

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¹⁾および樋門等構造物周辺堤防点検要領²⁾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を検討する。21 年度は、砂質土堤防模型の浸透実験を実施し、土堤区間のすべり安定性評価に関する基礎データを得た。鹿児島県内の直轄河川堤防において堤防モニタリングを開始し、降雨による堤体内水位の変化を捉えた。また、樋門周辺堤防模型の浸透実験を実施し、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。兵庫県内の排水樋門において発生した周辺堤防の陥没について調査し、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。

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³⁾、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。21 年度は、①砂質土堤防のすべり安定性評価に関する検討、②始良川堤防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. 砂質土堤防のすべり安定性評価に関する検討

2. 1 検討方法

現行の堤防詳細点検において想定している堤防の変状形態の一つにのり面で発生するすべり破壊があり、主に円弧すべり安定計算による照査が行われている。本研究では、主に細粒分含有率 50%以下の砂質土堤防を対象として、浸透による崩壊現象を詳細に検討するため実大規模の模型実験を行った。また、実験結果と円弧すべり安定計算結果との比較も行った。

2.1.1 実験模型概要

堤防模型の断面形状を図-1 に示す。堤体部分は、高さ 3m、天端幅 3m、のり面勾配 1:2 の半断面形状とした。堤体底面と土槽との境界における水みち形成防止のため、堤体の下に関東ロームを厚さ 0.2m 敷設した。堤体は、表-1 に示す土質材料を用いて、仕上がり層厚 0.15m で密度管理しながら 20 層に分けて作製した。堤体作製時の湿潤密度は 1.637g/cm³、含水比 14.9%、締固め度 84.5%、室内透水試験（変水位）から求めた透水係数は 2.34E-5m/s であった。模型作製とともに、堤体内の圧力水頭を測定するためのマノメータを 9 箇所、堤体内の変状を検知するための傾斜計を 8 箇所、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 3 箇所、土壌水分計を 3 箇所埋設した。また、定点観察用のカメラを 2 箇所と、裏のり尻排水量測定用の水槽を設置した。

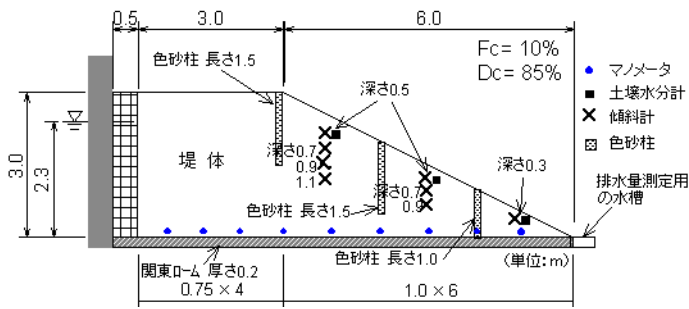


図-1 堤防模型の断面形状

表-1 堤体土質の材料物性

土粒子の密度(g/cm ³)		2.689
粒 度 構 成	礫(%)	1.3
	砂(%)	89.2
	シルト(%)	7.0
	粘土(%)	2.5
10%粒径		0.076
20%粒径		0.090
工学的分類		S-F
最大乾燥密度(g/cm ³)		1.685
最適含水比(%)		18.6

2.1.2 実験方法

外力として、河川水位を想定した外水位を75min.かけて2.3mまで上昇させ、以降一定水位になるように調整した。外水位が2.3mに達した時点を目準に48hrの計測・観察を実施した。マンメータと裏のり尻排水量の測定間隔は1hr、計測器とカメラの収録間隔は1min.に設定した。

2. 2 検討結果

2.2.1 実験結果

堤体内水位の時間変化を図-2に、裏のり尻近傍の体積含水率、裏のり尻の排水量、地盤内に設置した傾斜計の時間変化を図-3にそれぞれ示す。また、実験終了時点（実験開始48hr）の崩壊状況を図-4、写真-1に示す。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。

図-2と外観の観察より、時間の経過とともに堤体内水位が上昇し、のり面が浸潤する状況が確認された。図-3に示す裏のり尻近傍（裏のり尻から水平距離で1m、深さ0.3m）における体積含水率は、25hr経過時点で上昇し始めた。その後29hrで一定値に達し、同時に裏のり尻における排水量も観測され始めた。外観からも裏のり尻から水が浸出している様子が確認されたことから、29hr経過時点で堤体内水位は裏のり尻に到達したと考えられる。

初期ののり面の変状は、37hr経過時点でのり尻から水平距離0.7mの位置に表層クラックとして現れた。図-2に示すとおり、裏のり尻付近の堤体内水位は36hrにはのり面表面にまで達していた。図-3に示す傾斜計のデータによると、裏のり尻近傍（裏のり尻から水平距離で1m、深さ0.3m）ののり面は、40hr経過時点でのり尻に向かって前傾し始めた。外観の観察より、のり面は泥濘化し流動してすべるような挙動を示しており、傾斜計がのり尻側に前傾していたのもその挙動と一致している。図-1のとおり、裏のり尻から水平距離で3mの位置には、のり面から深さ0.5m、0.7m、0.9mの位置に傾斜計を設置していたが、傾斜を検知していたのは深さ0.5mの測点のみであった。これは、変状の有無の境界が、のり面から深さ0.5mから0.7mの間であったことを示唆している。傾斜計の挙動と、のり尻から水平距離で2mの位置に設置した色砂柱の状況から、最終的な変状範囲は図-4の網掛け部分であったと考えられる。

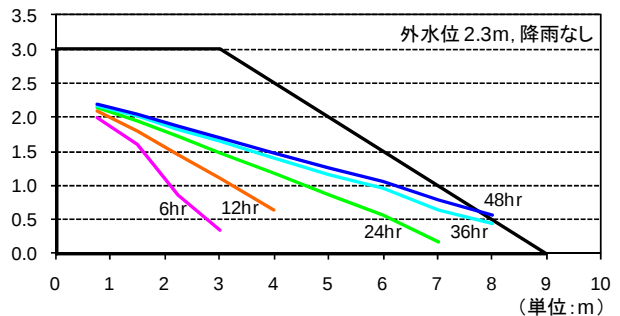


図-2 堤体内水位の時間変化

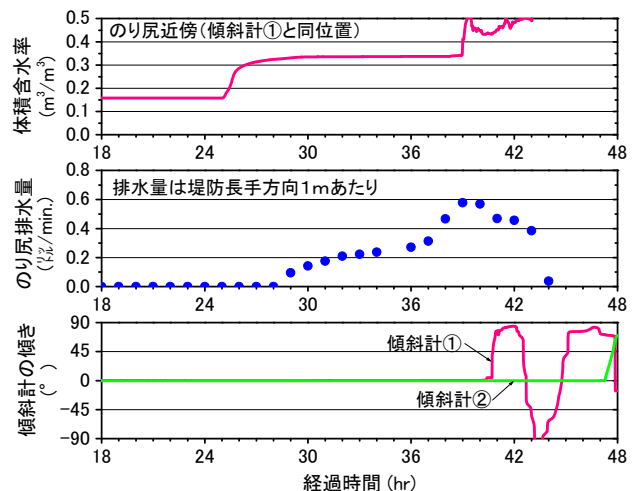


図-3 体積含水率・のり尻排水量・地盤内傾斜の時間変化

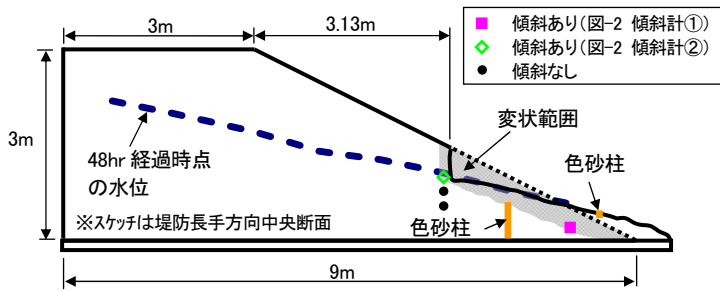


図-4 実験終了時の模型断面形状



写真-1 実験終了時の変状状況

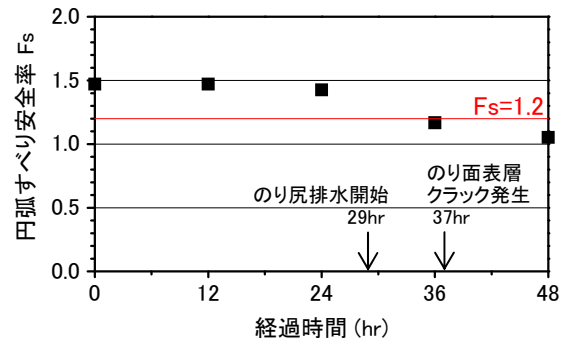


図-5 円弧すべり安全率の時間変化

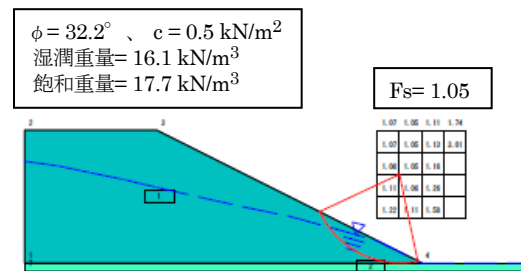


図-6 円弧すべり安定計算結果（48hr経過時点）

2.2.2 実験結果と円弧すべり安定計算結果との比較

模型実験で用いた土質材料・密度の条件について、圧密排水三軸圧縮試験（以下、「CD 試験」と表記）を実施した。供試体（直径 50mm、高さ 100mm）の初期の湿潤密度は 1.630g/cm³、含水比は 14.9%であった。CD 試験の条件と得られた土質定数を表-2 に示す。

CD 試験による土質強度と、実験で得られた堤体内水位を用いて円弧すべり安定計算を行った。ただし、粘着力の値は 0.0 kN/m² では計算できないため、便宜的に 0.5 kN/m² を入力した。裏のり最小安全率の時間変化を図-5 に、48hr 経過時点の最小安全率が得られた円弧形状を図-6 にそれぞれ示す。図-5 より、のり面に変状が見られ始めた 37hr 前後で最小安全率が 1.2 を下回り、実験終了時点の 48hr では 1.05 まで低下したものの 1.0 を下回ることにはなかった。

表-2 CD 試験条件と土質定数

試験条件	B.P. = 100kN/m²	
	圧密応力 = 50, 100, 200 kN/m²	
土質定数	ひずみ速度 = 0.3%/min.	
	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 φ (°)
	0.0	32.2

2.3 まとめ

細粒分含有率 10%程度の砂質土から成る堤防の浸透崩壊模型実験を行った。その結果、のり面の変状は、堤体内水位がのり尻に到達した後、水平距離でのり尻から 1m 程度まで表面に浸出した時点で生じ始めたこと、のり尻から泥濘化し、のり尻に向かって流動するような変状形態を示すことなどがわかった。また、今回の実験のような泥濘化を伴う崩壊形態の場合、円弧すべり安定計算による安全性照査は、対象とする現象が異なるため困難であると推察された。一方で、河川堤防設計指針¹⁾では円弧すべり安定計算の所要安全率を 1.2 に規定しており、メカニズムは異なるものの今回の実験は結果的に安全率 1.2 以下であり、要対策箇所として抽出されることがわかった。今後は、細粒分をより多く含む砂質土についても順次実験を実施し、今回の結果とともに崩壊形態も考慮した浸透安全性照査へとつなげていきたい。

3. 始良川堤防の現地モニタリング

3.1 検討方法

鹿児島県の大隅半島に位置する肝属川水系始良川の堤防（図-7）において、現地モニタリングを開始した。当該箇所では、平成 20 年度に浸透に対する堤防強化工法であるドレーン工法、表のり面被覆工

法が施工されている。今回の堤防現地モニタリングは、洪水時の堤体内の浸透流を把握するとともに、堤防強化工法の長期耐久性を検証することを目的とした。

観測箇所近傍の平面図を図-8に、観測条件を表-3にそれぞれ示す。観測断面は、無対策断面1箇所（A断面）、対策実施断面2箇所（B断面：ドレーン、C断面：ドレーン＋表のり面被覆）、対策区間の縦断方向端部2箇所（E、F断面）を選定した。断面内の観測位置は、図-9のB断面のように、天端と対策周辺部分を選択した。観測孔の設置完了時の状況を写真-2に示す。観測孔の周辺には、除草作業等による破損予防のため単管による柵を設けた。



図-7 現地モニタリング箇所

表-3 現地モニタリング条件

観測項目	堤体内水位、河川水位 内水位、堤内地地下水 雨量（鹿屋市から提供）
観測数	5断面（A,B,C,E,F） 16箇所
観測頻度	出水期 2分に1回 非出水期 5分に1回

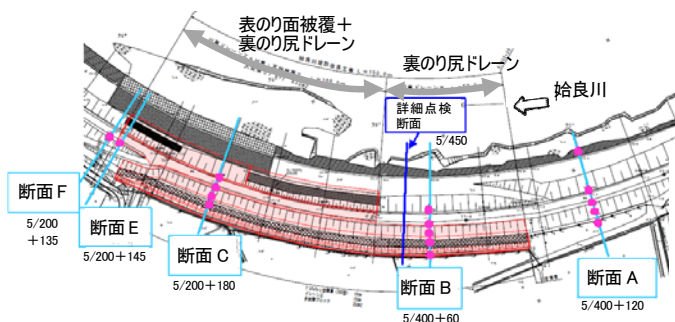


図-8 現地モニタリング箇所近傍の平面図

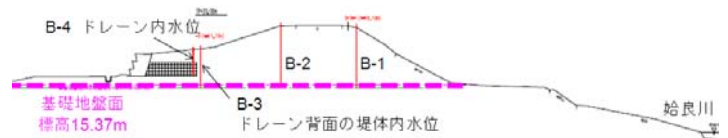


図-9 現地モニタリングB断面（左岸 5/400+60）



写真-2 観測孔の設置完了時の状況

3.2 検討結果

今年度の観測期間（H21.8.18～H22.2.28）における雨量と河川水位の日変化を図-10に示す。観測箇所周辺は台風の常襲地帯であるものの、観測期間中に洪水の発生は見られなかった。河川水位の上昇幅は最大1.7m程度であり、基礎地盤面よりも低い位置に留まった。一方、短期的な雨量に対しては、図-10に示す4日（10/7、11/1、11/10、2/26）に微小な変化が見られた。一例として、11/1におけるB断面のドレーン背面（B-3）の堤体内水位変化を図-11に示す。時間雨量20mmを超える降雨により、一時的な水位変化が見られた。地下水位や天端に設置した観測孔の水位は上昇していないことから、ドレーン周辺に雨が集水されて溜まり水となり、一過性の水位変化が見られたものと考えられる。このような局所的な現象は、浸透流解析では再現できないことから、引き続き現地モニタリングで確認していく予定である。

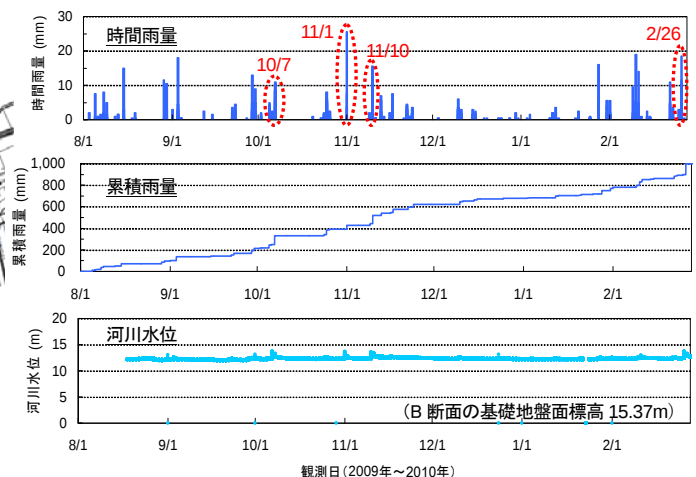


図-10 雨量と河川水位の日変化

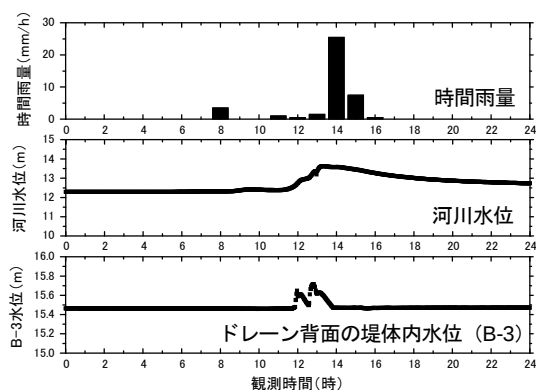


図-11 観測結果の一例 (11/1)

3. 3 まとめ

肝属川水系始良川の左岸 5.4km 付近において、堤防現地モニタリングを実施した。今年度の観測期間においては洪水が生じなかったものの、観測態勢を整備したとともに降雨による微小な水位変化を捉えられた。現地モニタリングは、来年度も引き続き実施する。

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-12 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-13 にそれぞれ示す。基礎地盤および堤体の使用材料を表-4 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。

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)、樋管無しのケース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、樋管の直下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、マノ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。

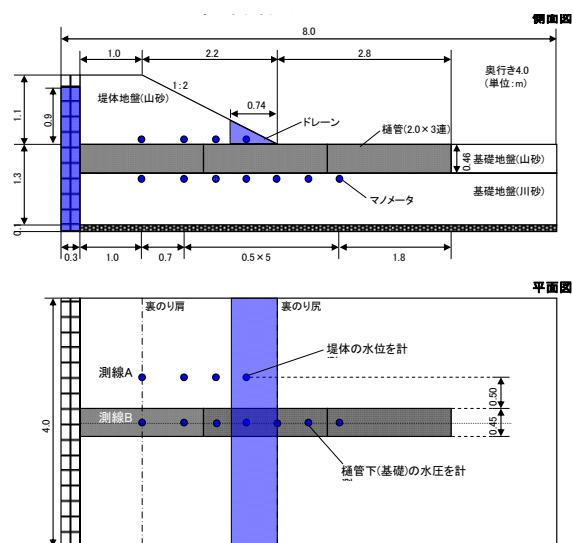


図-12 樋門有りのケースの模型概要

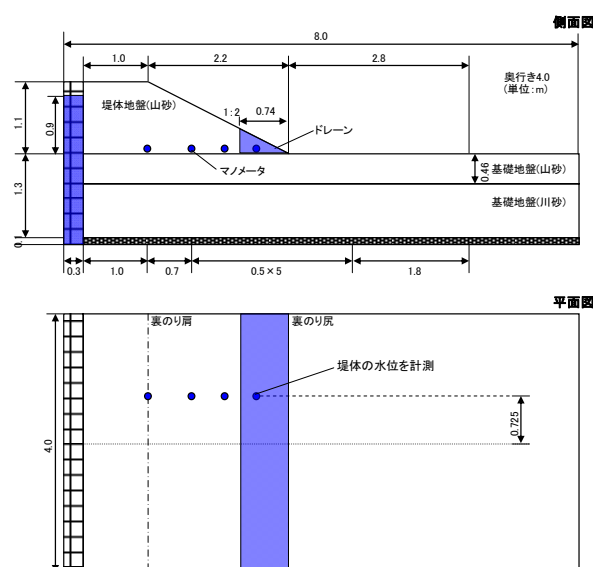


図-13 樋門無しのケースの模型概要

表-4 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^3)		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	ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.685	1.681
	W_{opt} (%)	17.6	18.6
透水係数 (m/s)		2.65E-05	5.51E-04

4. 2 検討結果

図-14 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、マノ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 時間でより尻まで堤体内水位が到達しているのに対して、樋管無しのケースでは給水槽水位上昇後 3 時間を必要としている。

図-15 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、樋管有りの場合の堤体内水位が高くなったといえる。

樋管有り沈下 5cm・10cm の場合における堤体内水位の高さは、樋管有り沈下 0cm の場合と比較して、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

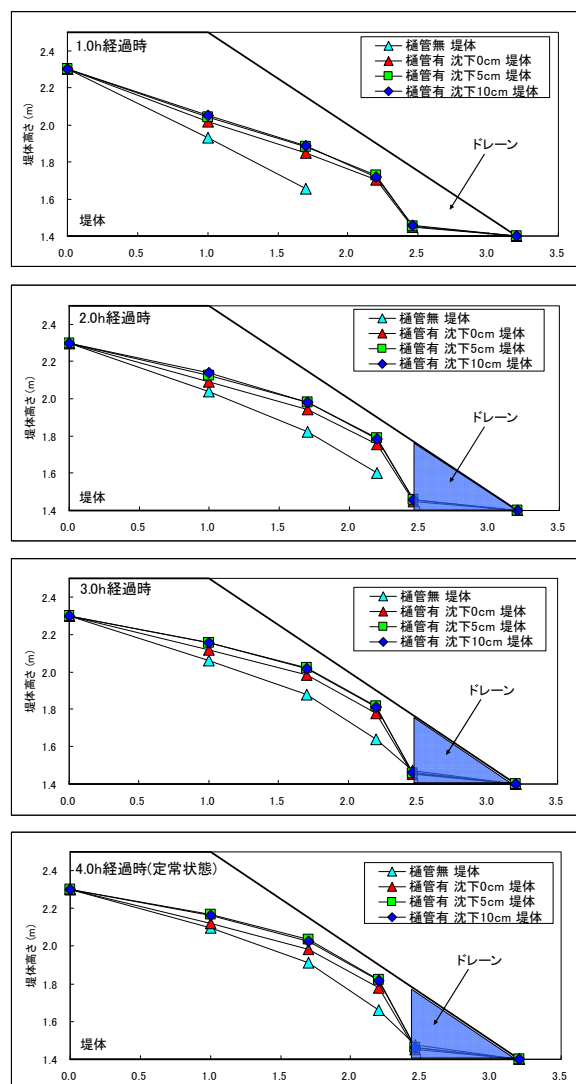


図-14 給水槽水位上昇後の堤体内水位状況

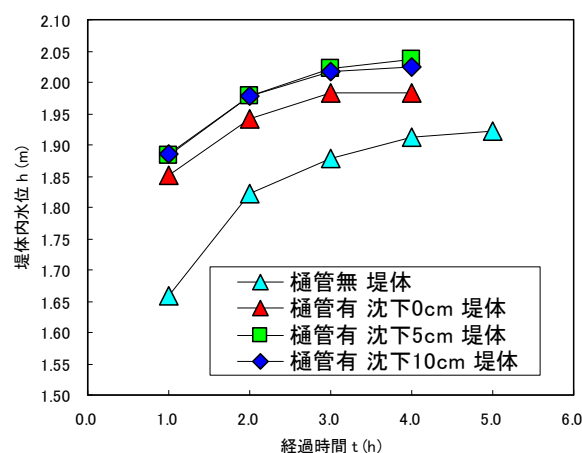


図-15 堤体内水位の経時変化

その差が拡大する傾向にあった。樋管有り沈下 0cm の場合に対して樋管有り沈下 5cm・10cm の場合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ケースと比較すると、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-16 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。樋管下のマノメータは、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。

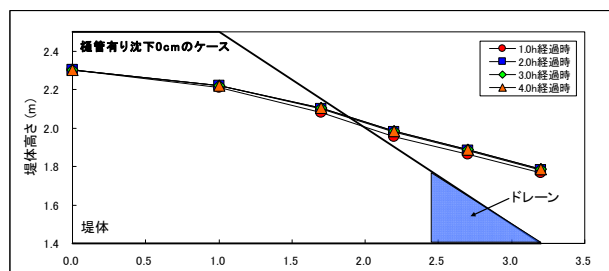


図-16 樋管下(基礎地盤)に作用する圧力水頭の経時変化

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-3 に示す。空洞の大きさは約 6m³ 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-3 陥没状況

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-17 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-4）。また、樋門直上の天端道路にて、舗装上に亀甲クラックを確認した（写真-5）。これは、平成 21 年 4 月に舗装を修繕したばかりであり、今回陥没した箇所のほかにも空洞の発生が疑われる現象である。

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。

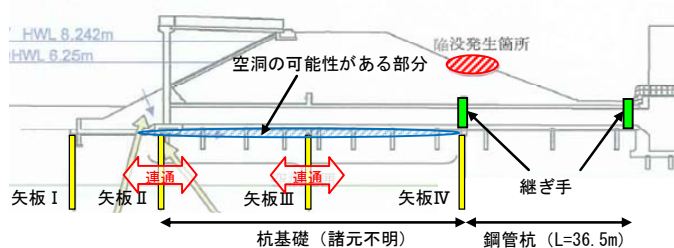


図-17 陥没発生箇所の断面図



写真-4 函体下の漏水状況



写真-5 天端舗装の亀甲クラック

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、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、堤体のり尻から泥濘化し流動するような崩壊形態を確認した。鹿児島県鹿屋市の始良川において堤防モニタリングを開始し、降雨による堤体内水位の変化を捉えた。また、樋門周辺堤防模型の浸透実験を実施し、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。

来年度は、模型実験と堤防現地モニタリングを引き続き実施するとともに、浸透流解析によるモニタリング結果の検証も行っておりまとめる予定である。

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.

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. The internal erosion became a major mode of failure in the experiment. 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 has been started to verify the current evaluation method.

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