

# 高水時の堤防裏法面の滑り領域と 破堤危険度評価

## EVALUATION OF FAILURE ZONE IN SLOPE OF RIVER LEVEE FLOODING

岡村未対<sup>1</sup>・小阪佳平<sup>2</sup>  
Mitsu OKAMURA and Yoshihira KOSAKA

<sup>1</sup>正会員 工博 愛媛大学大学院教授 理工学研究科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町3番)

<sup>2</sup>正会員 工修 大成建設株式会社 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿一丁目25-1)

This paper presents results of centrifuge tests on river levee subjected to flooding high water. Effects of slope angle and foundation soil stratification on the extent of failure zone on slope are studied. It was confirmed that, once the slope failure is initiated, failure zone develops upward and the slope in the failure zone stabilizes again with the slope angle equivalent to the angle of repose of the sand. A simple evaluation method of failure zone is proposed based on the test observations. It is found that levees of 1:4 slope are proof against a flooding with the water level as high as 90% of the levee height even though the levee consists of sandy soil with smallest friction angle.

**Key Words** : *flooding, river levee, slope stability, seepage*

### 1. はじめに

高水による河川堤防の被災形態の一つに裏法面のすべり破壊がある。これは、外水位の上昇により堤体浸潤面が上昇し、やがて裏法面に到達すると、裏法面の安定性が低下し、法面崩壊に至るものである。現在の河川堤防法面滑りの安定性は、浸透流解析で浸潤面位置を求め、円弧滑り安全率で評価されている<sup>1)</sup>。この方法は、設計外力である計画高水位の作用の下で、堤体が不安定化しないことを照査するものであり、安定計算には土のピーク強度が用いられる<sup>2)</sup>。

これに対し、設計外力以上の外力が作用した場合、あるいは何らかの原因で堤体が不安定化した場合に、崩壊領域の位置や大きさ、変状後の最終的な堤体の形状や止水性を評価する実用的な方法はない。ここでは、崩壊した土が発揮できる強度はピーク強度ではなく、また大きく変形した後の堤体の形状を考慮し安定性を評価することが必要である。

また、裏法面の安定性は、堤体の特性に加え、いわゆる行き止まり等の基礎地盤の条件も影響する。堤体直下に透水性の高い基盤層が存在し、その層が堤内地側の法尻付近で遮断されている場合には、外水による高い水圧

が基盤層に作用し、それが上向きの浸透圧となって堤体を不安定化させる要因となる<sup>2)</sup>。

そこで本研究では、一様な地盤及び行き止まり地盤上の均質な砂質土堤防に繰返し高水を作用させ、発生する堤体破壊の特徴、特に破壊領域の大きさを遠心模型実験により調べる。それを基に、崩壊後の最終的な堤体形状を予測する実用的な方法を提案する。さらに、この予測法を用い、計画高水位を越え天端までの水位が作用する場合の、河川堤防の破堤に対する安全性を検討する。なお、本研究で考慮する外水位は天端高さ以下であり、越水とそれによる堤体の侵食は研究の対象としない。

### 2. 遠心模型実験

本研究では、高さ2.5mの堤防に対応する実験を遠心模型実験装置を用いて行った。堤体は豊浦砂を用いて作製した。この材料は、浸潤面以下の飽和した状態では粘着力はゼロ、浸潤面以上の不飽和領域ではサクシオンによる見かけの粘着力を有する材料である。実際の堤防は細粒分を含み、多少なりとも粘着力を有することが多いが、長い時間洪水が継続した後の最終的な崩壊形状を考える上では、浸潤面以下の土は飽和し排水状態で変形し、粘

着力を考慮しないことが妥当であることからこの実験材料を選定した。なお、土が細粒分を多く含み排水状態にまで至らず変形し、粘着力 $c$ を有する場合に比べ、本実験は安全側の設定となっている。

### (1) 実験方法と条件

本研究では、Model1, 2の2種類の模型を作製した。実験条件をまとめて表-1に示す。まず、Model1は、図-1(a)に示すように不透水基礎地盤上の緩い堤体（相対密度 $D_r=50\%$ ）の実験に用い、法面勾配の影響を調べた。Model2は基礎地盤の影響を調べるため、透水層と不透水層で構成される行き止まり地盤とした。ここでは、行き止まりの位置が堤体の法尻部、あるいは法面中央部に存在する場合について実験を行った（図-1(b)）。崩壊した土砂が堆積することにより安定化する影響を小さくするため、図示するように堤内側水平地盤部の幅を1m（原型スケール）と短くした。

Model1の模型は、幅40cmの剛土槽内に表面が粗なアクリルブロックと間隙水圧計を設置し、その上に含水比5%の豊浦砂を相対密度50%に締固め、高さ10cmの堤体を作製した。Model2の模型は幅50cmの土槽を用い、その中にカオリン粘土とファインサンドを乾燥重量比3:2で混合し含水比を26%に調整したものを良く締固めて粘土層を作製し、その上に東北珪砂4号を相対密度80%で締め固めて基礎地盤とした。さらにその上に間隙水圧計を設置し、湿潤締固めによって高さ7cmの豊浦砂の堤体を作製した。何れの模型も川表側の堤体の一部を省き擁壁で支持している。この擁壁には直径3mmの穴を多数削孔しステンレスメッシュを貼り付けたもので、透水境界となっている。

実験はModel1は25g、Model2は36gの遠心加速度場にて行った。これにより、本研究で行った全ての実験は、原型スケールで全て高さ2.5mの堤体の実験とした。

与えた外水位は堤体底面からの高さで1.5m~2.2mであり、堤体内の浸潤線が一定となり、さらに堤体の破壊が進行しなくなるまで十分に長い時間（原型スケールで10~20時間）与えた。この後、一旦水位を低下し、同様の高水位を最大5回、繰返し与えた。なお、原型スケールに換算した時間 $t_p$ は次式で表される。

$$t_p = t_m n^2 \quad (1)$$

ここで、 $t_m$ は実験での時間、 $n$ は遠心加速度比（本実験では25または36）である。また、豊浦砂（ $D_r=50\%$ ）と珪砂4号（ $D_r=80\%$ ）の透水係数は、それぞれ $2.1 \times 10^{-4}$  m/sと $4.5 \times 10^{-3}$  m/sである。

### (2) 破壊メカニズム

#### a) 破壊の開始

本論文では、実験結果を全て原型スケールで示す。遠心加速度場にてポンプを作動させ、所定の高水位に

達した後に水位を一定に保つと、堤体内に水が浸透して堤内側法尻に浸潤面が達し、さらに浸潤面が上昇した。Model1-1での浸潤面の経時変化を図-2に示す。浸潤面は約150分後に法尻に到達し、約200分後に定常状態となった。その間、法面から水が滲出し始めた直後に法面の侵食が始まった。

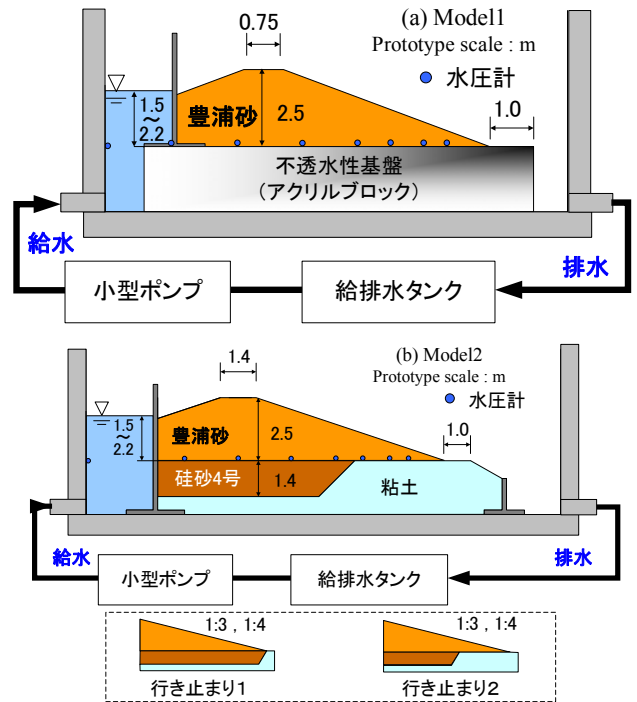


図-1 実験模型の概要。

表-1 実験条件一覧。

Model-実験No.	堤体相対密度 $D_r$ (%)	法面勾配 $n$	基礎地盤
1-1	50	2	不透水
1-2		2.5	
1-3		3	
1-4		4	
2-1	50	3	行き止り1
2-2			行き止り2
2-3		4	行き止り1
2-4			行き止り2

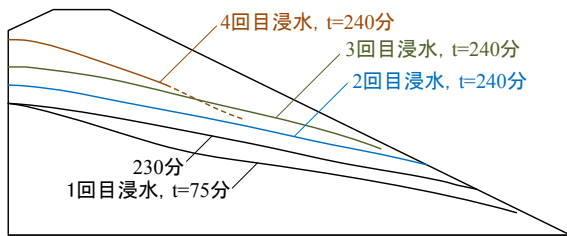
表-2 豊浦砂の摩擦角と密度

相対密度 $D_r$ (%)	ピーク摩擦角 $\phi_p$ (°)	安息角 $\phi_r$ (°)	有効密度 $\rho'$ (g/cm <sup>3</sup> )	飽和密度 $\rho_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )
50	39	30-33	0.915	1.915

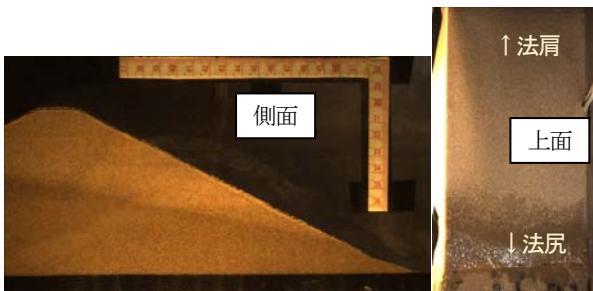
法面角度 $\alpha$ 、砂の摩擦角 $\phi'$ 、有効および飽和単位体積重量が $\gamma'$ 、 $\gamma_{sat}$ の無限斜面上で浸潤面が斜面と一致している場合を考えると（図-3(a)）、Model1-1の滑り破壊に対する安全率は、

$$F_s = \frac{\tan \phi' \gamma'}{\tan \alpha \gamma_{sat}} \quad (2)$$

である。この砂のピーク摩擦角が発揮されている場合、 $F_s$ は0.69となり、崩壊の開始が説明できる。法面勾配が1:3と緩いModel1-3では法面から水が浸出し始めたおおよそ80分後から同様に崩壊が始まった。これらの場合の $F_s$ は1.04であるが、図-3(b)に示すように表面を流下する水によるせん断力 $\tau_f$ が斜面表面に作用し、これによる表面侵食により不安定化が始まったものと考えられる。このようにピーク強度で計算した $F_s$ が1以上でも斜面崩壊が生じることは、法面勾配が1:4とさらに小さく $F_s$ の大きなModel1-4でも観察された(図-3(c))。これより、表面を水が流下する場合や何らかの不整形などによりごく小規模でも崩壊が始まると、ピーク強度で評価した $F_s$ が1以上の法面でも崩壊が進展始めることがわかる。

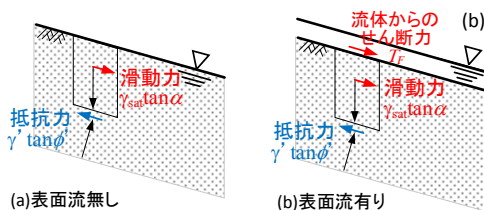


(a) Model1-1 浸潤面の進展状況



(b) 崩壊開始直後 (1回目浸水, t=120分)

図-2 Model1-1の浸潤面と崩壊開始直後の様子。



(a) 表面流無し

(b) 表面流有り



(c) Model1-4, t=20時間後

図-3 無限斜面での力の釣り合いとModel1-4の崩壊状況。

## b) 破壊の進行と再安定化

法尻で不安定化が始まると、崩壊は斜面上部に向かって進展する。図-4はModel1-1の破壊の進展状況と4回目浸水中の写真を示したものである。破壊領域の法尻側の破壊面の勾配は大きく、その部分の土塊が断続的に崩落し、崩落した土砂が流下して法尻側に堆積している。堆積した土砂は、安息角程度の摩擦角を発揮しているものと考え、式(2)に豊浦砂の安息角 $\phi_r=30^\circ$ を代入し $F_s=1$ とおくと、表面角度 $\alpha$ は約 $15^\circ$ となり、図-4での崩壊面角度と概ね一致する。ただし、法先に近い部分では、 $\alpha$ はこれよりも小さくなる傾向にあり、表面流の水深が深くなる法先付近ではその影響により表面角度がやや小さくなることがわかる。

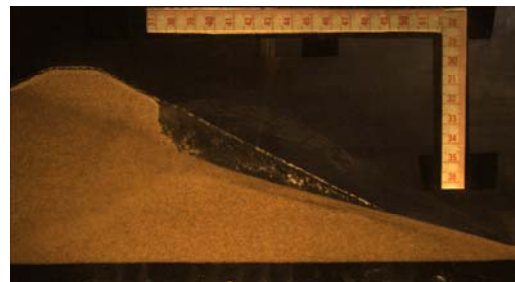
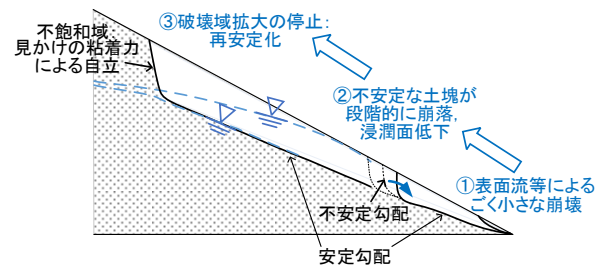


図-4 崩壊の進展メカニズムとModel1-1の最終的な崩壊状況。

崩壊領域の法尻側では、表面角度が上述の角度よりも大きい限り安定せず、崩壊が上方に拡大してゆく。崩壊面が浸潤面と交わるころまで拡大したとき、そこから上の土は不飽和状態で見かけの粘着力を有し強度が大きいため、急角度の斜面を形成し自立することが出来る。この状態で崩壊面は再安定化する。ただし、表面を流れる水の影響で、砂の表面にはおおよそ0.5~3cmの厚さの砂の流動層が形成され、その中の砂がごくゆっくりと流下し続けていたため、長時間洪水を継続すると崩壊は完全には停止しなかったが(20時間で法尻部の表面角度は約 $2^\circ$ 減少)、限られた高水継続時間の実際の堤防を考えると、この影響は無視し得るものと考えられる。

急勾配の崩壊面を形成する不飽和部での土の強度は崩壊の進展を抑制するために重要である。例えばこの部分が雨水の浸透等により飽和し見かけの粘着力がなければ、急勾配部は形成されず破壊面は下流側と同じ角度でさらに法尻方向に伸び、決壊に至っていたものと考えられる。

これより、部分的にでも一旦崩壊が始まれば、土の強度は安息角か限界状態摩擦角程度まで低下し、その強度

で安定する勾配の崩壊面を形成した時点で再び安定化するものと言える。

### (3) 基礎地盤の影響

図-5は法尻部に行き止まりのある基礎地盤 (Model2-1) と法面中央下に行き止まりのある基礎地盤 (Model2-2) の実験で測定した破壊状況と浸潤線位置, 水圧分布および安全率を示したものである。法尻部行き止まりの Model2-1では堤体底部の水圧分布は法尻部に向かって概ね直線的に減少している。浸潤面が法面に達した $t=8.5$ 時間では $p_2$ 水圧計の上まで法面が崩壊し, その後 $t=23.8$ 時間では崩壊領域が法面上方へと拡大すると共に領域の深さも拡大した。図中には崩壊領域における上向き動水勾配( $i$ )と破壊面表面角度( $\alpha$ ), さらに浸潤面が地表面と一致する場合の無限斜面の安全率に上向き浸透流の影響を考慮した式(3)で求めた安全率を示してある。

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \frac{\gamma' - i\gamma_w}{\gamma_{sat}} \quad (3)$$

上向き動水勾配は, 間隙水圧計で測定した水圧とその直上の崩壊面表面までの距離を, 砂の摩擦角には豊浦砂の安息角 $30^\circ$ を用いて計算した。

式(3)では $i=0$ の場合には表面角度 $\alpha=15^\circ$ で $F_s=1$ となる。

Model2-1では上向き動水勾配は常にほぼ0であり, 最終的な状態では破壊領域内の法肩寄り上部での $\alpha$ は $15^\circ$ に,  $F_s$ も1に近く, 法尻部では $\alpha$ がやや小さく $F_s$ が大きくなった。これは, 前述したように法面に流れる表面水が, 法尻付近の崩壊面表面を侵食したことによるものである。

Model2-2では浸潤面が法面に到達した $t=8.5$ 時間から破壊が始まり, 時間と共に破壊領域が拡大した。この実験では, 行き止まり部付近 ( $p_4, p_5$ ) での水圧が高く, 特に $p_4$ で顕著であり, それにより浸潤面の位置が高い。上向き動水勾配は, 不透水層上の $p_1 \sim p_3$ ではほぼ0である。 $p_4, p_5$ 位置では崩壊が進展すると共に水圧も減少しているが, これらの位置での直上の堤体層厚も減少しているため, 動水勾配に時間変化はほとんど無く,  $p_4$ では $i$ 約0.5の大きな上向き動水勾配が作用し続けた。 $p_4$ 位置での表面角度は $t=17.0$ 時間では $\alpha=11^\circ$ , その時の安全率は $F_s=0.7$ である。 $\alpha$ は前述の $15^\circ$ より小さいが, 上向き浸透流の影響で $F_s$ が低下した。この状態では不安定なため, その後この部分の $\alpha$ は $7^\circ$ まで減少し,  $F_s$ はほぼ1となった。上向きの浸透力が $p_4$ に比べ低い $p_5$ では, 表面角度は約 $10^\circ$ で安定し,  $F_s$ は約1である。一方, 不透水層上の $p_1 \sim p_3$ 位置では, 上向き浸透力が作用していないにもかかわらず表面角度は $\alpha=11^\circ \sim 3^\circ$ と小さいがこれは行き止まり部から多量の水が堤体に供給され, 表面流の流量と水深が大きく, そのため侵食されたことによるものである。また, 崩壊領域が拡大すると浸潤面が低下し, これにより崩壊領域よりも川表側では動水勾配が増加し, 崩壊領域直下部では動水勾配が減少する。このことは図-5(b)

(Model2-2)でも明らかに見られ, 崩壊領域の再安定化に寄与している。

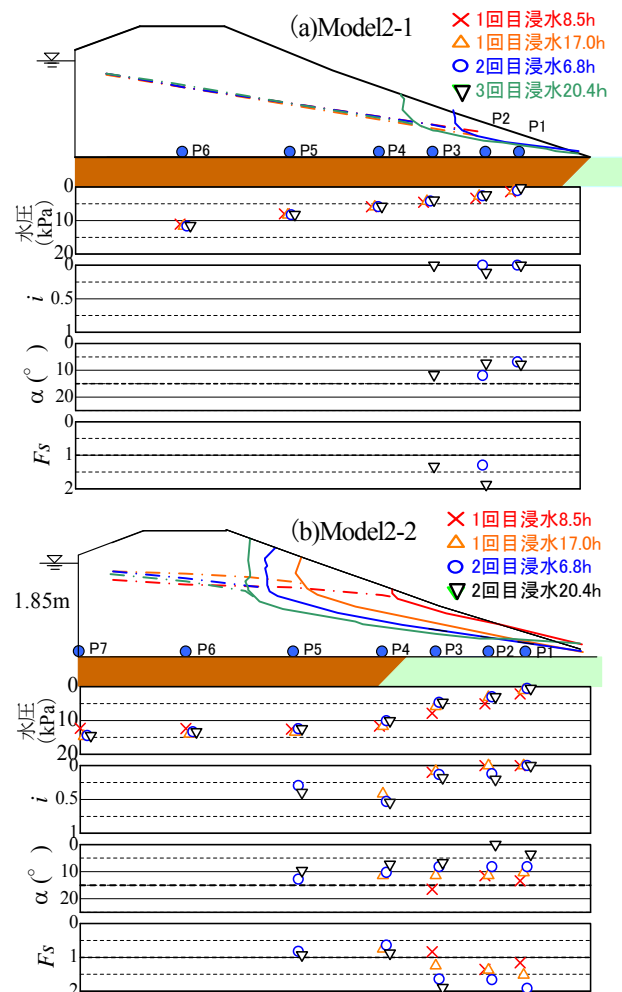


図-5 行き止まり地盤での浸潤面の位置, 安全率と破壊領域。

### (4) 破壊領域の簡易予測法

破壊の進展が止まった実験終了時点における, 破壊領域の砂の稼働摩擦角を式(3)により求め, 図-6に示す。ここでは, 上述の表面流の影響を受けていない箇所を対象とし,  $\alpha$ と $i$ には実測値を,  $F_s$ には1.0を代入して稼働摩擦角を求めた。稼働摩擦角は法面勾配に関係なく豊浦砂の安息角とほぼ同じかやや小さくなっている。この角度が小さいのは, 先述した破壊領域表面を流れる水により, 砂層表面に流動層が形成されたためである。破壊領域では, 上向き浸透力を考慮すると行き止まりの有無や法面勾配によらず砂の安息角相当の摩擦角が稼働していることがわかる。

これらのことから図-7に示すように, 簡便に最終的な破壊領域を予測できる。すなわち, 浸透流解析によって浸潤面と上向き浸透力を求め, 砂の摩擦角には安息角を用い, 安全率を1として崩壊面表面角度 $\alpha$ を求める。 $i$ は位置によって異なるので,  $\alpha$ もそれに応じて変化させる。

図-7(a)に示すように法尻から角度 $\alpha$ の線を引き、浸潤面との交点を求め、そこから上は不飽和領域であり見かけの粘着力により自立するものと考え直上に線を引く。このようにして引いた線が予測した崩壊面となる。なお、浸透流解析結果には崩壊領域を考慮した堤体表面形状とすることが必要であるため、予測した崩壊面形状を用いた浸透流解析を再度行うといった、2, 3回の繰り返し計算が必要である。これによって得られた解析結果は実験結果と良い対応を示すことを確認している。また、これは法尻に水平地盤部がほとんど無く、崩壊した土砂が堆積できない厳しい条件である。通常は水平地盤部があるので、それを考慮して図-7(b)のように崩壊面積と体積面積が等しくなるように右に平行移動し予測崩壊面とする。

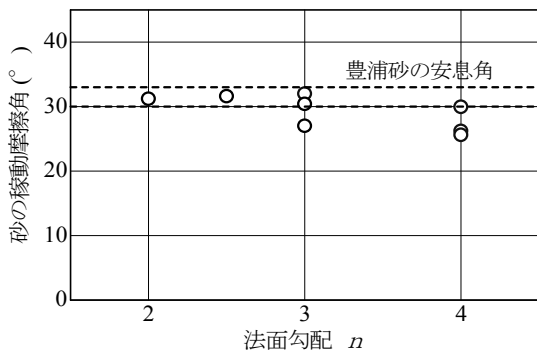


図-6 破壊面での稼働摩擦角.

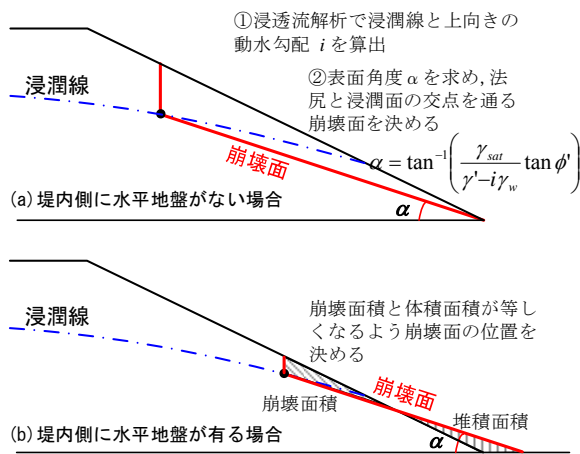


図-7 崩壊域の予測モデル.

### 3. 河川堤防の破堤に対する安全性

この破壊領域評価法を用い、裏法の滑り破壊領域が天端まで達し破堤に至る条件を調べた。ここでは、堤高9m、天端幅3m、法面勾配が2と4割、の砂質土堤防を対象とする。

土は大きく変形した後はダイレタンシーは生じず、限界状態でせん断変形のみ進行する状態となる。その時に発揮される摩擦角は土の複雑なダイレタンシー特性に

影響されない。砂の残留強度に対応する安息角や限界状態摩擦角は鉱物に依存し、限界状態摩擦角は長石を主体とする砂では約40°と大きく石英砂では33°程度である<sup>3)</sup>。また、表面の凹凸によっても変化するが、安息角は石英を主体とする豊浦砂や種々の珪砂では30°~35°、表面の滑らかなガラスビーズでも25°程度はある<sup>4)</sup>。また、純粋な粘土の限界状態摩擦角は10°以下のものもあるが、塑性指数が10以下で粘土分含有率が20%程度以下の土は20°程度はある<sup>6)</sup>。そこで、本研究では堤体土の摩擦角 $\phi'$ を34°と20°(砂質土の上限と下限)に設定した。なお、浸透流解析では堤体土の透水係数、保水性には豊浦砂の物性を用いた。

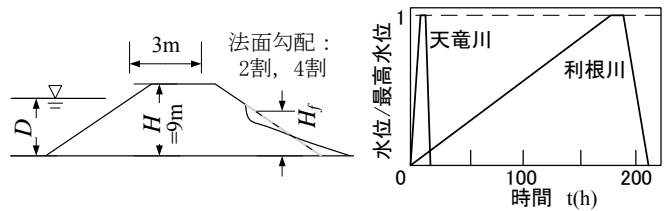


図-8 解析条件：(a)堤体，(b)ハイドログラフ.

図-9の破線で示すのは、高水継続時間が十分長い定常状態での破壊領域高さ和水位の関係である。何れの場合でも、水位が上昇すると共に破壊領域が拡大し、法面勾配が1:2の堤防では、堤体高さの7~9割まで水位が上がると破壊領域が天端まで達して破堤に至る。様々な土質材料で構成されている我が国の堤防は、継続時間が非常に長い高水的作用を受けた場合、1:2の法面勾配では $\phi'$ が小さいと破堤する危険性があることがわかる。一方、法面勾配が1:4の堤防では堤体土物性が悪くても( $\phi'$ が小さくても)、9割の水位まで破堤せず、堤体土質が良い場合には天端まで水位が上がっても破堤しない。

次に、高水継続時間と堤体透水係数を考慮した破壊予測を行った。高水位の上昇速度が大きく継続時間の短い天竜川中流域のハイドログラフ、およびその逆の利根川のハイドログラフを例とし、高水位を変化させて堤防に与えて浸透流解析を行い、破壊領域評価法を用いて破壊領域の高さ $H_f$ を調べた。図-9の実線で得られた結果を示す。天竜川のハイドロのように継続時間が非常に短い場合には、この堤体の透水係数では浸潤面が裏法尻に達しないために破壊は生じない。一方、利根川のハイドロの場合でも破壊領域の高さは定常状態よりも低いが、その差は水位(D/H)が増加するに従って小さくなる。これは、水位が天端に近づくほど堤体の幅が小さくなるためであり、この傾向は法面勾配が小さい(緩勾配)ほど、また天端幅が小さいほど顕著となる。法面勾配1:4の利根川ハイドロの場合には変状が生じ得る水位(D/H=0.6)からD/Hが0.3増加しただけで急激に破堤に至る堤体であることがわかる。また、堤体の摩擦角の影響は大きく、 $\phi'$ が20°から34°に増加すると破堤に至る水

位は大幅に増加し、法面勾配1:4の堤体では水位が天端まで上がっても破堤しない。

ものであり、実務への適用には更なる検討が必要である。

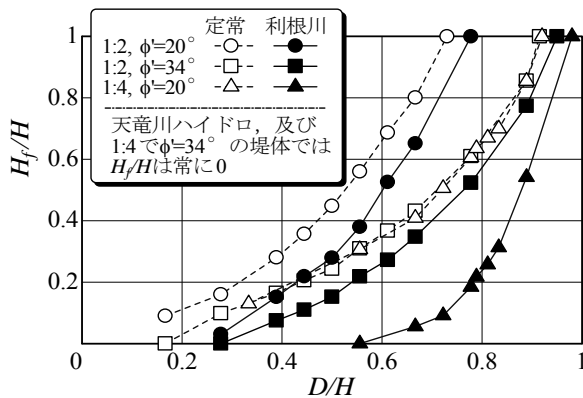


図-9 破壊領域の高さと高水位の関係。

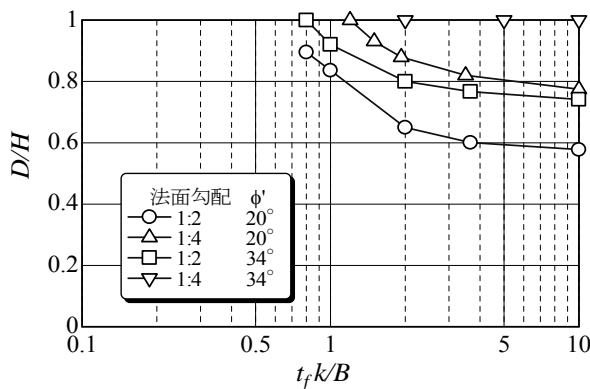


図-10 破壊領域の高さと高水位の関係（非定常，利根川）。

設計外力以上の外力の作用を受けた際に、最低限の安全性を確保することを考えると、破堤にまでは至らないある一定の状態までに変状を抑えることが重要である。そこで、その一例として破壊領域が堤高の1/2となる最高水位の条件をまとめたのが図-10である。図の横軸は透水係数と高水継続時間 $t_f$ を堤体敷幅で除したものである。なおここでは $t_f$ を水位が上昇し始めてからゼロに戻るまでの時間とし、利根川のハイドログラフの形状を用いた。 $t_f \cdot k/B$ がおおよそ0.6以下では外水位によらず堤高の1/2に至る破壊は生じず、10以上になると堤体内浸透はほぼ定常状態となり、それ以上高水が継続しても破壊領域は拡大しない状態となる。この、 $t_f \cdot k/B$ が約1~10の範囲では、継続時間や堤体の透水係数によって破堤に対する安全性が大きく異なる。特に数倍程度の誤差が容易に想定される実務での透水係数評価の精度を上げる必要があるものと考えられる。

法面勾配が1:4で摩擦角が大きければ、高水条件によらず堤体に生じる破壊領域は堤高の1/2に至らず、堤体は破堤に対する安定性を保つ。また、摩擦角の小さい1:4勾配の堤防は、摩擦角の大きい1:2勾配の堤防とほぼ同等の安定性であることがわかる。なお、ここで示した試算結果は単純化した堤体及び土質条件のもとで行った

#### 4. まとめ

本研究では、はじめに高水時の裏法滑りに対する抵抗力の小さな砂質土堤防を対象とし、遠心模型実験により裏法滑り変状発生後の破壊領域の進展を詳細に調べた。そこでは堤高2.5mの緩い砂質土堤防を作製し、法面勾配、基礎地盤条件、高水位と継続時間を種々変えて実験を行った。それより、法尻付近に滲出し流れる水による侵食によって局所的に破壊が始まると、その後広がる破壊領域の範囲は、土の残留強度と堤体内の浸潤面位置および法尻の条件によって説明できることを明らかにし、実験結果に基づいた簡便な破壊領域の評価法を提案した。

次に、この破壊領域評価法を用い、裏法の滑り破壊領域をパラメトリックに調べた。ここでは、堤高が9m、法面勾配が2、4割、堤体土の残留強度（残留摩擦角）が34°と20°（砂質土の残留強度の上限と下限に相当するよう設定）の砂質土堤防を対象とし、高水位の上昇速度が大きく継続時間の短いハイドログラフ（天竜川）とその逆のハイドログラフ（利根川）を考慮した。その結果、高水継続時間の長い場合（定常浸透）、変状発生後、外水位の上昇とともに変状域は急速に法肩に向かって進展し、これは法面勾配や天端幅が小さいほど急速である。また、法面勾配が1:4で堤体土の摩擦角が大きければ、高水条件によらず堤体に生じ得る破壊域の高さは堤高の1/2以下で、堤体は破堤に対する安定性を保つ。また、摩擦角の小さい1:4勾配の堤防は、摩擦角の大きい1:2勾配の堤防とほぼ同程度の安定性であることがわかった。

謝辞：本論文は、河川技術開発制度に基づく国総研からの委託研究成果の一部である。

#### 参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防構造検討の手引き、JICE資料第102002号、2002。
- 2) 土木研究所土質・振動チーム：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント、2014。
- 3) Bolton, M.D.: The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, Vol.36, No.1, pp.65-78, 1986。
- 4) Miura, K., Maeda, K. and Toki, S.: Method of Measurement for the angle of repose of sands, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, pp.89-96, 1997。
- 5) 峰谷菜穂子ら：粒状体の安息角と粒度に関する基礎的実験、土木学会東北支部技術研究発表会、pp.289-290, 2008。
- 6) 鈴木素之ら：リングせん断試験における粘土の残留強度に及ぼすせん断速度の影響、山口大学工学部研究報告、Vol.55, No.2, pp.49-62, 2004。

(2017. 4. 3受付)