

平成 24 年 8 月 10 日

国総研技術速報 No.3：粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討（第 2 報）

国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部

1. 背景

中央防災会議「東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震・津波対策に関する専門調査会」の報告で示された「設計対象の津波高を超えた場合でも施設の効果が粘り強く発揮できるような構造物」の考え方を受け、「海岸における津波対策検討委員会」がとりまとめた「平成23年東北地方太平洋沖地震及び津波で被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方」において、海岸堤防等の構造上の工夫の方向性が示されています。その中では、設計対象の津波高を超える津波が来襲し、海岸堤防等の天端を越流することにより、海岸堤防が破壊、倒壊する場合でも施設の効果が粘り強く発揮できるような構造物を、以下のいずれかの減災効果を目指した構造上の工夫が施されたものとしています。

- ・施設が破壊、倒壊するまでの時間を少しでも長くする
- ・施設が完全に流失した状態である全壊に至る可能性を少しでも減らす

そして、そのような構造上の工夫の方向性として、裏法尻部への保護工の設置による洗掘防止や、裏法被覆工等の部材厚の確保等による流失防止などが挙げられています。

東北地方太平洋沖地震の津波で被災した海岸堤防の復旧は、各県等において実施されることとなりますが、仙台湾南部海岸においては、国により実施される区間があります（東北地方整備局実施区間は約30km）。それら一連の復旧において上記の構造上の工夫を施すため、その技術的手法に関するより具体的な知見が求められています。

このような背景のもと、国土技術政策総合研究所では、国土交通省水管理・国土保全局海岸室および同東北地方整備局と連携して、構造上の工夫および施工上の留意点の検討を、模型実験や解析等により行っています。そして、その成果を国総研技術速報No.1「粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討（第1報）」として平成24年5月14日に発出しました。本技術速報は、その後に行った実験や解析、それらの結果の整理・分析に基づき、上記の技術速報に続く第2報として報告するものです。

以下で「本報」と言うときは技術速報No.3を、「前報」というときには技術速報No.1を指します。本報を活用される場合には、合わせて前報も参照ください。

2. 本報の基本的性格

本報は、前報と同様に、以下のような性格を有しています。

- ・ 上述の、粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討は、被災した海岸堤防の復旧と並行して実施しています。復旧現場等への検討結果の迅速な浸透・共有化の重要性に鑑み、

検討途上の段階においても発出する必要性が高く、現時点においても一定の信頼性を持つと判断できる技術情報を、速報として記すものです。

- ・ 提供する技術情報は、海岸堤防の復旧における構造上の工夫に関わる現場での技術判断にとって有用となるという観点を中心に簡潔に記すこととしています。
- ・ 引き続いて行われる検討に基づき、新たに得られた知見を後続の速報において逐次報告する予定です。その過程で、本報の内容が拡充あるいは精緻化され、また、一部修正される可能性があります。
- ・ 本報で対象としているのは、盛土により築造された台形断面を基本とし、その表面（表法、天端、裏法）を被覆した三面張り構造というものです。なお、パラペット構造がついたものなど前提となる基本構造がこれと大きく異なる堤防については別途検討が必要となります。
- ・ 本報で報告する検討は、1. 背景 で述べた海岸堤防等の構造上の工夫の方向性にしたがい、上記の通常の海岸堤防の構造に、1)裏法尻部への保護工の設置による洗掘への抵抗性の向上、2)裏法被覆工等の部材厚の確保等による流失への抵抗性の向上、を施したものを立脚点とし、技術的検討を通じて、さらなる改善の方向や技術的留意点を見出すというアプローチを基本にしています。
- ・ 上記のように、本報は検討段階の報告であり、構造上の工夫について網羅的に検討したのではなく、予め一定の検討範囲を設定していることから、本報で言及していない工夫が効果を持たないという意図で記述を行っているものではありません。
- ・ 本報は仙台湾南部海岸の海岸堤防を主対象にしておりますが、同様の構造を有する他地区の海岸堤防についても、本報が提供する技術情報を参考にできると考えられます。

本報の内容の活用にあたっては、以上に示す本報の基本的性格を十分理解いただくようお願いいたします。

3. 本報の対象事項

前報および本報の対象事項を表-1 に示します。本報の第4章では、前報の(1)と(6)を補足するデータを示しています。また、本報の第5章では、前報の(2)で提案した裏法尻での工夫について、その効果を検討しています。なお、前報の(3)で提案した、切り欠きを設けたブロックをかみ合わせた裏法被覆工を、本報の第5章で示す実験に反映しております。

本報の内容によって、裏法尻での局所的な圧力上昇範囲と裏法肩での局所的な圧力低下範囲の計測結果、裏法肩・裏法・裏法尻・裏法尻下流における断面平均流速、裏法尻の工夫を施す範囲の違いによる粘り強さの差、不陸が生じても流れをまともに受ける面が生じないよう切り欠きを設けたブロックの安定性について知見が得られました。これにより、裏法尻に工夫を施すことによる効果が確認されるとともに、工夫を施す範囲、負圧に対する法肩部分の工夫を施す範囲の目安が得られました。

表-1 前報および本報の対象事項

前報の対象事項	本報での取り扱い
(1)裏法および裏法尻での高流速	補足 (第4章)
(2)裏法尻での洗掘と対策	補足 (第5章)
(3)流れの中に置かれた構造物の不陸による構造物の不安定化とその対策	第5章で示す実験に反映
(4)揚圧力への対応	—
(5)浸透水に対する堤防裏法尻での対応	—
(6)負圧への対応	補足 (第4章)

4. 津波越流時における天端・裏法・裏法尻での圧力、水位、断面平均流速

前報では、越流に対し粘り強い構造の留意点として、裏法および裏法尻での高流速と負圧への対応を指摘しました。それらに関するより詳細な模型実験のデータを、本章では報告いたします。

なお、本章で結果を示す模型実験は、前報に示した構造物実験水路（長さ40m、幅1m、高さ1.5m）に堤防模型を設置して行いました。堤防模型の下流側は長さ16mに渡って平坦部となっており、その下流端は段落ちになっています。

(1) 圧力、水位

比高6m（現地換算値）の海岸堤防を対象とした縮尺1/25の固定床実験において、堤防天端、裏法、裏法尻及びその下流平坦部の底面におけるピエゾ水頭と水位を、それぞれマンメーターおよびポイントゲージで測定しました。ピエゾ水頭とは、大気圧基準の圧力水頭と標高0mを基準とした位置水頭との和であり、図-1のように、ピエゾ水頭が水位より高い場合には圧力上昇を、逆に低い場合には圧力低下を意味しており、ピエゾ水頭が底面より下がると圧力水頭が負の状態、すなわち負圧が発生している状態であることを示します。なお、通水は定常流とし、越流水深1m、2m、3m、6m、10m（いずれも現地換算値）の5ケース実施しました。

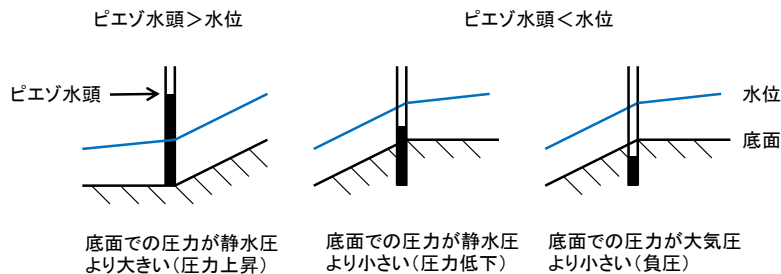


図-1 ピエゾ水頭と水位との関係

天端から裏法尻下流までのピエゾ水頭及び水位の分布を図-2、図-3 に示します（数値はいずれも現地換算）。ピエゾ水頭は水位に比較して法肩で局所的に低下、法尻で局所的に上

昇しています。このことから、圧力が法肩で低下、法尻で上昇が生じていることがわかります。

また、越流水深が大きくなると、ピエゾ水頭が局所的に低下または上昇する範囲やその大きさが増します。裏法肩周辺のピエゾ水頭及び水位の分布を拡大して示した図-4、図-5のように、裏法肩周辺でピエゾ水頭が局所的に低下している縦断方向の範囲は、越流水深2mでは長さ2m程度（現地換算値）であるのに対し、越流水深10mでは長さ12m程度（現地換算値）に達しています。また、越流水深6m及び10mでは裏法肩で負圧が発生しています。一方、図-6、図-7のように、裏法尻周辺でピエゾ水頭が局所的に上昇している縦断方向の範囲は、越流水深2mでは長さ3m程度（現地換算値）ですが、越流水深10mでは長さ20m以上（現地換算値）になります。これらの範囲は、概ね法尻の水脈厚さの3倍程度となっています。

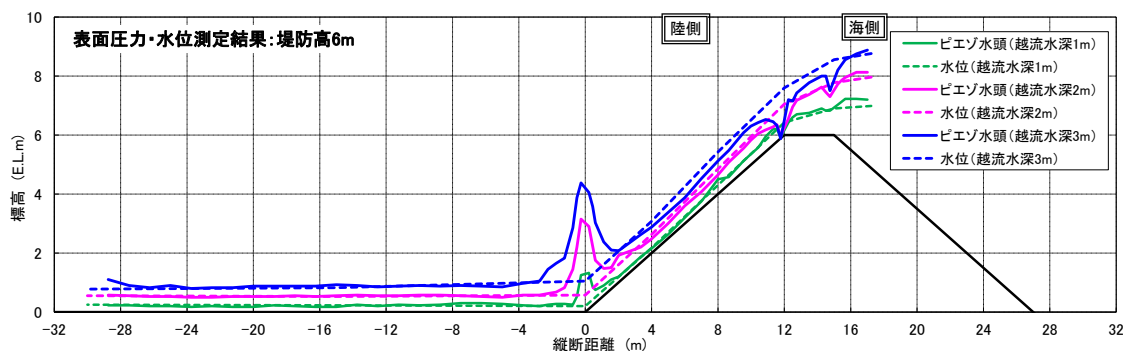


図-2 天端・裏法・裏法尻下流のピエゾ水頭及び水位（越流水深1,2,3m）

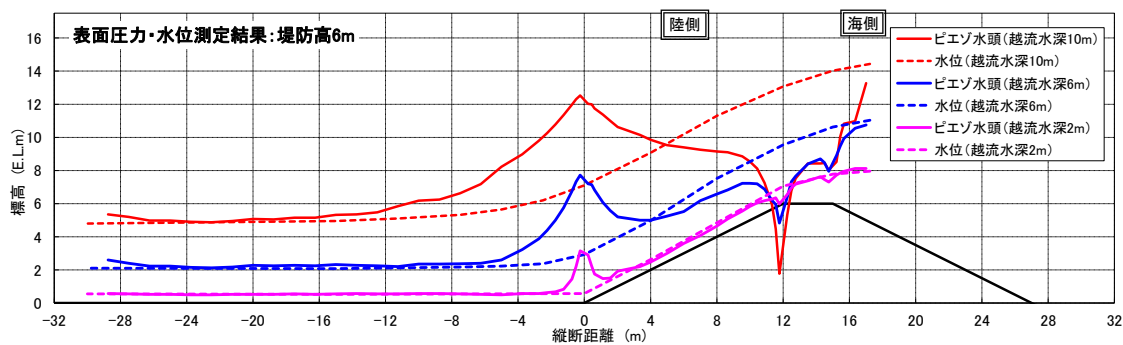


図-3 天端・裏法・裏法尻下流のピエゾ水頭及び水位（越流水深2,6,10m）

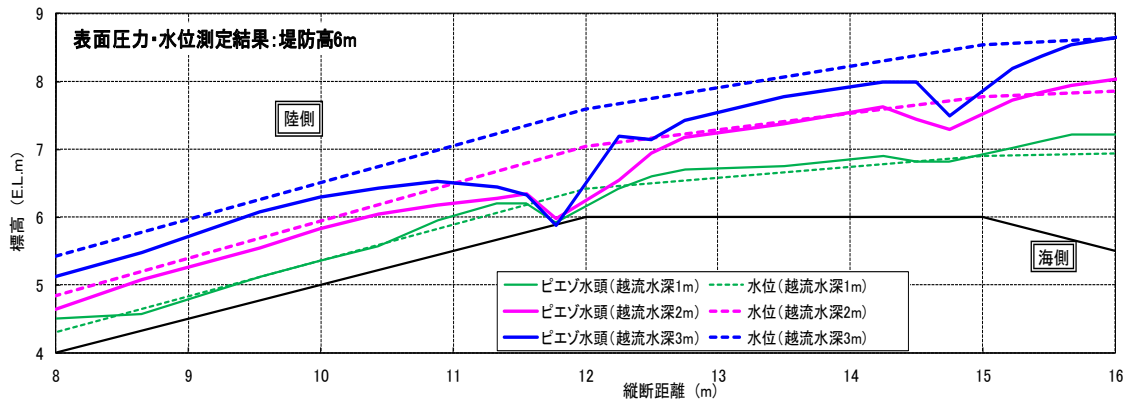


図-4 裏法肩周辺のピエゾ水頭及び水位（越流水深 1,2,3m）

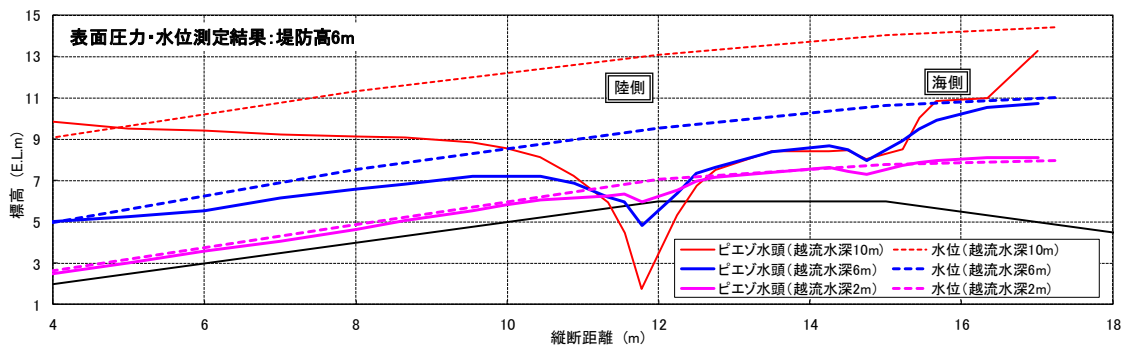


図-5 裏法肩周辺のピエゾ水頭及び水位（越流水深 2,6,10m）

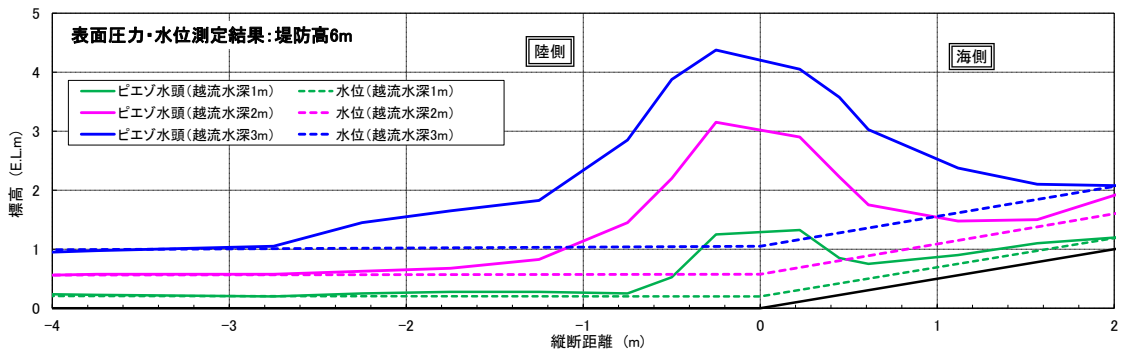


図-6 裏法尻周辺のピエゾ水頭及び水位（越流水深 1,2,3m）

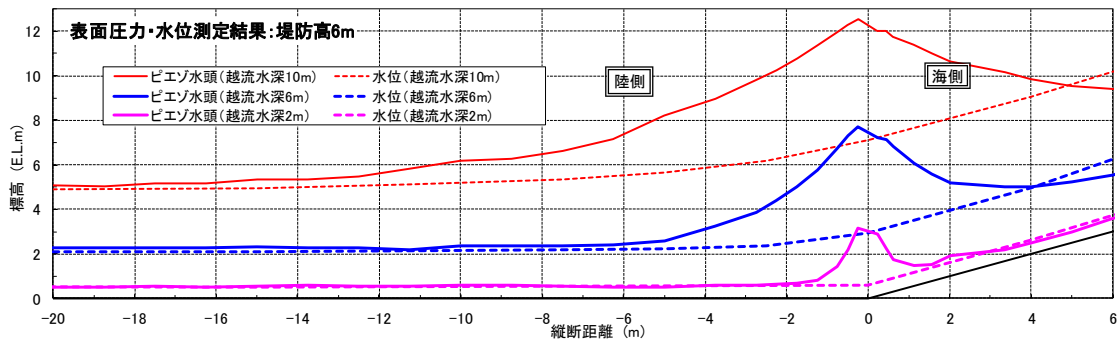


図-7 裏法尻周辺のピエゾ水頭及び水位（越流水深 2,6,10m）

(2) 断面平均流速

(1) に示した水位測定結果をもとに、水深と単位幅流量から断面平均流速を算出しました。その結果を図-8、図-9 に示します（数値はいずれも現地換算）。各越流水深での断面平均流速は裏法から裏法尻下流の平坦部までの間で 8~14m/s 程度となっており、高流速が発生していることがわかります。

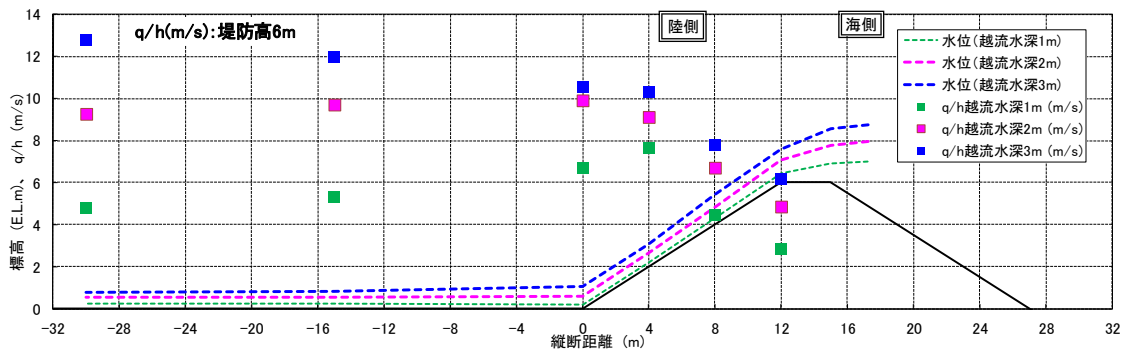


図-8 天端・裏法・裏法尻下流の断面平均流速（越流水深 1,2,3m）

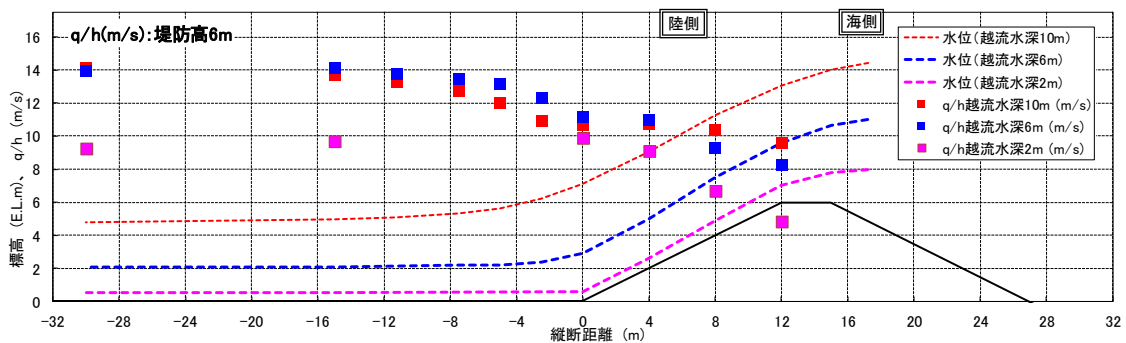


図-9 天端・裏法・裏法尻下流の断面平均流速（越流水深 2,6,10m）

また、図-10は、各越流水深での裏法肩（縦断距離 12m）、裏法上部（縦断距離 8m）、裏法下部（縦断距離 4m）、裏法尻（縦断距離 0m）、裏法尻下流（縦断距離-15m）での断面平均流速を示しています。断面平均流速は、裏法肩及び裏法上部では越流水深とともに大きくなっていますが、裏法下部や裏法尻では越流水深 3m 以上ではほぼ一定となっています。

なお、本実験は固定床模型で行っていますが、裏法尻下流で洗掘が進行すると越流水の落差が大きくなってさらに高流速となる部分が生じる可能性があることに留意が必要です。

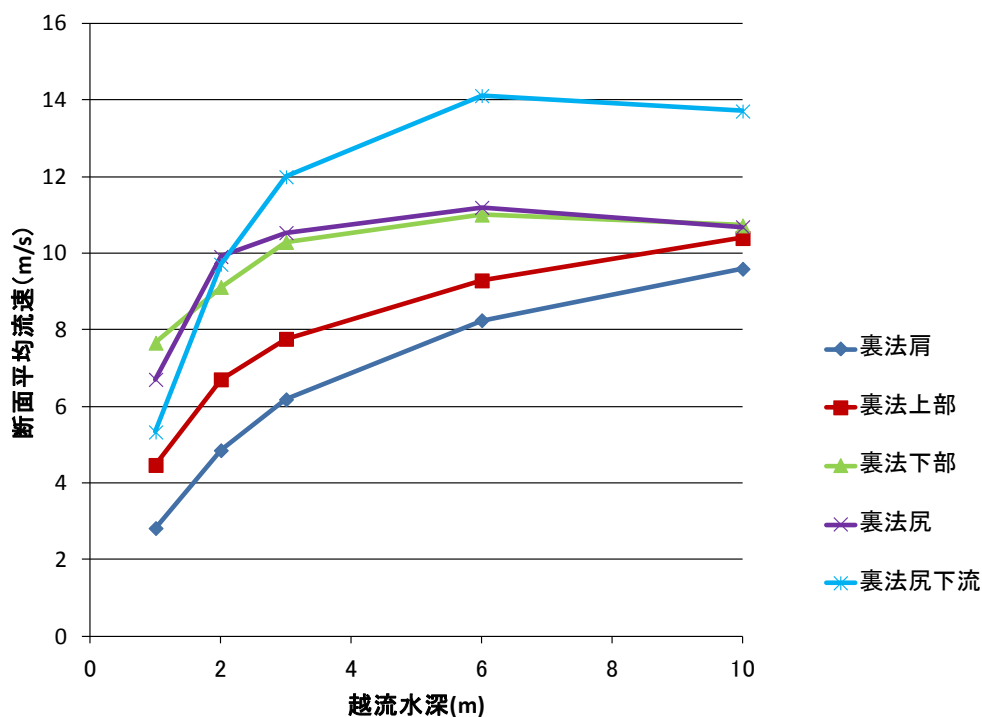


図-10 各部分での断面平均流速（比高 6m）

(参考) 比高 9m・法勾配 2 割の堤防の天端・裏法・裏法尻での圧力，水位，断面平均流速

比高 9m (現地換算) の海岸堤防について同様に実験した結果を図-11～図-19 に示します。

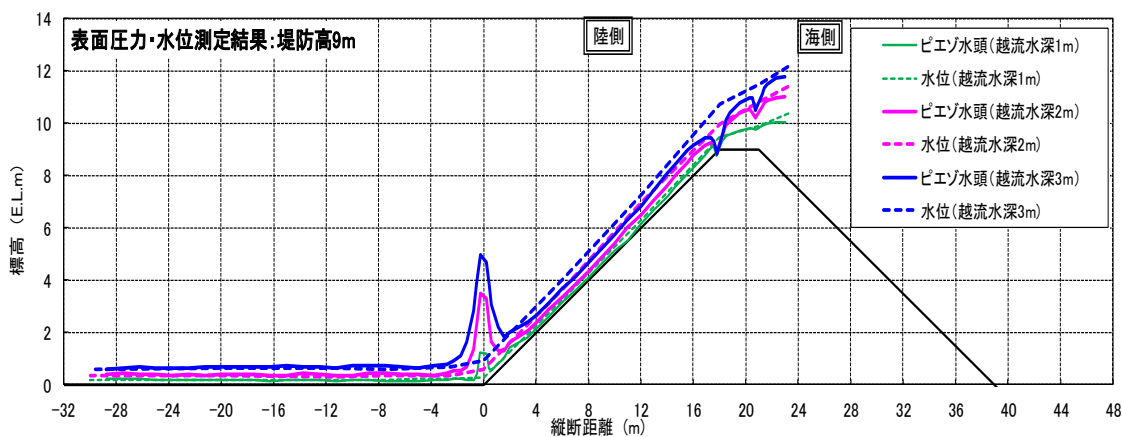


図-11 天端・裏法・裏法尻下流のピエゾ水頭及び水位 (越流水深 1,2,3m)

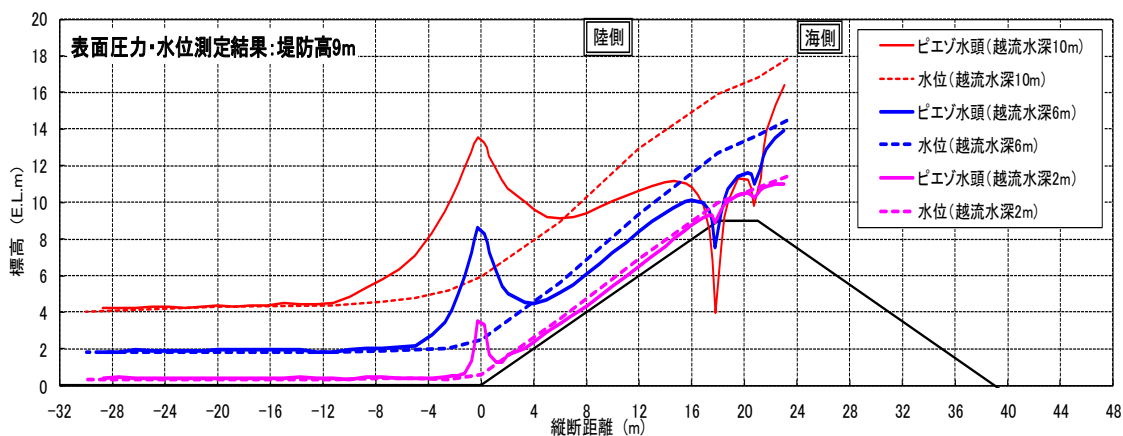


図-12 天端・裏法・裏法尻下流のピエゾ水頭及び水位 (越流水深 2,6,10m)

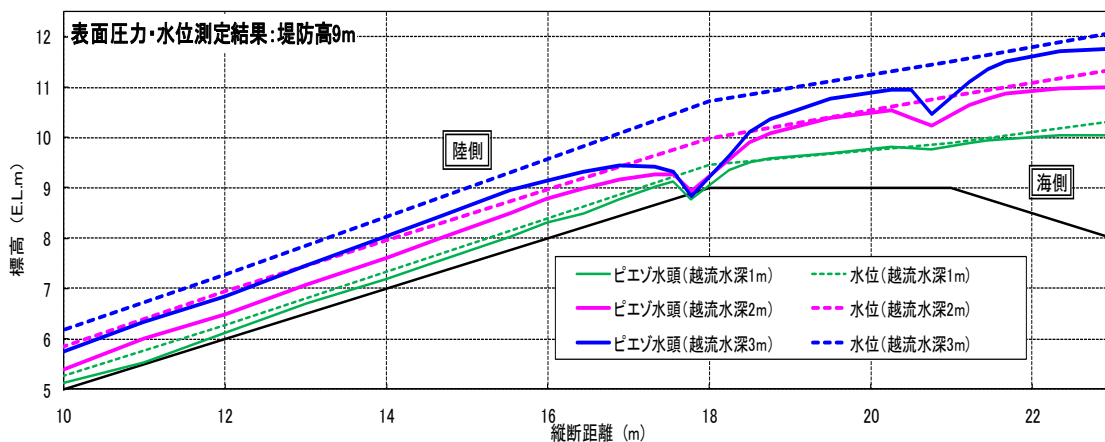


図-13 裏法肩周辺のピエゾ水頭及び水位 (越流水深 1,2,3m)

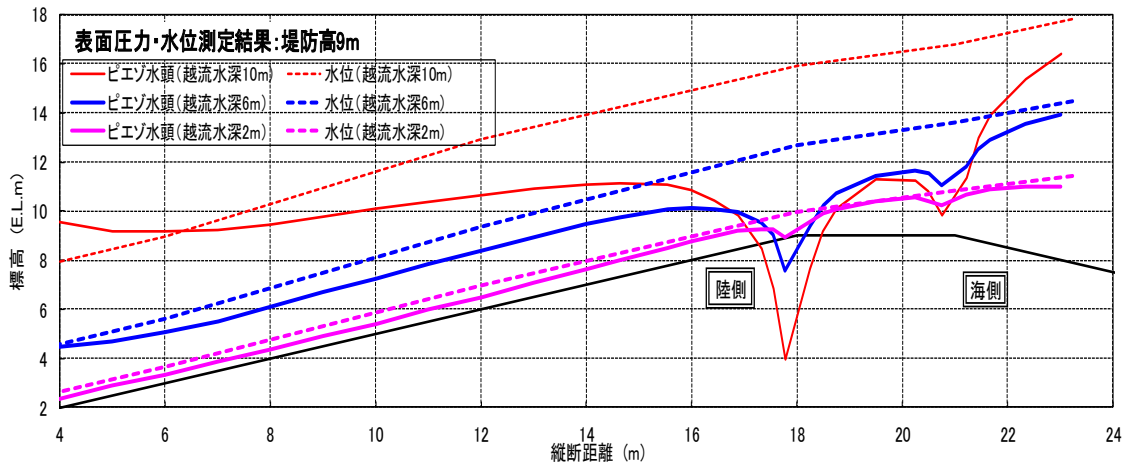


図-14 裏法肩周辺のピエゾ水頭及び水位 (越流水深 2,6,10m)

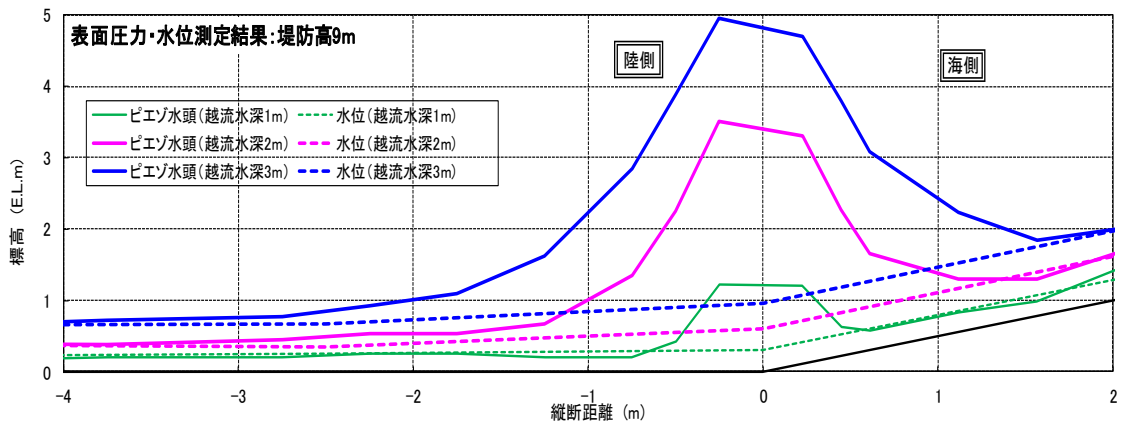


図-15 裏法尻周辺のピエゾ水頭及び水位 (越流水深 1,2,3m)

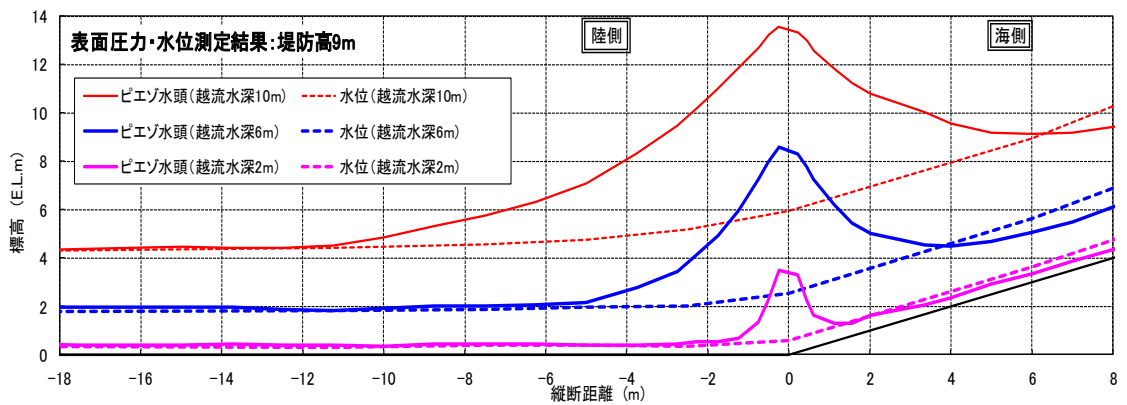


図-16 裏法尻周辺のピエゾ水頭及び水位 (越流水深 2,6,10m)

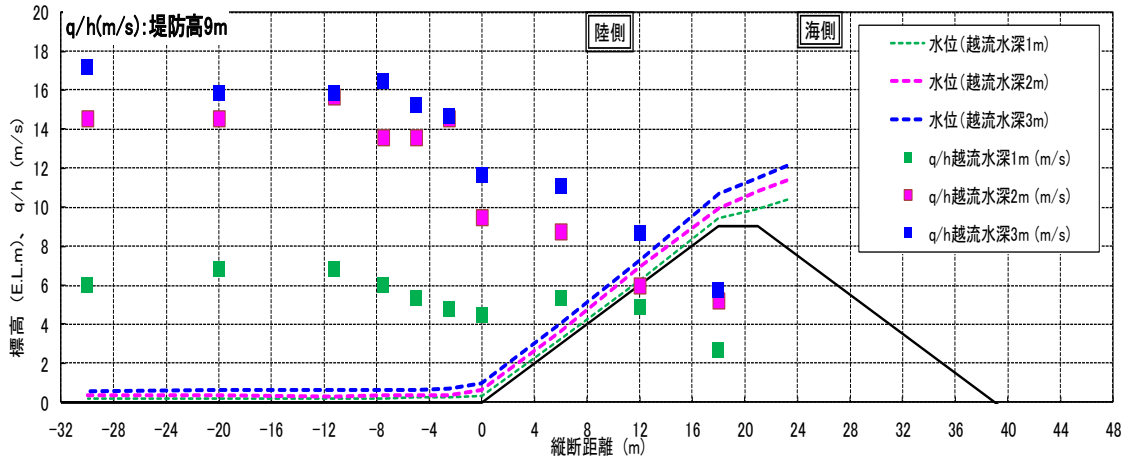


図-17 天端・裏法・裏法尻下流の断面平均流速 (越流水深 1,2,3m)

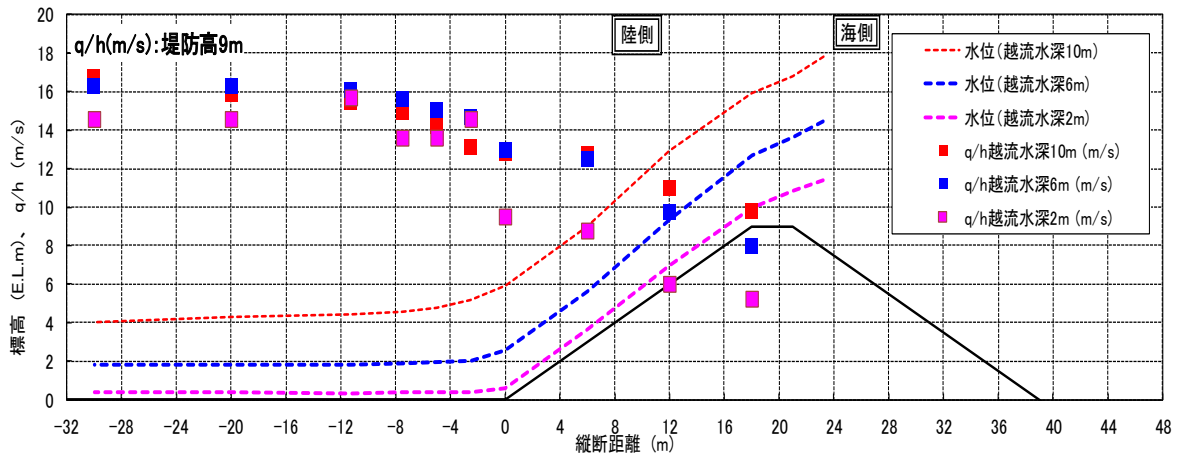


図-18 天端・裏法・裏法尻下流の断面平均流速 (越流水深 2,6,10m)

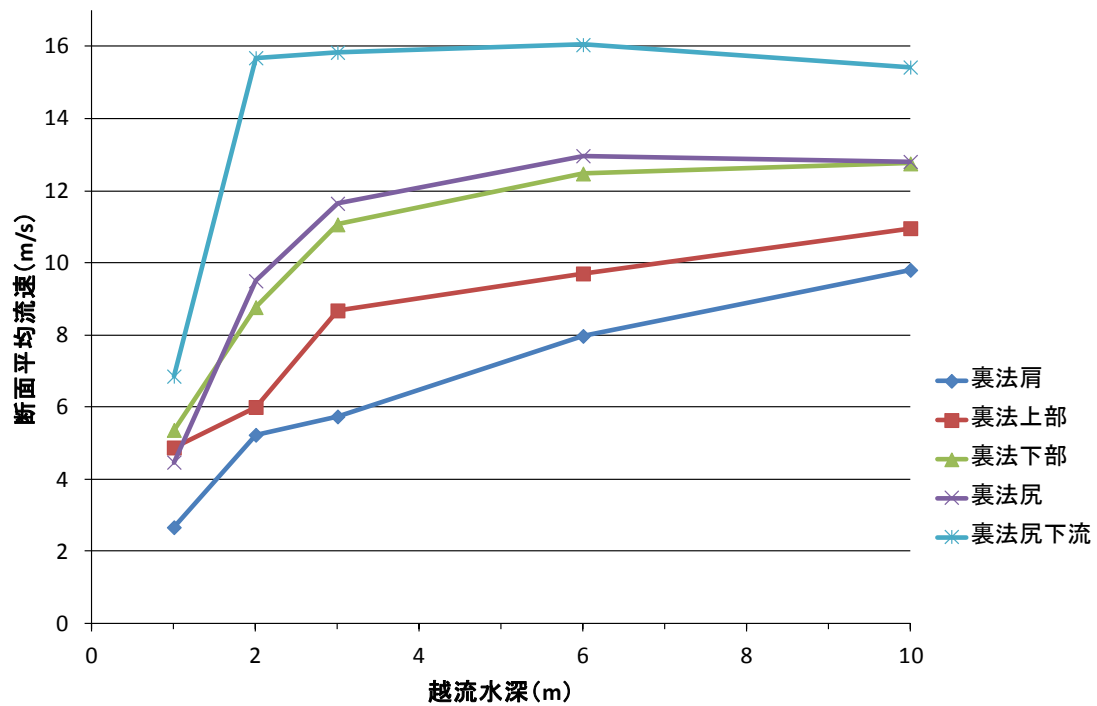


図-19 各部分での断面平均流速（比高 9m）※

※裏法肩（縦断距離 18m），裏法上部（縦断距離 12m），裏法下部（縦断距離 6m），裏法尻（縦断距離 0m），裏法尻下流（縦断距離・11.25m）

5. 裏法尻での洗掘対策の効果

前報では、裏法尻における構造上の工夫の一つとして、基礎工により越流水の流向を水平に変えることが重要であると指摘しました。本報では、その工夫の効果を模型実験により検討した結果を報告いたします。

図-20のように、比高 5m、裏法勾配 1:2 の堤防の裏法尻に基礎工を設置した構造を対象に、小規模実験と大規模実験を実施しました。また、基礎工近傍での洗掘への対策として、基礎工の陸側及び下部に地盤改良を施したケースも設定し、裏法尻の工夫を施す範囲の違いによる粘り強さの違いを比較しました。なお、裏法被覆工には、前報で示したように、不陸が生じても流れをまともに受ける面が生じにくいように、図-20のブロック諸元図に示すような流れの上流側と下流側に切り欠きを設けたブロック（現地換算値：厚さ 0.5m、質量 2t）をかみ合わせることで、流れの下流側のブロックが上流側のブロックよりも突出しにくくする構造を採用しています。なお、ブロックの切り欠き幅等は、実験で用いた諸元に限定されるものではありません。切り欠き幅が大きいほど下流側ブロックの突出が生じにくくなりますので、ブロック製作の手間や施工性との兼ね合いも考慮の上決定することが重要です。

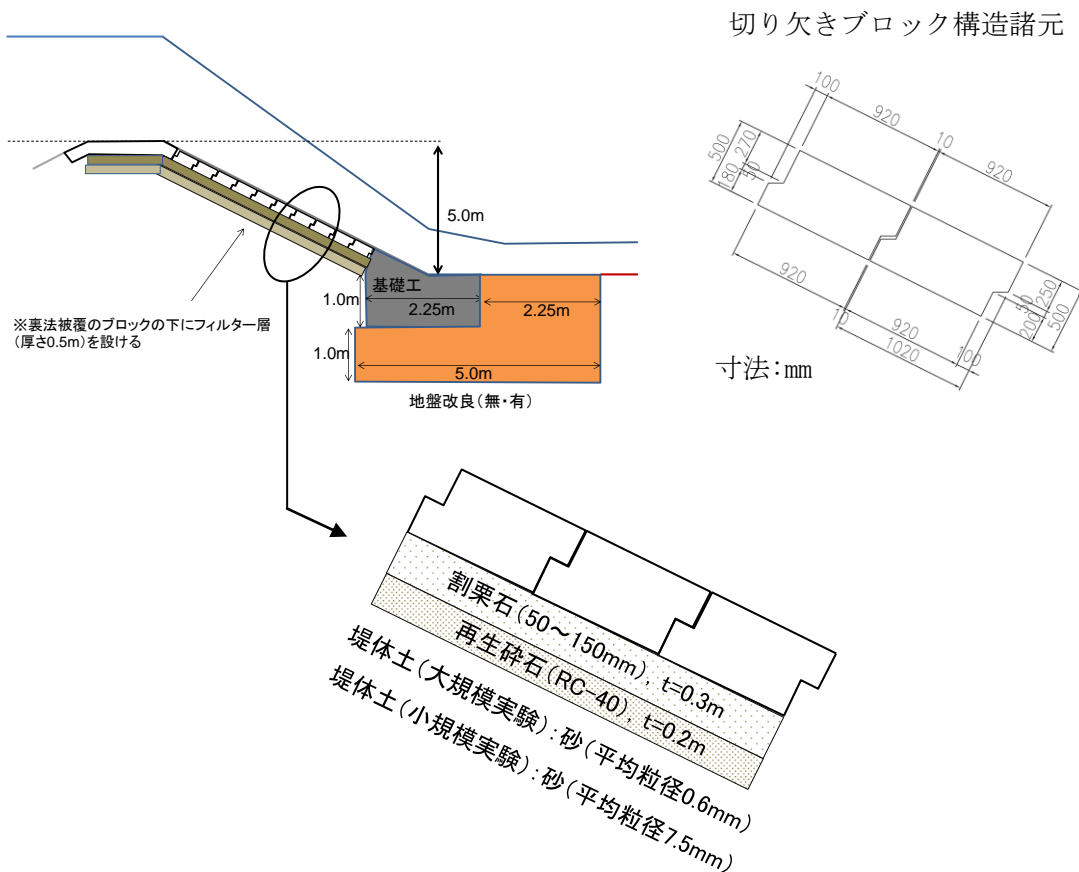


図-20 模型実験の構造断面（寸法は現地換算値）

(1) 小規模実験 (縮尺 1/25)

図-21 は、地盤改良無しの場合における越流水深 2m (現地換算値) での堤防及びその陸側の移動床 (粒径約 0.3mm) の変化を示しています。越流時間は 2 分間です。越流が始まるとともに裏法尻では洗掘が進みます。洗掘の進行に応じて跳水の位置が法尻に近づいたり離れたりする現象が見られました。跳水の位置が法尻から離れた状態でも近づいた状態でも後述する地盤改良ありのケースに比較して越流水がやや下向きに地盤に突っ込む状況が見られます。特に図-21 の右上の写真のように跳水が法尻から離れた状態から法尻に近づく時に、裏法を流下してきた越流水が裏法尻の地盤により下向きに突っ込む様子が確認されました。越流終了まで基礎工および裏法被覆工は被災しませんでした。基礎工の陸側側面がほぼ全面的に露出するまで洗掘されていました。

図-22 は、地盤改良有りの場合における状況を示しています。小規模実験では地盤改良の模擬が難しいため、地盤改良部分は比重が等しいモルタルで製作して水路内に設置しており、基礎工と地盤改良部分は接着していない状態になっています。地盤改良有りのこの条件でも図-21 と同様に被災は生じませんでした。ただし、跳水が地盤改良下流端から離れた状態でも近づいた状態でも、図-21 に示した地盤改良ありのケースに比較して、下流に向かう越流水の方向がより水平に近づき、このため越流水が裏法尻の地盤に下向きに突っ込む状況になりにくいことが確認されました。

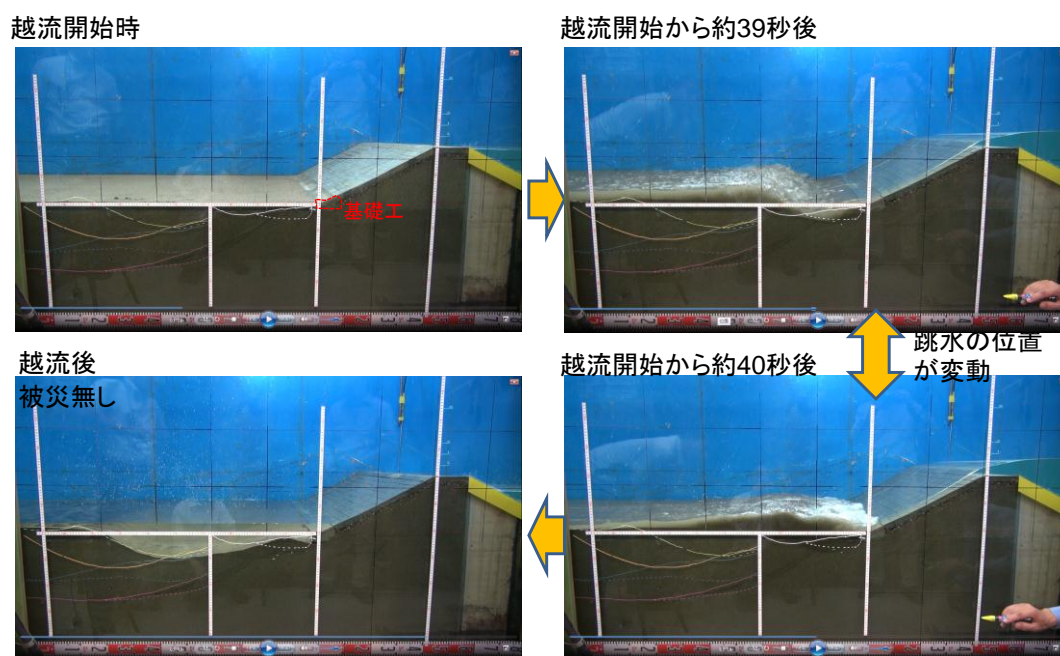


図-21 越流時の状況 (越流水深 2m, 地盤改良無し)

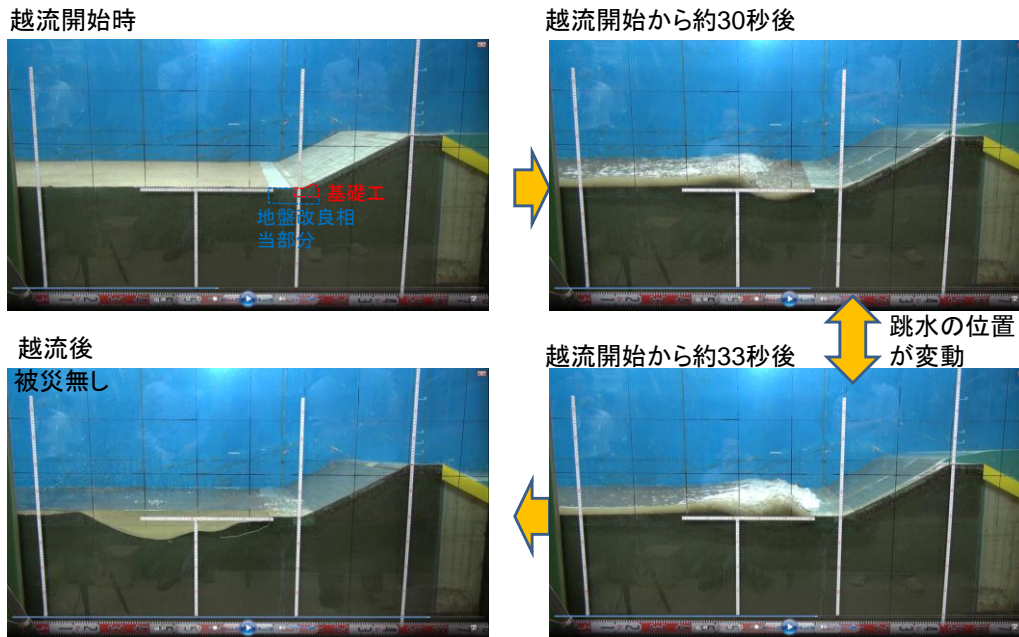


図-22 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良有り）

次に、同じ越流時間で、越流水深を 3m（現地換算値）とした場合の結果を示します。図-23 のように、地盤改良無しのケースでは、図-21 と同様に、洗掘の進行に応じて跳水の位置が法尻に近づいたり離れたりする現象が見られました。跳水の位置が法尻から離れた状態でも近づいた状態でも後述する図-24 の地盤改良ありのケースに比較して越流水がやや下向きに地盤に突っ込む状況が見られます。洗掘の発達は図-21 よりも大きく、裏法尻の地盤に突っ込む越流水の方向も図-21 よりも下向きとなる傾向が強くなります。洗掘が進行した越流開始から 60 秒後には、基礎工と裏法被覆工がずれ落ちるように崩壊しました。一方、地盤改良有りの場合のケース（図-24）でも、図-23 と同様に洗掘の進行に応じて跳水の位置が地盤改良下流端に近づいたり離れたりする現象が見られますが、跳水の位置が地盤改良下流端から離れた状態と近づいた状態いずれにおいても図-23 に示した地盤改良ありのケースに比較して、下流の地盤に向かう越流水の方向がより水平に近づきます。これにより、地盤改良下流端の洗掘深が地盤改良厚以上に発達せず、結果として堤防模型は被災しませんでした。図-24 の地盤改良有りのケースでは、基礎工と地盤改良部分が形成する裏法尻の平場が、法尻で流向を変えた越流水の方向を図-23 の地盤改良無しのケースに比較してより水平に近づけることにより、地盤改良下流端の洗掘を進行しにくくし、裏法尻の地盤の洗掘に伴い堤防が被災する可能性を低くしたと考えられます。

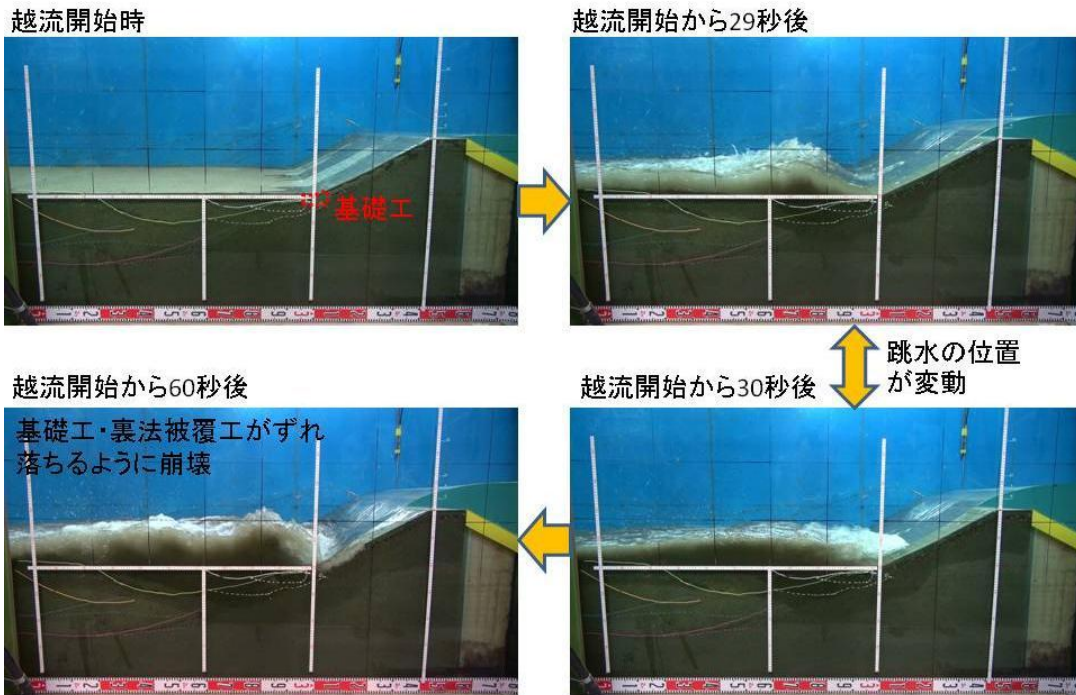


図-23 越流時の状況（越流水深 3m，地盤改良無し）

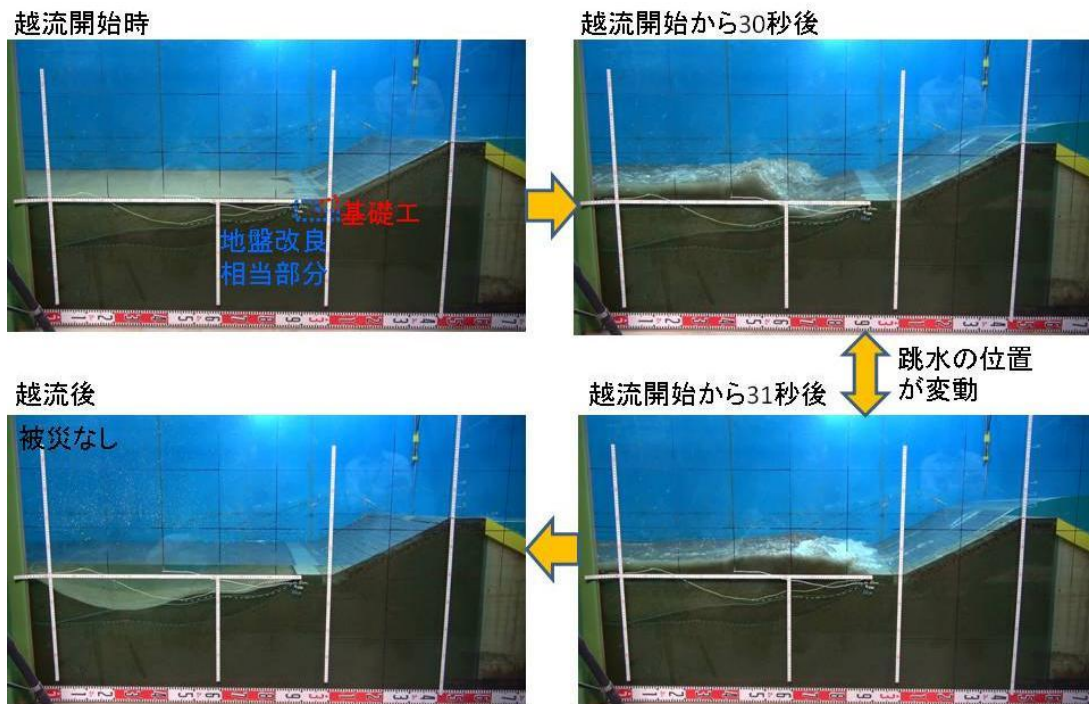


図-24 越流時の状況（越流水深 3m，地盤改良有り）

(2) 大規模実験 (縮尺 1/2)

小規模実験では、粒径 0.3mm の砂を用いても陸側の移動床等の粒径が現地スケールで 7.5mm の小礫に相当し、実際に砂浜や海岸堤防の基盤を構成する砂の粒径よりも粗くなり洗掘が発達しにくい条件になっている可能性があることから、大規模実験においても地盤改良の有無の効果を確認しました。越流水深は 2m (現地換算値) としています。なお、地盤改良の方法は次節に示します。

図-25 に地盤改良無し (図-20 の灰色の基礎工のみ) のケースにおける基礎工周辺の状況を示します。このケースでは、越流開始から 100 秒後 (現地換算約 141 秒後) に、裏法被覆工のブロックが流失し、その後、基礎工と全ての裏法被覆工が流失しました。基礎工の陸側下端に埋め込んでいた加速度計が越流開始から 99 秒後に流失していることから、洗掘によって基礎工が露出した時点で基礎工及び裏法被覆工がわずかにずれ、それが引き金となって裏法中部のブロックが流失した可能性が考えられます。

図-26 に地盤改良有り (図-20 の灰色部分の基礎工周辺に茶色部分の地盤改良を施した条件) のケースにおける基礎工周辺の状況を示します。このケースでは、越流開始からしばらくの間は基礎工と地盤改良部分で射流が見られ、その後に跳水が下流から近づいてきても基礎工や裏法被覆工は流失しませんでした。越流後には、図-27 のように、地盤改良部分の表面に削られた跡はあるものの、ほぼ原形をとどめており、全体として地盤改良無しのケースと対照的な状況になりました。また、越流後の断面形を示した図-28、30 に示すように、地盤改良部分より陸側は大きく洗掘されていますが、地盤改良部分の下面までは洗掘されませんでした。

現地換算で同じ越流水深 (2m) および越流時間 (現地換算 : 10 分) に対し、小規模実験と大規模実験では被災の有無が異なる結果となりました。その理由の一つとして、図-29 のように、大規模実験では、小規模実験と比べて水位の上昇が速いことが考えられます。また、異なるスケールの実験において同じ粒径 (0.3mm) の砂を移動床に用いていることも、洗掘の進行・発達及び図-30 のような通水後洗掘縦断形状において違いを生じさせた理由として考えられます。

図-6 及び 7 では、越流水深 2m の場合、裏法尻から陸側約 2m の範囲において、ピエゾ水頭が局所的に上昇していました。この局所的な上昇は越流水の流向を水平に変える際に生じる圧力であることから、その範囲に保護工の平坦面が存在することで流向を水平に変えられると考えられます。今回の実験では、地盤改良有りのケースでは地盤改良部分上面は表面が少し削られる程度で上流側基礎工上面のコンクリート面と遜色ない平坦面を維持しました。これにより、基礎工上面平坦面 1m に地盤改良部分の上面 2.25m を加えた計 3.25m が流向を水平方向に変える保護工として機能したと考えられますが、これは、先に述べたピエゾ水頭の局所の上昇範囲 2m に対して十分な長さです。これに対して、地盤改良無しのケースでは基礎工上面の平坦面 1m のみが保護工として機能したと考えられ、これは、先に述べた越流水深 2m におけるピエゾ水頭の局所の上昇範囲 2m に対して半分しかなく、

保護工の大きさとして十分でなかった可能性があります。また、図-28, 30 からわかるとおり、地盤改良部分下流端の厚さ 2m は、下流地盤で発生する洗掘形状に対して十分な厚さを有していたことも保護工の機能を発揮する上で有効であったと考えられます。なお、地盤改良部分が保護工として機能するためには、越流水の流向を水平にかえるために必要なしっかりと平坦面が維持されることが前提となることから、越流水の高流速に対する耐力を有することと地震・洗掘等で一体性が損なわれないことが重要と考えられます。

小規模実験及び大規模実験の結果を総合的に考えると、基礎工と地盤改良部分が一体的に保護工として機能することで流向を水平に変え、洗掘を裏法尻から遠ざけることで、裏法尻からの破壊を起こしにくくしていると評価できます。



図-25 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良無し）



図-26 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良有り）



基礎工、裏法被覆工、フィルター層、堤体土が流失
 地盤改良部分の表面が削れたが、流失していない

図-27 越流後の状況（越流水深 2m, 左：地盤改良無し, 右：地盤改良有り）

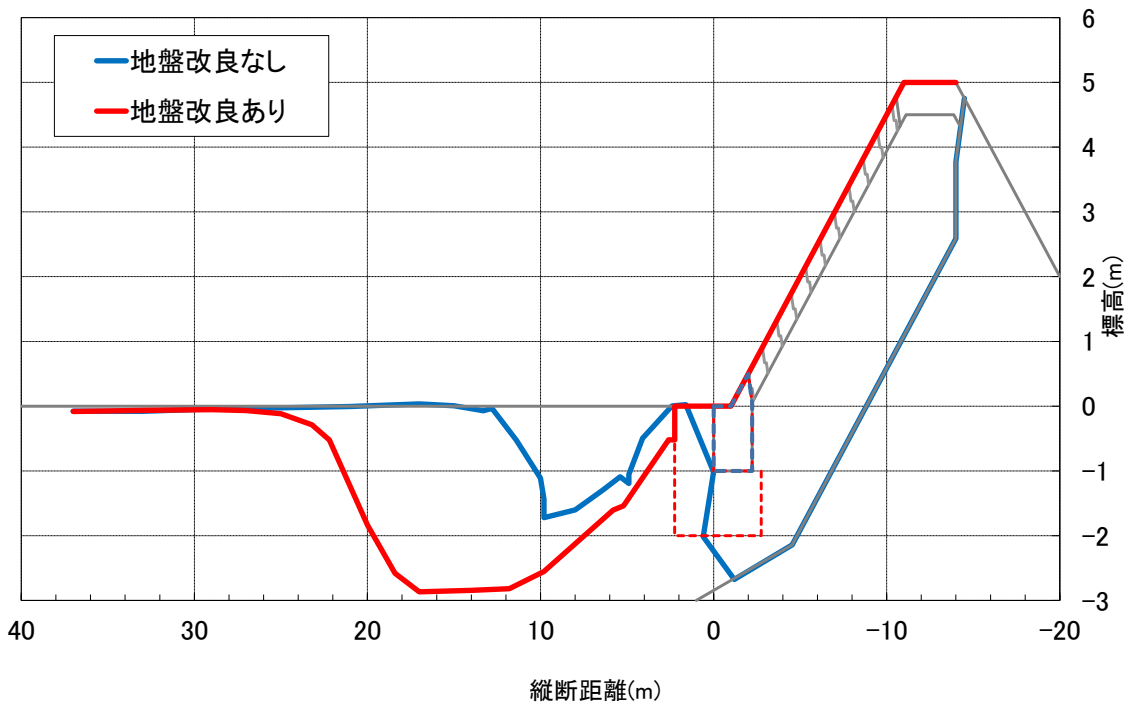


図-28 越流後の断面形（大規模実験）

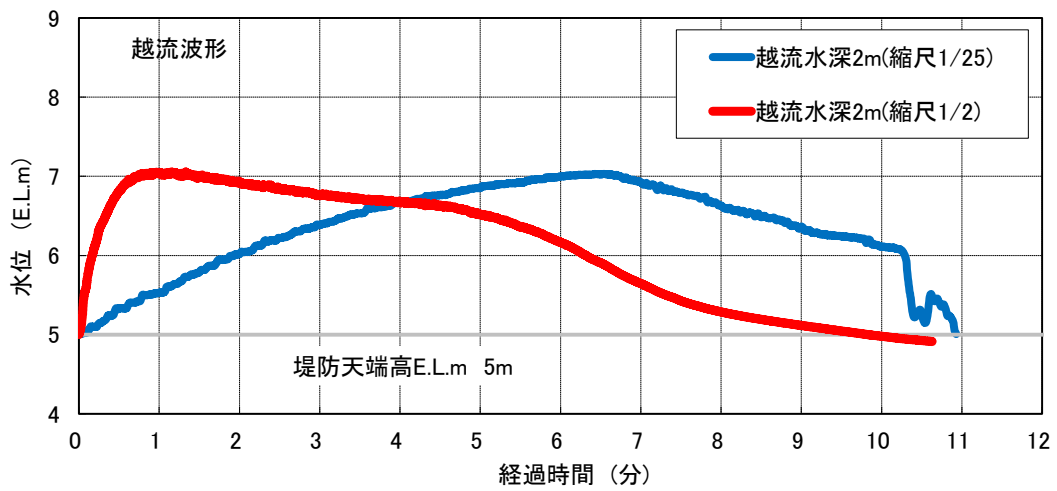


図-29 小規模実験と大規模実験の水位波形の違い

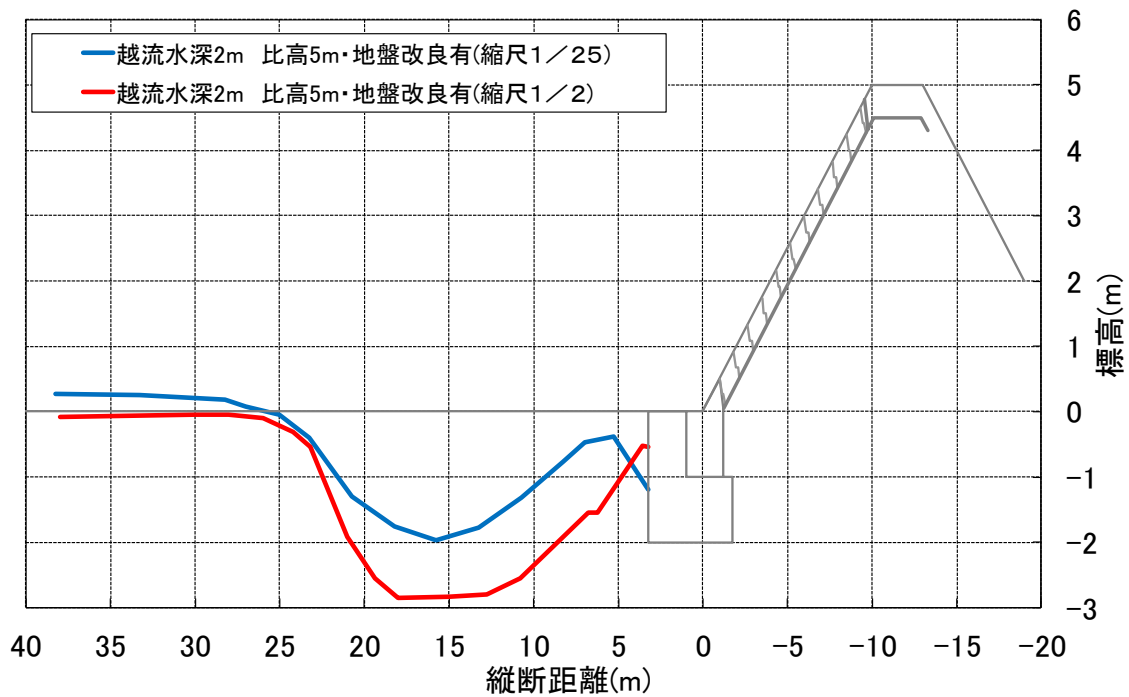


図-30 小規模実験と大規模実験の通水後の洗掘形状の違い

(参考) 地盤改良の強度

大規模実験での地盤改良体の強度は、実験終了後の改良体からサンプルを採取し、圧縮強度試験を行ったところ、 $0.53\sim 0.91\text{N/mm}^2$ でした。

また、既往の高流速による粘性土の侵食実験（土研資料第 3489 号「洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動」）では、侵食限界流速の 2 乗と引張り破壊応力に比例関係が認められることがわかっています。そこで、実験後の改良体を対象に、図-31 のような試験器を用いて引張り破壊応力を計測したところ、その値は 5.9N/cm^2 (600gf/cm^2) でした。今回の大規模実験における改良体部分の実験を実物大の高流速侵食実験とみなして、改良体に作用した流速と改良体の引張り破壊応力を前述の既往の侵食実験結果と比較したものが図-32 です。図-32 の $70\text{gf/cm}^2 < \sigma_{tb}$ の範囲は既往実験から得られている関係の外挿にはなりますが、現地で生じる流速は図-8~10 からわかるとおり、 $8\sim 14\text{m/s}$ であること、さらに裏法尻下流で洗掘が進むとさらに流速が大きくなりうること、越流後の改良体表面で剥がれが生じていること等を考え合わせると、引張り破壊応力としては水理実験の実績のある現地の土丹（約 $30\sim 70\text{gf/cm}^2$ ）よりも 1 オーダー大きい 4N/cm^2 (408gf/cm^2) 以上とするのが現時点で考え得る目安と考えられます。また、引張り破壊応力は、現場で実施可能であり、室内に持ち帰って試験をしなくてもよいので、施工管理の指標の 1 つとすることは容易と考えられます。

なお、今回の実験にあたって改良体のセメント配合量は、改良後の圧縮強度 5N/mm^2 を目標に、実験スケジュールの中で確保できる養生期間を考慮して、室内での配合試験結果に基づき決定しました。しかし、実際の圧縮強度の試験結果は、前述の通り $0.53\sim 0.91\text{N/mm}^2$ でした。目標との乖離が大きかった要因としては、実験水路内と試験室内とで養生期間中の改良体内の水分量が異なっていた可能性があること等が考えられます。現地で施工する際には、工事に使用する土砂を用いて現地試験を行い、実際の養生期間と条件等を考慮してセメント配合量等を決定する必要があります。

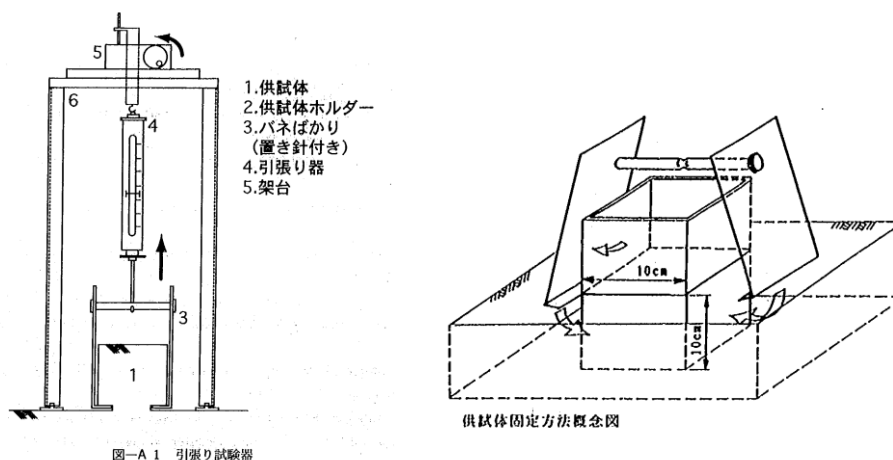


図-31 引張り破壊応力の試験法

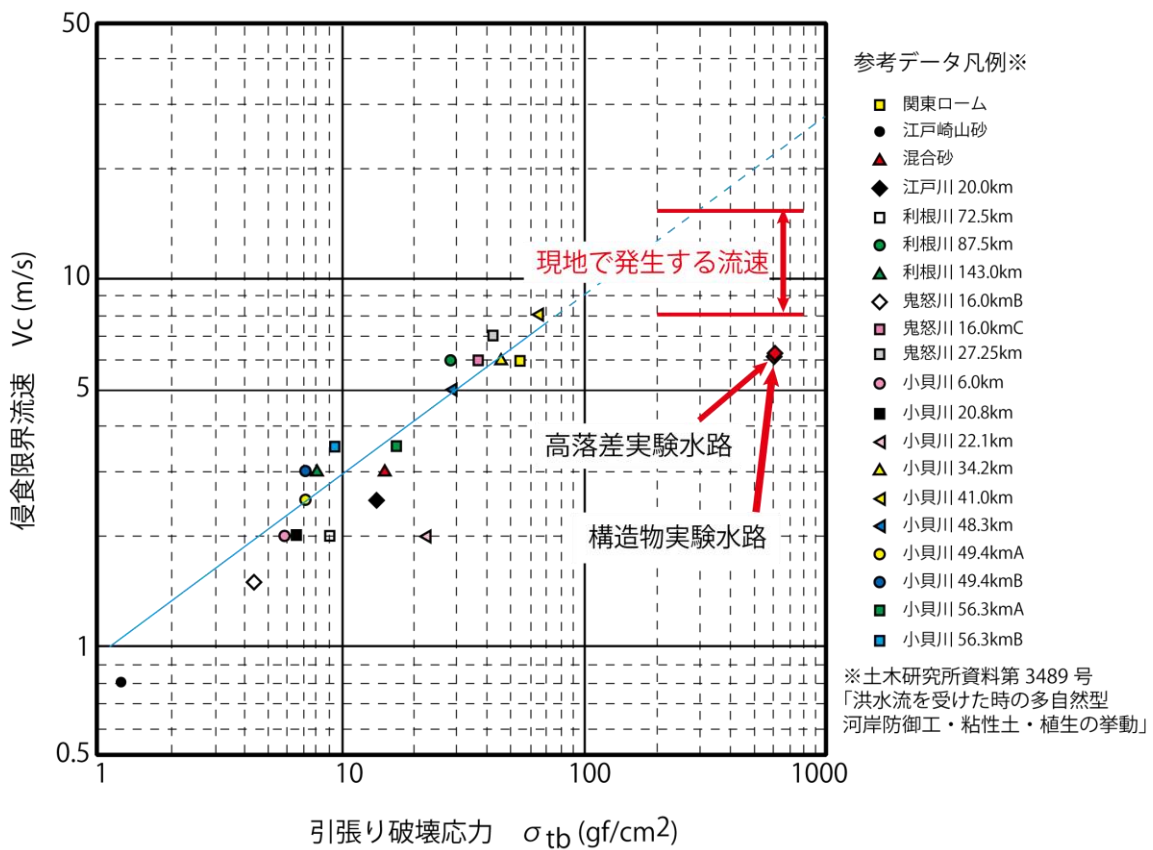


図-32 引張り破壊応力と侵食限界流速との関係 (今回の試験結果を加筆)

6. 今後の予定

2. で述べたように、引き続き検討を進め、得られた知見を随時報告してまいります。

7. 問い合わせについて

本報についての技術的な事項については、下記の窓口まで遠慮なくお問い合わせください。

国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部海岸研究室
〒305-0804 茨城県つくば市旭 1 番地 TEL: 029-864-3163

以上

【参考文献】

土木研究所河川部河川研究室，洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動—流水に対する安定性・耐侵食性を判断するために—，土木研究所資料第 3489 号，平成 9 年 1 月，503p.