほぼ変化していないにもかかわらず変状が進行するのは、飽和して強度の低下した堤体土の上に、崖による偏土圧が作用しているためだと考えられる。このような連鎖的な崖の崩壊がある程度の時間をかけて進行する理由は、崩壊直後一時的に、不飽和部分が堤体内水位以下にめり込み、崖の足元に強度の高い範囲ができるためではないかと推

測する。時間とともに飽和していくことで、強度を失い、次の崩壊が始まると考えられる。

3. 評価方法の概要

上述のとおり、浸透によるのり尻からの変状の進行メカニズムは非常に複雑であり、メカニズムに忠実な方法で評価することは困難である。

本研究では、実務での利用も視野に、必要な定数が多い方法や複雑な方法ではなく、現状の設計技術の延長線上で浸透によるのり尻からの変状の進行を評価可能な方法を提案する。

計算方法の大枠としては、堤防の浸透安全性の照査に用いられている浸透流解析と円弧すべり計算であるが、現在実務に用いられている円弧すべり安全率の最小値ではなく、円弧すべり安全率が基準値以下となる範囲を求める方法である。この範囲が変状・崩壊の範囲に対応するとみなすことによって、崩壊範囲の拡大を求めることが可能となる。上述のとおり、各崩壊時点では、のり面表面の不飽和部分はほとんど抵抗していないと考えられることから、堤体内水位より上の範囲には引張亀裂が入るものとして、安全率を計算した。

この方法の妥当性を確認するために、上述の大型模型実験結果と計算結果を比較した。

4. 堤体内水位の再現解析

堤体内水位は、模型実験の結果からも明らかなどおり、変状の進行と密接に関連している。円弧すべり計算を行う上でも重要な条件であるのは言うまでもない。そこで、まず堤体内水位の再現解析を試みた。

降雨に対する検討の結果、不飽和特性を工夫することで再現性が向上するとの検討も行われている³⁾が、本論文では、河川堤防の構造検討の手引き⁹⁾に示されている不飽和特性を用いた。

等方に様々な透水係数を与えたところ、4時間目までの堤体内水面形状が実験結果に比較的よく一致していた条件が、透水係数 $1.0E-5m/sec$ であった。その結果を図-4(a)に示す。1時間目と4時間目の水面形は、実験と解析でよく似た位置となっていることが確認できる。しかし、4時間目の実験と解析を細かく比較すると、実験の方が堤体底部でのり面に向かって水位が伸びていることが分かる。このために、早期にのり尻に水位が達し、泥濘化が発生していた。1時間目に関してもその傾向が見取れる。のり面に向かって水位が伸びる点に関しては、透水係数の異方性を考慮することによって、ある程度解消することが可能である。図-4(b)、(c)に鉛直方向の透水係数を1/10、1/100に低減した結果を示す。

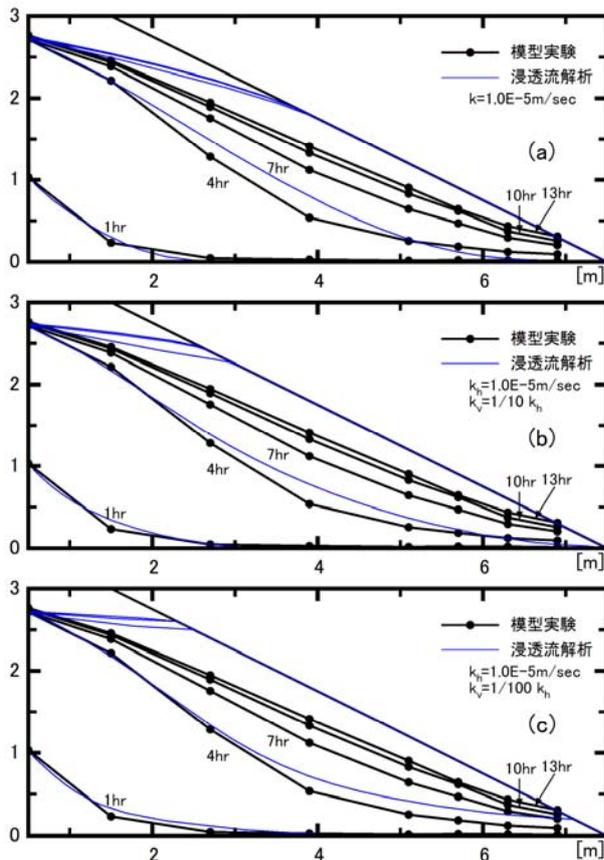


図-4 模型実験と浸透流解析の堤体内水位の比較（異方性考慮）.

次に図4(a)の7時間目以降を見ると、実験ではのり面に平行に、楔状の不飽和領域を残してゆっくりと水位が上昇した。一方、解析では、早い段階でのり面の2/3程度の範囲が飽和状態となっており、実験結果との乖離が大きい。実験で楔状の不飽和領域が残ったことに関しては、変状の進行が影響した可能性も否定できないが、変状が発生しなかった模型実験でも同様に不飽和領域が残ることが確認されている²⁾。このような不飽和領域を浸透流解析で再現することは難しく、異方性や不飽和特性を変更しても安定的に再現することができなかった。解析において、模型実験のように水位を低下させるためには、のり尻付近からの排水量を増加させる必要がある。そのための1つの方法として、のり面表層付近の透水係数を増加させる方法を試みた。

水槽の最高水位と干渉しないよう図-5のハッチを掛けた模型表面厚さ0.2mの範囲に高い透水係数（10倍、33倍）を与えた。堤体内観測孔で観測された水位は、のり尻に最も近い位置を除けば、のり面から0.2m程度下の線に漸近するような傾向を示し、のり尻直近の水位とそれよりも内側の水面形が別の挙動をとっているように見えることから、透水係数を変える範囲を設定した。その結果、高い透水係数を与えるほど、大きな楔状の不飽和領域を形成するようになった。同じ土質材料であっても、深い位置と浅い位置では土圧が異なり、そのために密度

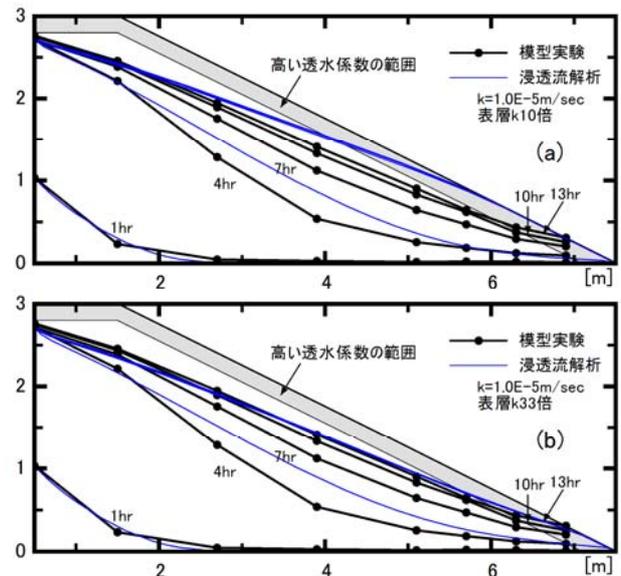


図-5 模型実験と浸透流解析の堤体内水位の比較（表層に高い透水係数の範囲を設定）.

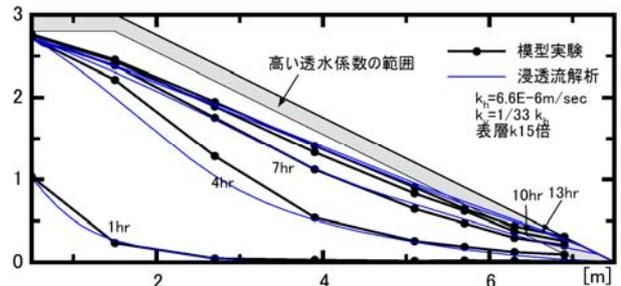


図-6 模型実験と浸透流解析の堤体内水位の比較（最も一致した結果）.

が変わる可能性があるため、模型の深い位置と浅い位置で透水係数が変化してもおかしくはない。また、今回の模型は、高さ管理で作られているため、深い位置と浅い位置で元の密度が正確には揃っていない可能性がある。一層の厚さが0.15mと薄いので、上の層を作るときに、下の層もわずかに圧縮することも考えられる。下の層の層厚が変化してしまうと、高さを合わせるために、上の層を緩めに作る必要が生じる。今後の模型実験においては、盛土内の密度分布や透水係数の分布を調べ、このようなモデル化の妥当性について検証する必要がある。

水平方向の透水係数、鉛直方向の透水係数、表層の透水係数の組み合わせを色々に変え、模型実験と整合性の高い条件を探した結果を、図-6に示す。今回の模型実験に関しては、透水係数の異方性や表層の扱いを工夫することによって、堤体内水位の形状、時間変化をある程度再現することができた。このような方法が、実際の堤防でも、また、降雨に対しても有効であるかについては今後の課題である。

5. 円弧すべり計算による崩壊範囲の再現計算

浸透流解析によって堤体内水位をある程度再現することはできたものの、実験と完全に一致している訳ではないので、まず、実験で計測された堤体内水位を用いて円弧すべり計算を行った。その後、図-6の水位でも崩壊範囲の再現計算を行った。

(1) 計測水位に基づく再現計算

観測孔はのり尻から0.3m入った位置にあるので、のり尻付近の堤体内水位は、近傍の2つの観測孔の水位を外挿し、のり面と交差した点とのり尻を結んだとして設定した。また、堤体土の強度定数は、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=36.8^\circ$ と設定した。CUB試験の結果では、

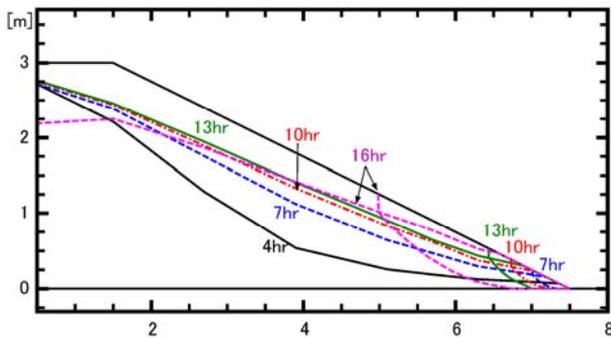


図-7 堤体内水位と円弧すべり安全率が1を下回る範囲。

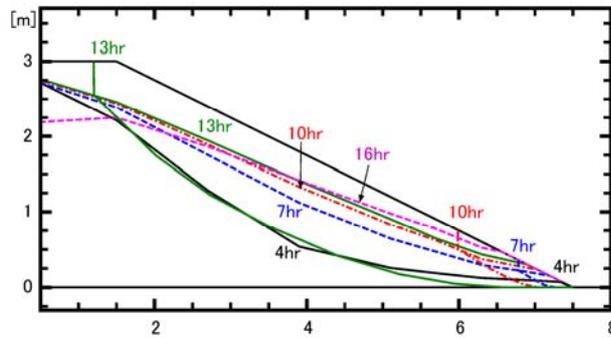


図-8 崩壊土の強度低下を考慮した場合の堤体内水位と円弧すべり安全率が1を下回る範囲。

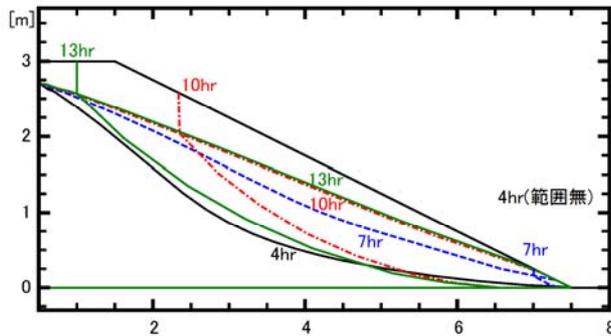


図-9 解析により求めた水位と崩壊土の強度低下を考慮した場合の円弧すべり安全率が1を下回る範囲。

$c'=2.2\text{kN/m}^2$ の、 $\phi=36.8^\circ$ の結果が得られていたが、のり尻に水位が達した時点で泥濘化した模型実験の状況を踏まえ、粘着力を見ないことにした。なお、基礎地盤（ローム層）を通過する円弧は考慮していない。3時間ごとに円弧すべり安全率が1未満となる円弧の通過する範囲と水位の関係を図-7に示す。

4時間目では、のり面を薄く掠めるような範囲で、図-7の縮尺では見えない程度となっており、概ね実験結果（泥濘化のみ）と一致している。時間の経過とともに、徐々に範囲が広がり、16時間目でのり面の4割程度の範囲が安全率1未満となった。しかし、実験では16時間の時点でのり面の約8割の範囲が崩壊しているため、危険側の評価となっている。

最小安全率によって、このような状況を評価しようとした場合には、まず、どの時点の変状が最小安全率に対応しているのかということが問題となる。例えば、最小安全率となる円弧が、変状の範囲に対応していると仮定すると、例えば、7時間目のような小さな崩壊範囲を表現するには、ゼロではない小さな粘着力を与える必要がある。このような小さな粘着力を室内土質試験結果から適切に設定するのは、極めて難しい。一方、本評価法であれば、ゼロではない小さな粘着力を与える必要はなく、実務的である。

(2) 強度低下を見込んだ再現計算

円弧すべり安全率が1未満の範囲が実験の変状範囲に比べ小さくなった理由として、崩壊した土の強度の低下を見込んでいないことや崖の形成によって変状範囲の上端部が不安定化し、崩壊が連鎖的に発生することが考えられる。崩壊による崖の形成を計算に取り込むのは、難しいため、崩壊した土の強度低下を考慮することを試みた。

具体的には、一度安全率が1を下回った範囲の内部摩擦角を 24° に低下させた。実験では、崩壊した土の勾配は、5割程度であり、そのり勾配で、円弧すべり安全率が1程度となる内部摩擦角が 24° のためである。それ以外の条件は、全て同じである。3時間ごとに円弧すべり安全率が1未満となる円弧の通過する範囲と水位の関係を図-8に示す。

4~10時間の円弧すべり安全率が1を下回る範囲は、実験による変状範囲とほぼ一致した。一方、13時間目の円弧すべり安全率が1を下回る範囲は、実験に比べかなり広い範囲となった。本計算方法は、ある水位を与え続けた場合の最終的に変状が及ぶ範囲を求めているようなものである。実験でも、図-3で確認できるように13~15時間の水位はほぼ変化していないが、変状が拡大している。拡大を止めるために、15時間目を過ぎたところで給水槽の水位を低下させ、堤体内水位が十分に低下したことで、変状の拡大が収まった状況にあった。したがって、図-8の13時間目の円弧の範囲は、13時間目の水位を与え続

けた場合の変状範囲として否定されるもの。しかし、実際の変状の拡大はある程度の時間がかかるものなので、その分、安全側の評価となっている点に留意が必要である。

また、10時間目と13時間目の水位の変化は僅かであるが、安全率が1を下回る範囲は劇的に大きくなっている点に本評価法の特徴が現れている。

(3) 浸透流解析による堤体内水位を用いた強度低下を見込んだ再現計算

最後に解析によって求めた堤内水位を使って、強度低下を見込んだ計算の結果を図-9に示す。7時間目から10時間目の間で、安全率が1を下回る範囲が大幅に拡大した。この間の水位の変化は実験結果に比べても大きく、13時間目の水位は、部分的に実験よりも解析の方が高い状態であったためであると考えられる。

(4) まとめ

図-7から図-9に示した円弧すべり安全率1を下回った範囲と模型実験で変状が確認された範囲をのり尻からの水平距離で整理した結果を図-10に示す。

図-7の強度低下を見込まない場合には、安全率が1未満の範囲よりも模型実験の変状範囲が常に大きく、危険側の評価となっていることが確認できる。図-8の実験水位を用いて強度低下を考慮した場合には、途中（10時間目）まで計算と実験がほぼ一致しており、13時間目に計

算結果が大きく上側に振れている。この間で、模型実験の変状進行形態は、水位上昇に対応した変状進行から、崖の形成により連鎖的な変状進行に変化しているが、提案した方法では崖の形成による連鎖的な変状進行をモデル化できていないためであると考えられる。図-9の解析水位を用いた場合には、より早い段階で安全側の結果となった。提案した評価法は、堤体内水位がのり面にある程度近づくと、僅かな水位の変化によって安全率が1を下回る範囲が激変するという特徴を有している。模型実験でも類似の傾向が確認されているため、間違いとは言えないが、設計手法として活用する上では注意を要する。

これまで模型実験と提案した評価法を1次元的に比較してきたが、ここで深さに関しても確認する。模型実験終了後に、土層検査棒を模型に貫入し、緩んだ範囲を調べている。図-11に、土層検査棒で調べた緩んだ範囲と解析水位を用いて強度低下を考慮した場合の計算結果を比較した。計算結果としては、図-9の7時間目と10時間目の間で、模型実験の最終変状範囲とほぼ同じ範囲で安全率が1を下回った範囲と、13時間目の2つの結果を示した。貫入抵抗が増加する深度は、地表面の形状に変化が現れる前から堤体内部では緩みが進行している状態を現わしていると考えられ、これが2つの計算結果の間に収まっており、よく整合している。

6. 結論

浸透による堤防のり尻からの進行性崩壊を、円弧すべり安全率が1を下回る円弧の範囲を用いて評価する方法を提案した。

変状の進行は、堤体内水位に対して極めて敏感であるため、まず浸透流解析によって水位の変化が適切に評価できる必要がある。浸透流解析により水位の再現を試みたところ、実験で得られた水位を再現するには課題があることを明らかにした。

模型実験の結果を対象に提案法の検証を行った結果、堤体内水位を適切に再現できれば、安全側に崩壊範囲を評価できることを明らかにした。

参考文献

- 1) (財) 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.
- 2) 石原, 秋場, 東, 吉田, 佐々木: 浸透による堤防のり尻からの崩壊に関する大型模型実験と室内土質試験, 第5回河川堤防技術シンポジウム, 2017.
- 3) 富澤, 東, 石原, 佐々木: 大型模型を用いた降雨実験による堤体内浸透挙動の検証, 第73回土木学会年次学術講演会概要集, 2018(投稿中).

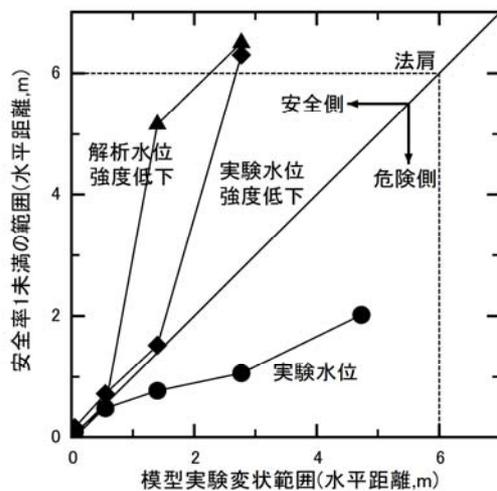


図-10 模型実験の変状範囲と安全率1未満の範囲。

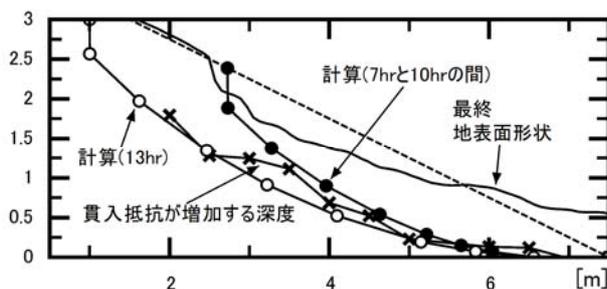


図-11 模型実験の変状深度と計算結果の比較。

(2018. 4. 3受付)