

1.4 河川堤防の浸透・地震複合対策技術の開発

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、齋藤由紀子、谷本俊輔、
荒木裕行

【要旨】

直轄管理区間の堤防では、各種指針に基づいて浸透安全性・耐震性の照査が実施されており、安全性の不足する区間が相当程度存在することが明らかになりつつある。また、2011年東北地方太平洋沖地震では、堤体が液状化して大変形する現象が多く確認された。本研究は、堤防の質的向上に迅速かつ効率的に対応するため、浸透対策のコストダウンや効果的な地震対策、洪水と地震の対策を両立させる複合対策について提案することを目的としている。平成24年度は、平成23年度に引き続き、浸透対策の現地モニタリングと、洪水時の揚圧力対策と堤体の液状化対策について模型実験を実施した。その結果、始良川における現地モニタリングからドレーン工と川表遮水シートの併用した対策実施箇所及びドレーン工の対策実施箇所において、堤体内水位低下効果が確認できた。また、河川堤防の揚圧力対策に関する遠心模型実験により、対策工の種類によって、水圧低減効果と、効果を発揮しうる外水位の高さが異なることを定量的に把握することができた。さらに堤体の液状化対策工法に関する動的遠心実験を実施し、対策工の種類と規模、組合せに応じた効果を天端沈下量とのり面に生じたクラックに着目し整理した。

キーワード：河川堤防、堤体液状化、液状化対策、動的遠心模型実験、浸透対策、2011年東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

直轄管理区間の堤防では、平成14年の「河川堤防設計指針」に基づいて詳細点検を実施した結果、点検対象区間約11,000kmのうち約3割の区間で浸透安全性が不足していることが明らかになった。また、平成19年以降「河川構造物の耐震性能照査指針（案）」に基づいて耐震性能の照査が進められており、平成24年2月に改訂された内容も含めて耐震性が不足する区間が明らかになりつつある。また、2011年東北地方太平洋沖地震では、これまで主に検討してきた基礎地盤の液状化による被害とともに、堤体自体が液状化して大変形する現象が多く確認された。

「河川堤防耐震対策緊急検討委員会」においても、堤体の液状化対策の効果の定量的な把握とそれを反映した設計法の高度化が急がれると指摘されている。本研究は、堤防の質的向上に迅速かつ効率的に対応するため、浸透対策のコストダウンや効果的な地震対策、洪水と地震の対策を両立させる複合対策について提案することを目的としている。平成24年度は、平成23年度に引き続き、浸透対策の現地モニタリングと、洪水時の揚圧力対策と堤体の液状化対策について模型実験によりその効果を検証した。

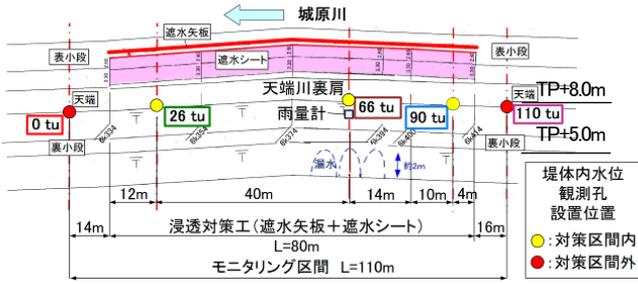
2. 堤防の浸透対策に関する検討

2.1 堤防の浸透対策に関する現地モニタリング

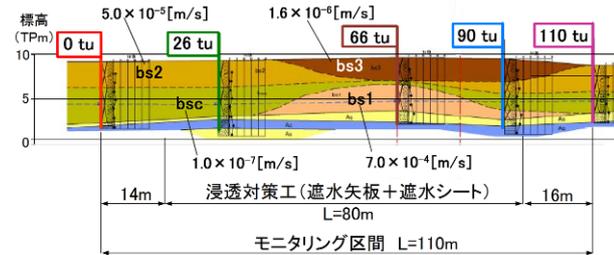
2.1.1 検討方法

平成24年度は、平成23年度¹⁾に引き続き、浸透対策を実施した箇所において、現地モニタリングを実施した。

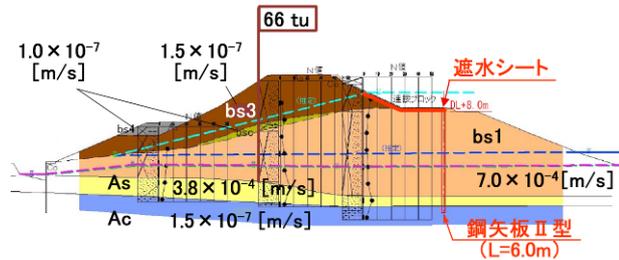
現地モニタリングは、九州地方整備局管内の筑後川水系城原川左岸6.4k付近（佐賀県神埼市）および肝属川水系始良川左岸5.4k付近（鹿児島県鹿屋市）において実施した。モニタリング箇所の平面図、地質縦断図および断面図を図-2.1、図-2.2にそれぞれ示す。城原川のモニタリング箇所では、平成21年7月26日に計画高水位を超過する洪水により川裏のり面のすべり破壊が生じ、応急復旧工事として、川表遮水工法と表のり面被覆工法の併用工法が実施された。また、平成23年3月に裏のり尻にドレーン工も設置されている。城原川堤防は、厚く堆積した有明粘性土の基礎地盤の上に、中生代の花崗岩が風化したマサ土（bs1の透水係数 $k_s=7.0E-4m/s$ 、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24年3月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は



(a)モニタリング箇所平面図



(b) モニタリング箇所縦断面図 (天端川裏肩)



(c) モニタリング箇所横断面図 (左岸 6.4k-14m)

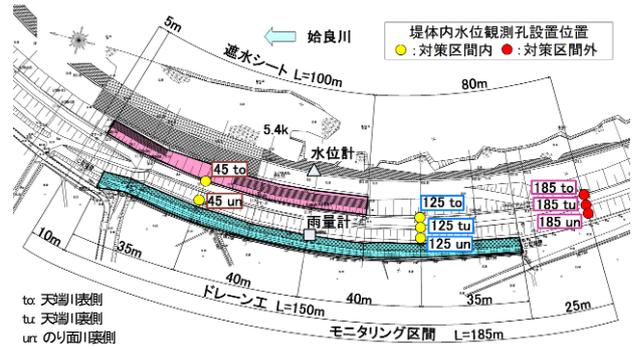
図-2.1 城原川の現地モニタリング

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、モニタリング箇所内に降雨観測用の雨量計を設置しており、観測をしている。

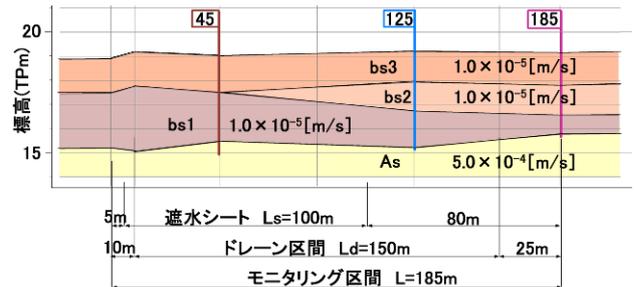
始良川堤防のモニタリング箇所では、平成20年度末に、ドレーン工法もしくはドレーン工法と表のり面被覆工法(遮水シート)の併用による質的整備が実施された。始良川堤防は、砂層の基礎地盤の上に地域特有の火砕流堆積物であるシラスを含む砂質土(透水係数 $k_s=7.0E-5m/s$)で構成されている。始良川における観測孔の設置、データ観測は土木研究所が実施した。観測は平成21年8月から実施しており、平成24年3月末時点も継続中である。堤体内水位の観測頻度は、6月～10月の出水期は2分に1回、それ以外の時期は5分に1回としている。加えて、モニタリング箇所における河川水位と、降雨量も観測している。

2.1.2 モニタリング結果

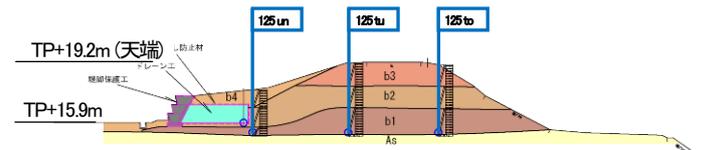
城原川については、平成23年度の出水において、浸透



(a)モニタリング箇所平面図



(b) モニタリング箇所縦断面図 (天端川裏肩)



(c) モニタリング箇所横断面図 (左岸 5.4k+60m)

図-2.2 始良川の現地モニタリング

対策の効果を確認している。平成24年度は、平成23年度を超える出水がなかった。

始良川においては、平成21年8月の観測開始以降で、平成24年6月の出水において、モニタリング期間中に最も河川水位が上昇した。図-2.3に、この出水のあった6

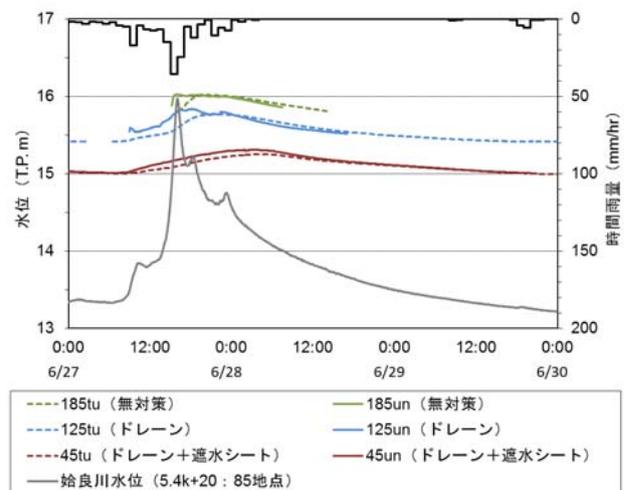


図-2.3 始良川の観測結果

月 27 日から 30 日の観測結果を示す。当該洪水は、河川のピーク水位が T.P.+16.0m 程度で、高水敷および堤内地盤高をやや超過するまで河川水位が上昇した。一時的に時間 30mm 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が見られたが、堤防の安全性には影響のない範囲であった。

なお、図-2.4 よると、ドレーン工+川表遮水シートによる対策工を実施した区間の堤体内水位（天端裏法肩）は、無対策区間より 0.8m 程度低い水位となっていた。また、ドレーン工のみによる対策工を実施した区間の堤体内水位（天端裏法肩）は、無対策区間より 0.3m 程度低い水位を示しており、堤防の浸透対策工の効果が確認された。

2.1.3 まとめ

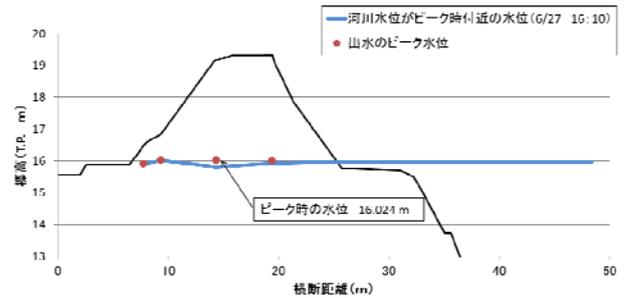
九州地方整備局管内の城原川と始良川において、浸透対策を実施した箇所を対象に、堤体内水位の現地モニタリングを実施した。その結果、始良川においては、ドレーン工と川表遮水シートの併用した対策実施箇所及び、ドレーン工の対策実施箇所において、堤体内水位低下効果が確認できた。なお、城原川においては、平成 24 年度には大きな出水がなかったが、平成 23 年度の出水により浸透対策の効果が確認できている。

2.2 堤防の盤ぶくれ対策に関する模型実験

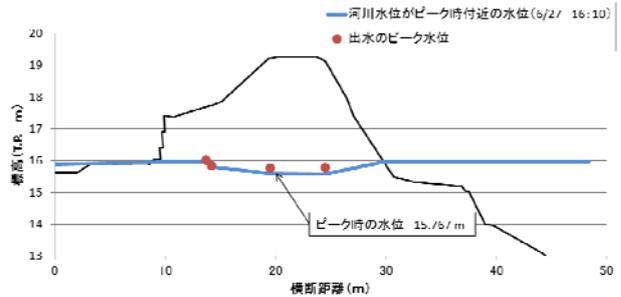
2.2.1 対象とする盤ぶくれ対策工

本研究で対象とした盤ぶくれ対策工は、河川堤防の川裏側の地盤が薄い難透水性の被覆土層で覆われ、その下に透水性の高い砂礫層が川表から川裏に連続している箇所において、被覆土層を貫通する形で対策工を施工し、洪水時に透水層の水を穏やかに抜くことにより被覆土層下面に作用する揚圧力を低減することを期待する工法²⁾である。

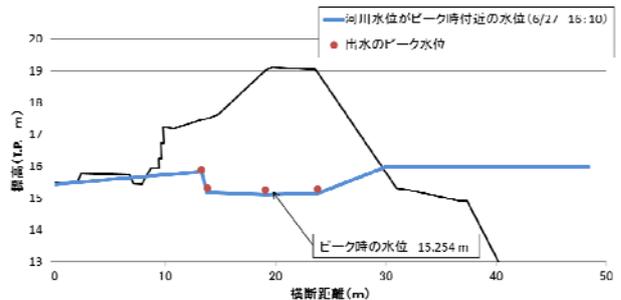
盤ぶくれの発生メカニズムを表-2.1に示す。洪水によって河川水位が上昇するにつれ、堤防付近の透水層内の飽和度が增加する（フェーズ1）。ついには被覆土層下面に水面が接し、被覆土層を押し上げようとする圧力が被覆土層に作用し始める。透水層の川裏側が閉塞されている（行き止まり地盤）場合には透水層内の水位も上がりやすく、より高い水圧が作用する。完全に閉塞されている場合には河川水位と同じ水圧が被覆土層下面に作用する。したがって、平常時から地下水位の高い集水地形や行き止り地盤は盤ぶくれが生じやすいと考えられる。被覆土層下面の水圧が小さい段階では、被覆土層の自重等により膨れ上がらない（フェーズ2）。その後、さらなる河川水位の上昇により



(a) 無対策の断面



(b) ドレーン設置断面



(c) ドレーン+川表遮水シート設置断面

図-2.4 出水時の堤体内水位（始良川 5.4k+60m）

表-2.1 盤ぶくれの発生メカニズム

フェーズ	横断形状	被覆土層下面の水圧	被覆土層表面の変位
1	堤体、被覆土層、透水層（飽和度が上昇）	殆どなし	なし
2	堤体、水および土粒子、被覆土層、透水層（水圧 P）	河川水位に追随し増加	殆ど変化なし
3	堤体、水および土粒子、被覆土層、透水層（水圧 P）	殆ど変化なし	河川水位に追随し増加
4	堤体、水および土粒子、被覆土層、透水層（水圧 P）	開放	開放とともに低減

被覆土層下面の水圧が増加すると、被覆土層が膨れ上がり始める（フェーズ3）。その後は、被覆土層と透水層の間

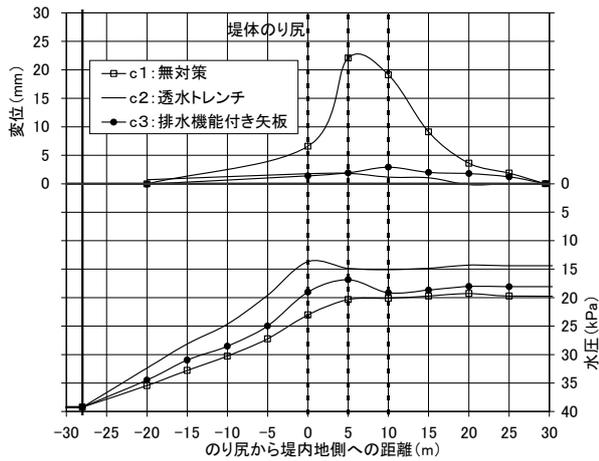


図-2.10 外水位4m時点の各ケースの水圧・変位の関係

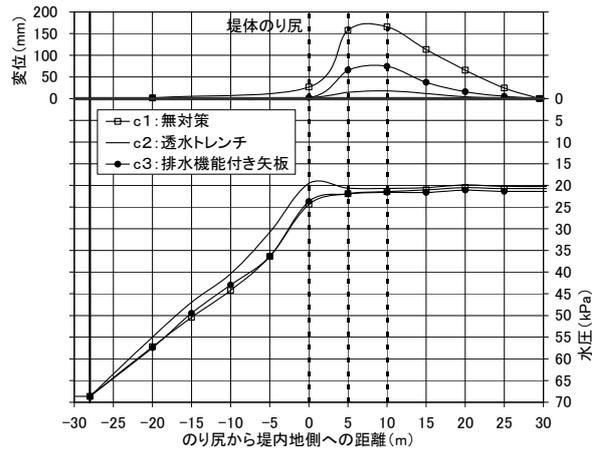


図-2.11 外水位7m時点の各ケースの水圧・変位の関係

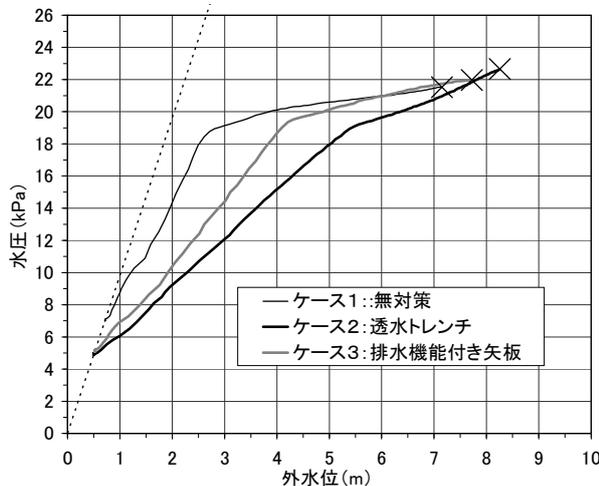


図-2.12 外水位と水圧の関係

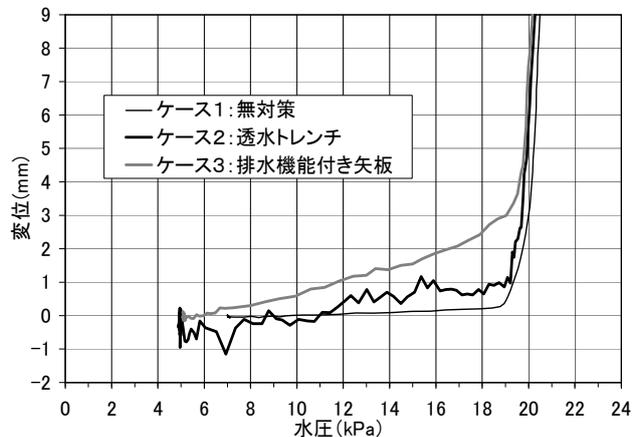


図-2.13 水圧と変位の関係

2.3.3 実験結果

外水位が2mのときののり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-2.9に示す。3ケースとも変位は殆ど生じていない。無対策のケースでは、堤防から離れるに従って徐々に水圧が小さくなっている。一方、対策工を施したケースについては、対策工を設置したのり尻位置の水圧が最も小さくなり、無対策の水圧と比較して、58% (透水トレンチ)、69% (排水機能付き矢板) となっている。

次に、外水位が4mのときの水圧・変位の関係を図-2.10に示す。無対策の変位が顕著である。これに対して、対策工を施したケースの変位量は3mm以下に収まっている。透水トレンチのケースでは、のり尻位置における水圧を無対策と比較すると59%になっているのに対し、排水機能付き矢板のケースでは83%であり、水圧低減効果が確認できるものの、効果は相対的に小さい。

さらに水位が上昇した、外水位7mに対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-2.11に示す。変位量は、

無対策が最大16.6cm、排水機能付き矢板のケースが7.5cmに達している。透水トレンチのケースでも変位量は最大1.8cmであり、膨らみつつある状況が確認できる。この時点で対策工による水圧低減効果はほとんど確認できない。

外水位と盤ぶくれにより最も変位量が大きい位置における被覆土層下面の水圧の関係を図-2.12に示す。勾配は透水トレンチが最も緩く、無対策が最も急である。対策工を施した場合に勾配が緩くなるのは、対策工から水が抜けることで、水圧が上がりにくくなるためと考えられ、排水能力が大きく基礎地盤から地上へ抜ける水の量が多い対策工ほど、水圧を軽減していると考えられる。どのケースも水圧が19kPa以下の範囲では、外水位に対して直線的に変化している。これは、透水トレンチ位は外水位5.3mまで、排水機能付き矢板は4.2mまでのように、対策工によって効果を発揮できる外水位の高さが異なるということもできる。一方、水圧が約19kPaを上回ると折れ点が生じ、その後、勾配が緩やかになっている。この折れ点は被覆土層が

膨らみ出す水圧と対応している。図-2.13にのり尻から10m離れた位置における被覆土層下面の水圧と変位の関係を示す。水圧が19kPa以下の範囲では変位が小さいが、19kPaを上回ると変位が急上昇している。これは、図-2.12の勾配の折れ点と同様の傾向である。河川堤防の基礎地盤の盤膨れに対する安全性は、河川堤防の構造検討の手引き³⁾に示される被覆土層の重量と被覆土層底面に作用する揚圧力の比によって照査されている。被覆土層であるカオリン粘土の自重は概ね13kN/m²であることから、本実験では、自重の約1.5倍の19kPaで地表面に膨らみが生じている。

2.3.4 まとめ

河川堤防の揚圧力対策として河川堤防ののり尻付近に対策工を設置した遠心模型実験を行い、水圧低減効果を検証した。その結果、対策工の種類によって、水圧低減効果と、効果を発揮する外水位の高さが異なることを定量的に把握することができた。

いずれのケースでも被覆土層の重量の約1.5倍に相当する水圧約19kPaが被覆土層下面に作用した時点で盤ぶくれが生じた。この水圧が作用する外水位の高さは対策工の有無と対策工の種類（対策工の排水能力）によって異なる。

地盤の条件や堤防の高さに応じて、排水部材の断面を設定するような設計も考えられるが、本実験では、処理できないほどの水が対策工に集まった場合に生じうる現象を十分に確認できたとは言えないため、引き続き検討を実施していく予定である。

3. 堤体の液状化対策工法に関する検討

3.1 検討概要

平成23年東北地方太平洋沖地震では河川堤防に甚大な被害が生じたが、その多くは基礎地盤の液状化と堤体の液状化が原因と考えられている^{4),5)}。堤体の液状化は、a)軟弱粘性土地盤上に砂質土で築かれた堤体において、b)堤体荷重によって軟弱粘土地盤が下に凸の形状で圧密沈下し、c)軟弱粘土地盤にめり込んだ堤体底部が地下水位以下となって飽和状態にある、などの条件が揃った堤体で生じるのが典型的なパターンである。堤体の液状化のメカニズムや被災箇所への傾向する知見等⁵⁾は蓄積され始めているが、その対策技術については未だ確立されていない。

堤体液状化対策に関する検討として、平成23年度に動的遠心模型実験を実施した結果、粘土地盤のせん断強度が不足し過大な変形が生じたことや、堤体内水位が統一できていないことなど、実験上の課題が残されており、

対策効果について十分な検討ができていない。そこで、平成24年度は実験条件の見直しを行うとともに、新たな対策工として護岸工を追加して動的遠心模型実験を実施し、堤体の液状化対策工法の対策効果についてより定量的な検討を実施した。

3.2 対象とする堤体の液状化対策工法

堤体の液状化が生じた場合、堤体底部が側方へ流動し、のり尻がはらみ出した結果として天端が沈下するのが典型的な被災形態である。堤体の液状化被害を低減する手法には、液状化の発生を抑制する手法と、液状化の発生は許容するものの堤体の変形を抑制する手法に大別できる。

前者については液状化発生箇所が堤体底部であることから、既存堤体への適用には技術的、経済的制約が大きい。一方、後者に関しては、のり尻の安定化に主眼をおくことで、比較的小規模な工事により対策を施せる可能性がある。例えば、林ら⁷⁾はのり尻にふとん籠を設置することにより一定の天端沈下抑制効果があることを遠心模型実験で確認した。ふとん籠はのり尻の安定化のみならずふとん籠付近の過剰間隙水圧の消散といった効果も併せて期待できるが、川表側に設置すると洪水時における河川水の堤体への浸透を助長する恐れがある。

以上を考慮し、平成23年度には、裏のり尻にドレーン工、表のり尻に押え盛土を施すことによる対策効果について模型実験を用いて検討した。しかしながら、一部の実験ケースにおいては実被害では確認されていないほど粘土地盤が大きく変形するなど、実験上の課題が明らかとなり、対策工の効果を正確に評価できていない可能性がある。そこで今年度は、実験上の課題の解決を図るとともに、昨年度の対策工法を踏襲し裏のり尻対策としてドレーン工、表のり尻対策として押え盛土工を改めて検討対象とした。さらに、表のりの対策工として護岸工を新たに追加した。なお、ここで示した対策工は、平成23年東北地方太平洋沖地震において、堤体の変形に対して効果があった可能性が確認されたものである^{6),9)}。

3.3 実験方法

3.3.1 実験一覧

実験ケース一覧を表-3.1に示す。なお、Case 7、8、9は平成23年度実施分⁸⁾である。

無対策としてCase 8および17、対策工のケースとしては押え盛土工とドレーン工を施したCase 7、9および14、護岸工とドレーン工を施したCase 18の計6ケースであ

表-3.1 実験ケースの一覧

	表のり対策工	裏のり対策工	堤防高さ H
Case 8	なし	なし	4.03 m
Case 7	押え盛土工 A	ドレーン工 A	3.96 m
Case 9	押え盛土工 B	ドレーン工 B	3.79 m
Case 17	なし	なし	4.84 m
Case 14	押え盛土工 B	ドレーン工 B	4.84 m
Case 18	護岸工	ドレーン工 B	4.73 m

る。実験は全て遠心加速度 50G で実施し、以降で示す数値は、特記しない限り実物スケールに換算した値である。また、ここで示している堤防高さ H は、加振直前における天端とのり尻の比高である。

3.3.2 模型作製

Case14、17、18 の実験模型の概要を図-3.1 に示す。なお、Case 7、8、9 の模型概要および作製手法の詳細に関しては、既往報告⁸⁾を参照されたい。

粘土地盤にはスミクレーを用い、土槽内で 40 kPa の圧力で予圧密を行った。堤体下部のめり込み沈下を表現するため、堤体直下の粘土地盤を下に凸の弧状に掘削した後、その上に堤体を作製した。堤体は江戸崎砂と東北珪砂特 8 号を乾燥重量比 1:1 の比率で混合した材料を用い、締固め度は $D_c=82\%$ である。

本来、堤体底部のめり込み沈下は堤体荷重による粘土地盤の圧密の影響によるものが多いと考えられる。しかしながら、実験模型の寸法に制約がある中、実事例で確認されたようなめり込み沈下を圧密のみで再現しようとすると、粘土地盤のせん断強度が不足し、一方で、粘土地盤にせん断強度の大きな材料を用いると圧密量が小さくなるという問題がある。東日本大震災で天端沈下が生じた箇所程度の飽和層厚 (飽和層厚 $H_{sat} \geq 1.0m$)⁹⁾を再現することを目標に、Case 7、8、9 ではカオリン粘土を用いて先行圧密圧力 60kPa、堤体直下の掘削深さを 0.5m としして模型を作製したが、一部の実験ケースにおいては粘土地盤の強度不足が確認された (表-3.1、Case 9)。そこで、Case14、17、18 においては、カオリン粘土よりも強度増加率の大きいスミクレーを使用することとしたが、カオリン粘土よりも圧密量が減少することが想定されたことから、堤体直下の掘削深さを 1.0m とした。ただし、事前に掘削した後には堤体を作製していることで、堤体荷重による圧密沈下過程で堤体内に生じると見られる応力緩和¹⁰⁾の程度が小さくなっている可能性がある。

次に、対策工の模型について述べる。ドレーン工は砕石 7 号を金網で包んだ模型で模擬し、堤体のり尻部分を掘削した後、その下部が液状化しないよう珪砂 3 号で置き換えた上に設置した。寸法は幅 5 m、高さ 1 m のもの

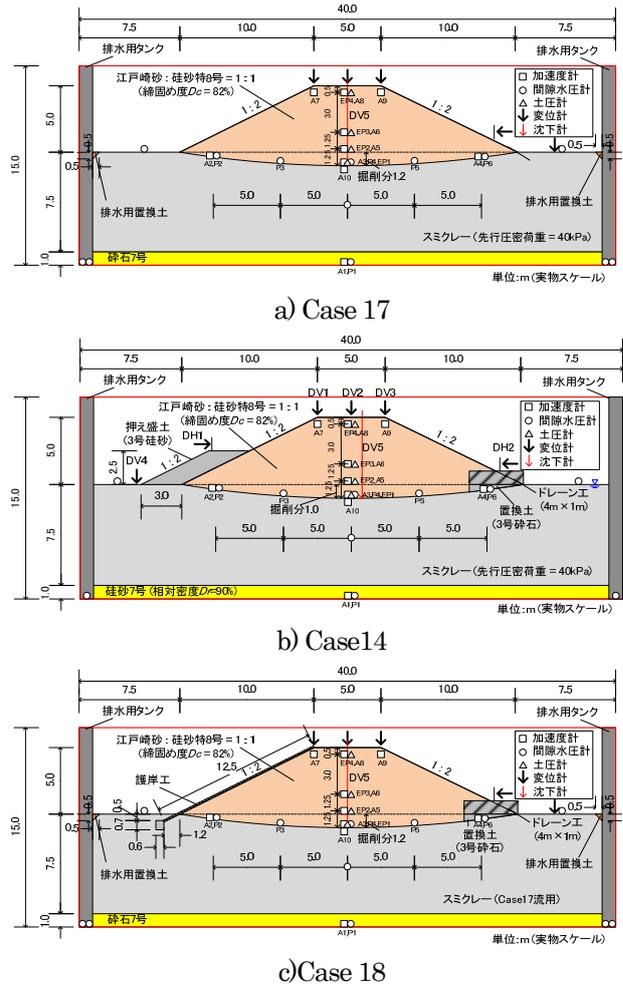


図-3.1 堤体模型の概要

と幅 4 m、高さ 1 m のものの 2 種類を採用し、それぞれドレーン工 A、ドレーン工 B と称する。押え盛土は珪砂 3 号を用いて軽く締固めることで作製し、幅 5 m、高さ 2.5 m の押さえ盛土 A と幅 3 m、高さ 2.5 m の押さえ盛土 B を検討した。護岸工については厚さ 12.5 cm、幅 25 cm 程度のコンクリート製の護岸ブロックを想定したアルミ板 (模型スケールで厚さ 2.5 mm、幅 5 mm、47 枚) を、粘土地盤中 (のり尻から 1.2 m、地表面から 0.5 m の箇所) に埋め込んだ護岸基礎からのり肩まで隙間なく配置した。なお、護岸基礎上部の粘土地盤は加振前に埋め戻した。作業性の観点から法肩から 30 枚のアルミ板は 10 枚ずつ釣り糸で緩く結んだが、護岸基礎から 17 枚については連結していない。

3.3.3 実験手順

本報告で検討対象とする実験ケースでは、堤体下部飽和域における間隙流体として水の 50 倍の粘性を有するメトローズ水溶液を使用した。メトローズ水溶液を用いて、重力場で堤体底部の飽和を行った後、遠心加速度を

表-3.2 饱和層厚と天端沈下量の関係
河川堤防の浸透・地震被害対策技術の開発

	飽和層厚 H_{sat}	平均天端沈下 S
Case 8*	1.02 m	1.08 m
Case 7	1.75 m	0.50 m
Case 9**	2.20 m	1.28 m
Case 17	1.35 m	0.75 m
Case 14	1.34 m	0.65 m
Case 18	1.48 m	0.68 m

*加振直前の法尻の堤体内水位が高い。

**加振時に粘土地盤が大きく変形。

0.1 G/min の割合で 50 G まで上昇させた。

Case 7, 8, 9 では、遠心加速度を 50G、メトロース水位を GL.+1.8m に保って堤体荷重による粘土地盤の圧密を実施した。圧密完了後に、堤体両側のメトロース水溶液を土槽外に排水し、堤体内水位が所定の高さになった時点で加振を行うこととした。しかし、この手法では排水による有効上載圧の増加に伴う粘土地盤の圧密に十分な時間をとることができず、圧密が不十分なまま加振を行うことになるため、粘土地盤のせん断強度を低下させる可能性がある。また、堤体内の水位をケース毎に揃えることが難しく、結果的に飽和層厚の条件を一定に揃えることができない。

そこで、Case14, 17, 18 においては、遠心加速度を 50G、メトロース水位を GL.+1.0m に保って堤体荷重による粘土地盤の圧密を行い、堤体両側の水位を地表面まで下げた後、堤体内の水位が定常状態となるまで観察を行った。同時に、有効上載圧の増加に伴う粘土地盤の圧密が収まっていることも確認し、加振を行った。

入力地震動は、道路橋示方書に示される地表面での動

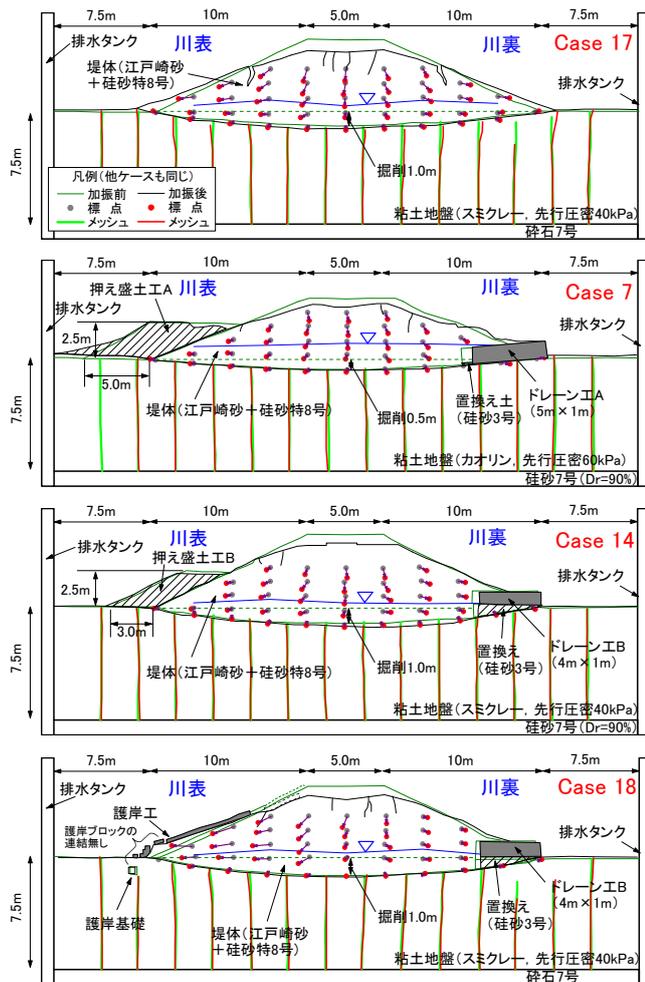


図-3.2 加振前後の観察結果

的解析用波形のうち L2 タイプ I 地震動・II 種地盤の波形(板島橋)とし、土槽底面からの入力にあたり、下方への逸散減衰の影響等を勘案して振幅を 0.7 倍に調整した。

3.4 実験結果

加振直前における天端直下の飽和層厚 H_{sat} と加振後の平均天端沈下量を表-3.2 に示す。また、加振前後における模型側面部のスケッチを図-3.2 に、天端の写真写真-3.1 に示す。さらに、 H で正規化したと S の関係を図-3.3 に示す。

無対策の Case 17 は、堤体底部の飽和層が側方に流動しており、両のり尻がはらみ出すとともに天端に縦断クラックが生じ、天端が沈下している(図-3.2、写真-3.1)。同じく無対策の Case 8 は Case 17 と比較して S/H が大きい(図-3.3)、これは Case 8 ののり尻付近の飽和層厚が中央付近より厚くなっており⁷⁾、のり尻が変形し易い

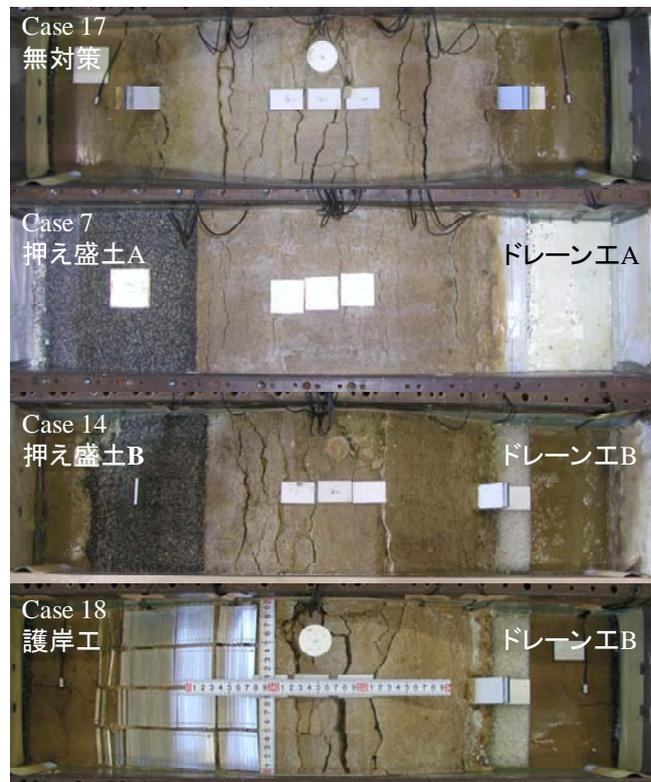


写真-3.1 加振後の天端状況

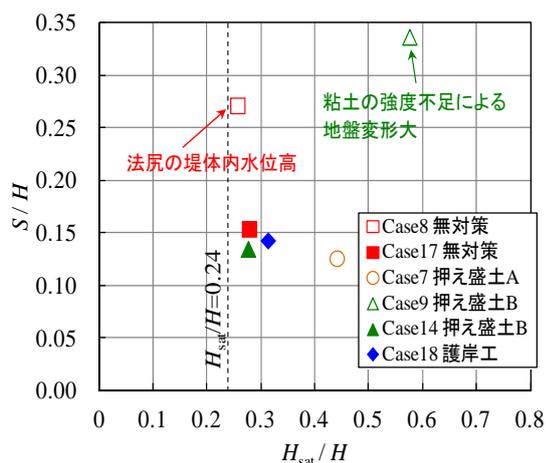


図-2.13 水圧と変位の関係

状態にあったことが影響している可能性がある。したがって、ここでは Case 17 を無対策の基本ケースとして検討する。

押え盛土を用いた Case 7、14 では、のり尻の変形を抑制することで天端沈下量が抑制されており (図-3.2)、 S/H は無対策の Case 17 に対して Case 7 で約 18%、Case 14 で約 12% 減少している (図-3.3)。天端では Case 7、14 いずれも縦断クラックが生じたが、Case 7 はその数が少ない (写真-3.1)。Case 14、17 に比べて、Case 7 は H_{sat}/H が大きく、液状化に伴う変形が生じ易かったことを考慮しても、押え盛土 A は天端沈下とクラックの抑制に寄与したものと考えられる。また、押え盛土 B は天端沈下の抑制に対しては一定の効果があつたが、クラックの生じ方については無対策の Case 17 と同程度であった。

表のり面に護岸工を設置した Case 18 では、堤体底部は川裏側よりも川表側への流動が顕著であり、表のり尻付近では連結されていない護岸工が崩壊した (図-3.2)。さらに、天端には著しい縦断クラックが生じていることから (写真-3.1)、今回用いたような連結していない護岸工モデルには変形抑制効果は確認できなかった。Case 18 の S/H は Case 17 に対して約 7% 減少しているが (図-3.3)、これは川裏側におけるドレーン工ののり尻変形抑制効果に起因している可能性が高い。

3.5 まとめ

堤体の液状化対策工法に関する動的遠心実験を実施し、対策効果の検討を行った。実験に際しては、平成 23 年度の実験で明らかとなった実験上の課題を克服するとともに、新たに護岸工を検討対象に加えた。

その結果、大規模な押え盛土とドレーン工を組み合わせた場合、天端の沈下とクラックが減少した。また、規

模を縮小した押え盛土や護岸工でもドレーン工を組み合わせることで天端沈下量の減少が見られたが、クラックについては無対策とあまり変化が見られなかった。さらに、各対策ケースの平均天端沈下量について、無対策ケースとの比較を行うと、大規模な押え盛土とドレーン工を組み合わせた場合は約 18%、規模を縮小した押え盛土とドレーン工を組み合わせた場合は約 14%、接続していない護岸工とドレーン工を組み合わせた場合は約 7% 減少することが確認された。

4. まとめ

平成 24 年度は、平成 23 年度に引き続き、浸透対策の現地モニタリングと、洪水時の揚圧力対策と堤体の液状化対策について模型実験を実施した。その結果、始良川における現地モニタリングからドレーン工と川表遮水シートとの併用した対策実施箇所及びドレーン工の対策実施箇所において、堤体内水位低下効果が確認できた。また、河川堤防の揚圧力対策に関する遠心模型実験により、対策工の種類によって、水圧低減効果と、効果を発揮する外水位の高さが異なることを定量的に把握することができた。さらに堤体の液状化対策工法に関する動的遠心実験を実施し、対策工の種類と規模、組合せに応じた効果を天端沈下量とのり面に生じたクラックに着目し整理した。

参考文献

- 1) 増山, 齋藤, 森, 佐々木: 河川堤防の浸透対策に関する現地モニタリングと三次元浸透流解析, 河川技術論文集, Vol. 7, pp.275-280, 2011.7
- 2) US Army Corps of Engineers: *Design and Construction of Levees*, pp.5-1 - 5-5, 2000.
- 3) (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), pp. 65-68, pp. 71-72, 2012.
- 4) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会: 東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について 報告書, 2011.9.
- 5) Y. Sasaki et al.: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, *Soils and Foundations*, 52(5), pp.1016-1032, 2012.
- 6) 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也: 東北地方太平洋沖地震における堤体液状化の要因分析, 河川技術論文集, 第 18 巻, 2012.

- 7) 林宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一: 泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No. 3, pp.465-473, 2011.
- 8) 谷本俊輔, 石原雅規, 増山博之, 佐々木哲也: 堤体盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験, 第47回地盤工学研究発表会, 2012.
- 9) 国総研, 土研資料: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, 2011.
- 10) M. Okamura & S. Tamamura.: Seismic stability of embankment on soft soil deposit, *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, 11(2), pp.50-57, 2011.

DEVELOPMENT OF COMPOSITE COUNTERMEASURE FOR SEEPAGE AND LIQUEFACTION OF LEVEE

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

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

Author : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori

SAITO Yukiko

TANIMOTO Shunsuke

ARAKI Hiroyuki

Abstract : In the fiscal 2012, centrifuge model tests concerning countermeasures for liquefaction inside embankment and for underseepage of levee were performed continuously from the fiscal 2011. In addition, field observation of water levels inside levees and precipitation at the sites where some countermeasures for seepage were installed has been continued. As the result, the followings were confirmed.

- 1) Drainage at the landside toe of levee and seal on the riverside surface of embankment in the Aira river effected to reduce the water level inside the embankment during the flood.
- 2) Effect to reduce uplift water pressure at the landside toe of levee in flood varies according to the type and the size of countermeasure.
- 3) Effect to reduce the settlement of the top of the levee and the cracks on the surface of the levee varies according to the combination of countermeasures as well as the type and the size of countermeasures.

Key words : levee, liquefaction inside embankment, countermeasure for liquefaction, countermeasure for underseepage, the 2011 Great East Japan Earthquake