

## 2.1 河川堤防の弱点箇所の評価技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 21～平 22

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、森 啓年、齋藤由紀子

### 【要旨】

直轄河川堤防では、河川堤防設計指針<sup>1)</sup>および樋門等構造物周辺堤防点検要領<sup>2)</sup>により、土堤区間ならびに樋門周辺堤防に関する浸透安全性評価が実施されている。より効率的・効果的な事業執行のため、現行評価手法の高度化が求められている。本研究では、土堤区間ならびに樋門周辺堤防について、より高精度な浸透安全性評価技術の確立を目指して検討した。砂質土堤防のすべり安定性に関する模型実験を実施し、模型堤防の崩壊形態として、「内部侵食」「内部侵食とすべりの複合」「すべり」に主に分類されることが分かった。すべりの発生条件について、円弧すべり計算で考察したところ、すべり面で発揮される土質定数に現行手法で用いられる非排水強度を用いると、変状形態や規模によらず粘着力  $c$  の見込み方次第で安全性が決定されすべりの発生を必ずしも表現できないことが分かった。土質定数の設定方法を一部見直すことにより、浸透安全性評価が効率化される可能性が示された。また、樋門周辺堤防の浸透模型実験を実施し、樋門下の空洞をグラウトで充填した場合であっても、樋門のような堤防横断構造物が存在することにより、堤体内水位が上昇する可能性があること等を明らかにした。樋門周辺堤防の陥没について事例を調査した結果、函体下の空洞により堤体土砂が徐々に吸い出されたことが、陥没の主因として推察された。実験と事例調査の結果を踏まえて、樋門周辺堤防の継続的な変状把握について、点検要領に明記した。

キーワード：河川堤防、樋門、浸透安全性、模型実験、モニタリング

### 1. 序論

現在の河川堤防の多くは、堤防延長・断面については相当の整備がなされてきている。しかしながら、近年の豪雨においてもすべりや構造物周りの陥没が生じており<sup>3)</sup>、安全性が不足する箇所は少なからず存在する。平成 20 年 3 月までに実施された堤防詳細点検によると、3割から4割程度が浸透に対し必要な安全性を確保しないことが予想されており、そうした弱点箇所を適切に評価し、効率的・効果的に強化することが求められている。一方、全国に 13,000 箇所以上存在する樋門構造物(水門含む)は、平成 13 年に点検が行われ、必要に応じて補修や空洞充填が実施されている。しかしながら、樋門等の横断構造物周辺堤防で見られるゆるみや水みち形成などの現象は、長い時間をかけて進行する場合もあり、そういった進行性を考慮した浸透安全性評価技術が必要と考えられる。

以上のことから、本研究では、土堤区間についてはすべり安定性と堤体内浸透流、樋門周辺堤防については構造物周りの浸透流と函体下の空洞に伴う土砂の吸い出しを対象として、浸透安全性評価技術を高度化することを目的としている。2カ年の研究期

間において、①砂質土堤防のすべり安定性評価に関する検討、②堤体内水位の現地モニタリング、③樋門・樋管周辺堤防模型の浸透実験、④円山川における排水樋門周辺堤防の陥没調査、を実施した。

### 2. 砂質土堤防の浸透安定性評価に関する検討

#### 2.1 検討方法

降雨や河川水の浸透によって発生する河川堤防の浅い内部侵食や深いすべりについて、その発生条件と発生メカニズムを明らかにし、堤防決壊に至る可能性のある深いすべりを評価することを目的に、土質、締固め度、のり面勾配等の条件を変えて模型実験を実施した。

表層部で発生し、模型スケールの影響が比較的小さいと考えられる浅い内部侵食の発生条件に関しては小型模型実験を実施した。一方、すべり土塊の重量が関係し、模型スケールの影響を考慮すべき深いすべりの発生条件に関しては主に大型模型実験を実施した。これらの実験結果をもとに内部侵食とすべりの発生メカニズムと発生条件に関する考察を行った。

2.2 小型模型実験

2.2.1 実験模型概要

小型実験模型の断面形状を図-1に示す。堤体部分は、高さ20cm、天端幅20cm、奥行き方向50cm、のり面勾配1:1.5・1:4として、天端と裏のり面をモデル化した。厚さ5cmの関東ロームを締め固めて基礎地盤を作製し、所定の土質と締め固め度で堤体部分を仕上がり層厚5cmで密度管理をしながら4層に分けて作製した。また、定点観察用のカメラを設置した。

実験ケースを表-1に示す。細粒分含有率(Fc)が異なる3種類の土質を用い、締め固め度(Dc)を3水準変化させた合計9ケースについて実験を行った。堤体材料に使用した土質の物性を表-2、強度・透水性を表-3に示す。

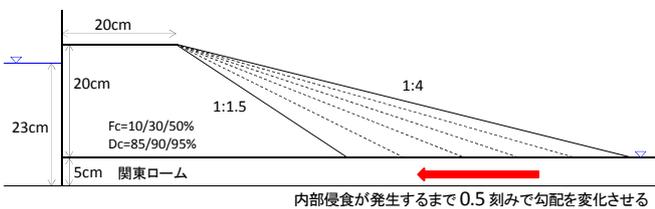


図-1 実験模型断面図

表-1 実験ケース

		Dc		
		85%	90%	95%
Fc	10%	1-1	1-2	1-3
	30%	2-1	2-2	2-3
	50%	3-1	3-2	3-3

表-2 堤体材料の物性

		Fc10	Fc30	Fc50
粒度構成	砂礫 (%)	1.3	4.1	0.4
	砂 (%)	89.2	62.4	45.5
	シルト (%)	7.0	26.5	42.1
	粘土 (%)	2.5	7.0	12.0
最大粒径 (mm)		4.75	9.50	4.75
50%粒径 D <sub>50</sub> (mm)		0.173	0.125	0.063
土の工学的分類		S-F	SF	ML
土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )		2.689	2.698	2.664
最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		1.685	1.640	1.467
最適含水比 (%)		18.6	20.2	26.6

表-3 締め固め度に応じた強度・透水性

		Dc			
		85%	90%	95%	
Fc	10%	c <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	18.6
		φ <sub>d</sub> (°)	32.2	37.6	33.2
		k (m/s)	2.34E-05	1.42E-05	4.59E-06
	30%	c <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	11.3
		φ <sub>d</sub> (°)	33.8	38.3	33.9
		k (m/s)	3.28E-05	3.89E-06	2.23E-08
	50%	c <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0
		φ <sub>d</sub> (°)	33.8	35.7	36.5
		k (m/s)	1.45E-05	2.33E-07	5.34E-06

2.2.2 実験方法

実験では、河川水位を想定した水位を基礎地盤底部から23cmの高さまで上げて保持し、のり面の変状を観察した。のり尻からの排水量が一定となるまで実験を継続し、変状がみられなかった場合、水位を下げのり面勾配の条件を図-1に示すように0.5割急傾斜になるよう掘削、成型し、再度水位を上昇させた。各ケースでは、これらの過程をのり面の変状が見られるまで繰り返し行った。なお、降雨は与えていない。

2.2.3 実験結果

(1) 変状の形態とメカニズム

実験の結果、比較的深い箇所ですべり面が発生し崩壊をみせる「すべり」と、のり尻部の比較的浅い範囲で崩壊が発生しそれがのり面上部に進行的に拡大する「内部侵食」の二種類の変状が観察された。なお、本研究では、目視と定点観察用のカメラの画像をもとに、小規模な崩壊が繰り返し発生する進行性の崩壊を内部侵食、短時間に比較的大規模に発生する崩壊をすべりと区分した。すべりは細粒分が多いケース3-1と3-2ののり面勾配が急な場合において観察された(写真-1 a.)。一方、内部侵食については細粒分が少ないケース1-1、1-2、2-1ののり面勾配が比較的緩やかな場合においても発生した(写真-1 b.)。

次に、内部侵食の発生する過程を詳細に観察した。ケース1-1について、のり面勾配1:3.5の変状の初動に着目すると、写真-2に示すように実験開始後40分から、数分間かけてのり尻部の幅3cm程度の土塊が水平方向に1mm程度滑動した。この原因として、水の粘性や表面張力により土粒子ではなく土塊として、間隙水圧の増加による土のせん断抵抗の減少により、堤体と基礎地盤の境界付近でのり尻方向へ押し出されるように滑動したと推定される。その後、滑動した部分への浸透水の集中により土骨格が破壊し、土のせん断強度がほとんど期待できない状態となることが観察された。これ以上変状は進行しなかったが、同じケース1-1でのり面勾配1:2とした場合、写真-1 b.に示すような天端部まで内部侵食に伴う変状が進行的に発生した。変状の進行は、浸潤面より下の堤体部分の土骨格が破壊されるに伴って、その上方に存在する表層土塊の支持力が失われ、それらの土塊がのり尻方向に繰り返し倒壊する現象が観察された。一方、写真-1 a.に示すようにすべりが確認されたケースでは、のり尻部の滑動は発生せず、

円弧状の深いすべり面による変状が観察された。



a. すべり (Fc50, Dc85, 1:1.5) b. 内部侵食 (Fc10, Dc85, 1:2)  
写真-1 変状の種類

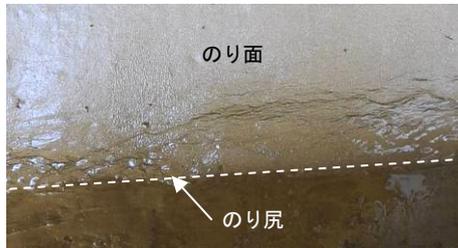


写真-2 内部侵食の初動 (実験開始後 45 分)

(2) 内部侵食の発生条件

内部侵食が発生したのり面勾配を表-4 に土質と締固め度に応じて示した。実験結果から、細粒含有率が高い堤体材料、高い締固め度の場合については、内部侵食が発生しにくくなる傾向が確認できる。また、のり面勾配が 1:4 と非常に緩い場合についても同様の傾向があった。

内部侵食の発生条件について、赤井<sup>4)</sup>、久保田<sup>5)</sup>の研究などが存在する。赤井は土粒子に着目し、土粒子の自重および浸透流の浸透水圧による起動力と、土粒子同士の摩擦力による抵抗力の釣り合いから限界動水勾配を算出する式を提案した (図-2)。

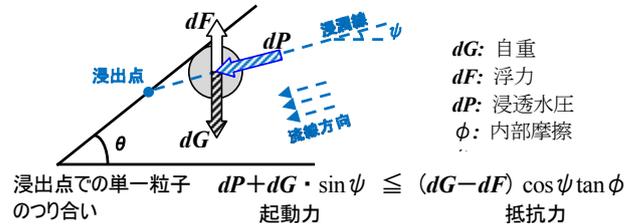
図-3 では、横軸に内部摩擦角  $\phi_d$ 、縦軸に模型実験における平均動水勾配を取り、赤井が提案した内部侵食の発生条件を実線によりのり面勾配ごとに描き、あわせて本研究の実験結果をのり面勾配とともに示している。赤井の式では、各のり面勾配において、実線より上に位置する条件で内部侵食が発生する、という判定となる。なお、本研究では、土粒子同士の摩擦力について、内部侵食がのり面表面で発生し、かつ細粒含有率が少ない比較的透水性が高い土で問題となることから、ここでは圧密排水 (CD) 条件の三軸圧縮試験により求めた内部摩擦角  $\phi_d$  がそれにあたりと仮定した。

これによると浸透流による動水勾配と土粒子同士の摩擦力だけでは、内部侵食の発生条件を必ずしも説明できないことを示唆している。また、締固めが不十分な場合は内部侵食が発生しやすいことから、土の変形強度特性や透水性なども考慮する必要があることが窺える。

表-4 内部侵食発生時ののり面勾配

		Dc		
		85%	90%	95%
Fc	10%	1:3.5 内部侵食	1:3.5 内部侵食	×
	30%	1:1.5 内部侵食	×	×
	50%	1:1.5 すべり	1:1.5 すべり	×

×: 変状発生せず



式を展開し、起動力と抵抗力が等しくなり粒子が動き出す場合の限界動水勾配を求めると次のとおり  $i_c^*$ : 限界動水勾配

$$i_c^* = \frac{4c}{3} \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)$$

c: 粒子の形状・間隙の大きさに関する係数  
 $\gamma'$ : 水中単位重量  
 $\gamma_w$ : 浸透水の単位重量

図-2 赤井の式における内部侵食の考え方

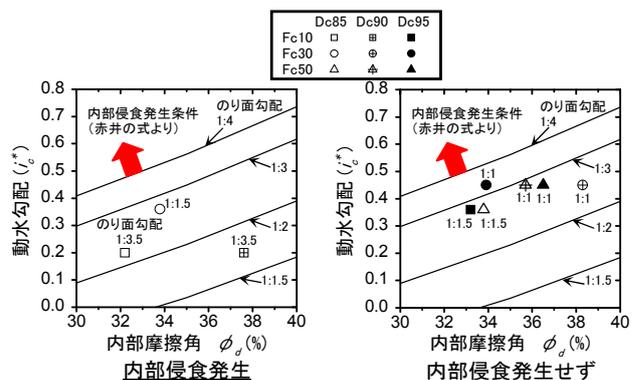


図-3 既往理論における内部侵食発生条件<sup>1)</sup>と実験結果

2.2.4 まとめ

本節では、主に内部侵食の発生条件について、土質、締固め度、のり面勾配等を変えた模型実験により検討した。その結果、細粒含有率が高い堤体材料、高い締固め度の堤防やのり面勾配が緩い堤防ほど内部侵食は発生しない傾向があることを確認できた。また、内部侵食はのり尻部が滑動する現象から始まり、その後のり面勾配によっては変状が進行的に発生することを観察した。

2.3 大型模型実験

2.3.1 実験模型概要

実験ケースは、表-5 に示すとおり土質と締固め度の条件を変えて、計5ケースとした。使用した土質材料の物性は、小型模型実験と同様である (表-2)。堤防模型の断面形状を図-4 に示す。堤体部分は、高さ 3m、天端幅 3m、のり面勾配 1:2 を基本として、

天端と裏のり面をモデル化した。堤防延長方向の長さは6.2mである。堤体部分は、仕上がり層厚0.15mで密度管理をしながら20層に分けて作製した(表-6)。模型内には、堤体内水位を測定するためのマンメータ、堤体内の変状を検知するための傾斜計、模型撤去時にすべり面位置を確認するための色砂柱(珪砂8号、直径100mm)を埋設するとともに、定点観察用のカメラを設置した。

表-5 実験ケース一覧

		締固め度設定値 $D_c$	
		85%	90%
土質 (細粒分含有率 設定値 $F_c$ )	10%	Case1	Case2
	30%	Case3	Case4
	50%	—	Case5

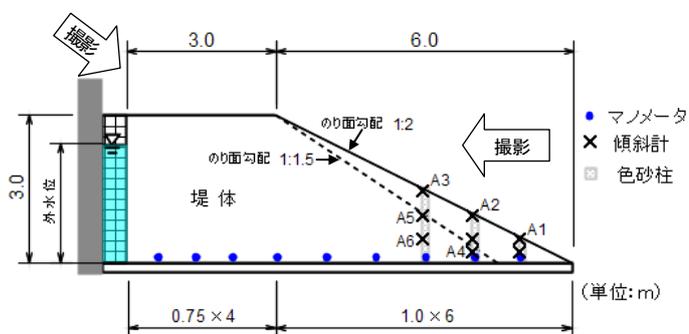


図-4 堤防模型の断面形状

表-6 堤防模型の作製条件

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
使用土質 (表-2 参照)	Fc10		Fc30		Fc50
最大乾燥密度 ( $g/cm^3$ )	1.685		1.640		1.467
最適含水比 (%)	18.6		20.2		26.6
作製時の含水比 (%)	14.9	15.1	23.6	21.5	32.4
締固め度 $D_c$ (%)	84.6	90.7	84.6	89.0	91.7
透水係数 $k$ (m/s)	2.34E-5	1.42E-5	3.28E-5	3.89E-6	2.33E-7

### 2.3.2 実験方法

実験におけるのり面勾配と外水位の条件を表-7に示す。Step1からStep4までののり面勾配と外水位の条件を段階的に変えて浸透実験を行った。のり面勾配を1:2から1:1.5に変更する際は、図-4の破線の位置までのり面を掘削した。降雨は与えていない。各段階では、裏のり面に大きな変状が見られる、もしくは堤体内水位に変化がみられなくなるまで一定の外水位を保持した。なお、本報告では、外水位が所定の高さに達した時点を開始時として整理している。

表-7 実験条件

	のり面勾配	外水位
Step1	1:2	2.3m
Step2	1:2	2.7m
Step3	1:1.5	2.3m
Step4	1:1.5	2.7m

### 2.3.3 実験結果

#### (1) 変状の形態とメカニズム

実験の結果、いずれのケースも最終的には堤防ののり面に変状が見られた。その形態は「内部侵食」「内部侵食とすべりの複合」「すべり」の3つに分類された。以下、変状の形態毎に実験結果を述べる。内部侵食による変状 (Case1,2,4)

Case1,2,4について、実験最終段階における変状状況を写真-3,4,5に、Case1,2の実験最終段階における断面形状を図-5,6にそれぞれ示す。Case1,2は、表-7で示したStep1の条件でのり面の変状が確認されたため、Step2以降には進んでいない。Case4は、Step3を省きStep1,2,4の条件で順次実験を実施した。

堤体内浸潤線は、のり尻部の観察と排水状況より、Case1は実験開始から29時間経過時点、Case2は28時間経過時点でのり尻部に到達したと考えられる。その後、Case1は実験開始から37時間経過時点、Case2は36時間経過時点でのり尻部に浸透水が集中し内部侵食が発生した。小さな表層土塊がのり尻方向に繰り返し倒壊することにより、変状は時間とともにのり面上部に拡大し、写真-3,4に示す実験最終時点では、のり面の約半分が泥状に変化してのり尻方向へ移動した。深度方向の変状は、図-5,6に示すとおり、のり面の表面から0.5m程度と浅い範囲であった。一方、Case4について、堤体内浸潤線はのり尻部の観察、堤体底面の圧力水頭等より、いずれのStepにおいてものり尻まで到達していたと考えられる。しかし、のり尻の内部侵食はStep1では発生せず、Step2,4でものり尻部のみの部分的な発生に留まった。

Case2の地盤内に設置した傾斜計の時間変化を図-7に示す。時間とともにのり面表層の傾斜計がのり尻から順にのり尻方向へ前傾していくことが分かる。



正面から撮影 上方から撮影  
写真-3 Case1の実験最終段階(Step1)の変状状況



正面から撮影 上方から撮影  
写真-4 Case2の実験最終段階(Step1)の変状状況



正面から撮影 上方から撮影  
写真-5 Case4の実験最終段階(Step4)の変状状況

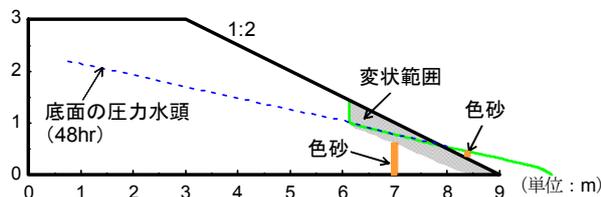


図-5 Case1の実験最終段階(Step1)の模型断面形状

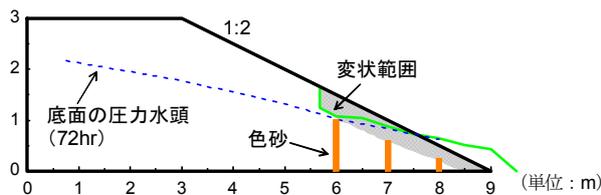


図-6 Case2の実験最終段階(Step1)の模型断面形状

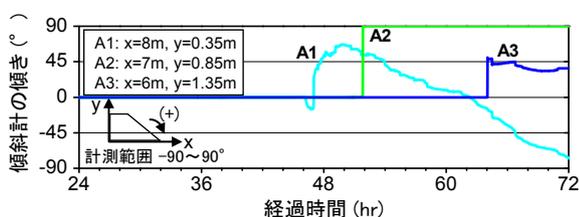


図-7 Case2の地盤内傾斜の時間変化(Step1)

内部侵食からすべりに至る変状 (Case3)

Case3について、実験最終段階における変状状況を写真-6、図-8に、地盤内に設置した傾斜計の時間変化を図-9にそれぞれ示す。Case3では、Step1か

ら4までの条件で順次実験を実施した。

堤体内浸潤線は、のり尻部の観察より、のり面勾配 1:2 の Step1 では実験開始から 48 時間経過した時点、のり面勾配 1:1.5 の Step3 では 36 時間経過した時点で、のり尻部に到達したと考えられる。堤体内浸潤線がのり尻部に達した後、いずれの段階でも Case1,2 と同様にのり尻部に浸透水が集中し内部侵食が発生した。Case1,2 と異なり、Case3 の Step1 ~3 では変状はのり尻部のみの部分的な発生に留まり、のり面上部への拡大はみられなかった。外水位を 2.3m から 2.7m に上昇させた Step4 では、累計 192 時間時点において、変状が進行し、のり面の約半分が泥状に変化してのり尻方向へ移動した。この変状は、Case1,2 と同じであった。その後、196 時間経過時点で天端にクラックが入り、216 時間経過時点ではすべりによる変状が発生した (写真-6)。図-8 に示すとおり、変状は堤防の底面付近まで深く達していた。同図より、底面の圧力水頭はのり面の高さを超過しており、間隙水圧の増加によるせん断抵抗の減少により、堤体と基礎地盤の境界付近で滑動するような挙動を示したと考えられる。写真-7 のとおり、のり尻から水平距離 1m の位置に入れた色砂は、堤防底面付近で水平に線を描くような痕跡が残っており、前述の挙動を裏付けている。

次に、図-9 の傾斜の時間変化をみると、Case1,2 と比較して Case3 では複数の傾斜計が短時間に大きく変動していることが分かる。天端にクラックが発生した 196 時間経過時点から、のり面全体が一気に変状したと考えられる。



正面から撮影 上方から撮影  
写真-6 Case3の実験最終段階(Step4)の変状状況

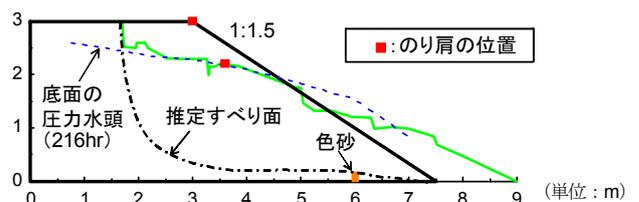


図-8 Case3の実験最終段階(Step4)の模型断面形状

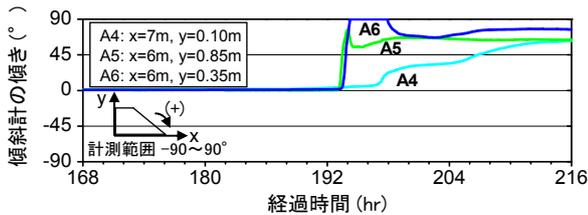


図-9 Case3 の地盤内傾斜の時間変化(Step4)

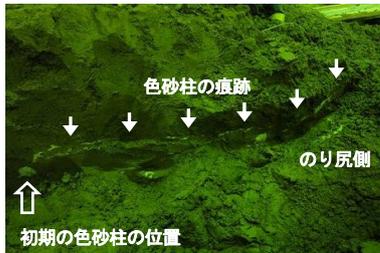


写真-7 Case3 のすべり面

すべりによる変状 (Case5)

Case5 について、実験最終段階における変状状況を写真-8、図-10 にそれぞれ示す。Case5 は、Step2 を省き Step1,3,4 の条件で順次実施した。

堤体内浸潤線は、のり尻部における排水状況より、のり面勾配 1:2 の Step1 では実験開始から 552 時間経過した時点、のり面勾配 1:1.5 の Step3 では実験開始から 264 時間経過した時点で概ねのり尻部に到達したと考えられる。浸潤線がのり尻部に達した後、内部侵食の発生は観測されなかった。Step4 では、Step3 からの累計 938 時間時点でのり面にクラックが発生し、1004 時間時点で写真-8 に示すすべりによる変状が発生した。写真-9 に示すとおり、のり尻から水平距離 1m の位置に入れた色砂は、のり面から 0.3m の深さでのり尻方向に 0.35m ずれており、この位置ですべりが生じたと推察される。



正面から撮影 上方から撮影  
写真-8 Case5 の実験最終段階(Step4)の変状状況

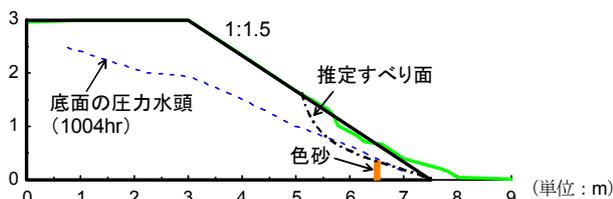


図-10 Case5 の実験最終段階(Step4)の模型断面形状

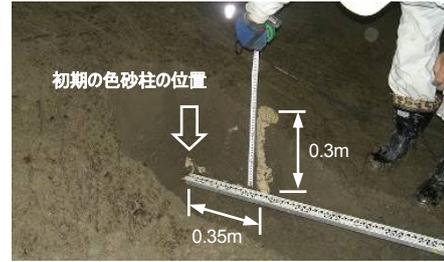


写真-9 Case5 のすべり面

(2) すべりの発生条件

大型模型実験におけるすべり発生時の条件を土質と締固め度に応じて表-8 に示す。実験結果から、細粒分含有率が高い堤体材料、緩い締固め度の場合については、すべりが発生しやすい傾向が確認できる。細粒分含有率が 30% 程度のいわゆる中間土の場合は内部侵食を伴ってのすべり、細粒分含有率が 50% 程度の土についてはすべりのみという違いがみられた。

すべりの発生について、現行手法<sup>3)</sup>では全応力法による円弧すべり計算で判定している。模型実験で使用した土質材料・密度の条件について、圧密非排水条件(CUB)の三軸圧縮試験を実施した結果を表-9 に示す。現行手法にしたがって、粘着力  $c=1\text{kN/m}^2$  と CUB 全応力の内部摩擦角を用いて円弧すべり計算を行ったところ、表-10 のとおり内部侵食・すべりの変状形態の違いに関わらずいずれも円弧すべり安全率が 1 を下回った。仮に、粘着力  $c$  に CUB 全応力の試験値を用いて計算した場合、Case1 を除いて、円弧すべり安全率は 1.2 を大きく上回って安全という評価となり、すべりが発生したケースを抽出することはできなかった。堤防の浸透に対する安全性評価のための土質定数の設定方法については、今後さらなる検討が必要な事項である。

表-8 すべり発生時の実験条件

		締固め度設定値 $D_c$	
		85%	90%
土質 (細粒分含有率設定値 $F_c$ )	10%	Step1 内部侵食	Step1 内部侵食
	30%	Step4 内部侵食と すべりの複合	Step4 内部侵食
	50%	—	Step4 すべり

表-9 三軸試験結果

		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	
CUB	全応力	$c_{cu}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.8	28.2	10.9	57.0	14.6
		$\phi_{cu}$ (°)	12.1	16.1	15.2	13.8	19.0
	有効応力	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0
		$\phi'$ (°)	26.1	35.2	36.3	37.1	38.4
試験条件		背圧: 200 kN/m <sup>2</sup> 圧密応力: Case1,2 50, 100, 150 kN/m <sup>2</sup> Case3,5: 40,80,160 kN/m <sup>2</sup> , Case4: 60,120,240 kN/m <sup>2</sup> ひずみ速度: 0.1%/min.					

表-10 円弧すべり計算結果

		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
		Step1	Step1	Step4	Step4	Step4
模型実験での変状形態		内部侵食	内部侵食	内部侵食 ↓ すべり	小規模な 内部侵食	すべり
安全率	$c=1.0$ kN/m <sup>2</sup>	0.55	0.66	0.43	0.47	0.64
	$c$ =試験値	0.69	4.82	1.81	7.52	2.53

2.3.4 まとめ

本節では、主にすべりの発生条件について、土質、締固め度、のり面勾配等を変えた模型実験により検討した。その結果、模型堤防の崩壊形態として「内部侵食」「内部侵食とすべりの複合」「すべり」が観察された。また、細粒分含有率が高い堤体材料、緩い締固め度の堤防ほどすべりが発生しやすい傾向にあることを確認できた。すべりの発生の有無について、現行手法にしたがって円弧すべり計算により判定したところ、すべり安全率を小さく（安全側）に評価する傾向がみられた。

2.4 小型・大型模型実験の比較

小型・大型模型実験について、内部侵食とすべりの発生条件の比較を図-11、図-12 にそれぞれ示す。内部侵食に関しては既往の研究より模型のスケール効果が無いと考えられたが、図-11 より、細粒分含有率  $Fc$  が 30% の堤体の場合、同じ動水勾配では小型より大型模型の方が内部侵食は生じやすい傾向が確認された。内部侵食の発生には、平均動水勾配ではなく、局所的な現象も考慮する必要があることが窺える。一方、すべりに関しては、スケールが大きくなることですべり土塊の重量が増えることから、小型より大型模型の方がすべりは生じやすいと考えられる。 $Fc$  が 30% の堤体について図-11 と図-12 を比べると、内部侵食発生が発生した範囲の中で大型模型の 1 ケースのみがすべりに移行したことが分かる。いったん内部侵食が生じるとのり尻付近のせん断抵抗が著しく低下するとともに排水不良が生じる。のり尻における押さえが無くなった状態で堤体内の間隙水圧の上昇もあわせて発生し、深いすべりに至

ったと考えられる。

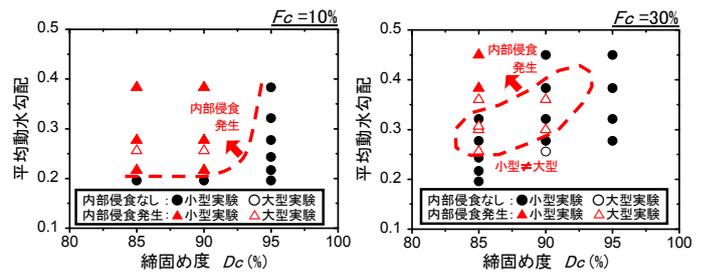


図-11 内部侵食発生条件に関する小型・大型模型実験の比較

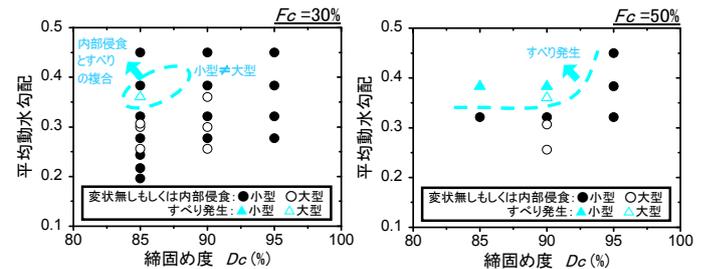


図-12 すべり発生条件に関する小型・大型模型実験の比較

2.5 まとめ

降雨や河川水の浸透によって発生する河川堤防の浅い内部侵食や深いすべりについて、その発生条件と発生メカニズムを明らかにし、堤防決壊に至る可能性のある深いすべりを評価することを目的に、土質、締固め度、のり面勾配等の条件を変えて模型実験を実施した。その結果、細粒分含有率が少ない堤体材料、緩い締固め度、急なのり面勾配ほど内部侵食は発生しやすい傾向があることが確認できた。内部侵食の発生条件について、浸潤線の浸出点における単一土粒子の力のつり合いで考察したところ、浸透流による動水勾配と土粒子同士の摩擦力だけでは内部侵食の発生を必ずしも表現できないことが示唆された。今後、締固めの効果による土の変形強度特性や透水性等も考慮した評価手法をさらに検討する必要がある。一方、すべりは、細粒分含有率が高い堤体材料、緩い締固め度の堤防ほど発生しやすい傾向にあり、すべり単独の場合と内部侵食を伴う複合的なすべりに分類されることが確認できた。すべりの発生条件について、円弧すべり計算で考察したところ、すべり面で発揮される土質定数に現行手法で用いられる非排水強度を用いると、変状形態や規模によらず粘着力  $c$  の見込み方次第で安全性が決定されすべりの発生を必ずしも表現できないことが分かった。今後、土質定数の設定方法についてはさらなる検討が必要である。

### 3. 堤体内水位の現地モニタリング

#### 3.1 検討方法

現地モニタリングは、九州地方整備局管内の筑後川水系城原川左岸 6.4k 付近において川表対策として実施されている川表遮水工法と表のり面被覆工法を、肝属川水系始良川左岸 5.4k 付近において川裏対策として実施されているドレーン工法を対象として行った。

図-13 にモニタリング箇所の平面イメージを示す。堤防強化対策を実施した区間の内側および外側の堤体内に観測孔を設置し、堤体内水位を観測した。

観測孔は、堤体内を鉛直にボーリング等により掘削し、有孔部のある保孔管を設置し、水圧式水位計を吊り下げる構造を基本とした。図-14 に観測孔の基本構造の横断イメージを示す。

水圧式水位計はデータロガー内蔵のものを使用し、蓄積されたデータは定期的に回収するとともに、データの回収時には適宜、孔内洗浄等の維持管理を実施することとした。

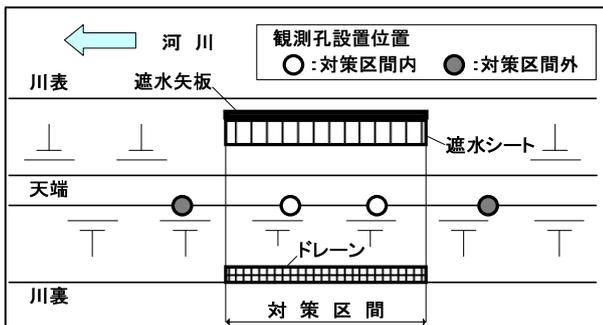


図-13 モニタリング箇所の平面イメージ

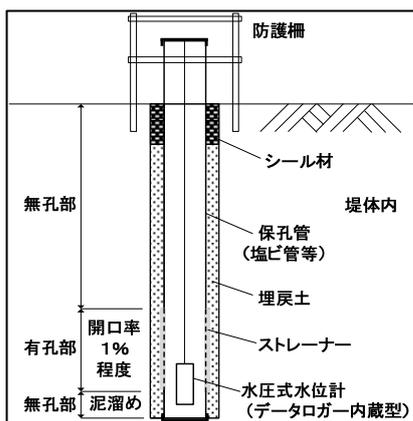


図-14 観測孔の基本構造の横断イメージ

#### 3.2 川表対策効果のモニタリング (城原川)

##### 3.2.1 モニタリング箇所の概要

図-15 に城原川左岸 6.4k 付近の位置図を示す。当該箇所は河床勾配が概ね 1/1,000 である。モニタリ

ング箇所は平成 21 年 7 月 26 日に計画高水位を超過する洪水により、川裏のり面のすべり破壊が生じ、応急復旧工事として、川表遮水工法と表のり面被覆工法の併用工法が洪水直後に実施された箇所である。



図-15 城原川モニタリング箇所位置図

##### 3.2.2 モニタリング方法

モニタリング箇所の平面図、地質縦断図、代表横断図を図-16～図-18 にそれぞれ示す。城原川堤防は厚く堆積した有明粘性土の基礎地盤の上に、中生代の花崗岩が風化したマサ土 (bs1 の透水係数  $k_s=7.0E-4m/s$ 、bs2 の透水係数  $k_s=5.0E-5m/s$ ) で構成されている。

観測は、平成 21 年 10 月から筑後川河川事務所が実施しており、平成 23 年 3 月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は 1 時間に 1 回としている。加えて、平成 22 年 10 月からは土木研究所がモニタリング箇所周辺に河川水位観測用の水位計、モニタリング箇所に図-16 に示す降雨観測用の雨量計を設置しており、観測を開始している。モニタリング箇所の現地状況を写真-10 および写真-11 に示す。

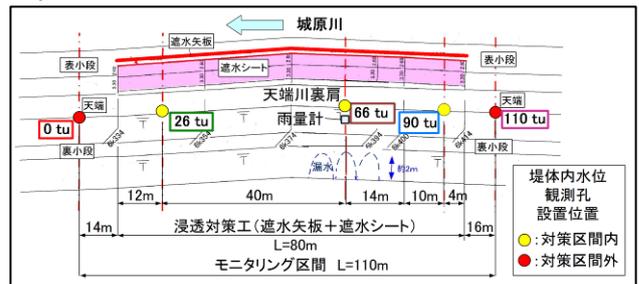


図-16 城原川モニタリング箇所平面図

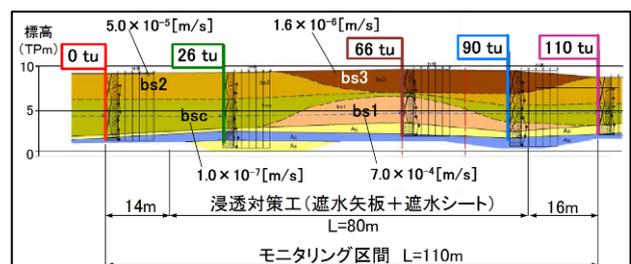


図-17 城原川モニタリング箇所縦断図 (天端川裏肩)

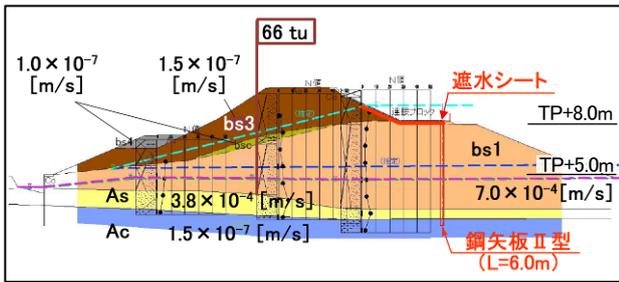


図-18 城原川モニタリング箇所横断面図 (6.4k-14m)



写真-10 現地状況(川表側)



写真-11 現地状況(川裏側)

### 3.2.3 モニタリング結果

平成 22 年 7 月 11 日～15 日の堤体内水位、河川水位、降雨量の時間変化を図-19 に示す。河川水位は 7 月 14 日午前 8～9 時に計画高水位を超過しており、近傍の日出来橋水位観測所において観測史上 2 位を記録する大きな出水であった。図-19 より、堤体内水位は河川水位に概ね追従していることが確認できる。対策区間外に設置した 0tu、110tu の堤体内水位が高くなっているとともに、対策区間内であっても、端部付近に設置した 90tu の堤体内水位も高いことが分かる。

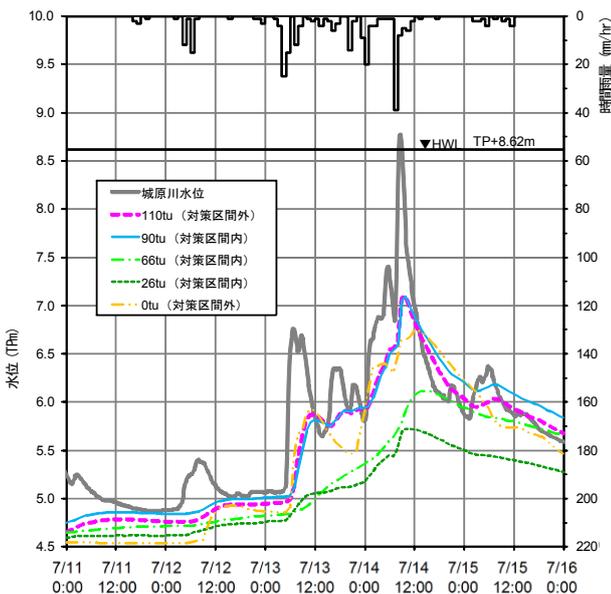


図-19 平成 22 年 7 月 11 日～15 日の観測結果 (城原川)

図-20 に河川水位がピーク水位に到達した 14 日 9:00 時点における天端川裏のり肩位置の堤体内水位の縦断分布を示す。図-20 より、遮水矢板および遮水シートによる対策工を実施した区間の堤体内水位は、無対策区間より 1 m 以上低くなっており、対策工の効果が確認された。また、対策区間内の上流端付近では堤体内水位が低下しなかったことから、浸透水の三次元的な回り込みにより対策効果が低減する区間があることも確認された。

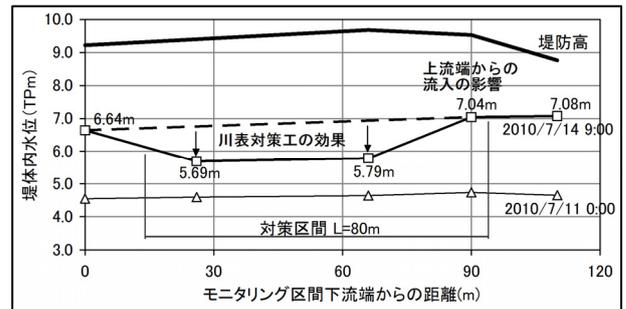


図-20 出水ピーク時の堤体内水位の縦断分布

## 3. 3 川裏対策効果のモニタリング (始良川)

### 3.3.1 モニタリング箇所の概要

図-21 に肝属川水系始良川左岸 5.4k 付近の位置図を示す。始良川堤防は、砂層の基礎地盤の上に地域特有の火砕流堆積物であるシラスを含む砂質土 (透水係数  $k_s=7.0E-5m/s$ ) で構成されている。当該箇所では、平成 20 年度に堤防強化工法としてドレーン工法等が施工された。



図-21 始良川モニタリング箇所位置図

### 3.3.2 モニタリング方法

始良川における観測孔の設置、データ観測は土木研究所が実施した。モニタリング箇所における平面図、地質縦断面図、代表横断面図を図-22～図-24 にそれぞれ示す。ドレーン工区間の下流側にはドレーン工と遮水シートの併用工法が実施されている区間が隣接している。

観測は平成 21 年 8 月から実施しており、平成 23 年 3 月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は、6 月～10 月の出水期は 2 分に 1 回、それ以外の時期は 5 分に 1 回としている。加えて、モニタリング箇所における河川水位と、降雨量も観測してい

る。

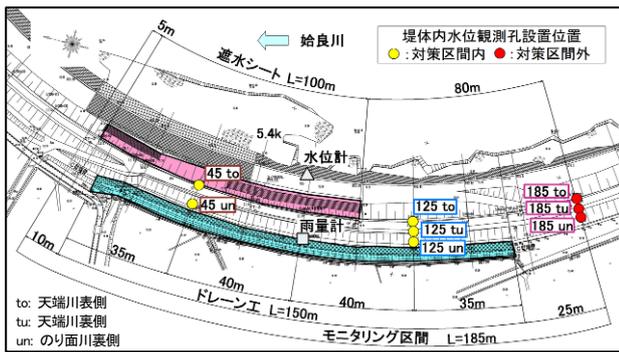


図-22 始良川モニタリング箇所平面図

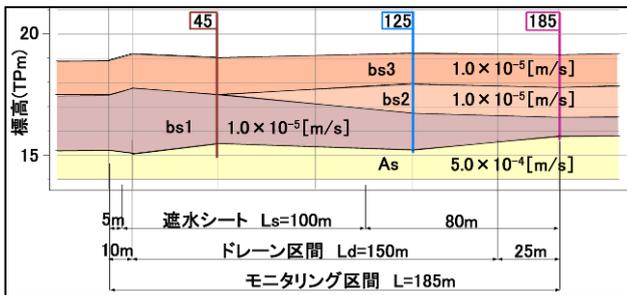


図-23 始良川モニタリング箇所縦断面図 (天端川裏肩)

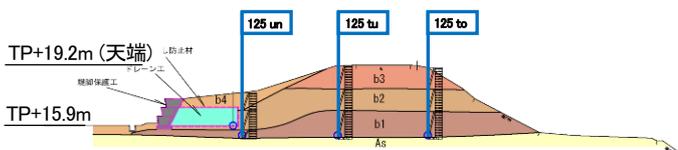


図-24 始良川モニタリング箇所横断面図 (5.4k+60)

### 3.3.3 モニタリング結果

始良川においては、平成 21 年 8 月の観測開始以降平成 23 年 3 月までに、堤体内水位に大きな影響を及ぼす洪水は発生しなかった。図-25 に、モニタリング期間中に最も河川水位が上昇した平成 22 年 6 月 19 日の観測結果を示す。降雨は、観測地点から 2km 離れた場所にある鹿屋市吾平総合支所において得られたデータである。当該洪水は、図-26 のとおり、河川のピーク水位が TP+15.5m 程度、堤内地盤高相当程度の小規模出水であった。一時的に時間 70mm 程度の降雨があったことから、のり面やドレーン内の水位に上昇が見られたが、堤防の安全性には影響の無い範囲であった。今後も継続的にモニタリングを実施し、ドレーン工法の効果を確認する予定である。

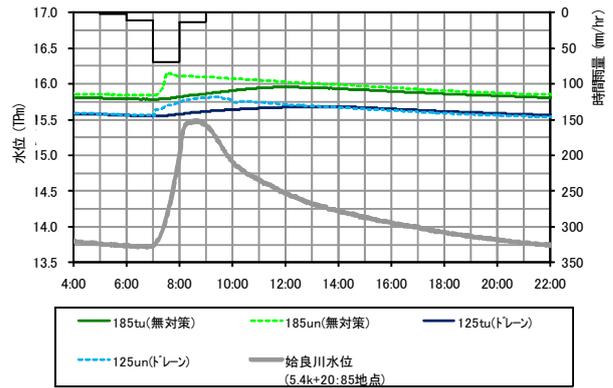


図-25 平成 22 年 6 月 19 日の観測結果 (始良川)

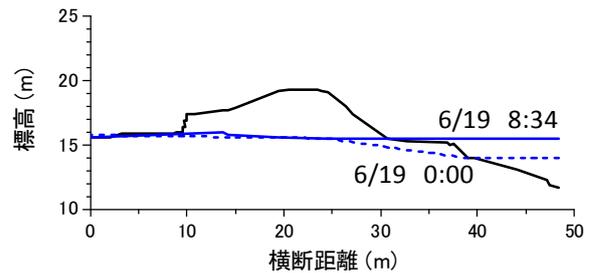


図-26 平成 22 年 6 月 19 日の堤体内水位 (始良川 5.4k+60, 図-22 の 125)

## 3. 4 まとめ

九州地方整備局管内の城原川と始良川において、堤防強化として川表対策を実施した箇所と、川裏対策を実施した箇所を対象に、堤体内水位の現地モニタリングを実施した。その結果、川表対策として遮水矢板と遮水シートを併用している箇所については、堤体内水位低下効果が得られた。また、対策区間の端部において、三次元的な浸透流が生じている状況が確認された。一方、川裏対策としてドレーンを設置している箇所については、観測期間中に有意な出水が生じなかった。現地モニタリングは、本研究の終了後も引き続き実施する予定である。

## 4. 樋門・樋管周辺堤防模型の浸透実験

### 4. 1 検討方法

樋門・樋管構造物 (以下、「樋管」という) の有無による堤体内水位への影響を検討するため、中型土層を用いて模型を樋管有りのケース、樋管無しのケースの 2 種類作製し、浸透実験を行った。

#### 4.1.1 実験模型概要

樋管有りのケースにおける実験模型の断面図および平面図を図-27 に、樋管無しのケースにおける実験模型の断面図および平面図を図-28 にそれぞれ示す。基礎地盤および堤体の使用材料を表-11 に示す。樋管無しのケースは、樋管を設置せず厚さ 1.4m 全

てを基礎地盤として作製した。また、いずれのケースも、一層厚 20cm の巻出しでタンパ 2 往復で締固め度 90%を確保するように作製した。

堤体のり尻部には、湛水による堤体の崩壊を避ける目的で、碎石と吸い出し防止シートによるドレーンを敷幅 0.74m で設置した。

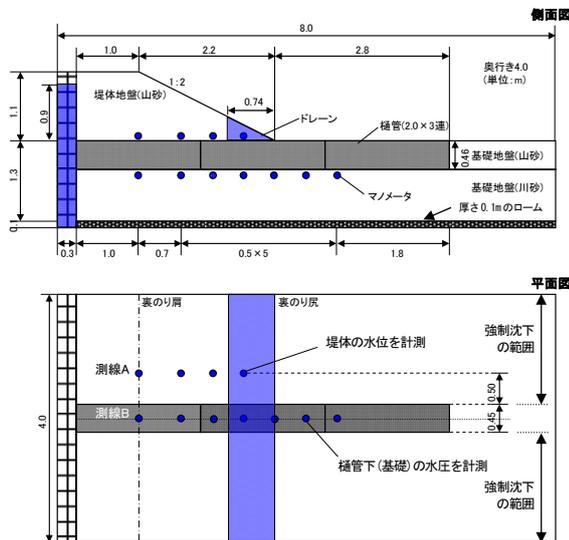


図-27 樋門有りのケースの模型概要

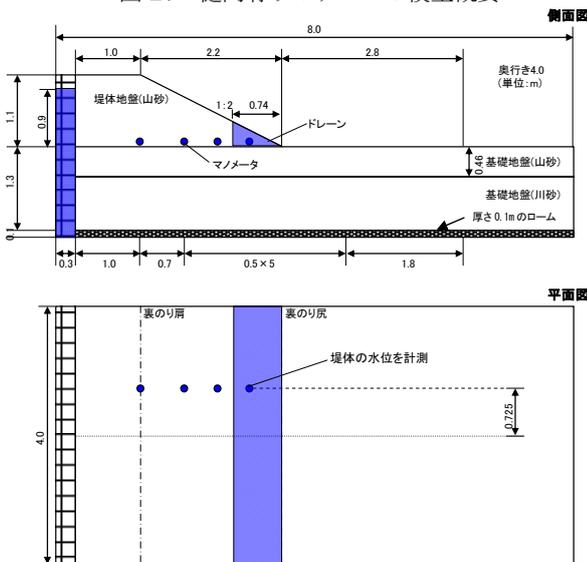


図-28 樋門無しのケースの模型概要

表-11 基礎地盤および堤体の土質特性

土質材料		山砂	川砂
土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )		2.725	2.706
粒度構成	礫分 (%)	0.0	11.4
	砂分 (%)	95.9	87.3
	細粒分 (%)	4.1	1.3
締固め特性	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.685	1.681
	$W_{opt}$ (%)	17.6	18.6
透水係数 (m/s)		2.65E-05	5.51E-04

#### 4.1.2 実験方法

湛水実験は、樋管有りのケース(基礎地盤の強制沈下 0cm、5cm、10cm)、樋管無しの場合各々に対して実施した。ここで、強制沈下とは、基礎地盤の圧密沈下を模擬したもので、基礎地盤の最下部に設置した発泡スチロールをリモネン液で溶かすことにより発生させた。今回の模型条件では、樋管直下はグラウト等で充填され、空洞への応急対策が実施されているものと想定したことから、強制沈下は、図-27 のとおり樋管の直下の地盤を除いて発生させた。

初期条件として 72 時間かけて樋管下面(基礎地盤下面+0.94m)までを飽和させ、1 時間かけて河川水を模した給水槽の水位を 2.30m (基礎地盤上面+0.90m)まで上昇させた。実験中は、マンメータを用いて堤体内水位を計測しており、堤体内水位の上昇が 1 時間で 1cm 以内となった時点で定常状態とした。

#### 4.2 検討結果

図-29 に給水槽水位を 2.30m(基礎地盤上面+0.90m)まで上昇した後の堤体内水位状況を示す。ここでは、マンメータで測定した圧力水頭を、便宜的に堤体内水位と表記する。非定常および定常状態における堤体内水位の高さは、樋管無しの場合、樋管有り沈下 0cm の場合、樋管有り沈下 5cm・10cm の場合の順に高くなる傾向が確認できた。非定常状態の堤体内水位形状は、給水槽水位上昇開始後 1、2 時間の段階では、のり肩～のり面中腹にかけて直線的な傾向を示しており、上昇過程にあることがうかがえる。一方で給水槽水位上昇後 3 時間の堤体内水位形状は、定常状態における堤体内水位形状と類似している。また、樋管有りのケースが給水槽水位上昇後 1 時間でのり尻まで堤体内水位が到達しているのに対して、樋管無しの場合では給水槽水位上昇後 3 時間を必要としている。

図-30 に樋管の有無による堤体内水位の差が最も顕在化した給水槽から 1.7m 離れた位置における堤体内水位の高さの経時変化を示す。樋管有り沈下 0cm の場合における堤体内水位の高さは、樋管無しの場合と比較して経過時間にかかわらず高い位置にあることが確認できた。両ケースにおける堤体内水位の高さの差は、給水槽水位上昇後 1 時間が最も顕著であった。両ケースで得られた堤体内水位は、水位上昇後 1 時間の状態で 15cm 以上の開きがあったものの、定常状態では半分以下の 7.0cm 程度に縮小した。今回の実験条件では、これは樋管無しの場合

ースと比較して、水位上昇後 1 時間の状態で 6~7 割程度、定常状態となる水位上昇後 4 時間の状態で 1 割強程度、樋管有りのケースの堤体内水位が高くなったといえる。

樋管有り沈下 5cm・10cm のケースにおける堤体内水位の高さは、樋管有り沈下 0cm のケースと比較して、給水槽水位上昇後 1 時間の段階から僅かではあるが差が現れており、定常状態に向かうにつれてその差が拡大する傾向にあった。樋管有り沈下 0cm のケースに対して樋管有り沈下 5cm・10cm のケースにおける堤体内水位の上昇は、1, 2 時間経過時で 3.0cm 程度、定常状態となる 4 時間経過時には 5.0cm 程度高くなることが確認された。これは樋管有り沈下 0cm のケースと比較して、定常状態となる水位上昇後 4 時間の状態で 1 割程度、樋管有り沈下 5cm・10cm のケースの堤体内水位が高くなることを意味する。さらに、樋管有り沈下 5cm・10cm の

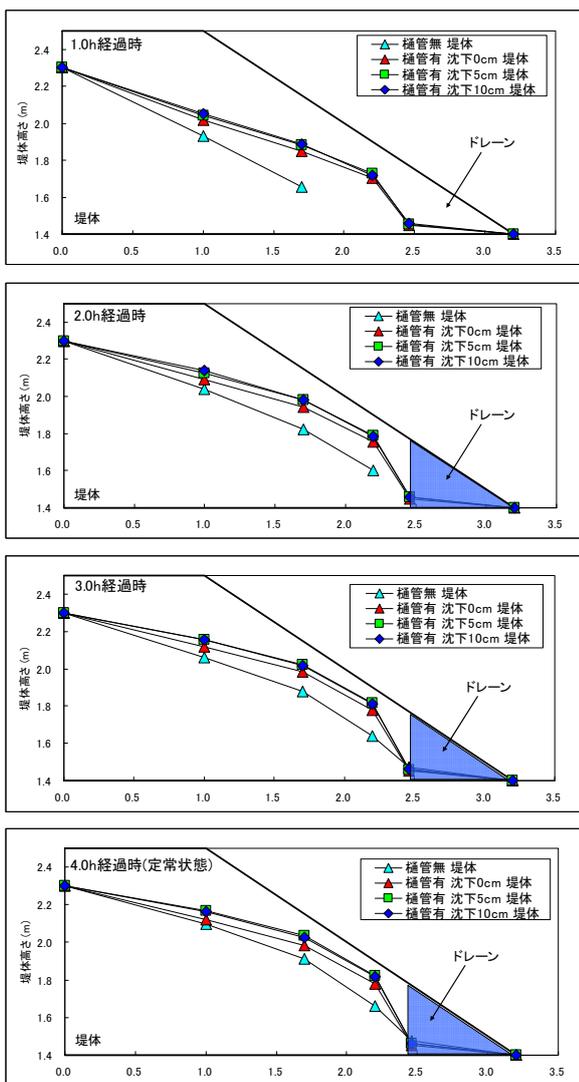


図-29 給水槽水位上昇後の堤体内水位状況

ケースにおける堤体内水位の高さは、先に述べた樋管無しの場合と比較すると、定常状態において 2 割強程度上昇することとなる。ただし、樋管有り沈下 5cm および 10cm のケースの定常状態における堤体内水位を比較すると、同程度の高さを有する結果となっており著しい差異は確認できていない。

図-31 に樋管有り沈下 0cm のケースにおける樋管下に作用する圧力水頭の経時変化を示す。樋管下のマンメータは、給水槽水位上昇後 1 時間の段階から堤防の高さを越える水圧を感知しており、経過時間にかかわらず同程度の高さを示している。これは、樋管と地盤の境界部分に存在する水みちが堤体内水位ののり尻方向への浸透を助長したためであると考えられる。実際の樋管ではレーンの式によるクリープ比から設計された矢板が打設されているため、このような顕著な水圧伝播は発生しない。しかし、矢板に連通がみられる場合において、水圧の伝播が発生する可能性があると考えられる。

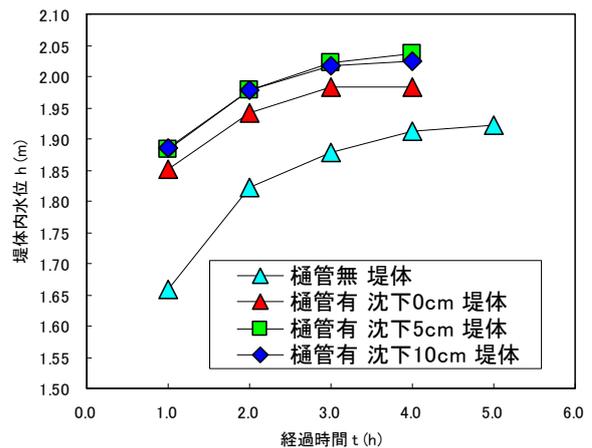


図-30 堤体内水位の経時変化

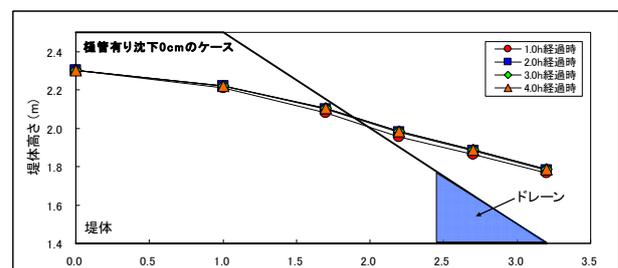


図-31 樋管下(基礎地盤)に作用する圧力水頭の経時変化

### 4.3 まとめ

樋管が存在することで構造物と地盤の境界部分に水みちやゆるみが顕在化し、堤体内水位の浸透速度を速め、堤体内水位の高さを上昇させたと考えられる。さらに、基礎地盤等の沈下に伴い樋管上部周辺堤防にゆるみが発生すると、そのゆるみの影響によ

り堤体内水位の高さをさらに上昇させることが推察できる。一方で、基礎地盤の沈下量の増加に伴う堤体内水位の変化は、明確には現れなかった。

## 5. 円山川における樋門周辺堤防の陥没調査

### 5.1 陥没発見時の状況

平成 21 年 8 月 10 日午前 8 時 30 分頃、円山川右岸 13.2km に位置する新田排水機場樋門（許可工作物）において、排水機場の操作員により裏小段樋門周辺の陥没が発見された。発見時の状況を写真-12 に示す。空洞の大きさは約 6m<sup>3</sup> で、土のう 565 個、大型土のう 5 個を投入する応急処置が行われた。

8 月 9 日～10 日 8:30（発見時）の総雨量は、豊岡雨量観測点で約 110mm であった。最高水位は、立野水位観測点で 8 月 10 日 6:00 に 6.21m、陥没が発見された裏小段の高さまで水位は上昇した。なお、当該箇所は感潮区間であり、1 日最大 0.5m の水位変動が生じる。



写真-12 陥没状況

た。

一方で、函体の損傷により函内に土砂が流出した可能性についてであるが、函体の損傷を把握するため外観調査を行った。その結果、函体には微小なクラックが数カ所みられるが、土砂吸い出しの跡は確認できなかった。また、函体の継ぎ手において、函体自体の沈下に伴う屈曲がみられるが、継ぎ手自体の損傷は確認できなかった。

これらの現地踏査の結果により、今回の樋門周辺堤防の陥没に関しては樋門下の空洞への土砂流出が原因である可能性が高いと考えられる。

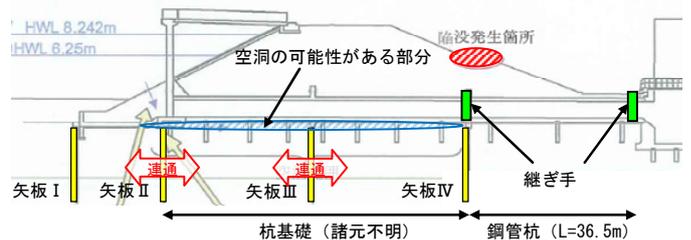


図-32 陥没発生箇所の断面図



写真-13 函体下の漏水状況

### 5.2 陥没の原因に関する考察

被災時の外力を考慮すると、今回の樋門周辺堤防に陥没が生じた原因として、「周辺堤防との不同沈下で生じた函体下の空洞により土砂が流出」、「函体の損傷により函内に土砂が流出」のいずれかが考えられる。そこで、現地踏査においてはこれらの被災メカニズムに関する検証を重点的に実施した。

まず、周辺堤防との不同沈下で生じた函体下の空洞により土砂が流出した可能性については、平成 19 年の調査において図-32 に示すように樋門下に空洞が存在することが明らかになっている。現地踏査の際も、川表側の水たたきと函体との段差から、川裏側から川表側に漏水を確認した（写真-13）。また、平成 23 年 4 月に当該樋門の撤去工事が行われた際、写真-14 に示すとおり樋門下の空洞を目視で確認し



写真-14 函体下の空洞

### 5.3 まとめ

円山川右岸 13.2km に位置する新田排水機場樋門周辺堤防の陥没について、現地調査を行った。その結果、樋門と周辺堤防との不同沈下で生じた函体下の空洞により堤体土砂が吸い出されたことが、陥没

の主因として推察された。土砂吸い出しによる空洞化発生のメカニズムについては、本研究の終了後も引き続き検討していく予定である。

## 6. 結論

河川堤防の土堤区間ならびに樋門周辺堤防について、浸透安全性評価技術を高度化することを目的に検討を実施した。

砂質土堤防のすべり安定性に関する模型実験では、模型堤防の崩壊形態として、「内部侵食」「内部侵食とすべりの複合」「すべり」が観察された。細粒分含有率が高い堤体材料、緩い締固め度の堤防ほどすべりが発生しやすい傾向にあることを確認できた。すべりの発生条件について、円弧すべり計算で考察したところ、すべり面で発揮される土質定数に現行手法で用いられる非排水強度を用いると、変状形態や規模によらず粘着力  $c$  の見込み方次第で安全性が決定されすべりの発生を必ずしも表現できないことが分かった。今後、土質定数の設定方法についてはさらなる検討が必要である。九州地方整備局管内の城原川、始良川において、堤防モニタリングを開始し、洪水時の堤体内水位の変化を捉えた。

また、樋門周辺堤防の浸透模型実験を実施し、樋門下の空洞をグラウトで充填した場合であっても、樋門のような堤防横断構造物が存在することにより、堤体内水位が上昇する可能性があること等を明らかにした。円山川の樋門周辺堤防の陥没について現地調査を行い、樋門と周辺堤防との不同沈下で生じた函体下の空洞により堤体土砂が吸い出されたことが、陥没の主因として推察された。

## 参考文献

- 1) 河川堤防設計指針：国土交通省河川局治水課、2002.7.
- 2) 樋門等構造物周辺堤防点検要領：国土交通省河川局治水課、2001.5.
- 3) 森啓年、荒金聡、齋藤由紀子、佐々木哲也、服部敦：堤防被災原因調査について、雑誌河川、pp.71-77、2010.2.
- 4) 赤井浩一：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について、土木学会論文集, No.36, pp.44-48, 1956.
- 5) 久保田敬一：浸透水流による築堤斜面の安定性について、土木学会誌, 41-3, pp.8-13, 1956.

## THE EVALUATION METHOD OF RIVER LEVEES FOR SEEPAGE INDUCED FAILURE

**Budget** : Grants for operating expenses  
General account

**Research Period** : FY2009-2010

**Research Team** : Material and Geotechnical  
Engineering Research  
Group (Soil Mechanics and  
Dynamics)

**Author** : SASAKI Tetsuya  
MORI Hirotoshi  
SAITO Yukiko

**Abstract** : This research focuses on the evaluation method of river levees for a seepage induced failure, such as a slope failure or a water leakage around sluice pipes. The large-scale model test for sandy river levees was conducted to examine the behavior during flood. An internal erosion became a major mode of failure in the case using soil of fine grain content ( $F_c$ ) 10% at 1:2.0 incline. A deep slip has occurred in the experiment in the case of the soil of  $F_c$  50% at 1:1.5 incline. In addition to that, the internal erosion leads followed by the deep slip was observed in the case of soil of  $F_c$  30% at 1:1.5 incline. It is concluded that the major modes of the failure are the internal erosion, the deep slip or their combination, which is affected by soil types and incline of slope. Laboratory experiments are also carried out to examine the influence of sluice pipes and the loosening around the pipes to the seepage level in the levees. The results of experiment show that the existence of sluice pipes raises the seepage level, and the level becomes higher in the presence of the loosening. In addition, the monitoring of seepage level in the real site at the Aira River in Kagoshima and at the Jobaru River in Saga was conducted to verify the current evaluation method.

**Key words** : river levee, sluice pipe, seepage, model test, monitoring